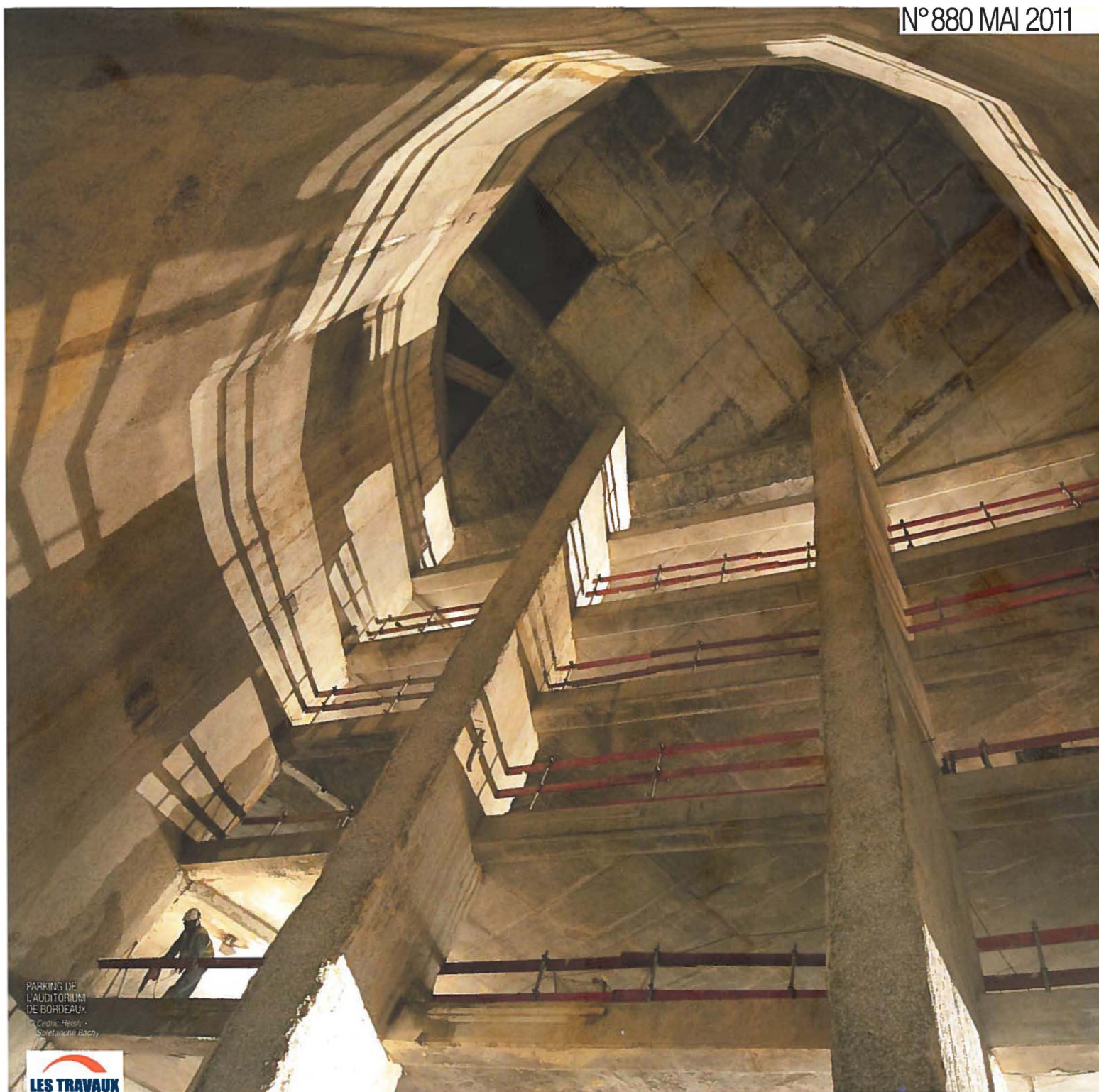


SOLS & FONDATIONS. FONDATIONS ANTI-LIQUEFACTION EN CAISSONS DE GEOMIX. TRAIN A CREMAILLIERE DU PUY DE DOME. AUTOROUTE A89 : RENFORCEMENT DE SOL PAR INCLUSIONS RIGIDES. REALISATION DE POTEaux PREFONDES A LEVALLOIS-PERRET. FONDATIONS DES RESERVOIRS DU TERMINAL GNL DE FREEPORT (USA) : L'APPROCHE AMERICAINE. RENFORCEMENT DU SOL SOUS RESERVOIRS GNL EN ALGERIE

