

Construction d'une voie expérimentale de l'Aérotrain en vraie grandeur

M. Schwirtz

Ingenieur des Ponts et Chaussées
Direction Départementale de l'Équipement

R. Thénard

Ingenieur des Travaux Publics de l'État
Direction Départementale de l'Équipement du Loiret

M. Champion

Ingenieur des Travaux Publics de l'État
Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Blois

R. Frangi

Ingenieur de l'École Centrale de Paris
Société G.T.M. - T.P.

F. Sabarly

Ingenieur Civil des Ponts et Chaussées
Société Géoconseil

Présentation

Cet article, rédigé par les Ingénieurs qui ont participé de près à la construction de la première voie expérimentale en vraie grandeur d'un aérotrain, satisfera certainement les techniciens. Il expose, en effet, avec beaucoup de précisions, les caractéristiques spéciales de cette réalisation, plus proche d'ailleurs d'une entreprise industrielle que d'un chantier de travaux publics.

Il laissera peut-être sur leur faim les lecteurs non spécialistes. Que ceux-ci sachent donc que la long serpente de la voie portée à quelques mètres au-dessus du sol, s'intègre bien dans le paysage plat de la Beauce — que l'entrée dans le véhicule donne à peu près la même impression que l'entrée dans une Caravelle et que cette impression ne se dément pas quand l'Aérotrain démarre et prend de la vitesse. Même confort, même atmosphère un peu ouatée, les techniques de l'aviation ne sont pas loin.

Les dix-huit kilomètres de voie ont montré les possibilités de construction rapide et industrielle d'un long ouvrage d'art à caractère répétitif, ils ont permis de préciser son prix de revient ainsi que les conditions qui pourront présider à son exploitation.

La technique française se trouve, dans cette réalisation, en avance sur plusieurs plans de quelques années. Souhaitons qu'elle puisse le rester.

H. Hasson

Ingenieur en Chef des Ponts et Chaussées
Directeur Départemental de l'Équipement du Loiret

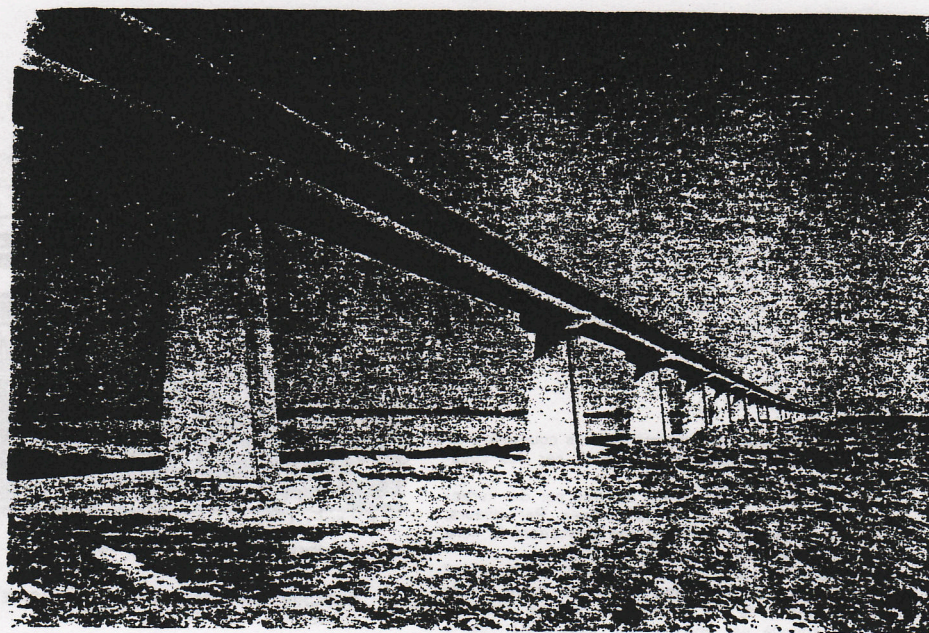


Fig. 1 Vue générale de la voie (Photo Baranger et Cie)

1 INTRODUCTION - OBJET

Des essais préalables d'un véhicule sustenté et guidé par coussins d'air (Aérotrain) ont déjà été effectués à Gometz depuis 1965 avec un véhicule demi-grandeur. A la suite des résultats encourageants de ces essais, il a été décidé de construire à titre expérimental un véhicule « Aérotrain » vraie grandeur et une voie d'essai de 18 kilomètres. L'implantation de cette voie a fait l'objet de diverses études et, en définitive, la section située entre Saran et Ruan, au Nord d'Orléans, a été retenue. Elle présente les avantages suivants :

- proximité de la région parisienne ;
- relief peu accentué ;
- éloignement des zones habitées ;
- utilisation de la « percée » de la voie ferrée ;
- possibilité d'être intégrée dans le tracé d'une ligne éventuelle PARIS-ORLÉANS.

1.1 Servitudes

La voie est construite à environ 5 mètres au-dessus du sol. Cette solution présente les avantages suivants :

- ne pas créer une coupure comme une autoroute ou une voie ferrée ;
- permettre aux agriculteurs de cultiver sous la voie ;
- permettre le franchissement des voies de communication existantes sans ouvrages spéciaux ;

— protéger la voie contre toute intrusion d'animaux domestiques ou sauvages.

Le Parlement a voté deux lois en décembre 1966 autorisant notamment l'application des servitudes de survol au profit des lignes de transport public par véhicules guidés sur coussins d'air.

Ces servitudes portent sur une bande de 20 mètres permettant le passage éventuel d'une deuxième voie ; une piste de chantier provisoire a été construite pour permettre, en particulier, le transport des éléments préfabriqués.

1.2 Description de la voie

Pour la construction de la voie et du véhicule, l'État a passé un marché de gré à gré avec la Société de l'Aérotrain, cette dernière sous-traitant la construction de la voie à la Société G.T.M.-T.P. et le véhicule à la Société Bertin et Cie. La Direction départementale de l'Équipement du Loiret a été désignée comme maître d'œuvre ; elle s'est assurée le concours de la Société Géoconseil pour les problèmes de fondations et du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Blois pour la géophysique et le contrôle des matériaux.

Le but essentiel des essais étant d'étudier le comportement du véhicule jusqu'à de très hautes vitesses (400 km/h), les caractéristiques géométriques de la voie ont été adaptées en conséquence.

1.2.1 Tracé en plan

La voie comporte 4 courbes de 10 000 m de rayon le rayon minimum étant de 5 000 m pour une vitesse de 400 km/h avec un dévers de 17,5 % et

des alignements droits dont le plus long mesure 5 435 m. Dans les courbes, un dévers est introduit progressivement de 0 à 7 %, ce qui permet, pour une vitesse de 400 km/h, de compenser plus de la moitié de l'accélération transversale (0,125 g).

1.2.2 Profil en long

Le tracé suit au maximum le terrain naturel afin de diminuer la hauteur des poteaux et, ainsi, le coût global de la voie. Le rayon des courbes a cependant été fixé à 25 000 m pour des raisons de confort (accélération verticale à 400 km/h = 0,05 g) (voir fig. 1).

1.2.3 Plate-forme d'extrémité

A chaque extrémité de la voie, il a été construit une plate-forme permettant le retournement du véhicule. Les plates-formes en béton armé sont carrées, de 28 m de côté et supportées par des poteaux. Un rail pivotant permet au véhicule d'effectuer son retournement en utilisant ses roues motrices orientables.

1.2.4 Plate-forme centrale

A proximité du milieu du tronçon de la voie, une plate-forme en béton armé sur poteaux d'environ 5 000 m² a été construite pour permettre :

- l'engagement et le dégagement du véhicule sur la voie (une partie du rail est escamotable pour que le véhicule puisse sortir par ses propres moyens en utilisant sa sustentation sur coussins d'air et ses roues motrices orientables) ;
- le retournement du véhicule ;
- le stockage du véhicule dans son garage.

2 SPECIFICATION DE LA VOIE EN FONCTION DES IMPERATIFS DU VEHICULE

2.1 Forme de la voie

La voie doit permettre de sustenter et de guider le véhicule. La section transversale adoptée est en forme de π surmonté d'un rail de guidage. Le π est formé d'une table de sustentation et de deux âmes. En fait, la partie en contact avec le véhicule présente la forme d'un T renversé (table de sustentation et rail de guidage).

2.2 Véhicule (voir fig. 2)

Le véhicule est sustenté par des coussins d'air horizontaux et le guidage est assuré par des coussins d'air verticaux.

