

10281

ÉTUDES DES PORTS ET ESCALES DU FLEUVE SÉNÉGAL

Pour le compte de

L'ORGANISATION POUR LA MISE EN VALEUR
DU FLEUVE SÉNÉGAL (Q.M.V.S.)

Suite à une contribution de

L'AGENCE CANADIENNE
DE DÉVELOPPEMENT INTERNATIONAL (ACDI)

Organisation pour la Mise en Valeur
du Fleuve Sénégal (OMVS)
Haut Commissariat
Centre Régional de Documentation
Saint-Louis

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE
ESCALE DE ROSSO, RICHARD-TOLL, DAGANA, PODOR,
BOGHÉ, KAÉDI, MATAM, BAKEL, GOURAYE, AMBIDÉDI

RAPPORT N° 14.a
Tome 1 de 2

Avril 1984

Préparé par

Terratech
Sous-traitant du groupe



Beauchemin Beaton Lapointe-Swan Wooster (Entreprise en participation)
1134 ouest, rue Sainte-Catherine, Montréal, Qué., Canada H3B 1H4 tél. (514) 871-9555 Téléx: 055-61161 BBL Mt

102 81

TABLE DES MATIERES

Organisation pour la Mise en Valeur
du Fleuve Sénégal (OMVS)
Bureau d'Aménagement
entre Régions de Documentation
Saint-Louis

TOME 1:

Table des matières
Liste des tableaux
Liste des planches
Sommaire

	<u>Page</u>
1. INTRODUCTION	1
2. DESCRIPTION GENERALE DE LA REGION DU FLEUVE	3
3. APERCU DE LA GEOLOGIE LE LONG DU FLEUVE	4
4. METHODES DE RECONNAISSANCE	6
4.1 travaux de chantier	6
4.2 Arpentage	9
4.3 Travaux de laboratoire	10
5. ESCALE DE ROSSO (MAURITANIE)	12
5.1 Emplacement des sondages	12
5.2 Description et propriétés des terrains	13
5.3 Recommandations géotechniques	19
6. ESCALE DE RICHARD-TOLL (SENEGAL)	40
6.1 Emplacement des sondages	40
6.2 Description et propriétés des terrains	41
6.3 Recommandations géotechniques	48
7. ESCALE DE DAGANA (SENEGAL)	65
7.1 Emplacement des sondages	65
7.2 Description et propriétés des terrains	66
7.3 Recommandations géotechniques	69
8. ESCALE DE PODOR (SENEGAL)	81
8.1 Emplacement des sondages	81
8.2 Description et propriétés des terrains	82
8.3 Recommandations géotechniques	94

10281

*Définition pour les termes utilisés
du glossaire technique TDMS
Mauritanie - Comité technique et
Centre régional d'application
Santé et travail*

	<u>Page</u>
9. ESCALE DE BOGHE (MAURITANIE)	121
9.1 Emplacement des sondages	121
9.2 Description et propriétés des terrains	122
9.3 Recommandations géotechniques	127
10. ESCALE DE KAEDI (MAURITANIE)	139
10.1 Emplacement des sondages	139
10.2 Description et propriétés des terrains	140
10.3 Recommandations géotechniques	146
11. ESCALE DE MATAM (SENEGAL)	159
11.1 Emplacement des sondages	159
11.2 Description et propriétés des terrains	160
11.3 Recommandations géotechniques	166
12. ESCALE DE BAKEL (SENEGAL)	182
12.1 Emplacement des sondages	182
12.2 Description et propriétés des terrains	183
12.3 Recommandations géotechniques	190
13. ESCALE DE GOURAYE (MAURITANIE)	207
13.1 Emplacement des sondages	207
13.2 Description et propriétés des terrains	208
13.3 Recommandations géotechniques	213
14. ESCALE D'AMBIDEDI (MALI)	230
14.1 Emplacement des sondages	230
14.2 Description et propriétés des terrains	231
14.3 Recommandations géotechniques	237
15. PERSONNEL	248

TOME 2:

Sondages et essais de laboratoire.

Planches A-1 à A-184.

10281

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAUX	<u>Page</u>
1. Liste des sondages, escale de Rosso	12
2. Caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile silteuse, escale de Rosso.	16
3. Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé, escale de Rosso	20
4. Caractéristiques de compressibilité de l'argile silteuse, escale de Rosso	21
5. Tassements anticipés, escale de Rosso	24
6. Paramètres de poussée des terres, escale de Rosso	27
7. Longueur recommandée des palplanches, escale de Rosso	28
8. Epaisseur des chaussées, escale de Rosso	32
9. Liste des sondages, escale de Richard-Toll	40
10. Limites d'Atterberg du silt, escale de Richard-Toll	43
11. Caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile silteuse, escale de Richard-Toll	45
12. Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé, escale de Richard-Toll	49
13. Caractéristiques de compressibilité de l'argile silteuse, escale de Richard-Toll	50
14. Tassements anticipés, escale de Richard-Toll	52
15. Epaisseur des chaussées, escale de Richard-Toll	57
16. Liste des sondages, escale de Dagana	65
17. Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé, escale de Dagana	70
18. Paramètres de poussée des terres, escale de Dagana	71

TABLEAUX	<u>Page</u>
19. Longueur recommandée des palplanches, escale de Dagana	72
20. Epaisseur des chaussées, escale de Dagana	75
21. Liste des sondages, escale de Podor	81
22. Caractéristiques physiques du silt, escale de Podor	84
23. Caractéristiques physiques de l'argile silteuse, escale de Podor	86
24. Caractéristiques mécaniques de l'argile silteuse, escale de Podor	89
25. Résultats des essais de consolidation uni-dimensionnelle de l'argile silteuse, escale de Podor	90
26. Caractéristiques de compressibilité de l'argile silteuse de Rosso, Richard-Toll et Podor	91
27. Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé, escale de Podor	95
28. Caractéristiques de compressibilité de l'argile silteuse, escale de Podor	96
29. Tassements anticipés, escale de Podor	98
30. Paramètres de poussée des terres, escale de Podor	102
31. Longueur recommandée des palplanches, escale de Podor	103
32. Epaisseur des chaussées, escale de Podor	108
33. Liste des sondages, escale de Boghé	121
34. Caractéristiques physiques de l'argile silteuse, escale de Boghé	125
35. Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé, escale de Boghé	127
36. Epaisseur des chaussées, escale de Boghé	134

TABLEAUX	<u>Page</u>
37. Liste des sondages, escale de Kaédi	139
38. Caractéristiques physiques de l'argile silteuse, escale de Kaédi	141
39. Caractéristiques physiques du silt argileux, escale de Kaédi	143
40. Valeurs de l'indice N, substratum sablo-gréseux, escale de Kaédi	145
41. Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé, escale de Kaédi	147
42. Epaisseur des chaussées, escale de Kaédi	153
43. Liste des sondages, escale de Matam	159
44. Caractéristiques physiques du dépôt argilo-silteux, escale de Matam	162
45. Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé, escale de Matam	166
46. Epaisseur des chaussées, escale de Matam	174
47. Liste des sondages, escale de Bakel	182
48. Caractéristiques physiques de l'argile silteuse, escale de Bakel	185
49. Résultats de l'essai de consolidation uni-dimensionnelle de l'argile silteuse, escale de Bakel	187
50. Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé, escale de Bakel	191

TABLEAUX	<u>Page</u>
51. Epaisseur des chaussées, escale de Bakel	200
52. Liste des sondages, escale de Gouraye	207
53. Caractéristiques physiques de l'argile silteuse, escale de Gouraye	211
54. Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé, escale de Gouraye	214
55. Epaisseur des chaussées, escale de Gouraye	222
56. Liste des sondages, escale d'Ambidédi	230
57. Caractéristiques physiques du silt argileux, escale d'Ambidédi	233
58. Résistance en compression uniaxiale de la roche, escale d'Ambidédi	236
59. Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé, escale d'Ambidédi	237
60. Epaisseur des chaussées, escale d'Ambidédi	242

LISTE DES PLANCHES

	<u>Page</u>
PLANCHES	
1.1 Localisation de l'ensemble de l'étude	2
5.1 Localisation des sondages, escale de Rosso	34
5.2 Coups stratigraphiques de synthèse, escale de Rosso	35
5.3 Abaque de plasticité, escale de Rosso	36
5.4 Résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse, escale de Rosso	37
5.5 Tassements anticipés versus temps à Rosso	38
5.6 Analyse de stabilité en contraintes totales, quai de Rosso	39
6.1 Localisation des sondages, escale de Richard-Toll	59
6.2 Coups stratigraphiques de synthèse, escale de Richard-Toll	60
6.3 Abaque de plasticité, escale de Richard-Toll	61
6.4 Résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse escale de Richard-Toll	62
6.5 Tassements anticipés versus temps à Richard-Toll	63
6.6 analyse de stabilité en contraintes totales, remblai de préchargement, escale de Richard-Toll	64
7.1 Localisation des sondages, escale de Dagana	77
7.2 Coups stratigraphiques de synthèse, escale de Dagana	78
7.3 Fuseau granulométrique du sable fin à moyen, escale de Dagana	79
7.4 Fuseau granulométrique du sable et silt, escale de Dagana	80
8.1 Localisation des sondages, escale de Podor	110
8.2 Coups stratigraphiques de synthèse, escale de Podor	111
8.3 Abaque de plasticité, escale de Podor	112

PLANCHES	<u>Page</u>
8.4 Résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse, escale de Podor	113
8.5 Profil de préconsolidation de l'argile silteuse à Rosso, Richard-Toll et Podor	114
8.6 Indice de compression et teneur en eau initiale versus indice des vides, argile silteuse de Rosso, Richard-Toll et Podor	115
8.7 Fuseau granulométrique du silt, escale de Podor	116
8.8 Fuseau granulométrique du sable, escale de Podor	117
8.9 Tassements anticipés versus temps à Podor	118
8.10 Analyse de stabilité en contraintes totales, quai de Podor	119
8.11 Analyse de stabilité en contraintes totales remblai de préchargement, escale de Podor	120
9.1 Localisation des sondages, escale de Boghé	136
9.2 Coupes stratigraphiques de synthèse, escale de Boghé	137
9.3 Abaque de plasticité, escale de Boghé	138
10.1 Localisation des sondages, escale de Kaédi	155
10.2 Coupes stratigraphiques de synthèse, escale de Kaédi	156
10.3 Abaque de plasticité, escale de Kaédi	157
10.4 Fuseau granulométrique du silt argileux, escale de Kaédi	158
11.1 Localisation des sondages, escale de Matam	176
11.2 Coupes stratigraphiques de synthèse, escale de Matam	177
11.3 Fuseau granulométrique du dépôt argilo-silteux, escale de Matam	178
11.4 Abaque de plasticité, escale de Matam	179
11.5 Résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse, escale de Matam	180

PLANCHES	<u>Page</u>
11.6 Fuseau granulométrique du sable, escale de Matam	181
12.1 Localisation des sondages, escale de Bakel	202
12.2 Coupes stratigraphiques de synthèse, escale de Bakel	203
12.3 Fuseau granulométrique du dépôt argilo-silteux, escale de Bakel	204
12.4 Abaque de plasticité, escale de Bakel	205
12.5 Résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse, escale de Bakel	206
13.1 Localisation des sondages, escale de Gouraye	224
13.2 Coupes stratigraphiques de synthèse, escale de Gouraye	225
13.3 Fuseau granulométrique du dépôt silto-sableux, escale de Gouraye	226
13.4 Fuseau granulométrique de l'argile silteuse, escale de Gouraye	227
13.5 Abaque de plasticité, escale de Gouraye	228
13.6 Résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse, escale de Gouraye	229
14.1 Localisation des sondages, escale d'Ambidédi	244
14.2 Coupes stratigraphiques de synthèse, escale d'Ambidédi	245
14.3 Fuseau granulométrique de la formation silto-argileuse escale d'Ambidédi	246
14.4 Abaque de plasticité, escale d'Ambidédi	247

SOMMAIRE

Pour la plupart des sites, les terrains de fondation sur les terrasses et dans le lit du fleuve, sont constitués par des formations argilo-silteuses ou silto-argileuses, sauf à Dagana où les sols sont essentiellement sableux.

A Rosso, Richard-Toll et Podor, la formation argilo-silteuse est épaisse et compressible. Les charges permanentes imposées par les ouvrages sur l'argile silteuse causeront des tassements de consolidation importants qui ne seront atteints qu'après un temps évalué entre 16 et 30 ans. La consolidation par préchargement et drains verticaux sera donc vraisemblablement nécessaire à Rosso, Richard-Toll et Podor.

Aux sites des escales en amont de ces dernières, les terrains de fondation sont moins ou peu compressibles et par suite, les tassements de consolidation dues aux charges permanentes seront plus faibles ou négligeables.

Aux escales de Rosso, Dagana et Podor, les structures de quai seront constituées d'un mur en palplanches d'acier. Celles-ci auront une longueur de fiche de 8 m et 8,5 m respectivement à Rosso et Podor afin d'assurer un coefficient de sécurité de 1,7 pour la stabilité d'ensemble vis-à-vis d'une rupture circulaire profonde du sol de fondation argileux.

Aux escales de Boghé, Kaédi, Matam, Bakel et Gouraye, des quais sur pilotis sont envisagés. Les pilotis seront constitués par des pieux à déplacement foncés par battage.

A Ambidédi, le socle rocheux présent à faible profondeur sous la ligne de quai prévue convient comme assise à un mur de quai en béton armé avec contreforts.

Une division de SNC Inc.

1

1. INTRODUCTION

Dans le cadre de l'étude d'exécution des ports et escales du fleuve Sénégal réalisée pour le compte de l'O.M.V.S. et suivant la convention intervenue entre le Bureau d'Etudes Beauchemin Beaton Lapointe - Swan Wooster et Terratech, nous avons procédé à la reconnaissance des terrains de fondation sur chaque site des escales portuaires prévues aux villes suivantes:

- Rosso, Boghé, Kaédi et Gouraye (Mauritanie)
- Richard-Toll, Dagana, Podor, Matam et Bakel (Sénégal)
- Ambidédi (Mali)

La localisation de l'ensemble de l'étude est montrée sur la planche 1.1.

Cette étude géotechnique comprenait les travaux de sondage et de laboratoire nécessaires à la reconnaissance de la nature et des propriétés physiques et mécaniques des sols de fondation présents au droit des installations portuaires projetées. Elle fait l'objet du présent rapport, lequel contient les résultats des travaux de reconnaissance et de laboratoire ainsi que nos recommandations d'ordre géotechnique se rattachant à la conception et à la construction des fondations des structures proposées.

2. DESCRIPTION GENERALE DE LA REGION DU FLEUVE

Le fleuve Sénégal prend sa source en Guinée sur les plateaux du Fouta-Djalon à 1370 m d'altitude. Il rejoint l'océan Atlantique à environ 20 km au sud de Saint-Louis par une passe à travers la Langue de Barbarie après un parcours de 1790 km à travers des régions à relief généralement plat et monotone. Son bassin versant qui s'étend sur 335 000 km² peut se subdiviser en trois zones:

- Le Haut-Sénégal où se réunissent, à droite le Bakoye grossi du Baoulé, le Karakoro, et à gauche la Falémé;
- La vallée proprement dite comprise approximativement entre Bakel et Richard-Toll avec une largeur moyenne de 15 km.
- Le delta qui couvre une vaste région inondable de 25 000 ha en aval de Richard-Toll.

Le fleuve Sénégal, pour la plus grande partie de son cours, se situe en zone climatique sahélienne.

3. APERCU GENERAL DE LA GEOLOGIE LE LONG DU FLEUVE SENEgal

3.1. Région du Haut-Sénégal

Jusqu'à Woumpou situé à 35 km environ en aval de Bakel, le fleuve Sénégal traverse une région dont les assises rocheuses appartiennent au craton ouest-africain. Il s'agit principalement de formations à dominance gréseuse du Précrambien ainsi que des dolomies et grauwakes du Cambrien. A l'intérieur de ces formations se sont développés de grands complexes granitiques. Egalement, des phénomènes volcaniques ont donné naissance à des roches telles que: basaltes, dolérites, tufs, brèches et autres qui ont pour la plupart subies un métamorphisme léger.

3.2. Région de la vallée et du delta

La vallée et le delta sont établis sur les formations sédimentaires marines ou continentales du bassin sénégalo-mauritanien. Ces formations sont constituées de calcaire, marneux et parfois phosphatés (Lutétien), d'argile marneuse, éventuellement sableuse, de grès tendres parfois argileux et d'une cuirasse latéritique d'épaisseur variable (Continental terminal).

Les formations du bassin sénégalo-mauritanien sont recouvertes par les dépôts hétérogènes du Quaternaire. La diversité de ces dépôts provient des changements climatiques survenus durant le Quaternaire et également des variations du niveau marin durant le Quaternaire moyen et récent.

Dans la région du delta, la transgression marine de l'Inchirien supérieur, entre 31 000 et 37 500 ans BP, est représentée par les niveaux de lumachelle ou de grès carbonaté séparés par des dépôts de sable fin et d'argile. Ces niveaux ont été repérés vers 15 m de profondeur à Saint-Louis et sa région.

Durant la régression marine qui suivit, le climat devenant de plus en plus aride permit la formation des vastes ergs de l'Ogolien dans la vallée du Sénégal. Ces dunes rouges d'orientation générale NE-SW sont présentes sous forme d'îlots dans la basse vallée et très remaniées dans le delta. Au Haut-Sénégal, ces conditions endoériques favorisèrent le dépôt de part et d'autre du fleuve, d'un important remblai sableux.

Vers 5500 ans BP, la basse vallée du Sénégal fut envahie par la mer lors de la dernière transgression marine désignée sous le nom de Nouakchottien. La mer s'étendait alors en un golfe allongé et étroit jusqu'aux environs de Boghé.

Ainsi, des dépôts fluvi-deltaïques peuvent-ils être présents sous les alluvions, à partir de Boghé.

4. METHODES DE RECONNAISSANCE

Les travaux de chantier concernant la reconnaissance géotechnique des terrains de fondations sur le site des escales ont été réalisés au cours de la saison sèche entre le 2 mars et le 16 mai 1983.

Ces travaux, menés conformément au cahier des charges, ont été exécutés par deux équipes de Terratech selon les moyens d'exécution soumis au Bureau d'Etudes le 15 décembre 1982. Ils ont porté sur la reconnaissance géotechnique de dix (10) sites répartis le long du fleuve Sénegal sur une distance de 880 km comptée entre Saint-Louis et Ambidédi.

4.1. Travaux de chantier

L'emplacement des sondages et leur coordonnées x, y et z sont donnés sous forme de tableau et plan à chaque chapitre traitant d'une escale.

4.1.1. Forages carottés

Il a été exécuté 93 forages carottés répartis comme suit:

<u>Escale</u>	<u>Quantité de forages carottés</u>
Rosso (Mauritanie)	6
Richard-Toll (Sénégal)	8
Dagana (Sénégal)	7
Podor (Sénégal)	12
Boghé (Mauritanie)	8
Kaédi (Mauritanie)	11
Matam (Sénégal)	13
Gouraye (Mauritanie)	10
Bakel (Sénégal)	10
Ambidédi (Mali)	8

Les forages carottés ont été implantés au moyen de foreuses de modèle BBS-1 jusqu'à des profondeurs comprises entre 2,70 et 19,25 m, la longueur carottée totalisant 709,3 m.

La retenue provisoire des formations meubles traversées au forage était réalisée au moyen d'un tubage de calibre BW de 73 mm de diamètre extérieur, descendu par battage. Une tige de lavage était ensuite descendue dans le tubage pour nettoyer ce dernier du sol inclus jusqu'à la cote prévue pour l'échantillonnage.

Les échantillons de sols ont été prélevés à des intervalles compris entre 0,5 et 2,0 m.

Dans les sols granulaires, le prélèvement d'échantillons a été fait au moyen de la cuillère fendue de 51 mm de diamètre extérieur, battue en fond de forage. Le système de battage utilisé était constitué d'un marteau de 63,5 kg tombant librement d'une hauteur de 76 cm. Le nombre de coups requis

pour l'enfoncement de chaque 15 cm était noté pour la détermination de l'indice N de l'essai de pénétration standard (SPT).

Dans les sols argileux, des échantillons intacts ont été prélevés à l'aide de tubes échantillonneurs à paroi mince de 54 et 73 mm de diamètre extérieur (coefficients de paroi 12,5 et 11% respectivement) enfoncés par pression.

La résistance au cisaillement non drainé de l'argile intacte a été mesurée au moyen d'un scissomètre à déformation contrôlée de type Nilcon dans les 16 forages suivants:

essai non effectué pour les 8 forages de plus que ceux ci-dessus

<u>Forage</u>	<u>Escale</u>
RO-1 et RO-2	Rosso
RI-1 à RI-3	Richard-Toll
PO-21 à 23	Podor
MA-23	Matam
BA-21 à 23	Bakel
BA-25 et 26	Bakel
GO-1 et GO-2	Gouraye

Les ailettes de la palette du scissomètre utilisé avaient une hauteur de 13 cm et une largeur de 6,5 cm. La vitesse de rotation appliquée en tête du train de tiges était de l'ordre de 0,1 degré par seconde.

Les forages numérotés AM-21 et AM-23 à Ambidédi ont intercepté le socle rocheux à 2,6 et 2,2 m de profondeur et l'ont pénétré de 1,3 et 0,6 m respectivement. Le socle rocheux a été carotté à l'aide d'un carottier à diamants de calibre BX de 59,6 mm de

diamètre extérieur. Le diamètre de la carotte était ainsi de 42 mm.

4.1.2. Sondages au pénétromètre dynamique

Six (6) sondages au pénétromètre dynamique ont été réalisés, principalement le long de la ligne de quai sur les sites de Rosso (sondages R0-1 et 2), Boghé (sondage B0-1), Gouraye (sondage G0-2), Ambidédi (sondage AM-22) et au sommet de la terrasse fluviale à Bakel (sondage BA-27) pour déterminer le niveau de la couche compétente ou du socle rocheux.

X pour qui pas sur les autres essais ?

Sauf le sondage AM-22, ils ont été faits en fond de forage à partir d'une profondeur comprise entre 6,4 m (sondage B0-1) et 19,4 m (sondage R0-2). Ils ont été arrêtés entre 10,9 et 22,7 m de profondeur pour des nombres de coups variant de 31 à 100 coups pour une pénétration de 30 cm.

Le sondage AM-22 réalisé à partir de la surface du terrain a atteint le refus à la pénétration à 2,1 m de profondeur, sur le socle rocheux.

Le système de battage était le même que celui utilisé pour l'essai de pénétration standard (SPT). La section de la pointe conique était de $15,2 \text{ cm}^2$ avec un angle en pointe de 60° .

4.2. Arpentage

Le relevé des points de sondage sur le terrain, le calcul de leurs coordonnées x et y ainsi que le nivelllement du terrain naturel ont été effectués par le personnel topographe du Bureau d'Etudes Beauchemin Beaton Lapointe - Swan Wooster.

Toutes les coordonnées dans le présent rapport sont indiquées dans le système de coordonnées M.T.U. et toutes les élévations se réfèrent au niveau de base IGN.

