

Le tassement des appuis du Pont de Normandie

Olivier COMBARIEU

Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Rouen

RÉSUMÉ

Le Pont de Normandie, ouvrage haubané franchissant l'estuaire de la Seine, fait l'objet depuis le début de sa construction d'un suivi géométrique très précis. En particulier, les appuis des deux pylônes principaux, des deux culées et des vingt-six piles des viaducs d'accès sont régulièrement nivelés.

Après un descriptif géotechnique du site, la manière dont l'étude des tassements des appuis sur pieux a été abordée, implicitement ou non, est présentée. Pour les pylônes principaux particulièrement, les points de vue très distincts, et non sans conséquence pour le tablier, du maître d'œuvre et de l'entreprise ont conduit à développer des approches explicites et spécifiques relativement simples dont le principe est présenté.

Le résultat des suivis est comparé aux valeurs prévues. Un examen spécifique du comportement de la culée sud de l'ouvrage, qui présente un tassement bien supérieur à ce que l'on admet normalement, est mené. L'analyse permet de conclure à un fonctionnement normal de la structure portée, rassurant pour le gestionnaire de l'ouvrage, lequel devra néanmoins veiller à l'utilisation des terrains de part et d'autre du viaduc Sud où toute surcharge sera interdite.

Cet exemple du Pont de Normandie est l'illustration de deux situations géotechniques : celle du tassement sous très forte charge d'un groupe de pieux dont les pointes reposent sur des niveaux très raides et très surconsolidés, et celui de l'apparition de frottement négatif lié à la présence à grande profondeur de sols légèrement compressibles et dont le tassement très faible est difficilement quantifiable, voire non quantifiable.

DOMAINE : Géotechnique et risques naturels.

ABSTRACT

SETTLEMENT OF THE NORMANDY BRIDGE SUPPORTS

The Normandy Bridge, a stay-cable structure crossing the Seine River Estuary, has been the focus of a very high-precision geometric monitoring campaign ever since construction got underway. More specifically, the supports of the two main bridge towers, the two abutments and the 26 access viaduct piles are all regularly leveled.

Following a geotechnical description of the site, the technique and its application, i.e. whether implicit or not, introduced to study the settlement of pile-based supports is discussed. For the main towers in particular, the sharp differences in perspective, which may indeed exert an impact on the bridge deck, the project architect and the general contractor, have led to developing a set of relatively simple, explicit and specific approaches, whose guiding principle is also presented.

The outcome of this monitoring campaign is then compared with predicted values. A specific inspection of the behavior of the southern abutment of the structure, which displays a settlement considerably higher than what is normally acceptable, is also conducted as part of the present research. This analysis has led to the conclusion that the supported structure is operating under normal conditions, thereby serving to reassure the facility manager, who nonetheless would be well advised to oversee the use of adjacent land on both sides of the southern viaduct, where any additional load must be prohibited.

This example of the Normandy Bridge highlights two distinct geotechnical situations: settlement under a very heavy load of a group of piles whose caps lie on extremely stiff and over-consolidated levels; and the appearance of negative friction tied to the presence of slightly-compressible soils at extreme depths, giving rise to a very small settlement that remains difficult, even impossible, to quantify.

FIELD: Geotechnical engineering and natural hazards.

Présentation

Michel PELCA

Directeur des Infrastructures et Équipements
Chambre de Commerce et d'Industrie - Le Havre

Roger LAVOUE

Chef de l'Arrondissement territorial du Havre
Direction départementale de l'Équipement de Seine-Maritime

L'accroissement permanent de la circulation sur le Pont de Tancarville, la volonté de développer en synergie les deux rives de l'estuaire de la Seine, la nécessité de raccorder la zone économique de l'agglomération du Havre à la Route des Estuaires et de raccourcir les distances vers l'ouest de la France ont conduit la Chambre de Commerce et d'Industrie du Havre à promouvoir la réalisation du Pont de Normandie puis à en assurer la maîtrise d'ouvrage.

Pour jouer pleinement son rôle, ce franchissement devait se trouver le plus près possible de l'embouchure de la Seine.

À cet endroit, les concepteurs, la maîtrise d'œuvre et les entreprises ont dû faire face à des conditions naturelles difficiles afin de relever le défi de la construction d'un ouvrage exceptionnel qui, par le bond technologique qu'il représente, devait devenir la carte de visite de l'expertise et du savoir-faire français.

L'estuaire de la Seine, intéressant des terrains alluvionnaires issus des évolutions du chenal au cours des siècles, a conduit à envisager des dispositions particulières pour les fondations puis à en assurer le suivi des tassements, les points de vue différents sur cet aspect, exprimés lors des études, ayant constitué un motif supplémentaire pour sa mise en œuvre.

C'est cet aspect du comportement des fondations que relate l'article de O. Combarieu, dont la rigueur des démonstrations, la pédagogie et la qualité des relations pendant le déroulement de cette opération Pont de Normandie ont permis à la maîtrise d'ouvrage et à la maîtrise d'œuvre, dont nous étions respectivement tous deux membres, de prendre des décisions difficiles et donné la motivation nécessaire pour suivre de près l'évolution des tassements. L'histoire relatée ici confirme la validité des conseils de O. Combarieu.

Introduction

Le Pont de Normandie, dénommé Pont d'Honfleur dans les années 1970, a été inauguré en janvier 1995, après sept ans de travaux, y compris ses accès, et plus de vingt ans d'études. Les caractéristiques principales de l'ouvrage, largement médiatisé, sont rappelées sur la figure 1. La travée centrale, à haubans, a détenu quelque temps, avec 856 m, le record mondial de portée.

Ce grand chantier a débuté en 1988, avec les remblais d'accès Nord et Sud. L'île artificielle destinée au pylône Nord, terminée en 1990, a permis de démarrer peu après l'exécution des fondations de ce dernier, suivies de celle du pylône Sud. Les fondations des viaducs d'accès ont été entreprises simultanément avec, à terre, d'abord celles du viaduc Sud comportant onze appuis et la culée, puis, en site maritime, celles du viaduc Nord avec quinze appuis et la culée.

Cet ouvrage exceptionnel fait l'objet d'une surveillance permanente qui porte sur de nombreux aspects. En particulier, le résultat du nivellement régulier des semelles sur pieux supportant les deux pylônes de 215 m de hauteur, et de l'ensemble des appuis, nous a paru suffisamment intéressant et instructif pour être rapporté sous le double aspect suivant : évolution dans le temps et comparaison avec les prévisions initiales.

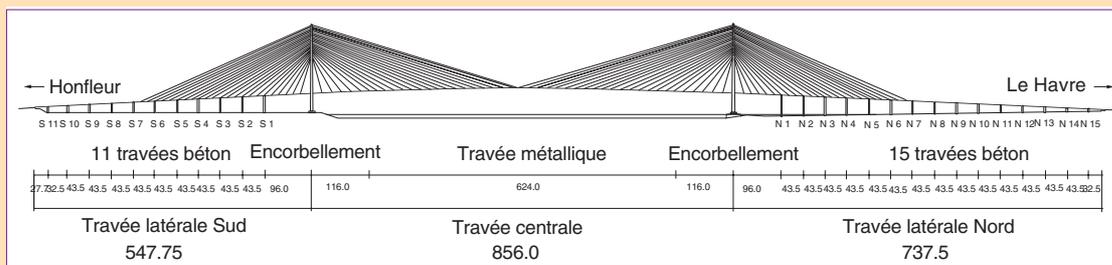


Fig. 1 - Élévation de l'ouvrage.

Contexte géologique et géotechnique

La géologie du site est parfaitement connue dans ses grands traits, avec en particulier la thèse de Guyader [1] ; il a été l'objet de premières reconnaissances terrestres et fluviales en 1974, complétées lors de campagnes ultérieures par la nécessité d'obtenir une meilleure précision et des modifications successives de l'emplacement et de la portée principale de l'ouvrage ; des sondages ont été entrepris jusque pendant l'exécution des fondations. Les modes principaux de sondages et les essais utilisés ont été le pressiomètre, le sondage carotté pour les horizons prélevables et la reconnaissance avec soupapage. Les essais en laboratoire ont consisté en essais d'identification traditionnels (essais de cisaillement et oedométriques), mais avec des difficultés et, donc, des interrogations, liées aux grandes profondeurs atteintes.

L'estuaire de la Seine, franchi par l'ouvrage, a été creusé au quaternaire dans des couches sédimentaires d'âge secondaire, préalablement affectées de déformations d'origine tectonique. Les fondations intéressent donc deux entités bien distinctes :

- des formations alluvionnaires quaternaires, très épaisses ;
- des formations profondes d'âge secondaire, correspondant au Kimméridgien puis à l'Oxfordien.

Formations alluvionnaires

Celles-ci atteignent près de 40 m, en dessous de la cote du remblaiement naturel (environ 8 CMH cote marine au Havre, soit 3,62 NGF), constitués depuis la surface par :

- les alluvions fines modernes, sur 3 à 5 m, essentiellement des argiles limoneuses, avec veines de sable ou minces niveaux tourbeux. Très nettement contrastées au Sud avec les sables sous-jacents, elles se confondent progressivement avec ceux-ci, au nord de la zone de vasières, lorsque l'on se rapproche du lit majeur de la Seine. Ces formations sont compressibles, modestement au Sud et fortement au Nord. Corrélativement, les cohésions c_u mesurées au scissomètre de chantier ou estimées au pressiomètre, sont de 10 kPa pour les plus faibles au Nord, à près de 100 kPa au Sud dans les horizons les plus compacts, avec des pressions limites variant de 80 à 800 kPa. Ces alluvions fines supporteront les remblais d'accès à l'ouvrage ; elles supportent déjà au Sud des remblais anciens de 3 à 4 m d'épaisseur ;
- les sables fins estuariens, de 17 m d'épaisseur moyenne hors lit majeur, sont homométriques quand ils sont propres (de 0,1 à 0,2 mm), mais comportent quelques petits niveaux limoneux voire argileux. Le pressiomètre a mis en évidence un contraste de compacité entre sites terrestre et maritime où, pour ce dernier, les sables peu épais dans le chenal sont remaniés. Les pressions limites moyennes atteignent respectivement 2 à 2,5 MPa. Une nappe superficielle, liée à la Seine et soumise à la marée, baigne ces sables, avec un niveau moyen à 7 CMH ;
- des limons, argiles et tourbes profonds. Formations compressibles, normalement consolidées, d'une épaisseur moyenne de 5 m pouvant baisser à 3 m, ces dépôts fins comprennent surtout des argiles limoneuses légèrement organiques alternant avec de légères passées sableuses. Des passées tourbeuses n'apparaissent qu'en site maritime, à la base de ces formations. Leur grande profondeur a rendu difficile leur prélèvement intact, les essais en laboratoire ne témoignant sans doute pas de leur réel comportement en place. On a en effet mesuré des cohésions c_u de 30 à 60 kPa, pour des valeurs de la pression limite s'échelonnant de 0,4 à 1,1 MPa. Leur compressibilité, mesurée en laboratoire, est caractérisée par la valeur $\frac{C_c}{1+e_0} = 0,07$, probablement pessimiste ;

- les graves de fond, dont l'épaisseur oscille entre 8 et 13 m, qui comportent des horizons à granulométrie creuse très ouverte, ou bien des niveaux très sableux et plus compacts. Les éléments courants les plus gros atteignent 50 à 60 mm, mais des blocs de très grande taille, à l'origine de très grosses difficultés dans l'exécution des pieux, sont présents dans la partie inférieure de l'horizon. La seule méthode fiable pour qualifier la résistance mécanique de ces graves a été le pressiomètre, les pressions limites atteignant 3,5 MPa à terre, contre 2,5 MPa en Seine. Cette différence a été attribuée à des méthodes de mise en œuvre du pressiomètre différentes, ainsi qu'à l'épaisseur différente de recouvrement entre fleuve et terre. Ces alluvions grossières sont le siège d'une nappe, de niveau piézométrique voisin de 7 CMH, donc élevé, et dont les variations sont à peine de 1 m avec les marées.

