

SERVICE PUBLIC DE WALLONIE

Document de référence Qualiroutes – K – 11

Amélioration de la capacité portante de pieux métalliques HP

Édition du 20/07/2011

ANNALES
DES
TRAVAUX
PUBLICS
DE BELGIQUE



TIJDSCHRIFT
DER
OPENBARE
WERKEN
VAN BELGIË

AMELIORATION DE LA CAPACITE PORTANTE DE PIEUX METALLIQUES HP

par

Prof. em. E. E. DE BEER

Université de l'Etat
à Gand (B)

Prof. E. LOUSBERG

Université Catholique
de Louvain-la-Neuve (B)

Ir. L. WEBER

ARBED-Belval/Assistance
Technique (L)

1. INTRODUCTION

Pendant les années 1983-87, un programme de recherche sur l'amélioration de la capacité portante de pieux H a été entrepris en commun par les producteurs sidérurgiques ARBED, British Steel Corporation, Peine Salzgitter, Unimetal et sous le patronage de la Communauté Européenne pour le Charbon et l'Acier (convention CECA No 7210 SA/503).

Cette recherche constitue la suite de la convention CECA NO 7210 SA/501 dont les aspects sur la détermination de la capacité portante de pieux H à partir de sondages CPT ont été décrits par De Beer et al. (1982) dans les « Annales des Travaux Publics de Belgique ».

Dans le présent article, certains aspects concernant la prédiction du comportement des pieux H à partir des essais de pénétration au cône M4 et de mesures dynamiques seront discutés en détail. En outre, on essaiera d'optimiser la forme du pieu en fonction du profil du sol et enfin, quelques facteurs de dimensionnement seront discutés.

2. CHOIX DES SITES

Le programme de la recherche prévoyait l'exécution d'essais dans deux types de sol différents, l'un sableux et l'autre argileux. Après avoir étudié un certain nombre de possibilités, notamment à Dunkerque, Gand, Kallo, Merville, Ypres et Zeebrugge (voir fig. 2-1), deux sites ont finalement été retenus :

- KALLO près d'Anvers (B), dont le sous-sol est bien connu et où une couche peu compacte repose sur une couche de sable dense;
- MERVILLE près de Lille (F), où une couche d'argile raide (argile yprésienne appelée argile des Flandres en France et du même âge géologique que l'argile de Londres) se situe sous une couche silteuse de faible épaisseur.

2.1. Description du site de Kallo

Le site de Kallo se situe dans la région de l'extension du port d'Anvers sur la rive gauche de l'Escaut. L'aire d'essai appartient au « Département pour le Développement de la Rive Gauche de l'Escaut » dépendant du Ministère des Travaux Publics et a été gracieusement mis à disposition par l'inspecteur général M. A. De Jonghe.

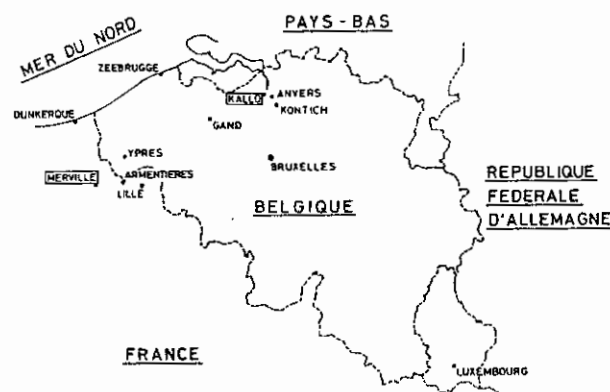


Fig. 2-1. — Situation géographique des aires d'essais considérées.

Les couches au site d'essai sont les suivantes:

- niveaux de +1.75 à +0.75:
remblai de sable;
- niveau de +0.75 à -3.25:
couche d'alluvion quaternaire avec traces de silt,
d'argile et de tourbe;
- niveaux de +3.25 à -14.25:
couche de sable dense appartenant au pliocène
(scaldésien) avec deux formations: la formation
de Lillo (scaldésien supérieur) et la formation de
Kattendijk (scaldésien inférieur);
- niveau inférieur à -14.25:
rupélien supérieur (argile de Boom) appartenant
à l'oligocène avec une épaisseur d'environ 80 m.

La lecture d'un piézomètre indique un niveau de la nappe phréatique aux environs de la cote +0.7.

En plus d'un grand nombre d'essais géotechniques disponibles (essais de pénétration surtout) dans le voisinage du site de Kallo, les sondages suivants ont été exécutés:

- 9 essais CPT (cone penetration test, essais de pénétration);
- 2 essais pressiométriques;
- 2 essais SPT (standard penetration test, essais de pénétration standard);
- 4 essais au pénétromètre dynamique;
- 2 forages (utilisés pour l'exécution des essais SPT).

La figure 2-2 reprend 3 essais typiques (CPT, SPT, pressiomètre) pour le site de Kallo.

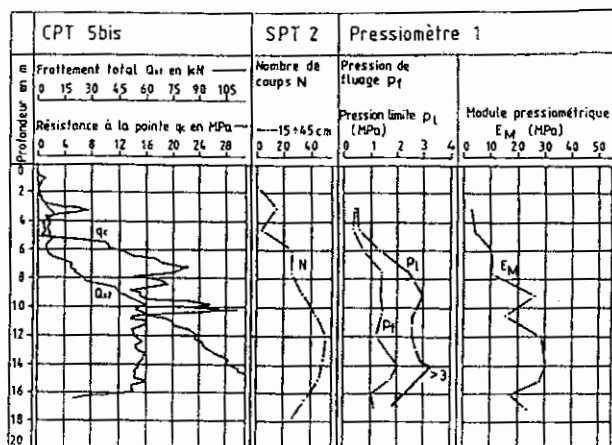


Fig. 2-2. — Exemples typiques d'essais géotechniques à Kallo.

2.2. Description du site de Merville

Le site de Merville se situe près de la rivière Lys, environ 25 km à l'est de Lille dans le « Département du Nord » en France.

L'aire d'essai est située dans l'enceinte de l'Aérodrome de Merville-Calonne.

Les couches au site d'essai sont les suivantes:

- niveaux de $\approx +18.00$ à $\approx +16.00$:
silt quaternaire;
- niveaux de $\approx +16.00$ à ≈ -24.00 :
argile raide (argile des Flandres) appartenant à
l'éocène (yprésien).

Peu d'essais sont disponibles pour ce site, bien que les caractéristiques de l'argile soient bien connues. Les sondages suivants ont été exécutés:

- 9 essais CPT;
- 2 essais pressiométriques;
- 2 essais SPT;
- 4 essais au pénétromètre dynamique;
- 2 forages (utilisés pour l'exécution des essais SPT).

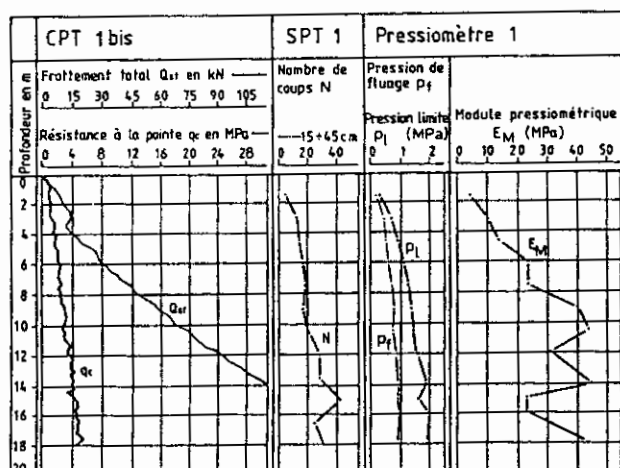


Fig. 2-3. — Exemples typiques d'essais géotechniques à Merville.

La figure 2-3 reprend 3 essais typiques (CPT, SPT, pressiomètre) pour le site de Merville.

Le tableau de la figure 2-4 reprend quelques résultats d'essais en laboratoire du forage F2.

FORAGE F2 A MERVILLE RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE																									
PROF. m	ECHANT. N°	NATURE DU TERRAIN	GRANULOMETRIE					ATTERBERG			TENEURS EN MAT. CALCAR	POIDS VOL. LUM.	TEN. SEC.	% EAU	D° SAI	PERMEAB			COHESION		COE FROT			OBSERVATIONS	
			V	IV	III	II	I	w _l	w _p	i _p		g/cm ³	g/cm ³	%	%	%	cm/s	C	A	c'	c _{cu}	φ'	φ _{cu}	δ k	
			%	%	%	%	%	%	%	%										MN/m ²	g	g	g/m ²		
4.50 4.88	134H/5	ARGILE			5	66	29	94	31.0	61.1	7.7	18.53	13.97	33.94	48.12	98.1								24.98	
												18.50	13.96	32.53	48.86	96.0				20.35	30.64	1.6	60.5		
												18.10	13.87	32.64	48.60	95.0									
9.00 9.34	134H/7	ARGILE			1	68	37	97.9	99.3	68.6	6.77	18.53	14.06	32.63	47.64	90.1								24.85	
												18.51	13.97	32.57	48.00	96.5				20.37	20.08	4.7	9.9		
												18.57	13.97	33.94	48.00	108.1									
												18.71	14.24	32.89	47.34	98.2									
												18.37	13.74	31.71	48.00	90.0				C _{cu} 21.04		φ _{cu} 3.7			
												18.46	14.08	31.69	47.70	90.7									
												18.77	13.80	31.84	48.53	92.1		18	20						
14.00 14.38	134H/9	ARGILE			1	63	36	85.4	97.5	58.1	8.78	17.63	15.38	32.84	42.74	97.7								24.85	
												17.63	15.34	32.43	42.87	97.9				20.37	20.35	27.7	22.4		
												17.64	15.33	32.43	42.87	98.1									
												17.38	15.17	32.14	43.50	97.3									
												17.37	15.04	32.76	43.99	100.3				C _{cu} 21.187		φ _{cu} 16.0			EPROUVETTE TENDUE
												17.20	15.10	32.43	43.76	96.5									

Fig. 2-4. — Résultats d'essais en laboratoire pour le site de Merville.

3. CHOIX DES PIEUX HP

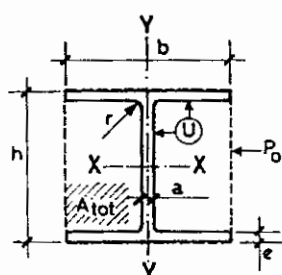
Pour les deux sites, la section HP 360 × 410 × 213 (qualité d'acier St 52-3) a été choisie aussi bien pour les pieux de compression que ceux en traction. Les pieux battus au premier site de Kallo ont été arrachés et réutilisés à Merville. En vue des essais géotechniques de Kallo, une fiche uniforme de 14.0 m a été considérée pour tous les pieux. Ainsi, le pieu peut pénétrer ≈ 8-9 m dans la couche de sable et son pied se situe ≈ 2-3 m au-dessus du niveau

supérieur de la couche d'argile. La longueur totale de tous les pieux est de 16.0 m.

En outre, des pieux auxiliaires HP 360 × 410 × 122 d'une longueur de 7 m ont été battus afin de reprendre les poutres de référence pour la mesure des déplacements lors des essais statiques.

Les caractéristiques de ces 2 sections de base sont reprises du catalogue ARBED (1986) sur les pieux HP et sont données au tableau 3-1.

TABLEAU 3-1 — Caractéristiques des sections H utilisés



DESIGNATION	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	F cm ²	G kg/m	P ₀ m ² /m	U m ² /m	A _{tot} cm ²	Axe X-X			Axe Y-Y		
											I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm
HP 360x410x122	348	390	14.0	14.0	15	156	122	1.48	2.20	1357	34770	1998	14.9	13851	710	9.42
HP 360x410x213	368	400	24.0	24.0	15	271	213	1.54	2.26	1472	63921	3474	15.4	25642	1282	9.73

3.1. Description des pieux de Kallo

Lors de la première recherche CECA sur les pieux H, constatation avait été faite que certaines formes de renforts pouvaient augmenter sensiblement la capacité des pieux H dans les sables. A Kallo, on a donc cherché à optimiser l'effet de ces formes par un choix judicieux du niveau d'application et de la longueur du renfort. En plus, il a semblé également intéressant de contrôler l'effet dans un sol sableux d'une injection de mortier sous haute pression le long de la partie battue du pieu.

Au site d'essai de Kallo, les pieux suivants ont été utilisés :

- 3 pieux de compression (KP1, KP2, KP3) dont le pieu KP1 sera testé statiquement une deuxième fois après injection de mortier. La dénomination de ce pieu devient alors KP1i. Le pieu KP1 (KP1i) est équipé de 2 tubes à manchettes pour l'injection, de 2 tubes pour le contrôle des contraintes à l'aide d'extensomètres amovibles (Amar et al., 1984) et de 2 profils U servant de

protection pour les jauges de contraintes et les accélérateurs attachés à des niveaux donnés sur toute la longueur du pieu. Le pieu KP2 est équipé d'un renfort ouvert à la base ainsi que de 2 profils U de protection. Le pieu KP3 est équipé d'un renfort fermé à la base et de 2 profils U de protection;

- 16 pieux de réaction dont 10 seront des sections sans modification du profil de base (KP A, B, G, H, J, K, S, T, V, W) et dont 6 seront renforcés par des sections HP 360 x 410 x 112 de différentes longueurs et appliqués à différents niveaux (KP 4, 5, 6, 7, 8, 9);
- 5 pieux auxiliaires.

Les détails des pieux utilisés à Kallo sont montrés aux figures 3-1 et 3-2.

3.2. Description des pieux de Merville

Les sections récupérées à Kallo sont utilisées à Merville avec quelques modifications puisque les

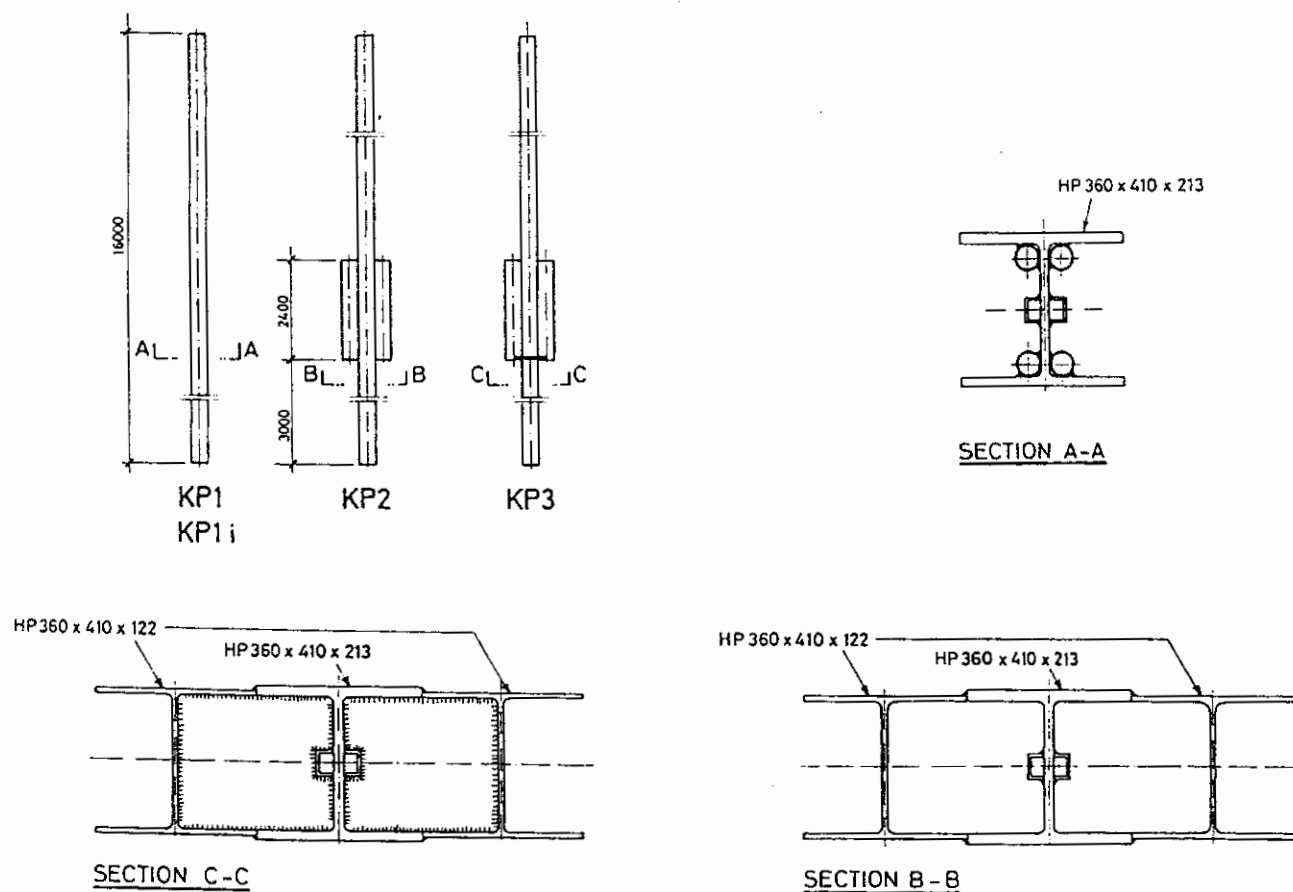


Fig. 3-1. — Détails des pieux KP1, KP1i, KP2, KP3.

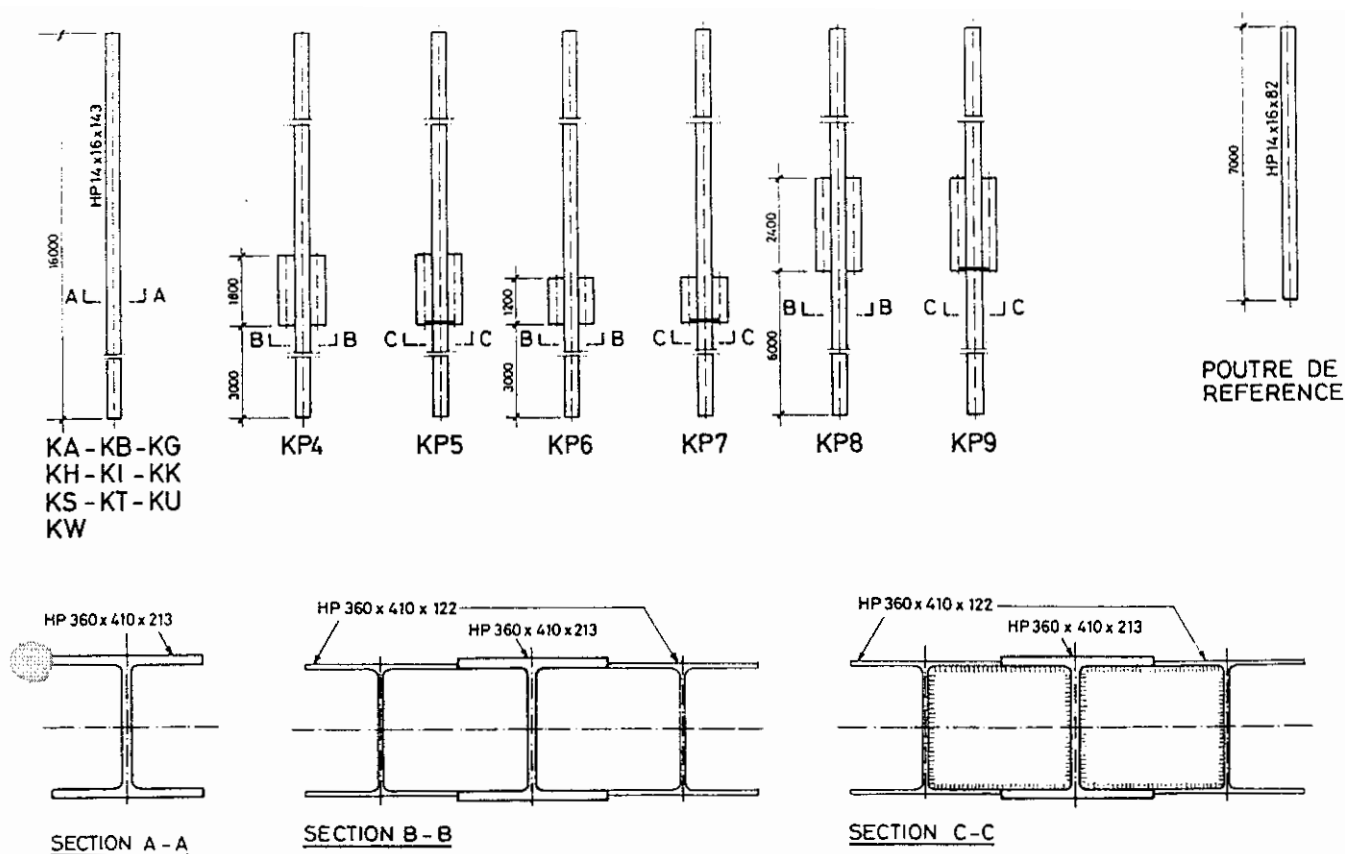


Fig. 3-2. — Détails des pieux KP4, KP5, KP6, KP7, KP8, KP9.

renforts, favorables dans les sols granuleux, ne le sont pas dans la même mesure dans les sols cohérents. Dû à la plus faible résistance des pieux dans l'argile, un nombre plus faible de pieux de réaction a été utilisé à Merville lors d'un essai statique (4 au lieu de 8 à Kallo).

Les pieux suivants ont été utilisés :

- 3 pieux pour essais statiques en compression (MP1, MP2, MP3). Le pieu MP1 sera testé statiquement une deuxième fois après injection de mortier. La dénomination de ce pieu devient alors MP1i. Le pieu MP1 (MP1i) est équipé de 2 tubes à manchettes pour l'injection, de 2 tubes pour le contrôle des contraintes à l'aide d'extensomètres amovibles et de 2 profils U servant de protection pour les jauges de contraintes et les accélérateurs attachés à des niveaux donnés sur toute la longueur du pieu. Le pieu MP2 est équipé d'un renfort ouvert consistant en 2 pièces de HP 360 x 410 x 213, soudées aile sur aile sur la section principale, et de 2 profils U de protection. Le pieu MP3 est équipé uniquement de 2 profils U de protection et servira pour l'étude des effets d'électro-osmose. Des détails concernant ce pro-

cédé sont décrits par Butterfield et Johnston (1980);

- 1 pieu pour essai statique en traction (MP4). Le pieu MP4 est équipé d'une plaque soudée à la base et où, lors du battage, du mortier sera injecté sous basse pression entre le sol et le pieu (pieu enrobé);
- 8 pieux nus de réaction (MP A, C, F, H, J, K, M, O);
- 6 pieux auxiliaires.

Les détails des pieux utilisés à Merville sont montrés à la figure 3-3.

3.3. Instrumentation des pieux

Afin de contrôler le comportement des pieux de compression lors du battage et lors des essais statiques, surtout en ce qui concerne les contraintes, les accélérations et la distribution des efforts le long des pieux, un total de 20 jauges de contraintes, de 4 accéléromètres (type quartz piézoélectrique, 5000 g) et de 6 thermistances sont attachées sur 6 niveaux. Leur distribution pour les pieux de Kallo est mon-

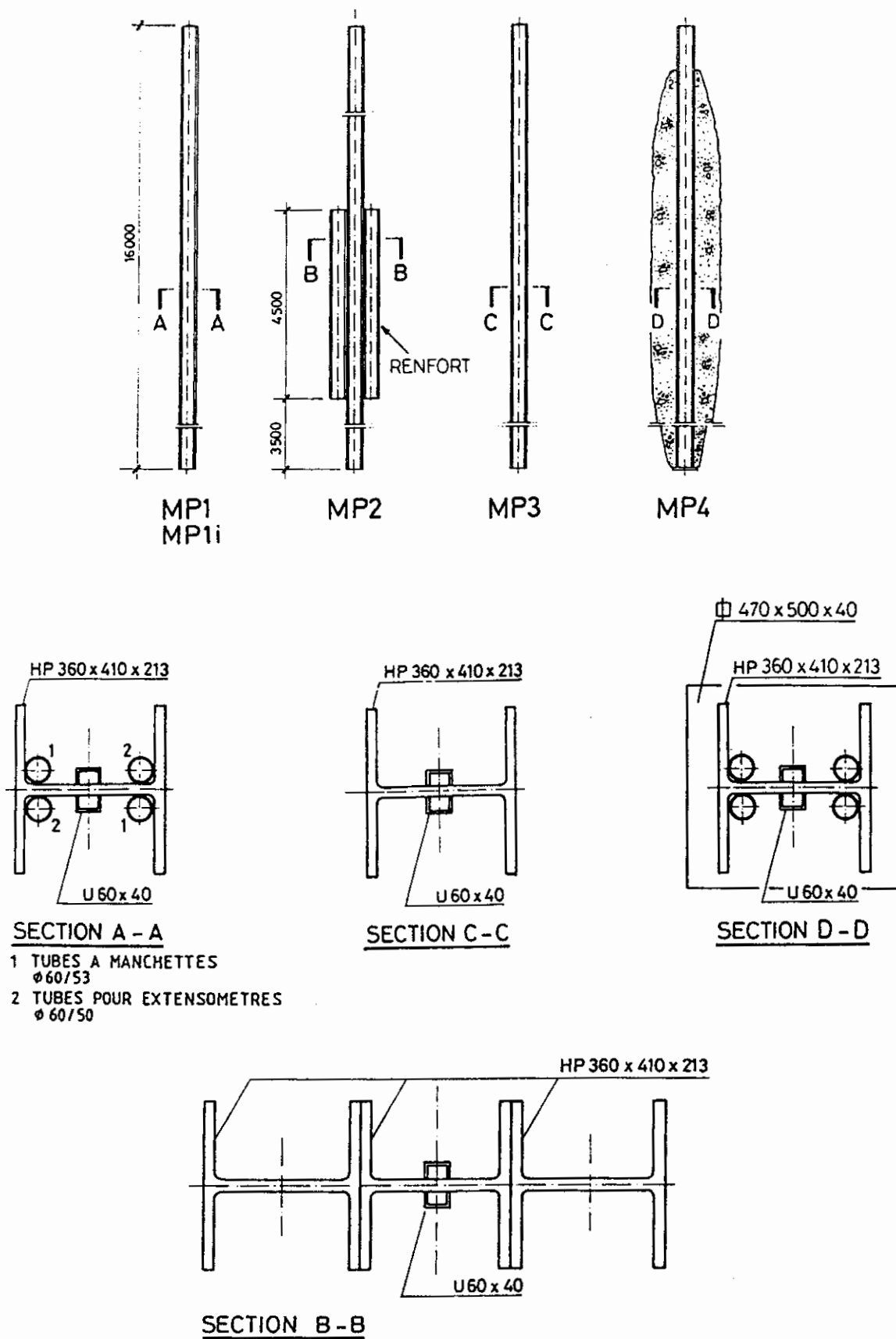


Fig. 3-3. — Détails des pieux MP1, MP1i, MP2, MP3, MP4.

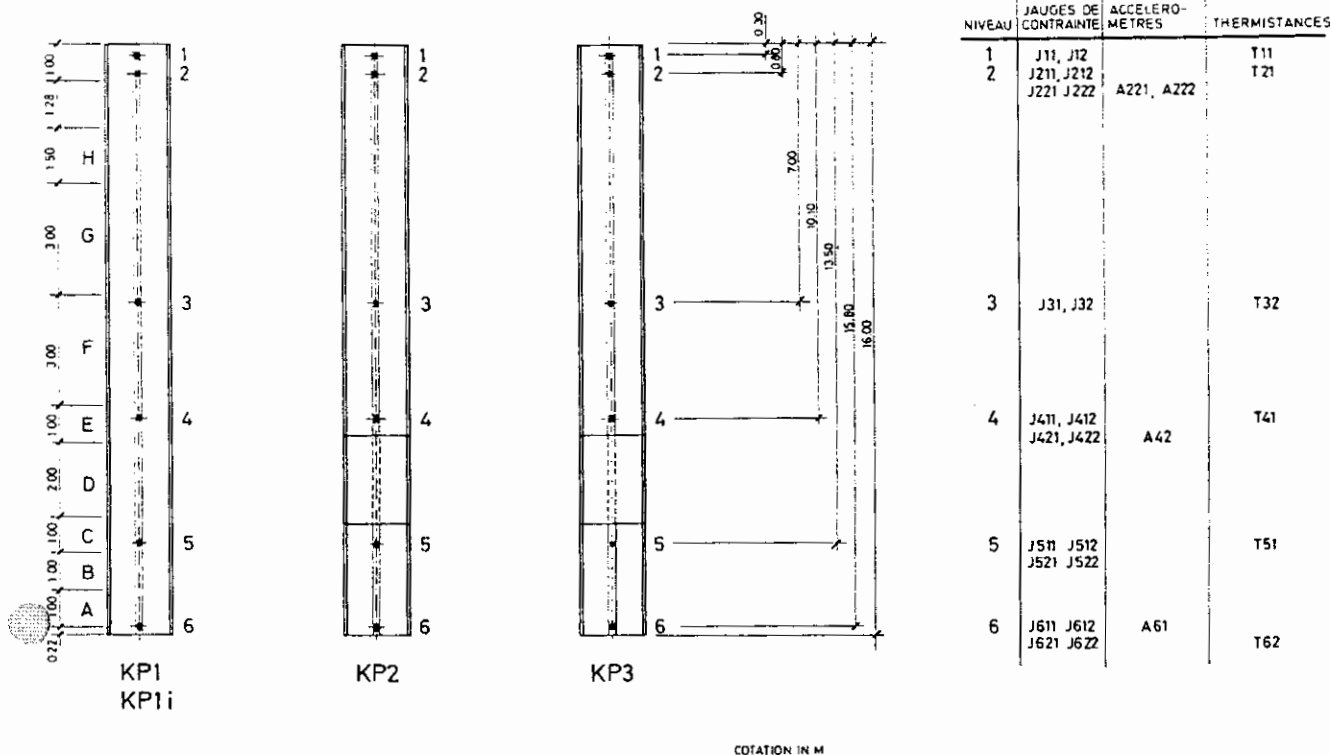


Fig. 3-4. — Disposition des instruments de mesures sur les pieux.

trée à la figure 3-4. La distribution et les niveaux des instruments de mesures restent les mêmes pour les pieux de Merville. En plus, les pieux KP1 et MP1 sont équipés de tubes pour l'exécution de mesures à l'aide d'extensomètres amovibles.

Lors du battage, une paire d'accéléromètres (type quartz piézoélectrique, 2000 g) et un pont de jauges de contraintes sont boulonnés à environ 0.60 m de la tête du pieu. Ces instruments sont reliés à un analyseur de battage (pile driving analyzer, PDA) qui sert au contrôle du comportement du pieu et à la prédiction de la résistance lors du battage.

4. INSTALLATION DES PIEUX

4.1. Installation des pieux de Kallo

4.1.1. Battage des pieux

Le battage a été effectué à l'aide d'un marteau diesel Delmag D36-13 ayant un poids du piston de ≈ 36 kN. L'énergie maximale de ce marteau est de 115 000 Nm. Le martyr est composé de plusieurs couches superposées :

- 2.5 cm fibre synthétique Resistex
- 1.0 cm plaque en acier

- 2.5 cm fibre synthétique Resistex
- 1.0 cm plaque en acier
- 2.5 cm fibre synthétique Resistex

Ce martyr est couvert d'une plaque en acier de 12 cm d'épaisseur.

Les données principales du battage pour le site de Kallo sont reprises au tableau 4-1.

4.1.2. Installation du pieu spécial KP1i

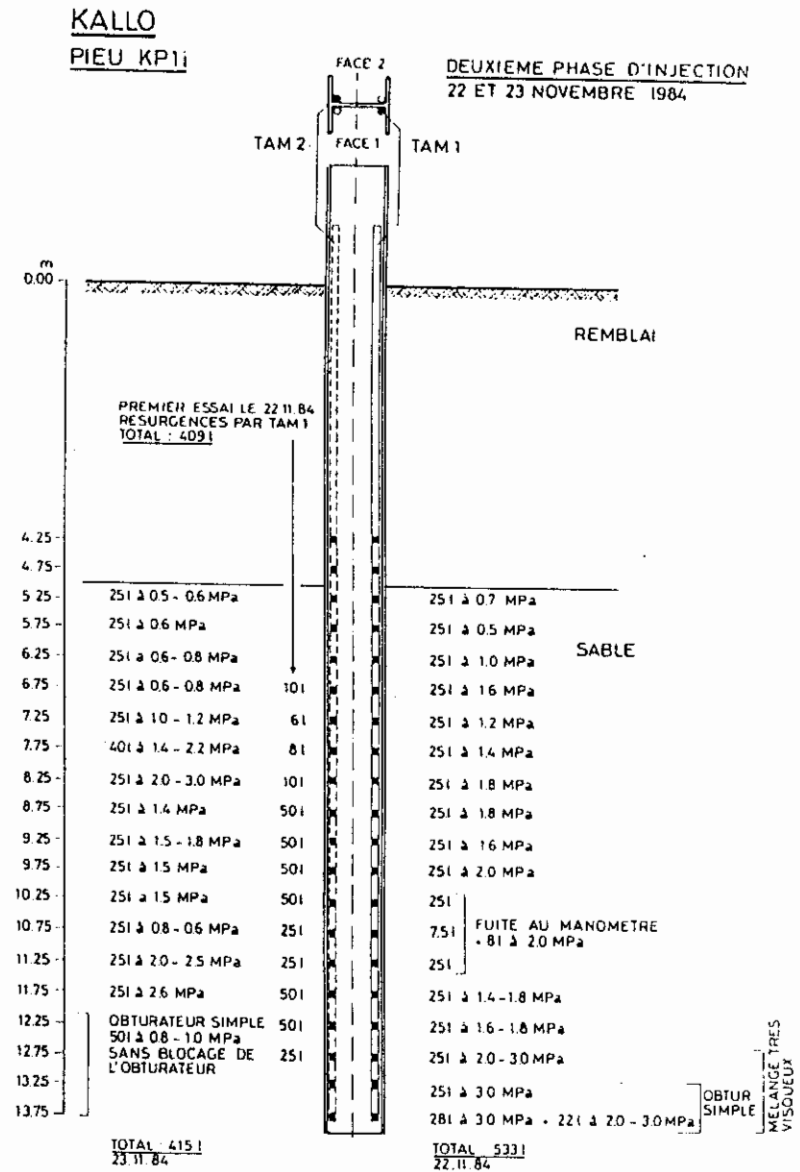
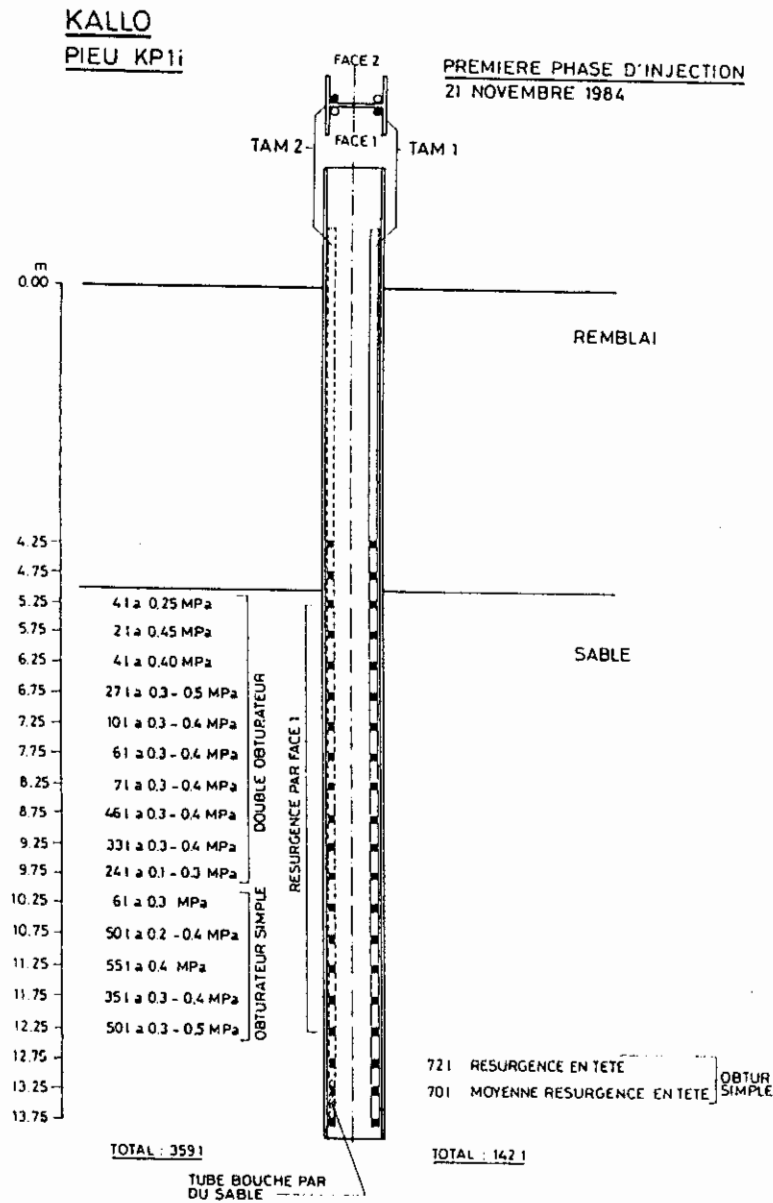
Après l'essai statique du pieu KP1, ce dernier est injecté sous haute pression et sa dénomination devient KP1i.

Le coulis utilisé pour l'injection est un coulis spécial à adhérence élevée du type ACTISOL. Pour 90 l de coulis, 50 l d'eau, 100 kg de ciment P 50, 10 kg d'activateur Actisol 1 et 3 kg d'activateur Actisol 2 ont été utilisés.

L'injection est réalisée en 2 étapes :

- d'abord l'injection est faite à plusieurs niveaux sous basse pression afin de remplir d'éventuelles cavités et de permettre l'adhérence du coulis au pieu ;

Fig. 4-1. — Détails de l'injection du pieu KP1i.



TABEAU 4-1 — Données du battage des pieux à Kallo

Pieu	nombre total de coups	nombre de coups fin battage	durée de battage	force max. à la tête	force max. ds. le pieu
	coups	coups/m	min	kN	kN
1	2	3	4	5	6
KP1	404	120	9	6380	6576
KP2	846	169	24	5670	6683
KP3	1233	350	37	5670	6769
KP4	697	208	20	5120	5707
KP5	1149	250	35	4900	6397
KP6	698	136	20	5120	5861
KP7	1175	273	37	5300	6233
KP8	484	109	13	5160	6405
KP9	753	201	21	5650	7447
KPA	342	72	12	4200	4312
KPB	360	65	11	4900	4945
KPG	552	118	13	4480	4614
KPH	459	61	11	5180	5194
KPJ	362	69	9	5500	/
KPK	379	69	10	4620	4497
KPS	374	68	14	4810	4868
KPT	427	80	11	4760	4774
KPV	404	76	10	4780	4817
KPW	464	88	11	5350	5128

Notes:

- les valeurs de la colonne 5 constituent une moyenne sur les derniers coups des mesures PDA; elles sont mesurées au niveau d'application des jauges de contraintes du PDA;
- les valeurs de la colonne 6 constituent la force maximale reprise des calculs CAPWAP;
- aucun calcul CAPWAP n'a été fait pour le pieu KPJ.

— ensuite, l'injection est faite sous haute pression afin de comprimer le sol autour du pieu.

Les quantités injectées et les pressions correspondantes sont indiquées pour les différents niveaux à la figure 4-1. Les tubes à manchettes (TAM) sont appelés TAM1 et TAM2. Lors de la première étape, le TAM1 n'est injecté qu'aux 2 niveaux inférieurs, dû à une grande résurgence du coulis à la surface. L'injection du TAM2 ne se fait qu'à partir d'une profondeur de 12.5 m suite probablement à une obturation du tube par un bouchon de sable.