4.3. Travaux de laboratoire

Tous les échantillons prélevés en cours de forage ont été soumis à une identification visuelle et tactile sur le chantier. Ils ont ensuite été ramenés à notre base de St-Louis. La plupart ont été transportés à Montréal où ils sont arrivés le 13 juin 1983.

Certains ont été confiés au Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes pour l'Equipement (CEREEQ) de Dakar. Il s'agit des échantillons provenant de Podor, Dagana, Matam et Bakel sur lesquels le CEREEQ a effectué 65 analyses granulométriques, 37 séđimentométries, 9 limites d'Atterberg, 1 essai Proctor modifié, 7 déterminations de la masse volumique du sol (appelé aussi poids spécifique apparent) et 14 teneurs en eau naturelle. Egalement 2 mesures du Ph et de la résistivité de l'eau souterraine et 1 détermination de la teneur en matière en suspension ont été effectuées.

A Montréal, nous avons réalisé les essais suivants:

- sols granulaires et cohérents: 21 granulométries par tamisage, 41 séđimentométries, 57 limites d'Atterberg, 36 déterminations de la teneur en eau naturelle, 15 essais au cône tombant, 8 consolidations uni-dimensionnelle, 3 essais de gonflement et 3 essais de dispersivité.
- socle rocheux: 9 compressions simples.

La qualification des sols dans ce rapport se réfère au système de classification unifiée.

Les échantillons restés à Saint-Louis ont été remis à la disposition de l'O.M.V.S. Les échantillons transportés à Montréal et non utilisés pour fins d'analyse seront conservés à notre laboratoire jusqu'en mai 1985.

O.K.

5. ESCALE DE ROSSO (MAURITANIE)

5.1. Emplacements des sondages

Les travaux de reconnaissance ont été réalisés entre les 9 et 12 mai 1983.

L'emplacement des sondages est montré à la planche 5.1 jointe à la fin de ce chapitre.

au au sondage effectué dans la zone du futur dépôt d'Hydrocarbures.

Le tableau 1 ci-après indique le type de sondages réalisés et présente la liste des coordonnées x, y, z des sondages.

Tableau 1: Liste des sondages, escale de Rosso

No	Type de sondage	Coordonnées		
		x	y	z
R0-1	Forage et pénétromètre dynamique	412 711,60 E	1 825 184,73 N	-0,13
R0-2	Forage et pénétromètre dynamique	412 750,34 E	1 825 184,74 N	-0,13
R0-3	Forage	412 696,59 E	1 825 234,73 N	+2,37
R0-4	Forage	412 760,33 E	1 825 234,74 N	+2,58
R0-5	Forage	412 788,48 E	1 825 316,54 N	+1,93
R0-6	Forage	412 831,42 E	1 825 325,82 N	+1,98

NOTES: Les coordonnées x et y sont rattachées au réseau géodésique O.M.V.S., système de projection M.T.U. Clark 1880, Fuseau 28.

Les élévations z sont en mètres et sont rattachées au repère de nivellation SRA-4 de l'O.M.V.S. de premier ordre et au borne B-2 de la polygonale BBL-SW. Le niveau de base est IGN.

5.2. Description et propriétés des terrains

Le site proposé est situé sur la rive droite du fleuve Sénégal immédiatement en aval de la ville de Rosso, Mauritanie. Le terrain est constitué d'une large terrasse relativement plane qui possède une légère pente vers le fleuve. Le niveau de cette terrasse varie du niveau du fleuve à l'élévation d'environ +2,6 m au milieu du site.

Le sol de cette terrasse et du lit du fleuve est composé principalement de dépôts fluvio-deltaïques stratifiés d'argile, silt, sable et de roche tendre ou sol cimenté, qui se sont formés au cours du Quaternaire moyen et récent.

Deux principales formations géologiques ont été rencontrées sur le site: la formation supérieure, entre la surface du terrain et l'élévation -21 m et la formation inférieure en-dessous de cette élévation.

La formation supérieure repérée dans tous les forages est composée principalement de sable fin, de silt et d'argile. La formation inférieure a été identifiée par sa résistance élevée au pénétromètre, indiquée par les résultats des essais de pénétration dynamique aux deux forages le long de la ligne du futur quai.

Le présent chapitre décrit les propriétés géotechniques des sols rencontrés dans les forages. La description détaillée des sols de chaque forage suivie des résultats des essais de laboratoire sur les échantillons représentatifs est présentée du tome 2. Les coupes stratigraphiques compilées à partir des rapports de forages, des résultats des essais de laboratoire et des

observations effectuées sur le terrain, sont présentées à la planche 5.2 à la fin de ce chapitre.

5.2.1. La formation supérieure

La formation supérieure est constituée de couches de sable, de silt généralement sableux et parfois argileux et d'argile silteuse. Le dépôt de sable formant la couche de surface du lit du fleuve se présente comme interlit à l'intérieur des terres, entre les couches de silt dans les premiers mètres de la formation supérieure et aussi en profondeur surmontant la formation inférieure. Le dépôt de silt, entrecoupé par la couche de sable précitée, se trouve à la surface du terrain et en profondeur, surmontant la couche d'argile silteuse. Le silt et l'argile silteuse constituent les sols prédominants de la formation supérieure.

5.2.1.1. Sable

La couche de sable présente sur le lit du fleuve et formant l'interlit dans le dépôt de silt, varie en moyenne de 3,5 m à l'intérieur des terres à une moyenne de 2,0 m dans le lit du fleuve près du futur quai. La couche de sable à la base de la formation supérieure est en moyenne 5 m d'épaisseur.

Dans les premiers mètres de la formation supérieure, ce dépôt de sable possède une compacité généralement lâche, parfois moyenne à l'intérieur des terres, telle qu'indiquée par les indices N de l'essai de pénétration standard compris entre 2 et 19. La couche de sable à la base de la formation supérieure possède une compacité variable de très lâche devenant moyenne et parfois dense en profondeur, avec des indices N variant de 1 à plus de 30.

La granulométrie du sol est, en prédominance, celle d'un sable fin uniforme ou un sable fin à moyen avec teneur variable en silt. Le coefficient d'uniformité du sable fin variant de 1,2 à 2,0 caractérise un sol uniforme. La coloration du sable varie de beige à grise de haut en bas du dépôt.

5.2.1.2. Silt

Le dépôt silteux qui s'étale entre la surface du terrain et l'élévation -4,7 m est entrecoupé par la couche de sable fin décrite au paragraphe précédent. L'épaisseur de cette couche, mesurée à partir des forages terrestres, est en moyenne de 0,8 m au-dessus de la couche de sable et de 2,3 m en-dessous de celle-ci, telle que mesurée aux forages R0-1, R0-2 et R0-6.

Le dépôt de silt se compose surtout de silt sableux et de silt, avec teneur variable en argile. La courbe granulométrique d'un échantillon de la couche de silt récupéré en surface au forage R0-4 et présentée suite au rapport de sondage au tome 2, indique un silt sableux avec un peu d'argile.

En général, la couche de silt rencontrée en surface aux forages terrestres possède une compacité moyenne, tel qu'indiqué par les indices N de l'essai de pénétration standard compris entre 9 et 11. La compacité du silt en-dessous de la couche de sable fin est généralement très lâche, parfois lâche, avec des indices N variant de 1 à 5.

5.2.1.3. Argile silteuse

Le sol prédominant de la formation supérieure identifié dans les deux forages le long de la ligne du futur quai, est un dépôt d'argile silteuse d'environ 12 m d'épaisseur. Ce dépôt a été repéré également dans le forage terrestre le plus profond

(forage R0-6) à l'élévation -3,8 m. L'épaisseur d'argile silteuse est indéterminée à cet endroit, le forage s'étant arrêté à faible profondeur dans l'argile silteuse.

Ce dépôt est composé principalement d'argile silteuse et parfois de silt argileux contenant localement de minces stratifications de sable fin, généralement de 1 à 10 mm d'épaisseur, espacées irrégulièrement dans le dépôt. Sa coloration est grise.

Cinq déterminations des limites d'Atterberg ont été exécutées sur des échantillons représentatifs et les résultats sont présentés au tableau 2 suivant et rapporté sur l'abaque de plasticité de la planche 5.3 à la fin de ce chapitre.

Tableau 2: Caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile silteuse

Légende: w = teneur en eau naturelle (%)
 w_L = limite de la liquidité (%)
 I_p = indice de plasticité (%)
 τ = résistance au cisaillement non drainé mesurée au cône tombant (laboratoire) (kPa).
 S_t = sensibilité

Forage no	Elévation IGN (m)	w (%)	w_L (%)	I_p	τ (kPa)	S_t
R0-2	- 5,9	42	50	29		
R0-2	- 6,9	52	64	37		
R0-2	- 8,9	77	97	63		
R0-2	-12,0				58	6
R0-2	-12,1	58	52	25		
R0-2	-12,2				80	17
R0-2	-15,2	49	63	43		

Les valeurs des limites d'Atterberg indiquent que le sol est de plasticité variable, généralement élevée et parfois moyenne.

La teneur en eau naturelle de l'argile silteuse est légèrement inférieure et parfois égale à la limite de liquidité et est sujette à des variations semblables à celle-ci selon la plasticité du sol.

La résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse a été mesurée in situ dans les deux forages situés dans l'axe du futur quai au moyen de 12 essais au scissomètre et au laboratoire par deux essais au cône tombant sur des échantillons intacts. Les résultats, portés en graphique à la planche 5.4, indiquent que la résistance augmente graduellement en profondeur. Au sommet de la couche, la résistance au cisaillement est d'environ 30 kPa et augmente à 60 kPa à la base de celle-ci.

La sensibilité au remaniement de l'argile silteuse, mesurée par les deux essais au cône tombant, est 6 et 17, valeurs traduisant une argile très sensible.

Les résultats d'un essai de consolidation uni-dimensionnelle sur un échantillon intact et représentatif de l'argile silteuse sont donnés suite au rapport de sondage R0-2 au tome 2. Cet essai donne un indice de compression de 0,99, un coefficient de consolidation vertical de $3,4 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ et une surconsolidation d'environ 90 kPa.

Les formations d'argile silteuse de Rosso, Richard-Toll et Podor sont contemporaines et leurs caractéristiques physiques et mécaniques sont comparables d'un site à l'autre.

Pour cette raison, nous avons groupé sur le même graphique de la planche 8.5 les écarts de préconsolidation de l'argile silteuse déterminés pour chacun des trois sites et tracé le profil de préconsolidation moyen.

Egalement, les caractéristiques de compressibilité mesurées à partir des essais de consolidation uni-dimensionnelle effectués sur l'argile silteuse prélevée aux trois sites, sont résumées au tableau 26. De plus, un graphique présenté à la planche 8.6 donne l'indice de compression moyen et l'indice des vides initial moyen en fonction de la teneur en eau initiale de l'argile silteuse présente sur les trois sites. Ces valeurs regroupées au tableau 4 ont été utilisées pour l'évaluation des tassements.

La masse volumique de l'argile silteuse déterminée au laboratoire est de $16,2 \text{ kN/m}^3$.

5.2.2. La formation inférieure

La formation inférieure se distingue par sa résistance élevée, telle que déterminée par les essais de pénétration dynamique effectués aux deux forages le long de la ligne du futur quai.

Les résultats de ces essais indiquent un matériau de forte résistance à la pénétration aux élévations -21,2 et -21,4 m. Les essais de pénétration se sont arrêtés à 0,25 et 1,40 m de profondeur dans la formation inférieure. Le refus au pénétromètre a été rencontré dans cette formation au forage R0-1, à l'élévation -21,4 m.

Cette formation de forte résistance à la pénétration est probablement le substratum sablo-gréseux trouvé en profondeur aux sites de Richard-Toll et de Saint-Louis. Il s'agit d'une formation sablo-gréseuse et de lumachelle.

5.2.3. Eau souterraine

Le niveau de la nappe phréatique n'a pu être mesuré aux forages terrestres effectués les 9 et 10 mai 1983 en raison du délai d'observation disponible trop court pour permettre une stabilisation du niveau de l'eau à l'intérieur des trous de forage.

Par contre, les observations du changement de la coloration du sol de beige à grise entre les élévations -0,63 et -0,37 m aux forages R0-3 et R0-4 et à l'élévation -0,47 m aux forages R0-5 et R0-6 ont été notées. Il découle de ces observations que le bas niveau de la nappe phréatique en période d'étiage se situerait à une cote égale ou légèrement inférieure à ces niveaux de changement de coloration et vraisemblablement entre les élévations 0,0 et -1,0 m en bordure du fleuve.

Il y a tout lieu de croire que le niveau de la nappe phréatique en bordure du fleuve observe les mêmes variations que le niveau d'eau du fleuve.

5.3. Recommandations géotechniques

L'aménagement de cette escale comprendra la réalisation de divers édifices tels que hangars, bâtiments administratifs, dépôt d'hydrocarbures, aires d'entreposage et de circulation

Les contraintes additionnelles ainsi appliquées au sol excèdent la pression de préconsolidation de l'argile silteuse et produiront des tassements importants résultant de la consolidation du dépôt argileux.

Les caractéristiques de compressibilité données au tableau 4 ont été adoptées pour l'évaluation des tassements de consolidation. Ces valeurs moyennes ont été déterminées à partir de l'analyse des essais de consolidation uni-dimensionnelle réalisés sur des échantillons représentatifs du dépôt argileux provenant des sites de Rosso, Richard-Toll et Podor.

Les valeurs de la pression de préconsolidation ont été déduites du profil de préconsolidation moyen de l'argile silteuse présenté à la planche 8.5.

Tableau 4: Caractéristiques de compressibilité de l'argile silteuse à Rosso

Indice des vides initial	: $e_0 = 1,62$
Indice de recompression	: $c_{cr} = 0,05$
Indice de compression	: $c_c = 0,8$
Coefficient de consolidation verticale:	$c_v = 3 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

Le tassement de consolidation de l'argile silteuse a été calculé à partir des formules suivantes:

a) pour les sols initialement surconsolidés:

$$S_c = \left\{ H \frac{c_{cr}}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + \frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} \right\}$$

b) pour les sols normalement consolidés:

$$S_c = H \left\{ \frac{c_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right\}$$

où S = tassement ultime

H = épaisseur de la couche compressible

$\Delta\sigma'_v$ = augmentation de la pression effective

σ'_{p} = pression de préconsolidation

σ'_{vo} = pression effective actuelle des terres

5.3.1. Tassements à l'arrière des murs de quai

La hauteur à remblayer derrière le mur de quai prévu pour les horizons 2010 et 2030, prise à partir de l'élévation -1,0 m, sera de 4,9 m à Rosso.

On évalue à 20 kPa la surcharge occasionnée par l'entreposage de matériaux divers sur les quais.

Les contraintes additionnelles dues au matériau en remblai à l'arrière du quai et à l'entreposage de marchandises sur le quai excèdent la pression de préconsolidation de l'argile silteuse. Les tassements anticipés derrière le quai pour ces charges seront de 22 cm pour le remblai seul et de 35 cm pour le remblai plus la surcharge de 20 kPa.

5.3.1.2. Tassements de la plate-forme sur la rive

Le rehaussement du terrain naturel sur la rive sera d'environ 1,5 à 2,0 m. La surcharge due à l'entreposage de marchandises sera de l'ordre de 20 kPa. L'augmentation des contraintes sur le dépôt d'argile due aux seules charges du remblai produira des tassements de l'ordre de 18 cm et de 33 cm avec l'application permanente de la surcharge de 20 kPa.

Dans le calcul des tassements sur la rive, nous avons fait l'hypothèse que l'argile est normalement consolidée jusqu'à la cote où le profil de la pression effective actuelle sur la rive recoupe celui de la pression de préconsolidation moyenne montré sur la planche 8.5. Toutefois, il est probable que l'argile sur la rive soit légèrement surconsolidée. Dans ce cas, les tassements sur la rive seront inférieurs à ceux calculés et ces derniers doivent donc être considérés comme des tassements maximum.

5.3.1.3. Tassements au dépôt d'hydrocarbures

Un dépôt d'hydrocarbures est prévu à l'escale de Rosso. La pression au sol des réservoirs sera de 100 kPa en sus de la surcharge occasionnée par le remblai de la plate-forme d'environ 2 m d'épaisseur.

La localisation du dépôt n'étant pas connue au moment des travaux de reconnaissance géotechnique, nous ne possédons aucun renseignement quant à la nature et aux propriétés géotechniques des sols de fondation. Aussi, il ne nous est pas possible de prédire la valeur des tassements de consolidation sous les réservoirs d'hydrocarbures.

X à la fin

Travaux préliminaires pour la fondation
à Rosso

Un ou deux forages géotechniques devront être réalisés afin de déterminer la nature et les propriétés géotechniques des sols de fondation présents sur le site du dépôt d'hydrocarbures projeté.

Nous présentons au tableau 5 ci-après, l'ensemble des tassements anticipés pour l'escale de Rosso.

Tableau 5: Tassements anticipés à Rosso

Ouvrages	Tassements anticipés (cm)
Quais: remblai seul	22
remblai et surcharge de 20 kPa	35
Plate-forme: remblai seul	18 (maximum)
remblai et surcharge de 20 kPa	33 (maximum)
Dépôt d'hydrocarbures: remblai seul	?
remblai et surcharge de 100 kPa	?

5.3.1.4. Temps de consolidation

Le temps nécessaire à la consolidation du dépôt argileux sous les charges appliquées est fonction des caractéristiques de drainage de l'argile. Elles sont exprimées par la distance de drainage dans la couche argileuse et par le coefficient de consolidation c_v du sol qui est fonction de sa perméabilité. Dans le cas du dépôt argileux de Rosso, nous avons considéré comme distance de drainage la demi-hauteur du dépôt argileux.

La présence locale de minces lits de sable fin d'épaisseur de 1 à 5 mm généralement, peut-être sans continuité latérale, influencera vraisemblablement peu le temps de consolidation.

Les calculs basés sur la valeur moyenne du coefficient de consolidation donnée au tableau 4, indiquent que 50% de la consolidation primaire du dépôt argileux sera obtenue après un délai de 8 ans et que 90% de la consolidation primaire sera atteinte au bout d'une période de temps de 32 ans. Nous présentons à la planche 5.5 le graphique des tassements anticipés en fonction du temps.

5.3.1.5. Consolidation par préchargement

En raison des valeurs anticipées de tassements relativement élevées et des délais très longs pour atteindre ces tassements, la préconsolidation du dépôt argileux sera fort probablement nécessaire. Celle-ci peut être réalisée à l'aide d'une surcharge temporaire avec drains verticaux.

La surcharge temporaire devra être équivalente à 100 à 150% de la charge finale de l'ouvrage y compris les charges d'entreposage et maintenue en place durant le délai de consolidation choisi.

Toutefois, pour raison d'économie, la consolidation du terrain par drains verticaux et préchargement pourra être limitée à l'emprise des bâtiments, du quai et du dépôt d'hydrocarbures, soit aux sites des ouvrages dont les tassements admissibles sont faibles.

Nous recommandons l'utilisation de drains préfabriqués qui assureront une meilleure garantie contre les ruptures toujours possibles au moment de leur mise en place ou durant la consolidation des terrains. Ainsi, pour obtenir 90% à 100% de consolidation primaire après un délai de 6 mois, il devra être mis en place des drains plats préfabriqués sur toute l'épaisseur du dépôt argileux selon une maille carrée de 1,3 m ou triangulaire de 1,4 m. L'espacement des drains verticaux a été calculé à l'aide de la formule de Barron-Kjellman donnée ci-dessous.

$$t = \frac{D^2}{8c_h} \left[\frac{\ln(D/d)}{1 - (d/D)^2} - \frac{3 - (d/D)^2}{4} \right] \ln \frac{1}{1 - U}$$

où t = temps (s)

D = zone d'influence du drain (m) = 1,05 fois l'espacement entre les drains pour une disposition triangulaire ou 1,13 fois l'espacement entre les drains pour une disposition carrée.

d = diamètre du drain circulaire ou diamètre équivalent pour un drain préfabriqué plat (m)

c_h = coefficient de consolidation horizontale (m²/s)
pris égal à 6×10^{-8} m²/s

U = degré de consolidation

5.3.2. Structure de quai

La structure de quai retenue pour cette escale sera constituée d'un mur en palplanches d'acier.

5.3.2.1. Structure de quai en palplanches d'acier

Ce système consiste en un rideau de palplanches d'acier formant le parement du quai. Le rideau est fiché dans le sol de fondation et ancré au moyen de tirants d'ancrage. Comme hypothèse de calcul, nous avons placé le niveau des ancrages à l'élévation +1,5 m et supposons les tirants placés dans le remblai granulaire.

5.3.2.1.1. Poussée des terres

Nous recommandons d'utiliser les paramètres géotechniques donnés au tableau 6 pour le calcul des pressions des terres sur la paroi de palplanches d'acier.

Tableau 6: Paramètres de poussée des terres

Légende: γ = poids volumique total (kN/m^3)
 c_u = résistance au cisaillement (cohésion apparente non drainée) (kPa)
 ϕ = angle de frottement interne (degré)
 K_a = coefficient de poussée active
 K_p = coefficient de butée

Matériau	γ (KN/m^3)	c_u (kPa)	ϕ (degré)	K_a	K_p
Remblai de sable	19,5	0	30	0,30	3,0
Sable silteux	19,5	0	25	0,40	2,4
Argile silteuse	16,0	30	0	0	0

Les valeurs du coefficient de poussée active montrées au tableau 6 tiennent compte du frottement entre le sol et la paroi de palplanches. L'angle de frottement considéré est de 11 degrés. Les coefficients de butée ont été évalués en ne considérant pas de frottement entre le sol et la paroi, le mouvement relatif entre eux étant peu probable.

5.3.2.1.2. Longueur de fiche

La longueur de fiche nécessaire pour assurer la stabilité de la paroi de palplanches a été calculée pour une hauteur de quai égale à celle mentionnée au tableau 7 suivant et en tenant compte des paramètres géotechniques présentés au tableau 6.

La longueur de fiche est présentée au tableau 7:

Tableau 7: Longueur recommandée des palplanches

Hauteur du quai (m)	Longueur de fiche (m)	Longueur de la palplanche (m)
4,9	8	12,9

✓ La longueur ainsi calculée tient compte: (i) d'un rapport des moments passifs sur les moments actifs d'au moins égal à 2; (ii) d'un facteur de sécurité de 1,8 pour la stabilité d'ensemble des palplanches et remblais vis-à-vis d'une rupture circulaire profonde du sol de fondation. Ce facteur de sécurité, calculé en contraintes totales selon la méthode de Bishop, contrôle en fait la longueur de fiche des palplanches. Le cercle critique est montré à la planche 5.6.

La région du fleuve Sénégal étant considérée zone asismique, aucune charge sismique n'a été prise en compte dans les calculs de stabilité.

En raison des tassements résultant de la consolidation du dépôt argileux des terrains de fondation à Rosso, nous recommandons de ne couper la tête des palplanches d'acier qu'à la fin des travaux.

La conception des tirants d'ancrage devra tenir compte du tassement des sols en remblai à l'arrière du mur de quai.