La propulsion du véhicule est assurée par des turbomoteurs entraînant une hélice carénée. Par ailleurs, des roues motrices et directrices permettent la libre évolution du véhicule à faible vitesse.

Le freinage du véhicule est normalement assuré par inversion du pas de l'hélice et par des freins à mâchoires pinçant le rail vertical de guidage. Un freinage d'urgence est possible par suppression de la sustentation, le véhicule se posant sur des patins, et par l'utilisation de parachutes de queue.

2.3 Tolérances

La voie a dû être construite avec une très grande précision. En effet, le respect des conditions de confort lorsque le véhicule se déplace en vitesse de croisière à 250 km/h exige que les défauts de la voie et du véhicule n'entraînent pas d'accélération aléatoires verticales ou horizontales supérieures à 0,1 g.

Les tolérances de forme de la voie en charge, aussi bien pour les surfaces de sustentation que pour les surfaces de guidage, sont les suivantes :

- défauts localisés (par exemple, effet de marche - discontinue pour passer d'une poutre à la voisine) inférieurs à 3 mm ;
- planéité générale : par rapport à une ligne de référence matérialisée par un fil tendu de 20 mètres de long entre deux points quelconques, écart maximum de 10 mm.

Ces tolérances sont inhabituelles en matière de travaux publics et ont nécessité des méthodes originales de construction et de réglage de la voie.

2.4 Hypothèses de calcul de la voie

La voie étant expérimentale et les efforts transmis à la voie par le véhicule n'étant pas exactement connus, on a été conduit à faire certaines hypothèses de calcul qui pourraient être revues après la période des essais.

- Poids du véhicule 20 t
- Coefficient de majoration pour tenir compte notamment des surcharges dynamiques verticales aléatoires : 2 (soit 40 t au total).
- Effets du vent sur la voie 250 kg/m²
- Force centrifuge 2,5 t (0,125 g)
- Tamis 4 t (0,2 g)
- Coupée de lacet 40 tm
- Freinage 12 t (0,6 g)
- Roulis 4,5 tm

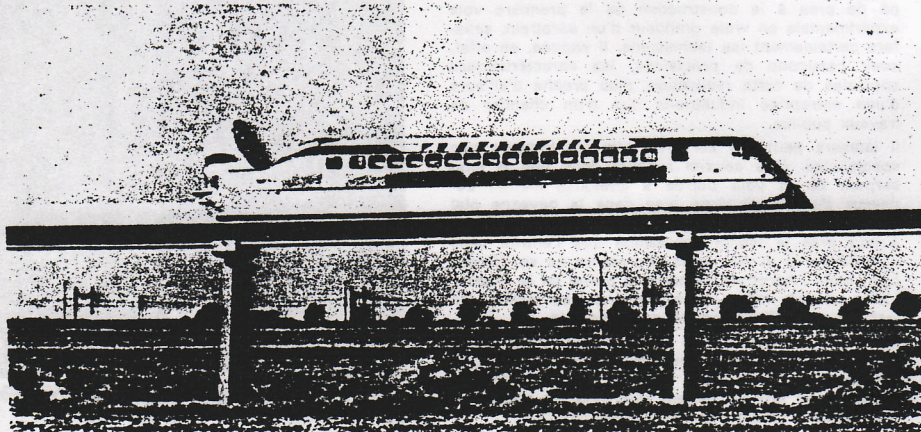


Fig 2 Le véhicule sur la voie (Photo Sté Bertin)

3 DESCRIPTION SOMMAIRE DU PRINCIPE DE CONSTRUCTION ET DES OPTIONS

Le grand nombre d'éléments à construire, la grande précision exigée pour leur exécution, notamment en ce qui concerne la table de sustentation et le rail de guidage des poutres, et le désir de réaliser une fabrication aussi industrialisée que possible, ont conduit à utiliser les techniques de la préfabrication. Il a donc été décidé de préfabriquer les poutres, les poteaux et leurs chevêtres dans une usine implantée à Chevilly en bordure du C.D. 125, au voisinage du milieu du tronçon de voie à réaliser.

L'usine comportait les aménagements ci-après indiqués, les numéros de la liste suivante étant ceux de la figure 3 :

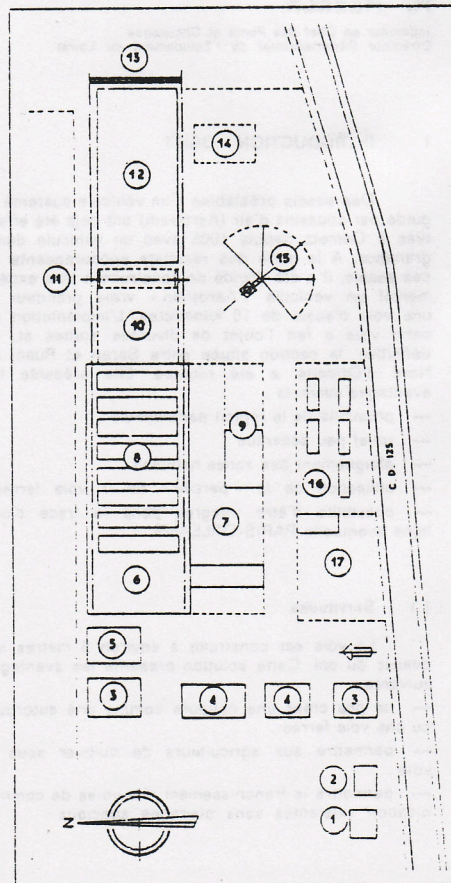
- 1 Bureaux du Service du Contrôle et Laboratoires
- 2 Salle de conférences
- 3 Bureaux de l'Entreprise G.T.M.-T.P
- 4 Réfectoires, vestiaires, douches
- 5 Ateliers de mécanique
- 6 Atelier de ferrailage des poutres
- 7 Stockage des fers et des câbles
- 8 Moules des poutres
- 9 Préparation des câbles de précontrainte
- 10 Atelier de précontrainte de 1^{re} phase
- 11 Appareil spécial de retournement
- 12 Stockage des poutres
- 13 Pont roulant de 50 t
- 14 Atelier de ferrailage des puits
- 15 Centrale à béton
- 16 Moules des poteaux
- 17 Atelier de ferrailage des poteaux

3.1 Poutres

Une étude d'optimisation des portées a conduit à adopter des poutres de 20 m de longueur assemblées ensuite entre elles par groupes de 6 afin de réaliser des traves continues de 120 m.

Le respect des tolérances imposées pour les surfaces constituant la table de sustentation et le rail de guidage exige que ces surfaces soient moulées, ce qui a obligé à couler les poutres à l'envers (voir fig. 4).

Fig 3 Plan des aménagements de l'usine de préfabrication



Les moules métalliques trop déformables ne permettant pas de réaliser les surfaces avec la précision demandée, il a fallu concevoir des moules spéciaux composés d'une partie inférieure en béton pour la réalisation de la table de sustentation et du rail de guidage, et d'une partie supérieure métallique indépendante de la partie béton pour la réalisation des âmes. La partie en béton de ces moules est constituée d'éléments de courte longueur (2 m), strictement identiques, obtenus à partir d'un moule-mère métallique entièrement usiné. Ces éléments sont réglés en altitude et en plan d'une manière extrêmement précise à l'aide de vérins à vis, puis assemblés entre eux par précontrainte et revêtus de vernis polyuréthane. La partie supérieure destinée à coffrer les âmes est constituée de bandes métalliques longitudinales suspendues à des portiques transversaux très rigides. Un dispositif hydraulique permet de manœuvrer les bandes pour effectuer le décoffrage. Un autre dispositif permet de faire varier l'inclinaison des âmes par rapport à la table de sustentation de façon à réaliser les courbes et les dévers.

La production journalière a été de 4 poutres par 24 heures.

Un dispositif de conditionnement d'air assurait une température constante de 25° et une hygrométrie de 98 % pendant le séchage du béton. On a pu ainsi décoffrer au bout de 36 heures.

Les poutres étaient ensuite retournées, à l'aide d'un dispositif conçu spécialement, puis mises en précontrainte partielle et stockées avant leur transport au chantier de pose.

3.2 Poteaux

Les poteaux ont été coulés dans des moules spéciaux métalliques et télescopiques permettant de réaliser les différentes hauteurs exigées par le profil en long.

Un traitement thermique a permis le décoffrage à 12 heures.

La production a été de 4 à 5 poteaux par 24 heures.