Les formations du substratum

Le profil en long représenté sur la figure 2 illustre le descriptif qui suit. Ces formations comportent successivement, de haut en bas :

- les argiles supérieures très peu perméables (10^{-9} m/s), de 4 à 9 m d'épaisseur, constituées d'argiles marneuses très compactes surconsolidées, ayant été recouvertes avant érosion par 300 m de sédiments. Elles sont très plastiques ($25 < I_p < 55$), mais les essais en laboratoire reflètent mal leurs caractéristiques réelles ; on a mesuré des cohésions de l'ordre de 0,2 MPa, pour des pressions limites mesurées en place de plus de 2 MPa ;
- la série marno-calcaire, détaillée sur la figure 3, de 8 à 9 m comportant trois niveaux bien différenciés :
 - les calcaires à « harpagodes », sur 4 m, niveau repère, avec en particulier deux bancs de calcaire massif supérieur et inférieur, séparés par une argile marneuse. Une petite nappe de très faible débit les intéresse ;
 - les argiles à petits bancs calcaires, alternance de niveaux d'argile marneuse et de bancs de 10 à 15 cm, l'ensemble atteignant 3 à 3,5 mètres ;
 - - le banc de plomb, niveau repère caractéristique, constitué en moyenne de deux bancs de 70 cm extrêmement résistants de calcaire magnésien, séparés par un lit d'argile grise de 40 centimètres.

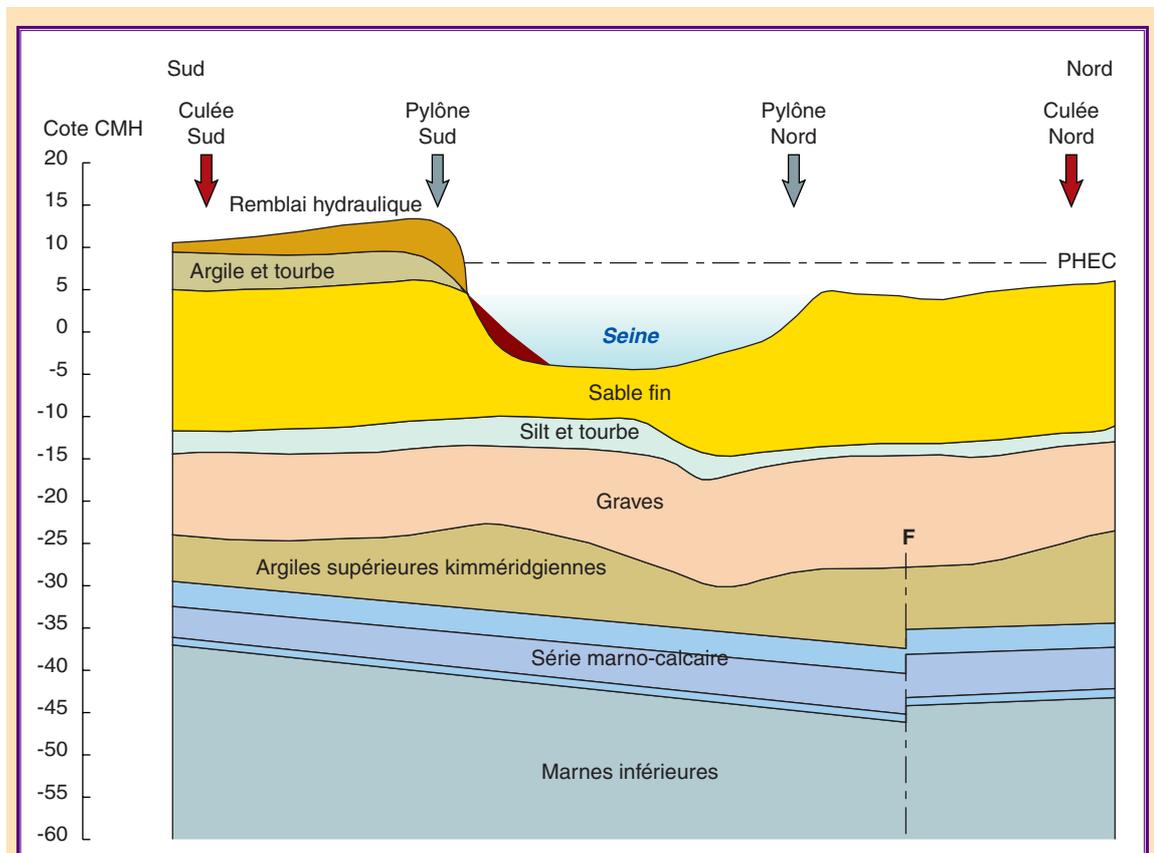


Fig. 2 - Profil en long géotechnique dans l'axe de l'ouvrage.

Les caractéristiques d'ensemble de cette série sont excellentes, mais contrastées du fait des caractères variés de la formation à dominante argileuse, marneuse ou calcaire ; les pressions limites dépassent toujours 4 MPa.

- Les marnes inférieures, d'environ 20 m d'épaisseur, reconnues et testées sur une dizaine de mètres lors des études du projet. Ce sont des marnes compactes, quasi imperméables, comportant de petits niveaux indurés. Surconsolidées, difficilement prélevables intactes, la cohésion maximale mesurée en laboratoire atteint 0,26 MPa, pour des pressions limites moyennes de 3,3 MPa.

Suivant l'axe de l'ouvrage, les assises du substratum kimméridgien montrent un faible pendage Nord-Est de l'ordre de 0,6 % qui conduit à un approfondissement des niveaux repères de la série marno-calcaire.

L'existence d'une faille de faible rejet (inférieur à 1,5 m) au Nord a été confirmée par sondages et sa position précisée. Dès lors, on observe un contre-pendage d'environ 0,5 % qui intéresse une partie du viaduc d'accès Nord.

- Au-delà, les horizons géologiques, sur près de 100 m d'épaisseur, sont bien connus sur la région havraise, avec en particulier les argiles de Villerville qui font suite au Kimméridgien, puis les calcaires d'Hennequeville.

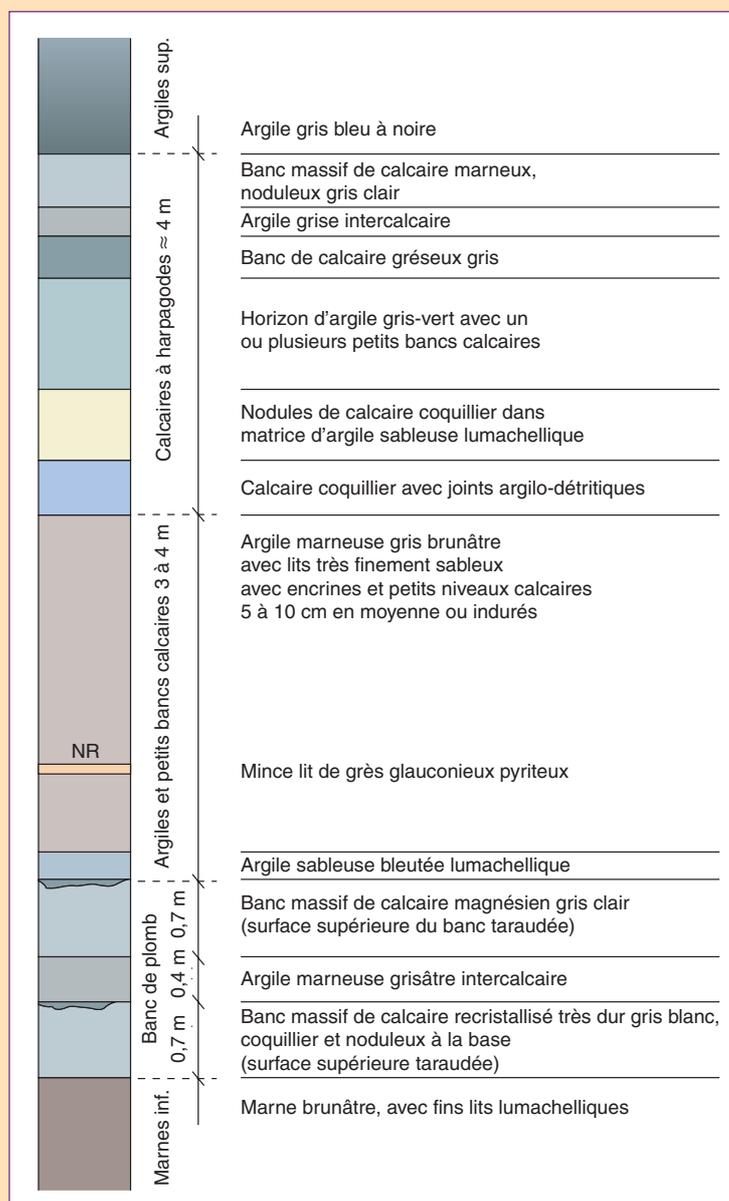


Fig. 3 - Détail de la série marno-calcaire, assise des fondations.

Fondations de l'ouvrage

Les nombreuses études menées ont conduit à adopter les fondations définitives suivantes :

- pour chacun des pylônes, massif de 2×14 pieux forés de 2,10 m de diamètre ; ils sont descendus sur le banc de plomb, à une cinquantaine de mètres de profondeur. L'un, au Sud, est construit à terre, en bordure de Seine. Le pylône Nord, le long d'une digue existante, a nécessité la construction préalable d'un îlot artificiel très important adossé à cette digue, avec remblaiement sur une dizaine de mètres d'épaisseur,
- les viaducs d'accès Sud et Nord sont fondés sur des pieux forés de 1,50 m de diamètre, descendus sur le niveau de calcaire à harpagodes. Leur longueur au Sud atteint environ 43 m, ceux du Nord exécutés en site maritime s'avérant un peu plus courts.

Pour les appuis des onze piles courantes du viaduc Sud, chaque semelle rectangulaire repose sur quatre pieux. Le viaduc Nord comporte quinze piles dont quatre reposent sur cinq pieux ; les semelles sont circulaires.

Les culées se distinguent par une géométrie particulière des fondations, puisqu'elles traversent les remblais d'accès préalablement édifiés ; la longueur des pieux, pour le Sud, est donc de 49,5 m, avec deux files de quatre pieux.

Les justificatifs de portance ont été établis lors du projet détaillé de 1989, en s'appuyant naturellement sur le fascicule 62 titre V du CCTG.

À titre indicatif, pour les pieux de diamètre 1,5 m du viaduc Sud, les efforts limites en pointe et frottement atteignent respectivement 16 MN et 10 MN, soit une charge limite Q_L de 26 MN, une charge de fluage Q_C de 14,5 MN ; cette dernière n'est que légèrement inférieure au Nord (14 MN).

Pour ce qui est des pylônes, la charge limite calculée Q_L de chaque pieu atteint 53 MN, avec respectivement 28 et 25 MN pour la pointe et le frottement, la valeur de Q_C valant 30 MN. Ces valeurs de projet ont d'ailleurs été l'objet, dès la réalisation des premiers pieux de diamètre 2,10 m, d'une légère remise en cause du fait de la difficulté de repérage précis du premier « banc de plomb » sur lequel la pointe des fondations s'appuie. Le véritable feuilleté constitué par les séries argilo-marno-calcaires, l'impressionnante unité de foration, de fabrication et de recyclage de la boue bentonitique n'ont en effet pas rendu aisée l'identification des fossiles « lumachelles » situés sur une mince couche précédant immédiatement le banc d'assise. Ce niveau repère très opportun a permis par la suite d'arrêter avec certitude les pieux au bon niveau.

Le long arrêt de foration, survenu rapidement après le début des travaux, lié à la présence de gros blocs dans les horizons de graves puis au collage des argiles « supérieures » sur les molettes d'outils, a été mis à profit pour examiner l'incidence d'une « erreur » d'arrêt sur l'assise, sur le comportement du double groupe de 14 pieux de chacun des pylônes et ce, sous les angles de la capacité portante et du tassement.