5.3.3. Mise en place du remblai

5.3.3.1. Rehaussement du terrain naturel

Le remblai à l'arrière du quai et celui nécessaire pour rehausser le terrain naturel sur la rive dans l'emprise des installations prévues à l'escale seront composés de sols granulaires à drainage libre. La mise en place du remblai granulaire se fera vraisemblablement durant la saison sèche. Ainsi, le remblai à l'arrière du quai sera mis en place presqu'entièrement hors de l'eau.

Nous recommandons que la partie du remblai s'appuyant sur le rideau de palplanches soit constituée d'un filtre granulaire d'au moins 1 m d'épaisseur sur toute la hauteur du quai. Le filtre granulaire ne devra pas être compacté avec une machinerie lourde mais placé à l'aide d'un compacteur léger afin de ne pas induire de contraintes excessives sur le mur.

Ailleurs, nous recommandons de placer le remblai granulaire lorsque hors de l'eau par couches ne dépassant pas 0,30 m d'épaisseur et compacter chaque couche à une densité au moins égale à 95% de la masse volumique maximum de l'essai Proctor modifié.

5.3.3.2. Remblai de préchargement

A l'arrière du quai, le remblai de préchargement ne devra pas excéder la hauteur équivalente à la charge de service soit 1 m environ.

Il ne sera pas requis de compacter le remblai de préchargement plus que nécessaire pour permettre la circulation des camions lors de la mise en place du remblai.

Une fois obtenue la consolidation du dépôt argileux et après excavation du remblai excédentaire et réglage, nous recommandons de placer sur la ligne d'infrastructure une couche de 0,15 m d'épaisseur de matériau granulaire grossier, tel que gravier latéritique, compacté à au moins 95% de la densité maximum déterminée à l'essai Proctor modifié. Cette couche servira de plate-forme de travail durant la construction des bâtiments et pourra être utilisée comme sous-fondation dans l'emprise des aires de circulation et d'entreposage.

5.3.4. Fondations

5.3.4.1. Capacité portante admissible du terrain naturel

Nous recommandons d'utiliser une capacité portante admissible de 60 kPa sur le terrain naturel de la rive.

5.3.4.2. Capacité portante dans le remblai

Le remblai granulaire mis en place et compacté selon les recommandations mentionnées au paragraphe 5.3.3 assurera aux fondations des bâtiments projetés une assise adéquate.

Nous recommandons de calculer les pressions admissibles sous les semelles de fondations placées dans le remblai compacté à l'aide des formules données ci-dessous qui tiennent compte d'une distribution triangulaire des charges selon un angle de 30 degrés environ.

Semelle filante

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B}$$

Semelle carrée ou rectangulaire

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B} \cdot \frac{L + 1,16 H}{L}$$

dans lesquelles:

B = largeur de la semelle (m)

L = longueur de la semelle (m)

H = épaisseur du remblai sous la semelle (m)

P_R = capacité portante admissible (kPa) du terrain naturel avant la mise en place du remblai dont la valeur est donnée au paragraphe 5.3.4.1.

Mentionnons que la largeur des semelles ne devra jamais être inférieure à 0,5 m de façon à éviter le poinçonnement du terrain de fondation.

Soulignons également que la pression admissible dans le remblai compacté ne devra pas être supérieure à 200 kPa.

Les valeurs recommandées de pression admissible dans le remblai tiennent compte d'un coefficient de sécurité de 3,0 contre la rupture par cisaillement du sol de fondation et assurent des tassements de l'ordre de 2,5 cm résultant de la compressibilité des sols granulaires naturels et d'emprunt. Il est bien entendu que ces tassements doivent être considérés après les tassements primaire et résiduel du terrain de fondation sous le poids du remblai et de la surcharge.

5.3.5. Routes et aires de manutention

Le trafic journalier prévu jusqu'à l'an 2030 est de 64 à 120 véhicules d'un poids moyen de 50 kN.

A partir de ces données, nous recommandons les épaisseurs de structures présentées au tableau 8.

Tableau 8: Epaisseurs des chaussées

Structures	Routes et aires de manutention
Pavage en béton bitumineux	50 mm
Fondation supérieure	100 mm
fondation inférieure	150 mm

Les épaisseurs de chaussées ont été déterminées à partir de la méthode du CEBTP pour les pays tropicaux décrits dans le "Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques" du BCEOM-CEBTP (1975).

Nous avons supposé au niveau de l'infrastructure une valeur de CBR comprise entre 15 et 30. Cette valeur de CBR devrait être facilement atteinte sur le remblai compacté.

Comme matériau des fondations inférieure et supérieure nous recommandons d'utiliser les graviers latéritiques présents aux environs des sites.

La couche de fondation supérieure devra posséder un CBR minimum de 80. Elle sera compactée à une densité égale à 100% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

La couche de fondation inférieure devra avoir un CBR minimum de 30 et être compactée à une densité égale à 95% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

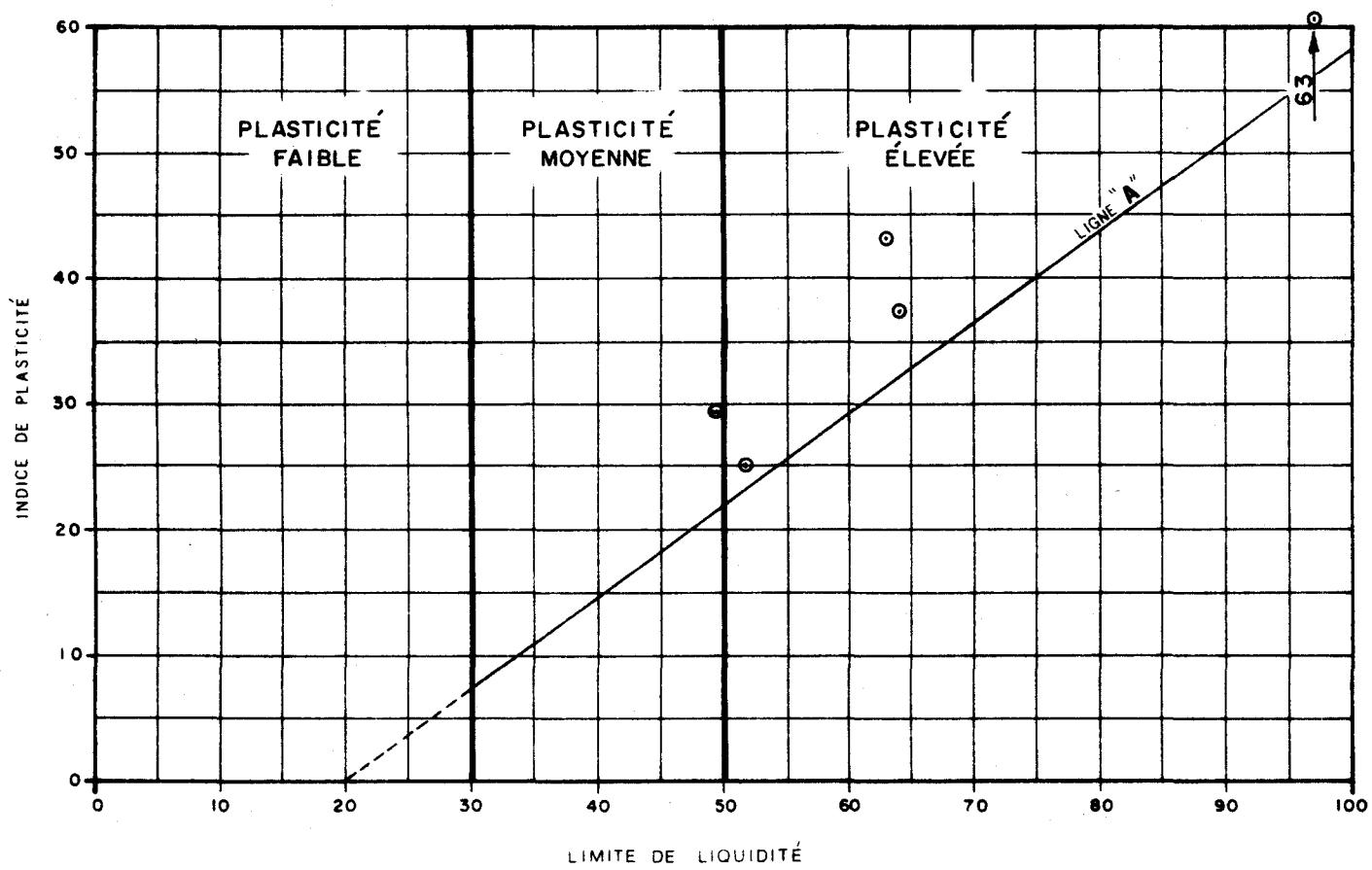
Les pentes transversales des routes revêtues devront être de 2 à 2,5% sur la chaussée et de 4 à 5% sur les accotements.

Pour les aires de circulation, les pentes transversales recommandées sont de 3 à 4%.

Mentionnons que dans le cas où l'importance d'un trafic lent (traction animale) aurait été reconnue, nous recommandons l'aménagement d'une bande de roulement non confondue avec l'accotement.

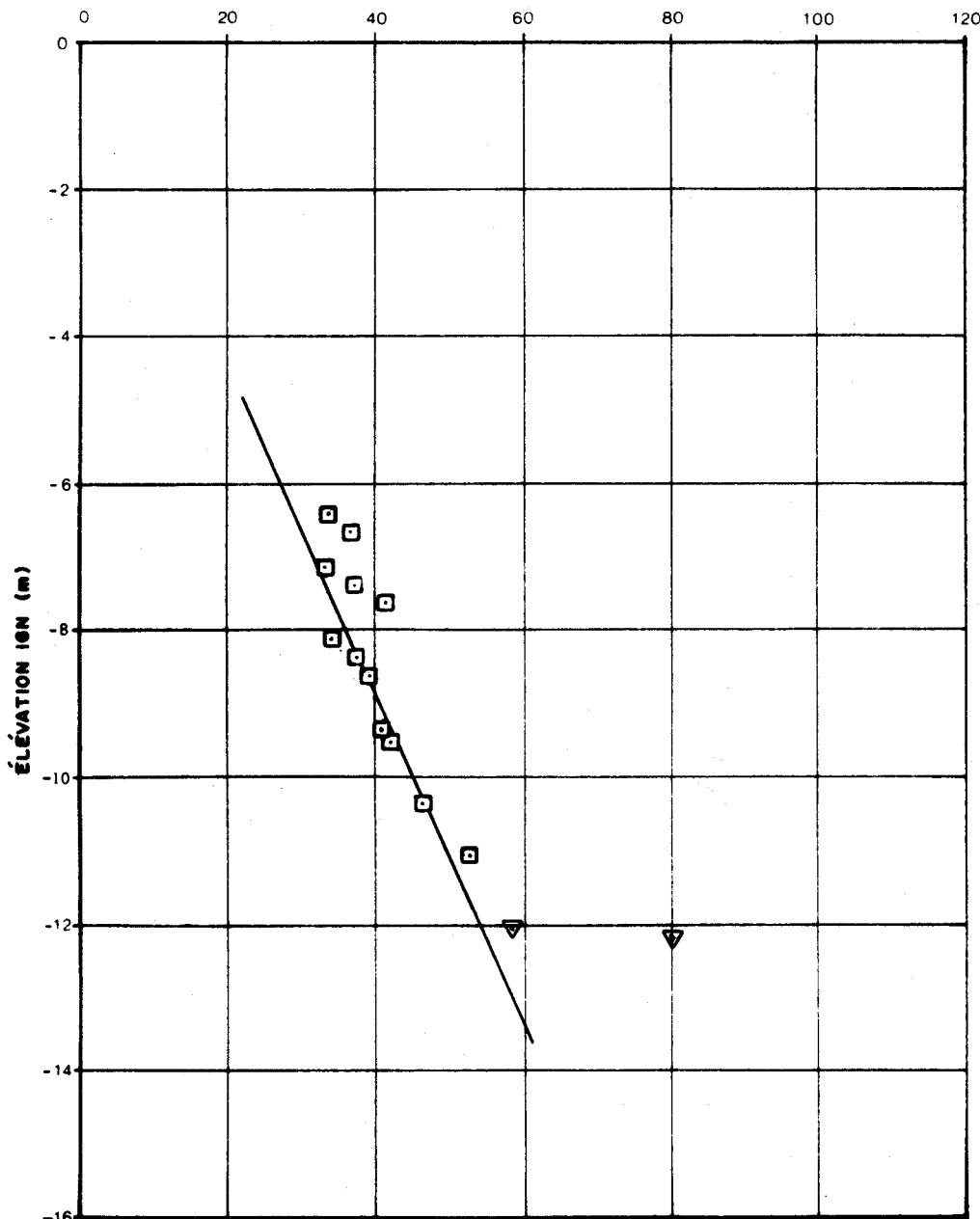
ABAQUE DE PLASTICITÉ

SITE DE L'ESCALE DE ROSSO, MAURITANIE



**RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT NON DRAINÉ
ARGILE SILTEUSE**

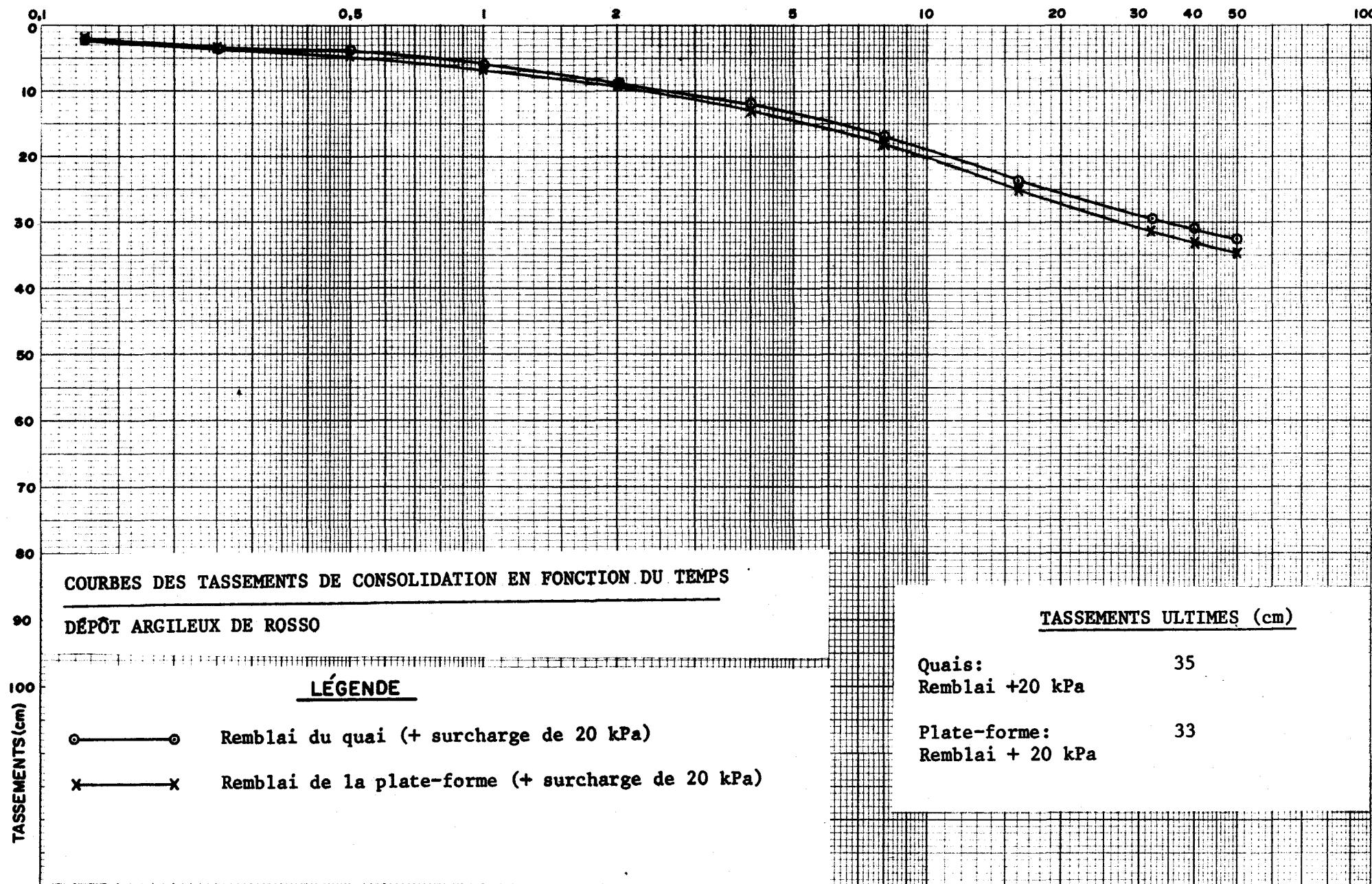
SITE DE L'ESCALE DE ROSSO, MAURITANIE
RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT (kPa)



LEGENDE

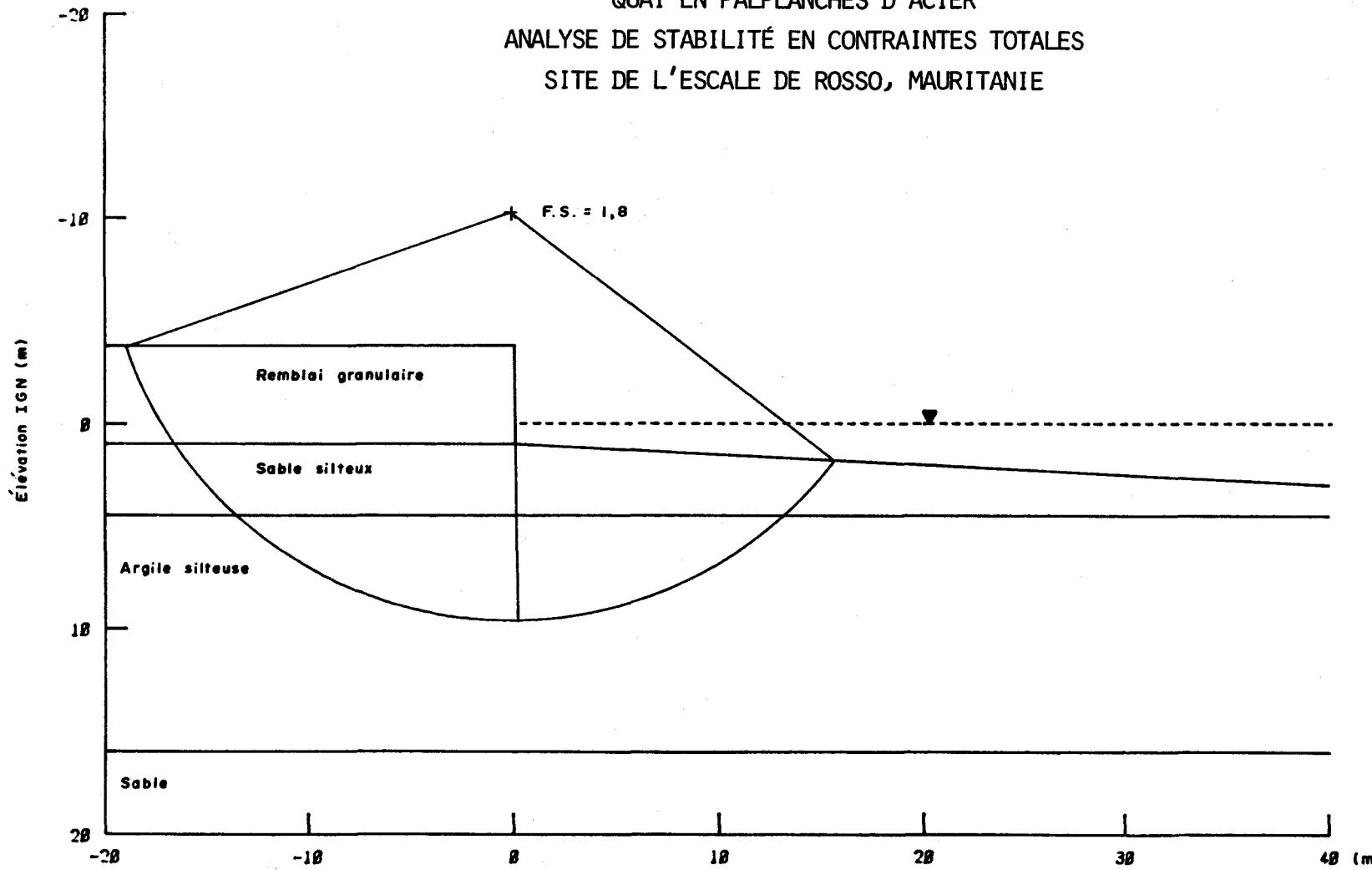
- ESSAI AU SCISSOMÈTRE SUR LE SOL INTACT (IN-SITU)
- ESSAI AU CÔNE TOMBANT (LABORATOIRE).
- RÉSISTANCE MOYENNE

TEMPS (ANNEE)



Terratech

QUAI EN PALPLANCHES D'ACIER
ANALYSE DE STABILITÉ EN CONTRAINTES TOTALES
SITE DE L'ESCALE DE ROSSO, MAURITANIE



6. ESCALE DE RICHARD-TOLL (SENEGAL)

6.1. Emplacement des sondages

L'emplacement des sondages est montré sur la planche 6.1 jointe à la fin de ce chapitre.

Le tableau 9 ci-après indique le type de sondage réalisé et présente la liste des coordonnées x, y, z des sondages.

Tableau 9: Liste des sondages, escale de Richard-Toll

No	Type de sondage	Coordonnées		
		x	y	z
RI-1	Forage	424 533 E	1 820 902 N	-4,63
RI-1A	Forage	424 526 E	1 820 886 N	-0,44
RI-2	Forage	424 702 E	1 820 814 N	-0,41
RI-3	Forage	424 772 E	1 820 778 N	-0,45
RI-4	Forage	424 544,92 E	1 820 851,57 N	+3,79
RI-5	Forage	424 603,10 E	1 820 828,15 N	+3,40
RI-6	Forage	424 647,60 E	1 820 801,59 N	+3,73
RI-7	Forage	424 738,60 E	1 820 677,58 N	+3,73

NOTES: Les coordonnées x et y sont rattachées au réseau géodésique O.M.V.S., système de projection M.T.U. Clark 1880, Fuseau 28.

Les élévations z en mètre, sont rattachées au repère de nivellation Mle3, repère IGN de premier ordre, et DI-3, borne du cheminement polygonale de BBL-SW.

6.2. Description et propriétés des terrains

Le site proposé est situé sur la rive gauche du fleuve Sénegal immédiatement en aval de la ville de Richard-Toll. Le terrain sur le site est constitué d'une terrasse dont le sommet se trouve au niveau du quai existant. Ce dernier mesurant environ 125 par 40 m est construit en palplanches d'acier. Le long de la rive, la terrasse est délimitée par un escarpement de moins de 2 m de hauteur.

De chaque côté du quai actuel, entre le pied de l'escarpement et le fleuve, se situe une terrasse inférieure d'environ 20 m de largeur possédant une légère pente vers le fleuve.

Les terrasses supérieure et inférieure et le lit du fleuve sont composés principalement de dépôts fluvio-deltaïques formés au cours du Quaternaire moyen et récent dans lesquels on observe des sols stratifiés d'argile, silt, sable et gravier.