4 DESCRIPTION DÉTAILLÉE

4.1 Fondations

4.1.1 Géologie, reconnaissance et essais

Situation géologique (voir fig. 5)

La zone sur laquelle est implanté l'Aérotrain est constituée de trois unités géologiques sédimentaires :

- calcaire de Beauce } Tertiaires
- sables de l'Orléanais }
- limons } Quaternaires

Le calcaire de Beauce formant le substratum s'est déposé dans un iac Aquitainien peu profond qui s'étendait de Rambouillet à Valençay et de Montargis à Blois. Les oscillations rapides du niveau provoquées par le climat tropical de l'époque ainsi que la nature et la lithologie du calcaire de Beauce expliquent ces variations de faciès allant d'un calcaire en banc compact à un calcaire pulvérulent ou mou. Cette formation est le plus souvent sillonnée d'un réseau karstique important, jalonné en surface de gouffres et de dépressions, particulièrement au Nord d'Orléans.

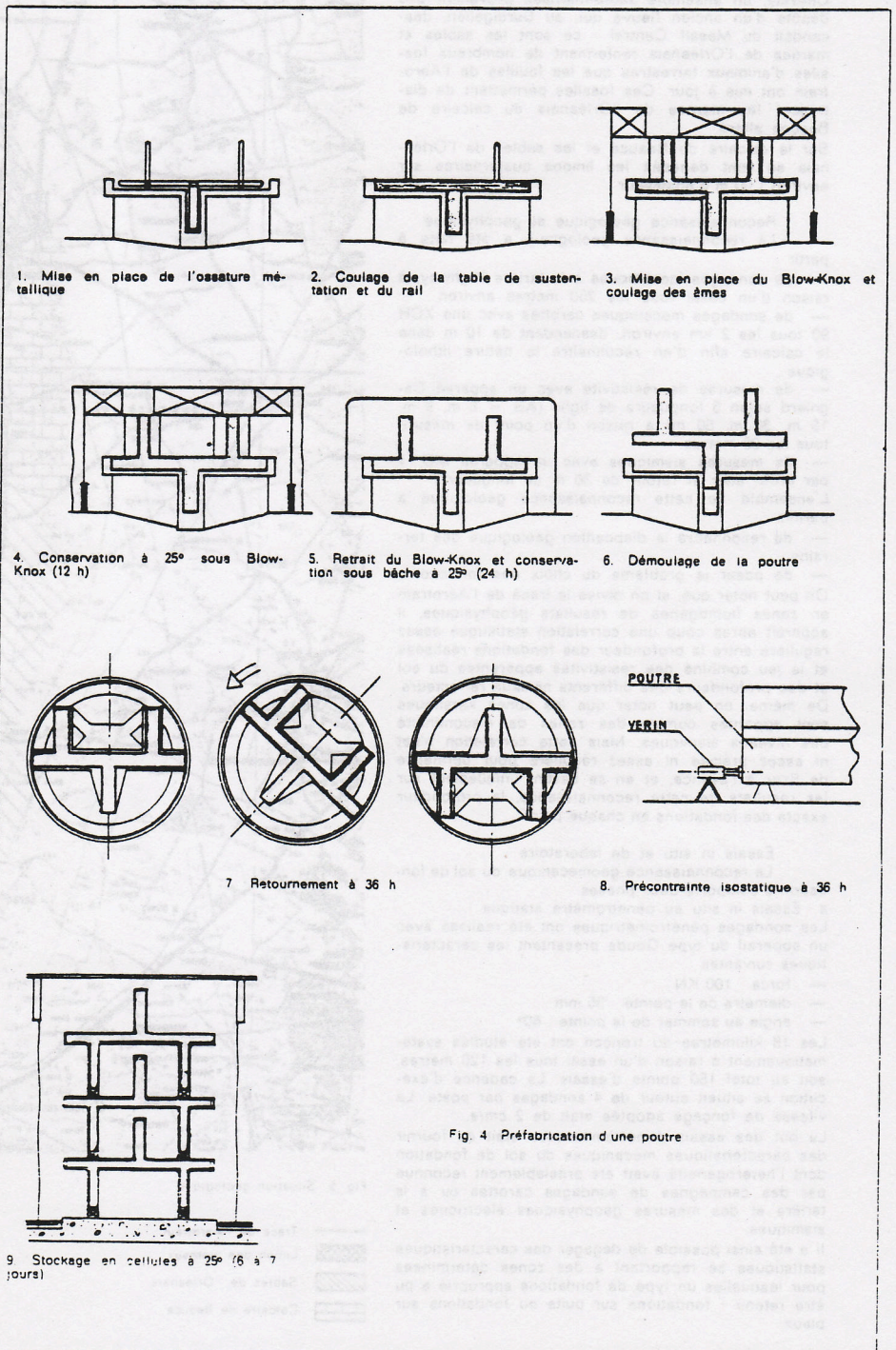


Fig. 4. Préfabrication d'une poutre

Sur ce calcaire se trouve, principalement au Sud de Chevilly, un ensemble sablo-marneux provenant des dépôts d'un ancien fleuve qui, au Burdigalien, descendait du Massif Central : ce sont les sables et marnes de l'Orléanais renfermant de nombreux fossiles d'animaux terrestres que les fouilles de l'Aérotrain ont mis à jour. Ces fossiles permettent de distinguer les marnes de l'Orléanais du calcaire de Beauce altéré.

Sur le calcaire de Beauce et les sables de l'Orléanais se sont déposés les limons quaternaires sur environ 1,00 m d'épaisseur.

Reconnaissance géologique et géophysique

La reconnaissance géologique a été faite à partir :

- de sondages mécaniques à la tarière Highway, à raison d'un essai tous les 250 mètres environ.
- de sondages mécaniques carottés avec une XCH 90 tous les 2 km environ, descendant de 10 m dans le calcaire afin d'en reconnaître la nature lithologique.
- de mesures de résistivité avec un appareil Cagniard selon 5 longueurs de ligne (AB = 6 m, 9 m, 15 m, 30 m, 50 m) à raison d'un point de mesure tous les 50 mètres.
- de mesures sismiques avec un appareil MD. 1 par profil aller et retour de 30 m de longueur.

L'ensemble de cette reconnaissance géologique a permis :

- de reconnaître la disposition géologique des terrains ;
 - de poser le problème du choix des fondations.
- On peut noter que, si on divise le tracé de l'Aérotrain en zones homogènes de résultats géophysiques, il apparaît après coup une corrélation statistique assez régulière entre la profondeur des fondations réalisées et le jeu combiné des résistivités apparentes du sol et des profondeurs des différents niveaux réfracteurs. De même, on peut noter que les zones karstiques sont apparues comme des zones de discontinuité des niveaux sismiques. Mais cette corrélation n'est ni assez précise ni assez régulière pour permettre de fixer à l'avance, et en se basant uniquement sur les résultats de cette reconnaissance, la profondeur exacte des fondations en chaque point.

Essais in situ et de laboratoire

La reconnaissance géomécanique du sol de fondation a comporté deux phases :

- a) Essais in situ au pénétromètre statique : Les sondages pénétrométriques ont été réalisés avec un appareil du type Gouda présentant les caractéristiques suivantes :

- force : 100 KN
- diamètre de la pointe : 36 mm
- angle au sommet de la pointe : 60°

Les 18 kilomètres du tronçon ont été étudiés systématiquement à raison d'un essai tous les 120 mètres, soit au total 150 points d'essais. La cadence d'exécution se situait autour de 4 sondages par poste. La vitesse de fonçage adoptée était de 2 cm/s.

Le but des essais pénétrométriques était de fournir des caractéristiques mécaniques du sol de fondation dont l'hétérogénéité avait été préalablement reconnue par des campagnes de sondages carottés ou à la tarière et des mesures géophysiques électriques et sismiques.

Il a été ainsi possible de dégager des caractéristiques statistiques se rapportant à des zones déterminées pour lesquelles un type de fondations approprié a pu être retenu : fondations sur puits ou fondations sur pieux.