Tassement des appuis – Prévisions

L'étude des tassements des différents appuis constitue à elle seule une chronique, sans péripéties particulières entre 1974, date des premières études du pont, et 1988, année d'intenses études détaillées. Les deux années suivantes sont émaillées d'épisodes plus mouvementés, tout spécialement lors de l'examen des pylônes principaux. Il y a lieu de distinguer trois problèmes quant à l'aspect tassement :

- ❶ celui des appuis des piles courantes, d'approche traditionnelle,
- ❷ celui des culées et en particulier de la culée Sud, avec l'interaction liée à l'édification préalable de remblais d'accès importants, de plus de 15 m de hauteur, et leur influence sur les horizons alluvionnaires,
- ❸ enfin, celui relatif aux deux pylônes, très lourdement chargés, puisque chacun d'eux reçoit sous combinaison ELS quasi-permanente 2×200 MN.

Tassement des appuis des piles courantes

En 1974, les implantations des appuis (tant des piles courantes que des pylônes) et la longueur des travées n'étaient pas encore arrêtées. Aussi, pour les piles, diverses possibilités de fondations profondes se présentaient, portant surtout sur le nombre et les dimensions géométriques des pieux envisageables (longueur, diamètre).

Les aspects liés aux tassements des groupes de pieux ont simplement consisté en une estimation de leur amplitude dans le cas d'arrêt des pointes de pieux dans les graves de compacité moyenne nécessitant une injection de consolidation en pointe.

L'estimation des tassements absolus, par effet de groupe, intégrant le tassement de l'épaisseur résiduelle des graves sous les fondations, puis le tassement à long terme des argiles supérieures, amenait pour les viaducs Sud, construits à terre, à 10 cm et 5 cm de déplacement vertical respectivement pour des travées de 80 et 40 mètres.

Cette même solution, dans des graves, pour le viaduc Nord, était un peu plus problématique puisque, à cette époque, un remblaiement généralisé en Seine, permettant une construction des piles hors d'eau, était prévu. Sous réserve d'un remblaiement conduit suffisamment tôt, les estimations de déformations s'avéraient être identiques à celles des piles Sud.

L'examen, également à l'époque, des solutions d'arrêt de fondations dans les calcaires à harpagodes beaucoup plus profonds et résistants, ramenait ces chiffres à des valeurs beaucoup plus faibles et de l'ordre de 3 cm, borne supérieure, compte tenu du mode de détermination très simplifié utilisé.

Les choix géométriques ultérieurs, avec l'avancement du projet, ont conduit à choisir définitivement le niveau des calcaires à harpagodes comme niveau d'assise des pieux de diamètre 150 cm retenus, et ce au nombre de quatre à cinq par appui, les travées atteignant un peu plus de 40 m. Un élément important a également présidé à ce choix final ; les règles de dimensionnement des fondations, régies en 1974 par le dossier « Fond 72 », ont fait en effet l'objet de modifications avec le nouveau règlement partiel LPC-SETRA de 1985, précédant de peu le règlement actuel qui est le fascicule 62 titre V du CCTG. En particulier les graves, très concernées dans les prédimensionnements du Pont de Normandie, ont été l'objet d'un abattement notable dans leur capacité à reprendre par pieux forés des charges exercées. Les facteurs de portance en pointe de tels pieux ont été divisés par 3, voire 4 ; de ce fait, ces niveaux se sont révélés moins attractifs et ont dû être franchis pour rechercher des assises plus sûres.

Le tassement de ces groupes de pieux de diamètre 150 cm, au nombre de cinq pour les piles proches des pylônes, puis de quatre pour toutes les autres, n'a donc plus été l'objet d'une préoccupation particulière, ce qui est justifié par deux remarques :

- ① le pieu, normalement dimensionné, ne nécessite généralement pas que soit spécifiquement examiné son tassement, au moins dans les règlements actuels ;
- ② enfin, le groupe de pieux est géométriquement très limité et les pointes reposent sur des horizons très durs ; ces deux facteurs réduisant considérablement ce qui est appelé « l'effet de groupe ».

On peut aborder ce tassement par deux approches simples :

- ① le tassement du pieu isolé, sous les charges quasi-permanentes réelles (variant selon les appuis de 0,7 à 1 fois la charge quasi-permanente de calcul géotechnique) peut être estimé entre $\varnothing/200$ et $\varnothing/150$, soit entre 7,5 mm et 10 mm (\varnothing : diamètre du pieu). Cela conduit à une déformation verticale des groupes, légèrement supérieure, qui inclut à long terme un léger fluage du béton ;
- ② sous ces mêmes charges, correspondant à des contraintes en tête de 3 à 5 MPa, la contrainte Q_p en pointe atteint de l'ordre de 1 à 2,5 MPa. À ce niveau, la déformée atteint, suivant les expressions proposées par Frank et Zhao [2] :

$$s = \frac{2Rq_p}{11E_M}$$

avec $R = 0,5$ $\varnothing = 0,75$ m et $E_M \cong 50$ MPa, soit un tassement de 3 à 7 mm.

Si l'on ajoute le raccourcissement élastique des 40 m environ de pieu de module différé 15 MPa, avec des contraintes moyennes de 1,5 et 3,75 MPa respectivement, soit 4 mm et 10 mm, le tassement total d'un pieu, et donc pratiquement celui du groupe atteint de 7 à 17 mm, suivant les appuis. Tels sont les tassements des appuis des piles auxquels on pouvait raisonnablement s'attendre.

Tassement des culées

Les culées Nord et Sud sont fondées respectivement sur deux rangées de quatre pieux de 150 cm de diamètre, espacés de trois diamètres, les pieux de chacune des rangées étant, eux, espacés de cinq diamètres. Au Nord, le remblai terminal à la culée est moins important, avec 8,5 m seulement sur l'arrière, la face inférieure du chevêtre située à 8 CMH n'étant donc qu'à 1,5 m au-dessus du terrain naturel. Pour cette culée Nord, la construction du remblai, construit largement à l'avance avec un réseau de drains verticaux, et son décaissement partiel en extrémité (nécessaire à l'édification de la culée assise à basse altitude), écartaient tout risque d'apparition de frottement négatif. Le seul moteur de ce phénomène ne pouvait résulter que de la seule masse du corps de chaussée final. C'est donc un effort parasite modeste de l'ordre de 1 080 kN par pieu, intéressant le remblai lui-même et les vases de surface qui a été pris en compte lors du projet détaillé définitif d'octobre 1989.

Il faut citer néanmoins le tassement de près de 90 cm mesuré pour la partie courante du remblai et qui s'est manifesté préalablement à l'exécution des pieux.

Dans ces conditions, pour cette culée Nord, les pieux de diamètre 150 cm, arrêtés sur le calcaire à harpagodes, présentent aux ELS quasi-permanent et rare des possibilités (environ 10 et 13 MN respectivement) largement supérieures aux charges réelles correspondantes, de 4,5 et 5 MN. Aussi, on comprendra que les tassements correspondants n'ont fait l'objet d'aucun examen particulier.

Au Sud, le chevêtre coiffant les huit pieux occupe une surface de 7 m × 27 m et sa face inférieure se situe à 20 CMH, pour un terrain naturel situé à 11 CMH. Le niveau fini de la chaussée est à 26,3 CMH. Un remblai très important, taluté, a donc été mis en œuvre très largement avant le début d'exécution des fondations. L'emprise au sol atteint plus de 60 m, et le pied de remblai dans l'axe de l'ouvrage s'avance de 22 m au devant du nu du chevêtre, comme l'illustre la figure 4, ce qui l'amène pratiquement au pied de la pile S11.

L'étude du remblai Sud, réalisée au début de 1987, a conduit à préconiser de l'édifier largement à l'avance vis-à-vis des fondations, avec un suivi du tassement, ce dernier étant largement inférieur à celui du remblai de la rive Nord, du fait d'un contexte géotechnique de surface beaucoup plus favorable.

La difficulté essentielle a résidé dans l'appréciation des différentes composantes verticales du tassement et leur évolution dans le temps ; la figure 5 montre en particulier les deux horizons les plus

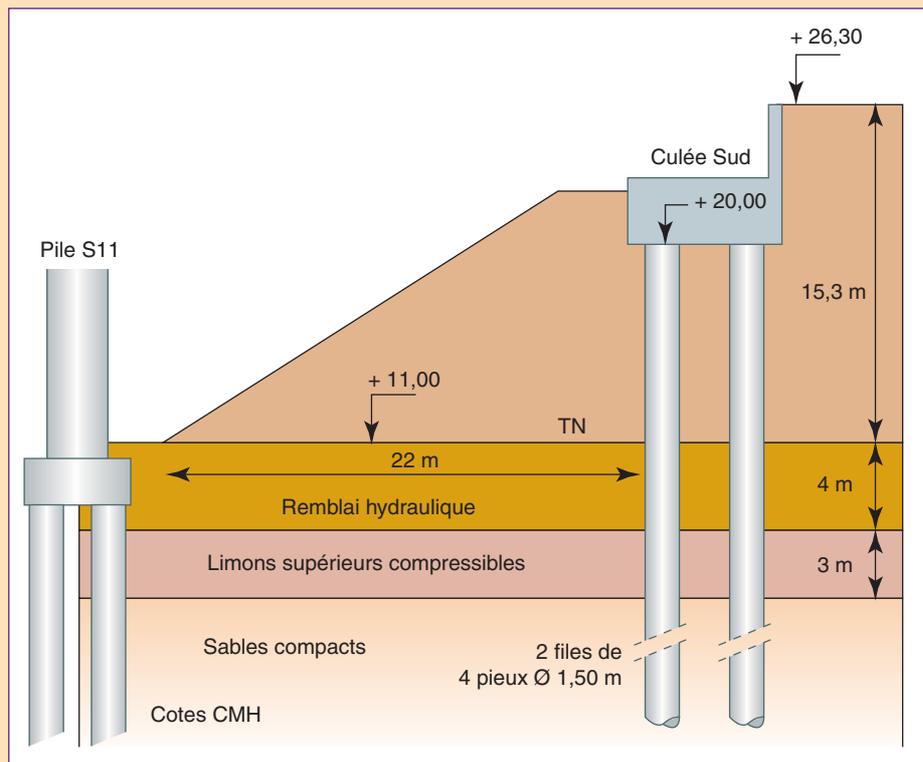


Fig. 4 - Coupe transversale schématique au droit de la culée Sud.

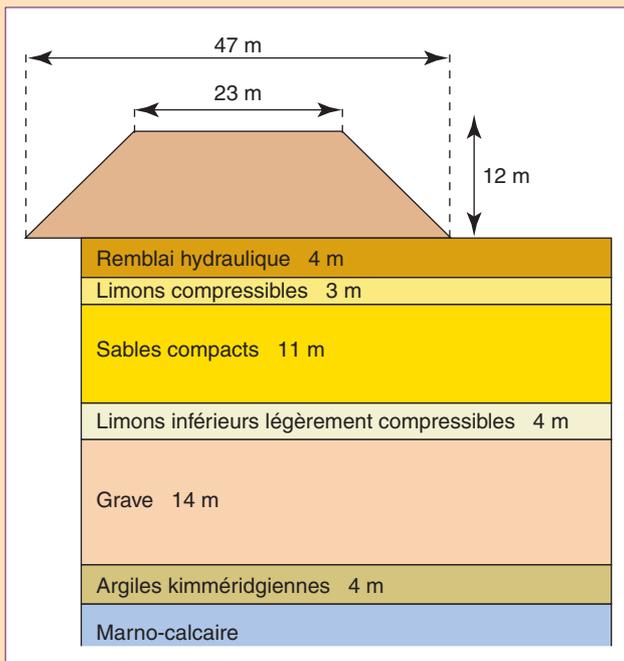


Fig. 5 - Coupe géotechnique transversale de la culée Sud.

déliés, sièges de légères compressions résiduelles éventuelles, mais d'amplitude fortement tributaire des caractéristiques de déformabilité. Ces valeurs sont relatives au projet tel qu'il était prévu en mars 1987, avec un remblai de 12 m de hauteur à la culée, sachant qu'au démarrage des travaux de terrassement en juin 1988, la hauteur définitive de l'accès a été portée à plus de 15 m, comme déjà indiqué, en raison de la suppression d'une travée du viaduc Sud. Le tableau I laisse entrevoir au-delà de deux ans un tassement résiduel de 1,2 cm dans les silts et de 2,2 cm dans les argiles supérieures surconsolidées.