Les deux formations du Quaternaire rencontrées dans les forages varient considérablement dans leurs propriétés géotechniques et leur coloration. La formation supérieure du Quaternaire récent est composée principalement de sable fin, silt et argile de couleur brune ou grise. La formation du Quaternaire moyen, sous-jacente à la formation du Quaternaire récent, est composée principalement de sable et gravier généralement cimenté, et se distingue par sa coloration blanchâtre et sa résistance à la pénétration.

Le présent chapitre décrit les propriétés géotechniques des sols rencontrés dans les forages. La description détaillée des sols de chaque forage suivie des résultats des essais de laboratoire effectués sur des échantillons représentatifs est présentée au tome 2. Les coupes stratigraphiques établies à partir des rapports de forage, des résultats des essais de laboratoire et des observations effectuées sur le terrain, sont montrées à la planche 6.2 à la fin de ce chapitre.

6.2.1. La formation supérieure

La formation supérieure est constituée de couches de sable, de silt généralement sableux ou argileux et d'argile silteuse. Le sable se présente en surface du lit du fleuve, comme interlit dans le dépôt de silt et à la base de la formation supérieure. Le silt et l'argile silteuse constituent les sols prédominants de la formation supérieure.

6.2.1.1. Sable

Les couches de sable repérées aux trois positions précitées ont généralement un à deux mètres d'épaisseur.

Le sable en surface du lit du fleuve possède une compacité très lâche, et à la base de la formation supérieure, une compacité variant de très lâche à moyenne tandis que la couche de sable intercalée dans le silt aux forages réalisés sur la rive a une compacité généralement moyenne.

La granulométrie du sol est en prédominance celle d'un sable fin uniforme contenant du silt en quantité variable. Dans la couche située à la base de la formation supérieure, il s'agit d'un sable fin à moyen également à teneur variable en silt.

6.2.1.2. Silt

Le dépôt silteux s'étale de la surface du terrain située à l'élévation +3,8 m jusqu'à la cote -3,3 m environ dans les forages localisés sur la rive et est entrecoupé par la couche de sable fin uniforme décrite au paragraphe précédent. Son épaisseur est en moyenne 3,0 m au-dessus de la couche de sable fin et 2,8 m en-dessous de celle-ci telle que mesurée au forage RI-6. Sa coloration varie de brun à gris et à beige de haut en bas du dépôt.

Le dépôt silteux se compose surtout de stratifications de silt sableux et de silt argileux et parfois de silt, tel qu'indiqué par les courbes granulométriques de trois échantillons représentatifs montrées au tome 2 à la suite des forages correspondants.

Les résultats des limites d'Atterberg sur deux échantillons représentatifs de silt sableux et silt argileux sont donnés au tableau 10 suivant.

Tableau 10: Limites d'Atterberg du silt

Légende: w_L = limite de liquidité (%)
 I_p = indice de plasticité (%)

Forage No	Elévation IGN (m)	w_L (%)	I_p (%)	Particules argileuses (%)
RI-6	+3,00	27	10	23
RI-7	-2,10	30	non-plastique	-

Ces résultats démontrent que les horizons de silt argileux possèdent une plasticité faible et que ceux de silt sableux sont non-plastiques.

En général, la compacité du dépôt silteux, telle que définie selon l'indice N de l'essai de pénétration standard, varie de très lâche à lâche et est parfois moyenne.

6.2.1.3. Argile silteuse

Dans le lit du fleuve, la formation supérieure renferme un important dépôt d'argile silteuse d'environ 8 m d'épaisseur. Ce dépôt a été repéré également dans le forage terrestre le plus profond (forage RI-6) à l'élévation -3,3 m. L'épaisseur d'argile silteuse est indéterminée à cet endroit, le forage s'étant arrêté à 4 m de profondeur dans l'argile silteuse.

La formation d'argile silteuse possède une coloration grise. Sa composition est hétérogène et varie de l'argile silteuse au silt argileux avec toutefois une prédominance en argile silteuse. On observe de minces stratifications de sable fin, généralement de 1 à 5 mm d'épaisseur, espacées irrégulièrement de 1 à 5 cm.

Cinq déterminations des limites d'Atterberg ont été effectuées sur des échantillons représentatifs et les résultats sont présentés au tableau 11 suivant et rapportés sur l'abaque de plasticité de la planche 6.3 à la fin de chapitre.

Tableau 11: Caractéristiques physiques et mécaniques
de l'argile silteuse

Légende: w = teneur en eau naturelle (%)
 w_L = limite de liquidité (%)
 I_p = indice de plasticité (%)
 τ = résistance au cisaillement non drainé mesurée au cône tombant (laboratoire) (kPa)

Forage no	Elévation IGN (m)	w (%)	w_L (%)	I_p (%)	τ (kPa)
RI-1	-6,20	64	73	46	
RI-1A	-5,80	53	57	35	
RI-1A	-8,00	60	65	41	
RI-1A	-9,31	-			53
RI-1A	-9,33	-			41
RI-1A	-9,40	45	52	29	
RI-6	-4,00	-	36	16	

Les valeurs des limites d'Atterberg indiquent que le sol est de plasticité variable, généralement élevée dans le fleuve et moyenne au site terrestre.

La teneur en eau naturelle de l'argile silteuse est légèrement inférieure à la limite de liquidité et sujette sensiblement aux mêmes variations que cette dernière.

Les mesures de la résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse, obtenues de 23 essais in situ au scissomètre

dans trois forages localisés dans le fleuve et de 2 essais de laboratoire au cône tombant sur échantillons intacts, sont portées en graphique en fonction de l'élévation à la planche 6.4.

Les résultats indiquent que la résistance au cisaillement du sol augmente linéairement en profondeur. La valeur moyenne de la résistance passe de 25 à 50 kPa entre les élévations -4 et -10 m.

Un essai de consolidation uni-dimensionnelle a été réalisé sur un échantillon intact et représentatif de l'argile silteuse. Les résultats de l'essai donnés par la courbe de l'indice des vides versus le logarithme de la pression sont donnés avec le rapport du forage RI-1A au tome 2. A l'élévation -9,4 m, l'argile silteuse a une surconsolidation d'environ 80 kPa; son indice de compression est de 0,71 et son coefficient de consolidation verticale de $1,6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

Les formations d'argile silteuse de Rosso, Richard-Toll et Podor sont contemporaines. C'est pourquoi, leurs caractéristiques physiques et mécaniques sont comparables d'un site à l'autre. Pour cette raison, nous avons groupé sur le même graphique de la planche 8.5 les écarts de préconsolidation de l'argile silteuse déterminés pour chacun des trois sites et tracé le profil de préconsolidation moyen.

Egalement, les caractéristiques de compressibilité mesurées à partir des essais de consolidation uni-dimensionnelle effectués sur l'argile silteuse prélevée aux trois sites, sont résumées au tableau 26. De plus, un graphique présenté à la planche 8.6 donne l'indice de compression moyen et l'indice des vides

initial moyen en fonction de la teneur en eau initiale de l'argile silteuse présente sur les trois sites. Ces valeurs présentées au tableau 13 ont été utilisées pour l'évaluation des tassements.

La masse volumique de l'argile silteuse déterminée en laboratoire est de $14,4 \text{ kN/m}^3$.

6.2.2. La formation inférieure

Cette formation a été repérée aux élévations comprises entre -11,2 et -12,6 m aux trois forages localisés le long de la ligne du futur quai, telle que montrée sur la coupe stratigraphique A-A de la planche 6.2.

Les trois forages ont pénétré de 20 à 80 cm dans la formation inférieure et se sont arrêtés après l'avoir identifiée. Il s'agit du substratum sablo-gréseux et de lumachelle rencontré au site portuaire de Saint-Louis et au site de l'escale de Rosso.

Cette couche est constituée de sable fin à grossier graveleux ou silteux avec coquillages. Elle se distingue par sa coloration blanchâtre et sa résistance à l'enfoncement du carottier. Le refus à la pénétration de la cuillère fendue à un des forages reflète la cimentation du matériau.

Les courbes granulométriques de deux échantillons de cette formation sont données suite aux rapports de sondage RI-1A et RI-2 au tome 2 de ce rapport.

6.2.3. Eau souterraine

Le niveau de la nappe phréatique n'a pu être mesuré durant la campagne de sondages sur terre exécutée les 2 et 3 mai 1983 en raison du délai d'observation disponible trop court pour permettre une stabilisation du niveau de l'eau à l'intérieur des trous de forage.

Par contre, les observations du changement de la coloration du sol de beige à gris entre les élévations -0,2 et -1,2 m aux forages RI-4 à RI-7 ont été notées. Il découle de ces observations que le bas niveau de la nappe phréatique en période d'étiage se situerait à une cote égale ou légèrement inférieure à ces niveaux de changement de coloration et vraisemblablement entre les cotes 0,0 et -1,0 m près de la rive du fleuve.

En bordure du fleuve, on prévoit que le niveau de la nappe phréatique fluctue suivant les mêmes variations que le niveau du fleuve.

6.3. Recommandations géotechniques

L'aménagement de cette escale comprendra la réalisation de divers édifices tels que hangars, bâtiments administratifs, dépôt d'hydrocarbures, aires d'entreposage et de circulation ainsi que des voies de raccordement aux routes existantes. Le quai existant sera utilisé sans modification majeure.

Nous présentons dans le tableau 12 ci-après les élévations prévues pour le quai et les bâtiments ainsi que celle du niveau minimum du fleuve régularisé.

*une carte recommandant sur la structure
de quai*

Tableau 12: Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé

Elévation du quai (m)	Elévation des bâtiments (m)	Emplacement du quai (m)	Niveau minimum du fleuve régularisé (m)
+4,1	+4,3	-1,0	+1,5

6.3.1. Etude des tassements à l'escale de Richard-Toll

Le terrain de fondation dans le périmètre des aménagements de cette escale est constitué d'un dépôt d'argile silteuse surmonté d'une formation sablo-silteuse. L'épaisseur du dépôt argileux est de 8 m approximativement.

Le rehaussement du terrain naturel sur les rives sera d'environ 0,5 m. Cette surcharge imposera une contrainte additionnelle sur toute l'épaisseur du dépôt argileux en raison des importantes superficies à remblayer.

Les caractéristiques de compressibilité données au tableau 13 ont été adoptées pour l'évaluation des tassements de consolidation. Ces valeurs moyennes ont été déterminées à partir de l'analyse des essais de consolidation uni-dimensionnelle réalisés sur des échantillons représentatifs du dépôt argileux provenant des sites de Rosso, Richard-toll et Podor.

Les valeurs de la pression de préconsolidation ont été déduites du profil de préconsolidation moyen de l'argile silteuse présenté à la planche 8.5.

Tableau 13: Caractéristiques de compressibilité de l'argile silteuse

Indice des vides initial	: $e_0 = 1,62$
Indice de recompression	: $C_{cr} = 0,05$
Indice de compression	: $C_c = 0,8$
Coefficient de consolidation verticale:	$c_v = 3 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

Le tassement de consolidation de l'argile silteuse a été calculé à partir des formules suivantes:

a) pour les sols initialement surconsolidés:

$$S_c = H \left\{ \frac{C_{cr}}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \right\}$$

b) pour les sols normalement consolidés:

$$S_c = H \left\{ \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right\}$$

où S = tassement ultime

H = épaisseur de la couche compressible

$\Delta\sigma'_p$ = augmentation de la pression effective

σ'_p = pression de préconsolidation

σ'_{vo} = pression effective actuelle des terres

6.3.1.1. Tassements de la plate-forme sur la rive

Le rehaussement du terrain naturel sur la rive sera d'environ 0,5 m. La surcharge due à l'entreposage de marchandise sera de l'ordre de 20 kPa. L'augmentation des contraintes sur le dépôt d'argile due aux seules charges du remblai produira des tassements de l'ordre de 8 cm et 23 cm avec l'application permanente de la surcharge de 20 kPa.

Dans le calcul des tassements sur la rive, nous avons fait l'hypothèse que l'argile est normalement consolidée jusqu'à la cote où le profil de la pression effective actuelle sur la rive recoupe celui de la pression de préconsolidation moyenne montré sur la planche 8.5. Toutefois, il est probable que l'argile sur la rive soit légèrement surconsolidée. Dans ce cas, les tassements seront inférieurs à ceux calculés et ces derniers doivent donc être considérés comme des tassements maximum.

6.3.1.2. Tassements au dépôt d'hydrocarbures

Un dépôt d'hydrocarbures est prévu à l'escale de Richard-Toll. La pression au sol des réservoirs sera de 100 kPa en sus de la surcharge occasionnée par le remblai de la plate-forme d'environ 0,5 m.

Les contraintes additionnelles ainsi appliquées au sol excèdent la pression de préconsolidation de l'argile silteuse et produiront des tassements importants résultant de la consolidation du dépôt argileux.

Pour ces charges, les tassements anticipés seront de 67 cm.

Nous résumons dans le tableau 14 donné ci-après l'ensemble des tassements de consolidation anticipés.

Tableau 14: Tassements maximum anticipés à Richard-Toll

Ouvrages	Tassements maximum anticipés (cm)
Plate-forme: remblai seul	8
remblai et surcharge de 20 kPa	23
Dépôt d'hydrocarbures: remblai seul	8
remblai et surcharge de 100 kPa	67

6.3.1.3. Temps de consolidation

Le temps nécessaire à la consolidation du dépôt argileux sous les charges appliquées est fonction des caractéristiques de drainage de l'argile. Elles sont exprimées par la distance de drainage dans la couche argileuse et par le coefficient de consolidation c_v du sol qui est fonction de sa perméabilité. Dans le cas du dépôt argileux de Richard-Toll nous avons considéré comme distance de drainage la demi-hauteur du dépôt argileux. La présence locale de minces lits de sable fin d'épaisseur de 1 à 5 mm généralement, peut-être sans continuité latérale, influencera vraisemblablement peu le temps de consolidation.

Les calculs basés sur la valeur moyenne du coefficient de consolidation donnée au tableau 13, indiquent que 50% de la consolidation primaire du dépôt argileux sera obtenue après un délai de 4 ans et que 90% de la consolidation primaire sera atteinte au bout d'une période de temps de 16 ans. Nous

pour le dépôt d'hydrocarbures

présentons à la planche 6.5 le graphique des tassements anticipés en fonction du temps.

6.3.1.4. Consolidation par préchargement

En raison des valeurs anticipées de tassements relativement élevées lorsque la charge de service est appliquée et des délais très longs pour atteindre 90% de la consolidation du dépôt, la consolidation par drain verticaux sera probablement nécessaire avec l'utilisation d'une surcharge temporaire.

La surcharge temporaire devra être équivalente à 100 à 150% de la charge finale de l'ouvrage y compris les charges d'entreposage et maintenue en place durant le délai de consolidation choisi.

OK
La consolidation du terrain par drains verticaux et préchargement pourra être limitée à l'emprise des bâtiments et du dépôt d'hydrocarbures, soit aux sites des ouvrages dont les tassements admissibles sont faibles.

Nous recommandons l'utilisation de drains préfabriqués qui assureront une meilleure garantie contre les ruptures toujours possibles au moment de leur mise en place ou durant la consolidation des terrains. Ainsi, pour obtenir 90% à 100% de consolidation primaire après un délai de 6 mois il devra être mis en place des drains plats préfabriqués sur toute l'épaisseur du dépôt argileux selon une maille carrée de 1,3 m ou triangulaire de 1,4 m. L'espacement des drains verticaux a été calculé à l'aide de la formule de Barron-Kjellman donnée ci-dessous.

$$t = \frac{D^2}{8c_h} \left[\frac{\ln(D/d)}{1 - (d/D)^2} - \frac{3 - (d/D)^2}{4} \right] \ln \frac{1}{1 - U}$$

où

t = temps (s)

D = zone d'influence du drain (m) = 1,05 fois l'espacement entre les drains pour une disposition triangulaire ou 1,13 fois l'espacement entre les drains pour une disposition carrée

d = diamètre du drain circulaire ou diamètre équivalent pour un drain préfabriqué plat (m)

c_h = coefficient de consolidation horizontal (m^2/s) pris égal à $6 \times 10^{-8} m^2/s$

U = degré de consolidation

6.3.2. Mise en place du remblai

6.3.2.1. Rehaussement du terrain naturel

Le remblai sur la rive dans l'emprise des installations prévues aux escales sera composé de sols granulaires à drainage libre.

Nous recommandons de placer le remblai granulaire par couches ne dépassant pas 0,30 m d'épaisseur et compacter chaque couche à une densité au moins égale à 95% de la masse volumique maximum de l'essai Proctor modifié.

6.3.2.2. Remblai de précharge

Au dépôt d'hydrocarbures où sera probablement nécessaire un important remblai de précharge, nous recommandons que celui-ci n'excède pas 5 m de hauteur et qu'il soit construit par palier d'au plus 1,5 m de hauteur avec une berme horizontale d'au moins 3 m de largeur. La pente des talus ne devra pas être plus abrupte que 3 horizontal pour 1 vertical.

à faire

*Re
Tribut*

La stabilité d'ensemble du remblai vis-à-vis d'une rupture circulaire profonde du sol de fondation a été calculée pour cette géométrie selon la méthode de Bishop en contraintes totales. Le coefficient de sécurité obtenu est de 1,4 pour une rupture circulaire profonde. La géométrie étudiée et la position du cercle de rupture sont montrées à la planche 6.6.

Il ne sera pas requis de compacter le remblai de préchargement plus que nécessaire pour permettre la circulation des camions lors de sa mise en place.

Une fois obtenue la consolidation du dépôt argileux et après l'excavation du remblai excédentaire et réglage, nous recommandons de placer sur la ligne d'infrastructure, une couche de 0,15 m d'épaisseur de matériau granulaire grossier, tel que gravier latéritique, compacté à au moins 95% de la densité maximum déterminée à l'essai Proctor modifié. Cette couche servira de plate-forme de travail durant la construction des bâtiments et pourra être utilisée comme sous-fondation dans l'emprise des aires de circulation et d'entreposage.

6.3.3. Fondations

6.3.3.1. Capacité portante admissible du terrain naturel

Nous recommandons d'utiliser une capacité portante admissible de 60 kPa sur le terrain naturel de la rive.

La capacité portante admissible pourra être augmentée pour des semelles de fondation placées sur le remblai granulaire mis en place et compacté selon les recommandations mentionnées au paragraphe 6.3.2. Celle-ci sera alors calculée à l'aide

des formules données ci-dessous qui tiennent compte d'une distribution triangulaire des charges sous les fondations selon un angle de 30 degrés environ.

Semelle filante

$$\text{Pression admissible} = P_R \cdot \frac{B + 1,16 H}{B}$$

Semelle carrée ou rectangulaire

$$\text{Pression admissible} = P_R \cdot \frac{B + 1,16 H}{B} \cdot \frac{L + 1,16 H}{L}$$

dans lesquelles:

B = largeur de la semelle (m)

L = longueur de la semelle (m)

H = épaisseur du remblai sous la semelle (m)

P_R = capacité portante admissible (kPa) du terrain naturel
avant la mise en place du remblai

Mentionnons que la largeur des semelles ne devra jamais être inférieure à 0,5 m de façon à éviter le poinçonnement du terrain de fondation.

Soulignons également que la pression admissible sur le remblai ne devra pas être supérieure à 200 kPa.

Les valeurs recommandées de pression admissible sur le remblai tiennent compte d'un coefficient de sécurité de 3,0 contre la rupture par cisaillement du sol de fondation et assurent des tassements de l'ordre de 2,5 cm résultant de la compressibilité

des sols granulaires naturels et d'emprunt. Il est bien entendu que ces tassements doivent être considérés après les tassements primaire et résiduel du terrain de fondation sous le poids du remblai et de la surcharge.

6.3.3.2. Fondations des réservoirs

Pour réduire les tassements différentiels possibles de la paroi des réservoirs, les fondations de ces derniers pourront comprendre un anneau rigide de béton armé. L'intérieur de l'anneau sera rempli d'un matériau granulaire compacté selon les recommandations données au paragraphe 6.3.2.1.

6.3.4. Routes et aires de manutention

Le trafic journalier prévu jusqu'à l'an 2030 est de 64 à 120 véhicules d'un poids moyen de 50 kN.

A partir de ces données, nous recommandons les épaisseurs de structures présentées au tableau 15.

Tableau 15: Epaisseur des chaussées

Structures	Routes et aires de manutention
Pavage en béton bitumineux	50 mm
Fondation supérieure	100 mm
Fondation inférieure	150 mm

Les épaisseurs de chaussées ont été déterminées à partir de la méthode du CEBTP pour les pays tropicaux décrite dans le "Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques" du BCEOM-CEBTP (1975).

Nous avons supposé au niveau de l'infrastructure une valeur de CBR comprise entre 15 et 30. Cette valeur de CBR devrait être facilement atteinte sur le remblai compacté.

Comme matériau des fondations inférieure et supérieure nous recommandons d'utiliser les graviers latéritiques présents aux environs des sites.

La couche de fondation supérieure devra posséder un CBR minimum de 80. Elle sera compactée à une densité égale à 100% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

La couche de fondation inférieure devra avoir un CBR minimum de 30 et être compactée à une densité égale à 95% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

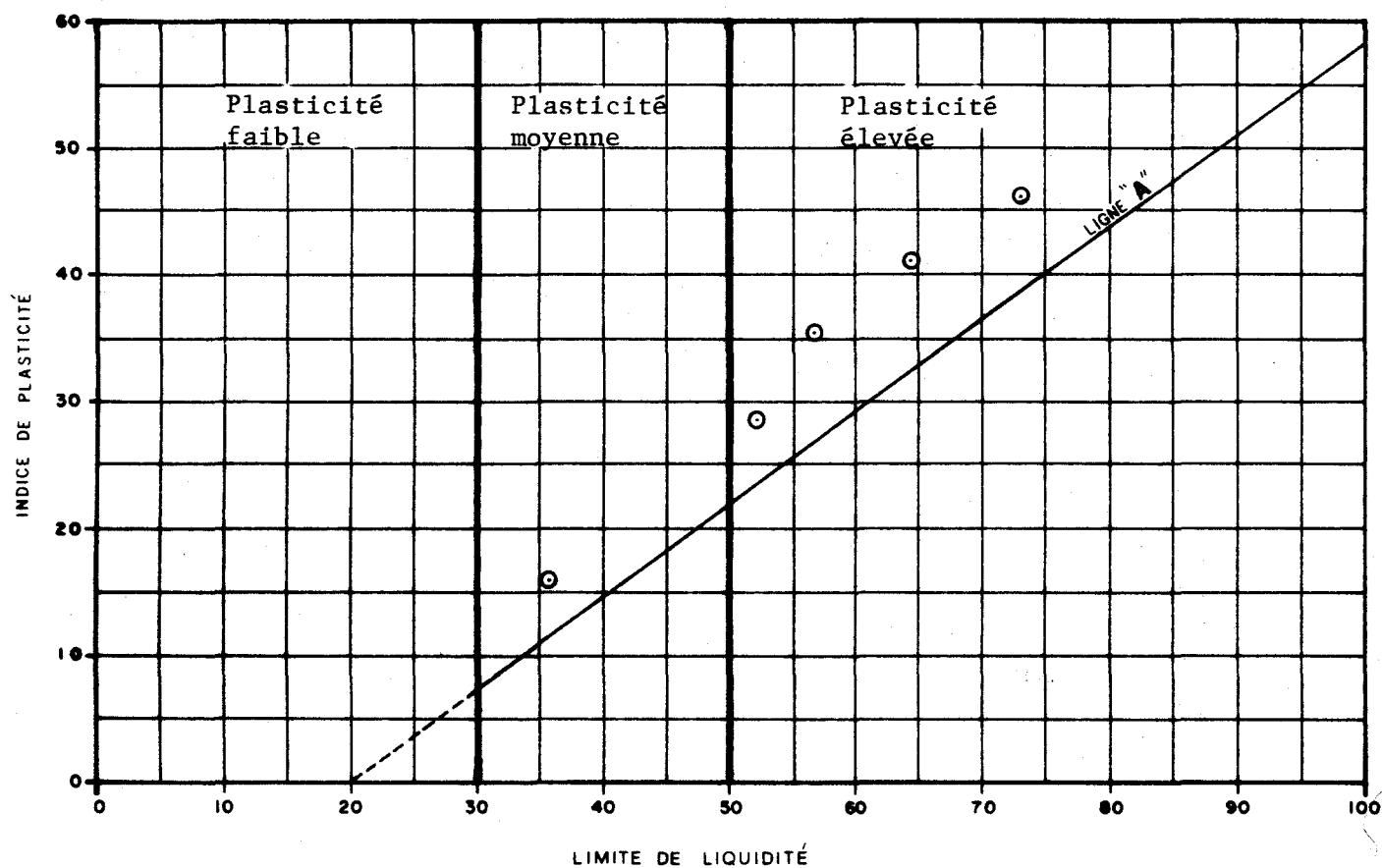
Les pentes transversales des routes revêtues devront être de 2 à 2,5% sur la chaussée et de 4 à 5% sur les accotements.