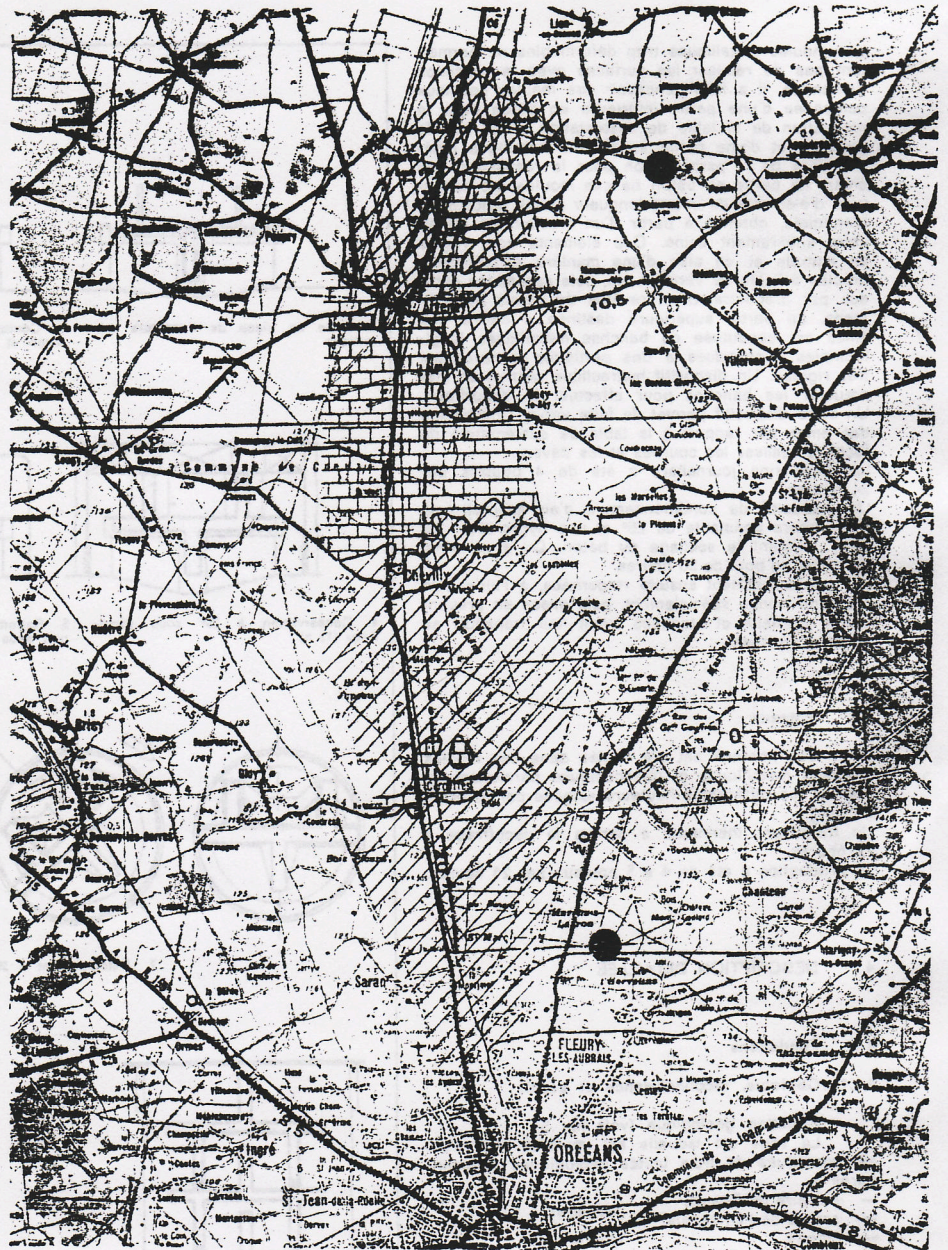


Fig 5 Situation géologique

- Trace de l'Aérotrain
- ▨ Limon des plateaux
- ▧ Sables de l'Orléanais
- ▤ Calcaire de Beauce

b Essais en Laboratoire :

Ils avaient pour but d'estimer la compressibilité des niveaux argileux rencontrés dans la formation du calcaire de Beauce.

Il s'agit d'une argile verte, de teneur en eau supérieure à 50 %, de densité sèche comprise entre 0,95 et 1,05 g/cm³, et présentant un indice de plasticité compris entre 40 et 93. Cette argile est très compressible au-delà d'une pression de 1,1 à 1,5 bars car son indice de compression $C_c = 0,4$. Elle est, en outre, gonflante, son indice de décompression C_c étant égal à 0,14.

Enfin, les calculs de tassements différentiels possibles ont donné des valeurs inacceptables pour le projet. Ceci a conduit à adopter dans un pareil cas des fondations sur pieux.

4.1.2 Choix des types de fondations

Problème posé

Les 18 km de voie expérimentale reposent sur 900 poteaux. La voie se présente donc finalement comme un pont de 18 km de longueur fondé sur 900 piles. On conçoit qu'il n'était pas possible d'envisager une étude particulière pour la fondation de chacun des 900 appuis et qu'il fallait trouver des méthodes industrielles de fondations capables de s'adapter quasi-automatiquement aux conditions de sol rencontrées à chaque appui.

La relative uniformité de la géologie et la tranquillité de la topographie de surface peuvent faire illusion. En réalité, à l'échelle de l'ouvrage, on constate des variations de faciès du sol à la fois très localisées (quelques mètres) et la plupart du temps imprévisibles, dues surtout à la karstification du calcaire de Beauce. Ainsi par exemple, dans la zone dite « Fond du Lévrain » au nord de Chevilly, 2 pieux battus à une distance de 1,70 m ont donné un refus l'un à 3,80 m, l'autre à 7,60 m. Le creusement ultérieur de puits de fondation a montré que le calcaire était affecté à cet endroit d'une variation brutale de ses caractéristiques mécaniques, localisée sous forme d'une sorte de bande de 1 à 3 m de largeur prenant en écharpe la surface de l'appui.

D'autre part, la karstification du calcaire de Beauce laisse toujours planer le risque d'une cavité karstique importante située sous une couche dure plus ou moins épaisse de calcaire qui pourrait apparaître comme une bonne couche de fondation et qui pourrait s'effondrer par la suite.

Aussi n'était-ce pas seulement à l'emplacement des 900 piles qu'il fallait déterminer la profondeur du sol de fondation mais à l'emplacement exact de chacun des ouvrages de fondation. Les semelles des appuis centraux et d'extrémité étant fondées en 4 points et celles des appuis courants en deux, c'est finalement en 2 400 points environ qu'il fallait déterminer la profondeur du sol de fondation.

L'étude géologique générale, les reconnaissances et essais décrits au paragraphe précédent ont permis de dégrossir le problème mais se sont révélés incapables d'indiquer, avec la précision requise, la profondeur exacte du sol de fondation en chacun de ces 2 400 points. En effet :

- les mesures géophysiques, sismiques et électriques, renseignent de façon générale sur la position du bon sol et donnent des résultats statistiquement valables, mais ne permettent pas de déterminer à l'avance la profondeur de chaque fondation, les anomalies à l'échelle métrique n'étant pas décelées ;
- les sondages carottes fournissent bien entendu des renseignements précis et sûrs à l'emplacement où ils ont été exécutés. Mais ces renseignements sont ponctuels. Étant donné leur prix, il n'est pas possible

de les multiplier suffisamment pour prévoir le type et la profondeur de chaque fondation. Les sondages à la tarière, moins chers, donnent moins de renseignements et ont l'inconvénient d'être arrêtés par des blocs erratiques ou une couche dure, même mince, ou encore par la présence d'eau dans le terrain ; ils ne peuvent pas non plus être multipliés à l'infini.

Ce sont finalement les essais au pénétromètre qui donnent les résultats les plus directement utilisables pour projeter les fondations. Compte tenu de leur coût modéré, ou aurait pu envisager de les multiplier éventuellement jusqu'à exécuter les 2 400 essais nécessaires pour être en mesure de définir à l'avance les fondations de chacun des appuis. La dépense aurait été néanmoins considérable. Il a paru préférable finalement de prévoir un dispositif de fondation qui puisse s'adapter aux conditions locales rencontrées en chaque point et ne nécessitant par conséquent pas de connaître à l'avance la position exacte du sol de fondation.

Efforts au niveau des fondations

Les efforts à supporter au niveau du sol, pour chaque pile, sont relativement modérés. Ils dépendent du rôle de la pile, de sa hauteur et des différents cas de charge imaginables et ont les ordres de grandeur maximum suivants :

	Pile centrale	Piles courantes
Effort vertical	80 t	80 t
Effort transversal (horizontal perpendiculaire-ment à la voie)	15 t	15 t
Effort longitudinal (parallèle à la voie)	12 t	2,5 t
Moment d'axe vertical	0	0
Moment d'axe transversal	90 tm	15 tm
Moment d'axe longitudinal	130 tm	130 tm

Compte tenu :

- de ce que les efforts horizontaux sont essentiellement dynamiques et alternés,
 - des tolérances très sévères imposées aux déplacements de la voie,
 - de la nature du sol,
- il n'était pas question d'envisager une fondation superficielle sur semelle. Les efforts appliqués aux semelles par les poteaux devaient donc être reportés sur la couche de fondation par l'intermédiaire de pieux ou de puits.