Pour la justification des pieux, en octobre 1989, il a été admis que du frottement négatif serait pris en compte le long des seuls niveaux de limons supérieurs et, par entraînement, le long des remblais hydrauliques de surface et des remblais d'accès. Certains apports de charge, tels que ceux des remblais de finition et du corps de chaussée, sur au moins trois mètres, exécutés après la culée, étaient susceptibles de provoquer quelques tassements entraînant des efforts parasites. Par contre, pour les silts infé-

TABLEAU I
Prévision d'évolution des tassements dans les horizons compressibles
(on a supposé l'application instantanée de la charge du remblai, soit 250 kPa)

	t = 6 mois		1 an		2 ans		t = ∞	
Pourcentage de consolidation U % par couche	U		U		U		U	
Remblai hydraulique de surface H = 4 m	100	10	100	10	100	10	100	10
Limons supérieurs compressibles H = 3 m	65	11	85	14,5	95	16	100	17
Limons inférieurs légèrement compressibles H = 4 m	42	2,5	60	3,5	77	4,8	100	6
Argile supérieure kimméridgienne H = 4,40 m	12	0,3	20	0,5	28	0,8	100	3
Tassement total s (mm)	23,8		28,5		31,4		36	

rieurs et les argiles inférieures, les compressions résiduelles ont été négligées ; pour les argiles, il a été admis et montré que la valeur de la compressibilité $C_c/(1 + e_0)$ de 0,7 n'était pas du tout représentative du comportement, et qu'il y avait lieu de la réduire dans un rapport d'au moins trois.

Enfin, la construction du remblai est l'objet d'un suivi du tassement de surface du sol support, censé permettre une adaptation des fondations suivant l'évolution dans le temps de ce tassement.

Ces explications sur l'approche du dimensionnement seront utiles dans la compréhension des constats relatés dans le § « Valeurs constatées des tassements et confrontations ». Comme il a été dit, le dimensionnement a été arrêté en octobre 1989, soit dix-huit mois environ après le début de la mise en œuvre des remblais (février 1988), les premiers pieux forés ayant quant à eux été coulés en décembre 1990.

Arrêtés au toit du calcaire à harpagodes, les pieux présentent aux ELS quasi permanents une charge réelle de 8,5 MN, dont 4,5 MN de frottement négatif, légèrement inférieure à la valeur de calcul 0,7 Qc de 9,4 MN, ne justifiant pas, tout comme au Nord, que le tassement du groupe soit particulièrement examiné.

Tassement des pylônes principaux

Les charges imposantes transmises par les pylônes principaux ont conduit, dès 1974, année des premières esquisses de dimensionnement, à s'intéresser au tassement de ceux-ci. Cette préoccupation s'imposait d'autant plus que les charges, initialement inférieures à celles imposées par l'ouvrage finalement retenu, laissaient la possibilité de divers niveaux de fondation, sur les calcaires à harpagodes ou, plus bas, sur le banc de plomb.

Le projet initial comportait une portée principale de 500 m environ, avec un pylône en Seine édifié à partir d'une île superficielle. En définitive, c'est une portée de 856 m qui a été adoptée, avec un pylône rive gauche à terre, et un pylône adossé à une digue existante au Nord, nécessitant la construction d'une gabionnade remblayée épaulée à cette digue.

Chaque pylône repose de la sorte par deux jambes sur deux massifs solidarités, fondés chacun sur 14 pieux de diamètre 210 cm descendus sur le « banc de plomb ». Chaque massif-chevêtre est de forme quasi-rectangulaire, de dimension 20 m × 15 m, supportant en charge quasi-permanente 200 MN.

La qualité mécanique du « banc de plomb » et des marnes brunes inférieures kimméridgiennes, testés au pressiomètre, et la compacité des argiles de Villerville oxfordiennes ont rapidement dissipé tout souci de tassement, celui-ci étant estimé à 2 ou 3 centimètres.

Au tout début d'août 1988, le groupement d'entreprises adjudicataire communique à la maîtrise d'œuvre une étude concernant l'estimation du tassement du pylône Nord. L'amplitude annoncée de 20 cm, si elle est considérée par la maîtrise d'œuvre comme surévaluée, n'en constitue pas moins un sujet d'interrogation pour celle-ci.

À l'appui des calculs présentés par le Groupement, deux arguments sont avancés : les caractéristiques de l'argile de Villerville et des marnes brunes sus-jacentes dont la compressibilité annoncée entraînerait un tassement de 10 cm, avec des valeurs de $C_c/(1 + e_0)$ comprises entre 0,044 et 0,076, résultant de constatations anciennes faites lors du creusement de l'écluse François 1^{er}. Enfin, une seconde composante du tassement, de 10 cm également, trouverait curieusement son origine dans les horizons d'argile kimméridgienne, au-dessus du banc de plomb, et donc au-dessus des pointes de pieu.

Le groupement conclut que ces tassements sont inquiétants dans la mesure où le tassement des piles voisines est probablement bien inférieur. De ce fait, le tablier serait soumis à un tassement différentiel qu'il n'est pas capable de supporter avec les dispositions prévues au projet. Les hypothèses retenues, en est-il conclu, ont besoin d'être confortées et une campagne de reconnaissance de l'argile de Villerville est demandée.

L'équipe de maîtrise d'œuvre explicite les diverses approches permettant d'avancer un ordre de grandeur réaliste des déformations. Une justification des tassements par méthode pressiométrique est demandée par ailleurs à un expert du LCPC, sachant que des essais pressiométriques sont entrepris et réalisés jusqu'à 30 m sous la base du groupe de pieux ; ils intéressent tout particulièrement les argiles de Villerville, qui n'avaient pas fait l'objet d'essais spécifiques. L'objet de ces diverses expertises est de confirmer si possible les valeurs pressenties de 2 à 3 cm, déjà citées, pour le tassement des appuis du pylône Nord (et Sud).

■ La justification de l'entreprise ne résiste pas à une analyse critique, car elle s'avère incompatible avec le mécanisme d'interaction du frottement pieu-sol. Sur les 20 cm annoncés, 10 cm sont injus-

tifiables. Il persiste 10 cm affectant essentiellement les marnes brunes kimméridgiennes et l'argile oxfordienne, provoqués par une compressibilité supposée citée ci-dessus. En réalité, des essais de compressibilité très sophistiqués, réalisés anciennement dans le cadre d'une étude prospective de stockage souterrain dans cette formation, ont permis de mesurer des valeurs $C_c(1 + e_0)$ beaucoup plus faibles, s'échelonnant entre 0,01 et 0,02 (moyenne 0,015 sur 6 mesures), soit 3 à 4 fois plus faibles que celles choisies pour les calculs menés par le groupement d'entreprises.

■ Une autre approche simple est celle donnant pour la tête de pieu isolé le tassement $s(0) = \Delta\ell(\text{pieu}) + s_p$: compression élastique + tassement de la pointe. Pour le groupe, la déformée du sol en pointe, à une distance x du bord du pieu, peut s'écrire approximativement en théorie élastique (cas d'une plaque rigide) :

$$s(x) = \frac{2}{\pi} s_p \text{Arc sin } \frac{R}{x} \quad (R = \text{rayon du pieu}).$$

On obtient donc une estimation, par excès, du tassement de la base du groupe, en cumulant pour un pieu donné les $s(x_i)$ relatifs aux 14 pieux, et en choisissant la valeur $\sum s(x_i)$ la plus forte ainsi trouvée (pieu au centre du groupe). Pour la géométrie concernant le pylône, l'espacement relatif entre pieux variant de 2,38 à 2,86, on parvient, en pointe, à la valeur $s_{\text{groupe}} = 2,40 s_p$.

Avec un module pressiométrique de 70 MPa, issu des essais, et une contrainte en pointe de 3 MPa, sous charge permanente, l'application de la formule de Frank et Zhao [2] donne :

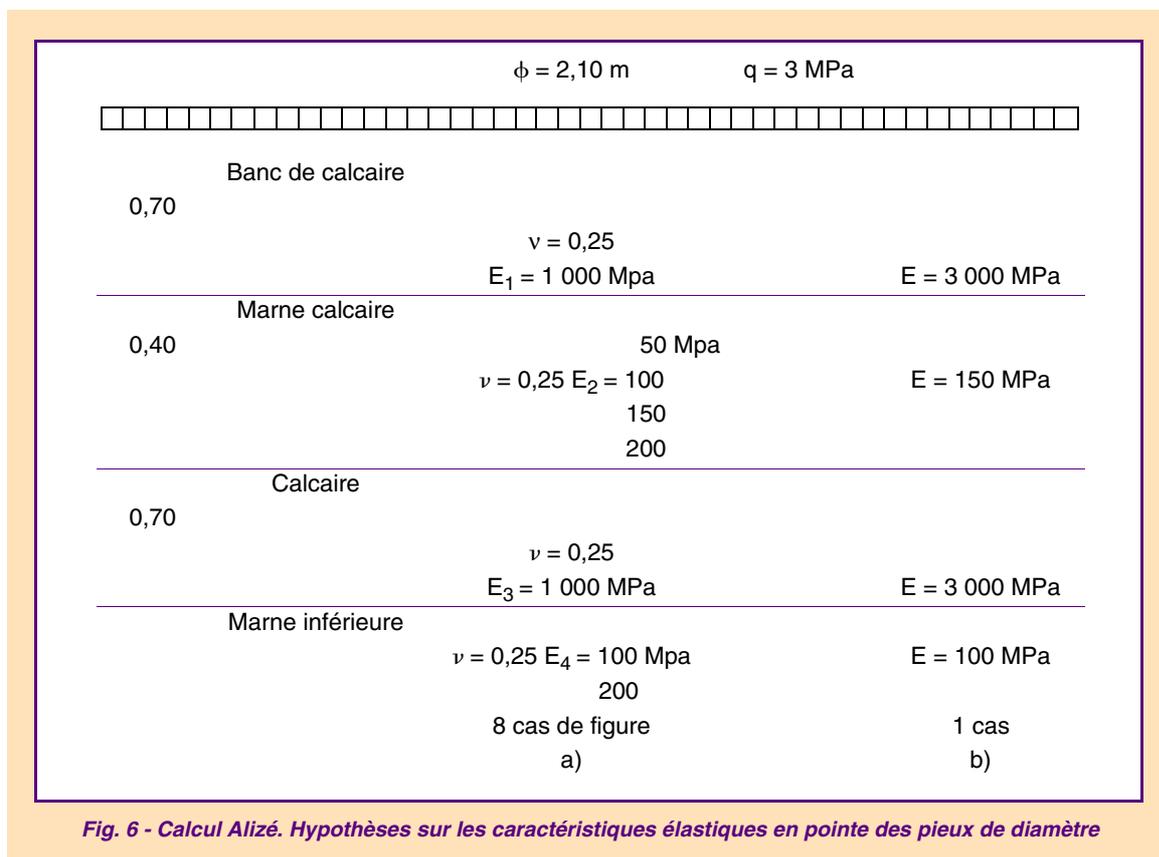
$$s_p = \frac{2R \times 3}{11 \times 70} = 0,82 \text{ cm soit pour le groupe } s_g = 2 \text{ cm}.$$

La compression élastique (avec 5 MPa en tête de pieu, et une répartition linéaire de la contrainte) donne :

$$\Delta\ell = \ell \times \frac{\sigma_{\text{moy}}}{E_b(\text{différé})} = \frac{52 \times 4}{13\,000} = 1,6 \text{ cm}.$$

D'où le tassement du groupe, en tête, de 3,6 centimètres.