N°880 MAI 2011



PARKING DE
L'AUDITORIUM
DE BORDEAUX
Création : Hébey -
Société : Bachy



© SAIPEM

FONDATEMENTS DES RÉSERVOIRS DU TERMINAL GNL DE FREEPORT (USA) : L'APPROCHE AMÉRICAINE DES FONDATEMENTS PROFONDES

AUTEUR : BRUNO DEMAY, CHEF DU SERVICE GÉOTECHNIQUE, SAIPEM-SA

LE TERMINAL D'IMPORTATION DE GAZ NATUREL LIQUÉFIÉ DE FREEPORT (TEXAS, USA) FAIT PARTIE DES INFRA-STRUCTURES ACTUELLEMENT MISES EN ŒUVRE AUX ÉTATS-UNIS POUR DIVERSIFIER L'APPROVISIONNEMENT ÉNERGÉTIQUE DU PAYS. LES TRAVAUX DE CONSTRUCTION DU TERMINAL COMPRENAIENT LA RÉALISATION DE DEUX RÉSERVOIRS CRYOGÉNIQUES D'ENVIRON 160 000 m³, APPORTANT AU SOL UNE CHARGE RÉPARTIE DE PLUS DE 250 kPa SUR UN DIAMÈTRE SUPÉRIEUR À 80 m. LA MÉDIOCRE QUALITÉ DES TERRAINS A NÉCESSITÉ LA MISE EN ŒUVRE DE FONDATEMENTS PROFONDES CONSTITUÉES DE 580 PIEUX PAR RÉSERVOIR. CES PIEUX, BATTUS EN BÉTON PRÉCONTRAIT, DÉPASSAIENT LOCALEMENT 40 m DE LONGUEUR. AVEC LE REcul, CETTE SOLUTION DE FONDATEMENTS PROFONDES, A PRIORI ÉLOIGNÉE DES STANDARDS EUROPÉENS, S'EST RÉVÉLÉE TOUT À FAIT COMPÉTITIVE DANS LE CONTEXTE LOCAL ET A PERMIS DE MAÎTRISER LES COÛTS ET DÉLAIS DE RÉALISATION.

DEUX RÉSERVOIRS CRYOGÉNIQUES DE 160 000 m³

Pour satisfaire la demande croissante en gaz naturel au Texas et dans le sud des États-Unis, Freeport LNG Development LP, consortium regroupant notamment Conoco Phillips et Dow Chemical, a décidé de construire un terminal capable de recevoir, stocker et vaporiser le gaz naturel liquéfié importé, à hauteur d'une capacité de stockage en gaz de 190 millions de m³ et d'une capacité journalière de vaporisation de 40 millions de m³.

Ce terminal est situé sur le rivage du golfe du Mexique, près de la ville de Freeport, à une centaine de kilomètres au sud de Houston.

La Federal Energy Regulatory Commission (FERC), instance supérieure en charge aux USA du contrôle des projets de terminaux LNG onshore, a approuvé le projet en juin 2004, et celui-ci a vu sa réalisation débuter fin 2004.

Le projet comprenait la réalisation de deux réservoirs cryogéniques de 160 000 m³ chacun, les installations nécessaires à l'accostage et au déchargement des méthanières, et toutes celles requises pour la vaporisation du GNL

1- Arrivée du premier méthanière (avril 2008).
2- Géologie du Texas.

1- Arrival of the first LNG carrier (April 2008).
2- Geology of Texas.

et la mise sur le réseau du gaz naturel ainsi produit. Freeport LNG Development LP a confié la construction du terminal à une joint-venture composée de Saipem, Technip et Zachry Construction Corporation, une des principales entreprises de construction au Texas. Les pieux ont été mis en œuvre par la société Bomac contractors Ltd.

GÉOLOGIE DU SITE

Le chantier se situe au lieu dit Quintana Island, en bord de mer, à environ 100 km au sud de Houston.