4.2. Installation des pieux de Merville

4.2.1. Battage des pieux

Le battage a été effectué à l'aide d'un marteau diesel Delmag D22 ayant un poids du piston de ≈ 22 kN. L'énergie maximale de ce marteau est de 67 000 Nm. Le martyr est composé de plusieurs couches superposées:

- 3.0 cm fibre synthétique Gearite
- 1.0 cm plaque en acier
- 3.0 cm fibre synthétique Gearite
- 1.0 cm plaque en acier
- 3.0 cm fibre synthétique Gearite

TABEAU 4-2 — Données du battage des pieux à Merville

pieu	nombre total de coups	nombre de coups fin battage	durée de battage	force max. à la tête	force max. ds. le pieu
	coups	coups/m	min	kN	kN
1	2	3	4	5	6
MP1-EOD	851	151	23	4450	4408
MP1-BOR	16	355	1	2760	3135
MP2-EOD	3601	847	≈ 70	3760	4995
MP2-BOR	16	≈ 1600	1	4600	7200
MP3-EOD	881	165	20	4150	4061
MP3-BOR	16	355	1	2940	3261
MP4-EOD	857	146	19	4100	/
MPA-EOD	1396	260	/	/	/
MPA-BOR	17	180	1	2920	3139
MPC-EOD	806	159	15	3690	/
MPF-EOD	784	143	/	/	/
MPH-EOD	779	156	/	/	/
MPJ-EOD	694	130	16	/	/
MPK-EOD	989	178	20	/	/
MPM-EOD	611	116	15	/	/
MPO-EOD	794	142	20	/	/

Notes:

- les valeurs de la colonne 5 constituent une moyenne sur les derniers coups des mesures PDA; elles sont mesurées au niveau d'application des jauges de contraintes du PDA;
- les valeurs de la colonne 6 constituent la force maximale reprise des calculs CAPWAP;
- aucune valeur n'est disponible pour les cases marquées par
- BOR = begin of restrike = début du battage;
- EOD = end of driving = fin du battage.

Ce martyr est couvert d'une plaque en acier de 15 cm d'épaisseur.

Les pieux ont été battus aux dates suivantes:

- 09-04-85: pieux MPA-MP2 (0-13.2 m)
- 15-04-85: pieux MPH-MPJ-MPK-MPM-MPO
- 16-04-85: pieux MP2 (13.2-14.0 m)-MPC-MPF-MP1-MP3
- 17-04-85: pieu MP4; rebattage des pieux MP1-MP2-MP3-MPA.

Les données principales du battage pour le site de Merville sont reprises au tableau 4-2.

4.2.2. Installation du pieu spécial MP1i

Après l'essai statique du pieu MP1, ce dernier est injecté sous haute pression et sa dénomination devient MP1i.

Pour l'injection, la composition du coulis est légèrement modifiée par rapport à celle de Kallo. A Merville, 150 kg de ciment CPA55, 62 l d'eau et 3.5 kg d'activateur ont été utilisés.

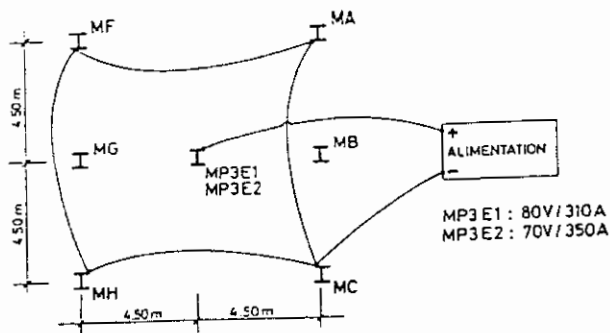


Fig. 4-2. — Raccordement électrique pour essais d'électro-osmose anodique.

Les travaux d'injection ont été répartis sur 4 jours; un total de 3675 l ont été injectés. Les quantités injectées et les pressions correspondantes sont données au tableau 4-3.

TABLEAU 4-3 — Quantités et pressions de coulis injecté pour le pieu MP11

TAM niveau	TAM1		TAM2	
	quantité injectée	pression	quantité injectée	pression
	l	MPa	l	MPa
1	80+60	2.5, 2	80+100	1.5-2
2	70+80	-	70+20+13	-
3	70	-	10+20+40+105	1.5-2.7
4	15+36+60	1,4	6+10+40+50	1.5-2.7
5	10+40+60	1.2, 1.2	6+10+40+50	1.5-2.5
6	10+40+60	1.5, 1.5	6+10+40+50	1.5-3.5
7	10+40+70	1.6, 1.5	5+10+40+50	1.5-2.6
8	10+40+35	1.6	4+10+40+50	1.5-2.5
9	10+30+28+100	2x1.6, 2.2	4+10+20+50+50	1.5-1.8
10	10+40+15	1.4, 1	10+42+48	1.2-1.8
11	10+25+82	1.5, 1.8	12+20+40	1.0-2.1
12	10+110	1.4, 2, 7	18+54+5	1.1-2.3
13	10+18	1.5	20+7	1.7-2.4
14	10+130	1.3, 1	6+10	2.5
15	10+60	1.4, 1.1	11+40	1.8
16	7+60	1.4, 1.1	9+50	1.2-2.1
17	60+25	1.2, 2.4	50	2.4
18	54+14	0.8	59	1.8
19	52+16	0.7	43	1.4
20	18+6	0.4	50	1.4
21	3	-	50	4
22	-	-	34	4

Remarques:

- les valeurs soulignées indiquent l'apparition de coulis à la surface et l'injection a été arrêtée;
- la vitesse d'injection a été en moyenne de 400-800 l/h.

4.2.3. Essais spéciaux du pieu MP3

Après battage et exécution de l'essai statique MP3, différents essais d'électro-osmose anodique ou cathodique ont été réalisés sur ce pieu afin d'en étudier le comportement. A cet effet, un courant continu, fourni par 2 groupes électriques, est appliqué entre les pieux de réaction et le pieu de compression (fig. 4-2). Les essais se sont déroulés comme suit:

- 6 heures après la fin de l'essai statique MP3, une électro-osmose anodique (80 V, 310 A) de 2 heures est appliquée au pieu. Immédiatement après, un essai de mise en charge a été exécuté. Cet essai MP3-E1 a été arrêté juste avant la rupture du sol;
- 83 heures après la fin de l'essai MP3-E1, une électro-osmose anodique (70 V, 350 A) de 48 heures a été appliquée au pieu. Immédiatement après, le pieu a subi un essai statique. Cet essai MP3-E2 a été arrêté juste avant la rupture du sol;
- 70 jours après la fin de l'essai MP3-E2, le pieu a subi un essai de mise en charge statique. Cet essai MP3-E3 a été conduit jusqu'à la rupture du sol;
- 13 heures après la fin de l'essai MP3-E3, l'essai d'électro-osmose cathodique MP3-E4 a été réalisé afin de connaître qualitativement la réduction de la résistance à l'enfoncement.

4.2.4. Installation du pieu spécial MP4

Le principe d'installation de ce pieu est tel que, lors du passage de la plaque appliquée au pied, un vide est créé dans le sol au-dessus de cette plaque au cours du battage. Ce cône est continuellement injecté de mortier sous basse pression. Un total de 3.5 m³ de mortier, ayant une résistance à la compression de 50 MPa, a été injecté à l'aide d'une pompe mobile ordinaire.

5. EXÉCUTION DES ESSAIS STATIQUES

5.1. Description de l'installation de mise en charge

L'installation de mise en charge a été composée d'un arrangement de poutrelles adaptable à un nombre de 4 ou 8 pieux de réaction. La charge maximale de la construction a été de 9 MN.

La charge appliquée au pieu de compression a été contrôlée par 3 cellules de mesures d'une capacité de 5 MN chacune.

La charge a été appliquée à la tête du pieu de compression par l'intermédiaire de 2 vérins hydrauliques superposés, ayant chacun une capacité maximale de 9.12 MN. Le déplacement maximal des 2 vérins a été de 500 mm.

L'asservissement en charge ou en déplacement a été contrôlé par un système électronique et automatique.

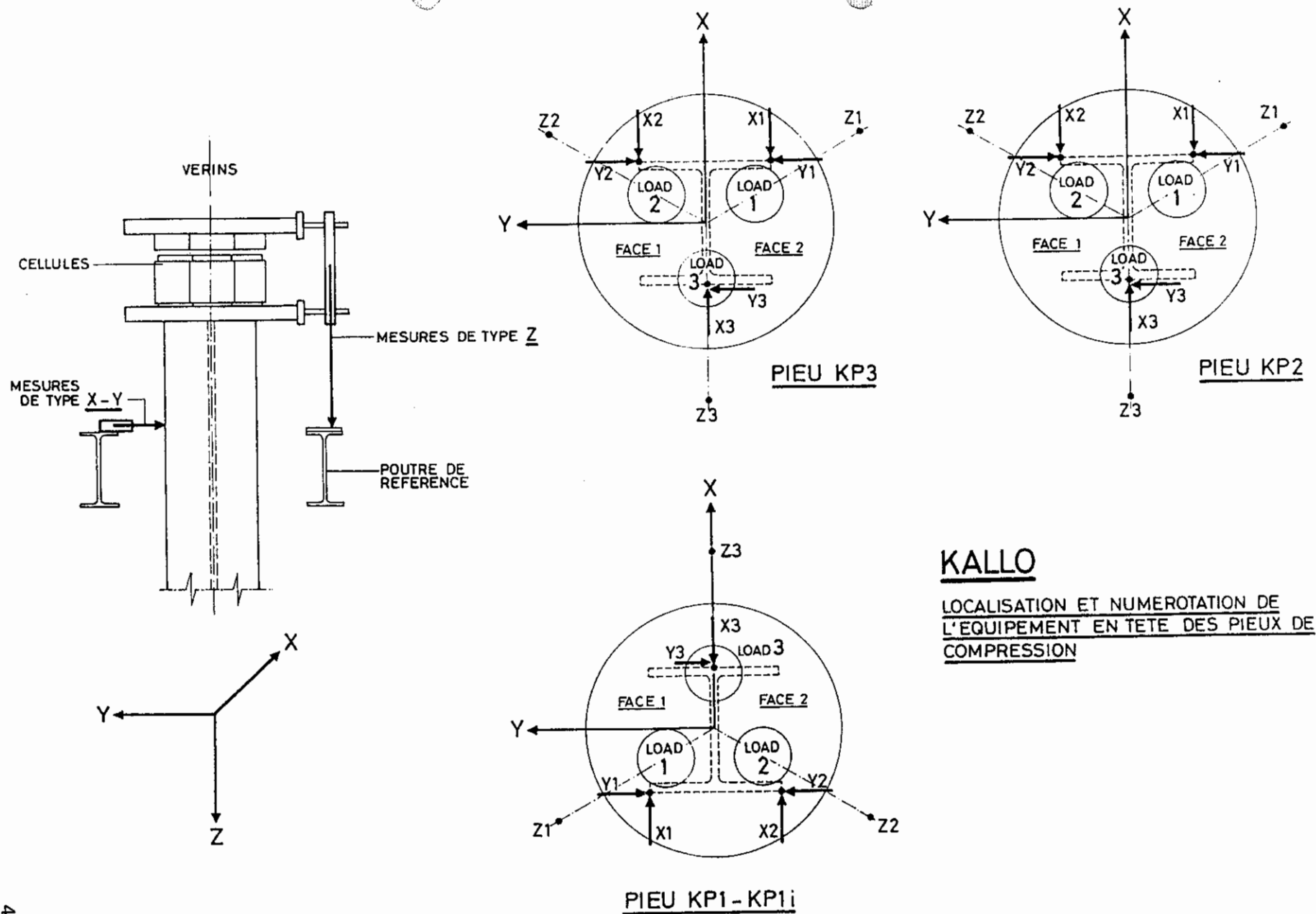


Fig. 5-1. — Disposition des instruments de mesures à la tête des pieux testés statiquement.

Les déplacements horizontaux ont été mesurés de manière inductive dans les deux directions x et y en 3 points de la tête du pieu. Les déplacements verticaux ont été mesurés par des capteurs opto-électriques qui ont été placés dans des directions de 120° à la tête du pieu (fig. 5-1).

Toutes les mesures ont été enregistrées automatiquement à l'aide d'un ordinateur.

5.2. Essais statiques à Kallo

Les délais d'attente entre la fin du battage initial (KP1, KP2, KP3) respectivement la fin de l'injection (KPl_i) et le début de l'essai statique ont été les suivants :

- pieu KP1 $\Rightarrow$ 15 jours
- pieu KPl_i $\Rightarrow$ 29 jours
- pieu KP2 $\Rightarrow$ 22 jours
- pieu KP3 $\Rightarrow$ 35 jours

La procédure normale de mise en charge à Kallo a été fixée au minimum à 30 minutes et au maximum à 90 minutes par palier. Afin de limiter la durée totale des essais, l'asservissement en déplacement a été exécuté lorsque le mouvement du pied du pieu a atteint environ 10% du diamètre équivalent D_e du pieu. Dans cet article, D_e correspond au diamètre de l'aire circulaire ayant la même surface que la section considérée du pieu (voir aussi formule (6-7)). Le déchargement se fait en 4 paliers.

Les courbes tassement/charge des pieux KP1, KPl_i, P2 et KP3 sont données à la figure 5-2 dans des diagrammes linéaires et à la figure 5-3 dans des diagrammes bilogarithmiques. La répartition de la résistance le long des pieux KP1, KPl_i, KP2 et KP3 pour les différents paliers est donnée à la figure 5-4. Comme exemples, le diagramme semi-logarithmique du tassement/temps et le diagramme de mobilisation du frottement unitaire à différents niveaux des pieux KP1 et KPl_i sont donnés aux figures 5-5 resp. 5-6.

Il existe plusieurs critères servant à la détermination d'une charge limite ou d'une charge de rupture du pieu. Dans ce qui va suivre et à moins d'être spécifié autrement, la charge limite sera déterminée dans le diagramme tassement/charge doublement logarithmique comme la force la plus petite située sur la ligne droite qui relie les points de mesures des paliers de chargements supérieurs; la charge de rupture sera déterminée dans le diagramme tassement/charge soit comme la charge de rupture physique soit, si cette dernière ne peut pas être détermi-

née, comme la charge de rupture conventionnelle correspondant à un tassement de la base du pieu équivalent à 10% de D_e .

Au tableau 5-1, les valeurs de la charge limite, déterminées à partir de courbes tassement/charge dans un diagramme bilogarithmique, et les valeurs de la charge de rupture conventionnelle, déterminées pour un déplacement de la base de 10% de D_e , sont reprises.

TABEAU 5-1 — Charges limites et charges de rupture conventionnelles pour les pieux de compression de Kallo

Pieu	charge limite	charge de rupture conventionnelle
	MN	MN
KP1	3.2	3.25 à 3.50
KPl _i	4.5	4.90
KP2	3.7	4.35
KP3	5.0	5.50

On constate que, pour le pieu KP1, il n'y a que très peu de différence entre la charge limite et la charge de rupture, tandis que pour les pieux KP2 et

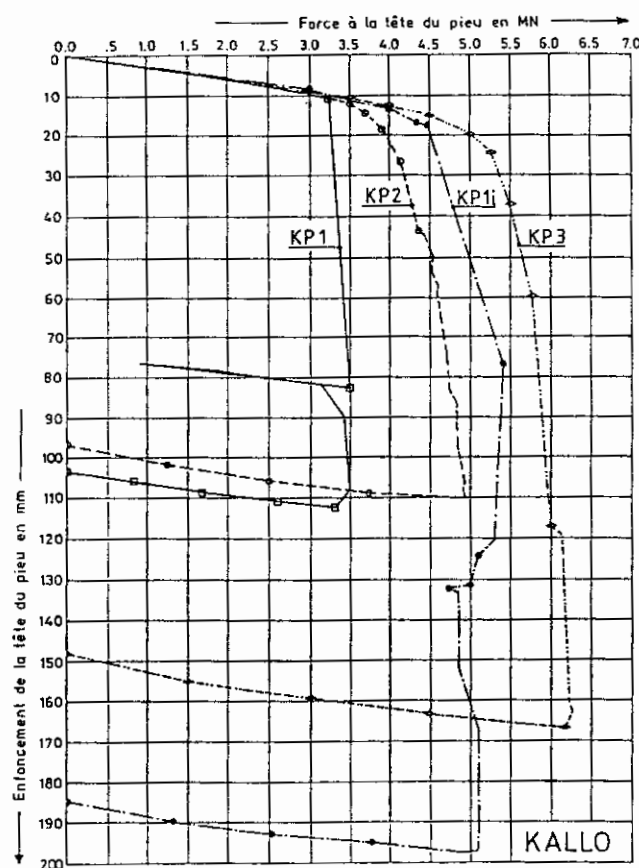


Fig. 5-2. — Courbes tassement/charge des pieux KP1, KPl_i, KP2 et KP3 (diagrammes linéaires).

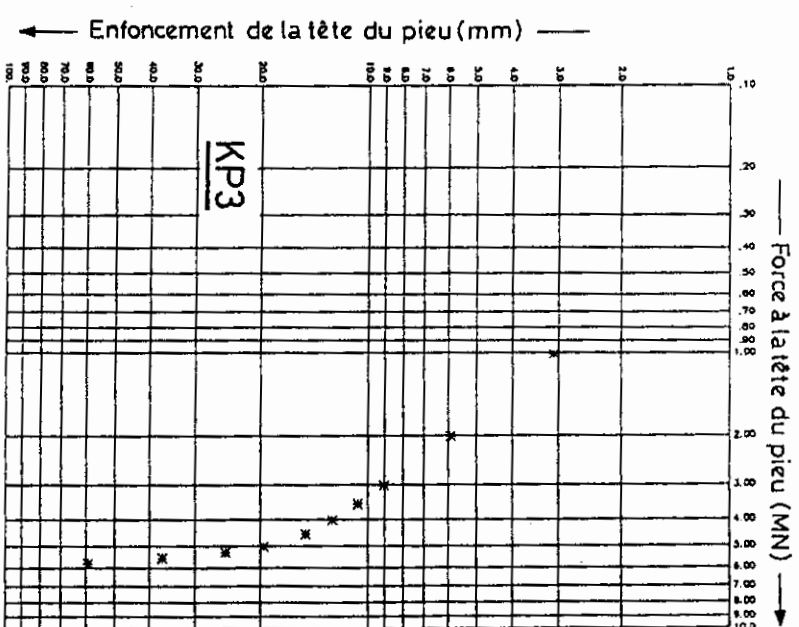
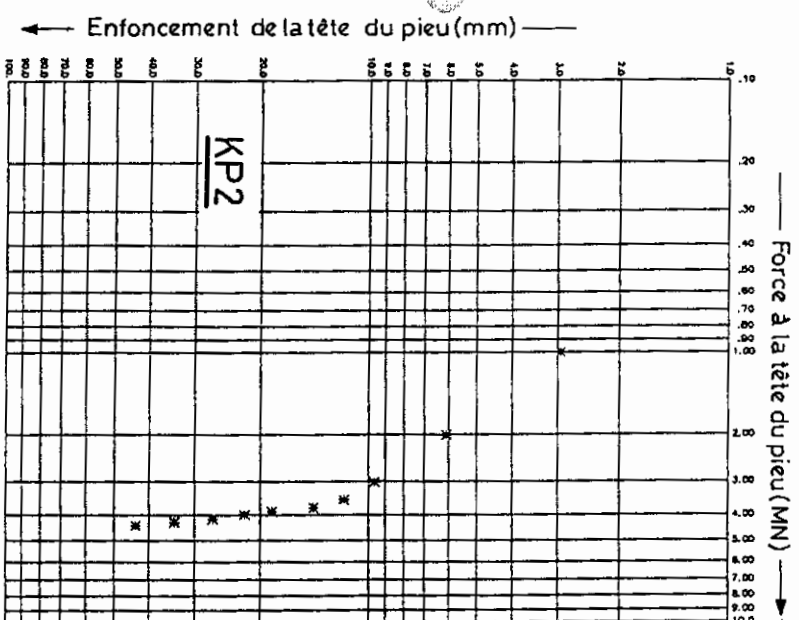
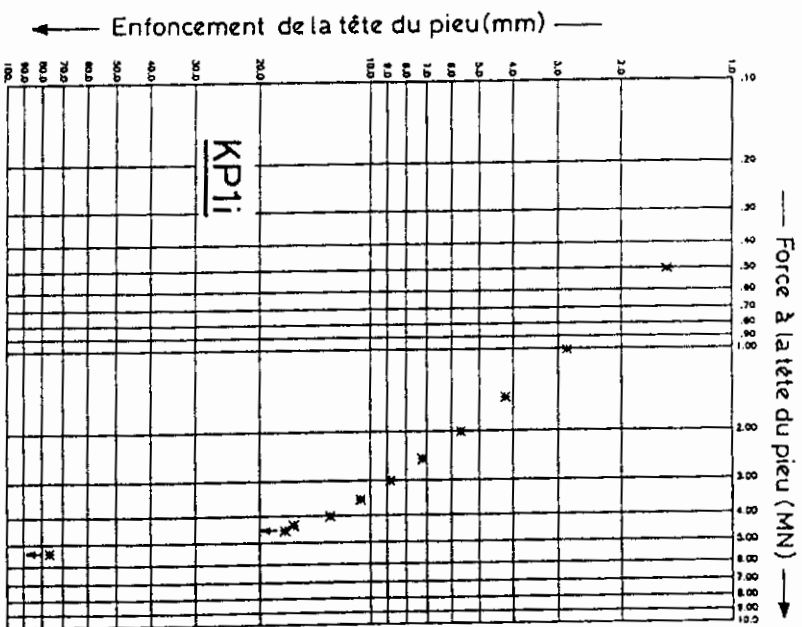
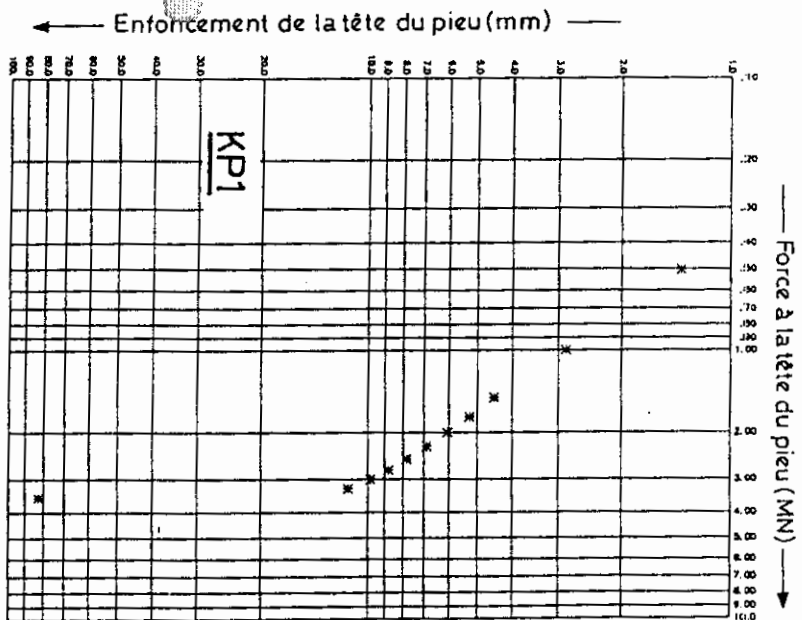


Fig. 5-3. — Courbes tassement/charge des pieux KP1, KP1i, KP2 et KP3 (diagrammes bi-logarithmiques).

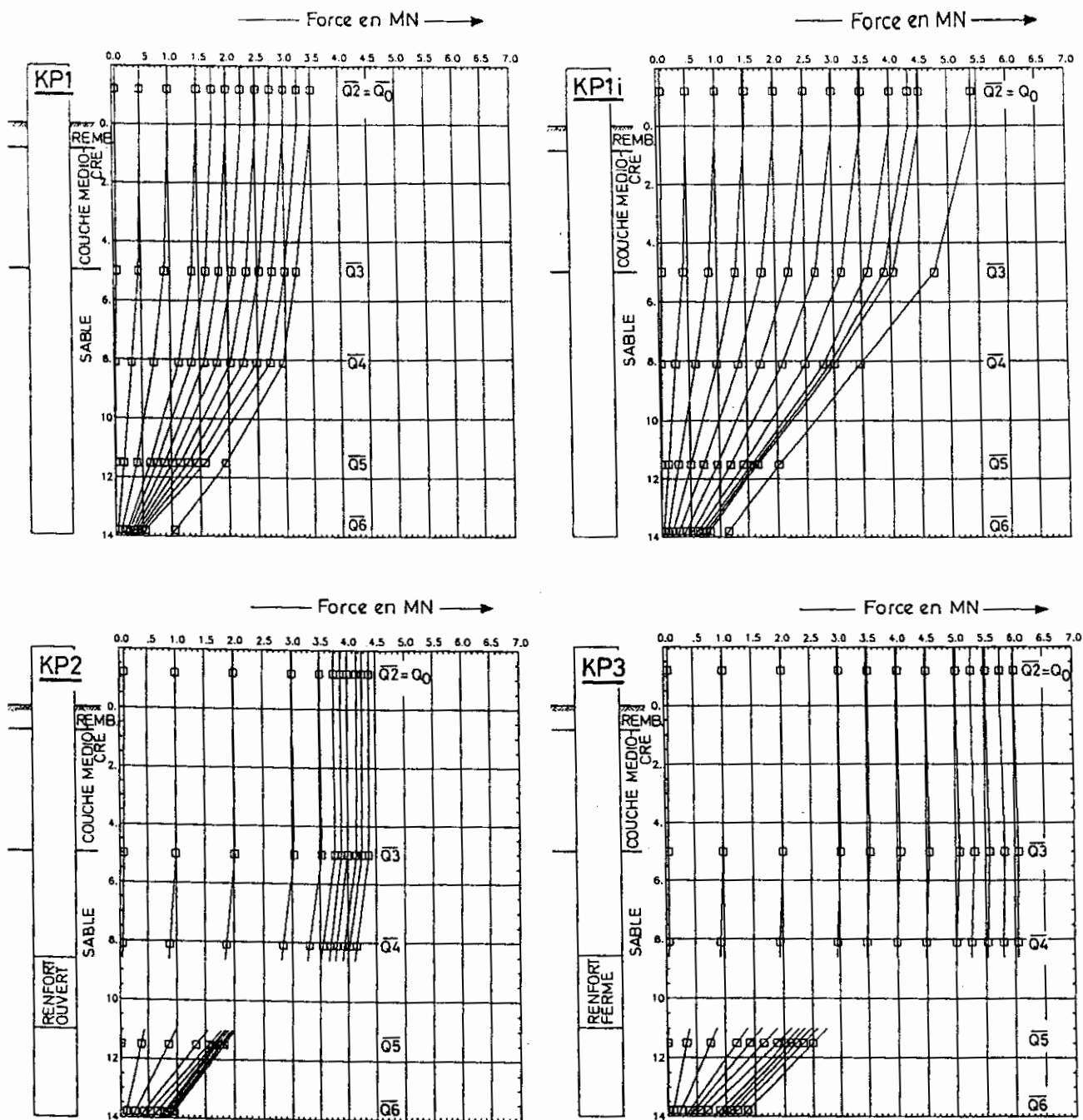


Fig. 5-4. — Répartition de la résistance le long des pieux KP1, KP1i, KP2 et KP3.

KP3 munis de renforts, cette différence est non négligeable.

En comparant les valeurs des pieux KP2 et KP3, on constate la grande influence de la plaque de fermeture du renfort. La différence entre le pieu instrumenté KP1 et le pieu avec renfort KP2 n'est pas aussi sensible.

Il faut bien sûr prendre en considération que KP1 ne correspond pas tout à fait à un pieu HP nu à

cause des 4 tubes et des 2 profils U attachés entre ses ailes.

Une certaine augmentation de la capacité peut également être constatée entre les essais KP1 et KP1i. L'effet de l'injection est évidente. Considérant que ce type d'injection est exécuté pour la première fois sur des pieux HP et que la capacité dépend dans ce cas-ci du savoir faire de l'équipe chargée de l'injection, on peut estimer que les résultats peuvent encore être améliorés avec de l'expérience.

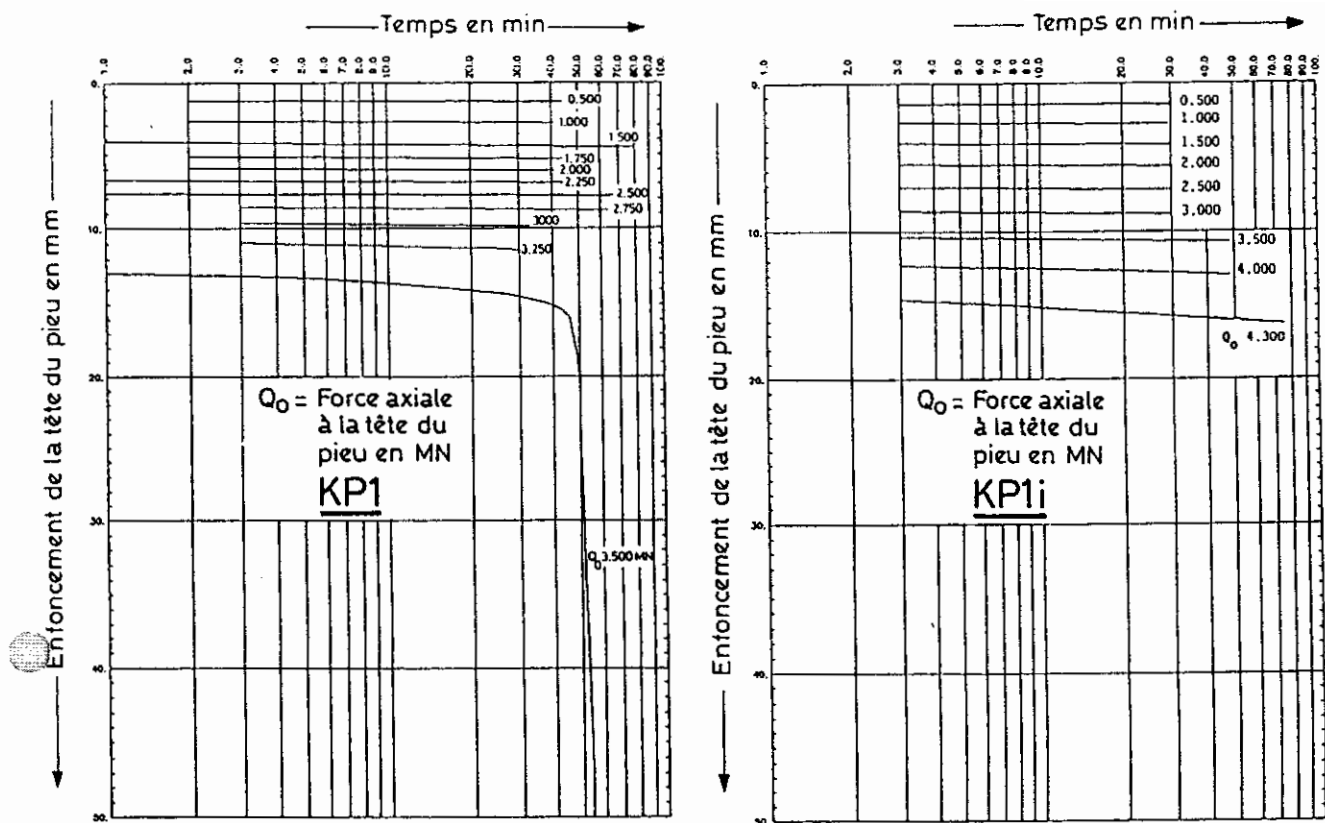


Fig. 5-5. — Diagrammes tassement/temps des pieux KP1 et KP1i.

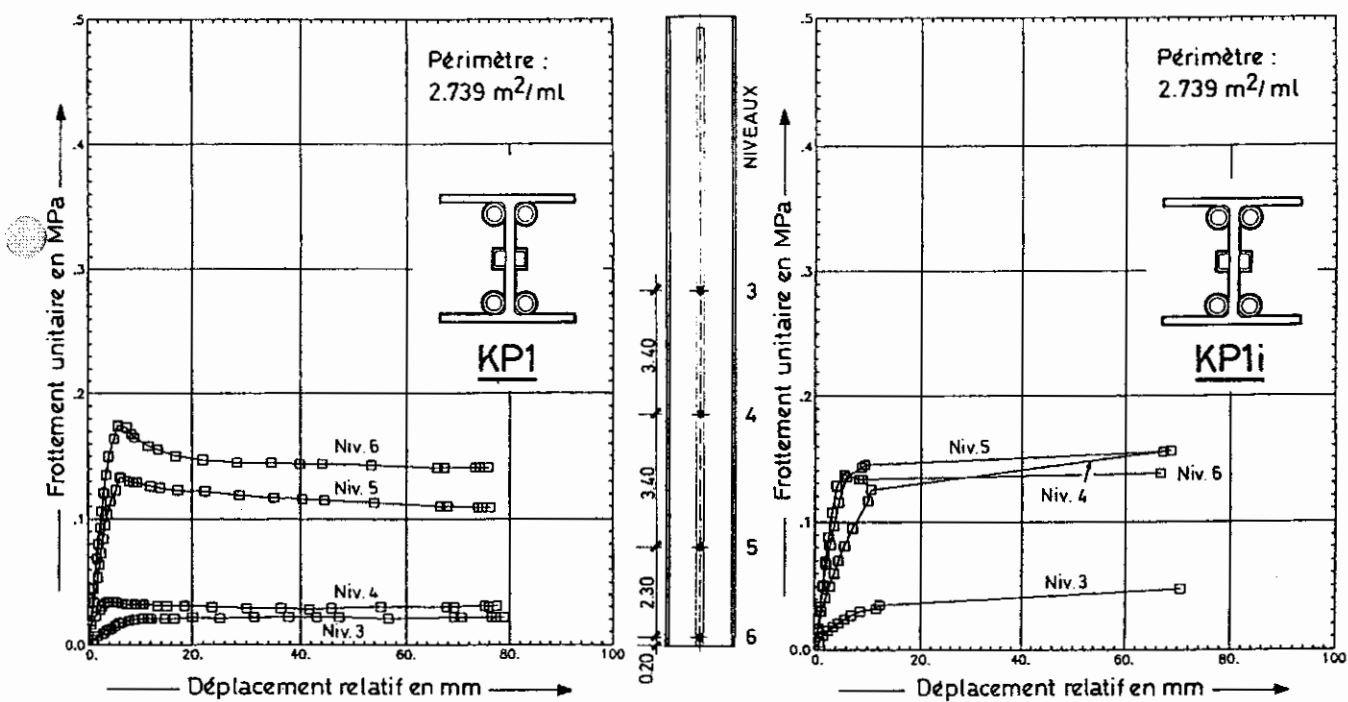


Fig. 5-6. — Mobilisation du frottement latéral des pieux KP1 et KP1i à différents niveaux.

La mesure des contraintes le long des pieux avec et sans injection permet d'en déduire le frottement unitaire qui se situe dans la couche de sable de Kallo entre 0.15 MPa et 0.20 MPa (en considérant également le périmètre de la section acier pur le pieu injecté) avec présence d'une valeur de pointe et d'une valeur résiduelle. La comparaison des mesures provenant des extensomètres amovibles du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) de Paris (description du système par Amar et al. (1984)) et des jauges collées sur le pieu KP1 a montré une concordance excellente des résultats, obtenue par ces 2 méthodes.

Il subsiste la question de l'état des contraintes résiduelles avant l'exécution des essais statiques. En effet, les jauges de contraintes ont été déconnectées après le battage des pieux, de sorte que l'état des contraintes résiduelles dans les pieux avant l'exécution des essais statiques n'est pas contrôlable. Toutefois, les efforts résiduels à la fin du battage ont été enregistrés et sont donnés au tableau 5-2. Ces valeurs doivent être considérées comme un maximum des forces résiduelles dans le pieu avant l'essai statique.

TABEAU 5-2 — Efforts résiduels dans les pieux KP1, KP2 et KP3 après battage

Pieu	coup Nr	effort résiduel à la base inférieure du pieu
		MN
KP1	400	+0.16 à +0.24
KP2	800	+0.58 à +0.38
KP3	1100	+0.28 à +0.43

Remarques :

- les valeurs résiduelles positives constituent des efforts de compression ;
- la précision concernant les valeurs résiduelles indiquées est de 0.10 MN.

5.3. Essais statiques à Merville

Au cas de pieux battus dans l'argile, leur comportement dépend du temps de battage et de la durée d'application de la charge. Les délais d'attente entre la fin du battage initial (MP1, MP2, MP3, MP4) respectivement la fin de l'injection (MP1i) et le début de l'essai statique ont été les suivants :

- pieu MP1 $\Rightarrow$ 34 jours
- pieu MP1i $\Rightarrow$ 7 jours
- pieu MP2 $\Rightarrow$ 43 jours
- pieu MP3 $\Rightarrow$ 64 jours
- pieu MP4 $\Rightarrow$ 51 jours

Pour information, le rebattage des pieux MP1, MP2 et MP3 a été effectué $\approx$ 1 jour après leur battage initial.

Aucune procédure de mise en charge n'est fixée à l'avance si ce n'est une durée maximale de 120 minutes par palier pour le premier pieu MP1.

Les courbes tassement/charge des pieux MP1, MP1i, MP2, MP3 et MP4 sont données à la figure 5-7 dans des diagrammes linéaires et à la figure 5-8 dans des diagrammes bilogarithmiques. La répartition de la résistance le long des pieux MP1, MP1i, MP2 et MP3 pour les différents paliers est donnée à la figure 5-9. Comme exemples, les diagrammes semi-logarithmiques du tassement/temps et les diagrammes de mobilisation du frottement unitaire à différents niveaux des pieux MP1 et MP1i sont donnés aux figures 5-10 respectivement 5-11. Il faut noter que le pieu MP4 est sollicité en traction. Les diagrammes du tassement/charge des essais d'électro-osmose anodiques et cathodiques du pieu MP3-E sont donnés aux figures 5-12 et 5-13.

Au tableau 5-3, les valeurs de la charge limite, déterminées à partir des courbes tassement/charge dans un diagramme bilogarithmique, et les valeurs

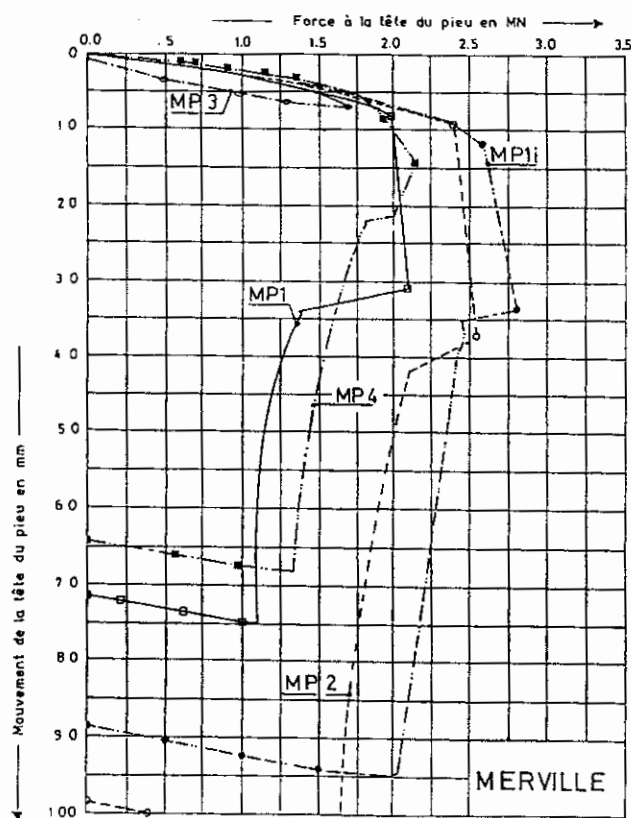


Fig. 5-7. — Courbes tassement/charge des pieux MP1, MP1i, MP2, MP3 et MP3 (diagrammes linéaires).