■ Une approche totalement élastique a été également mise en œuvre avec le programme ALIZÉ [3] utilisé en mécanique des chaussées. Le schéma stratigraphique choisi est représenté sur la figure 6.



Différentes combinaisons de valeurs réalistes des modules élastiques (8 dans le cas a et 1 dans le cas extrême b) ont été examinés sous les angles du tassement de la plaque (supposée souple dans le modèle de calcul) et de la contrainte au toit de la marne inférieure. Cette démarche montre que les tassements de la plaque sont de l'ordre de 1,3 cm en introduisant un abattement de 0,5 sur le résultat, pour tenir compte de l'encastrement du pieu dans le massif. L'effet de groupe conduit à 3,1 cm, soit 4,7 cm en ajoutant la compression élastique. Les valeurs de la contrainte de compression σ_z au toit de la marne, varient de 0,6 à 1,3 MPa et sont donc largement admissibles vis-à-vis de la qualité de la marne.

Il a été montré de la même manière, par les calculs, que l'encastrement de 50 cm dans le premier banc de calcaire ne présentait aucun intérêt, puisque cela conduisait à augmenter d'environ 50 %, la contrainte σ_z au toit de la marne ainsi que la valeur de la déformée verticale, en proportion moindre.

■ Une méthode pressiométrique plus complète a été mise en œuvre après réalisation des forages pressiométriques profonds dans l'argile de Villerville.

Le tassement du pied du pylône peut être estimé en utilisant la décomposition suivante en quatre termes, illustrée sur la figure 7.

$$S = s_1 + s_2 + s_3 + s_4$$

avec :

s_1 = compression des pieux entre le chevêtre et la base,

s_2 = compression des horizons I, mis en charge séparément par les efforts de pointe des pieux,

s_3 = compression des horizons sous-jacents II, mis en charge par l'ensemble des efforts de pointe des pieux,

s_4 = compression des horizons I + II sous l'effet des frottements latéraux de l'ensemble des pieux.

En toute rigueur, il faudrait ajouter un cinquième terme, s_5 intéressant des horizons profonds et correspondant à l'effet du second pied du pylône.

On considère que, pour un pieu donné, la mobilisation des efforts résistants est liée aux déplacements locaux, donc aux termes s_1 et s_2 . Les déplacements d'ensemble du groupe s_3 et s_4 résultent des efforts ainsi mobilisés, mais ne les déterminent pas.

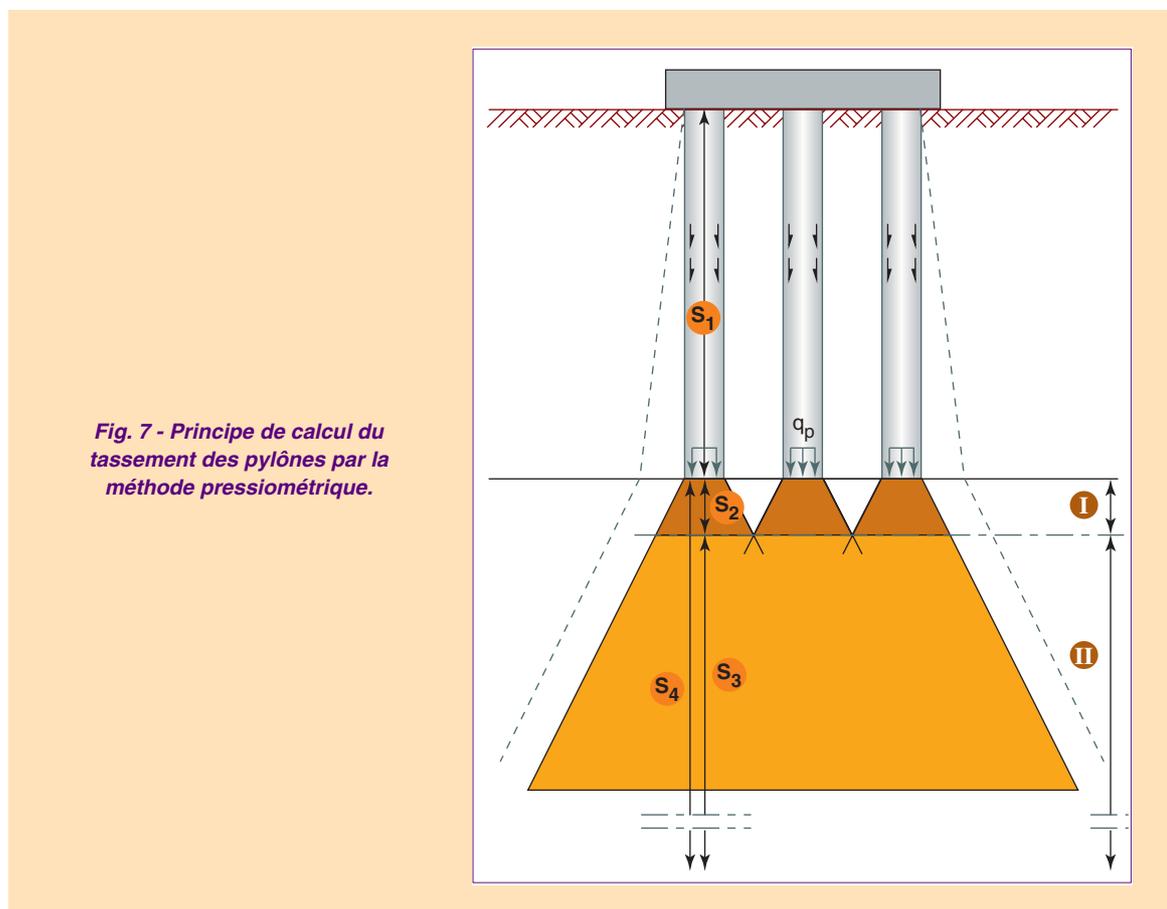


Fig. 7 - Principe de calcul du tassement des pylônes par la méthode pressiométrique.

On ne détaille pas ici la manière dont ont été déterminés les quatre horizons concernés, ni les calculs menés en déplacement ; le tableau II donne le tassement total avec deux hypothèses.

TABLEAU II
Tassements obtenus par la méthode pressiométrique

	s_1	s_2	s_3	s_4	s_{total}
Pourcentage d'effort en pointe = 56 %	12	5	9	5	30 mm
Pourcentage d'effort en pointe = 65 %	13	6	10	4	33 mm

Une valeur pessimiste, correspondant au doublement de s_2 , s_3 et s_4 , conduit à 48 ou 53 millimètres.

Les charges et le rythme de la construction du pylône permettent également de se faire une idée de l'évolution des tassements, sachant que l'on peut caractériser les argiles profondes par un coefficient de consolidation c_v de l'ordre de $8.10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$. Le poids propre du pylône est de 200 MN avec treize mois de construction. Le poids propre du tablier avant clavage est de 120 MN, avec neuf mois, pour la rive droite, sans chevauchement avec le pylône. La charge totale permanente d'un pylône étant de 40 000 t, les 32 000 t du poids propre du pylône et du tablier avant clavage représentent donc 80 % de la charge finale et sont appliquées en vingt-deux mois rive droite et seize mois rive gauche.

Le tassement après clavage est donc constitué du tassement différé des 80 % de la charge totale et de l'intégralité du tassement sous les 20 % restants. À l'origine de l'évolution du tassement, on peut distinguer :

- le tassement différé propre à chaque pieu correspondant aux termes $s_1 + s_2$,
- le tassement différé des termes s_3 et s_4 , dû à la consolidation et au fluage des couches marneuses et argileuses situées sous le banc de plomb, essentiellement les marnes inférieures du Kimméridgien (épaisseur 10 m) et de l'argile brune de Villerville (épaisseur 20 m).

Quelques hypothèses nécessaires sur le fluage du sol ont conduit à écrire sous la forme suivante la valeur du tassement différé :

$$\Delta s = 0,20 (s_1 + s_2 + s_3 + s_4) + 0,80 [P_{1,2} (s_1 + s_2) + P_{3,4} (s_3 + s_4)]$$

avec :

$$P_{1,2} = 0,1 \text{ à } 0,2 \text{ et } P_{3,4} = 0,15 \text{ à } 0,30.$$

Ce qui donne :

- pour $s_{total} = 30 \text{ mm}$; $\Delta s = 9 \text{ à } 12 \text{ mm}$;
- pour $s_{total} = 33 \text{ mm}$; $\Delta s = 10 \text{ à } 13 \text{ mm}$;

avec des valeurs par excès de $\Delta s = 20 \text{ à } 21 \text{ mm}$.

On peut donc constater que l'ensemble des approches mises en œuvre pour calculer le tassement sous pylônes conduit à une fourchette de 3 à 5 cm, avec certes, une incertitude relative importante, mais avec des valeurs absolues tout à fait acceptables.

Valeurs constatées des tassements et confrontation avec les prévisions

Le Pont de Normandie a fait l'objet d'un suivi géométrique permanent depuis le début de sa construction. Il n'est question dans ce chapitre que des tassements verticaux des semelles de fondations ou des têtes de piles.

Altimétrie

Suivre le tassement de l'ouvrage sur dix années présente des difficultés évidentes de stabilité des repères « fixes ». De tels repères subissent des variations d'altitude en liaison avec les conditions climatiques et les variations du niveau de la mer. Dans l'estuaire de la Seine les niveaux sont définis en altitude CMH (altitude NGF + 4,38 m). Un réseau de nivellement complémentaire « MPN » a été élaboré à partir des repères NGF les plus proches du site.

Ces repères furent dans leur ensemble l'objet de multiples observations par la maîtrise d'œuvre au cours de l'année 1990. Une importante instabilité des berges de la Seine a du même coup été mise en évidence. À partir de ce constat, le repère le plus stable sur chaque rive fut considéré comme réfé-

rence. Des visées zénithales réciproques et simultanées entre les deux berges de la Seine ont permis de vérifier la cohérence altimétrique sur l'ensemble du site.

Au début de la construction, des pieux d'essai ont été exécutés, l'un à l'arrière de la culée Sud, rive gauche, et l'autre sur l'îlot de protection du pylône Nord, rive droite. Un repère a été scellé sur leur sommet. Ils devinrent les repères de base. Celui de la rive gauche a servi pendant l'année 1991 (construction des piles), tandis que celui de la rive droite a été utilisé pendant toute la construction et l'est toujours aujourd'hui pour le suivi géométrique.

À partir de 1992, sur la rive gauche, c'est le repère d'un pilier d'observation (n° 9232) qui est devenu la référence altimétrique. Ce repère étant par construction moins stable qu'un appui d'ouvrage d'art stabilisé, il a été convenu de réajuster son altitude si les calculs de nivellement aboutissaient à une remontée des appuis du pont. Les repères de nivellement sont respectivement installés comme suit :

- pour les pylônes : quatre repères par semelle d'appui de chaque jambe, soit seize au total. Ils sont disposés aux quatre points cardinaux, au centre de chaque « côté » de la semelle. La figure 8 précise, pour le pylône Sud, le parcours de nivellement à partir du pilier 9232,
- pour la culée Sud, rive gauche : trois repères, deux étant situés sur l'arête avant et une vers l'arrière,
- pour la culée Nord : cinq repères,
- pour les piles Sud : quatre repères disposés symétriquement,
- pour les piles Nord, étant donnée la situation maritime des appuis, deux repères fixés sur les têtes de pile.

Les mesures de nivellement ont été réalisées avec du matériel WILD (LEICA) dont le niveau automatique de précision NA2 autorise une lecture à $\pm 0,2$ millimètres.

Tassement des piles Sud (de S1, la plus haute, à S11 près de la culée) et Nord (N1, la plus chargée à N15, près de la culée Nord)

Le tableau III indique, pour le Sud, les valeurs s des tassements après 10 ans au niveau de la semelle, ainsi que celles (s') des têtes de pile. Il est également indiqué le nombre approximatif d'années (t) au bout desquelles ce tassement s'est pratiquement stabilisé, soit pour 75 à 80 % de s . Les figures 9, 10 et 11 sont relatives à S1 et S11.