Dans cette zone, on observe sur plusieurs centaines de mètres d'épaisseur des dépôts quaternaires qui forment une couronne de 120 à 150 km de large s'étendant depuis la Nouvelle-Orléans jusqu'à la frontière mexicaine. Ces dépôts reposent sur une surface d'érosion tertiaire altérée qui plonge avec un faible pendage vers le golfe du Mexique. Parmi eux, on distingue des dépôts récents surmontant des formations du pléistocène. Les dépôts récents sont d'origine variée (alluviale, deltaïque, lagunaire...) et consistent majoritairement en des argiles molles gris sombre entrecoupées de passées limono-sableuses. La formation pléistocène sous-jacente, dite de Beaumont, a une épaisseur de 200 m et a été déposée au début de la première période glaciaire du Wisconsin.

Les sédiments de Beaumont sont des dépôts deltaïques et alluviaux, et consistent en des alternances de sables moyennement denses à denses et d'argiles raides à dures (figure 2).

UNE PROBLÉMATIQUE DE FONDATEMENTS SPÉCIFIQUE

Les réservoirs GNL sont des ouvrages spécifiques à la fois par leur taille, leur

masse et leur fonction. De grand diamètre (en l'occurrence plus de 80 m), ils entraînent des charges statiques très importantes sur le sol (plus de 250 kPa lors d'un hydrotest).

Ces structures, très souvent composées d'un réservoir acier 9 % nickel doublé d'une enceinte en béton précontraint, sont sensibles aux tassements différentiels (courbure de la dalle) et absolus (connexion des tuyauteries sur la structure). En cas de sinistre après la mise en exploitation, leur masse et leur emprise rendent toute intervention sur le sol sous-jacent extrêmement difficile, voire impossible.

Par ailleurs, le comportement de ces structures sous séisme influe directement sur le choix du système de fondations. Il faut donc procéder à des reconnaissances géotechniques approfondies et connaître le sol sur une profondeur au moins égale au diamètre du réservoir.

CAMPAGNES DE RECONNAISSANCE

Les reconnaissances géotechniques ont été effectuées par Fugro-McLelland, basé à Houston, à partir d'août 2003. Il y a eu plusieurs phases successives au fur et à mesure de l'avancement de la conception des fondations.

La zone des réservoirs a d'abord été reconnue par sondages carottés de 30 et 90 m de profondeur (100 à 300 pieds) et par essais CPT au piézocône lors de l'avant-projet, pour le compte du client. Les CPT ont été poussés jusqu'à la profondeur de 40 m. Les échantillons ont été prélevés au tube Shelby pour les sols fins cohésifs et au SPT pour les sols granulaires. Les reconnaissances dans la zone des réservoirs ont mis en évidence des terrains de faibles caractéristiques mécaniques sur 25 à 30 m d'épaisseur (argile et argile limoneuse $C_u = 0$ à 100 kPa, avec sable limoneux lâche intercalé). Une couche de sable dense ($q_c > 20$ MPa) est ensuite rencontrée sur plus d'une dizaine de mètres d'épaisseur (figure 3).

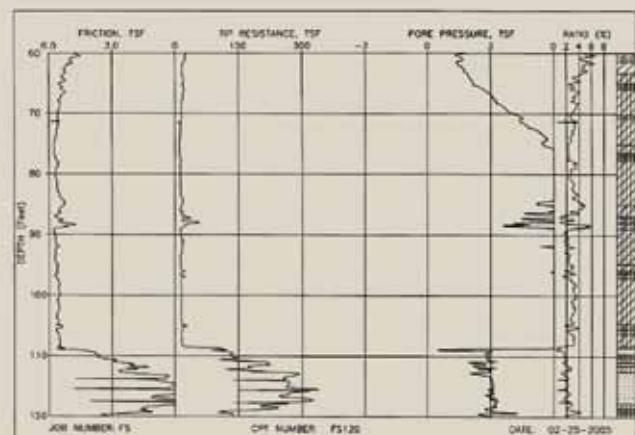
Les reconnaissances successives ont mis en évidence une variation en forme de marche d'escalier du toit de la couche de sable dense, et il a fallu deux campagnes de reconnaissances complémentaires à base de CPT pour en préciser l'extension, celle-ci affectant la longueur prévisionnelle des pieux à battre. C'est ainsi que l'on a pu disposer, au final, de près d'une vingtaine de CPT, poussés à plus de 30 m, dans la zone d'incertitudes (figure 4).