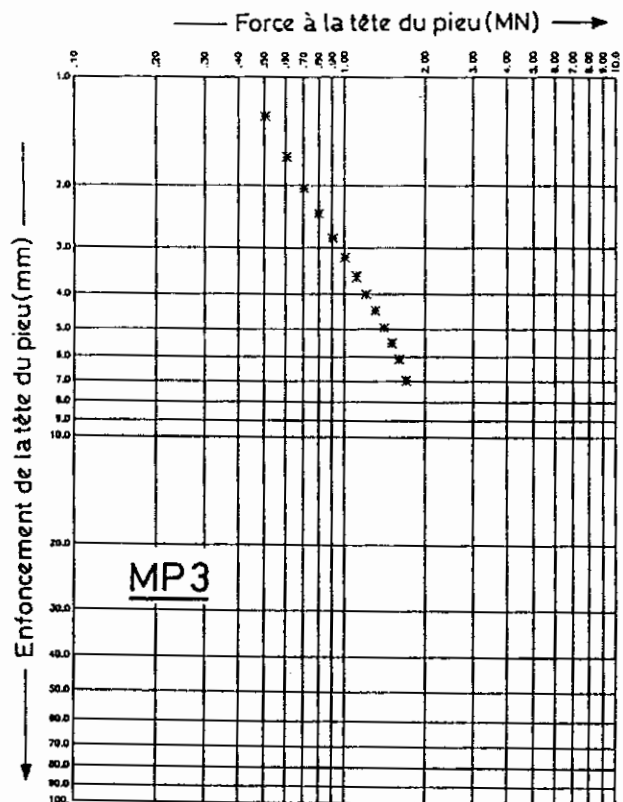
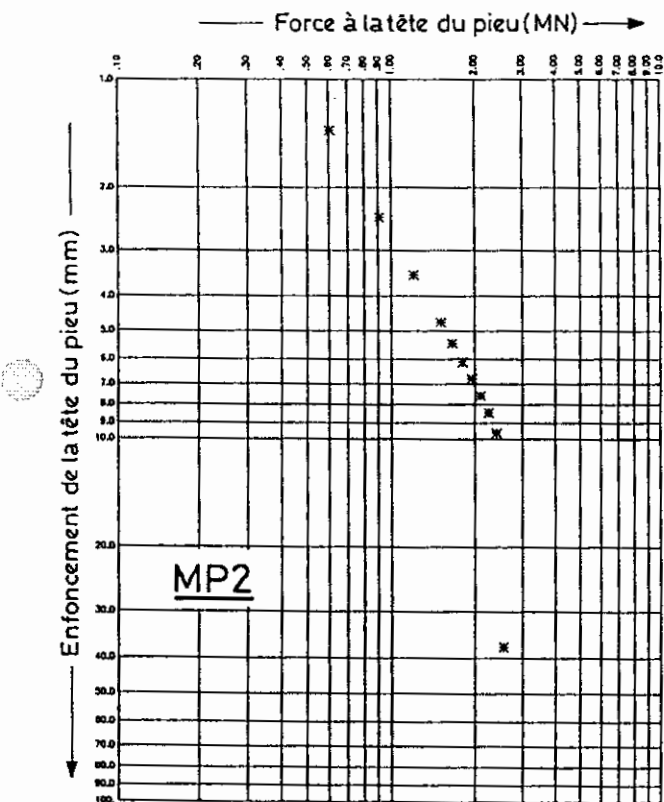
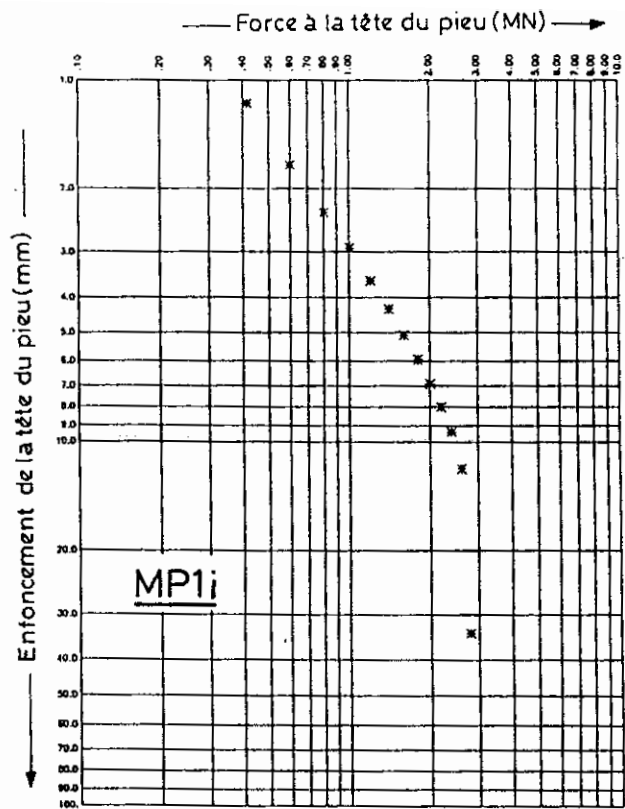
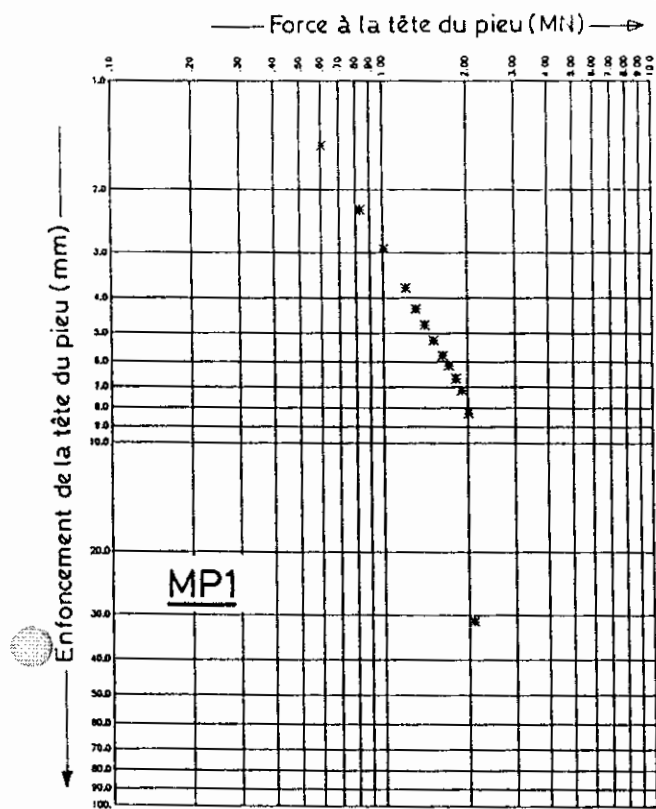


Fig. 5-8. — Courbes tassement/charge des pieux MP1, MP1i, MP2, MP3 et MP3 (diagrammes bilogarithmiques).

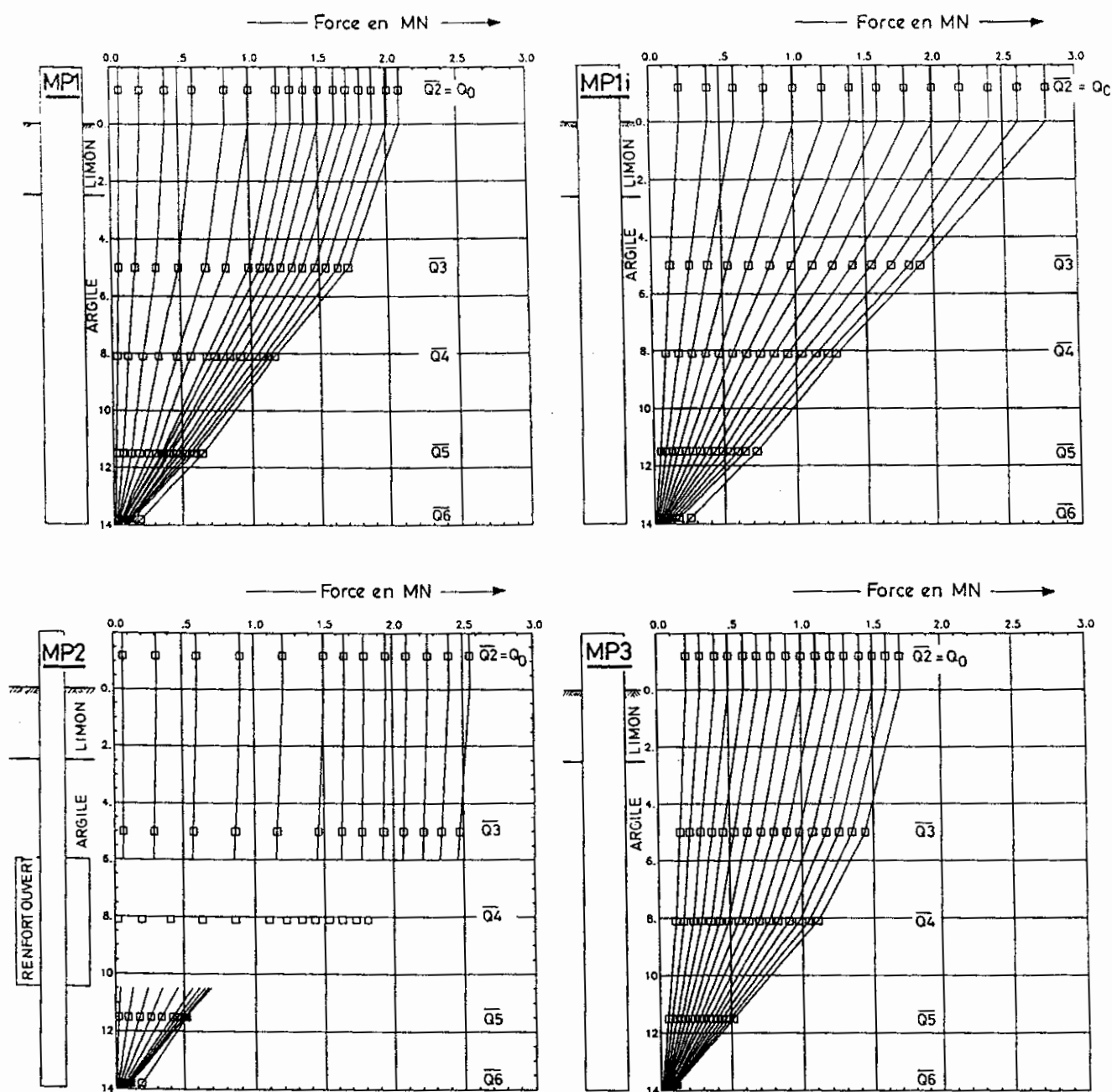


Fig. 5-9. — Répartition de la résistance le long des pieux MP1, MP1i, MP2 et MP3.

de la charge de rupture conventionnelle, déterminées pour un déplacement de la base de 10% D_e , sont reprises pour les pieux MP1, MP1i et MP2. Le pieu MP3 n'a pas été testé à la rupture dans une première phase.

Les valeurs du tableau 5-3 indiquent que la charge limite et la charge de rupture sont situées très près l'une de l'autre, ce qui constitue un fait normal dans l'argile. Il faut noter également que la charge de rupture est une valeur maximale (peak value). Après

TABLEAU 5-3 — Charges limites et charges de rupture conventionnelles respectivement charges de rupture physiques pour les pieux de compression de Merville

Pieu	charge limite	charge de rupture
	MN	MN
MP1	2.0	entre 2.00 et 2.10
MP1i	2.4	entre 2.60 et 2.80
MP2	2.4	entre 2.40 et 2.55

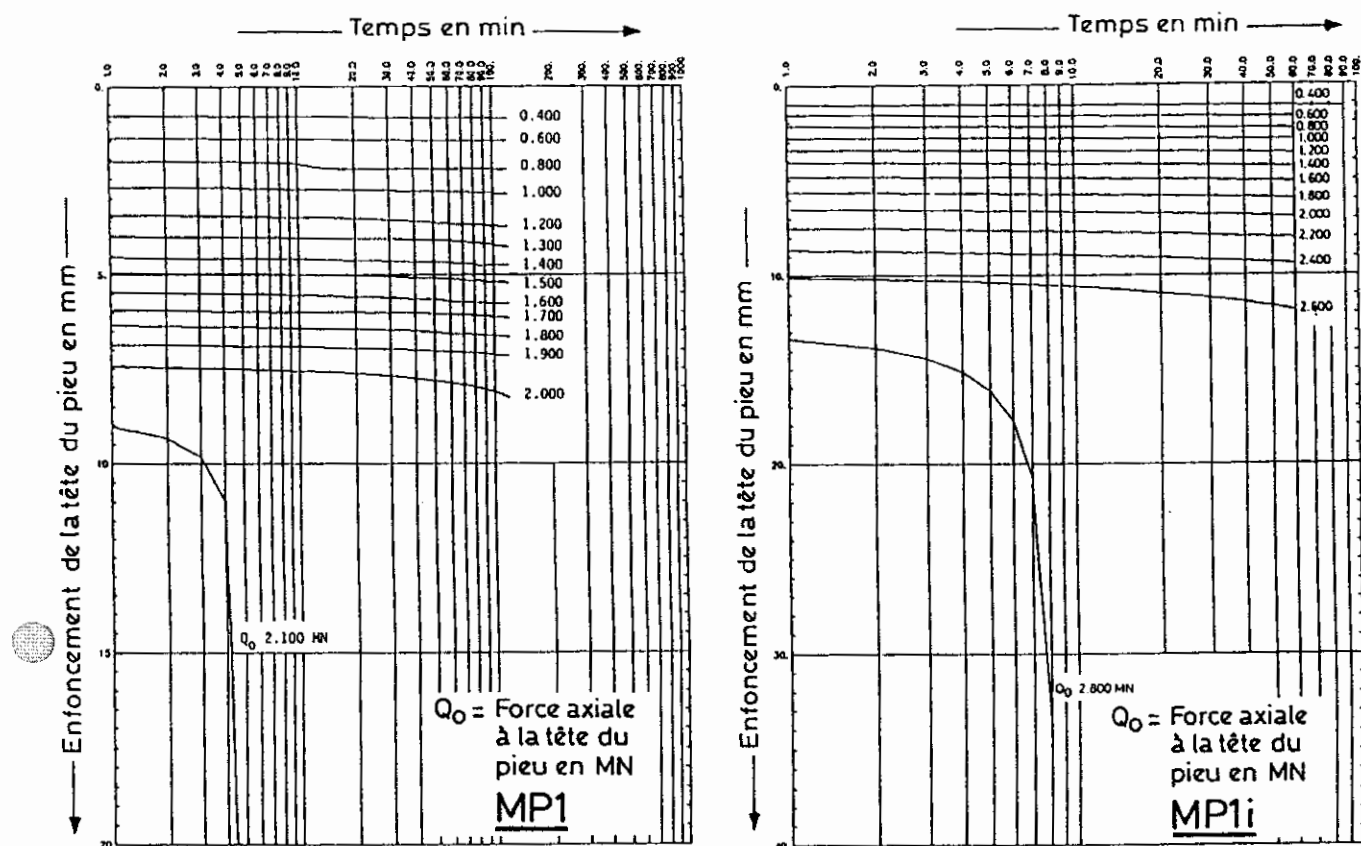


Fig. 5-10. — Diagrammes tassement/temps des pieux MP1 et MP1i.

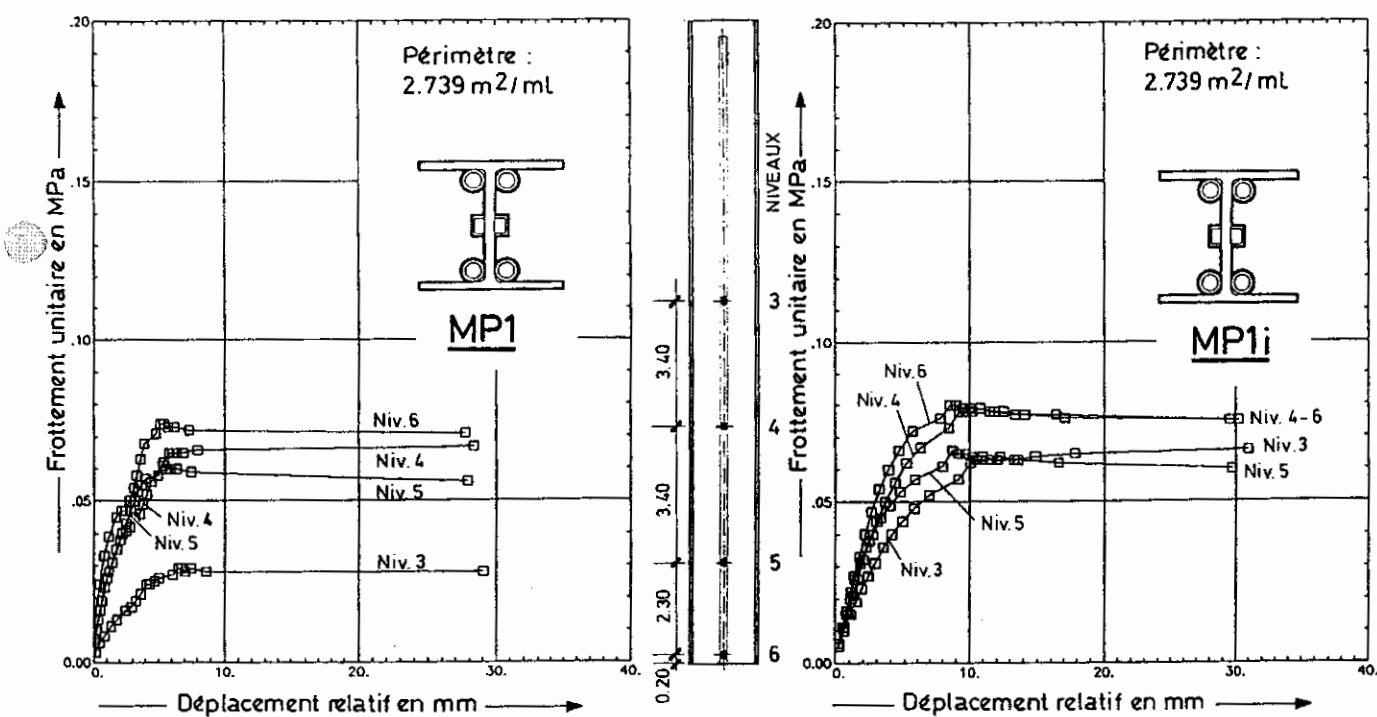


Fig. 5-11. — Mobilisation du frottement latéral des pieux MP1 et MP1i à différents niveaux.

avoir atteint ce pic, la capacité portante diminue considérablement.

L'injection du pieu MP1 apporte une amélioration de 20 % de la charge limite et de 30 % de la charge de rupture.

L'amélioration des charges limites et de rupture n'est pas très sensible entre les pieux MP1 et MP2. Il faut noter toutefois que, comme pour KP1, la résistance mobilisée dans le sol par le pieu MP1 est améliorée dans une certaine mesure par rapport à un pieu H nu, et ce à cause du plus grand refoulement du sol lors du battage.

Les valeurs du frottement unitaire, déduites des mesures de contraintes à différents niveaux, se situent dans l'argile raide entre 60 et 75 kPa (MP1, MP2); dans les couches supérieures, cette valeur n'est que de ≈ 30 kPa. Après injection, le frottement unitaire le long de MP1 monte à 80 kPa dans l'argile raide, tandis que dans les couches supérieures, le frottement est plus que doublé à 65 kPa. Une grande partie de l'augmentation de la capacité du pieu MP1 par rapport à MP1 s'est donc fait dans ces couches supérieures.

Pour le pieu de traction MP4 enrobé, une « force de traction » de 0.2-0.3 MN est mesurée à la pointe munie d'une plaque de 2350 cm². L'état des contraintes n'a pas pu être mesuré avant l'exécution de l'essai statique.

Le problème de la détermination des contraintes résiduelles reste le même que pour Kallo. Les efforts résiduels relevés après battage des pieux MP1, MP2, MP3 et MP4 sont repris au tableau 5-4.

TABLEAU 5-4 — Efforts résiduels dans les pieux P1, MP2, P3 et MP4 après battage

Pieu	coup Nr	effort résiduel à la pointe inférieure du pieu
MN		
MP1	830	+0.01 à +0.00
MP2 (1 ^{ère} phase)	2970	-0.08 à -0.05
MP2 (2 ^{ème} phase)	620	-0.01 à -0.01
MP3	860	+0.08 à -0.11
MP4	857	+0.28 à -1.05

Remarques :

- valeurs résiduelles positives = efforts de compression;
- la précision des valeurs résiduelles indiquées est de 0.10 MN.

Plusieurs essais statiques ont été exécutés sur le pieu MP3 afin d'analyser l'influence de l'électro-osmose anodique sur la capacité. Les courbes tassement/charge de ces essais sont montrés à la figure 5-12. La séquence des essais est décrite au point 4.2.3.

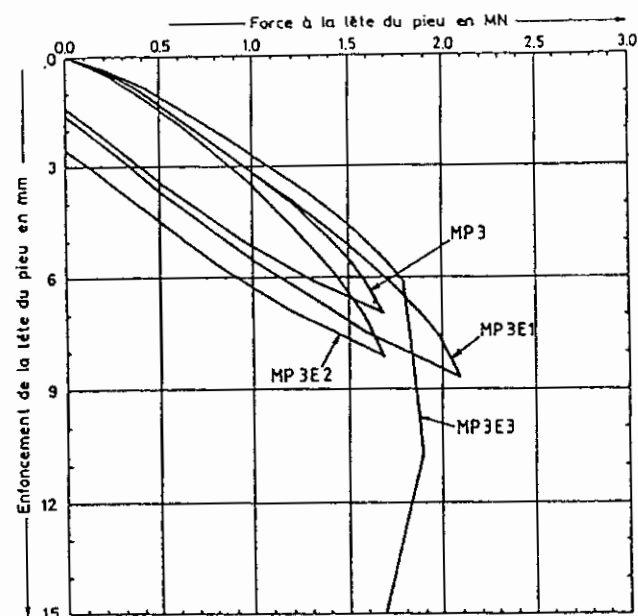


Fig. 5-12. — Courbes tassement/charge des essais d'électro-osmose anodique.

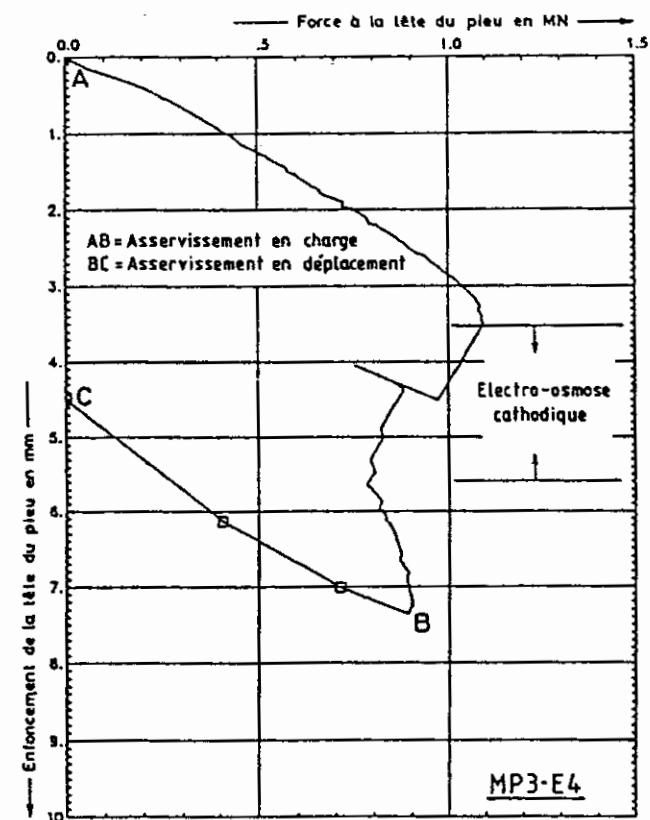


Fig. 5-13. — Courbe tassement/charge de l'essai d'électro-osmose cathodique.

L'essai d'électro-osmose cathodique MP3-E4 s'est déroulé de la manière suivante :

- asservissement en déplacement (0.05 mm/min) pendant 55 minutes;
- mise en place de l'électro-osmose cathodique (50 V/300 A). Pendant 6 minutes, l'effet de l'électro-osmose est tel que la vitesse d'enfoncement de la tête du pieu est plus grande que celle prévue par l'asservissement. Après avoir égalisé le déplacement réel de la tête du pieu à la consigne, une chute brutale de la charge appliquée en tête du pieu se produit. L'électro-osmose cathodique est arrêtée après 35' ;
- L'asservissement en déplacement est continué pendant 31 min (point B);
- passage à l'asservissement en charge; le pieu est déchargé en 3 paliers.

Le diagramme tassement/charge correspondant est donné à la figure 5-13.

6. DÉTERMINATION DE LA CHARGE DE RUPTURE DES PIEUX HP À PARTIR D'ESSAIS GÉOTECHNIQUES ET DE MESURES DYNAMIQUES

6.1. Prédiction de la charge de rupture conventionnelle du sol à partir d'essais la pénétration (CPT)

La méthode a pour but de faire, à partir d'essais de pénétration CPT discontinus avec un cône du type M4 (Tokyo, 1977), une prédiction située du côté de la sécurité pour la charge de rupture conventionnelle du sol. Cette charge de rupture est déterminée pour un enfoncement de la base du pieu égal à 10% du diamètre équivalent du pieu. Elle constitue la somme de la réaction à la base et de la résistance le long du fût.

6.1.1. Cas de pieux cylindriques à section pleine et constante

Dans le cas de pieux cylindriques à section pleine et constante, la surface de rupture se situe à faible distance de la surface du fût et peut être confondue avec elle.

— Résistance unitaire à la base

Il serait erroné d'égaliser la résistance unitaire à la base $q_{b,r}$ à la résistance au cône q_c mesurée au niveau de cette base. Une méthode approchée pour tenir compte de l'hétérogénéité du sol en profondeur et de

l'effet d'échelle est décrit dans la contribution de De Beer (1971-72).

A la figure 6-2 par exemple, on donne en fonction de la profondeur les valeurs de la résistance à la base $q_{b,r,DB}$ ainsi calculées pour un pieu cylindrique de diamètre D à partir des valeurs mesurées q_c (cône M4).

Toutefois au cas d'argiles raides fissurées, il faut appliquer aux valeurs $q_{b,r,DB}$ un facteur de réduction

$$\alpha_b = 1 - \beta \left(\frac{D}{d_c} - 1 \right) \quad (6-1)$$

d_c = diamètre du cône

β = 0.01 dans l'argile de Boom

β est un coefficient dépendant de l'état de fissuration des couches cohérentes. Pour tous les sols pulvérulents et cohérents non fissurés, on peut introduire $\beta = 0$ dans la formule (6-1).

— Résistance de frottement latéral

D'abord, la résistance de frottement unitaire $f_{s,CPT}$ est déterminée à partir de la résistance du frottement total Q_{st} mesurée sur les tubes de l'essai de la pénétration.

En général, le frottement unitaire $f_{s,CPT,i}$ dans la couche i est calculé à partir des mesures Q_{st} suivant la formule

$$f_{s,CPT,i} = \frac{Q_{st,i} - Q_{st,i-1}}{d_c(z_i - z_{i-1})} \quad (6.2)$$

z = profondeur du niveau considéré

Au cas où le frottement croît plus lentement dans la couche inférieure que dans la couche supérieure, la formule suivante est adoptée pour une profondeur z telle que $z_i < z < z_{i+1}$

$$f_{s,CPT,z} = f_{s,CPT,i} + (f_{s,CPT,i+1} - f_{s,CPT,i}) \frac{z - z_i}{z_{i+1} - z_i} \quad (6-3)$$

Pour les détails, on peut se référer au Belgian Geotechnical Volume (1985, page 15).

Lorsque les valeurs Q_{st} ne sont pas disponibles, $f_{s,CPT}$ peut être déterminé indirectement à partir des valeurs de q_c . Dans le cas de sables pulvérulents quartzueux, on pose

$$f_{s,CPT} = \frac{q_c}{200} \quad \text{pour } q_c \geq 20 \text{ MPa} \quad (6-4)$$

$$f_{s,CPT} = \frac{q_c}{150} \text{ pour } q_c \leq 10 \text{ MPa} \quad (6-5)$$

Pour les valeurs intermédiaires entre 10 MPa $\leq q_c \leq$ 20 MPa, on interpole linéairement.

Au cas de sols cohérents, le rapport $q_c/f_{s,CPT}$ dépend de l'indice de rigidité et donc de la valeur q_c (voir tableau 6-1).

TABLEAU 6-1 — Variation du frottement unitaire $f_{s,CPT}$ en fonction de q_c (sols cohérents)

q_c (MPa)	0.075	0.2	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	>3.0
$f_{s,CPT}$ (kPa)	5	10	18	31	44	58	70	82	$\frac{q_c \text{ (kPa)}}{36.6}$

Pour les pieux cylindriques battus, la résistance latérale unitaire f_s est donnée par la formule

$$f_s = a_s f_{s,CPT} \quad (6-6)$$

Le coefficient a_s dépend entre autre :

- de la nature du sol et pour les sols cohérents de la rigidité du sol;
- de la nature et de la rugosité de la paroi du fût (acier ou béton).

Pour les cas des pieux cylindriques en acier, on a

$a_s = 0.65$ dans les argiles raides fissurées
 $a_s = 1.00$ pour tous les autres types de sol

6.1.2. Cas des pieux poutrelles avec ou sans renfort

Les pieux poutrelles avec ou sans renfort ont des formes beaucoup plus compliquées que les pieux cylindriques à section pleine et constante. D'autre part on ne connaît pas a priori la forme exacte de la surface de rupture.

Par prudence, il faut considérer plusieurs formes cinématiquement possibles pour la surface de rupture et retenir celle qui fournit le résultat le plus défavorable.

Ainsi, au cas du battage d'un pieu H dans une couche de sable compact, il existe la possibilité qu'après une certaine pénétration dans cette couche, il se forme un bouchon de sable compact entre les ailes et qui s'enfonce avec la poutrelle dans le sol. D'un autre côté, la poutrelle H peut également pénétrer dans le sable comme un couteau, sans formation d'un bouchon.

Au cas de la pénétration d'un pieu H dans une couche d'argile, il se peut que, lors de la mise en charge exécutée suffisamment longtemps après battage, l'argile fortement remaniée entre les ailes de la poutrelle se reconsolide et adhère aux faces de la poutrelle de façon à former corps avec elle. C'est un phénomène d'adhérence. Il y a alors les deux possibilités, soit une pénétration comme un couteau, soit un entraînement de l'argile entre les ailes par adhérence.

Pour des poutrelles nues, il faut tenir compte du fait qu'au cas de pénétration sans bouchon, le refoulement autour de telles sections est moindre qu'autour de pieux cylindriques pleins de section constante.

Il faut aussi tenir compte du fait que les poutrelles avec ou sans renfort ont des formes s'écartant de la forme circulaire du cône du pénétromètre.

Finalement, si le renfort est constitué d'une plaque, le sol en-dessous de cette plaque peut s'échapper facilement lors du chargement vers l'espace décomprimé créé au-dessus lors du battage, diminuant ainsi la résistance de ce type de renfort. Il est donc intéressant de munir la plaque d'une jupe ayant une hauteur suffisante. Au cas de renforts, il faudra donc introduire un coefficient d'échappement dépendant de la hauteur de la jupe.

Au cas de pieux poutrelles avec ou sans renfort, il est en conséquence nécessaire d'introduire un certain nombre de facteurs expérimentaux. Ceux-ci ont été obtenus à partir des deux programmes d'essais CECA (1977-81, 1983-87).

— Résistance unitaire sous une surface d'appui

Si A représente l'aire de la surface d'appui (p. ex. la section de la poutrelle, l'aire d'une plaque, l'aire d'un bouchon etc.), le diamètre équivalent devient

$$D_e = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad (6-7)$$

La résistance unitaire $q_{b,r}$ sous la surface d'appui devient

$$q_{b,r} = \frac{a_e a_b}{s} q_{b,r,DB} \quad (6-8)$$

$q_{b,r,DB}$ = valeur déterminée à partir des valeurs q_c pour le diamètre D_e

a_b = coefficient de fissuration (voir formule (6-1))

a_e = coefficient d'échappement

$$\alpha_e = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \left[\frac{D_{e,R}}{D_{e,H}} - 1 \right] \left[1 - \left(\frac{\chi_j}{\chi_R} \right)^2 \right]}} \quad (6-9)$$

$D_{e,H}$ = diamètre équivalent de la section de la poutrelle H

$D_{e,R}$ = diamètre équivalent de la plaque de renfort

χ_j = partie du périmètre de la plaque de renfort qui est équipée d'une jupe ayant au moins une hauteur de $3 D_{e,R}$

χ_R = périmètre de la plaque de renfort

s = coefficient de forme de la surface d'appui

$$s = \frac{1.3}{1 + 0.3 \frac{B}{L}} \quad (6-10)$$

B = largeur de la surface d'appui

L = longueur de la surface d'appui ($L \geq B$)

Cas de la pénétration du pieu dans le sol sans formation de bouchon

A la base d'une poutrelle nue, $A = A_H$ et $\alpha_e = 1.0$.

La largeur équivalente est

$$b_{e,H} = \frac{A_H}{H_H} \quad (6-11)$$

et le facteur de forme devient

$$s = \frac{1.3}{1 + 0.3 \frac{b_{e,H}}{H_H}} = \frac{1.3}{1 + 0.3 \frac{A_H}{H_H^2}} \quad (6-12)$$

A_H = section acier de la poutrelle.

H_H = hauteur de la section de la poutrelle.

Cas des sols pulvérulents avec formation d'un bouchon

Des essais effectués dans des sables compacts ont montré que pendant le battage il peut se former un bouchon entre les ailes de la section H . Dans les calculs on peut adopter pour l'épaisseur e du bouchon les valeurs suivantes

$$\text{pour } a < d' < 2a \quad e = \frac{a}{4} \quad (6-13)$$

$$d' \geq 2a \quad e = \frac{1}{2} \frac{a^2}{d'} \quad (6-14)$$

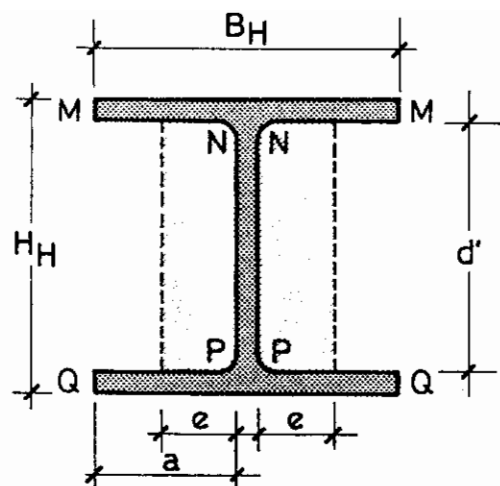


Fig. 6-1. — Caractéristiques du bouchon entre les ailes du profil H .

Au cas d'un bouchon, l'aire de la surface portante est donnée par

$$A_{\text{bouchon}} = A_H + 2ed' \quad (6-15)$$

$$D_{e,\text{bouchon}} = \sqrt{\frac{4 A_{\text{bouchon}}}{\pi}} \quad (6-16)$$

Cas des sols cohérents avec adhérence

On suppose que le sol remplissant le volume MNQP entre les ailes adhère à la poutrelle après reconsolidation et réagit comme un ensemble avec la poutrelle. Dans ce cas

$$A_a = B_H H_H \quad (6-17)$$

$$D_{e,a} = \sqrt{\frac{4 A_a}{\pi}} \quad (6-18)$$

— Résistance de frottement latéral

1) cas de la poutrelle H nue

Pour une poutrelle nue, le refoulement est inférieur à celui d'une section pleine cylindrique. Le frottement unitaire $f_{s,H}$ est donné par

$$f_{s,H} = \frac{\alpha_s f_{s,\text{CPT}}}{1.10} = \frac{f_s}{1.10} \quad (6-19)$$

f_s est donné par la formule (6-6).

2) cas du pieu avec plaque de renfort et jupe

Le long de la jupe, le sol est fortement refoulé de sorte que sur la hauteur de la jupe on a

$$f_{s,\text{jupe}} = f_s \quad (6-20)$$

3) cas du frottement au-dessous du renfort

Au-dessous du renfort, le frottement est fortement diminué sur la partie du périmètre où il existe un élargissement. Sur cette partie, le frottement unitaire est estimé à 20 kPa.

Sur la partie où il n'existe pas d'élargissement, un frottement réduit est introduit

$$f_{s,i}^{\text{red}} = f_{s,H,i} - (f_{s,H,i} - 20) \left[1 - \frac{\chi_H}{\chi_R} \right] \quad (6-21)$$

χ_R = périmètre du renfort

χ_H = longueur cumulée du périmètre du renfort sur laquelle il n'existe pas d'élargissement.

En fonction de la complexité de la géométrie du renfort, il faut considérer des géométries équivalentes simplifiées et adapter les valeurs de f_s à introduire au degré de la détente du sol.

Cas de sols pulvérulents avec formation d'un bouchon

Sur la hauteur du bouchon, le sol est fortement refoulé et le frottement unitaire devient

$$f_{s,\text{bouchon}} = f_s \quad (6-22)$$

La longueur L_{bouchon} est supposée être donnée par

$$L_{\text{bouchon}} = 10 D_{e,\text{bouchon}} \quad (6-23)$$

Au-dessus du bouchon, il y a une forte relaxation du sol entre les ailes, et on pose

$$f_s^{\text{int}} = \frac{1}{2} a_s f_{s,\text{CPT}} \quad (6-24)$$

Le long des faces extérieures des ailes, on garde

$$f_s^{\text{ext}} = a_s f_{s,\text{CPT}} \quad (6-25)$$

La résistance latérale dans la couche i au-dessus du bouchon est alors donnée par

$$Q_{s,i}^{\text{int}} = f_{s,i}^{\text{int}} 2 H_H L_i \quad (6-26)$$

$$Q_{s,i}^{\text{ext}} = f_{s,i}^{\text{ext}} 2 B_H L_i \quad (6-27)$$

L_i = hauteur de la couche i considérée

Cas de sols cohérents avec adhérence

Le long des faces extérieures MM et QQ (fig. 6-1) des ailes, on pose

$$f_s^{\text{ext}} = \frac{a_s f_{s,\text{CPT}}}{1.10} \quad (6-28)$$

Le long des faces MQ (frottement sol/sol), on pose

$$f_s^{\text{int}} = \frac{f_{s,\text{CPT}}}{1.10} \quad (6-29)$$

Au cas d'un renfort, le frottement unitaire sur la jupe est de

$$f_{s,\text{jupe}} = a_s f_{s,\text{CPT}} \quad (6-30)$$

Au-dessus du renfort, on pose sur la partie du périmètre où existe un élargissement

$$f_s^{\text{int}} \leq 20 \text{ kPa} \quad (6-31)$$

$$\leq a_s f_{s,\text{CPT}}$$

Pour la partie du périmètre où il n'existe pas d'élargissement, la résistance unitaire f_s^{ext} est exprimée par la formule 6-21.

6.1.3. Cas spécial des pieux KPI et MPI

L'équipement des pieux KPI et MPI, constitué de fers U pour la protection des jauges et de tubes pour le logement des extensomètres L.P.C. ainsi que pour l'injection de coulis, fait que leur section n'est plus comparable à celle d'une poutrelle nue. L'encombrement de ces divers équipements augmente certainement le refoulement latéral du sol; toutefois, l'influence de ce refoulement sur le frottement n'est pas connue.

Les essais de la campagne de recherche antérieure (1982) ont montré que l'effet du refoulement limité, causé par la pénétration d'une poutrelle H nue, peut être estimé comme suit:

$$f_{s,\text{CPT}} = \frac{f_{s,\text{CPT}}}{1.10}$$

Au cas de la formation d'un bouchon entre les ailes d'une poutrelle nue, le frottement unitaire le long de l'âme au-dessous de ce bouchon est exprimé par

$$f_s^{\text{int}} = 1/2 f_{s,\text{CPT}}$$

à cause de la détente du sol après le passage du bouchon lors de la pénétration.

Dans le cas normal, l'épaisseur du bouchon e est déterminée par la formule (6-13) ou (6-14).

Au cas de la présence d'un équipement entre les ailes du profil H , il est difficile de déterminer si l'épaisseur e doit être calculée à partir du fond de l'âme ou à partir de l'extrémité extérieure de l'équi-

pement. De toute façon, il est évident que la valeur de la charge de rupture d'une poutrelle équipée, déterminée sur base des paramètres pour les poutrelles nues, doit être inférieure à la réalité.

A défaut de données directes concernant le comportement de telles section compliquées, la prudence exige de se référer aux valeurs sûres des caculs. L'exécution d'essais sur des poutrelles équipées dans le cadre de cette recherche permet toutefois d'obtenir des prédictions un peu plus précises à l'avenir. Les constatations suivantes peuvent être faites :

- l'encombrement des équipements assure un refoulement du sol quasi parfait. Dès lors la formule (6-6) est applicable sur tout le périmètre du pieu;
- au cas de la formation d'un bouchon, l'encombrement de l'équipement limite la détente du sol au-dessus de ce sol compacté entre les ailes du profil. De ce fait, on applique également la formule (6-6) entre les ailes au-dessus du bouchon;
- au cas de l'hypothèse avec adhérence dans les sols cohérents :

$$\begin{aligned} f_s &= a_s f_{s,CPT} \text{ pour le frottement sol-acier} \\ f_s &= f_{s,CPT} \text{ pour le frottement sol-sol} \\ a_s &= 0.65 \text{ dans le cas d'une argile raide.} \end{aligned}$$

6.1.4. Exemple d'application numérique

Pour illustrer la méthode, la charge de rupture conventionnelle du pieu KP3 (pieu avec renfort fermé à sa base) de Kallo est calculée ci-après.