Solutions adoptées

Au nord de Chevilly, où le calcaire de Beauce relativement sain paraissait devoir se rencontrer à faible profondeur (inférieure, en général, à 4 m), la solution de fondation sur puits a été retenue (voir fig. 6).

Les appuis courants sont fondés sur deux puits de 1,50 m de diamètre disposés dans le sens perpendiculaire à la voie. L'appui central est fondé sur 4 puits et l'appui d'extrémité sur deux puits de 2,00 m de diamètre.

Ces puits sont reliés en tête par une semelle de 0,50 m d'épaisseur, leur entraxe est variable en fonction de la hauteur des appuis.

Ces puits, exécutés à la benne, ont été approfondis jusqu'à atteindre une couche de calcaire capable de supporter les efforts prévus. Leur profondeur varie en pratique de 1 m à 4 m, atteignant très exception-

nellement plus de 5 m (maximum 7m), sauf en quelques points où l'on a dû modifier le système de fondation pour adopter des pieux. Les puits ont ensuite été rapidement ferrillés et bétonnés.

Au sud de Chevilly, où les reconnaissances laissaient prévoir une plus grande épaisseur de terrain de couverture, cette méthode n'était plus applicable et il a fallu passer à la fondation sur pieux avec les sujétions suivantes :

- les pieux forés ont été éliminés pour deux raisons principales :

- ils ne permettent pas de déterminer, lors du forage, la couche de fondation ;
- ils mobilisent mal le frottement latéral en particulier par suite de la décompression du sol qu'ils provoquent autour du forage ;

- en revanche, les pieux battus présentaient les avantages suivants :

- le battage est un véritable essai pénétrométrique et la formule de battage une fois étalonnée, l'obtention du refus fixe automatiquement la profondeur des fondations ;
- le frottement latéral est mobilisé au mieux, le sol étant comprimé autour du pieu ; ceci a son importance car, dans certains cas de charge, certains pieux travaillent en traction ;

- il y a peu de risque de fonder la pointe d'un pieu sur une mince couche dure surmontant une cavité ; si le battage ne réussit pas à faire effondrer cette couche, il y a toutes chances pour qu'elle résiste aussi par la suite à l'effort statique.

- la longueur des pieux battus ne pouvant pas être déterminée à l'avance, il fallait adopter un système de pieux battus qu'on pourrait allonger à la demande ;

- en certains points, inconnus à l'avance, le bon sol de fondation pouvait se trouver à faible profondeur, conduisant à revenir à la solution par puits.

Finalement, l'adoption des pieux West a permis de surmonter toutes ces difficultés. Le battage du pieu étant précédé par le battage du mandrin seul, on réalise un véritable essai de pénétromètre dynamique à l'emplacement de chaque pieu sur 5 m de profondeur. Si ce battage préalable du mandrin conduisait à un refus à une profondeur inférieure ou égale à 4 m, c'est la solution de fondation sur puits qui était adoptée pour la pile correspondante. Dans le cas contraire, la solution sur pieux pouvait être admise, les pieux ayant au moins une fiche égale à celle du mandrin, c'est-à-dire supérieure à 4 m.

Du fait des efforts horizontaux et des moments à prendre en charge, les fondations sur pieux ont les dispositions suivantes : (voir fig. 7)

Appuis courants : 2 pieux de 525 mm de diamètre inclinés de 10° dans un plan vertical transversal, écartement des têtes de pieux 2,40 à 3,00 m.

Appuis centraux : 4 pieux de 450 mm de diamètre inclinés à 15° dans des plans verticaux faisant 51° avec l'axe de la voie — écartement longitudinal des têtes environ 1,70 m — écartement transversal environ 2,80 m.

Appuis d'extrémité : 4 pieux de 380 mm de diamètre inclinés de 12° dans des plans verticaux faisant 57° avec l'axe de la voie.

Ces pieux sont reliés en tête par une semelle de 0,50 m d'épaisseur. L'écartement des têtes est variable suivant la hauteur de la voie au-dessus de la semelle.

Enfin, l'importance relative des efforts horizontaux, qui sont des efforts dynamiques et alternés, a contraint à une certaine prudence vis-à-vis des calculs et des coefficients de sécurité habituellement adoptés lorsque les efforts à prendre en compte sont essentiellement statiques.

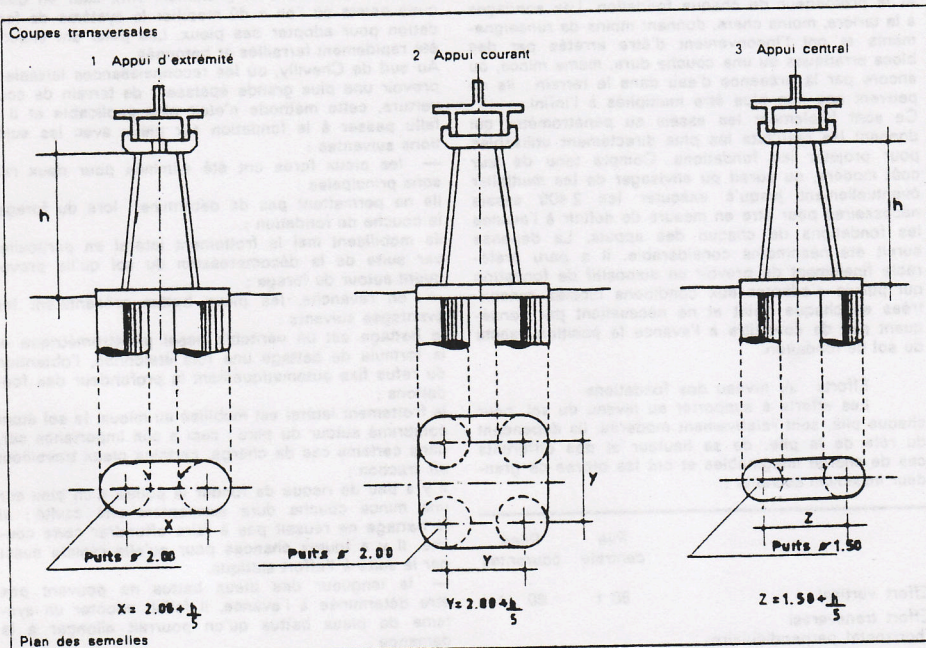
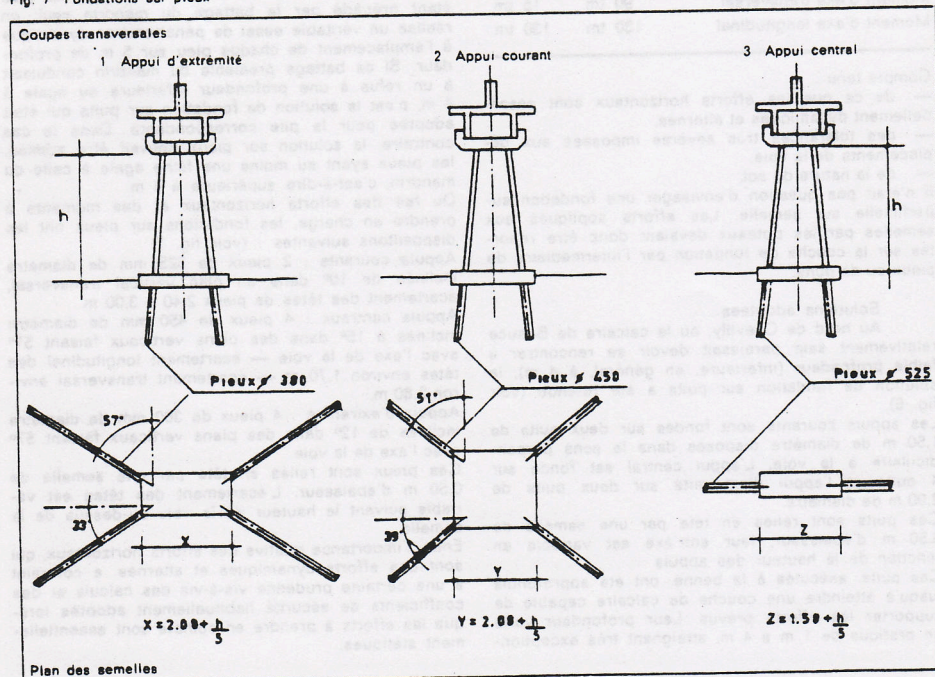


Fig. 6 Fondations sur puits

Fig. 7 Fondations sur pieux



Critères de contrôle de l'exécution des fondations

— Cas de fondations du type puits :
La définition des fondations ayant un caractère statistique, il a été décidé de réceptionner tous les fonds de fouille. Afin que cette réception soit simple et rapide, elle a été effectuée avec un pénétromètre dynamique manuel du type Simec après étalonnage de ce dernier sur les résultats des essais au pénétromètre statique Gouda.