Pour les aires de circulation, les pentes transversales recommandées sont de 3 à 4%.

Mentionnons que dans le cas où l'importance d'un trafic lent (traction animale) aurait été reconnue, nous recommandons l'aménagement d'une bande de roulement non confondue avec l'accotement.

ABAQUE DE PLASTICITÉ

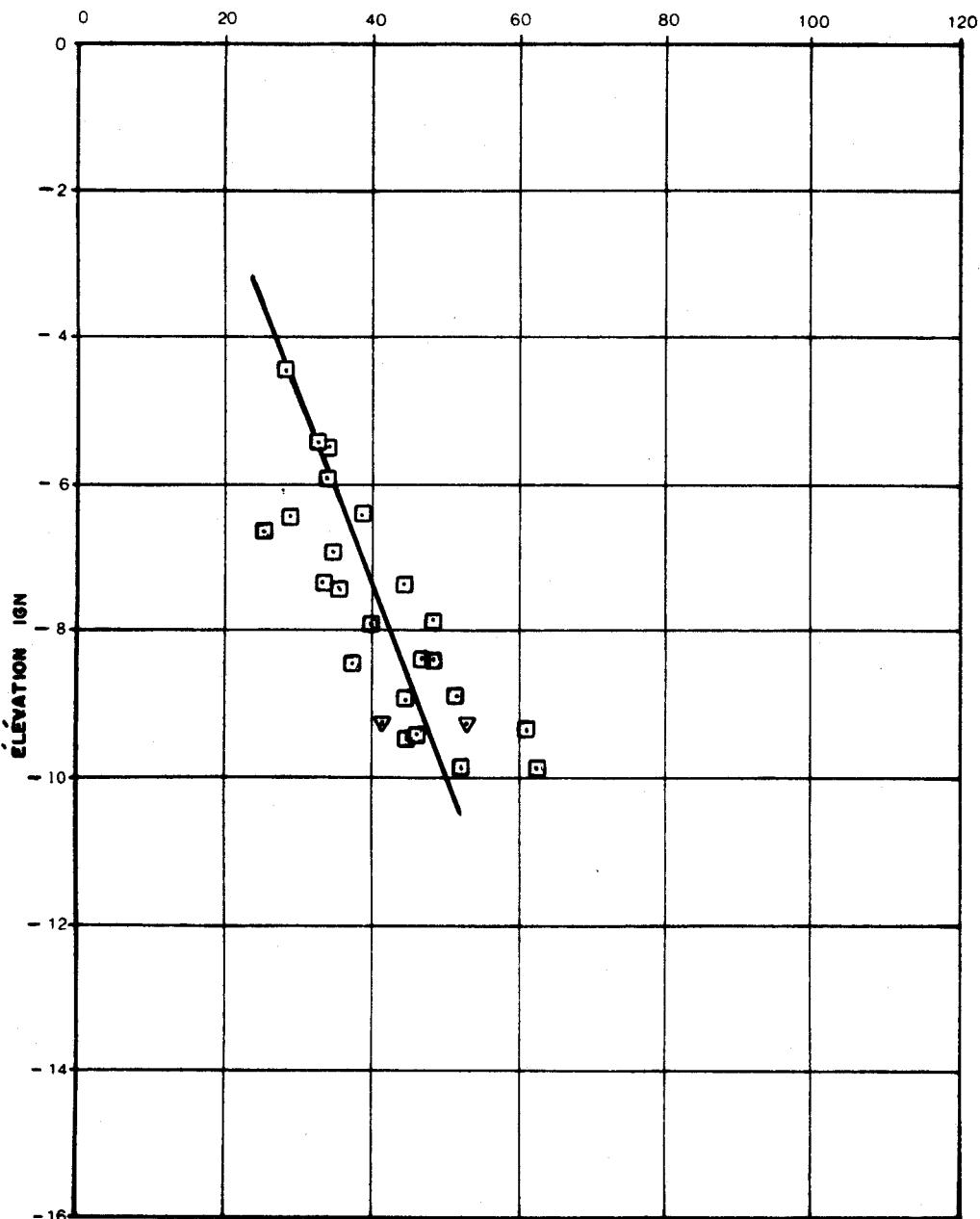
SITE DE L'ESCALE DE RICHARD-TOLL, SÉNÉGAL



**RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT NON DRAINÉ
ARGILE SILTEUSE**

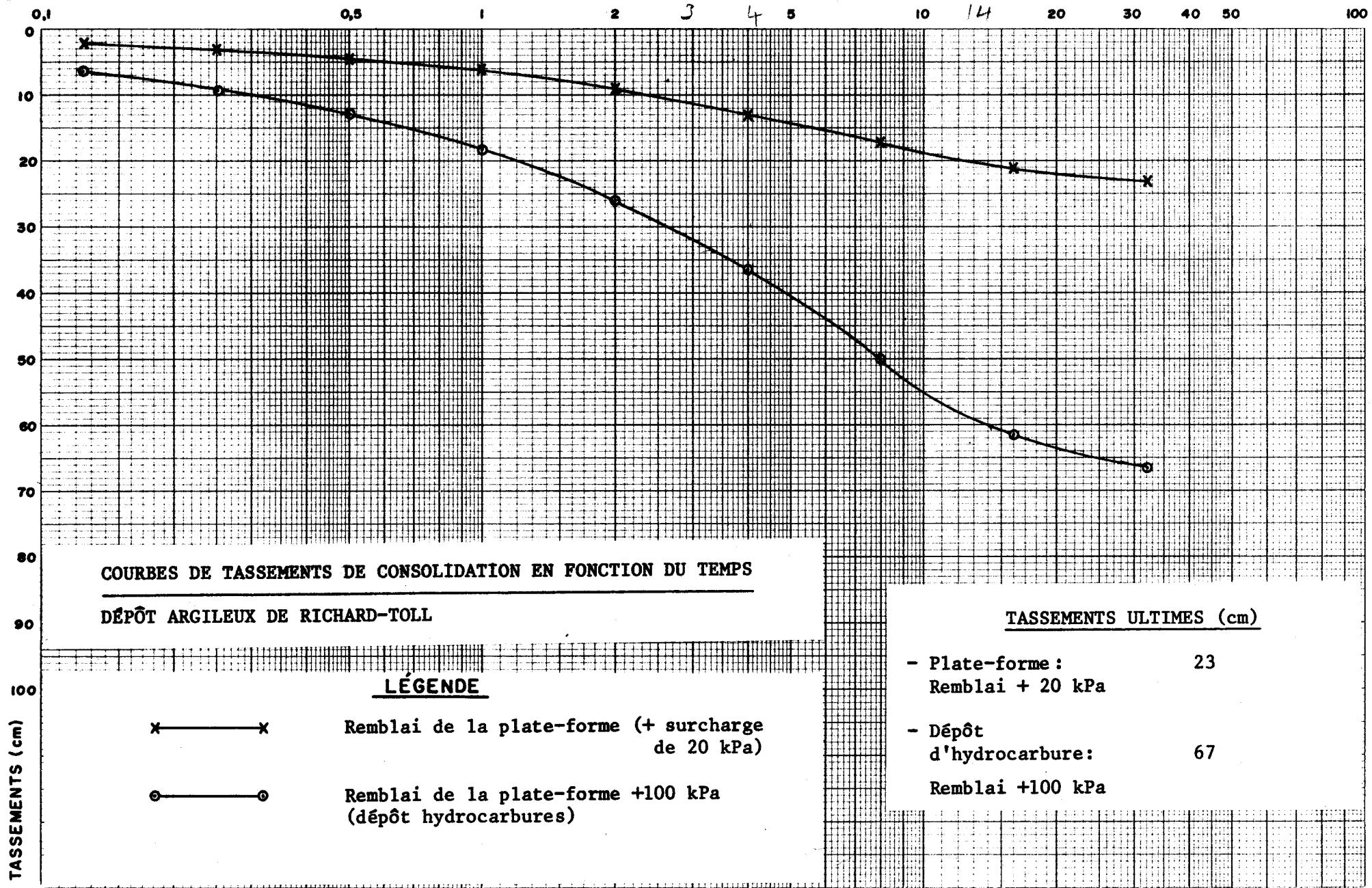
SITE DE L'ESCALE DE RICHARD-TOLL, SÉNÉGAL

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT (kPa)



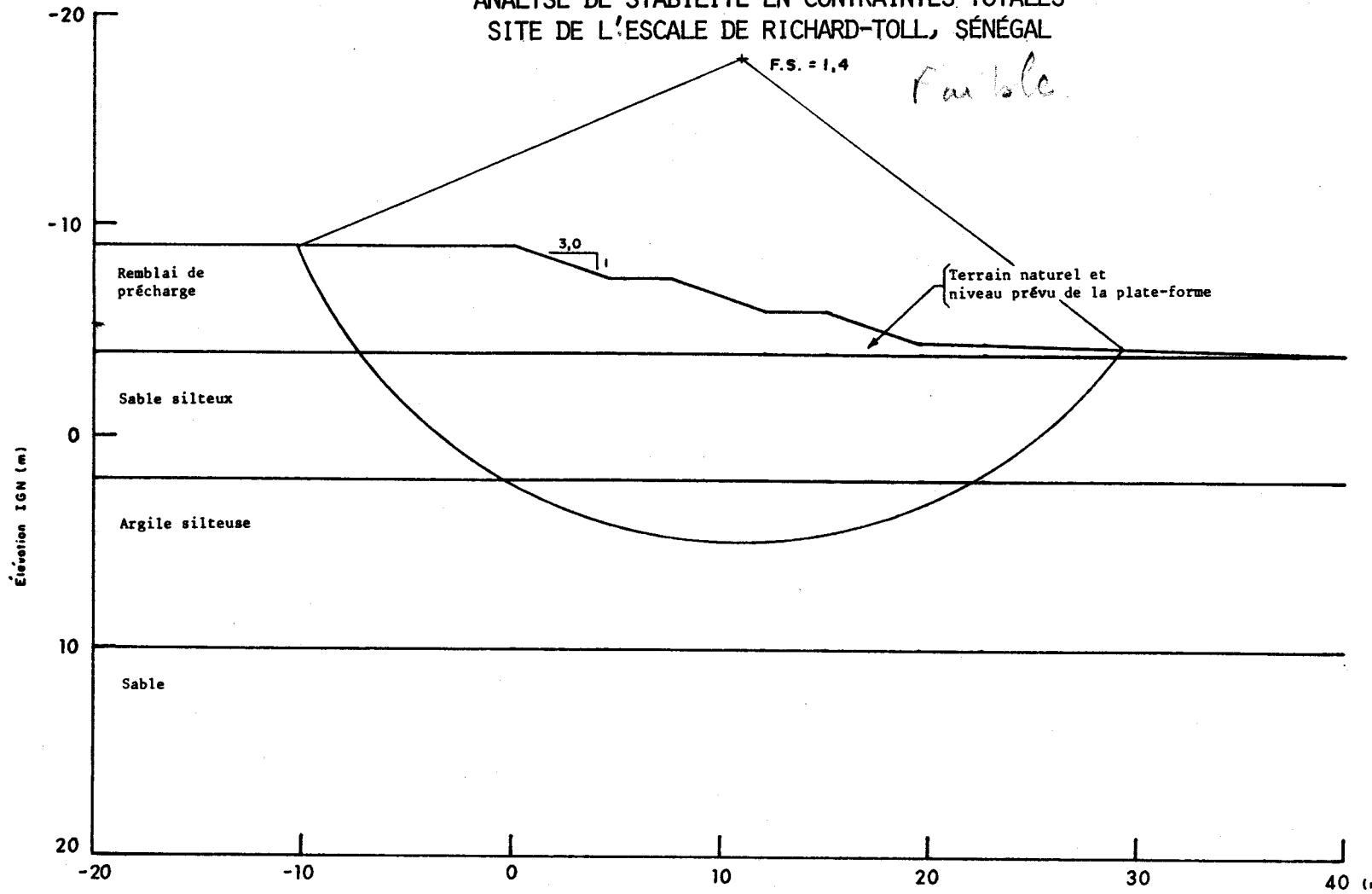
LÉGENDE

- ESSAI AU SCISSOMÈTRE SUR LE SOL INTACT (IN-SITU).
- ▽ ESSAI AU CÔNE TOMBANT (LABORATOIRE).
- RÉSISTANCE MOYENNE



Terratech

REMBLAI DE PRÉCHARGEMENT

ANALYSE DE STABILITÉ EN CONTRAINTES TOTALES
SITE DE L'ESCALE DE RICHARD-TOLL, SÉNÉGAL

7. ESCALE DE DAGANA (SENEGAL)

7.1. Emplacement des sondages



Sur une carte de Dagana, deux stations sont indiquées par des étoiles. Les deux stations sont situées dans la zone des grottes déposés à Hyakha.

Les travaux de reconnaissance ont été réalisés entre les 8 et 12 mars 1983.

L'emplacement des sondages est montré à la planche 7.1 jointe à la fin de ce chapitre.

Le tableau 16 ci-après indique le type de sondage réalisé et présente la liste des coordonnées x, y, z des sondages.

Tableau 16: Liste des sondages, escale de Dagana

No	Type de sondage	Coordonnées		
		x	y	z
DA-1	Forage	445 523,50 E	1 826 532,00 N	-4,98
DA-2	Forage	445 556,00 E	1 826 565,00 N	-5,11
DA-3	Forage	445 587,50 E	1 826 600,00 N	-5,17
DA-4	Forage	445 570,92 E	1 826 514,86 N	+0,06
DA-5	Forage	445 604,98 E	1 826 563,77 N	+0,17
DA-6	Forage	445 632,44 E	1 826 448,26 N	+3,38
DA-7	Forage	445 670,91 E	1 826 527,56 N	+3,95

NOTES: Les coordonnées x et y sont rattachées au réseau géodésique O.M.V.S. système de projection M.T.U. Clark 1880, Fuseau 28.

Les élévations z en mètres sont rattachées au repère de l'O.M.V.S. de premier ordre SRB-1 et au repère IGN de premier ordre, Mle 11.

7.2. Description et propriétés des terrains

L'emplacement proposé de l'escale de Dagana se situe sur la rive gauche du fleuve Sénégal à l'intérieur de la ville, entre la préfecture et l'école. Le site choisi se trouve sur une terrasse relativement plane possédant une légère pente vers le fleuve.

Le sol formant le lit du fleuve et la terrasse précitée est constitué principalement du sable provenant vraisemblablement d'anciennes terrasses marines datant de la dernière transgression et des dépôts fluvio-deltaïques déposés durant la période du Quaternaire récent.

La stratigraphie du fleuve et de la terrasse se compose de couches de sable dont la granulométrie varie de fins à grossiers.

Ce chapitre décrit les propriétés géotechniques des sols rencontrés sur le site. La description détaillée des sols repérés à chaque forage, suivie des courbes granulométriques d'échantillons représentatifs, est présentée au tome 2. Les coupes stratigraphiques de synthèse compilées à partir des rapports de sondages, des courbes granulométriques et des observations notées sur le terrain sont présentées à la planche 7.2 à la fin de ce chapitre.

7.2.1. Sable

Le sol rencontré sur le site est un dépôt de sable qui s'étale de la surface du terrain, située à l'élévation +4 m environ,

jusqu'à l'élévation minimale de -18,2 m mesurée au forage le plus profond (forage DA-3).

Dans le lit du fleuve, la formation de sable est constituée principalement d'un dépôt de sable fin à moyen parfois entrecoupé de couches de sable fin uniforme et de sable fin à grossier avec traces à un peu de gravier fin. L'enveloppe granulométrique de 7 essais sur échantillons représentatifs du dépôt de sable fin à moyen donnée à la planche 7.3, illustre les variations granulométriques de ce sol.

La stratigraphie du sol à l'intérieur de la terrasse formant la partie terrestre du site se compose surtout de sable fin à moyen et de sable avec teneur variable en silt et parfois du sable fin à grossier avec présence de gravier fin.

Le sol formant la couche de surface du terrain dans le périmètre du site proposé est composé principalement de sable fin et silt ou sable fin à moyen silteux. L'épaisseur de cette couche est en moyenne 1,5 m en bordure du fleuve, telle que mesurée aux forages DA-4 et DA-5 et varie de 0,9 à 2,2 m d'épaisseur à l'intérieur des terres, telle que mesurée aux forages DA-6 et DA-7 respectivement. L'enveloppe granulométrique de 6 essais sur échantillons représentatifs, donnée à la planche 7.4, indique que la couche sableuse dans les premiers mètres de la surface du terrain varie de sable fin et silt à sable fin à moyen, avec un peu de silt.

Le dépôt de sable qui forme la partie majeure de la terrasse en-dessous de la couche de surface se constitue principalement de couches de sable fin à moyen et parfois de sable fin à grossier avec teneur variable en gravier fin.

Cette formation a été repérée aux forages en bordure du fleuve à l'élévation moyenne de +1,4 m environ et à partir des élévations +2,5 et +1,8 m aux forages DA-6 et DA-7 à l'intérieur des terres. L'épaisseur de ce dépôt est indéterminée, les forages terrestres s'étant arrêtés entre 3,0 et 4,5 m de profondeur dans le sable.

Sur la terrasse, le dépôt de sable et silt formant la couche de surface du site possède une compacité généralement moyenne avec un indice N moyen (essai SPT) de 14 entre les élévations +4,0 et 0,0 m environ et lâche près de la rive du fleuve avec un indice N moyen (essai SPT) de 7 entre les élévations 0,0 et -4,6 m.

Quant au dépôt de sable dans le lit du fleuve, les valeurs des indices N des essais de pénétration standard indiquent que les couches de sable sont généralement de très lâche à lâche et parfois moyenne, dans les premiers 2,5 m de profondeur et de moyenne et parfois dense en profondeur. Entre les élévations -5,0 et -8,0 m environ, l'indice N moyen (essai SPT) est de 6. L'indice N moyen (essai SPT) déterminé à partir de l'élévation -8,0 jusq'à -18,0 m approximativement est de 18.

7.2.2. Eau souterraine

Le niveau d'eau mesuré le 9 mars 1983 durant la campagne de sondages dans les forages le long de la rive du fleuve était au même niveau que le fleuve, à l'élévation +0,06 m. A l'intérieur

des terres, le niveau d'eau mesuré le 10 mars 1983 dans un puit abandonné près du forage DA-6 était à l'élévation de -1,52 m. On en déduit qu'à cette date, la nappe phréatique était en relation avec le niveau du fleuve et qu'elle était soutenue par ce dernier.

Un échantillon d'eau a été récupéré dans le puit à l'élévation -1,6 m et les résultats des essais effectués sur l'échantillon donnent une valeur de pH de 7,0, une résistivité de 485 ohms-cm et un contenu de 19,1 mg/l de matières en suspension. La valeur de résistivité dénote une teneur en sels excessive.

7.3. Recommandations géotechniques

L'aménagement de cette escale comprendra la réalisation d'un nouveau quai, de divers édifices tels que hangars, bâtiments administratifs, dépôt d'hydrocarbures, aires d'entreposage et de circulation ainsi que des voies de raccordement aux routes existantes.

Nous présentons dans le tableau 17 ci-après les élévations prévues pour le quai et les bâtiments ainsi que celle du niveau minimum du fleuve régularisé.

Tableau 17: Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé

Elévation du quai (m)	Elévation des bâtiments (m)	Emplacement du quai (m)	Niveau minimum du fleuve régularisé (m)
+4,7	+4,9	-1,0	+1,5

7.3.1. Structure de quai

La structure de quai envisagée pour cette escale sera le mur de quai en palplanches d'acier.

7.3.1.1. Structure de quai en palplanches d'acier

Ce système consiste en un rideau de palplanches d'acier formant le parement du quai. Le rideau est fiché dans le sol de fondation et ancré au moyen de tirants d'ancre. Comme hypothèse de calcul, nous avons placé le niveau des ancrages à l'élévation +1,5 m et supposons les tirants placés dans le remblai granulaire.

7.3.1.1.1. Poussée des terres

Nous recommandons d'utiliser les paramètres géotechniques donnés au tableau 18 pour le calcul des pressions des terres sur la paroi de palplanches d'acier.

Tableau 18: Paramètres de poussée des terres

Légende: γ = poids volumique total (kN/m^3)
 c_u = résistance au cisaillement (cohésion apparente)
non drainée (kPa)
 ϕ = angle de frottement interne (degré)
 k_a = coefficient de poussée active
 k_p = coefficient de butée

Matériaux	γ (kN/m^3)	c_u (kPa)	ϕ (degré)	k_a	k_p
Remblai de sable	19,5	0	30	0,30	3,0
Sol de fondation:					
sable	19,5	0	30	0,30	3,0

Les valeurs du coefficient de poussée active montrées au tableau 18 tiennent compte du frottement entre le sol et la paroi de palplanches. L'angle de frottement considéré est de 11 degrés. Les coefficients de butée ont été évalués en ne considérant pas de frottement entre le sol et la paroi, le mouvement relatif entre eux étant peu probable.

7.3.1.1.2. Longueur de fiche

La longueur de fiche nécessaire pour assurer la stabilité de la paroi de palplanches a été calculée pour une hauteur de quai égale à celle mentionnée au tableau 19 suivant et en tenant

compte des paramètres géotechniques présentés au tableau 18.