Avant battage, l'essai CPT 5 bis a été exécuté au droit du pieu KP3. Les valeurs q_c et Q_{st} de cet essai sont données en fonction de la profondeur à la figure 6-2. La variation des valeurs $q_{r,DB}$ pour $D_{e,H}$ et $D_{e,R}$ de KP3 est indiquée sur la même figure, ainsi que les caractéristiques géométriques du pieu KP3. Seul le calcul pour le cas le plus défavorable de la pénétration sans formation d'un bouchon est donné ici.

Les données géométriques sont

$$A_H = 0.0319 \text{ m}^2 \quad H_H = 0.368 \text{ m}$$

$$D_{e,H} = \sqrt{\frac{4 \times 0.0319}{\pi}} = 0.202 \text{ m}$$

Au cas de la section d'une poutrelle, le facteur de forme s pour la base est déterminé de la façon suivante :

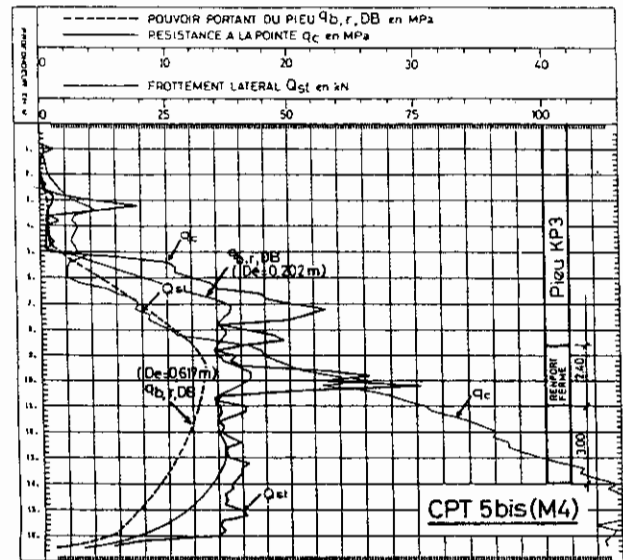


Fig. 6-2. — Variation de q_c , Q_{st} et $q_{b,r,DB}$ pour les diamètres équivalents de KP3/CPT 5bis.

$$s = \frac{1.3}{1 + 0.3 \frac{b_{e,H}}{H_H}}$$

$$b_{e,H} = \frac{A_H}{H_H} = \frac{0.0319}{0.368} = 0.087 \text{ m}$$

$$s = \frac{1.3}{1 + 0.3 \frac{8.7}{36.8}} = 1.214$$

— Calcul de la résistance à la base du pieu

Pour $D_{e,H} = 0.202 \text{ m}$, on trouve les valeurs $q_{b,r,DB}$ dessinées à la figure 6-2.

A 14 m de profondeur, on a

$$q_{b,r,DB} = 13.31 \text{ MPa}$$

$$a_e = 1.0$$

$$a_b = 1.0$$

$$q_{b,r} = \frac{1.0 \times 1.0}{1.214} 13310 = 10964 \text{ kPa}$$

$$Q_{b,r} = 10964 \times 0.0319 = 350 \text{ kN}$$

— Calcul de la résistance en-dessous de la plaque de renfort

$$A = 0.29894 \text{ m}^2 \quad H_R = 0.368 \text{ m}$$

$$D_{e,R} = \sqrt{\frac{4 \times 0.29894}{\pi}} = 0.617 \text{ m}$$

$$B_R = 0.8123 \text{ m}$$

$$s = \frac{1.3}{1 + 0.3 \frac{36.8}{81.23}} = 1.144$$

Les valeurs $q_{b,r,DB}$ pour $D_{e,R} = 0.617 \text{ m}$ sont données à la figure 6-2.

A 11 m de profondeur, on a

$$q_{b,r,DB} = 12.3 \text{ MPa}$$

$$L_{jupe} = 2.40 \text{ m} > 3 \times 0.617 \text{ m} = 1.851 \text{ m}$$

$$\Rightarrow a_e = 1$$

$$a_b = 1$$

$$q_{b,r,R} = \frac{1.0 \times 1.0}{1.144} 12300 = 10752 \text{ kPa}$$

$$Q_{b,r,R} = q_{b,r,R} (A_R - A_H)$$

$$= 10752 (0.29894 - 0.0319)$$

$$= 2871 \text{ kN}$$

— Calcul du frottement latéral

A partir des mesures du frottement total Q_{st} , les valeurs du frottement unitaire $f_{s,CPT}$ sont obtenues suivant le tableau 6-2. Le périmètre du cône CPT est de 0.113 m.

Dans la couche 2, on constate une diminution de Q_{st} . On a pour la profondeur de 3.4 m la valeur $f_{s,CPT} = 26.01 \text{ kPa}$.

A la profondeur de 6 m

$$f_{s,CPT} = \frac{Q_{st}}{0.113 L} = \frac{5}{0.113 \times 6.0} = 7.37 \text{ kPa}$$

Dans la couche 2, la valeur moyenne de $f_{s,CPT}$ est de

$$f_{s,CPT} = \frac{26.01 + 7.37}{2} = 16.69 \text{ kPa}$$

Détermination de la résistance du frottement entre la base et la plaque du renfort (couche 5 de 14 m à 11 m de profondeur)

A cause de la compression sous le renfort, le refoulement est intense et le coefficient de réduction 1.10 n'est pas introduit.

TABEAU 6-2 — Détermination du frottement unitaire à partir de Q_{st}

couche	profondeur	épaisseur	Q_{st}	ΔQ_{st}	$f_{s,CPT}$ (formule (6-2))	$f_{s,CPT}$ (formule (6-3))
	m	m	kN	kN	kPa	kPa
1	0.0		0			
	3.4	3.4	10	10	26.01	
2	6.0	2.6	5			16.69
3	8.6	2.6	40	35	119.30	
4	11.0	2.4	75	35	128.94	
5	14.0	3.0	112	37	109.05	

$$\chi_H = 2.42 \text{ m}$$

$$Q_{s,r}^5 = 109.05 \times 3.0 \times 2.42 = 792 \text{ kN}$$

Détermination de la résistance le long de la jupe (couche 4 de 11 m à 8.6 m de profondeur)

$$\chi_R = 3.78 \text{ m}$$

$$Q_{s,r}^4 = 128.94 \times 2.4 \times 3.78 = 1170 \text{ kN}$$

Détermination de la résistance dans la couche 3 entre les profondeurs de 6.0 m et 8.6 m

$$f_{s,r}^{\text{red},3} = 119.03 - (119.03 - 20) \left(1 - \frac{0.80}{2.344} \right) = 53.8 \text{ kPa}$$

$$Q_{s,r}^3 = 2.6 (53.8 \times 0.8 + 20 \times 0.736) = 150 \text{ kN}$$

Détermination de la résistance dans la couche 2 entre les profondeurs de 6.0 m et 3.4 m

$$f_{s,CPT}^2 = 16.69 \text{ kPa} < 20 \text{ kPa}$$

$$Q_{s,r}^2 = 16.69 \times 2.6 \times (0.8 + 0.736) = 67 \text{ kN}$$

Détermination de la résistance dans la couche 1 entre les profondeurs de 3.4 m et 0 m

$$f_{s,r}^{\text{red},1} = 26.01 - (26.01 - 20) \left(1 - \frac{0.80}{2.344} \right) = 22.05 \text{ kPa}$$

$$Q_{s,r}^1 = 3.4 (22.05 \times 0.8 + 20 \times 0.734) = 110 \text{ kN}$$

Le tableau 6-3 reprend toutes les valeurs du calcul de la charge de rupture conventionnelle du pieu KP3 (hypothèse sans formation d'un bouchon).

TABEAU 6-3 — Prédiction de la résistance de rupture conventionnelle du sol autour du pieu KP3 à partir de l'essai CPT 5bis

nature du sol	$q_{b,r,DB}$	s	$q_{b,r}$	$Q_{b,r}$	épaisseur couche	$f_{s,r}$	X	$Q_{s,r,i}$	$\Sigma(Q_{b,r}+Q_{s,r})$
	MPa		MPa	kN	m	kPa	m	kN	kN
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
/	13.31	1.214	10.964	350	/	/	/	/	350
sable comp.	/	/	/	/	3.0	109.05	2.42	792	1142
/	12.30	1.144	10.752	2870	/	/	/	/	4012
sable comp.	/	/	/	/	2.4	128.94	3.78	1170	5182
sable	/	/	/	/	2.6	53.8	0.800		
						20.0	0.736	150	5332
argile molle	/	/	/	/	2.6	16.69	0.800		
							0.736	67	5399
sable lim.	/	/	/	/	3.4	21.05	0.800		
						20.00	0.736	110	5509

6.2. Prédiction de la charge de rupture conventionnelle du sol à partir d'essais pressiométriques Ménard

Une méthode de prédiction de la résistance de la rupture conventionnelle du sol est basée sur les données des essais pressiométriques Ménard. Les essais sont effectués dans un trou de forage préalablement réalisé en suivant les recommandations du Laboratoire Central des Ponts & Chaussées (LCPC, Paris). Comme les essais se font à partir d'un forage, il n'est pas indiqué de les réaliser à la verticale des pieux qui doivent être battus. Les caractéristiques suivantes peuvent être déduites à partir d'un essai pressiométrique :

- la pression de fluage p_f ;
- la pression limite p_l ;
- le module de déformation Ménard E_M .

6.2.1. Prédiction de la résistance de rupture conventionnelle du sol pour un pieu battu, cylindrique de section pleine et constante

— Calcul de la résistance à la base pour un profil de sol homogène

On considère d'abord le cas théorique d'un sol parfaitement homogène sur toute la hauteur. A partir d'une certaine profondeur h_{cr} en dessous de la surface du sol, la pression limite p_l mesurée au pressiomètre devient indépendante de la profondeur. La profondeur critique $h_{cr,Me}$ dépend de la catégorie du sol. Les valeurs relatives $h_{cr,Me}/D_e$ sont données en fonction de la catégorie au tableau 6-4.

La résistance de rupture conventionnelle unitaire $q_{b,r}$ sous la base du pieu est liée à la pression limite

TABEAU 6-4 — Valeurs de la profondeur critique et du facteur de portance en fonction de la catégorie de sol

Catégorie du sol	$\frac{h_{cr,Me}}{D_e}$	k (pieu battu)
1	2	3
I - argile moyennement raide ou molle; limon moyennement compact	2	2
II - argile ou marne raide, limon compact, roche tendre ou altérée	5	3.6
III- sable et gravier compact roche	8	5.8
IV - sable et gravier très compact	10	9

pressiométrique p_l du terrain par une fonction linéaire :

$$q_{b,r} - p_{l,v} = k(p_l - p_{l,h}) \quad (6-32)$$

avec

$q_{b,r}$ = la résistance de rupture conventionnelle unitaire sous la base du pieu

$p_{l,v}$ = contrainte verticale totale naturelle dans le terrain au niveau de la base

$p_{l,h}$ = contrainte horizontale totale naturelle dans le terrain au niveau de la base

k = facteur de portance

La valeur du facteur de portance k varie avec la catégorie du sol, la situation de la base du pieu par rapport à la profondeur critique $h_{cr, Me}$ et le mode de mise en place du pieu.

Au cas où la base d'un pieu battu se trouve dans la couche résistante en-dessous de la profondeur critique $h_{cr, Me}$, le facteur de portance k a la valeur indiquée à la troisième colonne du tableau 6-4.

Si la base se trouve à une profondeur h inférieure à $h_{cr, Me}$, les valeurs du facteur de portance k sont données en fonction de la profondeur relative h/D_e et avec la catégorie du sol comme paramètre, par les courbes de la figure 6-3.

Pour une section non circulaire, le diamètre équivalent est défini par la formule (6-7).

— *Calcul de la résistance à la base pour un profil de sol non homogène*

En terrain non homogène, la pression limite p_l à introduire dans la formule 6-32 est une pression limite équivalente ou pondérée $p_{l,e}$, obtenue par la formule

$$p_{l,e} = \sqrt[3]{p_{l,1} \times p_{l,2} \times p_{l,3}} \quad (6-33)$$

$p_{l,1}$ = moyenne géométrique des valeurs des pressions limites obtenues dans des essais pressiométriques effectués dans l'intervalle de $1.5 D_e$ et $0.5 D_e$ au-dessus du niveau de la base du pieu

$p_{l,2}$ = moyenne géométrique des valeurs des pressions limites obtenues dans des essais pressiométriques effectués dans l'intervalle de $0.5 D_e$ au-dessus et $0.5 D_e$ en-dessous du niveau de la base du pieu

$p_{l,3}$ = moyenne géométrique des valeurs des pressions limites obtenues dans des essais pressiométriques effectués dans l'intervalle de $0.5 D_e$ et $1.5 D_e$ en-dessous du niveau de la base du pieu

Si une valeur $p_{l,i}$ est telle que

$$\frac{p_{l,i} - p_{l,e}}{p_{l,e}} > 0.3$$

il est nécessaire d'éliminer tous les pics du profil pressiométrique.

Au cas d'un profil non homogène, il faut aussi définir, en dehors de la détermination de la pression équivalente, une profondeur équivalente h_e .

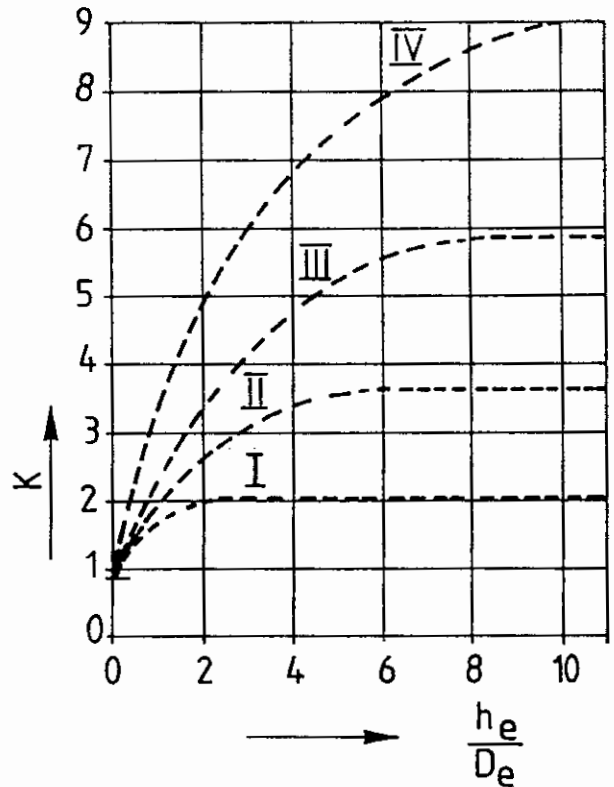


Fig. 6-3. — Variation du facteur de portance k en fonction de la profondeur relative h/D_e et de la catégorie du sol.

Dans le cas d'une couche homogène, on se sert de la profondeur physique en dessous de la face supérieure de la couche résistante. Au cas d'un terrain non homogène, on introduit une profondeur équivalente h_e donnée par

$$h_e = \frac{1}{p_{l,e}} \int_0^h p_l(z) dz \quad (6-34)$$

où

z = la profondeur mesurée à partir de la surface

$p_l(z)$ = la pression limite, mesurée à la profondeur z

Pour des pieux battus et pour des profils non homogènes, les facteurs de portance sont donnés en fonction de la profondeur équivalente h_e/D_e et de la catégorie du sol à la figure 6-3.

— *Calcul de la résistance au frottement latéral*

Le frottement unitaire f_s pour des pieux battus en acier de section circulaire pleine est donné en fonction de la pression limite p_l par la courbe de la figure 6-4.

Toutes les valeurs mentionnées sont celles préconisées par le Prof. Van Wambeke, basées sur sa longue

expérience dans l'utilisation des essais pressiométriques dans les sols belges. Elles diffèrent en certains points des valeurs françaises préconisées par Bustamante (FOND 85).

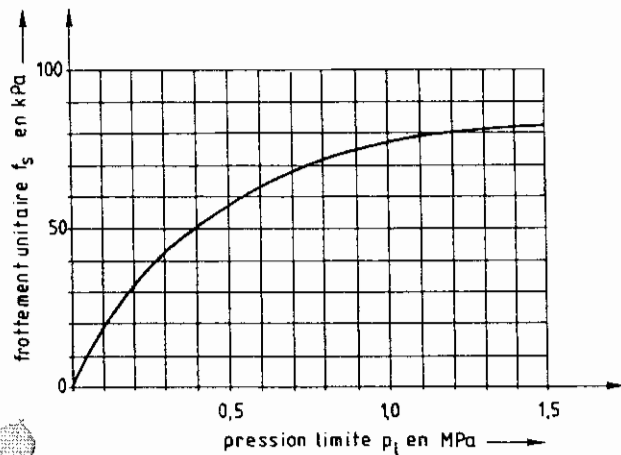


Fig. 6-4. — Variation du frottement unitaire f_s en fonction de la pression limite p_l pour pieux battus à section circulaire pleine.

Pour les pieux poutrelles, les valeurs de la courbe à la figure 6-4 sont à réduire suivant certains auteurs de 20 % dans les sols cohérents et de 30 % dans les sables et graviers. Dès lors

$$f'_s = 0.80 f_s \text{ dans les sols cohérents} \quad (6-35)$$

$$f'_s = 0.70 f_s \text{ dans les sables et graviers} \quad (6-36)$$

Comme les valeurs de la courbe à la figure 6-4 sont déjà situées du côté de la sécurité, on peut estimer par analogie avec la méthode CPT que, pour tenir compte du degré de refoulement réduit des pieux H au cas d'une pénétration en couteau, une limitation à un facteur de réduction de 1.10 est suffisante. En conséquence :

$$f'_s = \frac{f_s}{1.10} \quad (6-37)$$

— *Adaptation de la méthode pressiométrique pour la détermination de la charge de rupture conventionnelle aux pieux H*

Lorsque la méthode de prédiction basée sur les essais CPT est utilisée, plusieurs possibilités concernant le mode de pénétration du pieu H (avec ou sans bouchon, avec ou sans adhérence) sont considérées. Pour raison de sécurité, la valeur correspondant à l'hypothèse la plus défavorable est retenue. Il n'y a pas de raison de procéder autrement lors de l'application de la méthode pressiométrique.

Dans la méthode pénétrométrique, un effet d'échelle est considéré. Dans la méthode pressiométrique, un tel effet n'est introduit que d'une façon incomplète. Les couches moins résistantes, se trouvant à plus de $1.5 D_e$ sous la base du pieu n'ont aucune influence sur la résistance des pieux. Il est difficile de pallier cette insuffisance.

Par contre, il n'y a pas de difficulté d'introduire un coefficient de forme s de la même façon que dans la méthode CPT.

En admettant que la valeur k , donnée pour la catégorie II (argile raide), tient compte de l'état de fissuration, on peut introduire le coefficient $\alpha_b = 1.0$.

Finalement

$$\begin{aligned} q'_{b,r} &= \alpha_e \frac{q_{b,r}}{s} \\ &= \frac{\alpha_e}{s} [k(p_{l,e} - p_{l,h}) + p_{l,v}] \end{aligned} \quad (6-38)$$

α_e = facteur d'échappement (voir formule (6-9))

s = facteur de forme (voir formule (6-10))

Pour les dimensions du bouchon, la même valeur que dans la méthode CPT est retenue.

Le frottement latéral unitaire est déterminé comme suit :

- en pénétration nue, les valeurs f'_s de la formule (6-37);
- en refoulement complet, les valeurs f_s de la figure 6-4 (p. ex. sur la longueur de la poutrelle située sous un renfort, le frottement sur la jupe d'un renfort, sur la longueur du bouchon etc.). En cas d'adhérence, les valeurs f_s représentent le frottement sol-sol (faces MQ de la fig. 6-1);
- Pour le frottement au-dessus d'un renfort, on procédera comme dans la méthode pénétrométrique (voir aussi formule (6-21))

$$f_s = 20 \text{ kPa}$$

pour les faces au-dessus d'un élargissement

$$f_{s,i}^{\text{red}} = f_{s,i} - (f_{s,i} - 20) \left(1 - \frac{\chi_H}{\chi_R} \right)$$

pour les faces au-dessus des endroits sans élargissement.

Les valeurs de $f_{s,i}$ sont données à la figure 6-4.

— Au-dessus d'un bouchon, les formules (6-24) et (6-25) sont applicables.

6.2.2. Exemple d'application: pieu KP3 de Kallo-pénétration sans formation de bouchon

Le calcul est basé sur les valeurs de l'essai pressiométrique P1. Les hypothèses concernant le poids volumique du sol sont les suivantes:

Alluvion profondeur de 0 m à 5 m:
 $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$
 Sable compact profondeur de 5 m à 16 m:
 $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$

Nappe phréatique à -1.14 m de la surface du sol.
 Coefficient de poussée du sol au repos $k_0 = 0.5$

— Détermination des pressions au niveau de la base et du renfort à 14 m:

$$p_{t,v} = (1.14 \times 16 + 3.86 \times 6 + 9 \times 9.5) + 128.6 = 255.5 \text{ kPa}$$

$$p_{t,h} = 0.5(1.14 \times 16 + 3.86 \times 6 + 9 \times 9.5) + 128.6 = 192.0 \text{ kPa}$$

$$p_{t,e} = \sqrt[3]{2.92 \times 2.8 \times 3.07} = 2.93 \text{ MPa}$$

$$p_{t,e} - p_{t,h} = 2.73 \text{ MPa}$$

à 11 m:

$$p_{t,v} = (1.14 \times 16 + 3.86 \times 6 + 6 \times 9.5) + 98.6 = 197.0 \text{ kPa}$$

$$p_{t,h} = 0.5(1.14 \times 16 + 3.86 \times 6 + 6 \times 9.5) + 98.6 = 147.8 \text{ kPa}$$

$$p_{t,e} = \sqrt[3]{2.8 \times 2.9 \times 2.7} = 2.799 \text{ MPa}$$

$$p_{t,e} - p_{t,h} = 2.65 \text{ MPa}$$

— Détermination du facteur de portance k

Valeur moyenne approchée de p_l

Alluvion profondeur de 0 m à 5 m:

$$p_l = 0.55 \text{ MPa}$$

Sable 1 profondeur de 5 m à 7 m:

$$p_l = 1.30 \text{ MPa}$$

Sable 2 profondeur de 7 m à 14 m:

$$p_l = 2.80 \text{ MPa}$$

Base:

$$h_e = \frac{1}{2.93} (5 \times 0.55 + 2 \times 1.30 + 7 \times 2.80) = 8.52 \text{ m}$$

$$A_H = 0.0319 \text{ m}^2$$

$$D_e = \sqrt{\frac{4 \times 0.0319}{\pi}} = 0.202 \text{ m}$$

$$\frac{h_e}{D_e} = \frac{8.52}{0.202} = 42.2$$

Renfort:

$$h_e = \frac{1}{2.799} (5 \times 0.55 + 2 \times 1.30 + 4 \times 2.80) = 5.91 \text{ m}$$

$$A_R = 0.29894 \text{ m}^2$$

$$D_e = \sqrt{\frac{4 \times 0.29894}{\pi}} = 0.617 \text{ m}$$

$$\frac{h_e}{D_e} = \frac{5.91}{0.617} = 9.58$$

Vu les valeurs de p_l , le sable de Kallo peut être considéré comme très compact (catégorie IV) ou compact (catégorie III). Par prudence, la catégorie III est choisie ici.

Suivant la figure 6-3, $k = 5.8$ pour la base et pour le renfort.

Base:

$$q_{b,r} = 5.8 \times 2.73 + 0.2555 = 16.0895 \text{ MPa}$$

$$s = 1.214$$

$$q'_{b,r} = \frac{16.0895}{1.214} = 13.253 \text{ MPa}$$

$$Q_{b,r} = 13253 \times 0.0319 = 422 \text{ kN}$$

Renfort:

$$q_{R,r} = 5.8 \times 2.65 + 0.197 = 15.567 \text{ MPa}$$

$$s = 1.144$$

$$q'_{R,r} = \frac{15.567}{1.144} = 13.607 \text{ MPa} = 13607 \text{ kPa}$$

$$Q_{R,r} = 13607 (0.29894 - 0.0319) = 3633 \text{ kN}$$

— Calcul du frottement latéral

A partir de la courbe à la figure 6-4, le frottement unitaire devient:

$$\text{pour } p_l = 0.55 \text{ MPa} \Rightarrow f_s = 60 \text{ kPa}$$

$$p_l = 1.30 \text{ MPa} \Rightarrow f_s = 82 \text{ kPa}$$

$$p_l = 2.80 \text{ MPa} \Rightarrow f_s = 82 \text{ kPa}$$

Détermination de la résistance au frottement entre les profondeurs de 11 m à 14 m

$$f_s^4 = 82 \text{ kPa}$$

$$Q_{s,r}^4 = 82 \times 2.42 \times 3 = 595 \text{ kN}$$

Détermination de la résistance au frottement entre les profondeurs de 8.6 m à 11 m (jupe du renfort)

$$f_s^3 = 82 \text{ kPa}$$

$$Q_{s,r}^3 = 82 \times 3.78 \times 2.4 = 744 \text{ kN}$$

Détermination de la résistance au frottement entre les profondeurs de 5 m à 8.6 m (frottement dans le sable au-dessus du renfort)

$$f_s^{\text{red},2} = 82 - (82-20) \left(1 - \frac{0.80}{2.314} \right) = 41.5 \text{ kPa}$$

$$Q_{s,r}^2 = 3.6 \times 41.5 \times 0.8 + 3.60 \times 20 \times 0.73 = 172 \text{ kN}$$

Détermination de la résistance au frottement entre les profondeurs de 1 m à 5 m (frottement dans les alluvions)

Le frottement sur le mètre supérieur est négligé.

$$f_s^{\text{red},1} = 60 - (60-20) \left(1 - \frac{0.80}{2.314} \right) = 33.8 \text{ kPa}$$

$$Q_{s,r}^1 = 4.00 \times 33.8 \times 0.8 + 4.00 \times 20 \times 0.736 = 167 \text{ kN}$$

TABLEAU 6-5 — Prédiction de la résistance de rupture conventionnelle du sol autour du pieu KP3 à partir du pressiomètre P1

nature du sol	$q_{b,r}$	s	$q'_{b,r}$	$Q_{b,r}$	épaisseur couche	$f_{s,r}$	X	$Q_{s,r,i}$	$\Sigma(Q_{b,r}+Q_{s,r})$
	MPa		MPa	kN	m	kPa	m	kN	kN
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
/	16.089	1.214	13.253	422	/	/	/	/	422
sable comp.	/	/	/	/	3.0	82	2.42	595	1017
/	15.567	1.144	13.607	3633	/	/	/	/	4650
sable comp.	/	/	/	/	2.4	82	3.78	744	5394
sable	/	/	/	/	3.6	41.4	0.800		
						20.0	0.736	172	5566
alluvions	/	/	/	/	4.0	33.8	0.800		
						20.0	0.736	167	<u>5733</u>

La charge de rupture conventionnelle $Q_r = 5733 \text{ kN}$, calculée sur base des résultats du pressiomètre P1, est à comparer avec la charge correspondante $Q_r = 5509 \text{ kN}$, calculée à partir de l'essai pénétrométrique CPT 5bis. La concordance des résultats est assez bonne; toutefois, la distribution de la résistance de long du pieu est fort différente.

6.3. Prédiction de la charge de rupture conventionnelle du sol à partir des essais SPT

Les essais SPT sont effectués systématiquement dans un grand nombre de pays. L'avantage des tels essais est la possibilité de leur réalisation dans presque tous les types de sol, donc également là où des essais CPT sont impossibles à effectuer. Toutefois, les résultats SPT sont facilement influencés par des défauts d'exécution; la prédiction de la charge de rupture statique du sol à partir de ces essais dynamiques n'est pas très précise.

6.3.1. Calcul de la charge de rupture conventionnelle dans les sols pulvérulents

L'évaluation des résultats SPT peut se faire à l'aide de la méthode de Meyerhof, en supposant que les essais soient effectués suivant les recommandations de la SIMSTF (Tokyo 1977).

Les valeurs N constituent le nombre de coups enregistrés dans l'essai SPT pour un enfoncement de 30 cm.

Entre le nombre de coups N du SPT et la résistance au cône q_c du CPT, il existe une relation statistique indiquée à la figure 6-5 en fonction de la granulométrie du sol. Au cas de sables, on a $q_c/N = 400 \text{ kPa}$.

La méthode de Meyerhof vise essentiellement le cas de couches pulvérulentes. Dans le cas du sable, la charge portante de rupture d'un pieu cylindrique de section pleine et constante est donnée par

$$Q_r = 400 N A_H + 2 \bar{N} A_s \quad (\text{kN}) \quad (6-39)$$

A_H = aire de la section du pieu (m^2)

A_s = aire de la surface latérale du pieu (m^2)

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (6-40)$$

N_1 = la plus petite des valeurs suivantes :

- la valeur de N au niveau de la base du pieu
- la moyenne des valeurs N du sol entre le niveau de la base du pieu et 2 fois le diamètre équivalent du pieu en-dessous de la base

$\bar{N}_2$ = la moyenne des valeurs N du sol entre le niveau de la base du pieu et le niveau situé à $10 D_e$ au dessus de cette base

$\bar{N}$ = la moyenne des valeurs N le long du fût du pieu

La valeur $2 \bar{N}$ dans l'expression (6-39) correspond à

$$f_s = \frac{q_c}{200} = \frac{400 N}{200} = 2 \bar{N} \quad (\text{kPa}) \quad (6-41)$$

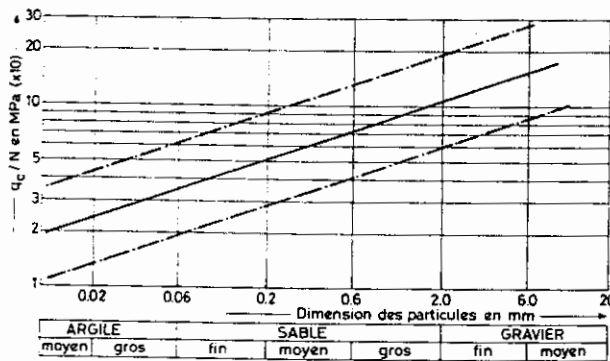


Fig. 6-5. — Variation de la relation q_c/N en fonction de la granulométrie du sol.

Pour les sables fins saturés et les sables silteux présentant des valeurs $N > 15$, il faut substituer à N la valeur corrigée N_{red} obtenu par

$$N_{red} = 15 + 0.5 (N - 15) \quad (6-42)$$

Remarquons qu'il s'agit ici de relations statistiques, les correspondances réelles peuvent parfois fortement différer des relations indiquées. Aussi ne tiennent-elles pas suffisamment compte de l'effet d'échelle.

Au cas des pieux poutrelles avec ou sans renfort, on se trouve de nouveau confronté au problème de définir la forme de la surface de rupture lors de la pénétration du pieu dans le sol. Il est logique d'utiliser les mêmes hypothèses que dans le cas de la prédiction à partir du CPT et de retenir l'hypothèse donnant le résultat le plus défavorable.

Comme la méthode de Meyerhof se limite au cas des sols sableux, les hypothèses à considérer sont la pénétration sans ou avec la formation d'un bouchon de sol compacté entre les ailes du profil H .

Les hypothèses, appliquées au cas de la méthode de calcul CPT, sont retenues autant que possible. Les formules deviennent :

$$q_{b,r} = \frac{a_e 400 N}{s} \quad (\text{kPa}) \quad (6-43)$$

N est défini par l'expression (6-40).

Le frottement latéral est estimé de la façon suivante :

$$f_{s,SPT} = 2 \bar{N} \quad (\text{kPa}) \quad (6-44)$$

— pour le refoulement réduit

$$f_s = 0.7 f_{s,SPT} \quad (6-45)$$

— en cas de refoulement complet (en dessous du renfort, le long du bouchon, le long de la jupe du renfort)

$$f_s = f_{s,SPT} \quad (6-46)$$

— pour le frottement au-dessus du renfort

$$f_s = 20 \text{ kPa}$$

pour les faces au-dessus d'un élargissement

$$f_s^{red} = f_{s,SPT} - (f_{s,SPT} - 20) \left(1 - \frac{\chi_H}{\chi_R} \right) \quad (6-47)$$

pour les faces au-dessus des endroits sans élargissement

— au dessus d'un bouchon

$$f_s^{int} = \frac{0.7}{2} f_{s,SPT} \quad (6-48)$$

$$f_s^{ext} = 0.7 f_{s,SPT} \quad (6-49)$$

6.3.2. Application numérique au cas de pieu KP3 avec l'hypothèse sans formation d'un bouchon

Le calcul est basé sur les valeurs de l'essai SPT 1. Les valeurs N considérées sont les suivantes :

Alluvion	profondeur	0.0 m à 5.0 m :
	N_{moyen}	= 7.5
Sable	profondeur	5.0 m à 8.6 m :
	N_{moyen}	= 20.0
Sable	profondeur	8.6 m à 11.0 m :
	N_{moyen}	= 35.0
Sable	profondeur	11.0 m à 14.0 m :
	N_{moyen}	= 45.0

— Détermination de la résistance à la base

$$D_e = 0.202 \text{ m} \quad 2 D_e = 0.404 \text{ m} \quad 10 D_e = 2.02 \text{ m}$$

$$N_1 \leq 48 \Rightarrow N_1 = 45$$

$$\bar{N}_2 = 49$$

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} = \frac{45 + 49}{2} = 47$$

Toutefois d'après Meyerhof, on doit aussi considérer les valeurs déterminées par la largeur de la semelle

$$B = 0.40 \text{ m} \quad 2 B = 0.80 \text{ m} \quad 10 B = 4.0 \text{ m}$$

$$N'_1 \leq 48 \Rightarrow N'_1 = 43$$

$$\bar{N}'_2 = 47$$

$$N' = \frac{43 + 47}{2} = 45 < N = 47$$

$$A_H = 0.0319 \text{ m}^2$$

$$s_b = 1.214$$

$$q_{b,r,SPT} = 400 N = 400 \times 45 = 18000 \text{ kPa}$$

$$q_{b,r} = \frac{18000}{1.214} = 14827 \text{ kPa}$$

$$Q_{b,r} = 0.0319 \times 14827 = 473 \text{ kN}$$

— Détermination de la résistance sous le renfort

$$D_e = 0.617 \text{ m} \quad 2 D_e = 1.23 \text{ m} \quad 10 D_e = 6.17 \text{ m}$$

$$N_1 \leq 42 \Rightarrow N_1 = 42$$

$$\bar{N}_2 = 35$$

$$N = \frac{42 + 35}{2} = 38.5$$

$$L = 1.18 \text{ m} \quad 2 L = 2.36 \text{ m} \quad 10 L = 11.80 \text{ m}$$

$$N'_1 \leq 42 \Rightarrow N'_1 = 42$$

$$\bar{N}'_2 = \frac{5 \times 7.5 + 3.6 \times 20 + 2.4 \times 35}{11} = 17.6$$

$$N' = \frac{42 + 17.6}{2} = 29.8 < N = 38.5$$

$$A_R - A_H = 0.29894 - 0.0319 = 0.267 \text{ m}^2$$

$$s_R = 1.144$$

$$q_{R,r,SPT} = 400 \times 29.8 = 11920 \text{ kPa}$$

$$q_{R,r} = \frac{11920}{1.144} = 10420 \text{ kPa}$$

$$Q_{R,r} = 0.267 \times 10420 = 2782 \text{ kN}$$

— Calcul du frottement latéral

Détermination de la résistance au frottement entre les profondeurs de 11 m à 14 m (en dessous du renfort)

$$f_{s,SPT}^4 = 2 \times 45 = 90 \text{ kPa}$$

$$f_s = f_{s,SPT}$$

$$Q_{s,r}^4 = 90 \times 2.42 \times 3 = 653 \text{ kN}$$

TABLEAU 6-6 — Prédiction de la charge de rupture conventionnelle du sol autour du pieu KP3 à partir de l'essai SPT 1

nature du sol	$q_{b,r}$	s	$q'_{b,r}$	$Q_{b,r}$	épaisseur couche	$f_{s,r}$	X	$Q_{s,r,i}$	$\Sigma(Q_{b,r} + Q_{s,r})$
	MPa		MPa	kN	m	kPa	m	kN	kN
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
/	18.000	1.214	14.827	473	/	/	/	/	473
sable comp.	/	/	/	/	3.0	90	2.42	653	1126
/	11.920	1.144	10.420	2782	/	/	/	/	3908
sable comp.	/	/	/	/	2.4	70	3.78	635	4543
sable	/	/	/	/	3.6	26.9	0.800	130	4673
						20.0	0.736		
alluvions	/	/	/	/	5.0	15.0	0.800	115	4788
						15.0	0.736		

La charge de rupture conventionnelle $Q_r = 4788 \text{ kN}$, calculée sur base de l'essai SPT 1, est à comparer avec la charge correspondante $Q_r = 5509 \text{ kN}$, calculée à partir de l'essai pénétrométrique CPT 5bis et de la charge $Q_r = 5733 \text{ kN}$, calculée à partir de l'essai pressiométrique PI.

Détermination de la résistance au frottement entre les profondeurs de 8.6 m 11 m (frottement sur la jupe)

$$f_{s,SPT}^3 = 2 \times 35 = 70 \text{ kPa}$$

$$f_s = f_{s,SPT}$$

$$Q_{s,r}^3 = 70 \times 3.78 \times 2.4 = 635 \text{ kN}$$

Détermination de la résistance au frottement entre les profondeurs de 5 m à 8.6 m (frottement au-dessus de la jupe dans le sable)

$$f_{s,SPT}^2 = 2 \times 20 = 40 \text{ kPa}$$

$$f_{s,red,2} = 40 - (40 - 20) \left(1 - \frac{0.800}{2.314} \right) = 26.9 \text{ kPa}$$

$$Q_{s,r}^2 = 3.6 \times 26.9 \times 0.8 + 3.6 \times 20 \times 0.736 = 130 \text{ kN}$$

Détermination de la résistance au frottement entre les profondeurs de 0 m à 5 m (frottement dans les alluvions)

$$f_{s,SPT}^1 = 2 \times 7.5 = 15 \text{ kPa} < 20 \text{ kPa}$$

$$Q_{s,r}^1 = 5 \times 15 (0.80 + 0.736) = 115 \text{ kN}$$

6.3.2. Calcul de la charge de rupture conventionnelle dans les argiles raides

La figure 6-5 montre qu'au cas des argiles

$$q_c \approx 200 N \quad (\text{kPa})$$

Au site de Merville (argile yprésienne de l'Eocène), des essais CPT et SPT ont été exécutés; les valeurs q_c et N , obtenues par les deux méthodes sont corrélées au tableau 6-7.

La grande dispersion des valeurs q_c/N (de 125 à 205) indique la très faible précision pour la prédiction de q_c à partir des essais SPT. A Merville, il faut surtout remarquer la grande variation des valeurs q_c d'une verticale à une autre, malgré le fait que l'argile raide soit connue comme relativement homogène.

Il semble raisonnable de corréler les essais CPT donnant les plus grandes valeurs de q_c avec l'essai SPT1 donnant les valeurs les plus grandes pour N . En procédant de cette façon, la valeur moyenne de $q_c/N = 167$, les extrêmes étant 125 et 182.