L'étalonnage du pénétromètre Simec a conduit au critère de réception de fouille suivant : 50 coups pour un enfoncement maximum de 8 cm, sachant que la hauteur de chute de la masse-tige est de 60 cm.

— Cas de fondations du type pieux :
Dans le cas de pieux battus, il est possible de calculer la force portante à partir d'une formule de battage. La formule utilisée, celle de Hiley, a été étalonnée à l'aide d'un essai de chargement en vraie grandeur. L'essai de chargement statique a concerné un pieu battu du type West de 0,38 m de diamètre et 7,6 m de longueur. Le pieu a été sollicité jusqu'à 100 tonnes (voir fig. 8).

D'après la formule de Hiley affectée d'un coefficient de sécurité de 3, la force portante du pieu était de 133 tonnes. L'essai de chargement a donné, pour une charge de 100 tonnes maintenue pendant 10 h. 30, une déformation de 2,85 mm.

Compte tenu du mode de sollicitation des fondations, il a été effectué deux cycles de chargement alterné entre 0 et 60 tonnes.

En fin d'essai, la déformation résiduelle était de 1,03 mm.

Pour plus de sécurité, le coefficient de la formule de Hiley a été porté de 3, généralement admis, à 4,5.

4.2 Voie

La voie est constituée par des tronçons monolithes de 120 mètres de longueur réalisés en béton précontraint.

Un tronçon de 120 mètres est constitué par deux poutres de rive et quatre poutres courantes, de longueur unitaire égale à 20 m. Ces poutres ont été préfabriquées en usine puis assemblées en place par précontrainte.

Les appuis sont espacés de 20 mètres. Un tronçon de 120 mètres repose sur un appui central, quatre appuis courants et deux appuis d'extrémité. Ils sont constitués par des chevêtres reposant sur des poteaux ; les chevêtres comportent un dispositif de blocage transversal permettant un réaligement éventuel de la voie.

4.2.1 Poutres

Caractéristiques géométriques des poutres normales (voir fig. 9)

— Longueur d'une poutre :	20,00 m
— Largeur de la table :	3,40 m
— Epaisseur de la table :	0,12 m
— Hauteur du rail :	0,90 m
— Epaisseur du rail :	0,20 m
— Hauteur d'âme sous table :	0,88 m
— Epaisseur d'âme en travée :	0,15 m
— Epaisseur d'âme à l'appui :	0,25 m
— Longueur du gousset d'âme :	1,50 m
— Distance entr'axe des entretoises pour une poutre courante :	19,20 m

Poutres de longueur réduite

Il a été prévu dans les coffrages d'âmes deux positions possibles distantes de 60 cm pour les entretoises d'extrémité. Notons que cette possibilité a permis en particulier de réduire la distance entr'axe des entretoises des poutres de rive normales à 18,60 m, le rail et la table de sustentation étant alors en porte-à-faux sur 1,00 m du côté du joint entre deux tronçons.

Le jeu dans les positions des entretoises a permis de réaliser des tronçons de poutres différents de la maille standard 6 x 20 m, afin de permettre une implantation correcte des poteaux au voisinage des routes et chemins. Les ensembles suivants ont été réalisés :

- ensemble de 6 x 20 m (standard) ;
- ensemble de 19,40 m + 4 x 20,00 m + 19,40 m
- ensemble de 19,40 m + 4 x 18,80 m + 19,40 m

Armatures de précontrainte

Chaque poutre est munie de 4 armatures de précontrainte (2 dans chaque âme) :

- deux armatures SEEE du type F 4 500 S à torons parallèles et sous gaine souple ; ces armatures de 52 t de tension utile ont été tendues avant la pose des poutres, ce qui a permis d'assurer à ces dernières la stabilité pendant leur manutention et leur transport ;
- deux armatures SEEE du type F 7 500 S à torons torsadés et sous gaine rigide ; ces armatures de 75 t de tension utile ont été tendues sur la longueur d'un tronçon de 6 poutres ; elles assurent la continuité longitudinale du tronçon et sa stabilité sous les charges apportées par le véhicule.

Liaison entre poutres contigues

La liaison entre deux poutres contigues a été réalisée :

- par bétonnage des âmes sur une longueur de 0,40 m par l'intermédiaire d'ouvertures ménagées dans la dalle ;
- par matage au mortier du joint de 2 cm d'épaisseur au niveau de la table et du rail de guidage.

Joint entre tronçons de voie

Ce joint peut s'ouvrir de plusieurs centimètres entre l'hiver et l'été et en fonction des raccourcissements dus au retrait et au fluage.

Il a été conçu de façon à limiter la perte d'air au niveau des coussins de sustentation et de guidage du véhicule tout en permettant le libre jeu des poutres.

Il comporte à l'emplacement des patins (sur la table) et à celui des mâchoires de frein (sur le rail de guidage) une partie de joint-peigne. Ailleurs, il est constitué par un plat en acier solidaire d'une poutre et reposant sur l'autre. Son souffle est de 180 mm.

Plaques d'appui

Les dispositifs d'appui de la poutre sont constitués par des plaques en neoprène frette, sauf sur les appuis d'extrémité où on a adopté des plaques en néoflon (appuis glissants formés par une feuille de teflon collée sur un bloc de neoprène).

4.2.2 Poteaux et chevêtres

La hauteur variable des poteaux est obtenue en jouant sur la longueur des fûts.

Les appuis courants sont constitués :

- par un chevêtre de dimensions en plan 2,75 m x 1,10 m et de 0,40 m d'épaisseur ;
- par un poteau de section en H dont les deux montants de section 0,20 x 0,40 m sont reliés entre eux par une planche de 7 cm d'épaisseur. Les mon-

tants ont une pente de 1/10° dans le sens transversal ; l'entr'axe des montants au droit de la sous-face des chevêtres est de 1,33 m.

L'appui central est constitué :

- par un chevêtre de dimensions en plan 2,75 m x 1,10 m et de 0,40 m d'épaisseur ;

- par un poteau de section H dont les deux montants de section variable sont reliés par une planche de 7 cm d'épaisseur ; les montants ont 0,20 m de large et 0,40 m de long à la sous-face du chevêtre ; leur longueur augmente en fonction d'une pente de 7 % des faces. Dans le sens transversal, la pente des montants est de 1/10°.

L'appui d'extrémité est constitué :

- par un chevêtre de dimensions en plan 2,75 m x 2,40 m et de 0,40 m d'épaisseur ;

- par un poteau en forme de caisson de longueur constante et de largeur variable compte tenu d'une pente transversale des faces égale à 10 %. Les voiles longitudinaux du caisson ont une longueur de 1,27 m et une épaisseur de 0,15 m ; leur entr'axe à la sous-face du chevêtre est de 1,38 m ; ils sont reliés par deux planches transversales de 7 cm d'épaisseur et distantes de 1,00 m.