La longueur de fiche est présentée au tableau 19.

Tableau 19: Longueur recommandée des palplanches

Hauteur du quai (m)	Longueur de fiche (m)	Longueur de la palplanche (m)
5,7	4,0	9,7

La longueur ainsi calculée tient compte: (i) d'un rapport des moments passifs sur les moments actifs égal à 2 plus une majoration de 20% de la longueur de fiche; (ii) d'un coefficient de sécurité d'au moins 1,8 pour la stabilité d'ensemble des palplanches et remblais vis-à-vis d'une rupture circulaire profonde du sol de fondation. Dans le cas présent, le rapport des moments (i) gouverne la longueur de fiche des palplanches.

La région du fleuve Sénegal étant considérée zone asismique, aucune charge sismique n'a été prise en compte dans les calculs de stabilité.

7.3.2. Mise en place du remblai

Les remblais à l'arrière du quai et sur la rive dans l'emprise des installations prévues à l'escale seront composés de sols granulaires à drainage libre. La mise en place du remblai granulaire se fera vraisemblablement durant la saison sèche.

Ainsi, le remblai sera mis en place presque entièrement hors de l'eau.

Nous recommandons que la partie du remblai s'appuyant directement sur le mur de palplanches soit constituée d'un filtre granulaire d'au moins 1 m d'épaisseur sur toute la hauteur du quai. Le filtre granulaire ne devra pas être compacté avec une machinerie lourde mais placé à l'aide d'un compacteur léger afin de ne pas induire de contraintes excessives sur le mur.

Ailleurs, nous recommandons de placer le remblai granulaire lorsque hors de l'eau par couches ne dépassant pas 0,30 m d'épaisseur et compacter chaque couche à une densité au moins égale à 95% de la masse volumique maximum de l'essai proctor modifié.

Nous recommandons également de placer sur le remblai après réglage de la ligne d'infrastructure, une couche de 0,15 m d'épaisseur de matériau granulaire grossier, tel que gravier latéritique, compacté à au moins 95% de la densité maximum déterminée à l'essai proctor modifié. Cette couche servira de plate-forme de travail durant la construction des bâtiments et pourra être utilisée comme sous-fondation dans l'emprise des aires de circulation et d'entreposage.

7.3.3. Fondations

7.3.3.1. Capacité portante du terrain naturel

A Dagana, un dépôt sableux constituera le terrain de fondation des différents ouvrages. Nous recommandons d'utiliser 120 kPa pour la capacité portante admissible du terrain naturel.

La compacité généralement moyenne du sol en place, permettra la mise en place du remblai à l'arrière du mur de quai sans occasionner de tassements importants au niveau du terrain naturel. De toute façon, ceux-ci surviendront au cours de la mise en place du remblai.

7.3.3.2. Capacité portante dans le remblai

Le remblai granulaire mis en place et compacté selon les recommandations mentionnées au paragraphe 7.3.2 assurera aux fondations des bâtiments projetés une assise adéquate.

Nous recommandons de calculer les pressions admissibles sous les semelles de fondations placées dans le remblai à l'aide des formules données ci-dessous qui tiennent compte d'une distribution triangulaire des charges sous les semelles de fondation selon un angle de 30 degrés environ.

Semelle filante

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B}$$

Semelle carrée ou rectangulaire

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B} \cdot \frac{L + 1,16 H}{L}$$

dans lesquelles:

B = largeur de la semelle (m)

L = longueur de la semelle (m)

H = épaisseur du remblai sous la semelle (m)

P_R = capacité portante admissible (kPa) du terrain naturel avant la mise en place du remblai.

Mentionnons que la largeur des semelles ne devra jamais être inférieure à 0,5 m de façon à éviter le poinçonnement du terrain de fondation.

Soulignons également que la pression admissible dans le remblai ne devra pas être supérieure à 200 kPa.

Les valeurs recommandées de pression admissible dans le remblai tiennent compte d'un facteur de sécurité de 3,0 contre la rupture par cisaillement du sol de fondation et assurent des tassements inférieurs à 2,5 cm résultant de la compressibilité des sols granulaires naturels et d'emprunt. Il est bien entendu que ces tassements doivent être considérés après la consolidation primaire du terrain de fondation sous le poids du remblai et de la surcharge.

7.3.4 Routes et aires de manutention

Le trafic journalier prévue jusqu'à l'an 2030 est de 64 à 120 véhicules d'un poids moyen de 50 kN.

A partir de ces données, nous recommandons les épaisseurs de structures du tableau 20:

Tableau 20: Epaisseur des chaussées

Structures	Routes et aires de manutention
Pavage en béton bitumeux	50 mm
Fondation supérieure	100 mm
Fondation inférieure	150 mm

Les épaisseurs de chaussées ont été déterminées à partir de la méthode du CEBTP pour les pays tropicaux décrite dans le "Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques" du BCEOM-CEBTP (1975).

Nous avons supposé au niveau de l'infrastructure une valeur de CBR comprise entre 15 et 30. Cette valeur de CBR devrait être facilement atteinte sur le remblai compacté.

Comme matériau des fondations inférieure et supérieure nous recommandons d'utiliser les graviers latéritiques présents aux environs des sites.

La couche de fondation supérieure devra posséder un CBR minimum de 80. Elle sera compactée à une densité égale à 100% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

La couche de fondation inférieure devra avoir un CBR minimum de 30 et être compactée à une densité égale à 95% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

Les pentes transversales des routes revêtues devront être de 2 à 2,5% sur la chaussée et de 4 à 5% sur les accotements.

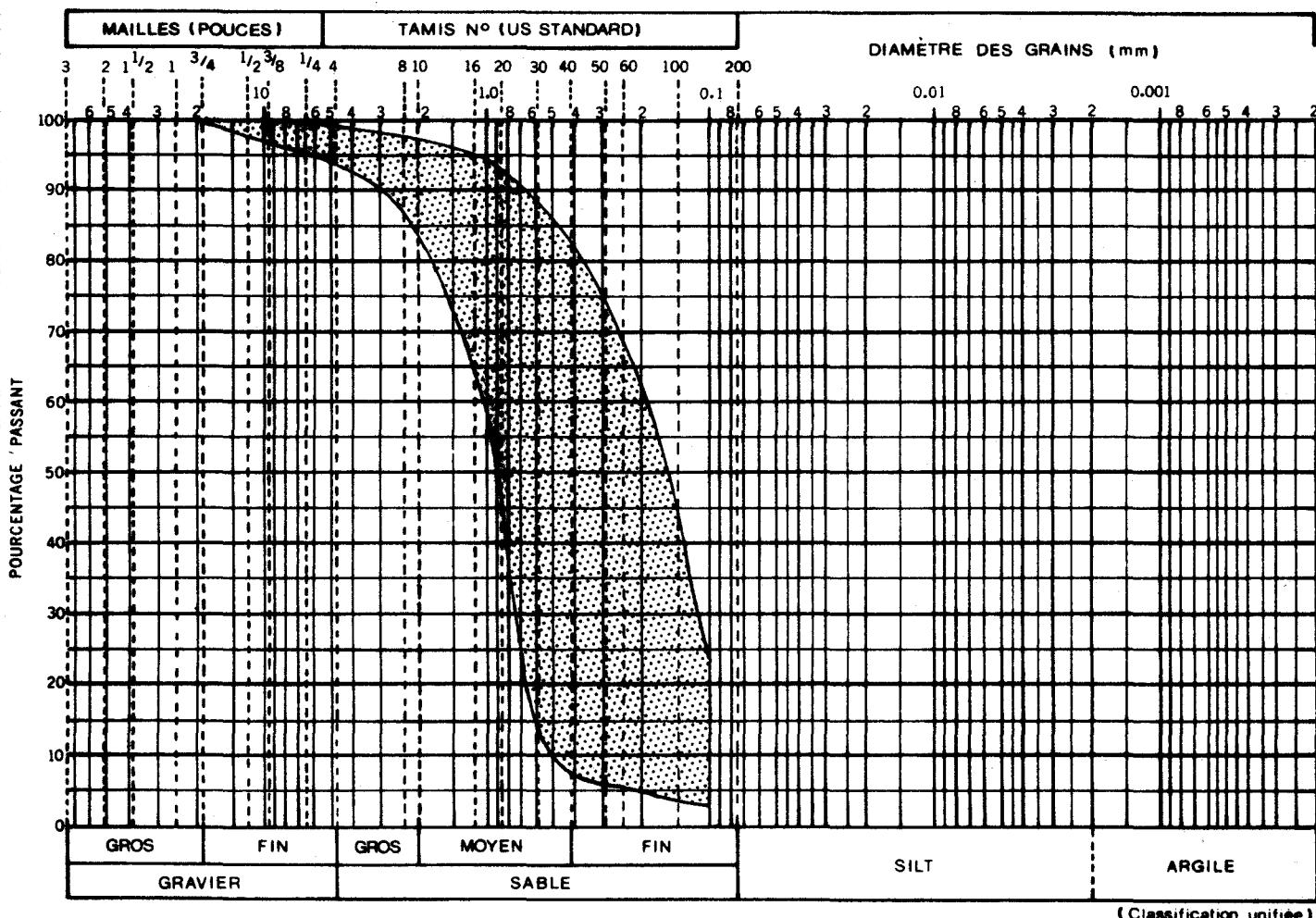
Pour les aires de circulation, les pentes transversales recommandées sont de 3 à 4%.

Mentionnons que dans le cas où l'importance d'un trafic lent (traction animale) aurait été reconnue, nous recommandons l'aménagement d'une bande de roulement non confondue avec l'accotement.

FUSEAU GRANULOMÉTRIQUE

COUCHES DE SABLE FIN À MOYEN

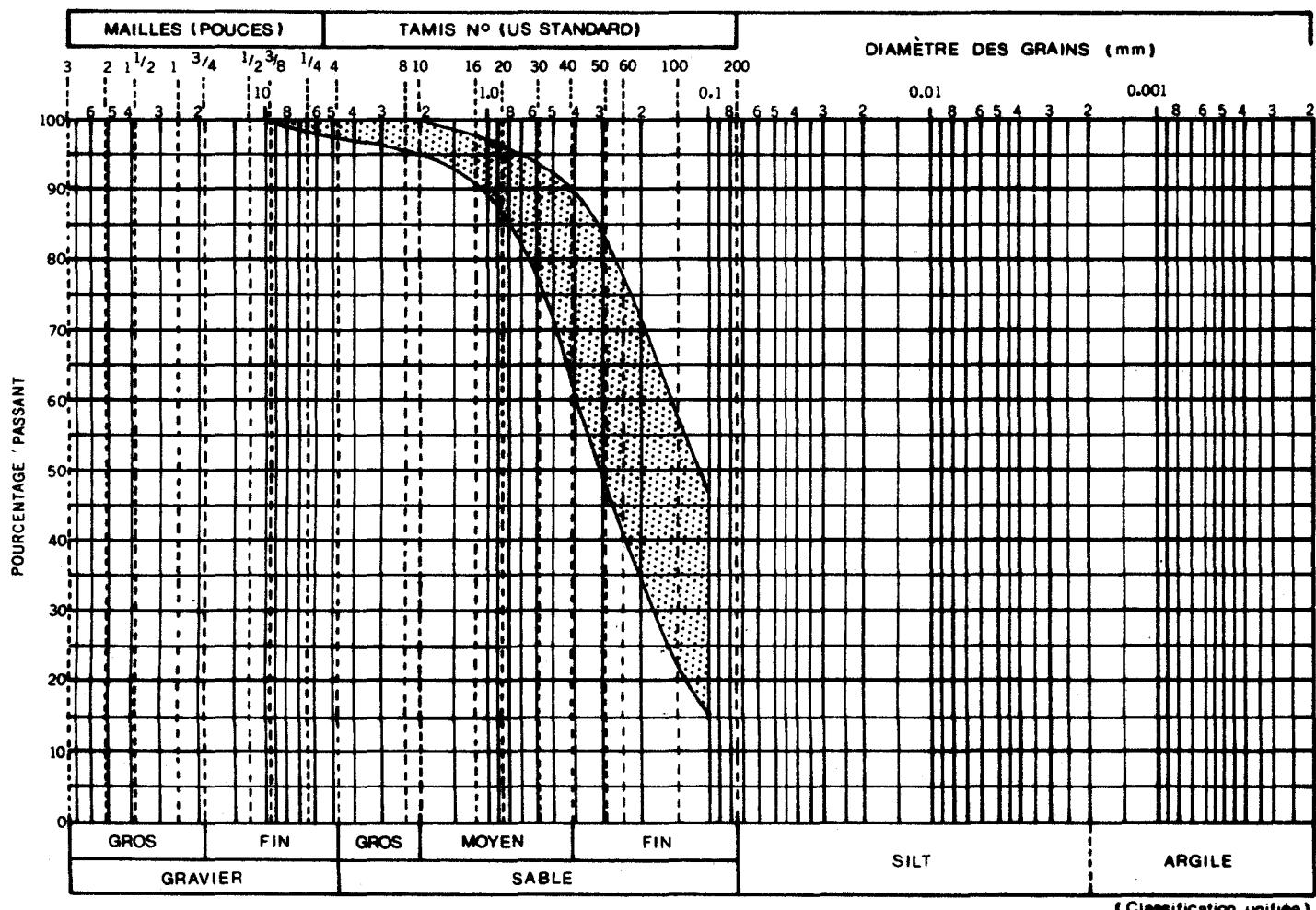
SITE DE L'ESCALE DE DAGANA, SÉNÉGAL



NOTE: L'enveloppe granulométrique comprend 7 essais sur échantillons représentatifs des couches de sable fin à moyen dans le dépôt de sable.

FUSEAU GRANULOMÉTRIQUE
SABLE ET SILT

SITE DE L'ESCALE DE DAGANA, SÉNÉGAL



NOTE: L'enveloppe granulométrique comprend 6 essais sur échantillons représentatifs de la couche de sable et silt dans les premiers mètres des sondages terrestres.

8. ESCALE DE PODOR (SENEGAL)

8.1. Emplacement des sondages

Les travaux de reconnaissance ont été réalisés entre les 11 et 17 mars et le 28 avril 1983.

L'emplacement des sondages est montré à la planche 8.1 jointe à la fin de ce chapitre.

Le tableau 21 ci-après indique le type de sondage réalisé et présente la liste des coordonnées x, y, z des sondages.

Tableau 21: Liste des sondages escale de Podor

No	Type de sondage	Coordonnées		
		x	y	z
P0-21	Forage	505 638 E	1 839 205 N	-4,08
P0-22	Forage	505 665 E	1 839 165 N	-4,44
P0-23	Forage	505 691 E	1 839 125 N	-3,67
P0-24	Forage	505 604,15 E	1 839 170,05 N	+5,22
P0-25	Forage	505 651,32 E	1 839 103,53 N	+5,09
P0-26	Forage	505 577,61 E	1 839 211,69 N	+5,41
P0-27	Forage	505 554,83 E	1 839 185,15 N	+5,01
P0-28	Forage	505 714,79 E	1 838 981,11 N	+5,37
P0-29	Forage	505 748,05 E	1 838 928,01 N	+5,32
P0-30	Forage	505 675,41 E	1 838 954,17 N	+5,28
P0-31	Forage	505 666,99 E	1 838 893,09 N	+5,22
P0-32	Forage	505 506,53 E	1 839 105,52 N	+5,33

NOTES: Les coordonnées x et y sont rattachées au réseau géodésique O.M.V.S. système de projection M.T.U. Clark 1880, Fuseau 28

Les élévations z en mètres sont rattachées aux repères SRC-6 et SRC-7 de l'O.M.V.S. du premier ordre. Le niveau de base est IGN.

8.2. Description et propriétés des terrains

Le site de la future escale est situé sur la rive gauche du fleuve Sénégal à environ un kilomètre en amont de la ville de Podor. Le terrain est formé par une terrasse plane que délimitent un escarpement de plus de 5 m le long de la rive du fleuve et la route bitumée à l'intérieur des terres. Cette terrasse supérieure, à l'élévation moyenne de +5,3 m, est bordée le long du fleuve par une digue d'environ 2 m de hauteur qui rejoint la route après un coude à angle droit.

Une terrasse inférieure entre les élévations +2,0 à 0,0 m s'incline vers le fleuve.

Les terrasses et le lit du fleuve sont composés principalement de sol stratifié d'argile, silt et sable d'origine fluviatile qui se sont déposés au cours du Quaternaire récent.

La stratigraphie du lit du fleuve est constituée principalement d'argile silteuse avec un peu de silt argileux parfois sableux, entrecoupée de couches de sable fin silteux. Les sols formant les terrasses sont généralement composés de silt et sable fin en surface et d'argile silteuse entrecoupée de strates de sable fin en profondeur.

Le présent chapitre décrit les propriétés géotechniques des sols rencontrés sur le site. La description détaillée du sol repéré à chaque forage suivie des résultats des essais de laboratoire sur des échantillons représentatifs est présentée au tome 2. Les coupes stratigraphiques tracées à partir des rapports de sondages, des résultats des essais de laboratoire et des observations notées sur le terrain sont illustrées à la planche 8.2 à la fin de ce chapitre.

8.2.1. Silt

Les couches de silt sont présentes à la surface et à la base des forages de la terrasse supérieure et en surface du lit du fleuve.

A l'intérieur de la terrasse supérieure, le dépôt silteux s'étale entre la surface du terrain, à la cote moyenne de +5,3 m, et l'élévation moyenne de +3,7 m dans la partie nord et +3,0 m dans la partie sud du site, telle que mesurée aux forages terrestres. La puissance du dépôt silteux s'épaissit de 1,5 m dans la partie nord du site à une épaisseur moyenne de 2,3 m environ au sud.

En profondeur sur la terrasse supérieure, la couche de silt a été repérée à l'élévation moyenne de +0,8 m dans les quatre forages P0-24 à P0-27. L'épaisseur de cette couche de silt est indéterminée, les forages s'étant arrêtés à faible profondeur dans le dépôt.

La formation silteuse repérée aux forages aquatiques est en moyenne d'un mètre d'épaisseur sur le lit du fleuve.

La formation silteuse aux endroits précités est composée surtout de silt et sable fin avec traces à un peu d'argile. L'enveloppe des courbes granulométriques de huit échantillons représentatifs, présentée à la planche 8.7, illustre les variations granulométriques du sol de ce dépôt.

Les résultats d'une détermination des limites d'Atterberg sur un échantillon de silt de la couche de surface du lit du fleuve sont présentés au tableau 22 suivant et mis en graphique sur l'abaque de plasticité à la planche 8.3.

Tableau 22: Caractéristiques physiques du silt

Légende: w = teneur en eau naturelle (%)

w_L = limites de liquidité (%)

I_p = indice de plasticité (%)

Forage no	Elévation (m)	w (%)	w_L (%)	I_p (%)	Particules argileuses (%)
P0-22	-4,9	33			
P0-22	-5,2	36			
P0-23	-3,9		31	7	3
P0-25	+4,6	3,5			
P0-25	+4,1	15			
P0-25	+0,1	28			

Les résultats indiquent que le silt en surface du lit du fleuve possède une plasticité faible. Le dépôt de silt et de sable formant la couche de surface de la terrasse supérieure est non-plastique.

La compacité du sol silteux, telle que définie par les indices N de l'essai de pénétration standard, varie de lâche à moyenne et parfois dense à l'intérieur de la terrasse supérieure, et est très lâche dans le lit du fleuve.

8.2.2. Argile silteuse

Le sol prédominant sur le site est un dépôt d'argile silteuse sous-jacent à la couche de silt de surface sur la terrasse supérieure et dans le lit du fleuve.

A l'intérieur de la terrasse supérieure, le dépôt argileux s'étale entre les élévations moyennes de +3,3 m et +1,5 m environ, telles que mesurées aux forages terrestres. Son épaisseur varie de 2,3 m en moyenne dans la partie nord à 1,4 m en moyenne dans la partie sud du site.

La formation argileuse repérée aux trois forages aquatiques est plus considérable et s'étale entre les élévations moyennes de -5,1 m et -17,5 m dans le lit du fleuve et est entrecoupée de deux couches de sable fin uniforme comme le montre la coupe stratigraphique "D-D" de la planche 8.2 de ce chapitre.

Dans le lit du fleuve, le dépôt argileux est composé principalement d'argile silteuse et de silt argileux avec teneur variable en sable fin, contenant localement de minces strates de silt ou sable fin de 1 à 50 mm d'épaisseur, espacés irrégulièrement dans les premiers mètres et un peu plus fréquentes en profondeur.

Les résultats des limites d'Atterberg effectuées sur sept échantillons représentatifs de cette couche sont illustrés au tableau 23 suivant et rapportés sur l'abaque de plasticité à la planche 8.3 à la fin de ce chapitre.

Tableau 23: Caractéristiques physiques de l'argile silteuse

Légende: w = teneur en eau naturelle (%)
 w_L = limite de liquidité (%)
 I_p = indice de plasticité (%)
 ρ_s = masse volumique des particules solides (g/cm^3)
 γ = poids volumique du sol (kN/m^3)

Forage no	Elévation IGN	w (%)	w_L (%)	I_p (%)	γ (kN/m^3)	ρ_s (g/cm^3)	Particules argileuses (%)
--------------	------------------	------------	--------------	--------------	---------------------------------	---------------------------------	---------------------------------

Dans le fleuve

P0-21	- 6,5	47	75	47	16,1		
P0-22	- 7,9	41	52	28	17,6		
P0-22	-10,1		81				
P0-22	-10,2	73	98	56	14,8		
P0-23	- 6,4		46		16,9		
P0-23	-10,0	90	95	56	15,2		
P0-23	-10,0		69				
P0-23	- 6,5	43	55	28			
P0-23	-15,0		57	37			26

A l'intérieur de la terrasse

P0-26	+ 2,7	22	51	31	20,0	2,68	25
P0-27	+ 1,8	20	42	26	19,2	2,73	39
P0-31	+ 3,0	17	51	27			

Ces résultats démontrent que la couche d'argile silteuse possède une plasticité élevée dans le fleuve, et une plasticité plus faible et variant de moyenne à élevée à l'intérieur de la terrasse supérieure.

La teneur en eau naturelle de l'argile silteuse du lit du fleuve, comprise entre 41 et 90%, est légèrement inférieure à la limite de liquidité du sol. Au site terrestre, l'argile silteuse possède une teneur en eau nettement inférieure, de l'ordre de 20% et voisine de la limite de plasticité. Ces derniers résultats reflètent une argile desséchée, caractéristique mise en évidence par la coloration brunâtre et la consistance très raide du sol. Cette différence marquée trouve son explication dans la localisation de la couche d'argile silteuse qui se situe au-dessus de la nappe phréatique sur le site terrestre.

Aux forages aquatiques, la résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse a été déterminée par des essais *in situ* au scissomètre et les résultats de dix-sept essais sont rapportés en graphique par rapport à l'élévation à la planche 8.4.

Les essais au cône tombant effectués sur trois échantillons d'argile silteuse donnent des résultats de résistance au cisaillement comparables à ceux des essais au scissomètre sur le chantier. Les résultats sont présentés sur les rapports de sondages et à la planche 8.4.