GÉOLOGIE DU TEXAS



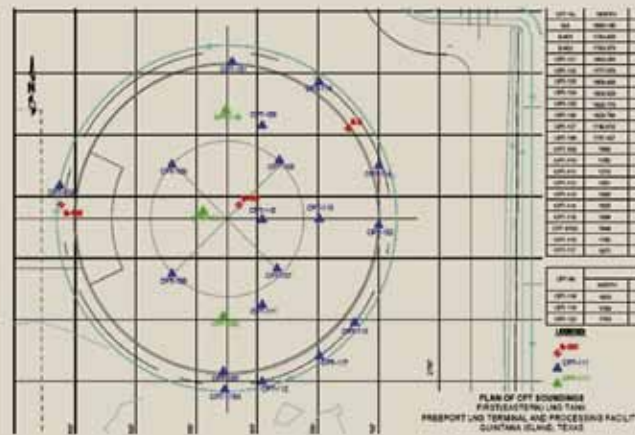
2

ESSAI CPT TYPIQUE DU SITE



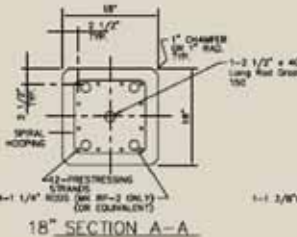
3

RECONNAISSANCES SOUS UN RÉSERVOIR



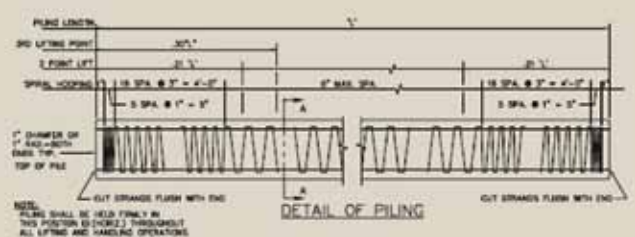
4

SECTION DES PIEUX



5

FERRAILLAGE DES PIEUX



6

© SAPEM

QUATRE OPTIONS DE FONDATIONS

La médiocre qualité des terrains rencontrés a rapidement convaincu les concepteurs de la nécessité de bâtir les réservoirs GNL sur des fondations profondes ancrées dans la couche de sable dense à plus de 30 m de profondeur. Les concepteurs ont envisagé quatre types de pieux :

- Des pieux battus tubulaires acier ;
- Des pieux battus en béton précontraint ;
- Des pieux forés à la tarière creuse (augered cast-in-place ou Acip) ;
- Des pieux forés boue (drilled shafts).

Les pieux à tarière creuse ont été très vite écartés pour des questions de

taille du pieu (longueur et diamètre), a priori hors de portée des équipements conventionnels en usage aux USA. Quant aux pieux forés, ils ont été écartés pour des questions de coût, ainsi que pour des questions relatives à l'utilisation de la boue de forage. Si les pieux battus tubulaires acier ont eu initialement la préférence, dans cette région très familiarisée avec la conception et l'utilisation de ce type de fondations pour les structures offshore, il s'est avéré par la suite que l'option pieux battus en béton précontraint, même sur des longueurs importantes, était économiquement plus intéressante et emportait l'adhésion sans réserve des intervenants.

CONCEPTION ET MISE EN ŒUVRE

Les pieux battus en béton précontraint sont d'un usage très courant aux États-Unis. Leur conception comme leur réalisation relèvent de procédures rodées par l'expérience et ne laissant rien au hasard. Les méthodes de dimensionnement et de mise en œuvre sont par exemple très détaillées dans les documents FHWA (Federal Highway Administration), ainsi que dans les publications du PCI (Prestressed-Precast Concrete Institute). Ces documents, très pratiques d'utilisation, offrent des solutions à tous les problèmes rencontrés, comme la proposition de sections types lors de la conception ou

3- Essai CPT typique du site.

4- Reconnaissances sous un réservoir.

5- Section des pieux.

6- Ferrailage des pieux.

7- Raboutage d'un pieu avec le système Kie-Lock/Sure-Lock développé par la firme Pile Splices Inc.

8- Transport des pieux.

9- Manutention d'un pieu.

3- Typical CPT test on the site.

4- Reconnaissance work under a tank.