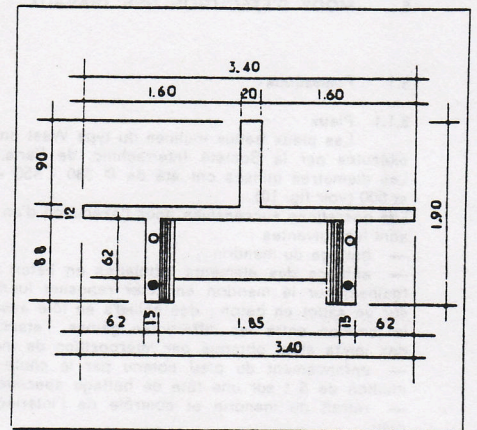


Fig. 9 Coupe transversale d'une poutre

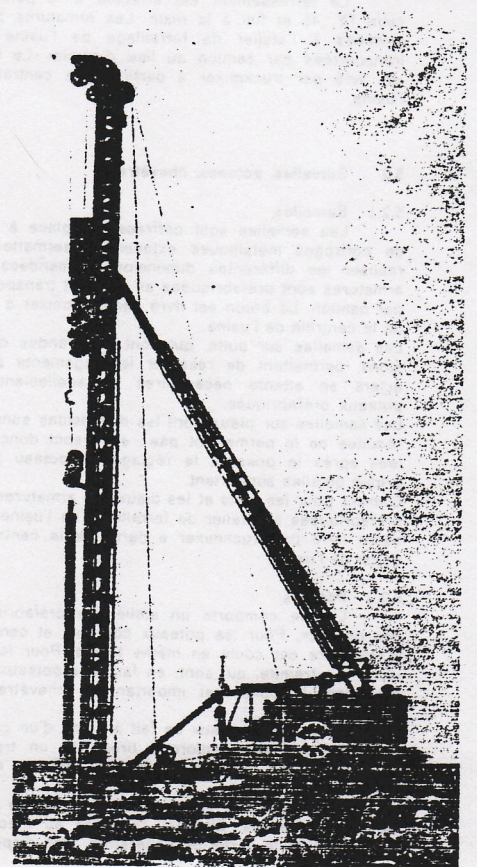
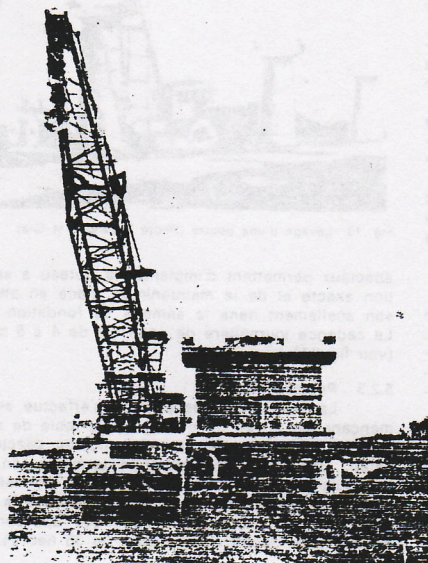
4.2.3 Dispositifs de blocage

Chaque appui est muni de 4 dispositifs de blocage transversal. Ces dispositifs sont constitués par des vérins de calage métalliques ancrés dans des dés de blocage solidaires des chevêtres et prenant appui sur la face extérieure des âmes des poutres au droit des entretoises. Ces dispositifs supportent les efforts transversaux transmis par les poutres et les véhicules et permettent le réaligement éventuel de la voie.

L'appui central comporte de plus quatre vérins de blocage longitudinal ancrés dans des dés de béton solidaires du béton coulé entre les poutres. Ces dispositifs sont susceptibles de transmettre à l'appui l'effort de freinage du véhicule (12 t).

Fig. 10 Battage d'un pieu West

Fig. 8 Essais de chargement d'un pieu



5 MODE D'EXECUTION DES TRAVAUX

5.1 Fondations

5.1.1 Pieux

Les pieux battus inclinés du type West ont été exécutés par la Société Inter-technic, de Paris, 14°. Les diamètres utilisés ont été de \varnothing 380 - 450 - 525 et 600 (voir fig. 10).

Les opérations successives pour l'exécution d'un pieu sont les suivantes :

- battage du mandrin ;
- enfilage des éléments tubulaires en béton armé (gaines) sur le mandrin en acier reposant lui-même sur un sabot en béton ; des colliers en tôle assurent la jonction entre les différentes gaines, l'étanchéité des joints étant obtenue par interposition de mastic.
- enfouissement du pieu obtenu par la chute d'un mouton de 5 t sur une tête de battage spéciale ;
- retrait du mandrin et contrôle de l'intérieur du pieu ;
- mise en place des armatures métalliques fabriquées à l'atelier de ferrailage ;
- bétonnage du pieu, le béton étant amené par truckmixer de la centrale à béton.

5.1.2 Puits

Le terrassement est effectué à la pelle Pociain TY 45 et fini à la main. Les armatures préfabriquées à l'atelier de ferrailage de l'usine sont transportées par camion au lieu d'emploi. Le béton est livré par truckmixer à partir de la centrale de l'usine.

5.2 Semelles, poteaux, chevêtres

5.2.1 Semelles

Les semelles sont coffrées sur place à l'aide de coffrages métalliques extensibles permettant de réaliser les différentes dimensions demandées. Les armatures sont préfabriquées en usine et transportées par camion. Le béton est livré par truckmixer à partir de la centrale de l'usine.

Les semelles sur puits, qui sont de grandes dimensions, permettent de réserver les logements et les aciers en attente nécessaires au scellement des poteaux préfabriqués.

Les semelles sur pieux dont les dimensions sont plus réduites ne le permettent pas : elles sont donc coulées après la pose et le réglage du poteau préfabriqué qu'elles supportent.

Comme pour les puits et les pieux, les armatures sont préfabriquées à l'atelier de ferrailage de l'usine et le béton livré par truckmixer à partir de la centrale à béton de l'usine.

5.2.2 Poteaux

L'usine comporte un atelier de préfabrication des poteaux. Pour les poteaux courants et centraux, le chevêtre est coulé en même temps. Pour les poteaux d'extrémité, qui sont, en fait, des poteaux doubles dont le poids est important, le chevêtre préfabriqué à part.

Le transport des poteaux se fait à l'aide d'un camion ordinaire ou d'une remorque tirée par un tracteur en utilisant soit la piste de service, soit les routes ou chemins existants.

La pose s'effectue à l'avancement à l'aide de grues mobiles sur pneus. Elle est contrôlée au théodolite pendant toute la durée de l'opération. Des dispositifs

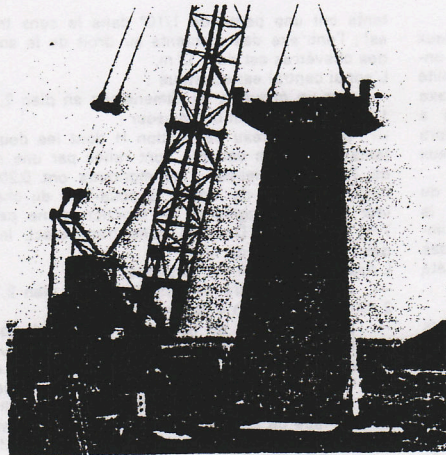


Fig. 11 Lévage d'un poteau (Photo Baranger et Cie)

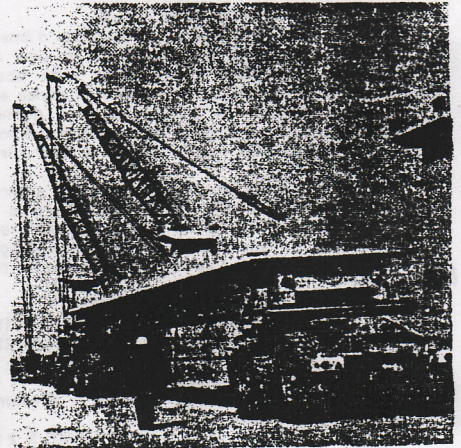


Fig. 12 Transport d'une poutre. (Photo Sté de l'Aérotrain)

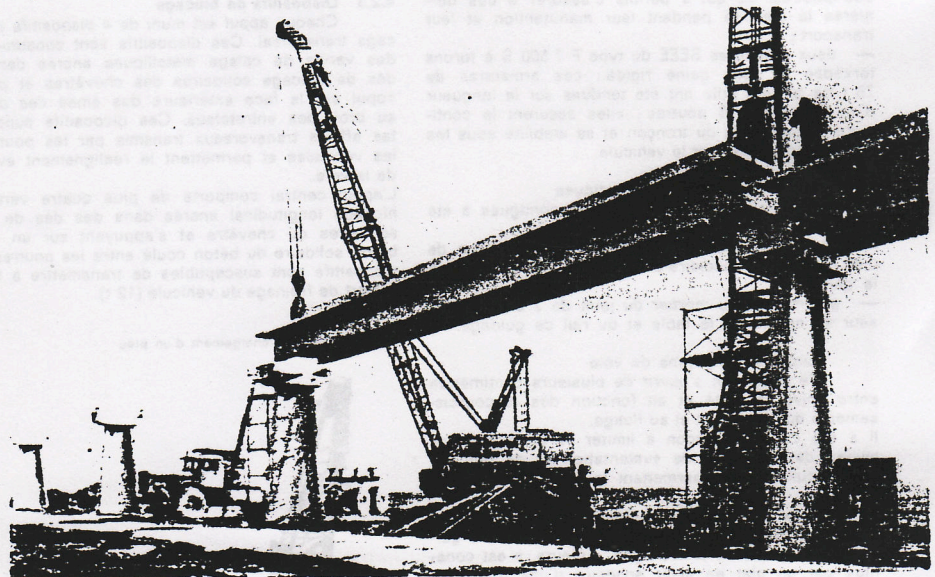


Fig. 13 Lévage d'une poutre (Photo Baranger et Cie)

spéciaux permettent d'implanter le poteau à sa position exacte et de le maintenir en place en attendant son scellement dans la semelle de fondation. La cadence journalière de pose est de 4 à 5 poteaux (voir fig. 11).