On constate que la résistance au cisaillement de l'argile silteuse grise du lit du fleuve augmente en profondeur suivant une relation linéaire. A la cote -6 m, la résistance de l'argile est en moyenne de 40 kPa et atteint 70 kPa à l'élévation -12 m.

Au site terrestre, l'argile silteuse brune et desséchée n'a pas fait l'objet d'essais au scissomètre in situ vu l'impossibilité de faire pénétrer la lame dans l'argile très raide. Toutefois, des mesures de la résistance à la compression uniaxiale réalisées sur des échantillons intacts prélevés au forage P0-26 à l'élévation +2,7 m et au forage P0-27 à l'élévation +1,8 m ont donné respectivement 260 et 71 kPa. La résistance à la compression uniaxiale étant égale à 2 fois la résistance au cisaillement non drainé, cette dernière est donc comprise entre 35,5 et 130 kPa. Les indices N de l'essai de pénétration standard, compris généralement entre 10 et 30, indiquent également que la consistance de l'argile brune est raide à très raide localement moyenne comme le suggère l'indice N de 6 obtenu à l'élévation +1,0 m au forage P0-28.

Nous présentons dans le tableau 24 ci-après les caractéristiques mécaniques de l'argile silteuse.

Tableau 24: Caractéristiques mécaniques de l'argile silteuse

Légende: Q_u = résistance à la compression uniaxiale (kPa)
 τ = résistance au cisaillement mesurée au cône tombant
(laboratoire) (kPa)
 S_t = Sensibilité

Forage no	Elévation IGN	Q_u (kPa)	τ (kPa)	S_t
--------------	------------------	----------------	-----------------	-------

Dans le fleuve

P0-21	- 6,5	68	5
P0-22	- 7,9	39	5
P0-22	-10,1	68	8
P0-23	- 6,4	48	12
P0-23	-10,0	72	10

A l'intérieur de la terrasse

P0-26	+ 2,7	260
P0-27	+ 1,8	71

Cinq essais de consolidation uni-dimensionnelle sur échantillons de l'argile silteuse grise du lit du fleuve ont donné les résultats donnés au tableau 25.

Tableau 25: Résultats des essais de consolidation uni-dimensionnelle de l'argile silteuse

Légende: e_0 = indice des vides initial
 c_{cr} = indice de recompression
 c_c = indice de compression
 c_v = coefficient de consolidation vertical mesuré à la pression indiquée entre parenthèses.

Forage No	Elévation IGN (m)	e_0	c_{cr}	c_c	$c_v \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$
P0-21	- 6,5	1,60	0,08	0,69	1,9 (à 186 kPa)
P0-22	- 7,9	1,09	0,08	0,34	6,7 (à 168 kPa)
P0-22	-10,2	2,19	0,05	1,19	3,75 (à 280 kPa)
P0-23	- 6,5	1,35	0,07	0,48	2,3 (à 275 kPa)
P0-23	-10,1	1,99	0,07	1,23	4,1 (à 186 kPa)

Les formations d'argile silteuse de Rosso, Richard-toll et Podor sont contemporaines et leurs caractéristiques physiques et mécaniques sont comparables d'un site à l'autre. Pour cette raison, nous avons regroupé sur le même graphique de la planche 8.5 les écarts de préconsolidation de l'argile silteuse déterminés pour chacun des trois sites et tracé le profil de préconsolidation moyen pour l'ensemble des trois sites.

Egalement, les caractéristiques de compressibilité mesurées à partir des essais de consolidation uni-dimensionnelle effectués sur l'argile silteuse prélevée aux trois sites, sont résumées au tableau 26. De plus, un graphique présenté à la planche 8.6 donne l'indice de compression moyen et l'indice des vides initial moyen en fonction de la teneur en eau initiale de l'argile silteuse présente sur les trois sites.

Tableau 26: Caractéristiques de compressibilité de l'argile silteuse de Rosso, Richard-Toll et Podor

Légende: e_0 = indice des vides initial
 w_0 = teneur en eau initiale (%)
 c_{cr} = indice de recompression
 c_c = indice de compression
 c_v = coefficient de consolidation verticale mesuré à la pression indiquée entre parenthèses

Forage No	Elévation IGN (m)	w_0 (%)	e_0	c_{cr}	c_c	$(10^{-8} \frac{c}{v} m^2/s)$
RO-2	-12,1	59,1	1,64	0,07	0,99	3,4 (420 kPa)
RI-1A	- 9,4	47,1	1,42	0,09	0,71	1,6 (280 kPa)
PO-21	- 6,5	58,2	1,600	0,08	0,69	1,9 (186 kPa)
PO-22	- 7,9	41,8	1,085	0,08	0,34	6,7 (168 kPa)
PO-22	-10,2	78,7	2,198	0,05	1,19	3,8 (280 kPa)
PO-23	- 6,5	50,1	1,358	0,07	0,48	2,3 (275 kPa)
PO-23	-10,1	72,1	2,001	0,07	1,23	4,1 (420 kPa)

Nous avons évalué le gonflement potentiel de l'argile silteuse desséchée en raison de sa submersion probable durant la saison des pluies.

Deux mesures de gonflement réalisées sur des échantillons d'argile silteuse indiquent une valeur de gonflement libre de 6%. Cette valeur est considérée comme faible. La pression de gonflement du sol est de 16 kPa d'après les résultats d'essai de laboratoire.

Dans le but d'évaluer la résistance à l'érosion de l'argile silteuse des rives en présence de courant, un essai de dispersivité a été effectué sur un échantillon intact d'argile silteuse prélevé au forage P0-29 à l'élévation +2,2 m. Les résultats présentés graphiquement au tome 2 à la suite du rapport de forage P0-29 qualifie le sol comme étant non dispersif.

8.2.3. Sable

Les couches de sable fin rencontrées sur le site se présentent à la base des forages de la terrasse supérieure, en interlit dans la couche d'argile silteuse dans le lit du fleuve et en-dessous de celle-ci.

Le dépôt de sable fin repéré dans les limites de la terrasse supérieure s'épaissit de 0,35 m dans la partie nord du site à une épaisseur indéterminée mais supérieure à 3,3 m dans la partie sud du site où les forages se sont arrêtés dans la couche de sable fin.

Dans le lit du fleuve, la couche de sable fin intercalée dans le dépôt d'argile silteuse décrit au paragraphe précédent, varie

de 3,8 m à 0,6 m d'épaisseur. L'épaisseur de la couche de sable rencontrée au fond des forages aquatiques à l'élévation moyenne de +17,5 m est indéterminée, les forages s'étant arrêtés dans le sable fin.

Les couches de sable aux endroits précités se composent principalement de sable fin uniforme avec une teneur variable en silt, tel qu'indiqué par les courbes granulométriques de six échantillons représentatifs et illustrées par l'enveloppe granulométrique à la planche 8.8. Le coefficient d'uniformité du sable varie de 1,6 à 2,0, valeurs caractéristiques d'un sable uniforme.

Selon les valeurs des indices N des essais de pénétration standard, la compacité du sable de la terrasse supérieure et de l'interlit dans le dépôt d'argile silteuse dans le lit du fleuve oscille de lâche à moyenne, tandis que la couche repérée à la base des sondages aquatiques possède une compacité moyenne.

8.2.4. Eau souterraine

Les niveaux d'eau mesurés durant la campagne de sondages dans quatre forages situés sur la terrasse supérieure sont très variable et ne représentent pas le niveau réel de la nappe phréatique en raison d'un délai d'observation disponible trop court pour permettre la stabilisation du niveau de l'eau à l'intérieur des trous de forage.

A l'escale de Podor, comme toutes les escales le long du fleuve Sénégal, on considère que la nappe phréatique est alimentée par les eaux du fleuve. Etant donné que le niveau du fleuve, au moment d'exécution des sondages, était à une cote d'environ

+0,06 m, on a un niveau phréatique comparable en bordure du fleuve.

Les changements de coloration du sol de brun à gris dans les forages terrestres à l'élévation moyenne de +1,4 m et ensuite de gris à gris foncé à l'élévation moyenne de +0,6 m indiquent que le bas niveau de la nappe phréatique en période d'étiage se situerait à une côte égale ou légèrement inférieure au niveau moyen de +0,6 m.

Dans pareille situation, on prévoit que la nappe phréatique en bordure du fleuve subit sensiblement les mêmes fluctuations de niveau que le fleuve.

8.3. Recommandations géotechniques

L'aménagement de cette escale comprendra la réalisation d'un nouveau quai, de divers édifices tels que hangars et bâtiments administratifs, d'un dépôt d'hydrocarbures, des aires d'entreposage et de circulation ainsi que des voies de raccordement aux routes existantes.

Nous présentons dans le tableau 27 ci-après les élévations prévues pour le quai et les bâtiments ainsi que celle du niveau minimum du fleuve régularisé.

Tableau 27: Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé

Elévation du quai (m)	Elévation des bâtiments (m)	Emplacement du quai (m)	Niveau minimum du du fleuve régularisé (m)
+6,9	+7,1	-1,0	+1,5

8.3.1. Etude des tassements à l'escale de Podor

Le terrain de fondation dans le périmètre des aménagements de cette escale est constitué d'un dépôt d'argile silteuse surmonté d'une formation sablo-silteuse. L'épaisseur du dépôt argileux est de 12 m approximativement.

Le rehaussement du terrain naturel sur les rives sera d'environ 2,0 m et le remblai à l'arrière du quai aura une hauteur plus importante et généralement équivalente à celle du mur de quai. Cette surcharge imposera une contrainte additionnelle sur toute l'épaisseur du dépôt argileux en raison des importantes superficies à remblayer.

Les contraintes additionnelles ainsi appliquées au sol excèdent la pression de préconsolidation de l'argile silteuse et produiront des tassements importants résultant de la consolidation du dépôt argileux.

Les caractéristiques de compressibilité données au tableau 28 ont été adoptées pour l'évaluation des tassements de consolidation. Ces valeurs moyennes ont été déterminées à

partir de l'analyse des essais de consolidation uni-dimensionnelle réalisés sur des échantillons représentatifs du dépôt argileux provenant des sites de Rosso, Richard-Toll et Podor.

Les valeurs de la pression de préconsolidation ont été déduites du profil de préconsolidation moyen de l'argile silteuse présenté à la planche 8.5.

Tableau 28: Caractéristiques de compressibilité de l'argile silteuse

Indice des vides initial	: $e_0 = 1,62$
Indice de recompression	: $c_{cr} = 0,05$
Indice de compression	: $c_c = 0,8$
Coefficient de consolidation verticale:	$c_v = 3 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

Le tassement de consolidation de l'argile silteuse a été calculé à partir des formules suivantes:

a) pour les sols initialement surconsolidés:

$$S_c = H \left\{ \frac{c_{cr}}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + \frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \right\}$$

b) pour les sols normalement consolidés:

$$S_c = H \left\{ \frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right\}$$

où S = tassement ultime

H = épaisseur de la couche compressible

$\Delta\sigma'_p$ = augmentation de la pression effective

σ'_p = pression de préconsolidation

σ'_{vo} = pression effective actuelle des terres

8.3.1.1. Tassements à l'arrière du mur de quai

La hauteur à remblayer derrière le mur de quai, prise à partir de l'élevation -1,0 m, sera de 7,9 m à Podor.

in portant

On évalue à 20 kPa la surcharge occasionnée par l'entreposage de matériaux divers sur les quais.

Res 58 cm

Les contraintes additionnelles dues au matériau en remblai à l'arrière du quai et à l'entreposage de marchandise sur le quai excèdent la pression de préconsolidation de l'argile silteuse. Les tassements anticipés derrière le quai pour ces charges seront de 57cm pour le remblai seul et de 71 cm pour le remblai plus la surcharge de 20 kPa.

8.3.1.2. Tassements de la plate-forme sur la rive

Le rehaussement du terrain naturel sur la rive sera d'environ 2,0 m. La surcharge due à l'entreposage de marchandise sera de l'ordre de 20 kPa. L'augmentation des contraintes sur le dépôt d'argile due aux seules charges du remblai produira des tassements de l'ordre de 30 cm et 45 cm avec l'application permanente de la surcharge de 20 kPa.

Dans le calcul des tassements sur la rive, nous avons fait l'hypothèse que l'argile est normalement consolidée jusqu'à la cote où le profil de la pression effective actuelle recoupe celui de la pression de préconsolidation moyenne montré sur la

planche 8.5. Toutefois, il est probable que l'argile sur la rive soit légèrement surconsolidée. Dans ce cas, les tassements seront inférieurs à ceux calculés et ces derniers doivent donc être considérés comme des tassements maximum.

8.3.1.3. Tassements au dépôt d'hydrocarbures

Un dépôt d'hydrocarbures est prévu à l'escale de Podor. La pression au sol des réservoirs sera de 100 kPa en sus de la surcharge occasionnée par le remblai de la plate-forme d'environ 2 m. Pour de telles charges, les tassements anticipés seront de l'ordre de 85 cm.

Nous résumons dans le tableau 29 donné ci-après l'ensemble des tassements de consolidation anticipés.

Tableau 29: Tassements anticipés à Podor

Ouvrages	Tassements anticipés (cm)
Quai: remblai seul	57
remblai et surcharge de 20 kPa	71
Plate-forme: remblai seul	30 (maximum)
remblai et surcharge de 20 kPa	45 (maximum)
Dépôt d'hydrocarbures: remblai seul	30 (maximum)
remblai et surcharge de 100 kPa	85 (maximum)

8.3.1.4. Temps de consolidation

Le temps nécessaire à la consolidation du dépôt argileux sous les charges appliquées est fonction des caractéristiques de drainage de l'argile silteuse. Elles sont exprimées par la distance de drainage dans la couche argileuse et par le coefficient de consolidation c_v du sol qui est fonction de sa perméabilité. Dans le cas du dépôt argileux de Podor nous avons considéré comme distance de drainage la demi-hauteur des couches argileuses comprises entre les interlits majeurs de sable. La présence locale de minces lits de sable fin d'épaisseur de 1 à 5 mm généralement, peut-être sans continuité latérale, influencera vraisemblablement peu le temps de consolidation.

Les calculs basés sur la valeur moyenne du coefficient de consolidation donnée au tableau 28, indiquent que 50% de la consolidation primaire du dépôt argileux sera obtenue après un délai de 4 ans et que 90% de la consolidation primaire sera atteinte au bout d'une période de temps de 16 ans. Nous présentons à la planche 8.9 le graphique des tassements anticipés en fonction du temps.

8.3.1.5. Consolidation par précharge et drains verticaux

En raison des valeurs de tassements relativement élevées et des délais très longs pour atteindre 90% de la consolidation du dépôt argileux, la préconsolidation du dépôt argileux sera probablement nécessaire avec l'utilisation d'une surcharge temporaire et drains verticaux.

La surcharge temporaire devra être équivalente à 100 à 150% de la charge finale de l'ouvrage, y compris les charges

d'entreposage, et maintenue en place durant le délai de consolidation choisi.

Toutefois, pour raison d'économie, la consolidation du terrain par drains verticaux et préchargement pourra être limitée à l'emprise des bâtiments, du quai et du dépôt d'hydrocarbures, soit aux sites des ouvrages dont les tassements admissibles sont faibles.

Nous recommandons l'utilisation de drains préfabriqués qui assureront une meilleure garantie contre les ruptures toujours possibles au moment de leur mise en place ou durant la consolidation des terrains. Ainsi, pour obtenir 90% à 100% de consolidation primaire après un délai de 6 mois il devra être mis en place des drains plats préfabriqués sur toute l'épaisseur du dépôt argileux selon une maille carrée de 1,3 m ou triangulaire de 1,4 m. L'espacement des drains verticaux a été calculé à l'aide de la formule de Barron-Kjellman donnée ci-dessous:

$$t = \frac{D^2}{8c_h} \left[\frac{\ln(D/d)}{1 - (d/D)^2} - \frac{3 - (d/D)^2}{4} \right] \ln \frac{1}{1 - U}$$

où

t = temps (s)

D = zone d'influence du drain (m) = 1,05 fois l'espacement entre les drains pour une disposition triangulaire ou 1,13 fois l'espacement entre les drains pour une disposition carrée

d = diamètre du drain circulaire ou diamètre équivalent pour un drain préfabriqué plat (m)

c_h = coefficient de consolidation horizontal (m^2/s) pris égal à $6 \times 10^{-8} m^2/s$

U = degré de consolidation

8.3.2. Structure de quai

La structure retenue pour cette escale est le mur de quai en palplanches d'acier.

8.3.2.1. Structure de quai en palplanches d'acier

Ce système consiste en un rideau de palplanches d'acier formant le parement des quais. Le rideau est fiché dans le sol de fondation et ancré au moyen de tirants d'ancre. Comme hypothèse de calcul, nous avons placé le niveau des ancrages à l'élévation +1,5 m et supposons les tirants placés dans le remblai granulaire.

8.3.2.1.1. Poussée des terres

Nous recommandons d'utiliser les paramètres géotechniques donnés au tableau 30 pour le calcul des pressions des terres sur la paroi de palplanches d'acier.

Tableau 30: Paramètres de poussée des terres

Légende: γ = poids volumique total (kN/m^3)
 c_u = résistance au cisaillement (cohésion apparente)
non drainé (kPa)
 ϕ = angle de frottement interne (degré)
 K_a = coefficient de poussée active
 K_p = coefficient de butée

Matériau	γ (kN/m^3)	c_u (kPa)	ϕ (degré)	K_a	K_p
Remblai de sable	19,5	0	30	0,30	3,0
Sols de fondation:					
- sable silteux	19,5	0	25	0,40	2,4
- argile silteuse	16,0	50	0	0	0

Les valeurs du coefficient de poussée active montrées au tableau 30 tiennent compte du frottement entre le sol et la paroi de palplanches. L'angle de frottement considéré est de 11 degrés. Les coefficients de butée ont été évalués en ne considérant pas de frottement entre le sol et la paroi, le mouvement relatif entre eux étant peu probable.

8.3.2.1.2. longueur de fiche

La longueur de fiche nécessaire pour assurer la stabilité de la paroi de palplanches a été calculée pour une hauteur de quai égale à celle mentionnée au tableau 31 suivant et en tenant compte des paramètres géotechniques présentés au tableau 30.

La longueur de fiche est présentée au tableau 31.

Tableau 31: Longueur recommandée des palplanches

Hauteur du quai (m)	Longueur de fiche (m)	Longueur de la palplanche (m)
7,9	8,5	16,4

La longueur ainsi calculée tient compte: (i) d'un rapport des moments passifs sur les moments actifs égal à 2; (ii) d'un coefficient de sécurité de 1,7 pour la stabilité d'ensemble des palplanches et remblais vis-à-vis d'une rupture circulaire profonde du sol de fondation. Ce coefficient de sécurité, calculé en contraintes totales selon la méthode de Bishop, contrôle en fait la longueur de fiche des palplanches. Le cercle critique est montré à la planche 8.10.

La région du fleuve Sénégal étant considérée zone asismique, aucune charge sismique n'a été prise en compte dans les calculs de stabilité.

Mentionnons qu'en raison des tassements résultant de la consolidation des terrains de fondation argileux à Podor nous recommandons de ne couper la tête des palplanches d'acier qu'à la fin des travaux.

La conception des tirants d'ancre devra tenir compte des tassements des sols en remblai à l'arrière du mur de quai.

8.3.3. Mise en place du remblai

8.3.3.1. Rehaussement du terrain naturel

Le remblai à l'arrière du quai et sur la rive dans l'emprise des installations prévues aux escales sera composé de sols granulaires à drainage libre. La mise en place du remblai granulaire se fera vraisemblablement durant la saison sèche. Ainsi, le remblai à l'arrière du quai sera mis en place presque entièrement hors de l'eau.

Nous recommandons que la partie du remblai s'appuyant directement sur le rideau de palplanches soit constituée d'un filtre granulaire d'au moins 1 m d'épaisseur sur toute la hauteur du quai. Le filtre granulaire ne devra pas être compacté avec une machinerie lourde mais placé à l'aide d'un compacteur léger afin de ne pas induire de contraintes excessives sur le mur.

Ailleurs, nous recommandons de placer le remblai granulaire lorsque hors de l'eau par couches ne dépassant pas 0,30 m d'épaisseur et compacter chaque couche à une densité au moins égale à 95% de la masse volumique maximum de l'essai Proctor modifié.

8.3.3.2. Remblai de préchargement

A l'arrière du quai, le remblai de préchargement ne devra pas excéder la hauteur équivalente de la charge de service prévue, soit 1 m environ. Sur la rive, nous recommandons de limiter la hauteur du remblai à 5 m et de le construire par paliers d'au plus 1,5 m de haut avec un berme horizontale d'au moins 3 m. La

*La charge de service prévue pour le préchargement
aurait été étayé déterminé spécifiquement pour les différentes
Zones de l'escale en fonction de la variété des bateaux.
(dans le cas de quai déport d'Hydro-Québec etc.)
plateforme*

pente des talus ne devra pas être plus abrupte que 3 horizontal pour 1 vertical. La stabilité d'ensemble du remblai vis-à-vis d'une rupture circulaire profonde du sol de fondation a été analysée pour cette géométrie selon la méthode de Bishop en contraintes totales. Le coefficient de sécurité ainsi calculé est de 1,6 pour une rupture circulaire profonde. La géométrie étudiée et la position du cercle critique sont montrées à la planche 8.11.

Il ne sera pas requis de compacter le remblai de préchargement plus que nécessaire pour permettre la circulation des camions lors de sa mise en place.

Une fois obtenue la consolidation du dépôt argileux, et après l'excavation du sol excédentaire, nous recommandons de placer sur le remblai après réglage de la ligne d'infrastructure, une couche de 0,15 m d'épaisseur de matériau granulaire grossier, tel que gravier latéritique, compacté à au moins 95% de la densité maximum déterminée à l'essai Proctor modifié. Cette couche servira de plate-forme de travail durant la construction des bâtiments et pourra être utilisée comme sous-fondation dans l'emprise des aires de circulation et d'entreposage.

8.3.4. Fondations

8.3.4.1. Capacité portante admissible du terrain naturel

Nous recommandons d'utiliser une capacité portante admissible de 60 kPa sur le terrain naturel des rives.

8.3.4.2. Capacité portante dans le remblai

Le remblai granulaire mis en place et compacté selon les recommandations mentionnées au paragraphe 8.3.3 assurera aux fondations des bâtiments projetés une assise adéquate.

Nous recommandons de calculer les pressions admissibles sous les semelles de fondations placées dans le remblai à l'aide des formules données ci-dessous qui tiennent compte d'une distribution triangulaire des charges sous les semelles de fondation selon un angle de 30 degrés environ.

Semelle filante

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B}$$

Semelle carrée ou rectangulaire

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B} \cdot \frac{L + 1,16 H}{L}$$

dans lesquelles:

B = largeur de la semelle (m)

L = longueur de la semelle (m)

H = épaisseur du remblai sous la semelle (m)

P_R = capacité portante admissible (kPa) du terrain naturel avant la mise en place du remblai dont la valeur est donnée au paragraphe 8.3.4.1

Mentionnons que la largeur des semelles ne devra jamais être inférieure à 0,5 m de façon à éviter le poinçonnement du terrain de fondation.