En fait, la valeur moyenne q_c/N varie avec la profondeur. Considérant une profondeur de 14 m, on trouve que q_c/N varie entre 131 et 183:

$$q_c = 131 \text{ à } 183 N \quad (\text{kPa})$$

TABLEAU 6-7 — Calcul des rapports q_c/N pour le site de Merville

Prof.	SPT			CPT 1			CPT 1bis			CPT2		
	N1	N2		q _c	q _c /N1	q _c /N2	q _c	q _c /N1	q _c /N2	q _c	q _c /N1	q _c /N2
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3.0	13	10		1500	115	150	1100	85	110	1400	108	140
4.5	15	14		2200	147	157	1500	100	107	2100	140	150
6.0	18	15		2700	150	180	2100	117	140	2800	156	187
7.5	19	24		3000	158	125	1900	100	79	3400	179	142
9.0	17	19		3300	194	174	2900	171	153	3400	200	179
10.5	21	20		3600	171	180	2700	129	135	3400	162	170
12.0	28	26		3900	139	150	3400	121	131	3900	139	150
13.5	28	24		4600	164	192	3600	129	150	4900	175	204
15.0	42	23		5300	126	230	4400	105	191	5900	140	257
16.5	25	23		6000	240	261	4600	184	200	6000	240	261
18.0	31	26		6700	216	258	4200	135	162	6000	194	231
Σ q _c /N				1821		2056	1375		1558	1832		2070
moyenne q _c /N				166		187	125		142	167		188

Prof.	SPT			CPT 2bis			CPT 3			CPT 3bis		
	N1	N2		q_c	$q_c/N1$	$q_c/N2$	q_c	$q_c/N1$	$q_c/N2$	q_c	$q_c/N1$	$q_c/N2$
3.0	13	10		2100	162	210	1700	131	170	1200	92	120
4.5	15	14		3100	207	221	2500	167	179	2300	153	164
6.0	18	15		3500	194	233	3300	183	220	2800	156	187
7.5	19	24		3500	184	146	3700	195	154	3400	179	142
9.0	17	19		3800	224	200	3900	229	205	3600	212	189
10.5	21	20		4200	200	210	4100	195	205	3600	171	180
12.0	28	26		4600	164	177	4300	154	165	4300	154	165
13.5	28	24		5100	182	213	5400	193	225	5000	179	208
15.0	42	23		5100	121	222	5400	129	235	5600	133	243
16.5	25	23		5100	204	222	5400	216	235	5600	224	243
18.0	31	26		5100	165	196	5700	184	219	5600	181	215
$\Sigma q_c/N$				2007	2250		1975	2212		1833	2058	
moyenne q_c/N					182	205		180	201		167	187

Prof.	SPT			CPT 3ter			CPT 4			CPT 4bis		
	N1	N2		q _c	q _c /N1	q _c /N2	q _c	q _c /N1	q _c /N2	q _c	q _c /N1	q _c /N2
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3.0	13	10		1800	138	180	1500	115	150	1300	100	130
4.5	15	14		2600	173	186	2200	147	157	1800	120	129
6.0	18	15		3500	194	233	3000	167	200	2200	122	147
7.5	19	24		3500	184	146	3600	189	150	2600	137	108
9.0	17	19		3500	206	184	3900	229	205	3100	182	163
10.5	21	20		3600	171	180	4300	205	215	3500	167	175
12.0	28	26		3800	136	146	4700	168	181	3600	129	138
13.5	28	24		4000	143	167	5100	182	213	3600	129	150
15.0	42	23					5300	126	230	3600	86	157
16.5	25	23					5400	216	235	3500	140	152
18.0	31	26					5600	181	215	3300	106	127
Σ q _c /N	=			1346	1422		1925	2151		1417	1576	
moyenne q _c /N				168	178		175	196		129	143	

Le tableau 6-1 indique que, dans des argiles raides avec $q_c > 3 \text{ MPa}$, le frottement unitaire $f_{s,CPT}$ sur les tubes du pénétromètre est donné par

$$f_{s,CPT} = \frac{q_c}{36.6} \quad (\text{kPa})$$

donc

$$(f_{s,CPT})_m = \frac{131 \bar{N} \text{ à } 183 \bar{N}}{36.6} = 3.58 \bar{N} \text{ à } 5.00 \bar{N} \quad (\text{kPa})$$

Un programme d'importantes investigations, effectuées dans l'argile de Boom (rupélien oligocène) a montré que la résistance de frottement unitaire sur

des pieux cylindriques en acier à section pleine et constante est donnée par

$$f_{s,r} = 0.65 f_{s,CPT} = \frac{q_c}{56} \quad (\text{kPa})$$

Si on admet que le même facteur reste valable dans l'argile yprésienne de Merville, on trouve

$$f_{s,r} = \frac{131 \bar{N} \text{ à } 183 \bar{N}}{56} = 2.34 \bar{N} \text{ à } 3.27 \bar{N} \quad (\text{kPa})$$

Donc, pour l'argile de Merville

$$q_c = 131 N \text{ à } 183 N \quad (\text{kPa}) \quad (6-50)$$

$$f_{s,CPT} = 3.58 N \text{ à } 5.00 N \quad (\text{kPa}) \quad (6-51)$$

à comparer au cas du sable

$$f_{s,CPT} = 2 \bar{N} \quad (\text{kPa})$$

$$q_c = 400 N \quad (\text{kPa})$$

A partir des valeurs de N (relation (6-40)) et $\bar{N}$, on peut donc déterminer des valeurs pour q_c et $f_{s,CPT}$.

Calcul de la résistance à la base

Afin de tenir compte de l'effet d'échelle, la relation la plus faible est choisie:

$$\text{avec } q_{b,r,DB} = 131 N \quad (\text{kPa})$$

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2}$$

$$q_{b,r} = \frac{a_b a_e}{s} q_{b,r,DB}$$

Calcul de la résistance de frottement latéral

Ici, il est justifié d'utiliser une valeur moyenne pour l'argile de Merville

$$\bar{f}_{s,CPT} = \frac{3.58 + 5}{2} \bar{N} \approx 4.3 \bar{N} \quad (\text{kPa})$$

$\bar{N}$ = valeur moyenne de N sur la profondeur du pieu

A partir de cette valeur $\bar{f}_{s,CPT}$, on peut procéder de façon identique à celle des essais CPT.

— Pénétration sans adhérence

Au cas d'un refoulement limité

$$\bar{f}_{s,r} = 0.65 \frac{f_{s,CPT}}{1.1} = 0.59 f_{s,CPT} \quad (6-52)$$

Au cas d'un refoulement complet, par exemple sur la partie de la poutrelle sous le renforcement et le long de la jupe du renfort

$$\bar{f}_{s,r} = 0.65 f_{s,CPT} \quad (6-53)$$

Sur la partie de la poutrelle au-dessus de l'élargissement, le frottement unitaire devient

$$\bar{f}_{s,r} \leq 20 \text{ kPa} \quad (6-54)$$

Sur la partie de la poutrelle au-dessus du renfort sans élargissement, le frottement réduit unitaire devient

$$\bar{f}_{s,r}^{\text{red}} = 0.65 f_{s,CPT} - (0.65 f_{s,CPT} - 20) \left(1 - \frac{\chi_H}{\chi_R} \right) \quad (6-55)$$

— Pénétration avec adhérence

Pour l'argile de Merville, le frottement unitaire sol-acier devient

$$\bar{f}_{s,r} = \frac{0.65 f_{s,CPT}}{1.1} = \frac{0.65 \times 4.3}{1.1} N = 2.54 N \quad (6-56)$$

Le frottement unitaire sol-sol devient

$$\bar{f}_{s,r}^* = \frac{f_{s,CPT}}{1.1} = \frac{4.3}{1.1} N = 3.91 N \quad (6-57)$$

6.3.3. Exemple d'application: Pieu MP1 de Merville (pieu équipé de tubes)

Hypothèse: pénétration sans adhérence du sol au pieu

— Détermination de la résistance à la base

Caractéristiques de la base:

$$A_b = 0.045822 \text{ m}^2$$

$$\chi_H = 2.739 \text{ m}$$

$$D_e = 0.242 \text{ m}$$

$$b_{e,H} = \frac{0.045822}{0.368} = 0.1245 \text{ m}$$

$$s = \frac{1.3}{1 + 0.3 \frac{0.1245}{0.368}} = 1.18$$

A 14 m de profondeur:

$$N_1 \leq 32.6$$

$$\leq 35.0 \Rightarrow N_1 = 32.6$$

$$2 D_e = 2 \times 0.242 = 0.484$$

$$10 D_e = 10 \times 0.242 = 2.42 \text{ m} \Rightarrow \bar{N}_2 \leq 28$$

$$2 B_H = 2 \times 0.368 = 0.736$$

$$10 B_H = 10 \times 0.368 = 3.68 \text{ m} \Rightarrow N_2 \leq 26.5$$

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} = \frac{32.6 + 26.5}{2} \approx 29.5$$

$$a_b = 1 - 0.01 \left(\frac{0.242}{0.036} - 1 \right) = 0.943$$

$$q_{b,r,DB} = 131 \times 29.5 = 3865 \text{ kPa} = 3.865 \text{ MPa}$$

$$q_{s,r} = \frac{a_b}{s} q_{b,r,DB} = \frac{0.943}{1.18} 3.865 \approx 3.089 \text{ MPa}$$

$$Q_{b,r} = 3089 \times 0.045822 = 141 \text{ kN}$$

— Détermination du frottement latéral

$$\bar{N} = \frac{8 + 13 + 15 + 18 + 19 + 17 + 21 + 28 + 28}{9} \approx 18.6$$

$$\bar{f}_{s,CPT} = 4.3 \times 18.6 \approx 80.0 \text{ kPa}$$

$$\bar{f}_{s,r} = \frac{0.65 f_{s,CPT}}{1.1} = 0.59 \times 80.0 = 47.2 \text{ kPa}$$

$$F_{s,r} = 14 \times 47.2 \times 2.739 = 1810 \text{ kN}$$

— Résistance totale du pieu (hypothèse sans adhérence)

$$Q_r = 141 + 1810 = 1951 \text{ kN}$$

Hypothèse: pénétration avec adhérence du sol au pieu

— Détermination de la résistance à la base

Caractéristiques de la base:

$$A_H = 0.1472 \text{ m}^2$$

$$D_e = 0.433 \text{ m}$$

$$\chi_{\text{sol-sol}} = 0.736 \text{ m}$$

$$\chi_{\text{sol-acier}} = 0.800 \text{ m}$$

$$s = 1.0$$

$$2 D_e = 0.866 \text{ m} \quad 10 D_e = 4.33 \text{ m}$$

$$N_1 \leq 32.6$$

$$\leq 36 \Rightarrow N_1 = 32.6$$

$$\bar{N}_2 = 26$$

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} = \frac{32.6 + 26}{2} = 29.3$$

$$a_b = 1 - 0.01 \left(\frac{0.433}{0.036} - 1 \right) = 0.89$$

$$q_{b,r,DB} = 131 \times 29.3 = 3.838 \text{ MPa}$$

$$q_{b,r} = \frac{0.89}{1} 3.838 = 3.416 \text{ MPa}$$

$$Q_{b,r} = 0.1472 \times 3416 = 503 \text{ kN}$$

— Détermination du frottement latéral

$$\bar{f}_{s,CPT} = 4.3 \times 18.6 \approx 80 \text{ kPa}$$

$$f_{s,r,\text{sol-acier}} = \frac{0.65 \bar{f}_{s,CPT}}{1.1} = 0.58 \times 80 \approx 47.2 \text{ kPa}$$

$$F_{s,r,\text{sol-acier}} = 47.2 \times 14 \times 0.8 = 529 \text{ kN}$$

$$f_{s,r,\text{sol-sol}} = \frac{\bar{f}_{s,CPT}}{1.1} = \frac{80}{1.1} = 72.8 \text{ kPa}$$

$$F_{s,r,\text{sol-sol}} = 72.8 \times 14 \times 0.736 = 750 \text{ kPa}$$

$$F_{s,r} = 529 + 750 = 1279 \text{ kN}$$

— Résistance totale du pieu (hypothèse avec adhérence)

$$Q_r = 503 + 1279 = 1782 \text{ kN}$$

6.4. Détermination des résistances Case et CAPWAP des pieux HP à partir de mesures dynamiques

Afin de contrôler le battage des pieux sur chantier et de déterminer rapidement la capacité des pieux, l'exécution de mesures à l'aide d'un analyseur dynamique devient progressivement plus populaire. Dans le cadre de cette recherche, un « pile driving analyzer » (PDA, Pile Dynamics Inc.-Cleveland Ohio) a été utilisé pour la prise des mesures. La détermination des résistances Case et CAPWAP des pieux HP a été exécutée à l'aide des méthodes Case et CAPWAP. Puisque ce système dynamique et les méthodes de calcul y afférentes sont largement décrites dans la littérature (Goble et al., 1975, 1977, 1980 — Rausche, 1977a, 1977b), seule l'évaluation des mesures sera discutée dans cet article.

6.4.1. Évaluation des mesures dynamiques de Kallo

En tant qu'exemples, les courbes force/temps et vitesse/temps sont données à la figure 6-6 pour un coup à la fin du battage des pieux KP1-9. Quelques autres données dynamiques sont reprises au tableau 6-8.

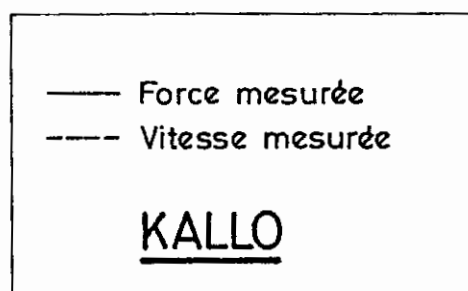
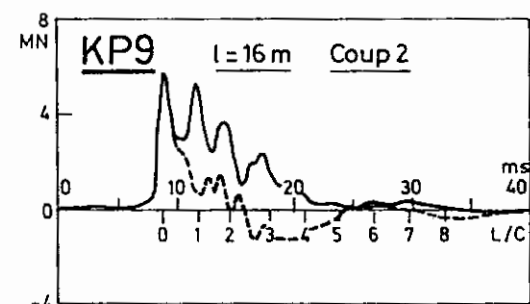
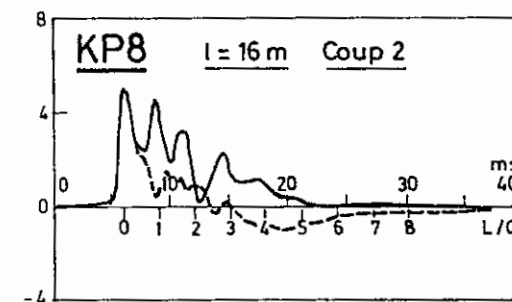
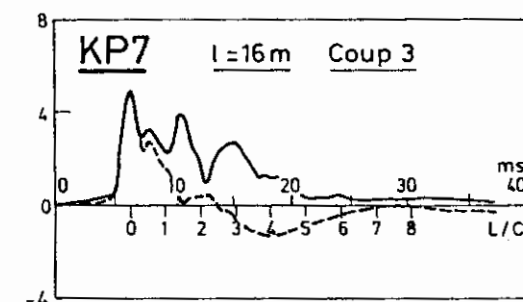
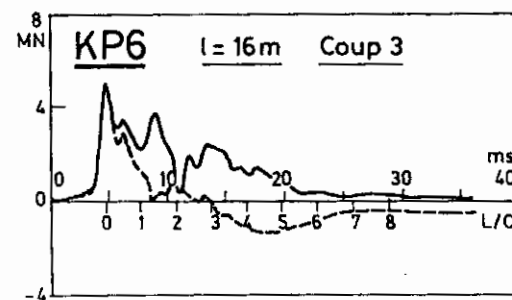
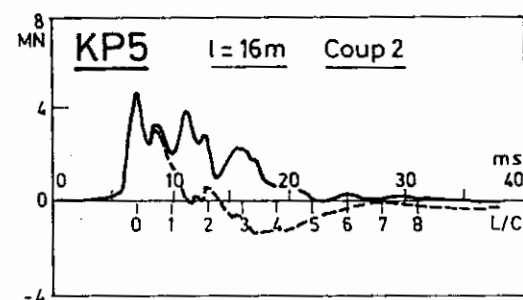
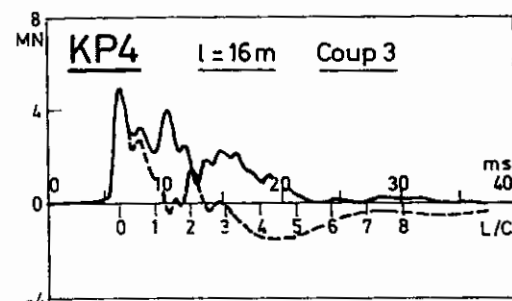
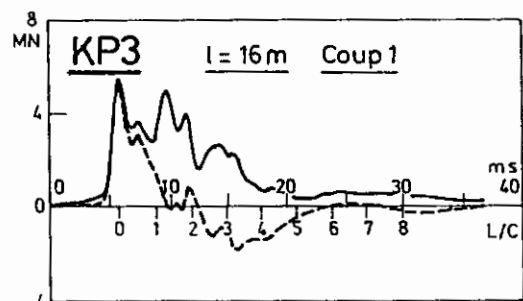
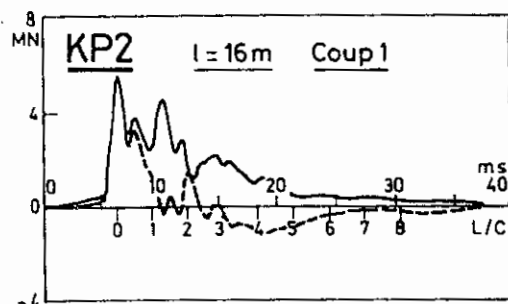
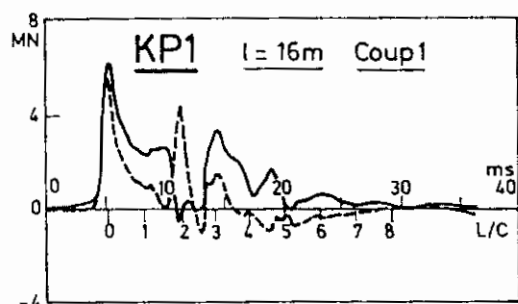


Fig. 6-6. — Courbes dynamiques de la force/temps et de la vitesse/temps des pieux KP1-9 à Kallo.

TABEAU 6-8 — Mesures dynamiques sur les pieux de Kallo

Pieu	nombre de coups EOD	hauteur de chute du piston/EOD	E_h EOD	mesures à la tête pieu/ EOD		
				E_t	rendement du battage	contrainte dynamique maximale
	coups/m	m	kNm	kNs	%	MPa
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
		(3)×36		100(5)/(4)		
KP1 EOD-14m	120	2.98	107	54	50.5	202.3
KP2 EOD-14m	169	3.27	118	45	38.1	197.5
KP3 EOD-14m	350	3.45	124	47	37.9	197.5
KP4 EOD-14m	208	3.49	126	46	36.5	188.9
KP5 EOD-14m	250	/	/	37	/	180.8
KP6 EOD-14m	136	3.56	128	40	31.2	188.9
KP7 EOD-14m	273	3.47	125	43	34.4	195.6
KP8 EOD-14m	109	3.50	126	39	31.0	190.4
KP9	201	3.40	122	46	37.7	208.5
KPA EOD-14m	72	/	/	27	/	155.0
KPB EOD-14m	65	/	/	36	/	180.8
KPG EOD-14m	118	2.37	85	31	36.5	165.3
KPH EOD-14m	61	3.10	112	41	36.6	191.1
KPK EOD-14m	69	2.86	103	35	34.0	170.5
KPS EOD-14m	68	2.94	106	40	37.7	177.5
KPT EOD-14m	80	2.91	105	38	36.2	175.6
KPV EOD-14m	76	2.89	104	37	35.6	176.4
KPW EOD-14m	88	2.96	107	43	40.2	197.4

Remarques:

- EOD = fin du battage initial (end of initial driving);
- E_h = énergie produite par le marteau;
- E_t = énergie introduite à la tête du pieu;
- Les données du pieu KP9 sont prises plusieurs coups avant EOD.

Exemple de calcul de la capacité Case du pieu KP3-EOD

Les courbes de la force/temps et de la vitesse/temps du pieu KP3-EOD sont données à la figure 6-7.

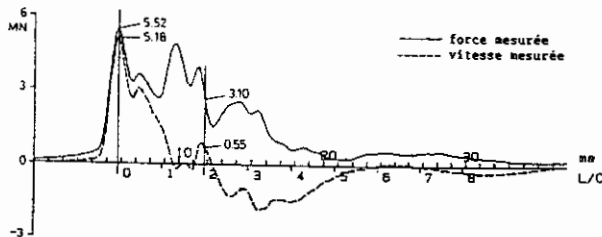


Fig. 6-7. — Courbes de la force/temps et de la vitesse/temps du pieu KP3.

Les valeurs suivantes sont déduites de cette figure:

$$\begin{aligned}
 F_1 &= F(t_1) = 552 \text{ to } \approx 5520 \text{ kN} \\
 V_1 &= Z_1 v(t_1) = 518 \text{ to } \approx 5180 \text{ kN} \\
 F_2 &= F(t_2) = 310 \text{ to } \approx 3100 \text{ kN} \\
 V_1 &= Z_2 v(t_2) = 55 \text{ to } \approx 550 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Les caractéristiques considérées du pieu sont:

$$\begin{aligned}
 \text{poids pieu:} \\
 P &= 4145 \text{ kp (sous jauges)} \approx 41.45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

longueur pieu:

$$L = 15.4 \text{ m (sous jauges)}$$

célérité de l'onde de choc:

$$c = 5122.8 \text{ m/sec}$$

section pieu tête/pointe:

$$A = 286.4 \text{ cm}^2$$

module d'élasticité de l'acier:

$$E = 2100 \text{ t/cm}^2 \approx 21000 \text{ kPa}$$

poids spécifique de l'acier:

$$\gamma_s = 7.85 \text{ t/m}^3 \approx 78.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{impédance pieu} = \frac{mc}{L} = \frac{41.45 \times 5122.8}{9.81 \times 15.4}$$

$$= 1405.5 \frac{\text{kN sec}}{\text{m}}$$

impédance à la tête/pointe $Z_1 = Z_2$

$$\frac{EA}{c} = \frac{21000 \times 286.4}{5122.8} = 1174.0 \frac{\text{kN sec}}{\text{m}}$$

La section considérée pour le calcul de l'impédance à la tête est celle correspondant au niveau d'application des instruments de mesures PDA.

Calcul de la résistance dynamique totale

$$\begin{aligned}
 R &= 1/2[F(t) + F(t + 2L/c)] + mc/2L[v(t) + v(t + 2L/c)] \quad (6-58) \\
 &= \frac{1}{2}(5520 + 3100) + \frac{1405.5}{2} \left(\frac{5189}{1174} - \frac{560}{1174} \right) \\
 &= 4310 + 2766 \approx 7076 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

calcul de la vitesse de la pointe du pieu

$$\begin{aligned}
 v_b &= 2 v_{\text{tête}} - \frac{L}{mc} R \quad (6-59) \\
 v_b &= 2 \frac{5180}{1174} - \frac{7076}{1405.5} \approx 3.8 \text{ m/sec}
 \end{aligned}$$

calcul de la partie dynamique pour un facteur d'amortissement $j_c = 0.1$

$$R_d = J v_b = j_c \frac{mc}{L} v_b \quad (6-60)$$

$$= 0.10 \times 1174 \times 3.8 = 450 \text{ kN}$$

La résistance statique devient pour $j_c = 0.1$

$$R = R_u + R_d \quad (6-61)$$

$$R_{u,jc=0.1} = R - R_d = 7076 - 450 = 6626 \text{ kN}$$

Résistance statique pour $j_c = 0.2$

$$R_{u,jc=0.2} = 7076 - 2 \times 450 = 6176 \text{ kN etc.}$$

Les petites différences entre ces résultats et les calculs par ordinateurs sont dues à des imprécisions dans la lecture des valeurs sur les diagrammes et à des arrondissements de certains chiffres.

Les résistances Case, calculées par ordinateur, sont données au tableau 6-9 pour des facteurs d'amortissement j_c entre 0.0 et 0.8.

TABEAU 6-9 — Résistances Case des pieux testés dynamiquement à Kallo pour différents facteurs d'amortissement (calculs sur ordinateur)

facteur d'amortissement j_c	= 0.0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8									
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
KP 1 EOD-14m	3600	2750	1890	1040	190	0	0	0	0	0
KP 2 EOD-14m	6190	5630	5060	4500	3940	3380	2810	2250	1690	
KP 3 EOD-14m	7080	6620	6150	5690	5230	4760	4300	3840	3370	
KP 4 EOD-14m	5660	5190	4710	4230	3760	3280	2800	2330	1850	
KP 5 EOD-14m	6150	5740	5330	4920	4510	4100	3690	3280	2870	
KP 6 EOD-14m	5320	4820	4320	3810	3310	2810	2310	1800	1300	
KP 7 EOD-14m	5710	5270	4820	4370	3930	3480	3040	2590	2140	
KP 8 EOD-14m	5160	4600	4050	3490	2930	2370	1810	1250	690	
KP 9	7190	6700	6200	5710	5210	4720	4220	3730	3230	
KP A EOD-14m	2380	1830	1270	720	170	0	0	0	0	
KP B EOD-14m	3010	2350	1700	1050	400	0	0	0	0	
KP G EOD-14m	3220	2670	2110	1550	990	430	0	0	0	
KP H EOD-14m	2880	2160	1450	730	10	0	0	0	0	
KP K EOD-14m	2600	2000	1410	810	210	0	0	0	0	
KP S EOD-14m	2720	2060	1410	750	90	0	0	0	0	
KP T EOD-14m	2970	2380	1780	1190	590	0	0	0	0	
KP V EOD-14m	3110	2540	1970	1390	820	250	0	0	0	
KP W EOD-14m	3320	2640	1960	1280	600	0	0	0	0	

Calcul des résistances CAPWAP pour les pieux de Kallo

Puisque les calculs CAPWAP sont exécutés de manière itérative sur ordinateur, seul les résultats des calculs sont donnés au tableau 6-10.

TABEAU 6-10 — Résistances calculées CAPWAP des pieux de Kallo et comparaison avec les charges des essais statiques effectuées

Pieu	résistances calculées CAPWAP			valeurs sv. essais de mise en charge	
	nombre de frottement coups EOD	pointe	total	charge limite Q_{Dav}	Q_{conv}
	bl/m	kN	kN	kN	kN
KP1 EOD-14m	120	2515	262	2777	3200
KP2 EOD-14m	169	2974	539	3513	3700
KP3 EOD-14m	350	4268	698	4966	5075
KP4 EOD-14m	208	3337	48	3385	
KP5 EOD-14m	250	3707	451	4158	
KP6 EOD-14m	136	3229	11	3240	
KP7 EOD-14m	273	3695	926	4620	
KP8 EOD-14m	109	2587	310	2897	
KP9	201	3570	630	4200	
KPA EOD-14m	72	1328	530	1858	
KPB EOD-14m	65	1510	322	1832	
KPC EOD-14m	118	1960	151	2111	
KPD EOD-14m	61	1616	304	1921	
KPE EOD-14m	69	1664	202	1866	
KPF EOD-14m	68	1424	407	1831	
KPT EOD-14m	80	1924	149	2073	
KPV EOD-14m	76	1622	226	1848	
KPW EOD-14m	88	2113	141	2255	

6.4.2. Evaluation des mesures dynamiques de Merville

En tant qu'exemples, les courbes force/temps et vitesse/temps sont données à la figure 6-8 pour un coup à la fin du battage des pieux MP1-4, MPA, MPC et au rebattage pour les pieux MP1-3, MPA. Quelques autres données dynamiques sont reprises au tableau 6-11.

TABEAU 6-11 — Mesures dynamiques sur les pieux de Merville

Pieu	nombre de coups EOD	hauteur de chute du piston/EOD	E_h EOD	mesures à la tête pieu/ EOD		
				E_t	rendement du battage	contrainte dynamique maximale
	coups/m	m	kNm	kNm	%	MPa
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
			(3) x 22		100(5)/(4)	
MP1 EOD-14m	151	2.35	51.7	24	51.2	140.5
MP1 BOR-23h	355	2.41	53.0	10	18.9	87.4
MP2 EOD-14m	847	2.53	55.7	18	32.3	131.0
MP2 BOR-24h	1600	2.50	55.0	14	25.5	160.2
MP3 EOD-14m	165	2.29	50.4	18	35.7	144.5
MP3 BOR-21h	355	2.29	50.4	12	23.8	102.4
MP4 EOD-14m	146	2.13	46.9	18	38.3	129.3
MPA BOR-8d	/	2.32	51.0	13	25.5	140.6
MPC EOD-14m	159	2.26	49.7	18	36.2	136.2
MPE EOD-14m	143	2.38	52.4			
MPI EOD-14m	156	2.35	51.7			
MPJ EOD-14m	130	2.38	52.4			

Remarques :

- EOD = fin du battage initial (end of initial driving);
- BOR = début du rebattage (begin of restrike);
- E_h = énergie produite par le marteau;
- E_t = énergie introduite à la tête du pieu;
- l'énergie E_t , mesurée à la tête du pieu, correspond au premier coup; l'énergie E_h constitue la moyenne sur tous les coups du rebattage;
- pour MP2, le deuxième coup du rebattage est choisi comme référence.

Les résistances Case, calculées par ordinateur, sont données au tableau 6-12 pour les facteurs d'amortissement j_c entre 0.0 et 0.8.

TABEAU 6-12 — Résistances Case des pieux testés dynamiquement à Merville pour différents facteurs d'amortissement (calculs ordinateur)

facteur d'amortissement j_c	= 0.0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8									
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
MP1 EOD-14m	2610	2080	1550	1010	480	0	0	0	0	
MP1 BOR-23h	3060	2830	2590	2350	2120	1880	1650	1410	1180	
MP2 EOD-14m	4540	4140	3740	3340	2940	2540	2140	1740	1340	
MP2 BOR-24h	4360	4030	3700	3360	3030	2700	2360	2030	1700	
MP3 EOD-14m	2780	2310	1840	1380	910	440	0	0	0	
MP3 BOR-21h	3140	2910	2680	2450	2220	1990	1760	1530	1300	
MPA BOR-8d	3080	2860	2630	2410	2190	1960	1740	1510	1290	

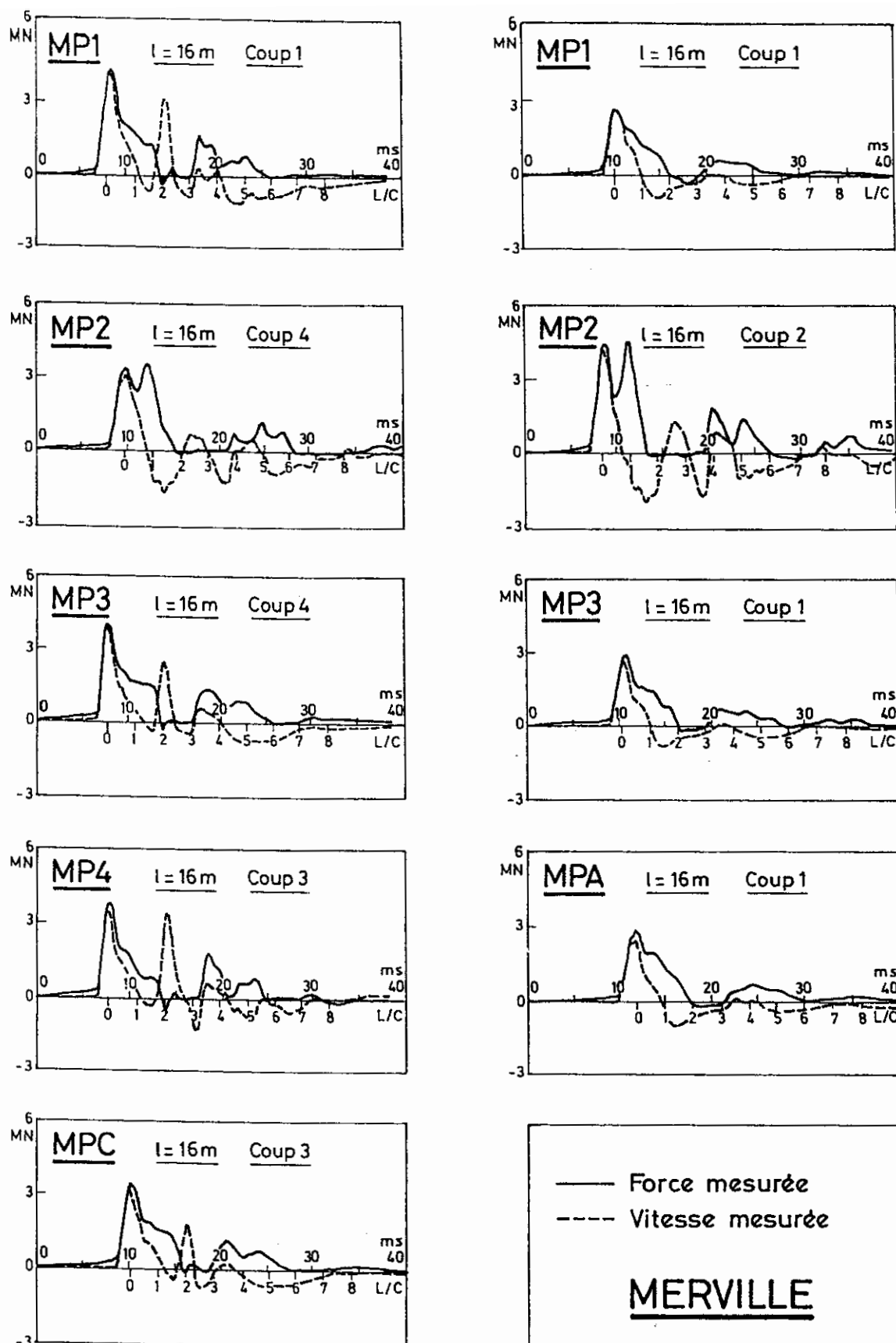


Fig. 6-8. — Courbes dynamiques de la force/temps et de la vitesse/temps des pieux MP1-4, MPa et MPC à Merville.

Calcul des résistances CAPWAP pour les pieux de Merville

Puisque les calculs CAPWAP sont exécutés de manière itérative sur ordinateur, seuls les résultats des calculs peuvent être donnés au tableau 6-13.

TABEAU 6-13 — Résistances calculées CAPWAP des pieux de Merville et comparaison avec les charges des essais statiques effectués

Pieu	nombre de coups EOD	résistances calculées CAPWAP			valeurs sv. essais de mise en charge	
		frottement	pointe	total	charge limite Q_{Dav}	Q_c^{conv}
	bl/m	kN	kN	kN	kN	kN
MP1 EOD-14m	151	1190	155	1345		
MP1 BOR-23h	355	1690	69	1759	2020	>2000
MP2 EOD-14m	847	1550	498	2048		
MP2 BOR-24h	1600	1907	200	2107	2400	>2400
MP3 EOD-14m	165	1168	78	1246		
MP3 BOR-21h	355	1255	216	1472	1800*	>1800*
BOR-8d	-	1441	15	1591		

* Capacité après les essais d'électro-osmose.

6.4.3. Discussion des résultats Case et CAPWAP

En considérant les mesures dynamiques, prises lors du battage, il faut être conscient des faits suivants:

- Les résistances Case et CAPWAP s'appliquent uniquement à la résistance mobilisée lors du coup considéré du marteau. Pendant le battage, le sol est remanié et ne retrouve sa résistance initiale qu'après une durée de temps plus ou moins longue. En conséquence, il est toujours utile d'exécuter un rebattage après un temps suffisamment long à partir de l'installation. La période d'attente minimum entre le battage et le rebattage dépend naturellement du type de sol et peut varier de 1-2 jours dans les sables et jusqu'à plusieurs semaines dans les argiles.
- Les méthodes dynamiques Case et CAPWAP, de la même façon d'ailleurs que les essais statiques, ne permettent pas de prédiction du comportement du pieu au-delà de la charge correspondant à la pénétration maximum (spécialement de la base) infligée au pieu pendant le coup considéré. Pour des enfoncements suffisants de la base, normalement de l'ordre de quelques millimètres pour les pieux H, les résistances Case et CAPWAP sont comparées à la charge déterminée selon le critère de Davisson (De Beer et al., 1982) dans le diagramme tassement/charge.

A Kallo, aucun rebattage n'a été effectué. Les résistances CAPWAP sont légèrement conservatrices en comparaison avec les charges suivant Davisson.

La différence la plus grande est constatée pour le pieu KP1 équipé de tubes tandis que la concordance est assez bonne pour les pieux renforcés KP2 et KP3. Cet état des choses peut être expliqué par une augmentation de la résistance au frottement avec le temps; cette augmentation a éventuellement été compensée pour KP2 et KP3 par une relaxation de la résistance sous le renfort.

A Merville, un rebattage a été exécuté ≈ 1 jour après battage pour les pieux MP1, MP2, MP3 et ≈ 8 jours pour le pieu MPA. Pour tous ces pieux, les résistances CAPWAP augmentent avec le temps; elles restent toutefois en-dessous des charges déterminées selon le critère de Davisson. Puisque les essais statiques ont été exécutés environ 2 mois après le battage, les essais dynamiques au rebattage auraient probablement fournis une meilleure concordance après une période d'attente plus longue.

En ce qui concerne les résistances Case, l'application d'un facteur d'amortissement $j_c = 0.10$ est généralement recommandé dans la littérature pour les sables. Pour les pieux de Kallo, seul KP1 donne une résistance acceptable avec le facteur d'amortissement préconisé, tandis que pour KP2 et KP3, le facteur $j_c = 0.40$ semble convenir. Il faut remarquer que les hypothèses de base de la méthode Case conviennent uniquement pour des pieux de section constante; elles ne s'appliquent plus telles quelles à des pieux avec de grands changements d'impédance. Il reste à noter que lors de la première campagne d'essais sur pieux HP dans les alentours de Kallo, une bonne concordance entre Case et Davisson avait été constatée en appliquant $j_c = 0.10$ pour les pieux avec et sans renforts tandis que lors de la présente recherche, cette concordance n'est pas constatée. Ce fait peut être expliqué par les différences concernant la pénétration par coup et la vitesse des pieux à la fin du battage. En général, on peut dire que les résultats Case deviennent moins sensibles aux variations du facteur d'amortissement au fur et à mesure que la pénétration/coup diminue. Si on compare la pénétration/coup à la fin du battage du pieu KP3 ($s = 2.86$ mm/coup) et des pieux de la première recherche Paal II ($s = 0.96$ mm/coup) et Paal VI ($s = 0.85$ mm/coup; voir De Beer et al., 1982), on constate qu'à résistance limite presque égale pour les 3 pieux (Q_l entre 5.6 MN et 6.2 MN), les enfoncements/coup varient de façon notable d'une campagne d'essais à l'autre. Dans ce cas-ci, cette différence de pénétration peut s'expliquer par la différence de l'énergie introduite par le marteau dans le pieu.

En ce qui concerne les résistances Case à Merville, une corrélation avec CAPWAP et Davisson montre que $j_c = 0.45-0.55$ est approprié pour MP1, tandis

que $j_c = 0.60-0.70$ convient pour les autres pieux. Le délai assez court entre le battage et le rebattage ainsi que le petit nombre d'essais disponible ne permet pas de se prononcer plus en détail sur des facteurs d'amortissement appropriés dans d'argile raide. Dans ce matériau, il conviendrait dans tous les cas d'exécuter des calculs CAPWAP sur base de mesures prises lors du rebattage, ce dernier étant réalisé avec un délai suffisamment long après le battage afin de permettre la comparaison avec les résultats des essais statiques. Les facteurs d'amortissement à prendre en compte dans la méthode Case doivent être calibrés pour le site et pour le type de pieu battu sur base de résultats d'essais statiques ou de calculs CAPWAP.

7. PRÉDICTION DU COMPORTEMENT TASSEMENT/CHARGE À PARTIR DES RÉSULTATS D'ESSAIS CPT

7.1. Introduction

Dans le cadre de la recherche, une nouvelle méthode de prédiction simple et rapide est présentée pour estimer le comportement tassement/charge des pieux HP. Les résultats des calculs s'avèrent satisfaisants dans la plupart des cas.

La méthode proposée consiste en un modèle simple pour la détermination rapide du tassement d'un pieu isolé sous une force axiale à partir des résultats de sondages CPT. Elle s'applique aussi bien à des pieux à section constante qu'à des pieux renforcés. Les résultats de ces calculs sont comparés lors de cette campagne aux diagrammes tassement/charge obtenus lors des essais statiques sur pieux HP dans le sable compact et dans l'argile raide.

Il est évident qu'avant de pouvoir estimer les mouvements des pieux, des hypothèses concernant la distribution des efforts le long du pieu doit être faite. Ici, les résistances déterminées à partir des essais CPT sont utilisées.

7.2. Description de la méthode

7.2.1. Mouvement de la pointe du pieu de compression

Comme première hypothèse, le comportement tassement/charge est supposé rester linéaire jusqu'à une force Q_{ref} à la pointe égale à 1/3 de la charge de rupture conventionnelle $Q_{r,b}$ de la base

$$Q_{ref} = Q_{r,b}/3 \quad (7-1)$$

Afin de déterminer le tassement correspondant de Q_{ref} , deux approches approximatives sont présentées:

a) le sol sous la pointe est supposé être un matériau homogène, isotrope et linéairement élastique, caractérisé par un module d'élasticité E_s et un coefficient de Poisson μ constants. Dans le cas d'une charge circulaire infiniment rigide de section A , le tassement s_b peut s'écrire

$$q_b = K_s s_b \quad (7-2)$$

$$\text{avec } K_s = 1.13 \frac{E_s}{1-\mu^2} \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (7-3)$$

En cas d'une compression vierge, la relation entre E_s et c est

$$E_s \geq 3/2 q_c \quad (7-4)$$

Suivant les indications dans la littérature, $\mu = 0.3$ pour les sables; tandis que $\mu = 0.5$ pour le tassement à court terme de l'argile et $\mu = 0.1$ après la consolidation finale.