5.2.3 Poutres

La fabrication des poutres s'effectue en commençant par le rail de guidage et la table de sustentation qui sont coulés dans les moules spéciaux en béton. Une fois cette opération terminée, on coiffe le moule béton de sa partie métallique permettant le coulage des âmes des poutres et on achève le bétonnage. Après un traitement thermique approprié, les poutres sont décoffrées au bout de 36 heures, reprises

au pont roulant et retournées dans l'appareil spécial de retournement. Cet appareil comporte 2 palonniers solidaires chacun d'un vérin de 600 t par l'intermédiaire de rotules ; la poutre à retourner est placée entre ces deux palonniers. Une précontrainte provisoire de 450 t lui est appliquée à l'aide des verins. Elle est ensuite retournée par rotation des pistons de verins autour de leur axe. Une fois retournée, la poutre est reprise au pont roulant, amenée à l'atelier de précontrainte, mise en précontrainte de première phase, et enfin stockée dans une enceinte à température et hygrométrie constantes pendant 6 ou 7 jours avant son transport au chantier de pose (voir fig. 12-13).

6 CONTROLES ET RESULTATS

6.1 Contrôles des bétons

Les poteaux supports et le rail étaient prévus en éléments préfabriqués en béton armé.

La géométrie de la voie et la manipulation des éléments préfabriqués imposaient à ces bétons des caractéristiques physiques élevées, régulières et sans défaillances.

Les contrôles ont été ceux prévus dans la Directive Provisoire sur l'exécution des ponts en béton précontraint du 5 avril 1966 du ministère de l'Équipement. Toutefois, en cours de chantier, leur densité a été réduite, compte tenu des résultats favorables obtenus.

6.1.1 Granulats

Les granulats provenaient, pour les bétons de haute qualité, de la Loire :

- sable 0,2 (tamis) roulé,
- sable 0,3 (tamis) roulé,
- gravillons 4/10 (tamis) roulés,
- gravillons 10/20 (tamis) roulés

Dans le cas des fondations massives, on a utilisé des gravillons concassés de l'Eure 10/25 (tamis).

6.1.2 Ciment

Le ciment de la classe CPA 325 provenait directement de la cimenterie Poliet et Chausson de Gargenville.

Le stockage sur le chantier se faisait en cinq silos de 25 t et un silo de 300 t.

Les contrôles, à raison de trois par mois en moyenne, ont porté principalement sur les résistances mécaniques et les temps de fissuration à l'anneau.

Résultats :

Essai de flexion : (n = 39 x 3)

$R_{28} = 86$ bars S = 6 CV = 6,5 %

Essai de compression : (n = 39 x 6)

$R_{28} = 549$ bars S = 65 CV = 11,9 %

Temps de fissuration : (n = 38 x 3)

15 h 30 S = 6 CV = 40 %

6.1.3 Aciers

Les essais sur les aciers ont été effectués par le Laboratoire Régional de Trappes et le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Les essais ont montré la conformité des fournitures au fascicule 4, titre I du CPC pour les aciers BA Quareil 42 de la classe Fe E 40 A et Fe E 22 et au fascicule spécial 68.3 ter pour les aciers de précontrainte, pour les torons type 500 S.

Les aciers BA ont été prélevés sur le chantier.

Les torons étaient prélevés à l'usine du Havre des Tréfileries et Câbleries de Bourg et du Havre.

6.1.4 Adjuvants

Il a été utilisé un plastifiant (le BV 100) produit Sika, à dose réduite, dont le but était de régulariser le temps de prise du ciment.

6.1.5 Fabrication des bétons

Les bétons étaient fabriqués en centrale fixe dans un malaxeur de 750 litres Teka à axe vertical. La composition du béton était affichée par « preset » et la fabrication automatique.

Les granulats étaient chauffés de façon que le béton ait une température initiale de l'ordre de 20°C.

Les différents bétons utilisés ont donné de bonnes résistances à 28 jours.

Après la pose et le réglage, un certain nombre de poutres possédant une fiche de contrôle étaient plus particulièrement suivies afin de voir quelle pouvait être leur évolution dans le temps et sous l'effet des sollicitations auxquelles elles étaient soumises. Ces poutres étaient alors contrôlées avant et après la mise en place de la précontrainte de continuité, puis périodiquement ensuite.

Un contrôle général de la voie ainsi que des mesures de déformations en charge ont été effectués en fin de travaux. Ce contrôle et ces mesures ont montré que la voie répondait aux spécifications demandées, à savoir : pas de discontinuité locale supérieure à 3 mm et pas de défaut de planéité dépassant 1 cm mesuré sous une règle de 20 m ; la première condition a été très largement remplie. En ce qui concerne la planéité, les résultats ont parfois été assez proches des conditions limites plus en raison des imprécisions de la force de précontrainte et de la variation de l'élasticité du béton, malgré les précautions prises, que des défauts de géométrie initiale de la poutre qui se tenaient dans une fourchette de l'ordre de 1,5 mm.

6.3 Épreuves pour la réception provisoire

Lors de la réception provisoire de la voie, des mesures de flèches ont été faites sur un tronçon de 120 m comprenant 6 poutres solidarisées, au passage du véhicule pesant 13,65 t.

Les flèches enregistrées ont varié entre 8 et 12,5 dixièmes de mm et les contre-flèches entre 1 et 3 dixièmes.

Les flèches et contre-flèches sont données en prenant comme origine le cas où la poutre n'est pas chargée et ne tiennent pas compte des flèches ou contre-flèches de la poutre elle-même.

Les tassements des appuis ont été au maximum du dixième de millimètre.

Actuellement, une vérification permanente de la géométrie de l'ouvrage est effectuée par la mesure des accélérations transversales et verticales subies par le véhicule lors de ses différents passages. Ces mesures font apparaître des résultats homogènes avec les relevés effectués auparavant.

7 CONCLUSION

Les travaux, commencés en janvier 1968, ont duré 21 mois, les terrains ayant été occupés en appliquant la procédure d'extrême urgence. Le véhicule, livré à Chevilly en juillet 1969, a pu utiliser pour ses premiers essais la section de voie située au Nord de la plate-forme centrale. Dès le mois de septembre 1969, il a pu circuler sur la totalité des 18 km de voie.

Les essais du véhicule se poursuivent actuellement sur l'ensemble de la voie qui remplit les conditions imposées initialement.

Cette construction est destinée à faire date, car c'est la première réalisation dans le monde d'une voie en vraie grandeur susceptible de devenir opérationnelle pour aéroglisseur guidé, technique nouvelle en expérimentation réelle en France depuis 1965 et dont aucun exemplaire ne fonctionne encore actuellement à l'étranger.

Designation du béton	Semelles (300 kg de ciment)		Poteaux et Chevêtres (350 kg de ciment)		Poutres (400 kg de ciment)	
	A	B	A	B	A	B
Nombre d'éprouvettes	70	90	60	190	200	440
Compression (bar)						
— moyenne	365	342	442	429	459	485
— écart-type	45	61	61	60	52	52
— Coefficient de variation	12 %	18 %	14 %	14 %	11 %	11 %
Traction/flexion (bar)						
— moyenne			34,4	31,9	34,8	35
— écart-type			2,4	3,3	3,7	3,5
— Coefficient de variation			7 %	10 %	10,5 %	10 %

A = Formule avec deux sables
B = Formule avec sable fin seul.

6.2 Contrôle de la géométrie

Une part importante de l'activité du chantier de l'Aérotrain, part qui contribue largement à lui donner un caractère original, est la recherche permanente de la précision d'exécution.

Cette précision a été obtenue, d'une part, à la fabrication des éléments de voie, d'autre part, lors du réglage définitif des poutres en place. Elle a nécessité un contrôle systématique du travail effectué.

Les éléments de voie étaient coulés dans des moules robustes et rigides, mais qui, du fait de la forme des poutres, comportaient des parties mobiles. Le premier des contrôles était donc le contrôle de la géométrie

des moules. Ce contrôle s'effectuait à l'aide d'un gabarit rigide, lui-même contrôlé et éventuellement réglé ; il était quotidien. Une vérification plus poussée à l'aide d'appareils optiques était faite périodiquement. Des réglages des moules étaient effectués en tant que de besoin, en fonction des résultats des contrôles.

Cette recherche de la précision de la section des poutres était poursuivie par un contrôle a posteriori des dimensions de la poutre finie par des moyens optiques ; il était effectué par sondages de manière à vérifier le réglage de chaque moule une fois par semaine. Une fiche de contrôle était alors établie pour les poutres mesurées.