5- Cross section of piles.

6- Pile reinforcing bars.

7- End-to-end joining of a pile with the Kie-Lock/Sure-Lock system developed by the firm Pile Splices Inc.

8- Transporting the piles.

9- Handling a pile.



7



8



9

© SAPEM



10

10- Fixation des jauges PDA sur le pieu.

11- Enregistrement type des données PDA.

12- Dispositif de chargement.

10- Mounting PDA gauges on the pile.

11- Typical recording of PDA data.

12- Loading system.



12

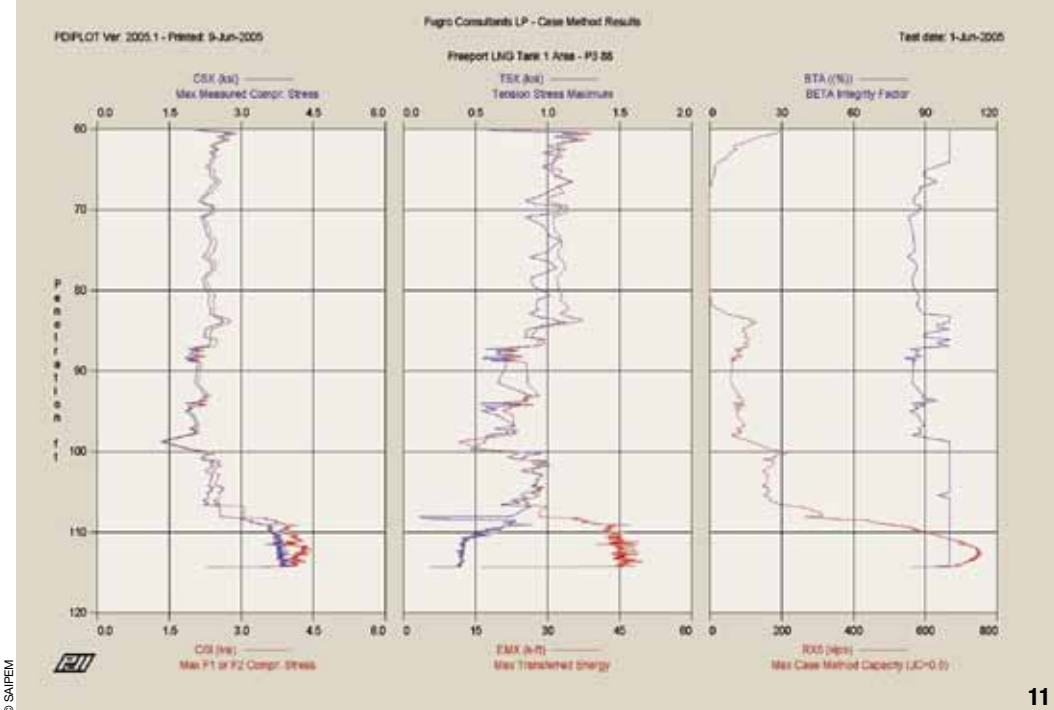
le raboutage des pieux pour atteindre la profondeur requise lors du battage. Pour les réservoirs de Freeport, le choix s'est porté sur des pieux de section carrée de 18 pouces (45 cm) de côté, d'une longueur de 120 pieds (36 m) en un seul tenant (figures 5 et 6). Des pieux de longueur 132 pieds (39,60 m) étaient nécessaires dans la partie est de l'un des réservoirs à cause de l'approfondissement du toit de la couche portante. Ces pieux ont fait l'objet d'une mise en place en deux segments (photo 7).

La capacité ultime des pieux, évaluée selon les méthodes américaines, atteignait 5 400 kN pour des pieux de 35 m. À titre comparatif, l'évaluation selon le Fascicule 62 sur la base des données pénétrométriques conduisait à environ 25 % de moins. Compte tenu des charges du réservoir et des

facteurs de sécurité acceptés par les intervenants, le nombre de pieux par réservoir s'établissait à environ 580, ce qui correspondait à un maillage moyen de 3,40 x 3,40 m en partie centrale et de 2,60 x 3,60 m en partie annulaire. Le transport des pieux depuis l'usine de préfabrication à 80 km de distance se faisait avec des remorques spéciales, alternativement extensibles et rétractables afin d'accélérer les rotations (photo 8). Il est vrai qu'au Texas, les routes ne sont généralement pas sinueuses...