Pour les pieux battus, le chargement statique après installation ne correspond pas à la condition d'une charge initiale pour le sol mais plutôt à un rechargement. Dans ces conditions, le module de déformation E'_s est environ 10 fois plus grand qu'en cas d'un chargement initial de sable pur et de 3 fois en cas de l'argile.

Donc, dans cette approche, E'_s devient pour les pieux battus

$$\left. \begin{array}{l} E'_s \geq 15 q_c \\ \text{pour les sables purs} \\ E'_s \geq 4.5 q_c \\ \text{pour l'argile} \end{array} \right\} \quad (7-5)$$

Toutefois, ces formules ne sont applicables qu'en cas de valeurs q_c constantes sur toute l'épaisseur de la couche comprimée, ce qui est rarement le cas. Pour des couches à valeurs q_c variables, le choix de E'_s devient difficile.

Dans la présente approche, le sol est supposé avoir un comportement purement linéaire et élastique jusqu'à une certaine valeur critique de Q_b où cette relation n'est plus valable.

Vu ces limitations, une deuxième approche est présentée ci-après.

b) Puisque l'effort Q_{ref} considéré ici ne représente que 1/3 de la charge de rupture, le tassement provo-

qué par le mouvement latéral du sol peut être négligé. Ainsi, le tassement $s_{b,ref}$ peut être déterminé sur base d'informations oedométriques à l'aide de l'équation de Terzaghi

$$s_{b,ref} = \sum_0^{z_c} \delta h_i$$

$$= \sum_0^{z_c} \frac{h_i}{C_i} \ln \frac{\sigma'_{z,i} + p'_{i,i}}{p'_{i,i}} \quad (7.6)$$

avec

C_i = constante de compressibilité de la couche avec une épaisseur h_i

$\sigma'_{z,i}$ = augmentation de la contrainte effective dans la couche i due à la charge de la pointe du pieu

$p'_{i,i}$ = contrainte effective initiale dans la couche i .

Les augmentations des contraintes $\sigma'_{z,i}$ ne sont pas calculées suivant Boussinesq mais suivant la loi de Buisman, résultant en de plus larges concentrations de contraintes. Ces augmentations de contraintes sont calculées le long de la verticale du point singulier d'une surface circulaire. La variation du coefficient $i = \sigma'_z/q_b$ par rapport à la profondeur relative z/D_e est donnée à la figure 7-1.

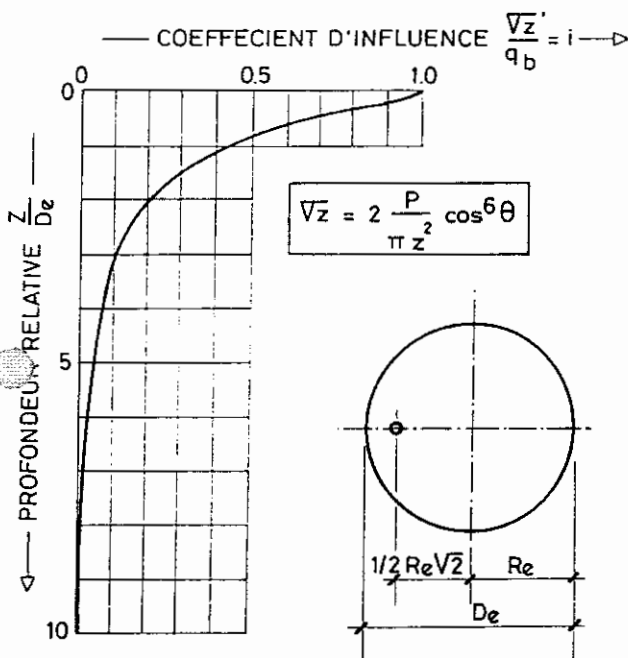


Fig. 7-1. — Variation du coefficient i suivant Buisman avec la profondeur.

Dans le sable,

$$\left. \begin{array}{l} C_i \geq 2 q_{c,i} / p'_{i,i} \\ \text{dans l'argile,} \\ C_i \geq 1.65 q_{c,i} / p'_{i,i} \end{array} \right\} \quad (7-7)$$

En admettant que pour des pieux battus, C_i doit être remplacé par la constante de recompression A_i , les relations suivantes sont admises :

$$\left. \begin{array}{l} \text{pour des sables purs :} \\ A_i \geq 10 C_i \approx 20 q_{c,i} / p'_{i,i} \\ \text{pour l'argile :} \\ A_i \geq 3 C_i \approx 5 q_{c,i} / p'_{i,i} \end{array} \right\} \quad (7-8)$$

Pour d'autres types de sol, des échantillons non perturbés sont à soumettre en laboratoire à des essais oedométriques de chargement et de déchargement afin de déterminer les facteurs A_{oed} et C_{oed} .

On calcule ensuite

$$A_i = \frac{A_{oed}}{C_{oed}} C_i \quad (7-9)$$

Pour des sables glauconifères, calcaireux et argileux

$$A_i \geq \frac{A_{oed}}{C_{oed}} 2 \frac{q_{c,i}}{p'_{i,i}}$$

et pour des argiles sableux

$$A_i \geq \frac{A_{oed}}{C_{oed}} 1.65 \frac{q_{c,i}}{p'_{i,i}}$$

Dans le choix des valeurs à introduire lors des calculs, une attention toute particulière est à apporter aux points suivants :

- dans une couche hétérogène, les tassements ne dépendent pas des valeurs moyennes de déformabilité, mais des propriétés des couches les moins déformables;
- dans une couche anisotrope où la déformabilité dans la direction horizontale est plus petite que dans la direction verticale (couches surconsolidées), les valeurs de A_i sont plus importantes que lors de la détermination à l'aide des formules ci-dessus.

La compression du sol sous une surface chargée est supposée être limitée à la « hauteur comprimée » z_c , où

$$\frac{\sigma'_z}{p'_{i,i}} = \frac{i q_b}{p'_{i,i}} \approx 0.1 \quad (7-10)$$

Pour les calculs, la formule (7-6) peut être écrite de la manière suivante

$$\frac{s_b}{D_e} = \sum_0^{z_c/D_e} \frac{h_i/D_e}{A_i} \times$$

$$\times \ln \left[1 + \frac{i q_b}{p'_{t,0} + \gamma' (z_i / D_e) D_e} \right] \quad (7-6a)$$

Après avoir déterminé le tassement $s_{b,ref}$ correspondant à Q_{ref} (point R de la fig. 7-2), une deuxième hypothèse est introduite en ce qui concerne l'état de rupture à la pointe. Pour les pieux H battus, la force de rupture est supposée atteinte lorsque le mouvement atteint 10% du diamètre équivalent de la surface portante (point S de la fig. 7-2)

$$s_{b,r} \geq 0.10 D_e \quad (7-11)$$

Connaissant maintenant les points R et S ainsi que les directions des deux tangentes RO et SS' à ces points, une courbe peut être dessinée pour relier R et S tout en respectant les directions des tangentes à ces 2 points. Ainsi, la relation théorique entre le mouvement de la pointe et la charge est décrite par la courbe ORSS'. Elle est à comparer au comportement réel OPQQ'.

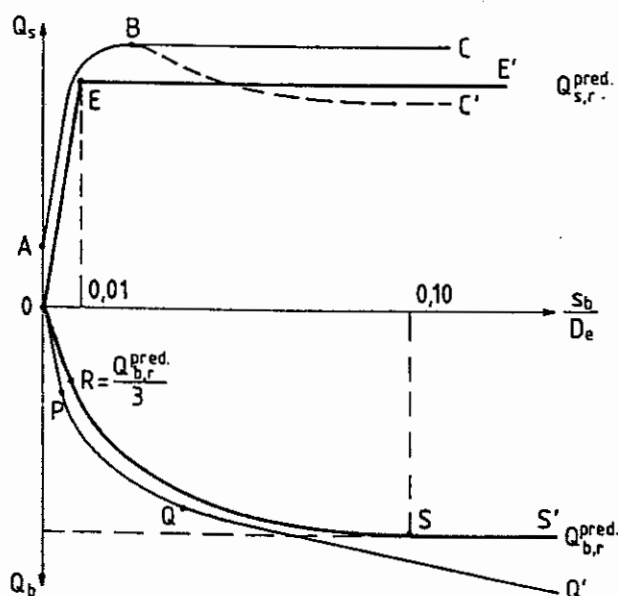


Fig. 7-2. — Mobilisation de la résistance à la pointe et du frottement latéral en fonction du déplacement relatif de la base.

7.2.2. Mouvement de la pointe du pieu en traction

Au cas où une résistance à la pointe $Q_{t,b,r}$ s'établit pour des pieux en traction, on estime que pour une force $Q_{t,b,ref} = 0.5 Q_{t,b,r}$, le mouvement à la base est $s_{t,b,ref} = 0.25 s_{t,b,r}$ ($s_{t,b,r}$ est défini comme pour les pieux en compression sous le point 7.2.1)

Pour des valeurs $Q_t < Q_{t,b,ref}$, une relation linéaire entre Q_t et s_t est supposée.

Pour des valeurs $Q_{t,b,ref} < Q_t < Q_{t,b,r}$, une courbe peut être dessinée entre les points $Q_{t,b,ref}$ et $Q_{t,b,r}$ tout en respectant les directions données des tangentes à ces 2 points.

7.2.3. Mobilisation du frottement latéral

Le frottement latéral Q_s est mobilisé pour des mouvements relatifs beaucoup plus petits que ceux de la base. Dans la plupart des cas, il est suffisant de supposer que le frottement latéral est totalement mobilisé pour un mouvement de la base de l'ordre de 1% du diamètre équivalent du pieu D_e ou de 1% de la largeur B de la section H. La plus grande des deux valeurs est choisie. La relation entre le mouvement de la base et la mobilisation du frottement est supposée être linéaire jusqu'à la rupture.

La relation simplifiée de la variation de Q_s par rapport à s_b/D_e est représentée par la courbe OEE' à la place de la variation réelle OABC ou OABC' à la figure 7-2. La partie OA dépend de la force résiduelle et de la déformation élastique du pieu.

7.2.4. Tassement de la tête du pieu H

Comme on dispose maintenant d'une relation entre le mouvement de la pointe s_b et la charge correspondante Q_b et d'une relation entre s_b et le frottement latéral Q_s , la relation entre s_b et la charge totale peut être établie avec:

$$Q = Q_b + Q_s \quad (7-12)$$

Le mouvement de la tête du pieu peut s'écrire:

$$s = s_b + s_e \quad (7-13)$$

s_e constitue le raccourcissement élastique du pieu et s'écrit:

$$s_e = \frac{Q_b L}{E_p A} + \frac{1}{E_p A} \sum Q_{s,i} L_i \quad (7-14)$$

L = longueur du pieu

$\sum Q_{s,i} = Q_s$

$\sum L_i = L$

$Q_{s,i}$ = frottement latéral partiel sur la longueur partielle L_i .

A tous les niveaux, la proportionnalité suivante est supposée:

$$\frac{Q_{s,i}}{Q_{s,r,i}} = \frac{Q_s}{Q_{s,r}}$$

Finalement, la courbe $Q = f(s)$ peut être dessinée.

7.3. Exemples de calcul pour la détermination du comportement tassement/charge des pieux HP

7.3.1. Hypothèses générales

La charge de rupture conventionnelle et la distribution de la résistance le long des pieux sont calculées à partir des sondages CPT suivant la méthode décrite au chapitre 6. Pour un pieu testé statiquement, le CPT exécuté au droit du pieu est considéré.

7.3.2. Détermination du comportement tassement/charge du pieu KP3

A titre d'exemple, le calcul du comportement tassement/charge du pieu KP3 est donné ci-après. Pour ce pieu, l'hypothèse d'un enfoncement sans formation d'un bouchon donne la valeur la plus élevée pour la charge de rupture conventionnelle. En conséquence, la distribution des résistances le long du pieu, découlant de cette hypothèse, est considérée pour l'estimation du comportement tassement/charge. Les données de base pour le pieu KP3 sont reprises aux figures 7-3 et 7-4.

a) Calcul du tassement $s_{b, \text{ref}}$ de la pointe

Résistance à la base

$$Q_{b,r} = 350 \text{ kN}$$

La charge de référence devient

$$Q_{b, \text{ref}} = \frac{Q_{b,r}}{3} = 116.67 \text{ kN}$$

$$q_{b, \text{ref}} = \frac{Q_{b, \text{ref}}}{A_H} = \frac{116.67}{0.0319} = 3657.3 \text{ kPa}$$

La contrainte effective naturelle au niveau de la base du pieu est de

$$p'_{t,0} = 0.6 \times 16 + 5.4 \times 7 + 8.0 \times 10 = 127.4 \text{ kPa}$$

La contrainte effective naturelle en-dessous du niveau de la base du pieu est de

$$p'_i = 127.4 + \gamma' \frac{z_m}{D_e} D_e$$

γ' = poids volumique effectif du sol

z_m = profondeur en dessous de la base du pieu

D_e = diamètre équivalent du pieu = 0.202 m

Le tassement $s_{b, \text{ref}}$ se calcule à partir de la formule 7-6, qui peut être écrite

$$s_{b, \text{ref}} = \frac{2.3 D_e}{A} \sum \frac{\Delta z}{D_e} \log \left[1 + \frac{i q_{b, \text{ref}}}{p'_i} \right]$$

Posons

$$X = \frac{\Delta z}{D_e} \log \left[1 + \frac{i q_{b, \text{ref}}}{p'_i} \right]$$

Les calculs sont exécutés jusqu'à la profondeur où $i q_{b, \text{ref}} = 0.1 p'_i$. Cette profondeur est atteinte dans la couche 8 (profondeurs entre 14.0 m et 16.2 m) de la figure 7-4 pour $z_m/D_e = 10.64$ avec une subdivision de la couche 8 en lamelles d'une épaisseur de $\Delta z/D_e = 0.495$.

Contrôle pour $z_m/D_e = 10.64$

$$i q_{b, \text{ref}} = 0.1 p'_i$$

$$i q_{b, \text{ref}} = 0.00438 \times 3657.3 = 16.02 \text{ kPa}$$

$$0.1 p'_i = 0.1 (127.4 + 10 \times 10.64 \times 0.202) = 14.89 \text{ kPa}$$

A partir de l'essai CPT 5bis, les constantes de recompression A peuvent être déduites aux différents niveaux considérés (fig. 7-3). Les formules utilisées sont

$$A = 19.8 q_c / p'_{t,0}$$

dans le sable avec

$$q_c = 15 \text{ MPa}$$

$$A = 6.6 q_c / p'_{t,0}$$

dans l'argile de Boom avec

$$q_c = 5 \text{ MPa}$$

profondeur de 11.0 m

$$q_c = 15 \text{ MPa}$$

$$p'_{t,0} = 0.6 \times 16 + 5.4 \times 7 + 5 \times 10 = 97.4 \text{ kPa}$$

$$A = 19.8 \frac{15000}{97.4} = 3049$$

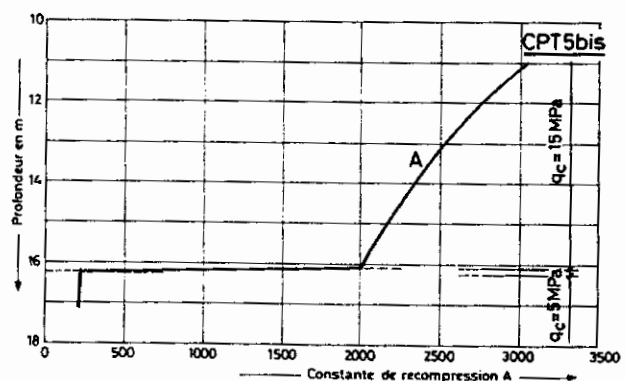


Fig. 7-3. — Variation de la constante de recompression A en fonction de la profondeur à Kallo et sur base de l'essai CPT 5bis.

profondeur de 14.0 m

$$q_c = 15 \text{ MPa}$$

$$p'_{i,0} = 97.4 + 3 \times 10 = 127.4 \text{ kPa}$$

$$A = 19.8 \frac{15000}{127.4} = 2331$$

profondeur de 16.2 m

$$q_c = 5 \text{ MPa}$$

$$p'_{i,0} = 127.4 + 2.2 \times 10 = 149.4 \text{ kPa}$$

$$A = 6.6 \frac{5000}{149.4} = 221$$

On dispose maintenant de tous les éléments pour effectuer les calculs détaillés du tableau 7-2.

TABEAU 7-2 — Calcul du tassement de référence $s_{b, \text{ref}}$ de la base de KP3

z/D_e	z'_m/D_e	i	p'_t	X	s
			kPa		mm
0.00 - 0.50	0.25	0.79574	127.90	0.681058	0.136
0.50 - 0.99	0.74	0.39930	128.90	0.540066	0.108
0.99 - 1.49	1.24	0.22102	129.90	0.425095	0.085
1.49 - 1.98	1.73	0.13362	130.90	0.334235	0.067
1.98 - 2.48	2.23	0.08762	131.90	0.264963	0.053
2.48 - 2.97	2.72	0.06128	132.90	0.212457	0.042
2.97 - 3.47	3.22	0.04504	133.90	0.172446	0.035
3.47 - 3.96	3.71	0.03440	134.90	0.141669	0.028
3.96 - 4.47	4.21	0.02709	135.90	0.117734	0.023
4.46 - 4.95	4.70	0.02187	136.90	0.098909	0.020
4.95 - 5.45	5.20	0.01801	137.90	0.083921	0.017
5.45 - 5.94	5.69	0.01508	138.90	0.071882	0.014
5.94 - 6.44	6.19	0.01281	139.90	0.062086	0.012
6.44 - 6.93	6.68	0.01101	140.90	0.054042	0.011
6.93 - 7.43	7.18	0.00956	141.90	0.047374	0.009
7.43 - 7.92	7.67	0.00839	142.90	0.041799	0.008
7.92 - 8.42	8.17	0.00741	143.90	0.037100	0.007
8.42 - 8.91	8.66	0.00660	144.90	0.033108	0.007
8.91 - 9.41	9.16	0.00591	145.90	0.029694	0.006
9.41 - 9.90	9.65	0.00532	146.90	0.026754	0.005
9.90 - 10.40	10.15	0.00482	147.90	0.024208	0.005
10.40 - 10.89	10.64	0.00438	148.90	0.021990	0.004
$s_{b, \text{ref}} = 0.702$					

b) Calcul du tassement $s_{R, \text{ref}}$ sous la base du renfort

Résistance sous la base du renfort

$$Q_{R,r} = 2870 \text{ kN}$$

La charge de référence devient

$$Q_{R, \text{ref}} = \frac{Q_{R,r}}{3} = 956.67 \text{ kN}$$

$$q_{R, \text{ref}} = \frac{Q_{R, \text{ref}}}{A_R} = \frac{956.67}{0.29894} = 3200.2 \text{ kPa}$$

La contrainte effective naturelle au niveau de la base du renfort est de

$$p'_{i,0} = 0.6 \times 16 + 5.4 \times 7 + 5.0 \times 10 = 97.4 \text{ kPa}$$

La contrainte effective naturelle en-dessous du niveau de la base du renfort est de

$$p'_i = 97.4 + \gamma' \frac{z'_m}{D_e} D_e$$

γ' = poids volumique effectif du sol

z'_m = profondeur en dessous de la base du renfort

D_e = diamètre équivalent de la base du renfort = 0.617 m

Le tassement $s_{R, \text{ref}}$ se calcule à partir de la formule (7-6).

Les calculs sont exécutés jusqu'à la profondeur où $i q_{b, \text{ref}} = 0.1 p'_i$. Cette profondeur est atteinte dans la couche 9 de la figure 7-4 pour $z'_m/D_e \approx 9.68$

Contrôle pour $z'_m/D_e = 9.68$

$$i q_{b, \text{ref}} = 0.1 p'_i$$

$$i q_{b, \text{ref}} = 0.00529 \times 3200.2 = 16.93 \text{ kPa}$$

$$0.1 p'_i = 0.1 [97.4 + (8.43 \times 10 + (9.68 - 9.43)8.5)0.617] = 15.60 \text{ kPa}$$

On constate que les couches 7, 8 et 9 sont impliquées dans le problème. Les couches 7 et 8 sont localisées dans le sable tandis que la couche 9 est constituée par l'argile de Boom.

Pour les calculs, les couches sont subdivisées en lamelles comme suit

$$\text{couche 7} \Rightarrow \Delta' z/D_e = 0.486$$

$$\text{couche 8} \Rightarrow \Delta' z/D_e = 0.446$$

$$\text{couche 9} \Rightarrow \Delta' z/D_e = 0.500$$

On dispose maintenant de tous les éléments pour effectuer les calculs de la détermination du tassement de référence $s_{R, \text{ref}}$ sous la base du renfort. Les calculs sont similaires à ceux exécutés au tableau 7-2. Le résultat est

$$s_{R, \text{ref}} = 2.134 \text{ mm}$$

c) Détermination du comportement au frottement

La distribution du frottement est donnée à la figure 7-4. On suppose que ces valeurs sont obtenues pour la plus grande des valeurs suivantes le long de la poutrelle

		couche	épaisseur [m]	poids volumique du sol [KN/m ³]	résistance [KN]	section d'acier [cm ²]	constante de recompression
	+2,0 ▽						
	+0,0 ▽	1	2,0			287,08	/
argile	-0,6 ▽	2	0,6	16,0	↑ 19	287,08	/
	-3,4 ▽	3	2,8	7,0	↑ 90	287,08	/
sable argileux	-6,0 ▽	4	2,6	7,0	↑ 67	287,08	/
	-8,6 ▽	5	2,6	10,0	↑ 150	287,08	/
sable compact	-11,0 ▽	6	2,4	10,0	↑ 1170	599,08	/
	-14,0 ▽	7	3,0	10,0	↑ 2870 ↑ 792	287,08	3049
	-16,2 ▽	8	2,2	10,0	↑ 350		2331
argile raide fissurée	-26,2 ▽	9	10,0	8,5			221

	<u>* à la base</u>	<u>* sans le renfort</u>
Surface portante :	$A_H = 319,0 \text{ cm}^2$	$A_I = 2989,4 \text{ cm}^2$
Diamètre équivalent :	$D_{e,H} = \sqrt{\frac{4}{\pi} 319} = 20,2 \text{ cm}$	$D_{e,I} = \sqrt{\frac{4}{\pi} 2989,4} = 61,7 \text{ cm}$
Largeur section :	$b_H = 40 \text{ cm} > D_{e,H}$	$b_I = 118 \text{ cm} > D_{e,I}$
Frottement latéral totalement mobilisé pour un déplacement de :	$0,01 b_H : 0,01 \times 40 = 0,4 \text{ cm}$	$0,01 b_I : 0,01 \times 118 = 1,18 \text{ cm}$
	$Q_{b,ref} = \frac{350}{3} = 116,67 \text{ KN}$	$Q_{I,ref} = \frac{2870}{3} = 956,67 \text{ KN}$
	$q_{b,ref} = \frac{116,67}{0,0319} = 3657,3 \text{ KPa}$	$q_{I,ref} = \frac{956,67}{0,29894} = 3200,2 \text{ KPa}$

Fig. 7-4. — Hypothèses pour le calcul du comportement tassement/charge du pieu KP3 à partir de l'essai CPT 5bis.

$$s_{f,r} \geq 0,01 D_e \geq 0,01 \times 202 = 2,02 \text{ mm}$$

$$\geq 0,01 B_H \geq 0,01 \times 400 = 4,00 \text{ mm}$$

La valeur $s_{f,r} = 4,00 \text{ mm}$ est retenue. Le long du renfort

$$s_{f,r,R} \geq 0,01 D_{e,R} \geq 0,01 \times 617 = 6,17 \text{ mm}$$

$$\geq 0,01 B_R \geq 0,01 \times 1180 = 11,80 \text{ mm}$$

La valeur $s_{f,r,R} = 11,80 \text{ mm}$ est retenue.



Comme hypothèse simplificatrice, il est supposé qu'à chaque palier de charge, le déplacement à chaque niveau du pieu est égal au déplacement de la base s_h .

frottement total sur la section principale du pieu:

proportion du frottement dans la

couche 2: $Q_{s,2} = 19/1118 Q_{s,40}$
proportion du frottement dans la

couche 3: $Q_{s,3} = 90/1118 Q_{s,40}$

proportion du frottement dans la

couche 4: $Q_{s,4} = 67/1118 Q_{s,40}$

proportion du frottement dans la

couche 5: $Q_{s,5} = 150/1118 Q_{s,40}$

proportion du frottement dans la

couche 6: $Q_{s,6} = Q_{s,118}$

proportion du frottement dans la

couche 7: $Q_{s,7} = 792/1118 Q_{s,40}$

$$\begin{aligned} & \times [0.03909 Q_{s,40} + 0.32200 Q_{s,40} + \\ & + 0.40152 Q_{s,40} + 1.24776 Q_{s,40} + \\ & + 11.17504 Q_{s,118} + 9.38646 Q_{s,40} + \\ & + 11.75008 Q_l + 14.75008 Q_b] \end{aligned}$$

e) calcul du mouvement de la tête du pieu KP3

Le calcul du mouvement de la tête du pieu est exécuté au tableau 7-3.

**TABLEAU 7-3 — Calcul du mouvement de la tête
du pieu KP3**

s_b	$Q_{s,40}$	$Q_{s,118}$	Q_b	Q_l	Q_{tot}	s_e	s_{tot}
mm	kN	kN	kN	kN	kN	mm	mm
0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
1.0	279.5	99.2	164.5	448.26	991.4	1.99	2.99
2.0	559.0	198.3	210.7	896.52	1864.5	3.69	5.69
5.0	1118.0	495.8	277.3	1560.92	3452.0	6.75	11.75
10.0	1118.0	991.5	325.4	1987.97	4422.9	8.62	18.62
15.0	1118.0	1170.0	344.9	2243.92	4876.8	9.50	24.50
20.0	1118.0	1170.0	350.0	2422.04	5060.0	9.86	29.86
25.0	1118.0	1170.0	350.0	2552.91	5190.9	10.11	35.11
30.0	1118.0	1170.0	350.0	2651.16	5289.2	10.31	40.31
35.0	1118.0	1170.0	350.0	2725.16	5363.2	10.45	45.45
40.0	1118.0	1170.0	350.0	2780.19	5418.2	10.56	50.56
45.0	1118.0	1170.0	350.0	2819.86	5457.9	10.63	55.63
50.0	1118.0	1170.0	350.0	2846.77	5484.8	10.69	60.69
55.0	1118.0	1170.0	350.0	2862.86	5500.9	10.72	65.72
62.0	1118.0	1170.0	350.0	1870.00	5508.0	10.73	72.73

La courbe calculée du tassement/charge du pieu KP3 est comparée aux mesures à la figure 7-6.

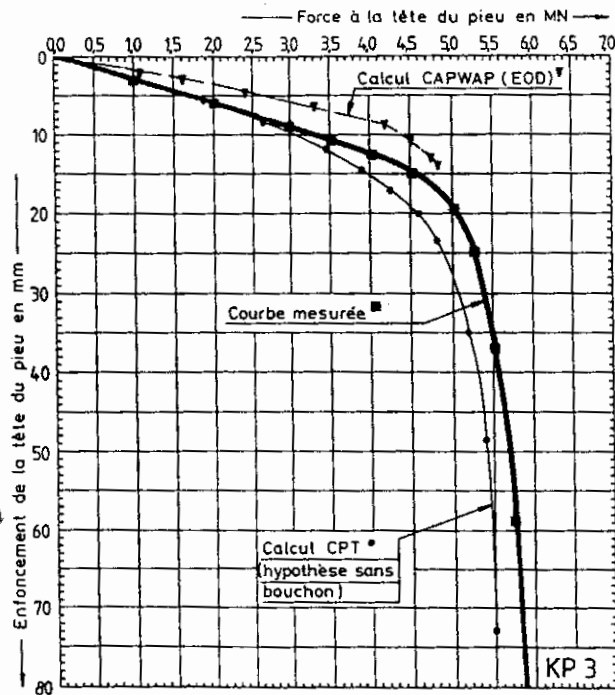


Fig. 7-6. — Comparaison entre les courbes tassement/charge calculées et mesurées du pieu KP3.

Des calculs analogues sont effectués pour les pieux KP1, KP1i et KP2. Les hypothèses de base de ces 3 pieux sont montrées à la figure 7-7. Pour le pieu KP1i, les valeurs pour la résistance le long du pieu sont reprises de l'essai statique.

Les courbes tassement/charge des pieux KP1, KP1i et KP2 sont données à la figure 7-8.

7.3.3. Détermination du comportement tassement/charge du pieu MP1

Pour le calcul de la capacité de MP1, l'hypothèse avec adhérence du sol au pieu donne la valeur la plus faible; ce cas est considéré ici.

a) Calcul du tassement $s_{b,ref}$ de la base du pieu

Résistance sous la base

$$Q_{b,r} = 400 \text{ kN}$$

La charge de référence devient

$$Q_{b,ref} = \frac{Q_{b,r}}{3} = 133.33 \text{ kN}$$

$$q_{b,ref} = \frac{Q_{b,ref}}{A_a} = \frac{133.33}{0.1472} = 905.8 \text{ kPa}$$

La contrainte effective naturelle au niveau de la base est de

$$p'_{i,0} = 1.7 \times 18.5 + 12.3 \times 8.5 = 136.00 \text{ kPa}$$

La contrainte effective naturelle en-dessous du niveau de la base est de

$$p'_i = 136.0 + \gamma' \frac{z_m}{D_e} D_e$$

γ' = poids volumique effectif du sol

z_m = profondeur en dessous de la base du pieu

D_e = diamètre équivalent de la base = 43.3 cm

Les calculs sont exécutés jusqu'à la profondeur où $i q_{b,ref} = 0.1 p'_i$. Ce niveau est atteint dans la couche 5 (entre les profondeurs de 14.0 m et 24.0 m) de la figure 7-9 pour $z_m/D_e \approx 5.21$

Contrôle pour $z_m/D_e = 5.21$

$$i q_{b,ref} = 0.1 p'_i$$

$$i q_{b,ref} = 0.01789 \times 905.8 = 16.20 \text{ kPa}$$

$$0.1 p'_i = 0.1 (136.0 + 5.21 \times 8.5) = 18.00 \text{ kPa}$$

Pour le calcul, la couche 5 est subdivisée en lamelles de $\Delta z/D_e = 0.497$.

Le tassement $s_{b,ref}$ se calcule à partir de la formule 7-6.

$$s_{b,ref} = \frac{2.3 D_e}{A} \sum \frac{\Delta z}{D_e} \log \left(1 + \frac{i q_{b,ref}}{p'_i} \right)$$

Posons

$$X = \frac{\Delta z}{D_e} \log \left(1 + \frac{i q_{b,ref}}{p'_i} \right)$$

A partir de l'essai CPT 1bis, la constante de recompression A peut être déduite en-dessous du niveau de la base. La relation, utilisée dans l'argile de Merville, est:

$$A = 6.6 q_c / p'_{i,0}$$

profondeur de 14.0 m:

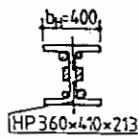
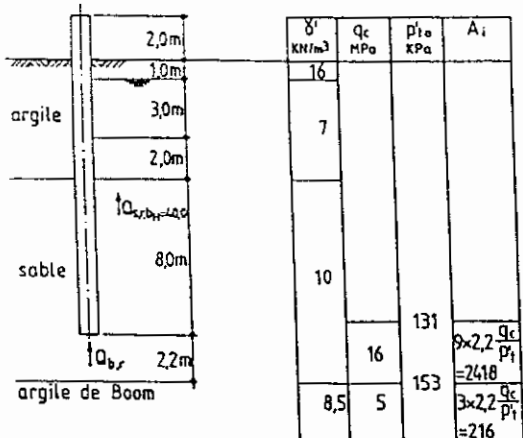
$$q_c = 4.5 \text{ MPa}$$

$$p'_{i,0} = 1.7 \times 18.5 + 12.3 \times 8.5 = 136.0 \text{ kPa}$$

$$A = 6.6 \frac{4500}{136.0} \approx 218$$

PIEU KP1- CPT 4 ter

- Calcul sans formation d'un bouchon



SECTION POINTE

$$A_b = 463,9 \text{ cm}^2$$

$$D_e = 24,3 \text{ cm}$$

$$Q_{b,r} = 509 \text{ KN}$$

$$Q_{s,r,b_f=400} = 2595 \text{ KN}$$

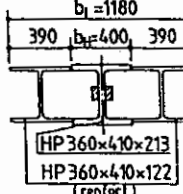
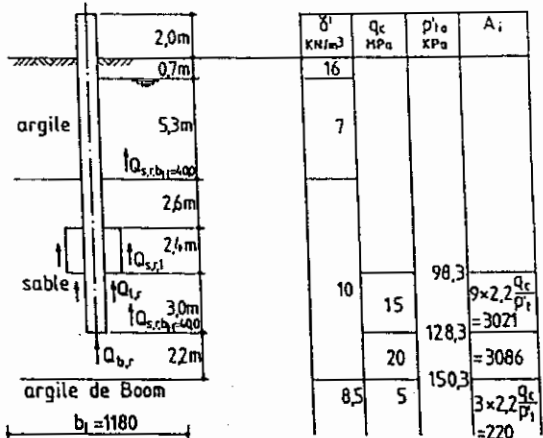
$$Q_{tot,r} = 3104 \text{ KN}$$

$$Q_{b,ref} = \frac{Q_{b,r}}{3} = \frac{509}{3} = 169,7 \text{ KN}$$

$$q_{b,ref} = \frac{169,7}{463,9 \times 10^{-4}} = 3657,40 \text{ KPa}$$

PIEU KP2- CPT 6 bis

- Calcul sans formation d'un bouchon



SECTION POINTE

$$A_b = 3190 \text{ cm}^2$$

$$D_{e,b} = 20,2 \text{ cm}$$

$$A_i = 631,0 \text{ cm}^2$$

$$D_{e,i} = 28,3 \text{ cm}$$

$$Q_{b,r} = 457 \text{ KN}$$

$$Q_{t,r} = 332 \text{ KN}$$

$$Q_{s,r,b_f=400} = 1219 \text{ KN}$$

$$Q_{s,r,i} = 2224 \text{ KN}$$

$$Q_{tot,r} = 4232 \text{ KN}$$

$$Q_{b,ref} = \frac{Q_{b,r}}{3} = \frac{457}{3} = 152,3 \text{ KN}$$

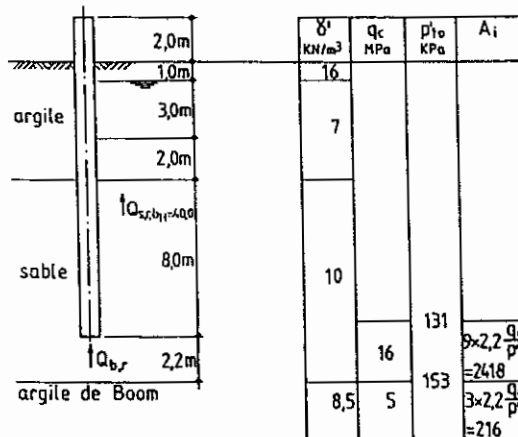
$$q_{b,ref} = \frac{152,3}{319,0 \times 10^{-4}} = 4775,34 \text{ KPa}$$

$$Q_{t,ref} = \frac{Q_{t,r}}{3} = \frac{332}{3} = 110,7 \text{ KN}$$

$$q_{t,ref} = \frac{110,7}{631,0 \times 10^{-4}} = 1753,83 \text{ KPa}$$

PIEU KP1i- CPT 4 ter

- Calcul sur base de mesures



SECTION POINTE

$$A_b = 870 \text{ cm}^2$$

$$D_e = 33,3 \text{ cm}$$

$$Q_{b,r} = 1137 \text{ KN}$$

$$Q_{s,r,b_f=400} = 3977 \text{ KN}$$

$$Q_{tot,r} = 5114 \text{ KN}$$

$$Q_{b,ref} = \frac{Q_{b,r}}{3} = \frac{1137}{3} = 379 \text{ KN}$$

$$q_{b,ref} = \frac{379}{870 \times 10^{-4}} = 4356,3 \text{ KPa}$$

Fig. 7-7. — Hypothèses pour le calcul du comportement tassement/charge des pieux KP1 et KP2 à partir de sondages CPT et de KP1i à partir des mesures statiques.

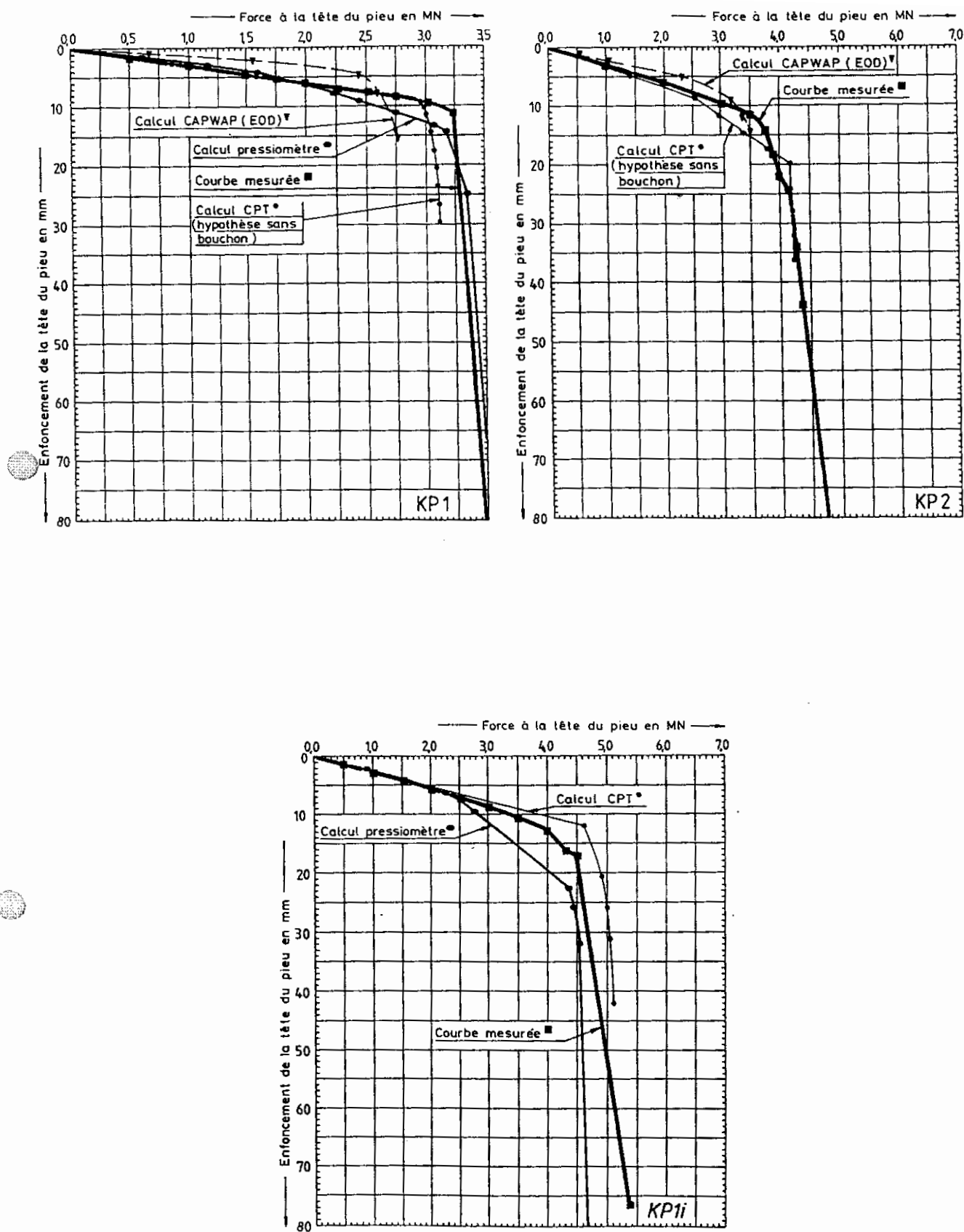


Fig. 7-8. — Comparaison entre les courbes tassement/charge calculées et mesurées des pieux KP1, KP1i et KP2.

	couche	épaisseur [m]	poids volumique du sol [KN/m ³]	résistance [KN]	section d'acier [cm ²]	constante de recompression
+2,0 ▽						
±0,0 ▽	1	2,0			316,78	/
limon						
-1,7 ▽	2	1,7	18,5	↑ 97	316,78	/
-6,0 ▽	3	4,3	8,5	↑ 248	316,78	/
argile raide						
-14,0 ▽	4	8,0	8,5	↑ 932	316,78	/
-24,0 ▽	5	10,0	8,5	↑ 400		218

Surface portante: $A_H = 1472,0 \text{ cm}^2$

Diamètre équivalent: $D_{eH} = \sqrt{\frac{4}{\pi}} 1472,0 = 43,3 \text{ cm}$

Largeur section: $b_H = 40 \text{ cm} < D_{eH}$

Frottement latéral totalement
mobilisé pour un déplacement de: $0,01 D_{eH} = 0,01 \times 43,3 = 0,433 \text{ cm}$

$$Q_{b,ref} = \frac{400}{3} = 133,33 \text{ KN}$$

$$q_{b,ref} = \frac{133,33}{0,1472} = 905,8 \text{ kPa}$$

Fig. 7-9. — Hypothèses pour le calcul du comportement tassement/charge du pieu MPI à partir du sondage CPT 1bis.