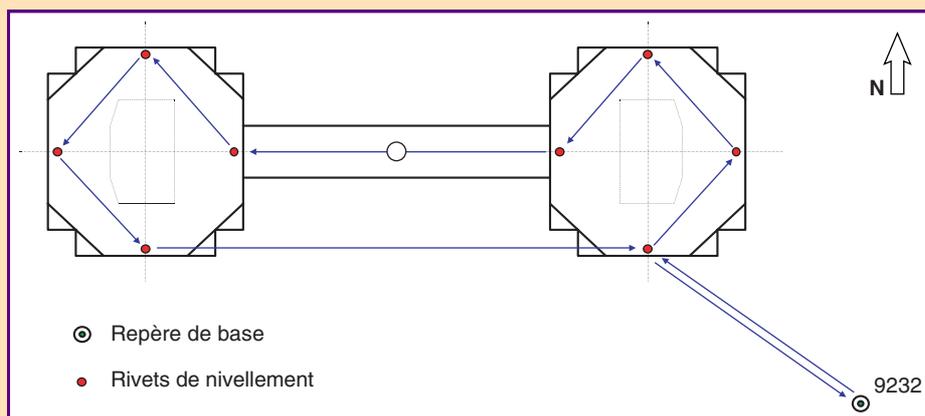


Fig. 8 - Parcours de nivellement pour les semelles du pylône Sud.

TABLEAU III
Évolution des tassements des semelles et têtes de pile ; appuis Sud

	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
Tassement des semelles s (mm)	13	15	10	10	10	10	10	11	8	10	20
Durée de stabilisation t (années)	3	4	3	5	3	3	3	3	3	4	-
Tassement des têtes de pile s' (mm)	23	25	20	18	18	17	18	18	15	15	15

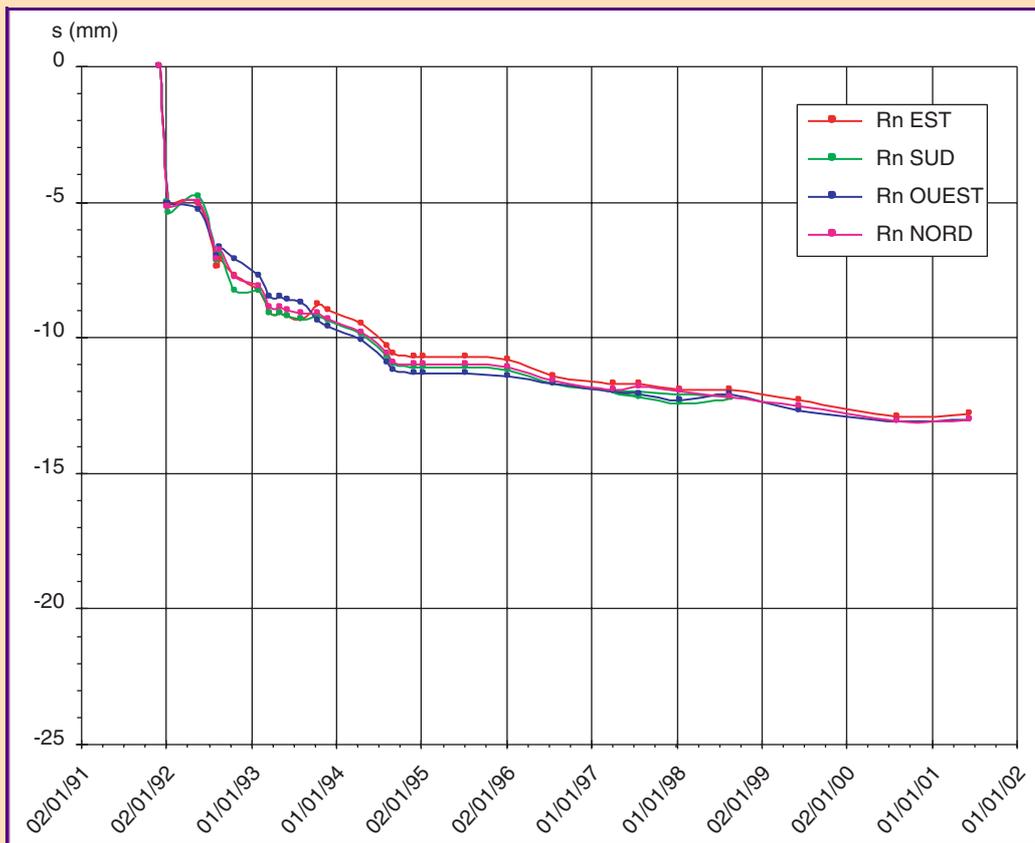


Fig. 9 - Pile S1. Évolution des tassements de la semelle sur pieux.

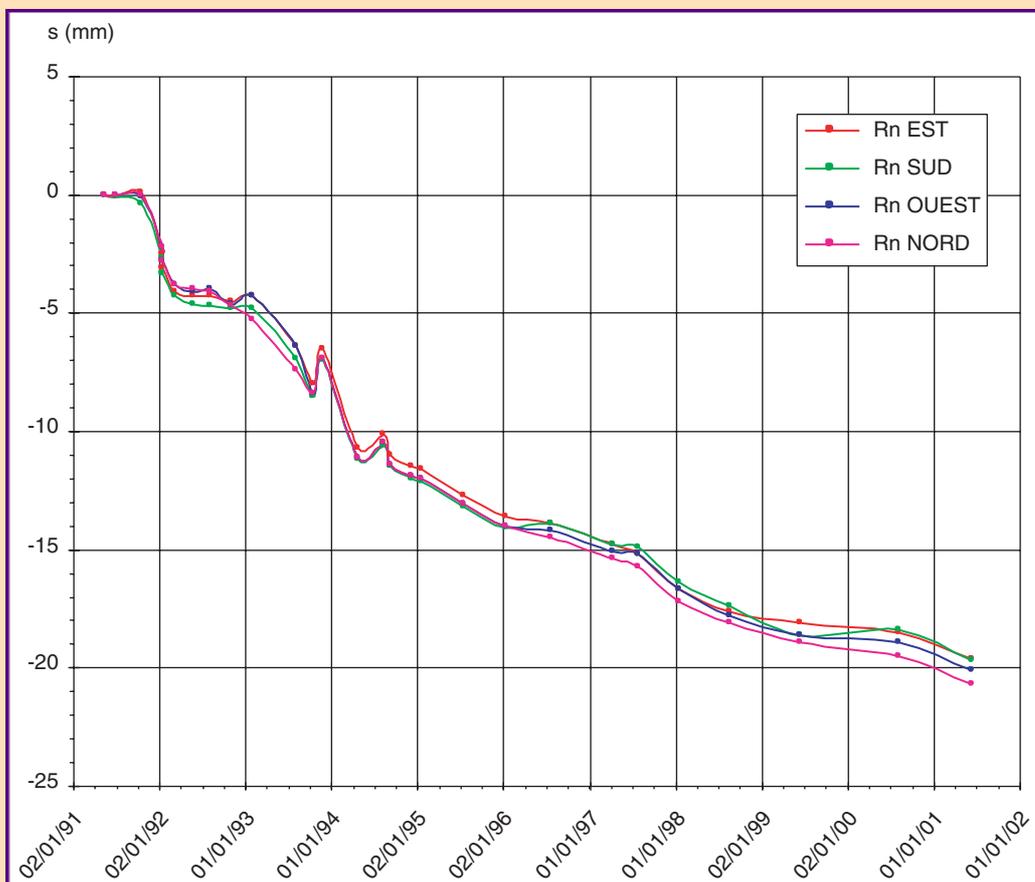


Fig. 10 - Pile S11. Évolution des tassements de la semelle sur pieux.

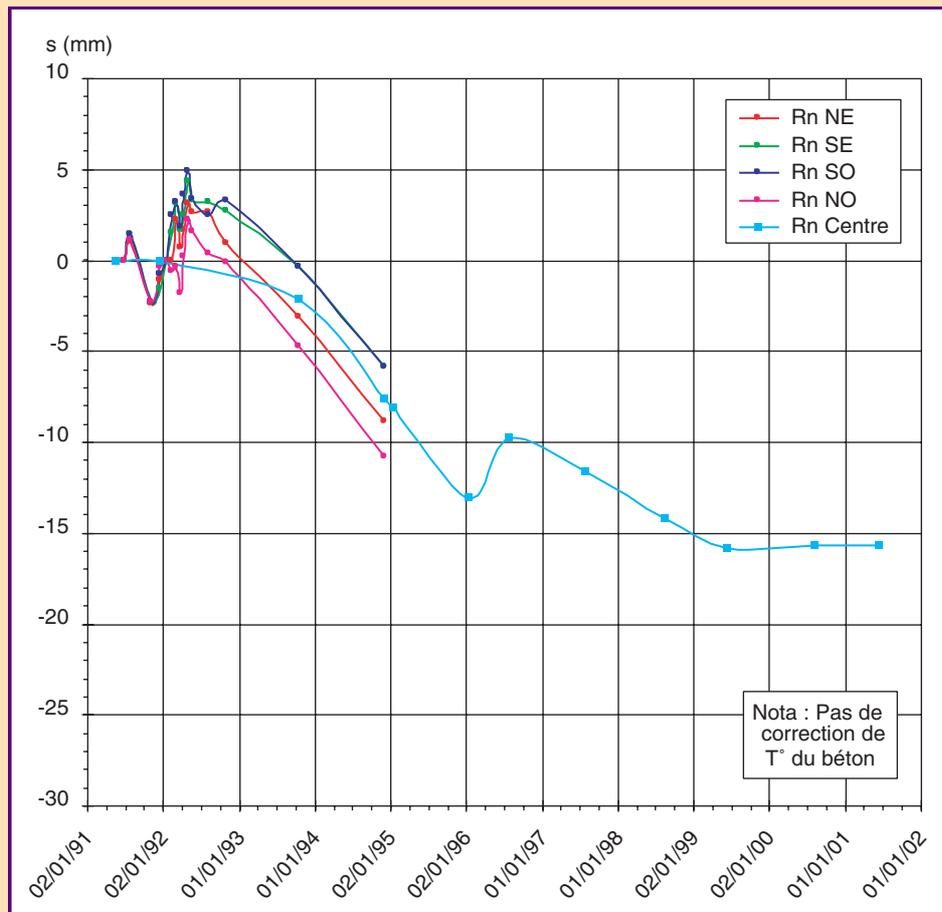


Fig. 11 – Pile S11. Évolution des tassements en tête de pile.

Pour le Nord, seules les mesures de s' , tassement en tête de pile, ont été entreprises. Elles intègrent donc le tassement des semelles et la compression de la pile. En particulier, et les courbes de suivi de s' dans le temps le montrent clairement, des fluctuations importantes avec la température, perturbent fortement la valeur stabilisée. La comparaison avec les mesures des piles Sud permet cependant d'obtenir un ordre de grandeur raisonnable des tassements des semelles Nord, donnés dans le tableau IV, en tenant compte des hauteurs du fût de pile.

On constate pour l'ensemble des piles des valeurs de s , tassement de la semelle reposant sur quatre ou cinq pieux, de l'ordre du cm, tout à fait raisonnables vis-à-vis de ce qu'il était logique d'attendre. Seule la pile S11, première pile du viaduc d'accès Sud, après la culée, présente une particularité : le tassement atteint 20 mm après 10 ans et sa stabilisation paraît acquise, même si les dernières mesures à mi 2001 accusent un léger mouvement de 2 mm. Cette valeur de 20 mm, double de celle attendue, et de celles constatées pour les piles voisines, trouve une explication dans deux origines potentielles indépendantes, mais pouvant s'ajouter. La première est celle de possibles remaniements en pointe des pieux, ceux-ci, avec la culée Sud, ayant été les premiers exécutés sur le chantier. Cela n'est pas anormal avec la mise au point initiale des procédures d'exécution.

Cependant, l'auscultation des pieux après leur exécution pour s'assurer de leur intégrité n'a rien révélé de significatif justifiant une consolidation des pointes par injection. Cette première origine, un défaut en pointe, paraît donc devoir être éliminée.