La manutention des pieux se faisait à l'aide de la grue principale Linkbelt 718, équipée d'un mât de 54 m et d'un treuil de levage, et d'une grue auxiliaire American Hoist 7260 afin de respecter en permanence les trois points d'appui requis par la résistance structurelle du pieu (photo 9).

ENREGISTREMENT TYPE DES DONNÉES PDA



11

Comme souvent dans ce type de pieu de grand élanement (> 70), la structure interne était dimensionnée en fonction des cas de charge liés à la manutention et non en fonction des cas de charge en service. La région de Freeport est de sismicité nulle à très faible, et les pieux une fois en place ne sont quasiment pas sollicités horizontalement. Une fois le pieu positionné dans son logement le long du mât, la mise en œuvre se faisait par battage à l'aide d'un marteau diesel APE D62 (version américanisée du marteau Delmag).

Un préforage sur une quinzaine de mètres avait été initialement envisagé, mais il ne s'est pas révélé nécessaire lors des tests, le marteau D62 ayant la capacité suffisante pour battre intégralement les pieux à la cote souhaitée.

TESTS PRÉALABLES

Il a fallu tout d'abord procéder aux études de battage afin de sélectionner le matériel et de définir au préalable les critères de validation au battage, en relation avec la capacité ultime attendue :

- Critère de pénétration (profondeur minimale à atteindre) avec un critère de refus associé (140 coups par intervalle d'un pied, ou 30 cm) si cette profondeur n'était pas atteinte ;
- Une fois cette procédure atteinte, critère d'acceptation (nombre minimal de coups par pieds sur plusieurs intervalles consécutifs d'un pied, en l'occurrence un minimum de 40 coups par pied sur les deux derniers pieds).

Le programme de tests se composait de deux phases :

- Battage d'un nombre significatif (18) de pieux témoins (indicator piles) instrumentés par le système PDA afin de valider définitivement le choix du marteau et d'évaluer le comportement du pieu lors du battage ;
- Deux essais de chargement vertical à deux fois la charge de service (environ 600 t), selon la norme ASTM D-1143 (option quick load).

Le comportement des pieux lors du battage a pu être analysé de façon détaillée grâce aux signaux recueillis et analysés par le système PDA :

- Contrainte de compression dans le pieu (en moyenne de 15 MPa, atteignant 30 MPa au maximum lors de la pénétration dans les sables) ;
- Contrainte de traction dans le pieu (variant entre 3 et 8 MPa) ;
- Énergie transférée au corps du pieu (variant de 40 à 60 kJ) ;
- Estimation de la résistance instantanée au battage = de 0 à 800 kips soit environ 3 500 kN ;

→ Évaluation de l'intégrité du fût du pieu (photo 10 et figure 11).
Le dispositif de test de chargement utilisait comme ancrages les pieux témoins battus à proximité (photo 12).

INTERPRÉTATION DES ESSAIS

Pour chacun des tests de charge, les courbes charge-déplacement en tête ont pu être interprétées par l'établissement d'une courbe théorique basée sur la loi de Frank et Zhao se corrélant de façon tout à fait satisfaisante avec les courbes expérimentales enregistrées. La charge ultime atteignait environ 6 000 kN. Nous avons ainsi pu recalculer les données suivantes :