On dispose maintenant de tous les éléments pour effectuer les calculs détaillés du tableau 7-4

Le diagramme de mobilisation du frottement latéral et de la résistance à la base et montré à la figure 7-10.

b) calcul du raccourcissement élastique du pieu

Le raccourcissement élastique se calcul suivant la formule (7-14)

$$s_e = \frac{1}{2.1 \times 10^8 \times 0.031678} \times$$

$$\times \left[Q_{s,2} \left(2 + \frac{1.7}{2} \right) + Q_{s,3} \left(3.7 + \frac{4.3}{2} \right) + \right.$$

$$\left. + Q_{s,4} \left(8 + \frac{8}{2} \right) + Q_b 16 \right] \quad (7-14b)$$

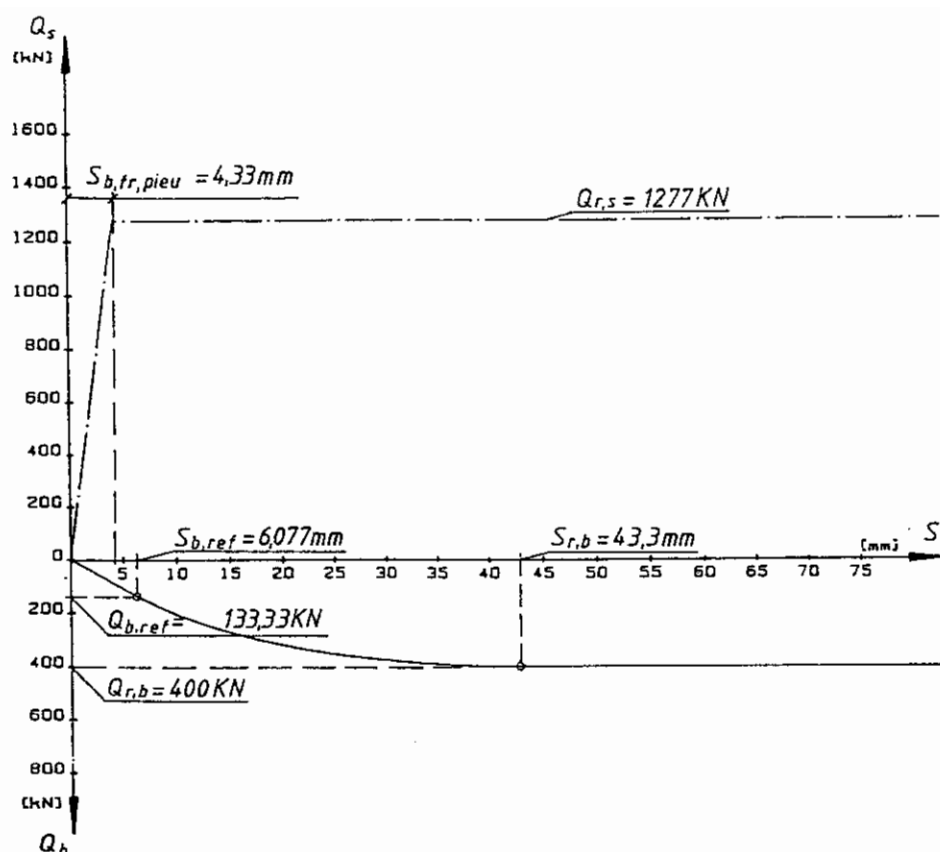


Fig. 7-10. — Diagramme de mobilisation du frottement et de la résistance à la pointe du pieu M1.

TABLEAU 7-4 — Calcul du tassement de référence
de la base de MP1

z/D_e	z_m/D_e	i	p'_t kPa	X	s mm
0.00 - 0.50	0.25	0.79475	136.91	0.395554	1.807
0.50 - 0.99	0.74	0.39807	138.74	0.276224	1.262
0.99 - 1.49	1.24	0.22003	140.57	0.190433	0.870
1.49 - 1.99	1.74	0.13292	142.40	0.132170	0.604
1.99 - 2.48	2.23	0.08712	144.23	0.094137	0.430
2.48 - 2.98	2.73	0.06092	146.05	0.069129	0.316
2.98 - 3.48	3.23	0.04477	147.88	0.052268	0.239
3.48 - 3.97	3.72	0.03419	149.71	0.040559	0.185
3.97 - 4.47	4.22	0.02692	151.54	0.032188	0.147
4.47 - 4.97	4.72	0.02173	153.37	0.026044	0.119
4.97 - 5.46	5.21	0.01789	155.19	0.021425	0.098
$s_{b,ref} = 6.077$					

frottement latéral total

$$Q_{s,43} = 97 + 248 + 932 = 1277 \text{ kN}$$

proportion du frottement dans la

couche 2: $Q_{s,2} = 97/1277 Q_{s,43}$

proportion du frottement dans la

couche 3: $Q_{s,3} = 248/1277 Q_{s,43}$

proportion du frottement dans la

couche 4: $Q_{s,4} = 932/1277 Q_{s,43}$

dans
(7-14b)

$$s_e = \frac{1}{6652380} \times$$

$$\times [0.21648 Q_{s,43} + 1.13610 Q_{s,43} + 8.75803 Q_{s,43} + 16 Q_b]$$

$$= 10^{-3} [0.00152 Q_{s,43} + 0.00241 Q_b] \text{ (m)}$$

$$s_e = 0.00152 Q_{s,43} + 0.00241 Q_b \text{ (mm)}$$

c) calcul du mouvement de la tête du pieu

Le calcul du mouvement de la tête du pieu MP1 est exécuté au tableau 7-5.

La courbe calculée du tassement/change du pieu MP1 est comparée aux mesures à la figure 7-11.

Des calculs analogues sont effectués pour les pieux MP1i, MP2, MP3 et MP4. Les hypothèses de base de ces 4 pieux sont montrées à la figure 7-12. Pour les pieux MP1i et MP4, les valeurs pour la résistance le long du pieu sont reprises de l'essai statique.

Les courbes tassement/charge des pieux MP1, MP1i, MP3 et MP4 sont données à la figure 7-13.

TABEAU 7-5 — Calcul du mouvement de la tête du pieu MP1

s_b	$Q_{s,43}$	Q_b	Q_{tot}	s_e	s_{tot}
mm	kN	kN	kN	mm	mm
0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00
1.0	249.9	21.9	316.9	0.50	1.50
2.0	589.8	43.9	633.7	1.00	3.00
3.0	884.8	65.8	950.6	1.50	4.50
5.0	1277.0	109.7	1286.7	2.20	7.20
7.0	1277.0	154.4	1431.4	2.31	9.31
10.0	1277.0	208.4	1485.4	2.44	12.44
15.0	1277.0	275.6	1552.6	2.60	17.60
20.0	1277.0	322.9	1599.9	2.72	22.72
25.0	1277.0	356.1	1633.1	2.80	27.80
30.0	1277.0	378.4	1655.4	2.85	32.85
35.0	1277.0	392.1	1669.1	2.88	37.88
43.0	1277.0	400.0	1677.0	2.90	45.90

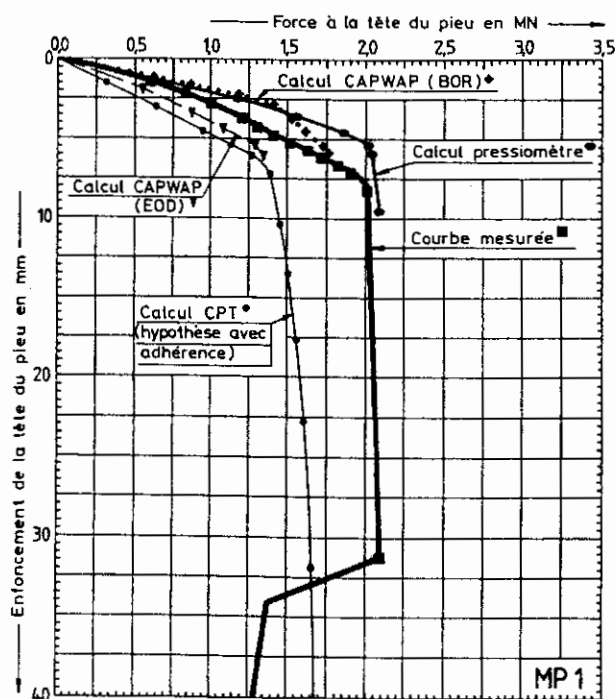


Fig. 7-11. — Comparaison entre la courbe tassement/charge calculée et mesurée du pieu MP1.

8. DÉTERMINATION DU POUVOIR PORTANT ET DE LA CHARGE ADMISSIBLE DES PIEUX HP EN BELGIQUE/LUXEMBOURG, EN FRANCE, EN RÉPUBLIQUE FÉDÉRALE D'ALLEMAGNE ET AU ROYAUME-UNI

8.1. Détermination de la charge de rupture conventionnelle et de la charge admissible des pieux HP en Belgique/Luxembourg (B/L)

En Belgique et au Luxembourg, il n'existe pas de normes concernant la détermination des charges

admissibles sur les pieux en général et les pieux poutrelles en particulier.

Dans la pratique courante, l'évaluation de la charge admissible est basée sur les résultats d'essais de mise en charge statique, sur les résultats d'essais CPT ou pressiométriques et sur les données de battage.

Au cas de l'utilisation des résultats d'essais statiques, les charges Q_3 , Q_6 et Q_9 sont déterminées qui provoquant des déplacements de la tête du pieu de 3, 6 et 9 mm respectivement. La charge admissible correspond alors à la plus petite des valeurs Q_3 , $Q_6/1.5$ ou $Q_9/2.0$. Dans certains cas, les résultats des essais statiques sont également évalués suivant les normes Allemandes DIN 1054 et DIN 4026.

Actuellement, la charge de rupture conventionnelle Q_r^{conv} est souvent déterminée pour un tassement de la base $s_b = 0.10 D_e$. D_e correspond au diamètre équivalent du pieu. La charge de rupture conventionnelle est également estimée à partir d'essais CPT ou pressiométriques.

Pour la détermination de la charge admissible à partir des essais CPT, deux méthodes sont utilisées assez couramment :

- la méthode préconisée par le bureau SECO ;
- la méthode proposée par le Prof. De Beer.

Dans la méthode SECO, la charge admissible d'un pieu poutrelle est donnée par la formule :

$$Q_a = \frac{Q_{b,r}^{SECO}}{2} + \frac{Q_{s,r}^{SECO}}{3} \quad (8-1)$$

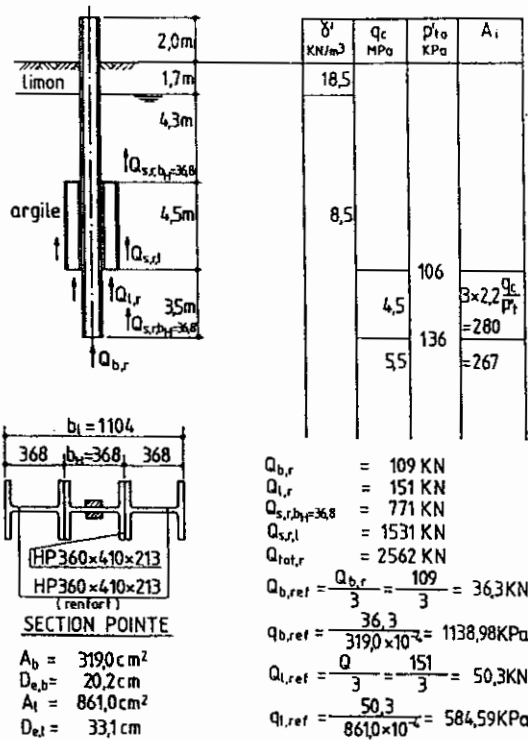
Les valeurs $Q_{b,r}^{SECO}$ et $Q_{s,r}^{SECO}$ sont déduites des essais de pénétration par une méthode propre à SECO et qui au cas de plusieurs essais CPT, donne certaines indications concernant l'essai à prendre en considération.

Les valeurs $Q_{b,r}^{SECO}$ et $Q_{s,r}^{SECO}$ sont différentes des valeurs $Q_{b,r}$ et $Q_{s,r}$, obtenues par la méthode de De Beer. Au cas de poutrelles H , la méthode SECO ne précise pas le mode de rupture à prendre en considération.

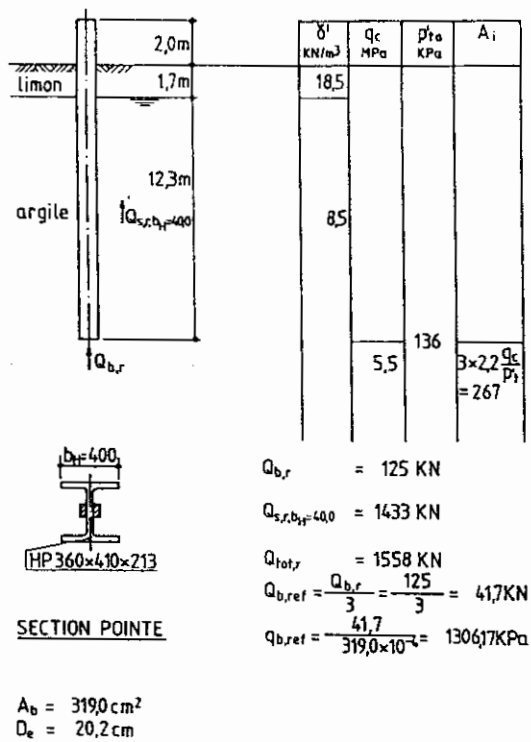
Dans la méthode de De Beer, la charge admissible Q_a prise en considération est celle correspondant au cas de charges permanentes et mobiles normales. La valeur

$$Q_{r,prediction}^{conv} = Q_{b,r}^{conv} + Q_{s,r}^{conv} \quad (8-2)$$

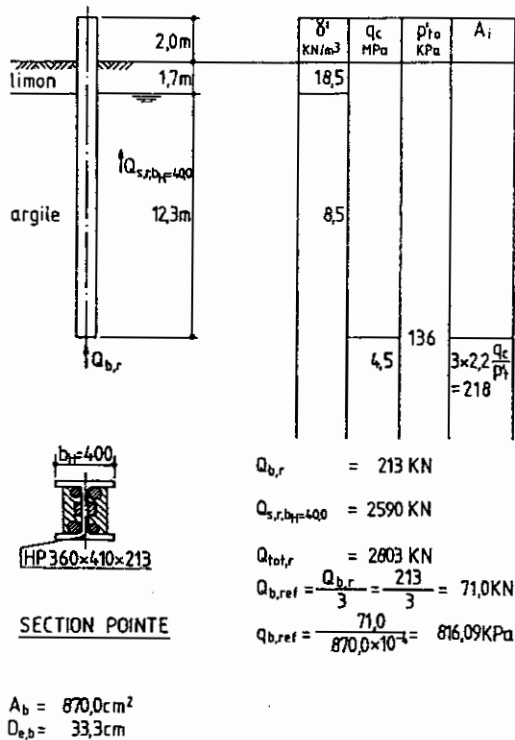
PIEU MP2 - CPT 2 bis
- Calcul sans adhérence



PIEU MP3 - CPT 3 bis
- Calcul sans adhérence



PIEU MP1i - CPT 1 bis
- CALCUL SUR BASE DE MESURES



PIEU MP4 - CPT 4 bis

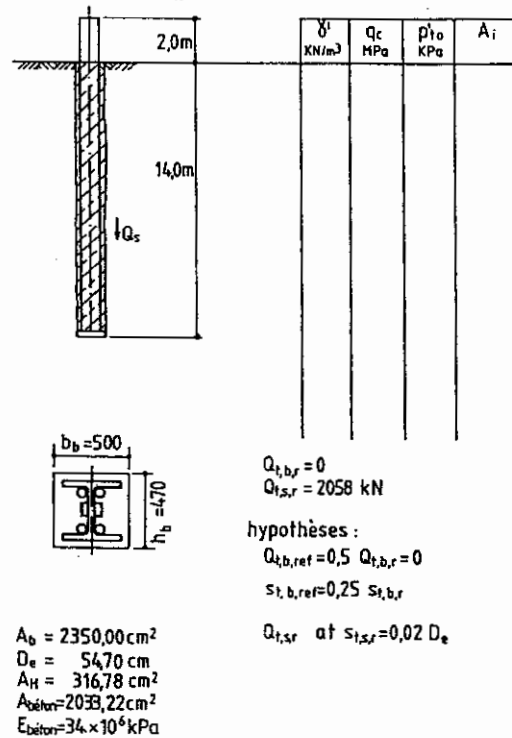


Fig. 7-12. — Hypothèses pour le calcul du comportement tassement charge des pieux MP1i, MP2, MP3 et MP4.

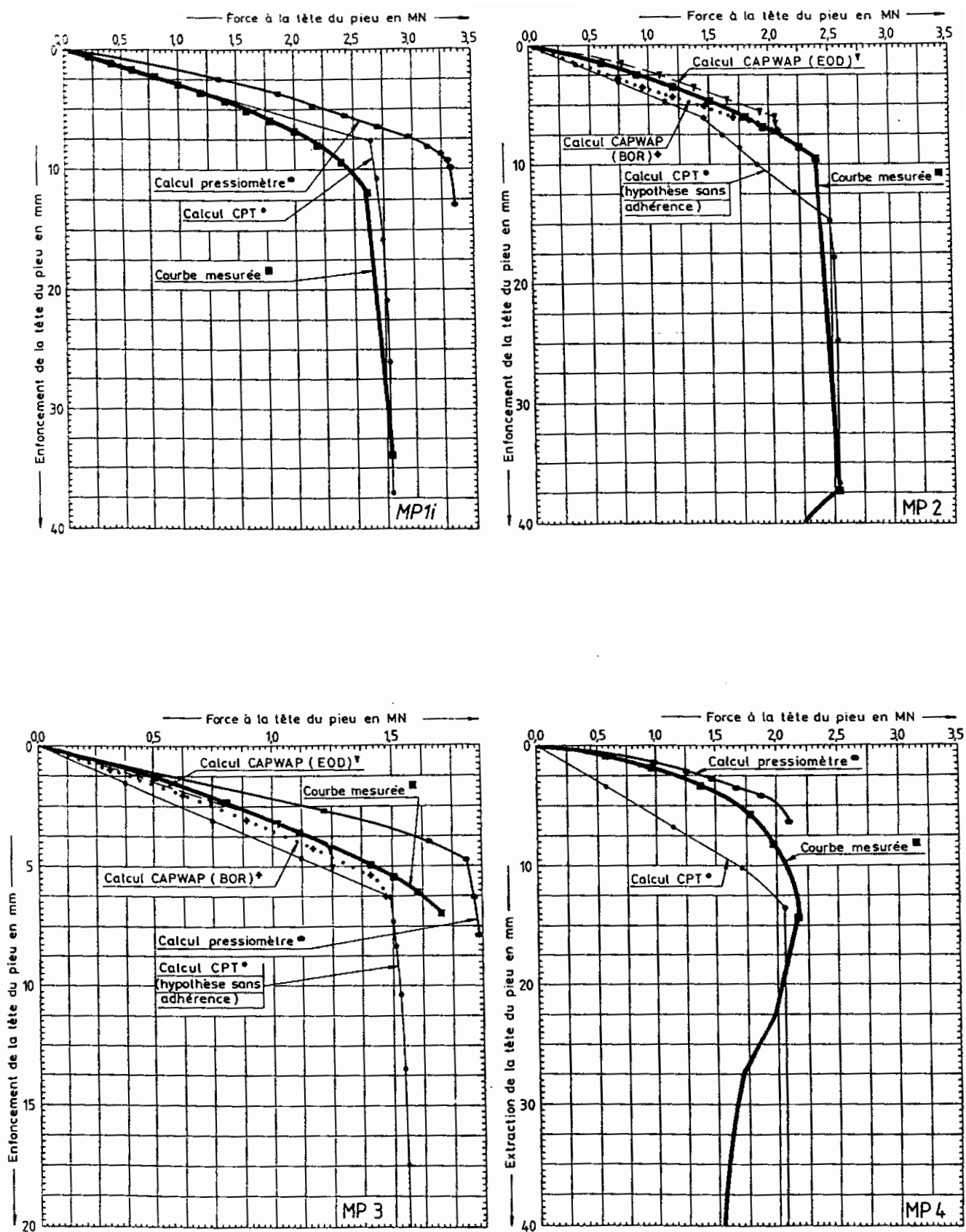


Fig. 7-13. — Comparaison entre les courbes tassement/charge calculées et mesurées des pieux MP1i, MP2, MP3 et MP4.

est calculée à partir de la méthode de De Beer. Au cas de pieux H, deux modes de rupture sont considérés et celui donnant les valeurs les plus défavorables et retenu.

Q_a est déterminé comme suit :

- dans le cas exceptionnel où un essai CPT est exécuté dans l'axe de chaque pieu

$$Q_a \leq \frac{Q_{r, \text{prédiction}}^{\text{conv}}}{F_{\text{tot}}} \quad \text{avec} \quad F_{\text{tot}} = 1.4 \quad (8-3)$$

Il faut préciser qu'aucun facteur de majoration n'est appliqué sur les charges. F_{tot} est donc un coefficient de sécurité total.

- dans le cas normal où les pieux ne sont pas situés dans l'axe des essais CPT avec toutefois un nombre suffisant d'essais au site (en principe un essai CPT tous les 20 m ou 10-20 essais CPT/ha)

$$Q_a \leq Q_{a1} = \frac{1}{F_{\text{tot}}} \left(\frac{Q_{b,r, \text{max}}}{F_{1,b}} + \frac{Q_{s,r, \text{max}}}{F_{2,s}} \right)$$

avec $F_{\text{tot}} = 1.4$
 $F_{1,b} = 1.5$
 $F_{2,s} = 1.3$ (8-4)

$Q_{r, \text{max}} = Q_{b,r, \text{max}} + Q_{s,r, \text{max}}$
 = charge de rupture conventionnelle déterminée à partir de l'essai CPT le plus favorable

La condition à respecter est la suivante :

$$Q_{a1} \leq Q_{a2} = \frac{1}{F_{\text{tot}}} (Q_{b,r, \text{min}} + Q_{s,r, \text{min}})$$

avec $F_{\text{tot}} = 1.4$ (8-5)

$Q_{r, \text{min}} = Q_{b,r, \text{min}} + Q_{s,r, \text{min}}$
 = charge de rupture conventionnelle déterminée à partir de l'essai CPT le plus défavorable

Les facteurs $F_{1,b}$ et $F_{2,s}$ ont été obtenus par une analyse statistique d'un certain nombre de formations géologiques et de profils pour lesquels un grand nombre d'essais CPT est disponible. En principe, les valeurs de $F_{1,b}$ et de $F_{2,s}$ sont à adapter aux formations géologiques et aux profils de sol au fur et à mesure que l'on dispose d'un grand nombre d'essais pour chacun des cas.

Au cas où $Q_{a1} > Q_{a2}$, la variation des résistances au frottement et à la pointe est plus grande que celle couverte par les facteurs $F_{1,b} = 1.5$ et $F_{2,s} = 1.3$.

Dans ce cas, il ne suffit pas de poser $Q_{a1} = Q_{a2}$; il faut alors contrôler si l'un ou l'autre des essais CPT donne des résultats aberrants, sinon des essais supplémentaires doivent être exécutés.

Lors d'essais de battage, l'utilisation de méthodes de mesures dynamiques et leur évaluation (Case et CAPWAP) a tendance à se multiplier. L'utilité et les limitations de telles méthodes dynamiques sont indiquées dans le chapitre précédent.

8.2. Détermination de la charge limite de rupture et de la charge admissible des pieux HP en France (F)

En France, il existe 2 règles différentes pour la détermination de la charge portante admissible :

- les règles FOND 85 pour l'Administration qui sont valables pour les ouvrages d'art de l'Etat;
- les règles D.T.U. 13.2 pour le secteur privé.

D'une façon générale, les règles françaises sont principalement basées sur les données d'essais pressiométriques. Lors de ces essais, une pression de fluage et une pression limite sont définies. En similitude, on définit dans cet article pour les pieux une charge de fluage et une charge limite. Ces charges sont à comparer respectivement à la charge limite allemande (Grenzlast) et à la charge de rupture conventionnelle, à défaut d'une charge de rupture physique. Afin d'éviter toute confusion dans le cadre de ce rapport, la dénomination « charge limite » en rapport avec la méthode française n'est pas utilisée; les termes employés sont la charge de fluage et la charge de rupture (conventionnelle ou physique). On a

$$Q_r^{\text{conv}} = Q_{b,r}^{\text{conv}} + Q_{s,r}^{\text{conv}} \quad (8-6)$$

$Q_{b,r}^{\text{conv}}$ et $Q_{s,r}^{\text{conv}}$ représentent les charges de rupture conventionnelle à la base respectivement au frottement. Ces valeurs sont déterminées à partir de la pression limite de l'essai pressiométrique suivant la méthode semi-empirique décrite dans FOND 85.

A partir des valeurs $Q_{b,r}^{\text{conv}}$ et $Q_{s,r}^{\text{conv}}$, la charge de fluage Q_c est déterminée :

$$Q_c = \frac{Q_{b,r}^{\text{conv}}}{\alpha} + \frac{Q_{s,r}^{\text{conv}}}{\beta} \quad (8-7)$$

Pour des pieux de refoulement et indépendamment de la nature du sol, on admet $\alpha = \beta = 1.5$.

La charge admissible Q_a est définie par

$$Q_a = 0.7 Q_c = \frac{Q_c}{F} = \frac{Q_c}{1.43} \quad (8-8)$$

Il faut remarquer que la valeur F n'est pas un facteur de sécurité total mais un facteur de sécurité partiel. Les charges elles-mêmes sont majorées d'un facteur de sécurité, dépendant des types de charges et de leurs combinaisons. La valeur donnée de F correspond à des combinaisons quasi permanentes des états-limites de service.

Au cas où des résultats d'essais de mise en charge statique sont disponibles, l'application à ces mesures de la méthode graphique suivant Cambefort-Cha-disson fournit la charge de fluage. Si cette donnée expérimentale est directement utilisée, on pose :

$$Q_a = 0.8 Q_c = \frac{Q_c}{1.25} \quad (8-9)$$

Dans sa forme actuelle, le document FOND 85 ne fournit pas toutes les instructions nécessaires, notamment en ce qui concerne le nombre ainsi que la densité d'essais pressiométriques et d'essais de mise en charge à exécuter sur un site; il en est de même pour les hypothèses concernant les valeurs géométriques des pieux poutrelles avec ou sans renforts.

Bustamante (1987), en se basant sur les résultats de la campagne d'essais de la CECA, a proposé une méthode de prédiction de la charge de rupture de pieux H sur base d'essais pressiométriques.

Au chapitre 6 de la présente contribution, une variante à cette méthode de calcul est présentée.

8.3. Détermination de la charge limite (Grenzlast) et de la charge admissible des pieux HP en république fédérale d'Allemagne (RFA)

En attendant de nouvelles normes basées sur la méthode probabilistique, la détermination de la charge admissible des pieux est réglée en Allemagne par les normes DIN 1054 (1976) et DIN 4026 (1975).

En principe, la détermination de la charge admissible nécessite l'exécution d'un certain nombre d'essais de mise en charge statiques. A partir des résultats d'un tel essai, la charge limite $Q_l = Q_g$ (Grenzlast), est déterminée. Q_l correspond à la charge à partir de laquelle il y a une augmentation marquée du gradient $\Delta s/\Delta Q$ ou à défaut, la charge pour laquelle le tassement de la base du pieu est égal à 2.5% du diamètre équivalent D_e .

Pour déterminer les coefficients de sécurité F , les normes allemandes considèrent 3 états de charges :

- état 1: charges normales permanentes
- état 2: charges suivant état 1 + charges mobiles
- état 3: charges suivant état 2 + charges extraordinaires (tremblements de terre etc.)

Les coefficients de sécurité F pour les pieux battus de compression (DIN 1054) sont définis en fonction du nombre d'essais statiques et de l'état de charge au tableau 8-1.

TABEAU 8-1 — Coefficients de sécurité F pour pieux battus de compression (DIN 1054)

nombre d'essais statiques	état de charge		
	1	2	3
1	2.00	1.75	1.50
≥ 2	1.75	1.50	1.30

Les résultats d'essais dynamiques, de CPT ou d'autres essais géotechniques ne servent généralement qu'à évaluer provisoirement la résistance d'un pieu dans le sol.

8.4. Détermination de la charge de rupture et de la charge admissible des pieux HP au Royaume-Uni (UK)

Au Royaume-Uni, la détermination de la charge admissible exige l'exécution d'un essai de mise en charge.

Une méthode de prédiction de la charge de rupture conventionnelle pour les pieux H est celle décrite par Cornfield (1985).

La charge de rupture conventionnelle Q_r^{conv} est déterminée pour un tassement de la base égal à 10% de D_e . Alternativement, pour des essais statiques exécutés avec asservissement en contrainte, la charge de rupture peut également être déterminée pour un mouvement de la base de 10 mm sans augmentation de la charge.

Plusieurs charges peuvent être déduites de Q_r^{conv} . Dans ce qui suit, seulement la charge admissible Q_a sera considérée :

$$Q_a = \frac{Q_r^{\text{conv}}}{F}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{dans les sols pulvérulents: } F = 2.0 \\ \text{dans les sols cohésifs: } F = 2.5 \end{array} \right\} \quad (8-10)$$

8.5 Détermination des résistances Case et CAPWAP et de la charge admissible des pieux HP à partir de mesures dynamiques

Les mesures sont prises à l'aide d'un analyseur dynamique (PDA) lors du battage. Une description détaillée de l'équipement et des techniques d'évaluation est donnée par Goble et al. (1980b). Les mesures sont analysées à l'aide des méthodes Case et CAPWAP dont la description est faite par Rausche et al. (1972).

Dans cet article, un facteur de sécurité $FS = 1.75$ est appliqué aux résistances Case et CAPWAP.

En ce qui concerne les résistances Case, il faut remarquer que le facteur d'amortissement j_c n'était pas connu avant l'exécution des essais de battage. Ce n'est qu'après calibrage de J_c sur les résultats CAPWAP et sur ceux des essais statiques que les valeurs Case, reprises dans cet article, ont été déterminées.

8.5. Résumé des résultats

Les capacités mesurées et calculées suivant les hypothèses décrites aux paragraphes précédents sont reprises au tableau 8-2. Les charges admissibles et les déplacements correspondants sont données au tableau 8-3.

A titre d'exemple, la distribution mesurée de la résistance le long du pieu KP3 est comparée aux estimations correspondantes suivant CAPWAP, CPT et pressiomètre à la figure 8-1. En plus, les valeurs Q_{Dav} , Q_{TL} , Q_L , Q_g et Q_r^{conv} sont indiquées sur la même figure.

8.6. Discussion des résultats sur les charges admissibles

En considérant les résultats du tableau 8-3, quelques remarques préliminaires s'imposent :

- seuls les pieux à forme identique avant et après battage sont considérés ici;
- en Allemagne et au Royaume-Uni, les charges admissibles sont déterminées presque exclusivement à partir d'essais statiques. Voilà pourquoi les méthodes de calcul n'y sont pas très élaborées; les écarts de certains calculs par rapport aux essais statiques sont importants et ne sont pas considérés ici;
- en B/L, aucun facteur de sécurité n'est spécifié pour la détermination de la charge admissible à partir des essais statiques. Normalement, un code

TABLEAU 8-2 — Capacités mesurées et calculées des pieux H

Tableau 8-2: Capacités mesurées et calculées des pieux H

	KP1	KP2	KP3	MP1	MP2	MP3
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
capacité maximale mesurée Q_r	≈3500	≈4900	≈6200	≈2100	≈2550	≈1900
capacités déduites des essais statiques						
B/L: Q_r^{conv}	3250	4250	5600	2000	2400	1850
RFA: Q_r	3350	3940	5400	1900	2400	
F: Q_g	3500	4550	6000	2100	2550	1900
UK: Q_{TL}	3350	4300	5500	2000	2400	1900
$Q_{TL}^{Davison}$	3200	3700	5075	2020	2400	1800
capacités calculées						
B/L: Q_{CPT}	3104	4232	5508	1677	2562	1558
F: $Q_{press, FOND 85}$	2565	4545	4545	1710	2100	1485
F: $Q_{press, adaptée}$	3626	4820	5830	2040	2420	2040
UK: $Q_{SPT, min}$	1983	2873	5137	1268	1716	1268
UK: $Q_{SPT, max}$	1990	5078	5499	2108	3831	2108
DYN: Q_{CAPWAP}	2777	3513	4966	1759	2107	1591
Q_{Case}	2750					
$j_c = 0.10$ (EOD)						
$j_c = 0.40$ (EOD)		3660	4995			
$j_c = 0.60$ (BOR)				1650	2360	1760

étranger est appliqué de sorte que, dans cet article, seulement les résultats des calculs seront considérés;

- en Allemagne, les facteurs de sécurité dépendent aussi bien du cas de charge que du nombre d'essais statiques exécuté sur le site. Bien que dans ce programme de recherche, un seul pieu de chaque type a été testé, les facteurs de sécurité applicables à 1 essai et à ≤ 2 essais seront considérés.

Les valeurs du tableau 8-3 montrent de grands écarts en ce qui concerne les charges admissibles déterminées pour un même pieu. Les valeurs les plus faibles sont obtenues à l'aide de la méthode SECO à partir des capacités calculées sur base des CPT. Bien que situés du côté de la sécurité, il serait raisonnable d'adopter des facteurs de sécurité permettant une utilisation plus économique des pieux H. Partant des mêmes capacités sur base des CPT, les propositions selon De Beer montrent une bonne concordance avec les résultats suivant les normes DIN (comparaison du cas normal suivant De Beer avec cas de charge 2 svt. DIN/1 essai et cas exceptionnel suivant De Beer avec cas de charge 2 svt. DIN/2 essais.

Les charges admissibles déterminées en France ne sont pas directement comparables aux autres valeurs, puisque des facteurs de sécurité partiels sont incorporés dans les charges de dimensionnement et dont l'effet ne se répercute pas dans ce tableau.

Les charges admissibles suivant le code anglais BS 8004 (1986) sont plutôt conservatrices

TABLEAU 8-3 — Charges admissibles Q_a et déplacements correspondants s

	KP1		KP2		KP3		MP1		MP2		MP3	
	Q_a	s	Q_a	s	Q_a	s	Q_a	s	Q_a	s	Q_a	s
	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
B/L: Q_a déterminé à partir de Q_r^{conv}												
- proposition de Beer												
cas normal	1941	6.0	2296	6.5	2979	9.0	1005	3.0	1520	5.0	1005	3.0
cas exceptionnel	2217	7.0	3023	10.0	3934	12.0	1198	3.0	1830	6.0	1113	3.5
- methode SECO min	1010	3.0	1294	3.0	2172	6.0	643	1.5	801	1.5	540	1.5
max	1309	4.0	1552	4.0	2597	7.0	699	1.5	965	2.0	699	2.0
UK: Q_a déterminé à partir de Q_{TL}												
- suivant BS 8004	1675	5.0	2150	6.0	2750	8.0	800	2.0	960	2.5		
RPA: Q_a déterminé à partir de Q_g												
- suivant DIN 1054/DIN 4026												
[cas de] 1 essai	1914	6.0	2251	6.5	3086	9.0	1085	3.0	1370	4.0		
[charge 2] ≥ 2 essais	2233	7.0	2627	8.0	3600	11.0	1265	4.0	1600	5.0		
F: Q_a déterminé à partir de Q_c												
- suivant FOND 85	2400	7.5	2880	9.5	3680	11.0	1520	5.5	1920	6.5	1320	4.5
F: Q_a déterminé à partir de Q_L												
- suivant FOND 85	1200	3.5	1130	3.5	1785	5.5	800	2.0	980	2.5	690	2.0
- hypothèses amél.	1690	5.0	2250	7.0	2720	8.0	950	3.5	1130	3.0	950	3.0
Q_a déterminé à partir d'essais dynamiques												
- CAPWAP	1587	4.5	2007	6.0	2838	8.5	1005	3.0	1204	3.5	909	2.5
- Case	1571	4.5	2251	6.5	2988	9.0	943	3.0	1348	4.0	1006	3.0

puisque aucune différenciation n'est pratiquée en ce qui concerne les cas de charge ou l'état des connaissances du sol.

En appliquant un facteur de sécurité de 1.75 aux résistances CAPWAP et Case, une assez bonne concordance peut être établie avec les charges admissibles déterminées suivant le cas normal de De Beer et le cas de charge 2 suivant DIN/1 essai. Il faut toutefois noter que les résistances Case n'ont été obtenues qu'après calibrage des facteurs d'amortissement. Au cas où aucun calibrage n'est possible, un facteur de sécurité plus élevé doit être appliqué aux résultats Case par rapport aux valeurs CAPWAP.

9. RENTABILITÉ DES DIFFÉRENTS TYPES DE PIEUX HP

Dans le cadre de cette recherche, des pieux avec et sans renfort ont été installés. Le but de ce chapitre est la détermination de la rentabilité d'un type de pieu et son optimisation en fonction du site donné. Il est évident que les facteurs de rentabilité, qui seront élaborés ici, ne sont valables que dans le cadre de cette recherche et servent uniquement à comparer les différents types de pieux entre eux. En effet, la section HP $360 \times 410 \times 213$, utilisée pour tous les pieux de cette recherche, a été choisie dans le but de pouvoir comparer les résultats obtenus avec ceux de la première campagne de recherche (De Beer et

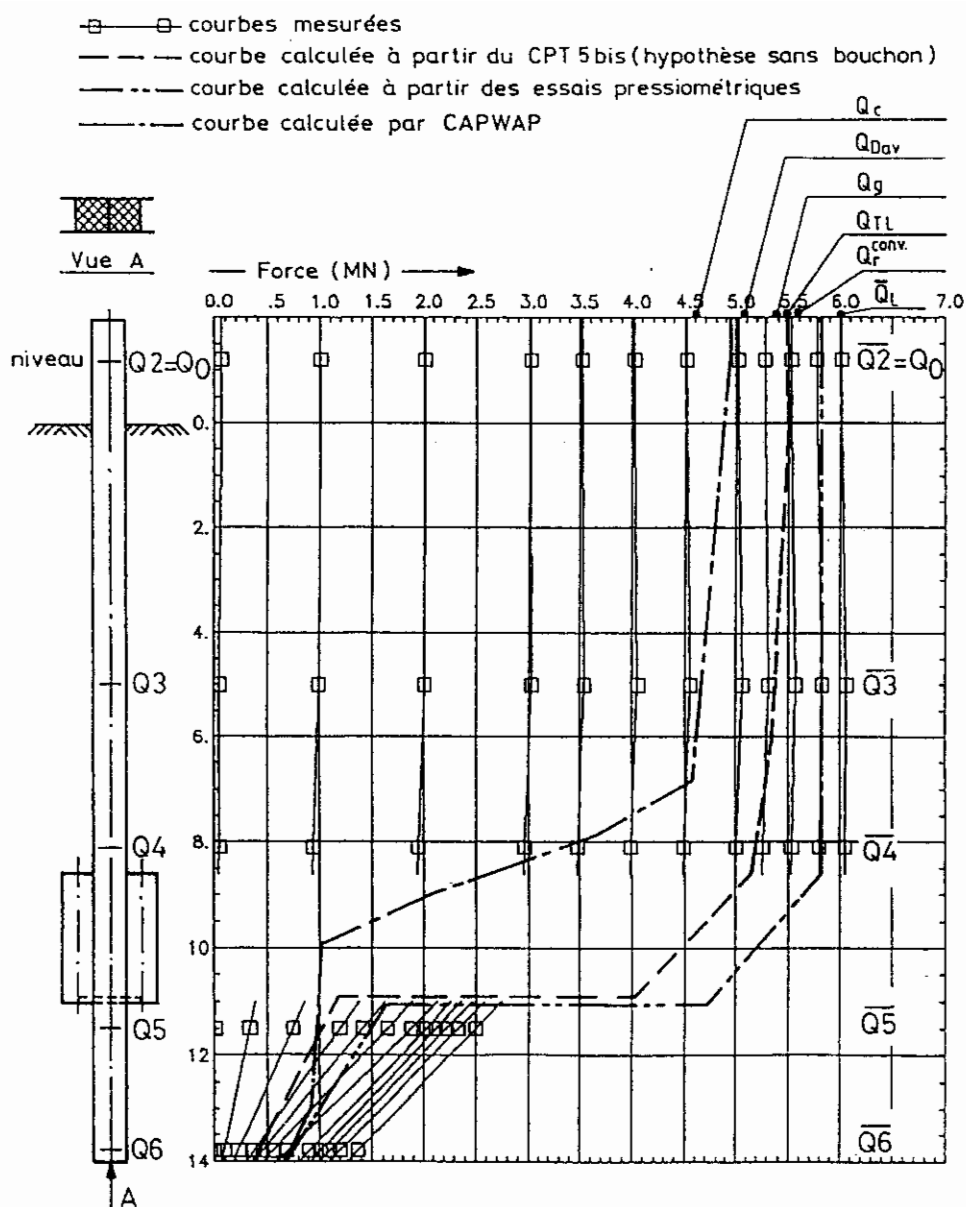


Fig. 8-1. — Résistances mesurées et calculées du pieu KP3.

al., 1982). En pratique, on utiliserait une section plus faible pour les pieux sans renfort ou dans l'argile par exemple.