TABLEAU IV
Évolution des tassements des semelles et têtes de pile ; appuis Nord

	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	N11	N12	N13	N14	N15
s'	20	23	20	23	15	18	24	18	15	19	15	18	11	12	13
s	10	13	11	15	7	11	17	11	10	14	11	12	7	8	9

La seconde origine provient d'un tassement, même faible, de l'horizon profond de limon légèrement compressible, provoqué par la présence du remblai d'accès de la culée Sud adjacente. Vis-à-vis de la pile S11 située à 4 m du pied de remblai, le bulbe de contrainte induit est suffisant pour provoquer un léger mouvement. Comme pour la culée Sud, examinée dans le paragraphe suivant, qui décrit plus précisément le mécanisme, si l'on élimine les frottements positifs jusqu'à la base des sables compacts, puis jusqu'à celle des limons sous-jacents, ce qui correspond à des déplacements relatifs sol-pieux nuls (et donc, ici, à des déplacements absolus très faibles), la charge de calcul à l'ELS quasi-permanent du pieu passe alors de 10,3 à 8,8 puis à 8,3 MN. Elle est à comparer à la charge réellement transmise de 6 MN. Si, de plus, du frottement négatif se développe sur 10 m de pieu, la charge permanente réellement transmise augmente, passant à 7, puis à 9 MN pour un frottement négatif se développant jusqu'à la base des sables compacts, à comparer aux 8,3 MN ci-dessus qui deviennent alors insuffisants.

Culée Sud et culée Nord

L'évolution des tassements de la culée Sud (fig. 12) dénote manifestement un comportement différent des appuis précédents. La culée, après dix années, tasse encore légèrement, mais semble se stabiliser. L'amplitude absolue actuelle de 40 mm dépasse largement les valeurs attendues et il apparaît, sans non plus totalement éliminer des défauts en pointe des pieux, que la capacité portante des pieux a été diminuée sur une hauteur de fût importante le long de laquelle le frottement positif s'est trouvé réduit ou annulé, voire transformé en frottement négatif. Le fluage du béton, qui pour les appuis de piles s'est stabilisé après trois ans maximum environ, a été de ce fait continu dans le temps avec la mobilisation progressive de ce mécanisme.

Si l'on examine les phases d'études de l'ouvrage, on doit rappeler la surhauteur donnée tardivement au remblai d'accès et aux voiries (15,3 m au lieu de 12 m) par suite de la suppression d'une travée. Si les remblais ont été mis largement à l'avance, ce préchargement n'a en réalité concerné que 11 m environ, les 4,30 m résiduels ayant été mis en place ultérieurement. Ces 4,30 m ne représentent, du fait de la géométrie des accès, qu'un volume et donc une masse, puis une contrainte, limités vis-à-vis des sols supports concernés ; ils n'en ont pas moins engendré de légers mouvements verticaux dans les horizons profonds légèrement compressibles, que sont les limons surmontant les graves. Ces limons sont aussi sensiblement plus épais que les 4 m attendus, comme le contrôle détaillé effec-

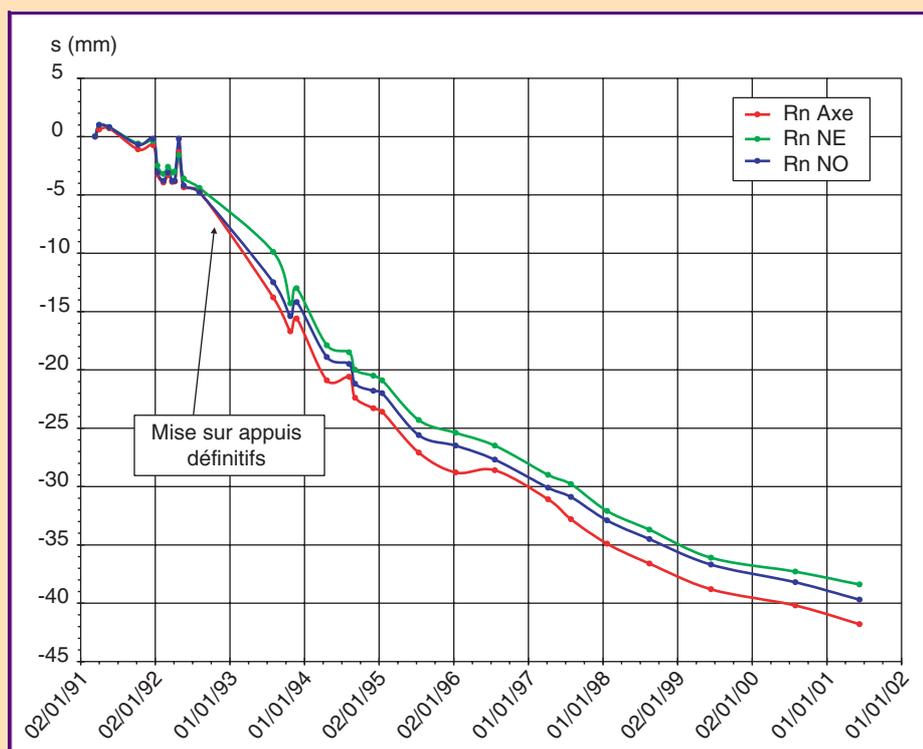


Fig. 12 - Culée Sud. Évolution des tassements.

tué lors de l'exécution de chacun des pieux l'a révélé ; variant entre 3 et 6 m, cette épaisseur moyenne est en réalité de 4,9 m. On peut mettre hors de cause les argiles supérieures kimméridgiennes aux caractéristiques de déformabilité en réalité très inférieures à celles indiquées dans le justificatif du chapitre relatif à la culée Sud. Les valeurs de $C_c/(1 + e_0)$ sont à diviser par 3 ou 4, et cet horizon est le siège d'une recompression extrêmement faible et négligeable.

Quelques hypothèses simples permettent de justifier quantitativement ces propos.

Si l'on reprend les modalités de calcul d'octobre 1989, la charge limite en pointe vaut $Q_{p\ell} = 15,9$ MN. En frottement, on dispose de 15 m de sable, 4,5 m de limon, 10 m de grave et 4,5 m d'argile dont les taux de frottement à la rupture q_s sont respectivement de 40, 40, 80 et 40 kPa ; d'où $Q_{s\ell} = 8,19$ MN ; alors $Q_c = 13,47$ MN et $0,7 Q_c = 9,43$ MN.

La valeur de la charge à l'ELS quasi-permanent atteint 8,53 MN incluant le frottement négatif de projet, se développant dans les remblais et remblais hydrauliques et les limons compressibles de surface ; elle est bien inférieure à $0,7 Q_c$.

Si l'on élimine simplement les frottements possibles dans les 15 m et 4,5 m des sables et limons ci-dessus, par suite d'un tassement du sol autour des pieux qui amène à un mouvement relatif sol-pieu pratiquement nul, alors la charge portante $Q_{s\ell}$ se réduit aux frottements dans la grave et l'argile ; soit $Q_{s\ell} = 4,62$ MN ; Q_c vaut alors 11,03 et $0,7 Q_c = 7,72$ est alors inférieur à la valeur 8,53 MN, ce qui ne convient plus.

Toujours dans ce cas de figure où le frottement positif n'intéresse que la grave et l'argile, mais où du frottement négatif se développe en tête des sables sur 5 m par exemple, celui-ci fait croître la charge N quasi-permanente de 8,53 à 10,3 MN, à comparer à $Q_c = 11,03$ MN. On se rapproche donc de la charge de fluage du pieu pour laquelle, par définition, une déformation continue se fait sentir. C'est l'amplitude maximale finale de la compression dans la couche de limon profond qui déterminera le tassement final de la fondation, après équilibre des composantes des efforts moteurs et résistants.

Il faut légitimement se poser la question de l'évolution à venir de cet appui de la culée Sud, en terme de comportement de la structure du tablier qu'elle supporte. Cette évolution est donc à examiner conjointement avec celle des appuis adjacents.

Le tablier, poussé dans son intégralité, est précontraint. Pour la première travée (culée Sud – pile S11) une précontrainte additionnelle, dont la possibilité était prévue ultérieurement, a été en réalité mise en place dès la construction du tablier. Les valeurs théoriques seuils des tassements différentiels entre appuis, garantissant un fonctionnement normal, sont fournies dans le tableau V, de même que les valeurs actuelles déduites des observations au niveau des semelles et des têtes de pile, et de la date de mise sur appui du tablier.

Ces chiffres montrent que les valeurs de seuil sont très loin d'être atteintes et que les appuis S10 à S1 étant stabilisés, S11 et la culée Sud toléreraient encore quelque mouvement sans problème struc-

TABLEAU V
Valeurs des tassements absolus et différentiels à l'extrémité du viaduc Sud

Appui	Culée Sud	Pile S11	Pile S10	Pile S9	Pile S8
Portée entre appuis (m)		27	32,5	43,5	43,5
Tassement différentiel seuil (mm) entre têtes d'appuis adjacents		45	15	3	0
Tassement absolu de la semelle (mm), depuis la construction	40	20	10	8	11
Tassement de la semelle survenu après mise sur appui du tablier (mm)	34	15	7	5	7
Tassement en tête de pile après mise sur appui (mm)	34	≅ 20	≅ 11	≅ 12	14
Tassement différentiel entre têtes de pile (mm)		14	9	1	2

turel. On a d'ailleurs la « chance » que la pile S11 ait quelque peu bougé, facilitant une meilleure adaptation de la structure devant le tassement de la culée, et conduisant à un tassement absolu de seuil très largement supérieur aux 40 mm constatés.

D'ailleurs, l'application de la méthode d'Asaoka [4], en admettant pour les courbes terminales de tassement la forme $s = s_{\infty}(1 - e^{-At})$ conduit à des valeurs de s_{∞} qui restent toutes inférieures à 50 mm.

Pour la culée Nord, les mesures ont été délicates et dispersées. L'évolution du tassement, non fourni ici, a conduit à une valeur moyenne finale de l'ordre de 20 mm, stabilisée, mais tout de même supérieure aux valeurs habituelles.

Pylônes principaux

Quatre figures 13a, 13b, 14a et 14b donnent pour chacune des semelles reposant sur quatorze pieux l'évolution des tassements dans le temps.

On peut constater pour le pylône Sud une évolution plus régulière assortie d'une dispersion faible des quatre mesures effectuées pour chaque semelle. Au Nord l'allure est beaucoup moins régulière, plus chaotique et la dispersion est plus forte, plus accentuée pour la semelle Est.

Les valeurs absolues sont elles-mêmes différentes, ce qui n'est pas choquant, avec 35 mm au Sud pour, en moyenne, 23 mm au Nord ; ces tassements sont stabilisés. Ils éliminent évidemment tout souci quant à la structure du tablier, puisque le seuil de mouvement différentiel entre appuis, à savoir la première entretoise pour les pylônes et la tête des piles adjacentes (S1 ou N1) est de 100 mm.

Les tassements apparus après clavage central du tablier métallique, atteignent 20 mm au Sud pour une dizaine de millimètres au Nord, ce qui, ramené aux tassements totaux, est en bon accord avec les prévisions. Compte tenu de la tolérance de 10 cm pour le tassement différentiel entre pylône et pile adjacente, la maîtrise de tels tassements résiduels n'offre évidemment guère d'intérêt.