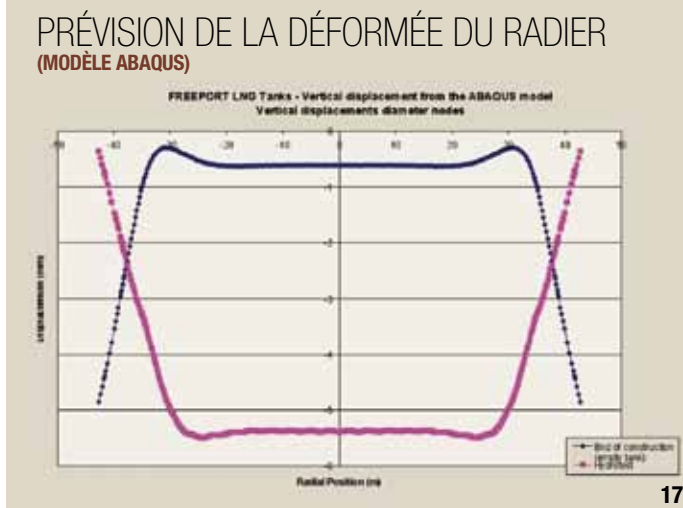
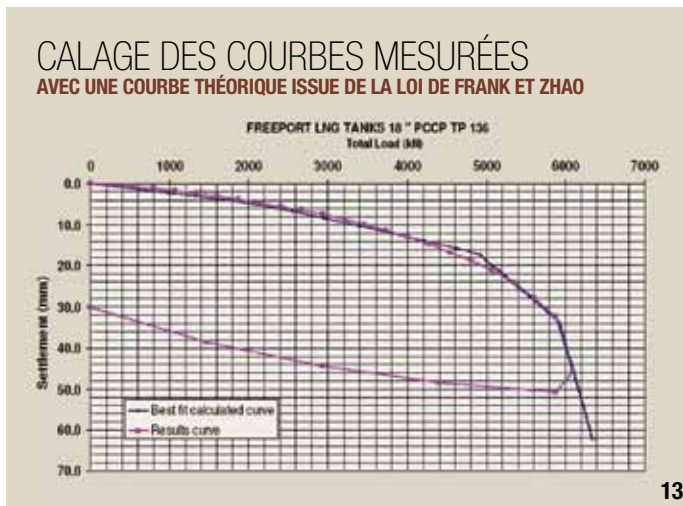
- Module moyen du béton = 50 000 MPa ;
- Frottement latéral limite moyen = 60 à 70 kPa ;
- Résistance limite en pointe = 8,5 à 15,5 MPa ;
- Raideur de pointe = de 280 à 370 MPa/m correspondant à un module pressiométrique moyen équivalent de 30 à 40 MPa ;
- Raideur moyenne de fût = de 25 à 35 MPa/m (photo 13).

PHASE DE PRODUCTION

Après validation des études et des résultats des tests, le battage des pieux a débuté le 31 mai 2005 et s'est poursuivi avec un rythme moyen de huit à dix pieux par jour jusqu'au 18 septembre, date à laquelle le passage de l'ouragan Rita a nécessité l'évacuation complète du chantier. Le battage des pieux a repris le 30 septembre pour se terminer le 18 novembre 2005 (photo 14). Le recépage des pieux s'effectuait à la cisaille hydraulique (photo 15). Dans le cas de pieux battus plus bas que la cote finale souhaitée, un raboutage était effectué après avoir dégagé la tête du pieu, scellé quatre attentes dans des trous forés dans la section du pieu, placé un coffrage circulaire et relié les armatures de liaison avec le radier au moyen de coupleurs Zap Screwlok. Après mise à la cote finale de toutes les têtes de pieu, un béton de propreté était coulé entre les emplacements des pieux (photo 16).

UN TEST DE CHARGE GRANDEUR NATURE

L'hydrotest des réservoirs a eu lieu en octobre-novembre 2007. Il a permis de vérifier l'efficacité du système de fondations mis en place en effectuant des mesures topographiques et inclinométriques sur la dalle pendant le remplissage du réservoir.



Le tassement différentiel maximal attendu était de l'ordre de 6 mm entre le centre et le bord du réservoir (figure 17). Les mesures inclinométriques ont été faites à l'aide d'une sonde horizontale RocTest Telemac RT-20HE passée alternativement dans deux tubes de 85 mm, perpendiculaires, noyés dans la dalle lors du coulage du radier. La mesure était faite à intervalles réguliers de dix pieds (photo 18). Les mesures inclinométriques ont confirmé les valeurs attendues pour la déformée de la dalle (de l'ordre de 6 mm de déplacement vertical en partie centrale par rapport à la périphérie). On a également observé un déplacement irréversible après la vidange de l'ordre de 1 mm en périphérie et de 2 mm en partie centrale. Les mesures topographiques faites sur le pourtour de la dalle ont donné en moyenne un déplacement maximal de 6 mm au pic de la charge hydrostatique, globalement uniforme sur le pourtour. Au final, le tassement absolu des réservoirs pendant l'hydrotest est resté inférieur à 15 mm et le tassement différentiel centre-bord

13- Calage des courbes mesurées avec une courbe théorique issue de la loi de Frank et Zhao.