9.1. Rentabilité des pieux HP

9.1.1. Rentabilité des pieux HP battus

19 pieux ont été battus à Kallo et 11 à Merville. Toutefois, certains pieux ne sont pas considérés ici, parce que toutes les données indispensables pour déterminer la charge de rupture ne sont pas disponibles.

En ce qui concerne la capacité portante des pieux battus, seuls les pieux KP1,2,3 et MP1,2,3,4 sont testés statiquement et permettent une détermination précise de la charge de rupture à partir du diagramme tassement/charge. Pour les autres pieux, la capacité est extrapolée à partir des mesures dynamiques au PDA et des calculs CAPWAP.

Avant de considérer la rentabilité des pieux, il faut être conscient du fait que, même sur un site dit homogène, les conditions du sol varient de sorte que même des pieux identiques ne présentent pas nécessairement la même capacité.

Les hypothèses de base pour le calcul de la rentabilité sont données ci-dessous :

- Pour le calcul du coût des pieux, une longueur battue de 14 m est considérée.
- Pour le calcul du coût des pieux injectés KP1i et MP1i, seulement les 2 tubes à manchettes (2×14 m) sont considérés.
- Les coûts suivants sont introduits dans les calculs (moyenne 1984) (fb = franc belge):
 prix acier (pieu + renfort/tube) = 22.510 fb/t
 découpe des pièces pour renfort = 500 fb/coupe
 assemblage pieu + renfort = 183 fb/m
 soudure manuelle continue ($a = 10$ mm) = 685 fb/m
 soudure manuelle discontinue (30 %) = 115 fb/m
 forfait installation chantier = 150.000 fb
 coût du battage (Kallo) = 11.500 fb/h
 coût du battage (Merville) $1500 \text{ ff} \times 6.5 \text{ fb/ff} = 9.750 \text{ fb/h}$
- coût de fabrication des renforts
 KP1: $8 \times 14 (.5 \times 183 + 115) = 23.128 \text{ fb}$
 KP2: $4 \times 2.4 (.5 \times 183 + 685) + 2 \times 500 = 8.454 \text{ fb}$
 KP3: $(4 \times 2.4 + 2.55) (.5 \times 183 + 685) + 2 \times 500 = 10.435 \text{ fb}$
 KP4: $4 \times 1.8 (.5 \times 183 + 685) + 2 \times 500 = 6.591 \text{ fb}$
 KP5: $(4 \times 1.8 + 2.55) (.5 \times 183 + 685) + 2 \times 500 = 8.581 \text{ fb}$
 KP6: $4 \times 1.2 (.5 \times 183 + 685) + 2 \times 500 = 4.727 \text{ fb}$
 KP7: $(4 \times 1.2 + 2.55) (.5 \times 183 + 685) + 2 \times 500 = 6.707 \text{ fb}$
 KP8: $4 \times 2.4 (.5 \times 183 + 685) + 2 \times 500 = 8.454 \text{ fb}$
 KP9: $(4 \times 2.4 + 2.55) (.5 \times 183 + 685) + 2 \times 500 = 10.435 \text{ fb}$
- Les frais d'installation des pieux se composent des frais de battage et de manutention. La manutention est estimée à 25 minutes pour tous les pieux.
- Les capacités conventionnelles de rupture des pieux KP1, KP2, KP3, MP1, MP2, MP3 sont déterminées à partir des diagrammes tassement/charge des essais statiques. Les valeurs correspondantes des pieux KP 4-9 et KP A-V sont calculées à partir du rapport « charge de rupture conventionnelle mesurée/résistance CAPWAP » des pieux correspondants KP1,2,3. En conséquence, les capacités CAPWAP des pieux KP A-V sont corrigées par le rapport $3250/2777 = 1.17$ de KP1, les capacités des pieux KP4,6,8 à renfort ouvert sont corrigées par le rapport $4250/3513 = 1.20$ de KP2, et les capacités des pieux KP5,7,9 à renfort fermé sont corrigées par le rapport $5600/4966 = 1.12$ de KP3.

— Afin de pouvoir évaluer l'influence des frais fixes sur la rentabilité, 3 nombres différents de pieux, correspondant à des chantiers de battage petits, moyens et grands, sont considérés.

— Le pieu MP4 n'est pas considéré dans cette comparaison puisqu'il a été testé en traction.

— Puisque les essais d'électro-osmose n'étaient que préliminaires, les résultats des pieux MP3/E1-E3 ne sont pas considérés ici.

Les valeurs de la rentabilité des pieux de Kallo sont déterminées au tableau 9-1. Sur base de ce tableau, on voit que les pieux KP3,5,7 et 9 avec les renforts fermés présentent la meilleure rentabilité (colonnes (11), (12) et (13)).

En considérant les pieux nus KPA-KPV, on constate que leur rendement est inférieur à celui des pieux renforcés à Kallo; donc, l'utilisation de pieux renforcés présente une solution économique dans les sables compacts.

Les valeurs de la rentabilité des pieux de Merville sont déterminées au tableau 9-2.

A première vue, les valeurs du rendement des pieux de Merville sont plus faibles que celles de Kallo. Ceci tient surtout au fait que dans l'argile, une section plus légère aurait été mieux appropriée par rapport aux résistances mobilisées. Pour des raisons d'économie dans le cadre de cette recherche, les poutrelles de Kallo ont été réutilisées.

Le pieu MP3 est représentatif pour les pieux nus. On constate dans les colonnes (11), (12) et (13) du tableau que MP3 présente le meilleur rendement, bien que les pieux MP1 et MP2 aient mobilisés des résistances plus élevées dans le sol.

9.1.2. Rentabilité des pieux HP injectés

Par suite de l'opération d'injection sous haute pression le long du fût, les caractéristiques initiales du sol autour du pieu se trouvent fortement changées. Dès lors, aucune prédiction de la charge de rupture n'est plus possible à partir des mesures dynamiques lors du battage ou à partir d'essais géotechniques, exécutés avant les travaux d'injection. En plus, la charge de rupture dépend en partie de l'exécution et du savoir-faire de l'équipe de battage. Ces restrictions vis-à-vis de l'injection doivent en principe avoir des répercussions sur le facteur de sécurité pour la détermination de la charge admissible de ce type de pieux; alternativement, un nombre accru d'essais statiques de mise en charge et/ou d'essais dynami-

TABLEAU 9-1 — Rendements des pieux de Kallo

pieu	poids	coût	coût	coût	temps de	frais	frais	coût	capacité	rendement pour N =		
			renfort	pieu	battage+	inst.	fixes	total	pieu	10	100	500
	kg	fb	fb	fb	min.	fb	fb	fb	kN	fb/kN	fb/kN	fb/kN
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
		22.51 x (2)	(3)+(4)			191.67 x (6)		(5)+(7)		[(9)+(8)/N]/(10)		
KP1	3265	73495	23128	96623	9+25	6517	150000	103140	3250	36.35	32.20	31.83
KP2	3568	80316	8454	88770	24+25	9392	150000	98162	4250	26.63	23.45	23.17
KP3	3662	82431	10435	92866	37+25	11884	150000	104750	5600	21.38	18.97	18.76
KP4	3421	77007	6591	83598	20+25	8625	150000	92223	4062	26.39	23.07	22.78
KP5	3516	79145	8571	87716	35+25	11500	150000	99216	4657	24.52	21.62	21.37
KP6	3275	73720	4727	78447	20+25	8525	150000	86972	3888	26.23	22.76	22.44
KP7	3369	75836	6707	82543	37+25	11884	150000	94427	5174	21.15	18.54	18.30
KP8	3568	80316	8454	88770	13+25	7283	150000	96053	3476	31.95	28.06	27.72
KP9	3662	82431	10435	92866	21+25	8817	150000	101683	4704	24.81	21.93	21.68
KPA	2982	67125	0	67125	12+25	7092	150000	74217	2173	41.06	34.84	34.29
KPB	2982	67125	0	67125	11+25	6900	150000	74025	2143	41.54	35.24	34.68
KPG	2982	67125	0	67125	13+25	7283	150000	74408	2470	36.20	30.73	30.25
KPH	2982	67125	0	67125	11+25	6900	150000	74025	2247	39.62	33.61	33.08
KPJ	2982	67125	0	67125	9+25	6517	150000	73642				
KPK	2982	67125	0	67125	10+25	6708	150000	73833	2183	40.49	34.51	33.96
KPS	2982	67125	0	67125	14+25	7475	150000	74600	2142	41.83	35.53	34.97
KPT	2982	67125	0	67125	11+25	6900	150000	74025	2425	36.71	31.14	30.65
KPV	2982	67125	0	67125	10+25	6708	150000	73833	2162	41.09	34.84	34.29
KP1i	3073	69185	11566	80749	9+25	49850	670000	130599	4700	42.04	29.21	28.07

TABLEAU 9-2 — Rendements des pieux de Merville

pieu	poids	coût	coût	coût	temps de	frais	frais	coût	capacité	rendement pour N =		
			renfort	pieu	battage+	inst.	fixes	total	pieu	10	100	500
	kg	fb	fb	fb	min.	fb	fb	fb	kN	fb/kN	fb/kN	fb/kN
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
		22.51 x (2)	(3)+(4)			162.5 x (6)		(5)+(7)		[(9)+(8)/N]/(10)		
MP1	3265	73495	23128	96623	23+25	7800	150000	104423	2080	57.41	50.92	50.35
MP2	4899	110276	14977	125253	70+25	15437	150000	140690	2540	61.30	55.98	55.51
MP3	2982	67125	0	67125	20+25	7312	150000	74437	1800	49.69	42.19	41.52
MPC	2982	67125	0	67125	15+25	6500	150000	73625				
MPJ	2982	67125	0	67125	16+25	6662	150000	73787				
MPK	2982	67125	0	67125	20+25	7312	150000	74437				
MPM	2982	67125	0	67125	15+25	6500	150000	73625				
MPO	2982	67125	0	67125	20+25	7312	150000	74437				
MP1i	3073	69185	11564	80749	23+25	51133	670000	131882	2750	72.32	50.39	48.44

ques devient nécessaire. Toutefois, ces considérations ne sont pas incluses dans les facteurs de rentabilité déterminés ci-après.

Les hypothèses de base pour le calcul de la rentabilité correspondent en principe à ceux des pieux battus. Quelques indications additionnelles sont données ci-dessous :

- pour le calcul du coût des pieux injectés KPli et MPli, seulement les 2 tubes à manchettes (2×14 m) sont considérés.
KPli et MPli: $4 \times 14 (.5 \times 183 + 115) = 11.564$ fb
- Coût des pieux injectés KPli et MPli
Le coût total de l'injection a été de 650.000 fb. Nous estimons que 80 % de ces frais sont occasionnés par l'installation du chantier. Nous estimons en outre que 3 pieux peuvent être injectés pour les 20 % restants
installation chantier = $0.8 \times 650.000 = 520.000$ fb
coût d'injection 1 pieu = $0.2 \times 650.000 / 3 = 43.33$ fb/p
- Les capacités conventionnelles de rupture ($10\% D_c$) des pieux KPli, MPli, sont déterminées à partir des diagrammes tassement/charge des essais statiques correspondants.

Sur base des tableaux 9-1 et 9-2, constatation est faite que les rentabilités des pieux injectés KPli et MPli s'améliorent rapidement avec un nombre N croissant; ceci est dû aux frais fixes élevés.

9.2. Optimisation du rendement des pieux HP

9.2.1. Optimisation de la géométrie des pieux HP

Une première approche en vue d'améliorer le rendement des pieux avec renforts consiste dans la détermination du niveau optimal du renfort en fonction des conditions du sol et dans la longueur optimale d'une type de renfort donnée.

Pour ce faire, un calcul de la capacité du pieu (sur base des résultats CPT) est effectué en continu avec la profondeur et pour une forme donnée. Comme exemple, la courbe OEP de la figure 9-1 est obtenue pour le pieu KP3. Ensuite, de nouveaux calculs de la capacité portante sont exécutés en faisant varier le niveau d'attache du renfort sur la poutrelle principale. Ces courbes permettent soit de déterminer directement la fiche d'un pieu de forme donnée pour la mobilisation maximale de la résistance (point E pour KP3 par exemple), soit de déterminer pour une

fiche donnée le niveau d'attache optimale du renfort sur le pieu (point C de la fig. 9-1).

Il est clair qu'un calcul à la main de ces diagrammes nécessite un effort considérable; en pratique, l'utilisation d'un programme de calcul sur ordinateur est recommandée.

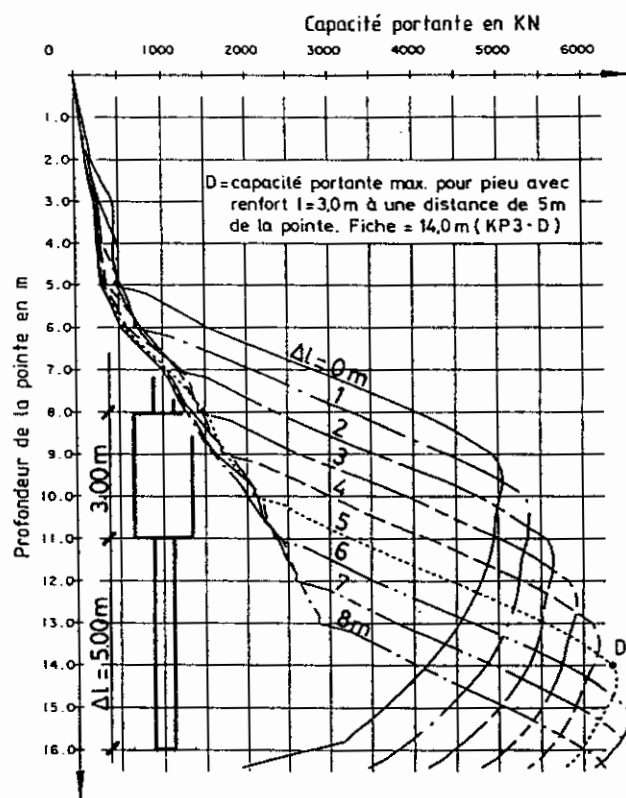
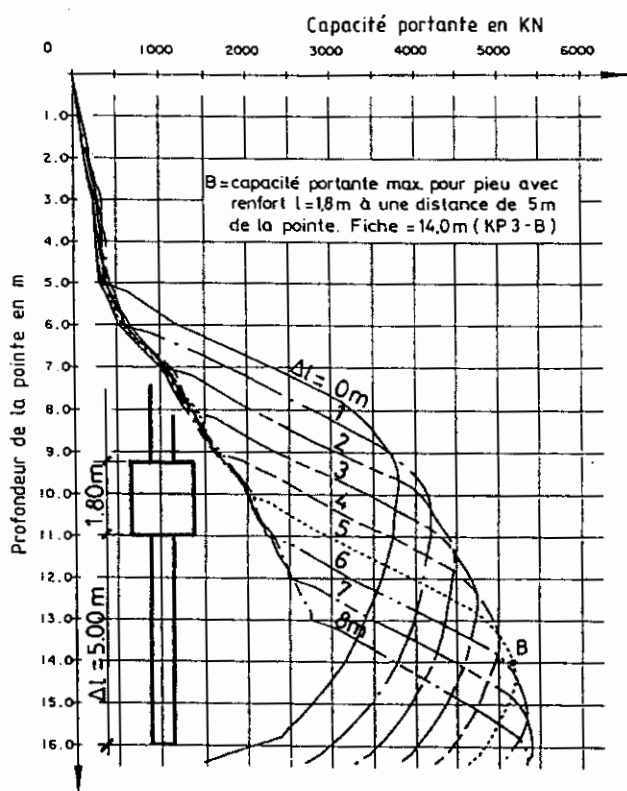
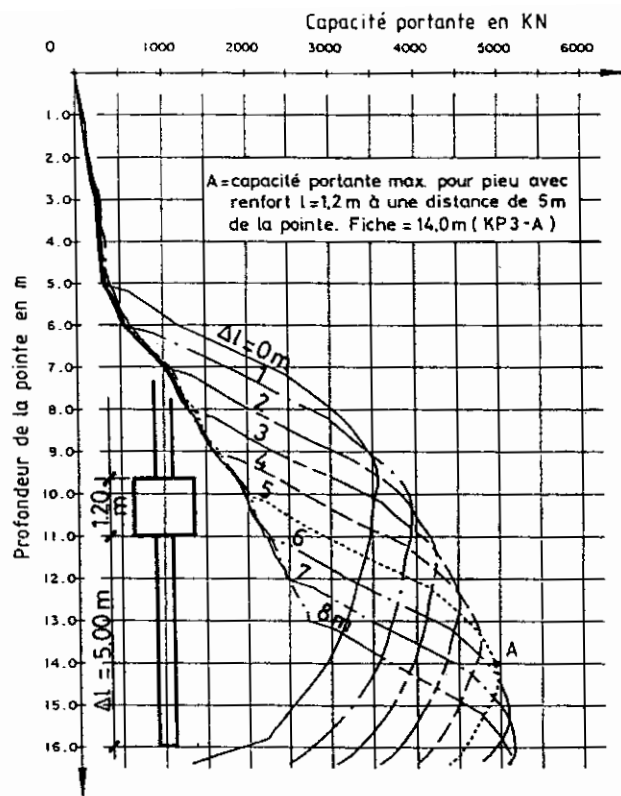
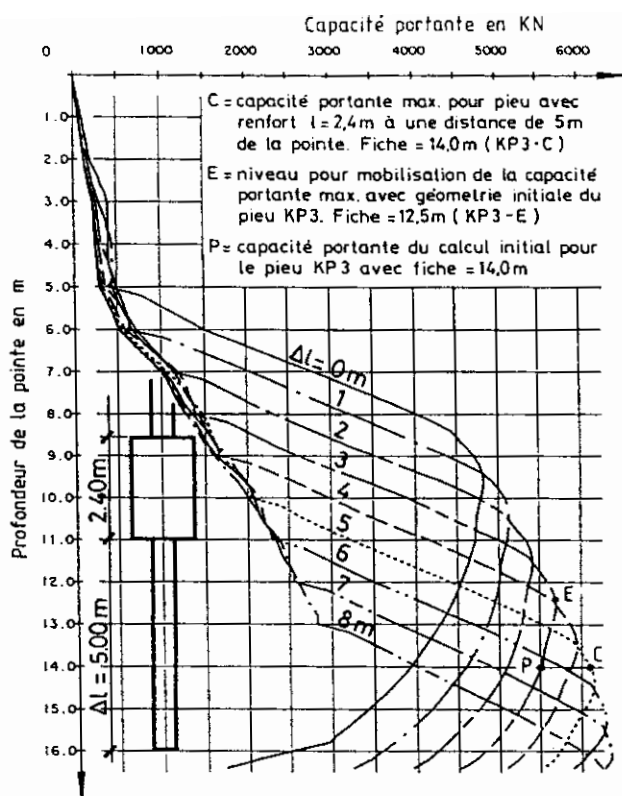
Dans une deuxième étape, des diagrammes, semblables aux précédents, peuvent être établies en faisant varier la longueur du renfort par exemple. Sur base de ces courbes, un certain nombre de formes de pieux sont choisies avec leurs capacités respectives. Afin de déterminer le pieu le plus économique, un tableau de rendement, comparable au tableau 9-1, peut être établi en faisant bien sûr intervenir certaines hypothèses concernant le temps de battage des nouveaux pieux. Dans le cadre de cette recherche, les nouvelles capacités calculées doivent encore être corrigées par un facteur qui tient compte de la différence entre les forces portantes calculées et mesurées.

Pour le pieu KP3, les alternatives KP3-A,B,C,D et E correspondent aux points A,B,C,D et E de la figure 9-1. Leurs rendements sont calculés au tableau 9.3.

9.2.2. Optimisation de la section des pieux HP

Pour les 2 sites à Kallo et Merville, la section de base HP $360 \times 410 \times 213$ a été utilisée. En pratique, la section est adaptée à la force portante estimée. Dans le cadre de cette recherche, la section a été déterminée en vue d'une certaine capacité et en vue d'une comparaison avec les résultats d'une recherche précédente, où le même profil a été utilisé. Pour les autres pieux, des sections plus légères auraient pu être choisies à condition d'être battables et à condition que les nouvelles sections soient à même de mobiliser une résistance comparable au profil de base.

Au tableau 9-3, le rendement d'une nouvelle section KP3-F est calculé en déterminant un nouveau profil de base HP $360 \times 10 \times 140$ avec la forme du renfort du KP3. Les contraintes dynamiques lors du battage de ce nouveau profil sont contrôlées à l'aide d'un programme d'ondes de choc (WEAP) après calibrage des paramètres du sol et du système de battage sur les valeurs mesurées lors de l'installation de la section initiale KP3. Comme conditions limites, les contraintes dynamiques lors du battage et les contraintes maximales lors de l'essai statique sont supposées rester inférieures à la limite élastique de l'acier.



Δl = distance entre la pointe et le niveau inférieur du renfort

Fig. 9-1. — Variation de la capacité du pieu KP3 en fonction de la profondeur et de la position du renfort sur le pieu.

TABLEAU 9-3 — Rendements des profils modifiés sur base des pieux KP2, KP3 et MP2

pieu	g e o m e t r i e		po	coût	coût	coût	temps	frais	frais	coût	cap.	rendement pour N=		
	pieu	renfort	niveau du	renfort	renfort	pieu	battage+	battage	fixes	total	port.	10	100	500
	long.	long.	renfort à				manutention			du pieu		pieux	pieux	pieux
	(L)	(l)	partir du pied											
	m	m	m	kg	fb	fb	fb	min	fb	fb	fb	kN	fb/kN	fb/kN
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
					22.51 x (5)	(6)+(7)		D36:191.67x(9) D22:162.50x(9)		(8)+(10)		[(12)+(11)/N]/(13)		
KP2	14.0	2.4	3.0	3568	80316	8454	88770	24+25	9392	150000	98162	4250	26.63	23.45
KP2-A	14.0	1.2	5.0	3275	73720	4727	78447	24+25	9392	150000	87839	3665	28.06	24.38
KP2-B	14.0	1.8	4.0	3421	77007	6591	83598	24+25	9392	150000	92990	4003	26.98	23.60
KP2-C	14.0	2.4	4.0	3568	80316	8454	88770	24+25	9392	150000	98162	4277	26.46	23.30
KP2-D	14.0	3.0	3.0	3714	83602	10318	93920	24+25	9392	150000	103312	4712	25.11	22.24
KP2-E	13.4	2.4	3.0	3440	77434	8454	85888	22+25	9008	150000	94896	4232	25.97	22.78
KP2-F	14.0	2.4	3.0	2294	51638	8454	60092	28+25	10159	150000	70251	4250	20.06	16.88
KP3	14.0	2.4	3.0	3662	82431	10435	92866	37+25	11884	150000	104750	5600	21.38	18.97
KP3-A	14.0	1.2	5.0	3369	75836	6708	82544	37+25	11884	150000	94428	5025	21.78	19.09
KP3-B	14.0	1.8	5.0	3515	79123	8572	87995	37+25	11884	150000	99879	5263	21.83	19.26
KP3-C	14.0	2.4	5.0	3662	82431	10435	92866	37+25	11884	150000	104750	6208	19.29	17.12
KP3-D	14.0	3.0	5.0	3808	85718	12299	98017	37+25	11884	150000	109901	6447	19.37	17.28
KP3-E	12.5	2.4	3.0	3342	75228	10435	85663	25+25	9584	150000	95247	5782	19.07	16.73
KP3-F	14.0	2.4	3.0	2640	59426	10435	69861	47+25	13800	150000	83661	5600	17.62	15.21
MP2	14.0	4.5	3.5	4899	110276	14977	125253	70+25	15438	150000	140691	2540	61.30	55.98
MP2-A	14.0	3.5	4.5	4473	100687	11871	112558	70+25	15438	150000	127996	2347	60.93	55.18
MP2-B	14.0	5.5	2.5	5325	119866	18083	137949	70+25	15438	150000	153387	2713	62.07	57.09
MP2-C	14.0	4.5	3.5	2392	53844	14977	68821	72+25	15763	150000	84584	2540	39.21	33.89

9.2.3. Discussion des résultats

Au tableau 9-3, on peut voir que seulement certaines modifications, décrites au paragraphe 9.2.1, ont apporté une amélioration. D'une manière générale, on peut dire qu'à Kallo, les pieux à faible longueur du renfort (KP2-A,B; KP3-A,B) sont moins économiques que ceux à grande longueur (KP2-C,D,E; KP3-C,D,E), tandis qu'à Merville, la situation est inversée (MP2-A plus économique que MP2-B).

En ce qui concerne l'adaptation de la section aux contraintes de battage et aux contraintes de la charge de rupture (KP2-F, KP3-F, MP2-C), on peut dire que cette solution améliore sensiblement le rendement.

Les deux procédés d'optimisation de la géométrie et de la section des pieux HP peuvent maintenant être combinés; cette opération n'est toutefois pas exécutée ici.

REMERCIEMENTS

Le Laboratoire du Génie Civil de l'Université Catholique de Louvain a été chargé de la responsabilité du programme de recherche. Que soient remerciées ceux qui ont œuvré à la réussite de ces essais, le

Professeur Lejeune, directeur du laboratoire, M. ir. Mertens de Wilmars, chef de travaux, M. ir. Sine, ingénieur, M. Tondeur, ingénieur industriel et M. Aubecq, technicien.

TABLE DES MATIÈRES

1. Introduction
2. Choix des sites
 - 2.1 Description du site de Kallo
 - 2.2 Description du site de Merville
3. Choix des pieux HP
 - 3.1 Description des pieux de Kallo
 - 3.2 Description des pieux de Merville
 - 3.3 Instrumentation des pieux
4. Installation des pieux
 - 4.1 Installation des pieux de Kallo
 - 4.1.1 Battage des pieux
 - 4.1.2 Installation du pieu spécial KP1i
 - 4.2 Installation des pieux de Merville
 - 4.2.1 Battage des pieux
 - 4.2.2 Installation du pieu spécial MP1i
 - 4.2.3 Essais spéciaux du pieu MP3
 - 4.2.4 Installation du pieu spécial MP4
5. Exécution des essais statiques
 - 5.1 Description de l'installation de mise en charge
 - 5.2 Essais statiques à Kallo
 - 5.3 Essais statiques à Merville
6. Détermination de la charge de rupture des pieux HP à partir d'essais géotechniques et de mesures dynamiques
 - 6.1 Prédiction de la charge de rupture conventionnelle du sol à partir d'essais la pénétration (CPT)

- 6.1.1 Cas de pieux cylindriques à section pleine et constante
- 6.1.2 Cas des pieux poutrelles avec ou sans renfort
- 6.1.3 Cas spécial des pieux KP1 et MPI
- 6.1.4 Exemple d'application numérique
- 6.2 Prédiction de la charge de rupture conventionnelle du sol à partir d'essais pressiométriques Ménard
- 6.2.1 Prédiction de la résistance de rupture conventionnelle du sol pour un pieu battu, cylindrique de section pleine et constante
- 6.2.2 Exemple d'application: pieu KP3 de Kallo — pénétration sans formation de bouchon
- 6.3 Prédiction de la charge de rupture conventionnelle du sol à partir des essais SPT
- 6.3.1 Calcul de la charge de rupture conventionnelle dans les sols pulvérulents
- 6.3.2 Calcul de la charge de rupture conventionnelle dans les argiles raides
- 6.3.3 Exemple d'application: pieu MPI de Merville sans renfort
- 6.4 Détermination des résistances Case et CAPWAP des pieux HP à partir de mesures dynamiques
- 6.4.1 Evaluation des mesures dynamiques de Kallo
- 6.4.2 Evaluation des mesures dynamiques de Merville
- 6.4.3 Discussion des résultats Case et CAPWAP
- 7. Prédiction du comportement tassement/charge à partir des résultats d'essais CPT
- 7.1 Introduction
- 7.2 Description de la méthode
- 7.2.1 Mouvement de la pointe du pieu de compression
- 7.2.2 Mouvement de la pointe du pieu en traction
- 7.2.3 Mobilisation du frottement latéral
- 7.2.4 Tassement de la tête du pieu HP
- 7.3 Exemples de calcul pour la détermination du comportement tassement/charge des pieux HP
- 7.3.1 Hypothèses générales
- 7.3.2 Détermination du comportement tassement/charge du pieu KP3
- 7.3.3 Détermination du comportement tassement/charge du pieu MPI
- 8. Détermination de la charge de rupture et de la charge admissible des pieux HP en Belgique/Luxembourg, en France, en République Fédérale d'Allemagne et au Royaume-Uni
- 8.1 Détermination de la charge de rupture conventionnelle et de la charge admissible des pieux HP en Belgique/Luxembourg (B/L)
- 8.2 Détermination de la charge limite de rupture et de la charge admissible des pieux HP en France (F)
- 8.3 Détermination de la charge limite (Grenzlast) et de la charge admissible des pieux HP en République Fédérale d'Allemagne (RFA)
- 8.4 Détermination de la charge de rupture et de la charge admissible des pieux HP au Royaume-Uni (UK)
- 8.5 Détermination des résistances Case et CAPWAP et de la charge admissible des pieux HP à partir de mesures dynamiques
- 8.5 Résumé des résultats
- 8.6 Discussion des résultats sur les charges admissibles
- 9. Rentabilité des différents types de pieux HP
- 9.1 Rentabilité des pieux HP
- 9.1.1 Rentabilité des pieux HP battus
- 9.1.2 Rentabilité des pieux HP injectés
- 9.2 Optimisation du rendement des pieux HP
- 9.2.1 Optimisation de la géométrie des pieux HP
- 9.2.2 Optimisation de la section des pieux HP9.2.3
- Discussion des résultats

LITTÉRATURE

- AMAR, S., BUSTAMANTE, M., JEZEQUEL, J. F., 1984: New method for measuring the elongation in piles. ARBED catalogue on HP bearing piles, 1986.
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J.-F., SHIELDS, D., 1978: The pressuremeter and foundation engineering, Trans. Tech. Publication 1978.

- BRIAUD, J. L., ANDERSON, J. S., TUCKER, L. M., 1985: Measured and Predicted Response for 100 Piles, Civil Engineering Department, Texas A & M University, Report 4981-1.
- BS 8004, 1986: British Standards Code of Practice for Foundations.
- BUSTAMANTE, M., GIANESELLI, L., 1981: Prévion de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées No. 113. Mai 1981.
- BUSTAMANTE, M., GIANESELLI, L., 1987: Note technique No. 3: Recherche CECA sur l'amélioration de la force portante des pieux H. Proposition de règles spécifiques pour les pieux H. Laboratoire des Ponts et Chaussées, Paris.
- BUTTERFIELD, R., JOHNSTON, I. W., 1980: The influence of electro-osmosis on metallic piles in clay, Géotechnique 30, No. 1, pp. 17-38.
- CORNFIELD, 1985: Steel Bearing Piles - (Third Edition). The Steel Construction Institute.
- DE BEER, E. E., 1948: Grondmechanica, Deel I, II Standard Boekhandel, Ghent.
- DE BEER, E. E., 1965: Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand, Proceedings of the Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Durham, North Carolina, April 1985.
- DE BEER, E. E., 1971/72: Méthodes de déduction de la capacité portante d'un pieu à partir des résultats des essais de pénétration, Annales des Travaux Publics de Belgique No. 4, 5, 6.
- DE BEER, E. E., LOUSBERG, E., WALLAYS, M., CARPENTIER, R., DE JAEGER, J., 1977: Bearing capacity of displacement pile in stiff fissured clays.
- DE BEER, E. E., LOUSBERG, E., DE JONGHE, A., WALLAYS, M., CARPENTIER, R., 1979a: Prediction of the bearing capacity of displacement piles, penetrating into a very dense sand layer, from the results of CPT tests, 7^e Congrès Européen MS, Brighton.
- DE BEER, E. E., LOUSBERG, E., DE JONGHE, A., CARPENTIER, R., WALLAYS, M., 1979b: Analysis of the results of loading tests performed on displacement piles of different types and sizes penetrating at a relatively small depth into a very dense sand layer, Symposium on "Recent developments in the design and construction of piles", ICE, London.
- DE BEER, E. E., LOUSBERG, E., DE JONGHE, A., WALLAYS, M., CARPENTIER, R., 1981: Partial safety factors in pile bearing capacity, Proceedings of the 10th International Symposium of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, June 1981.
- DE BEER, E. E., SCHOLTES, P., CARPENTIER, R., 1982: Draagvermogen van Stalen Liggerpalen, Annales des Travaux Publics de Belgique No. 3, 4, 5.
- DE BEER, E. E., CARPENTIER, R., WEBER, L., 1985: Belgian geotechnical volume published for the 1985 golden jubilee of the international society for soil mechanics and foundation engineering, Belgotec, pp. 9-25.
- DIN 1054, 1976: German Standard, Zulässige Belastung des Baugrundes (Permissible Loading of Subsoil).
- DIN 4026, 1975: German Standard, Rammpfähle: Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung (Driven Piles: Installation, Design and Permissible Loading).
- DIN 4094, 1965: Subsoil. Dynamic and static sounding apparatuses, Directions for application, Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIRECTIVES COMMUNES D.C. 79, 1979: Publications du Ministère de l'Équipement, Paris. Mars 1979.
- DTU 13.2, 1983: Fondations Profondes. Cahier 1877. Septembre 1983.
- EAU, 1985: Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, 5th Edition, published by Wilhem Ernst & Sohn, Berlin, 1986.
- ECSC RESEARCH NO 7210-SA/501, 1981: Utilisation des pieux en acier, Rapport Final.
- FOND 72, 1972: Fondations courantes d'ouvrages d'art, Publication SETRA-LCPC. Février 1972.
- FOND 85, 1985: Règles de justification des fondations sur pieux à partir des résultats des essais pressiométriques, Publications SETRA-LCPC. Octobre 85.
- FRANCK, R., ZHAO, S. R., 1982: Estimation par les paramètres

- pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées No. 119 - May/June 1982.
- GOBLE, G.G., LIKINS, G., RAUSCHE, F., 1975: Bearing capacity of piles from dynamic measurements - Final report. Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio. March.
- GOBLE & ASSOCIATES, INC., 1977: Testing and analysis. Pile driving systems - Cedar Road, Cleveland Heights, Ohio.
- GOBLE, G.G., RAUSCHE, F., LIKINS, G., 1980: The analysis of pile driving - Goble & Associates, Inc. Cedar Road, Cleveland Heights, Ohio.
- GOBLE, G.G., 1987: Modern procedures for the design of driven foundations.
- GRUNDBAUTASCHENBUCH, 3. Auflage, Teil 2, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin u. München, 1982: (Foundation Engineering Manual, 3rd Edition, Part 2, published by Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin and Munich, 1982).
- HARRIS, SUTHERLAND: A Cost and Performance Study of Universal Bearing Piles.
- INSTITUTE OF CIVIL ENGINEERS: Piling Specification.
- ISSMFE, 1977: Recommended procedures for carrying out penetration tests, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- IRSIA, Comptes Rendus de Recherches No. 39 mars 1977.
- IRSIA, 1985: Convention No. 2178, Charge portante des pieux battus fondés dans la partie supérieure d'une couche de sable compact et située en dessous d'une couche molle.
- MAERTENS, J., 1985: Comparative tests on bored and driven piles at Kallo, Belgian Geotechnical Volume published for the 1985 golden jubilee of the international society for soil mechanics and foundation engineering, Belgotec, pp. 31-38.
- MENARD, L., 1973: Calcul de la portance des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, SOL-SOILS, 5. Juin 1963.
- MODE OPÉRATIONNEL DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE, 1974: Paris-Mai 74. Publication de l'ICPC.
- RAUSCHE, F., 1977a: Determination of wave equation soil constants from CAPWAP - University of Colorado, Boulder, Colorado, August.
- RAUSCHE, F., 1977b: Criteria for the determination of pile damage from pile top force and velocity - Goble & Associates, Inc., Cedar Road, Cleveland Heights, Ohio.
- SIMECSOL, 1980: L'essai de pénétration dynamique P.D.S. spécial à la boue, Information technique, Simecsol BP4-204 F-59872 Dunkerque.
- SMITH, E.A.L., 1960: Pile driving analysis by the wave equation - Proceedings of the A.S.C.E., SMA, August, p. 35-61.
- STROUD, M.A., BUTLER, F.G., 1975: The standard penetration test and the engineering properties of granular materials.
- TECHNIQUES LOUIS MENARD, 1980: Le pressiomètre Louis Ménard-Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations-Notice générale D91, Centre d'études géotechniques de Paris.
- VAN IMPE, W.F., DE BEER, E.E., LOUSBERG, E., 1988: Prediction of the single pile bearing capacity in granular soils out of CPT results. Paper from Specialty Session march 24th 1988, ISOPT 1-Orlando Florida.
- VERBRUGGE, J.C., 1981: Evaluation du Tassement des Pieux à partir de l'essai de Pénétration Statique, Revue Française de Géotechnique No. 5, Mar 81, pp. 75-82.
- VERBRUGGE, J.C., 1984: Pile Foundations Design Using CPT Tests, Structural Engineering Practice 3 (2), pp. 93-112.
- WELTMAN, A.J., 1966: Pile Load Testing Procedures, Construction Industry Research & Information Association, report PG 7.

SAMENVATTING:

VERMEERDERING VAN HET DRAAGVERMOGEN VAN STALEN LIGGERPALEN

Door de producenten van stalen liggerpalen Arbed, British Steel Corporation, Peine Salzgitter, Unimetal werd met de financiële steun van de E.G.K.S. in de tijdspanne 1983-1987 een uitgebreid onderzoek ondernomen teneinde een vermeerdering van het draagvermogen van stalen liggerpalen te verkrijgen.

Dit onderzoek leunt aan bij een voorgaand programma dat door Arbed werd verricht en waarvan de resultaten uitvoerig zijn beschreven in de bijdrage verschenen in het T.O.W.B. Nrs. 3, 4 en 5 van 1982.

In het nieuw onderzoek werden twee proefvelden gekozen: Kallo in België voor palen geheid in dichtgepakt zand, en Merville in Noord-Frankrijk voor palen in vaste klei.

De geologische samenstelling en de mechanische eigenschappen van de grondlagen op het proefveld van

Kallo zijn aangeduid op de figuur 2-2; deze ter plaatste van het proefveld te Merville zijn aangeduid op de figuur 2-4.

De beproefde palen zijn liggers HP 360 x 410 x 213 (staalkwaliteit St 52-3). Ze werden ingeheid tot een diepte van 14 m.

De gegevens betreffende de palen aangewend te Kallo zijn te vinden op de figuur 3-1. Deze betreffende de palen aangewend te Merville op de figuur 3-3.

Sommige palen zijn uitgerust met rekstrookjes gelijkmatig verdeeld over de lengte en beschermd met kanaalstalen.

De palen KPI en MPI zijn bovendien voorzien van stalen buizen om metingen met extensometers (type Ponts et Chaussées de France) mogelijk te maken en, met manchette-tubes om injecties te kunnen verrichten.