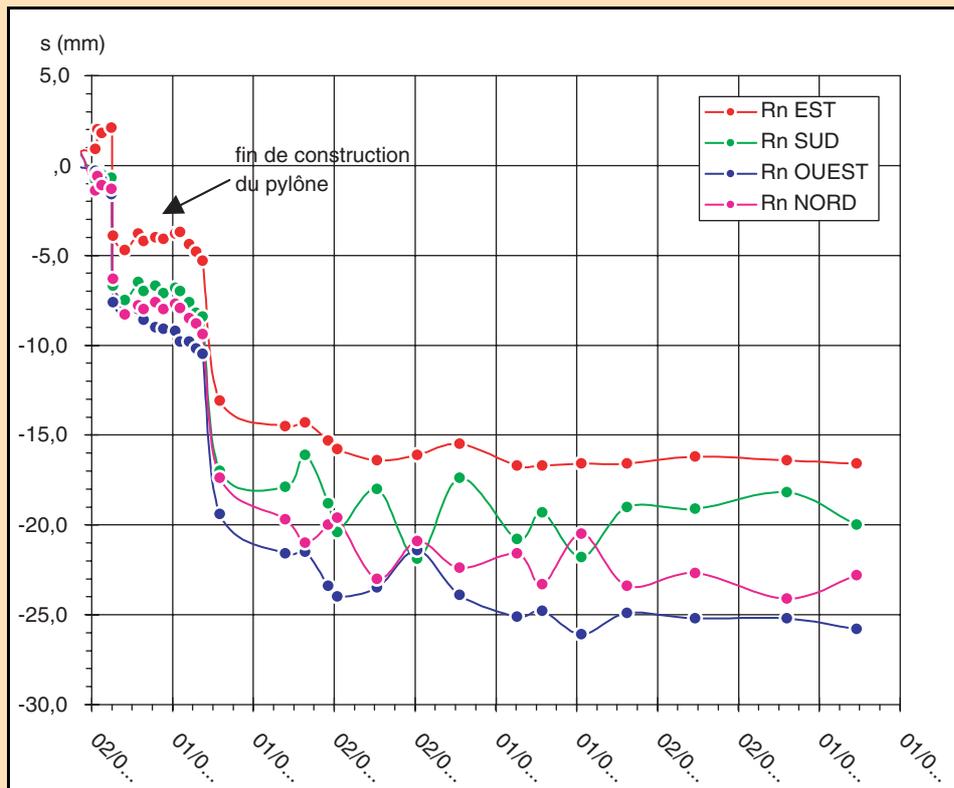
Conclusions

Quelques enseignements peuvent être tirés des résultats obtenus quant aux tassements des appuis du Pont de Normandie. Ces résultats consistent en ceux, appréciés lors de la conception, avec des différences sensibles dans les prévisions, et avec ceux constatés sur une longue période, ce qui s'avère relativement rare, du moins pour les ouvrages courants.

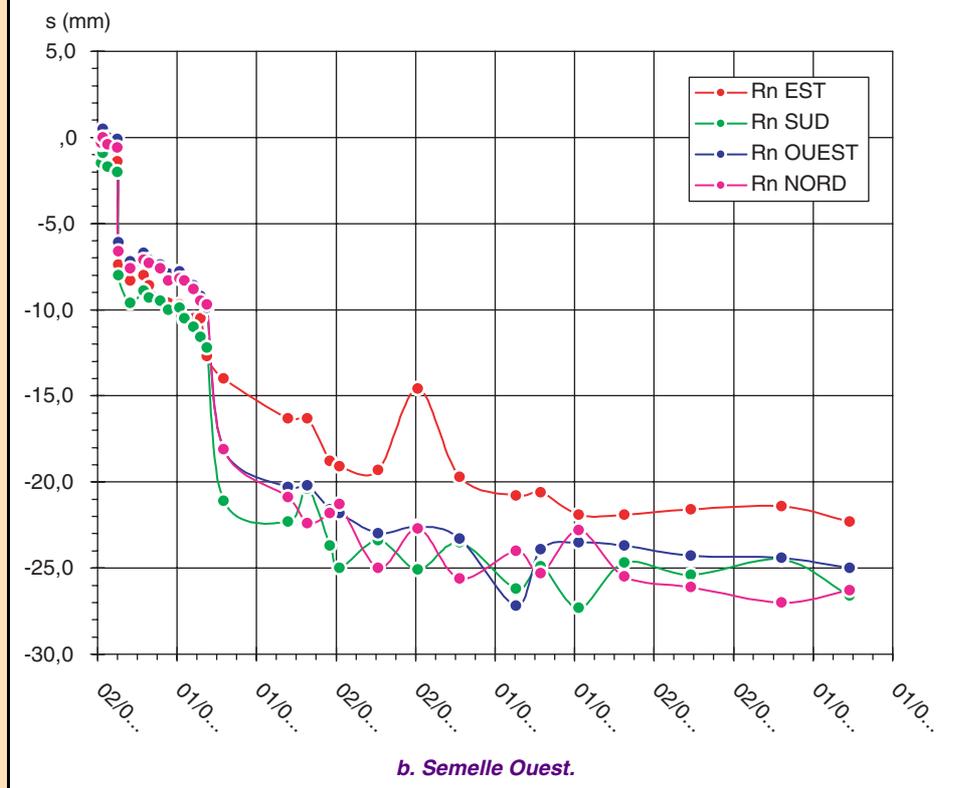
Les prévisions ont été effectuées à partir de modèles relativement simples, qui s'avèrent néanmoins suffisants dans la mesure où le choix des valeurs des paramètres nécessaires aux calculs est réaliste. La confrontation avec les tassements constatés en est la démonstration même si, bien entendu, la modicité des valeurs absolues de tassement, comme le plus souvent dans le domaine des fondations d'ouvrages d'art, conduisent à négliger un examen plus approfondi des erreurs relatives.

Par contre, les exemples de la culée Sud et de l'appui adjacent S1 mettent en exergue la difficulté d'appréciation des efforts de frottement positifs, nuls ou négatifs mobilisés le long des pieux par suite d'une manifestation d'une très légère compression des couches très profondes légèrement compressibles induite par des remblais. Déterminer alors le tassement affectant ces couches n'est actuellement pas possible. Dans ce cas, le dimensionnement de projet choisi, optimiste, a conduit à une déformation de la culée, supérieure à celle que l'on peut normalement attendre, mais qui reste tout à fait raisonnable et admissible vis-à-vis du tablier porté.

Enfin, les constatations conduisent à attirer l'attention du gestionnaire sur l'impérative nécessité d'interdire tout apport de charges réparties dans le voisinage des appuis du viaduc Sud. La configuration du terrain, horizontal, accessible, pourrait effectivement se prêter à des stockages de matériau, qui seraient néfastes au comportement des fondations. Étant donné la stratigraphie, une bande de 80 m de largeur est à neutraliser sur toute la longueur de l'axe du viaduc Sud.

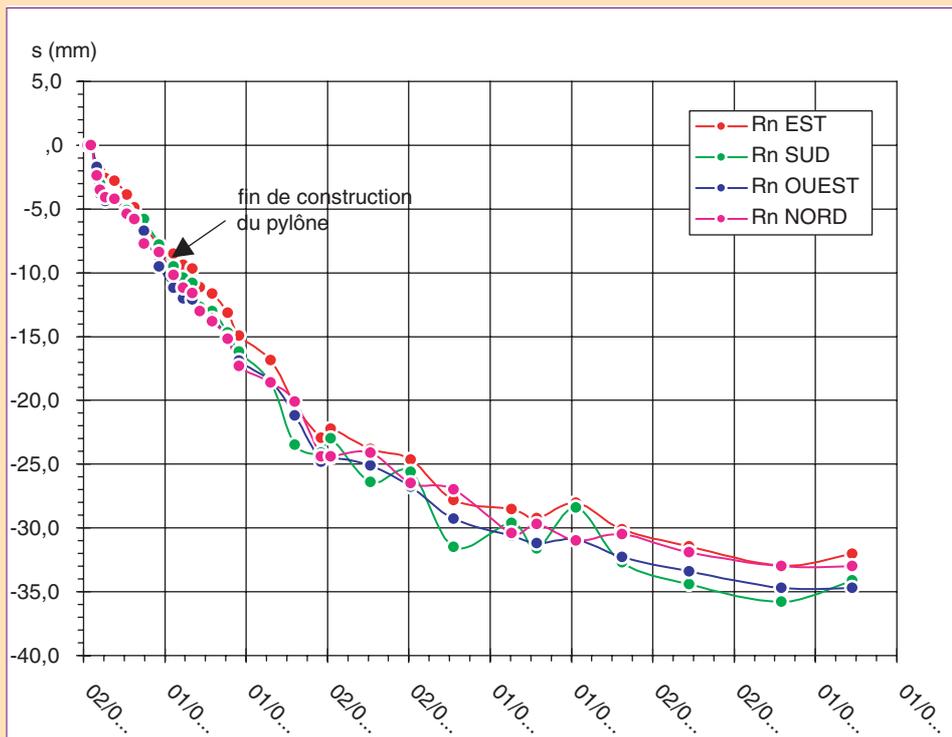


a. Semelle Est.

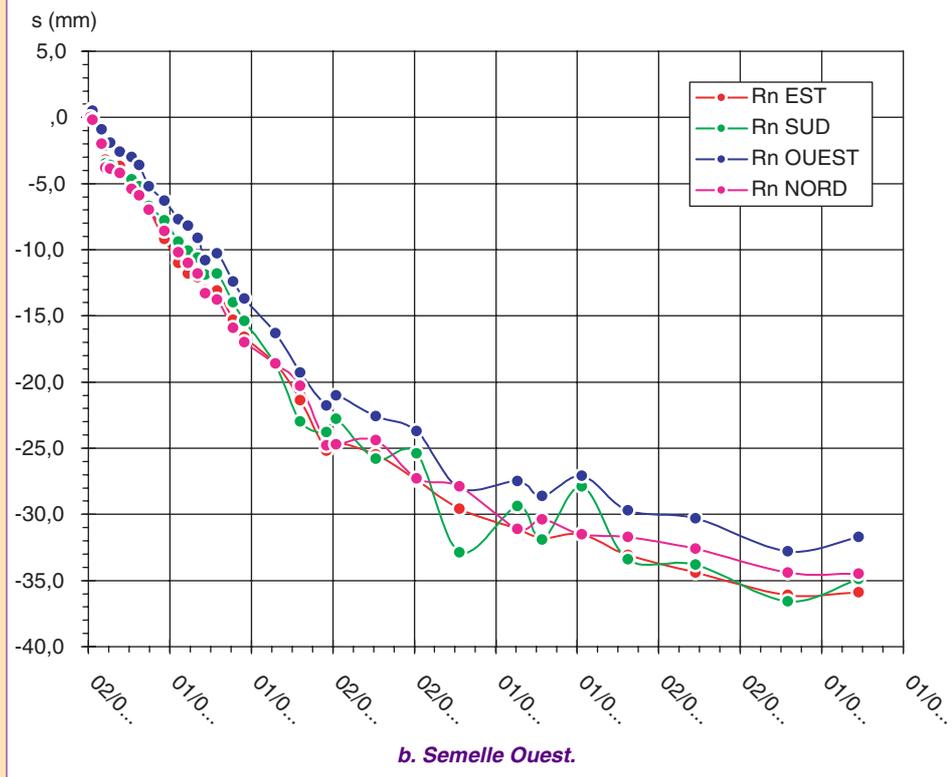


b. Semelle Ouest.

Fig. 13 - Évolution des tassements du pylône Nord.



a. Semelle Est.



b. Semelle Ouest.

Fig. 14 – Évolution des tassements du pylône Sud. Évolution des Rns.

- [1] GUYADER J., *Le Jurassique supérieur de la baie de Seine ; étude stratigraphique et micropaléontologique*, Thèse de doctorat. Faculté des Sciences de Paris, 18 novembre **1968**.
- [2] FRANK R., ZHAO S.R., Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans des sols fins, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **119**, mai-juin **1982**, pp. 17-24.
- [3] ALIZÉ. *Calcul des contraintes et déformations dans un milieu multi-couches élastique linéaire appliqué aux structures de chaussées*, Logiciel LPC et notice d'utilisation LCPC, **1991**.
- [4] ASAKOA A., Observationnel procedure of settlement prediction, *Soils and Foundations*, vol. 18, **4**, **1978**, pp. 87-101.

Non référencées

- Archives du LRPC de Rouen , *Études et construction du Pont de Normandie* (1971 à 1995).
- *Pont de Normandie – Suivi géométrique*, CCI du Havre et DDE 76.