14- Battage des pieux en production.

15- Recépage des pieux.

16- Plate-forme avant réalisation du radier.

17- Prévion de la déformée du radier (modèle Abaqus).

13- Cross-checking of the measured curves with a theoretical curve based on the Frank and Zhao law.

14- Pile driving in production.

15- Pile cutting-off.

16- Platform before execution of the foundation raft.

17- Projection of foundation raft deformation (Abaqus model).



18- Sonde inclinométrique.

19- Mesures inclinométriques, réservoir n°1.

20- Les réservoirs lors de l'hydrotest (octobre 2007).

18- Clinometric probe.

19- Clinometric measurements, tank No. 1.

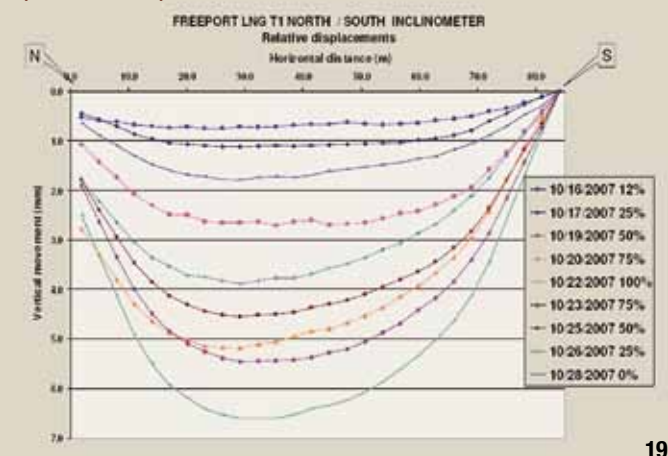
20- The tanks during the hydrotest (October 2007).

de l'ordre de 6 mm, valeurs plus qu'acceptables au regard des critères de tassement absolus et différentiels imposés à ce type de structure (figure 19 et photo 20).

UN ENVIRONNEMENT TRÈS SPÉCIFIQUE

Les fondations des réservoirs LNG de Freeport ont été conçues et réalisées dans un environnement particulier, propre aux États-Unis, qui peut surprendre à plus d'un titre les spécialistes de fondations européens, tant au niveau

MESURES INCLINOMÉTRIQUES (RÉSEROIR N° 1)



ABSTRACT

FOUNDATIONS FOR TANKS AT THE FREEPORT LNG TERMINAL (USA): THE AMERICAN APPROACH TO DEEP FOUNDATIONS

BRUNO DEMAY, SAIPEM-SA

The liquefied natural gas import terminal in Freeport (Texas, USA) is part of the infrastructure work currently being carried out in the United States to diversify the country's energy supplies. The terminal construction works included the construction of two cryogenic tanks of about 160,000 m³ capacity, transferring to the ground a distributed load of more than 250 kPa over a diameter of more than 80 m. Due to the mediocre quality of the ground, deep foundations had to be executed, consisting of 580 piles for each tank. These driven prestressed concrete piles exceeded a length of 40 m in places. With hindsight, this deep foundation solution, at first sight far from European standards, proved thoroughly competitive in the context and made it possible to control construction costs and deadlines. □

CIMENTOS DE LOS DEPÓSITOS DE LA TERMINAL GNL DE FREEPORT (EE.UU.): EL ENFOQUE ESTADOUNIDENSE DE LOS CIMENTOS PROFUNDOS

BRUNO DEMAY, SAIPEM-SA

La terminal de importación de gas natural licuado de Freeport (Texas, EE.UU.) forma parte de las infraestructuras actualmente en construcción en Estados Unidos para diversificar el abastecimiento energético del país. Las obras de construcción de la terminal incluyen la realización de dos depósitos criogénicos de unos 160.000 m³, que aportan al suelo una carga repartida de más de 250 kPa sobre un diámetro superior a 80 m. La mediocre calidad de los terrenos exigió la realización de unos cimientos profundos, formados por 580 pilotes por depósito. Estos pilotes, construidos en hormigón pretensado, superaban localmente los 40 m de longitud. Desde la perspectiva temporal, esta solución de cimientos profundos, a priori alejada de los estándares europeos, resultó ser totalmente competitiva en el contexto y permitió controlar los costes y los plazos de realización. □