Soulignons également que la pression admissible dans le remblai ne devra pas être supérieure à 200 kPa.

Les valeurs recommandées de pression admissible dans le remblai tiennent compte d'un facteur de sécurité de 3,0 contre la rupture par cisaillement du sol de fondation et assurent des tassements de l'ordre de 2,5 cm résultant de la compressibilité des sols granulaires naturels et d'emprunt. Il est bien entendu que ces tassements doivent être considérés après les tassements primaire et résiduel du terrain de fondation sous le poids du remblai et de la surcharge.

8.3.4.3. Fondations des réservoirs

Pour réduire les tassements différentiels possibles de la paroi des réservoirs, les fondations de ces derniers pourront comprendre un anneau rigide de béton armé. L'intérieur de l'anneau sera rempli d'un matériau granulaire compacté selon les recommandations du paragraphe 8.3.3.1.

8.3.5. Gonflement de l'argile silteuse de la terrasse supérieure à Podor

Une couche d'argile silteuse desséchée est présente sur la terrasse supérieure à Podor. Son épaisseur est comprise généralement entre 1,4 et 2,5 m. Le sommet de la couche a été intercepté dans les forages entre les élévations +3,9 et +2,4 m.

Nous avons évalué le gonflement potentiel de l'argile en raison de sa submersion probable durant la saison des pluies.

Deux mesures de gonflement réalisées sur des échantillons d'argile prélevés à Podor indiquent une valeur de gonflement libre de 6%. Cette valeur est considérée comme faible. La pression de gonflement du sol est de 16 kPa d'après les résultats d'essai de laboratoire.

La pression de gonflement étant inférieure à la pression exercée par le poids des terres et du remblai, aucun soulèvement des fondations ne surviendra à des ouvrages fondés dans le remblai ou sur la surface actuelle du terrain naturel.

8.3.6. Routes et aires de manutention

Le trafic journalier prévu jusqu'à l'an 2030 est de 64 à 120 véhicules d'un poids moyen de 50 kN.

A partir de ces données, nous recommandons les épaisseurs de structures présentées au tableau 32.

Tableau 32: Epaisseur des chaussées

Structures	Routes et aires de manutention
Pavage en béton bitumineux	50 mm
Fondation supérieure	100 mm
Fondation inférieure	150 mm

Les épaisseurs de chaussées ont été déterminées à partir de la méthode du CEBTP pour les pays tropicaux décrite dans le "Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques" du BCEOM-CEBTP (1975).

Nous avons supposé au niveau de l'infrastructure une valeur de CBR comprise entre 15 et 30. Cette valeur de CBR devrait être facilement atteinte sur le remblai compacté.

Comme matériau des fondations inférieure et supérieure nous recommandons d'utiliser les graviers latéritiques présents aux environs de Podor.

La couche de fondation supérieure devra posséder un CBR minimum de 80. Elle sera compactée à une densité égale à 100% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

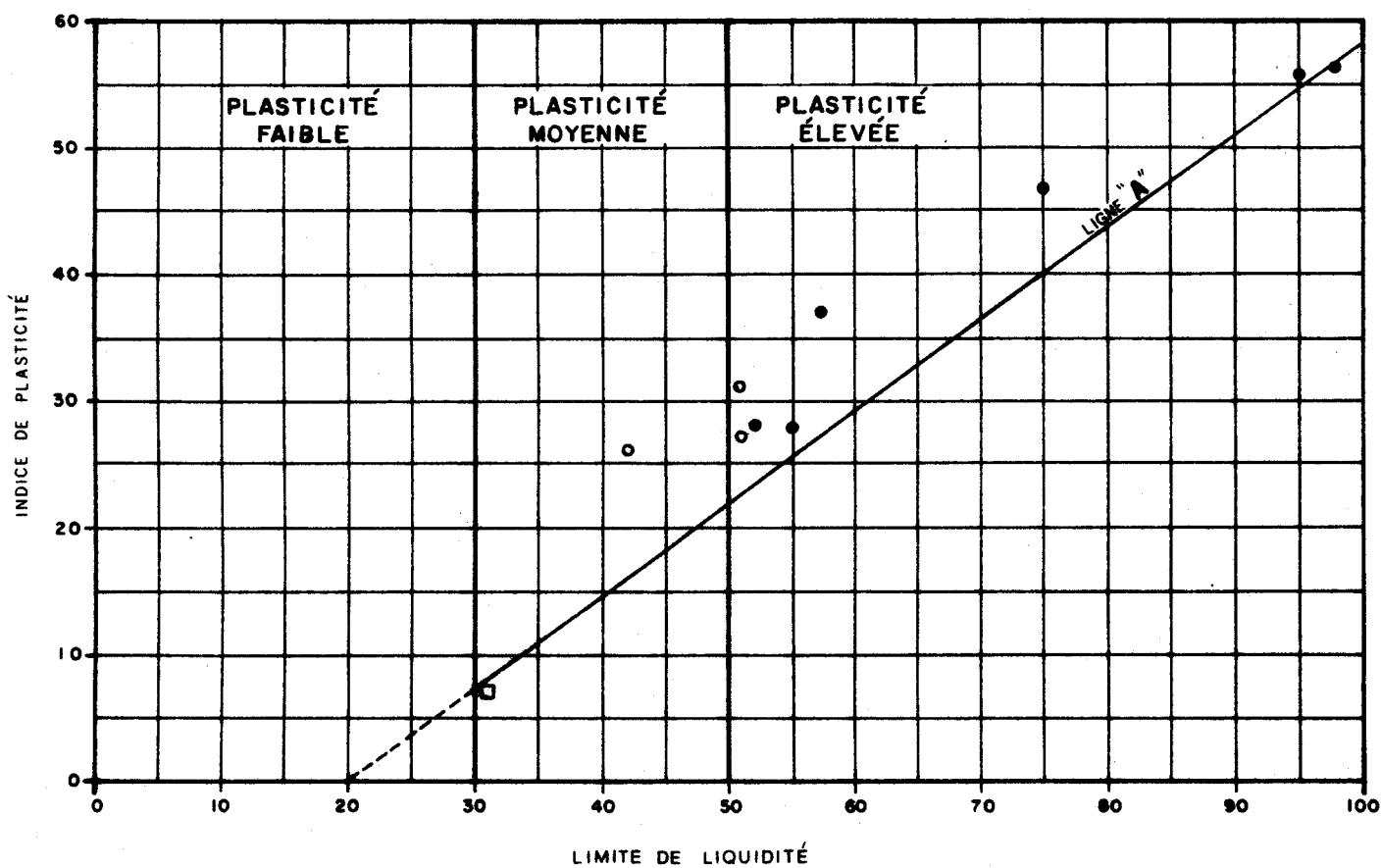
La couche de fondation inférieure devra avoir un CBR minimum de 30 et être compactée à une densité égale à 95% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

Les pentes transversales des routes revêtues devront être de 2 à 2,5% sur la chaussée et de 4 à 5% sur les accotements.

Pour les aires de circulation, les pentes transversales recommandées sont de 3 à 4%.

Mentionnons que dans le cas où l'importance d'un trafic lent (traction animale) aurait été reconnue, nous recommandons l'aménagement d'une bande de roulement non confondue avec l'accotement.

ABAQUE DE PLASTICITÉ
SITE DE L'ESCALE DE PODOR, SÉNÉGAL

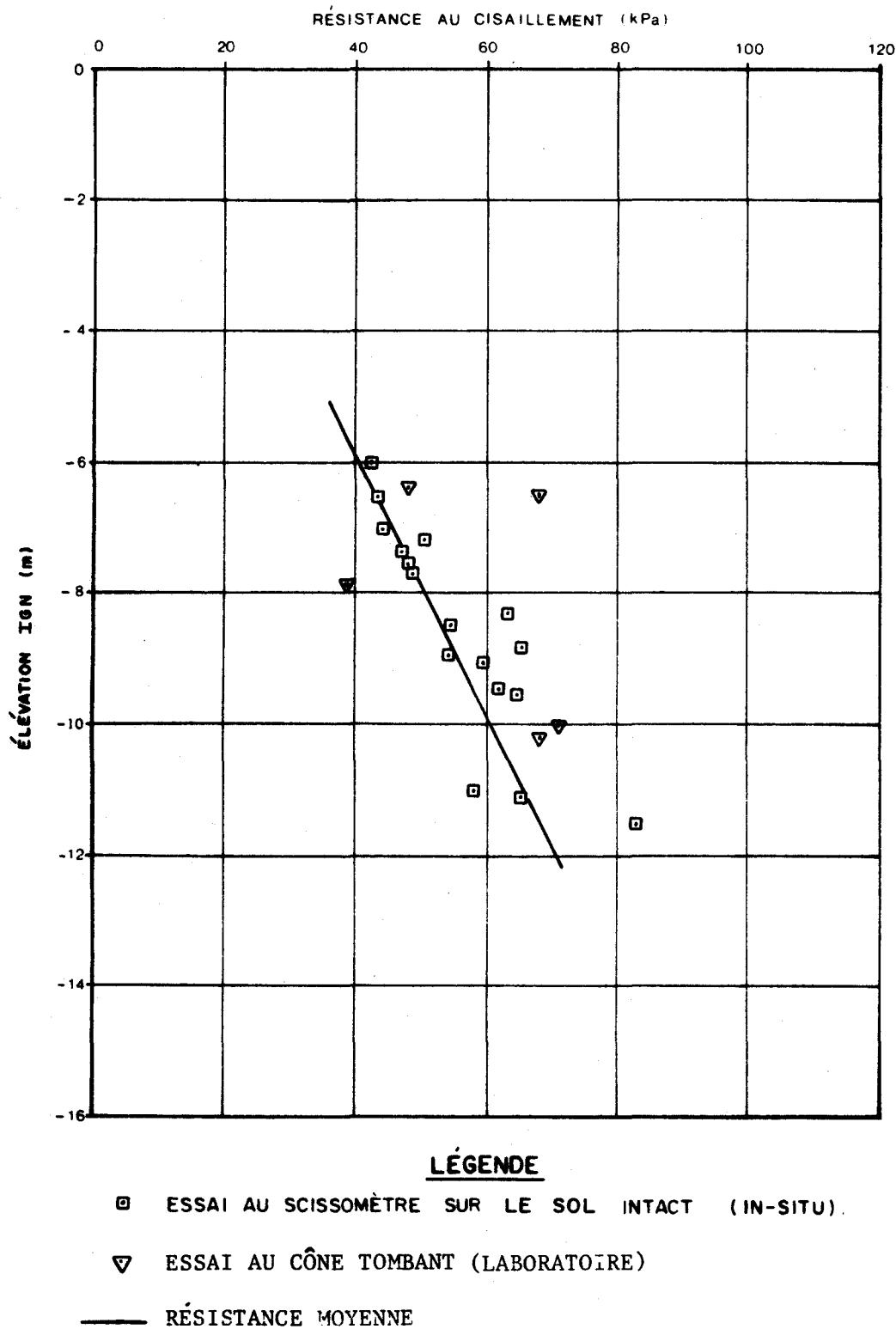


Notes:

Légende

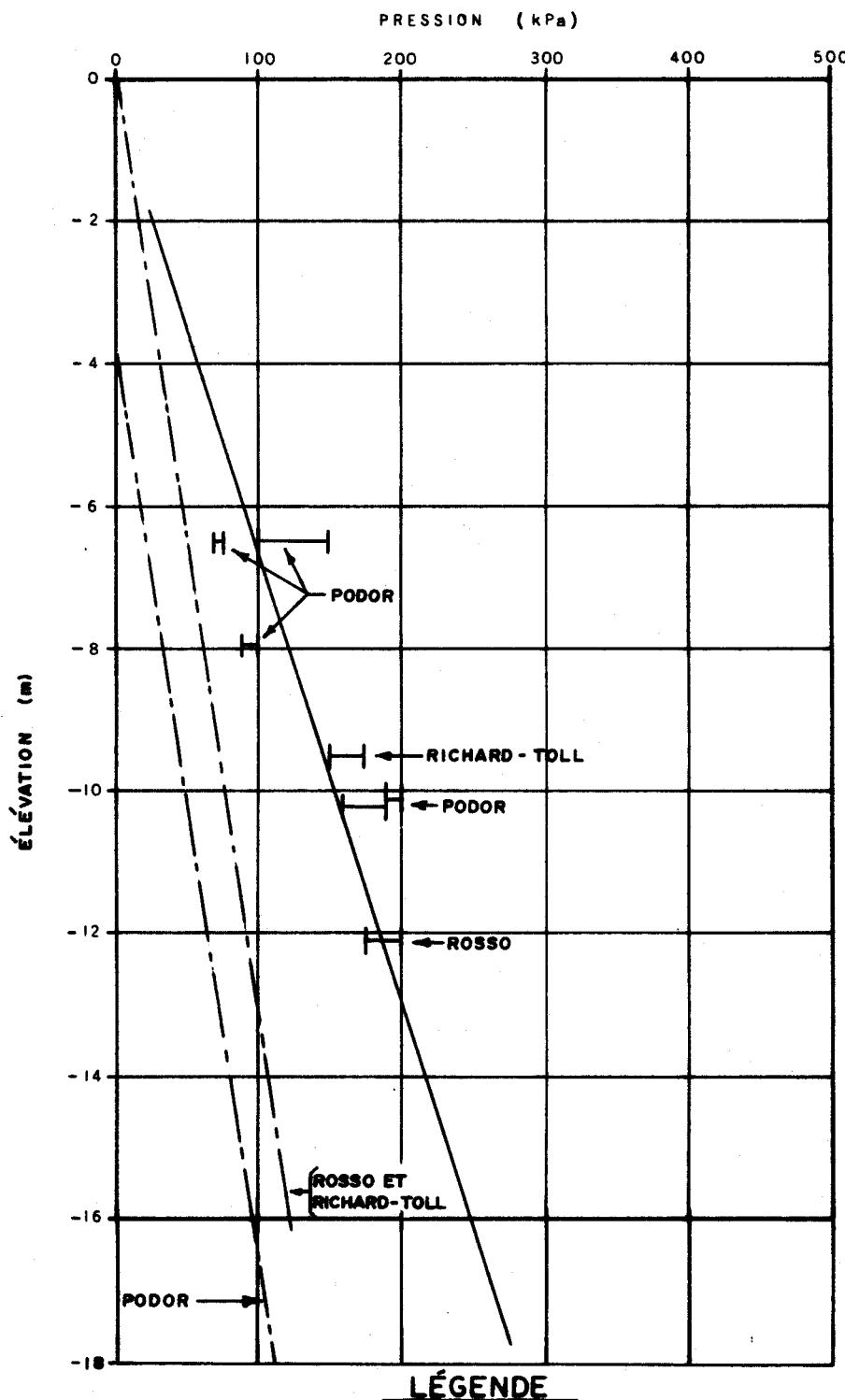
- Argile silteuse, site aquatique
- Argile silteuse, site terrestre
- Silt

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT NON DRAINÉ
ARGILE SILTEUSE
SITE DE L'ESCALE DE PODOR, SÉNÉGAL



PRECONSOLIDATION

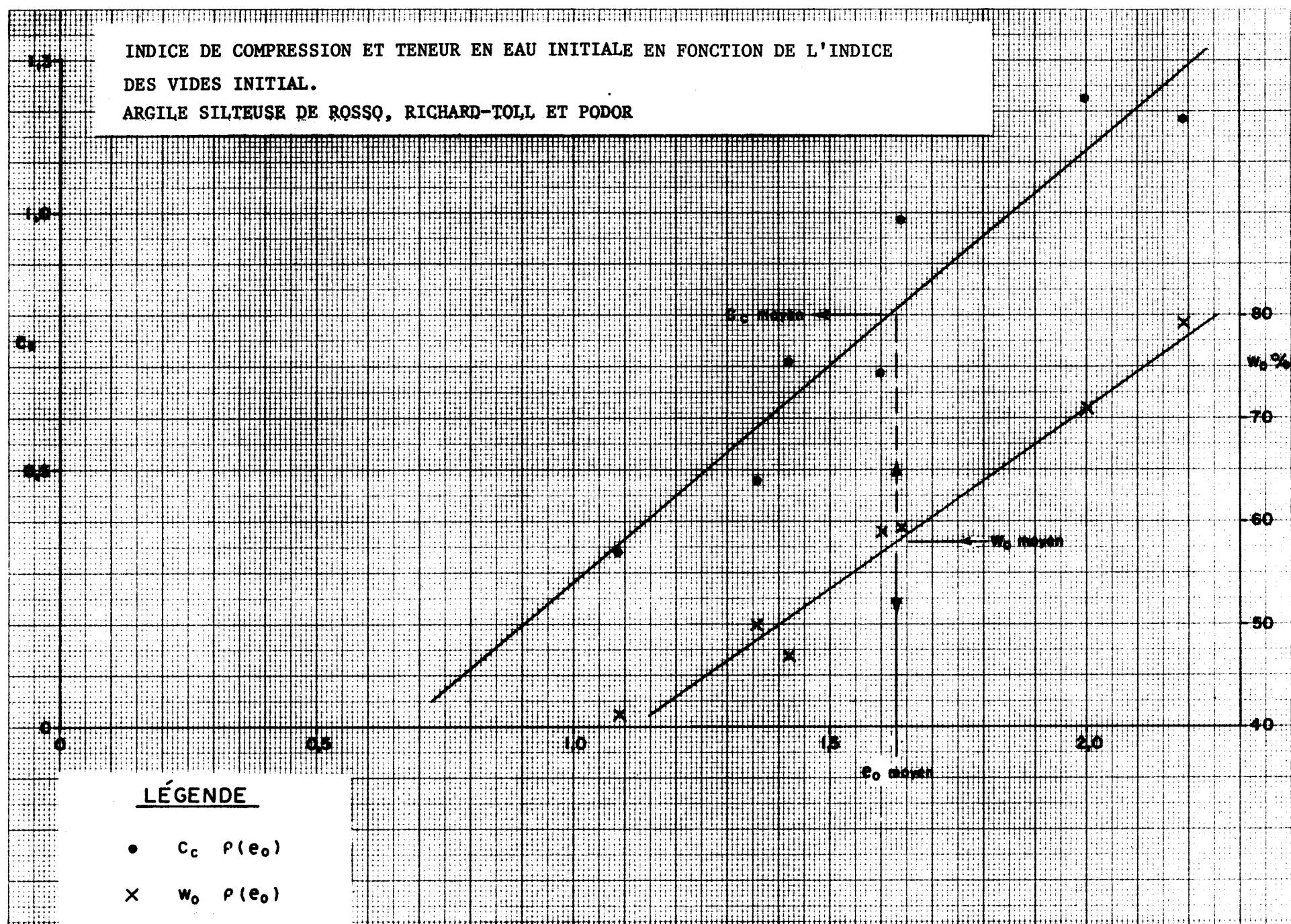
ARGILE SILTEUSE DE ROSSO, RICHARD-TOLL ET PODOR

LEGENDE

- ÉCART DE PRÉCONSOLIDATION (ESSAIS DE LABORATOIRE)
- Préconsolidation moyenne
- - — Pression effective actuelle

INDICE DE COMPRESSION ET TENEUR EN EAU INITIALE EN FONCTION DE L'INDICE
DES VIDES INITIAL.

ARGILE SILTEUSE DE ROSSO, RICHARD-TOLL ET PODOR



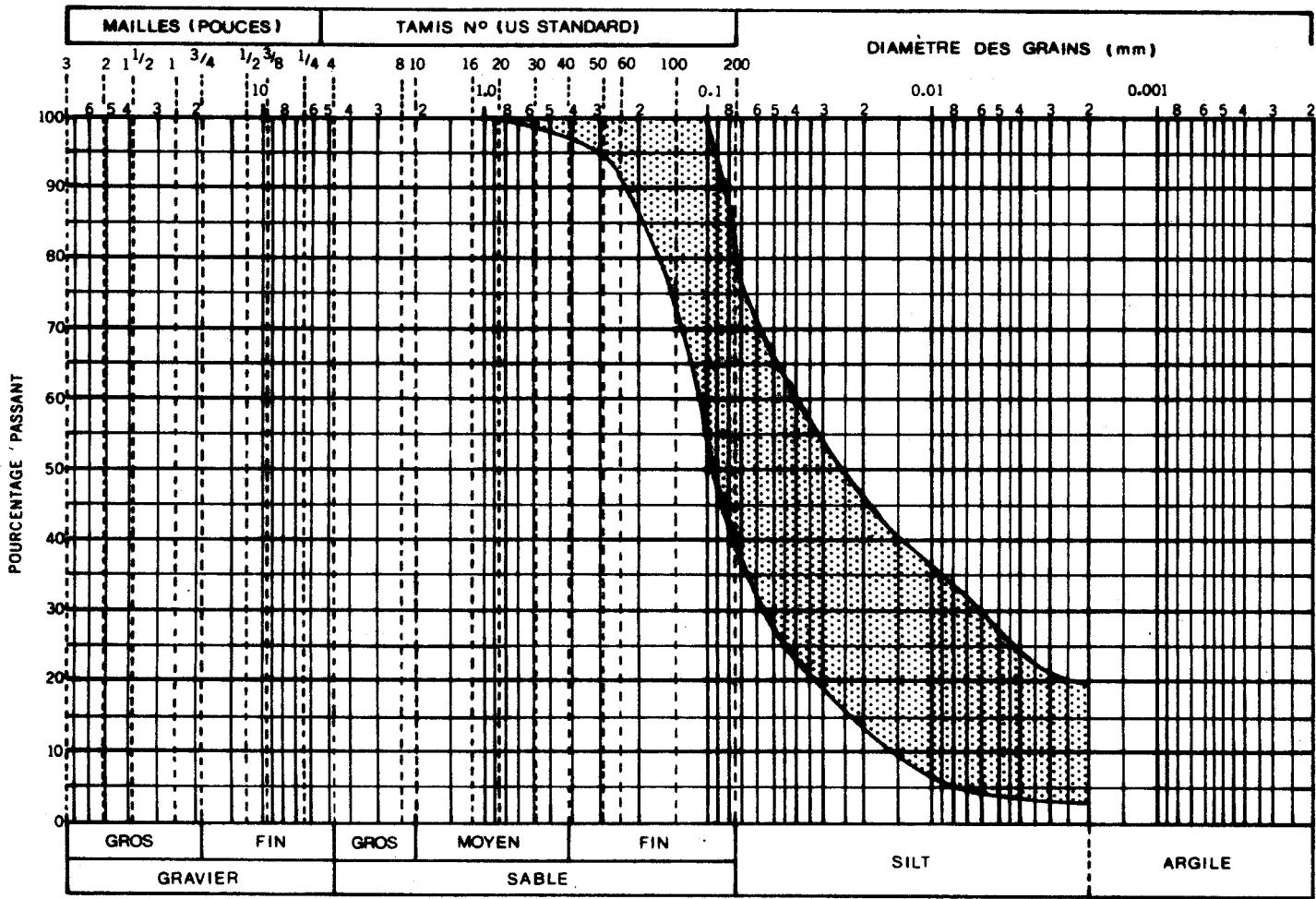
LEGENDE

• $C_c \rho(e_0)$

× $w_0 \rho(e_0)$

**FUSEAU GRANULOMÉTRIQUE
SILT**

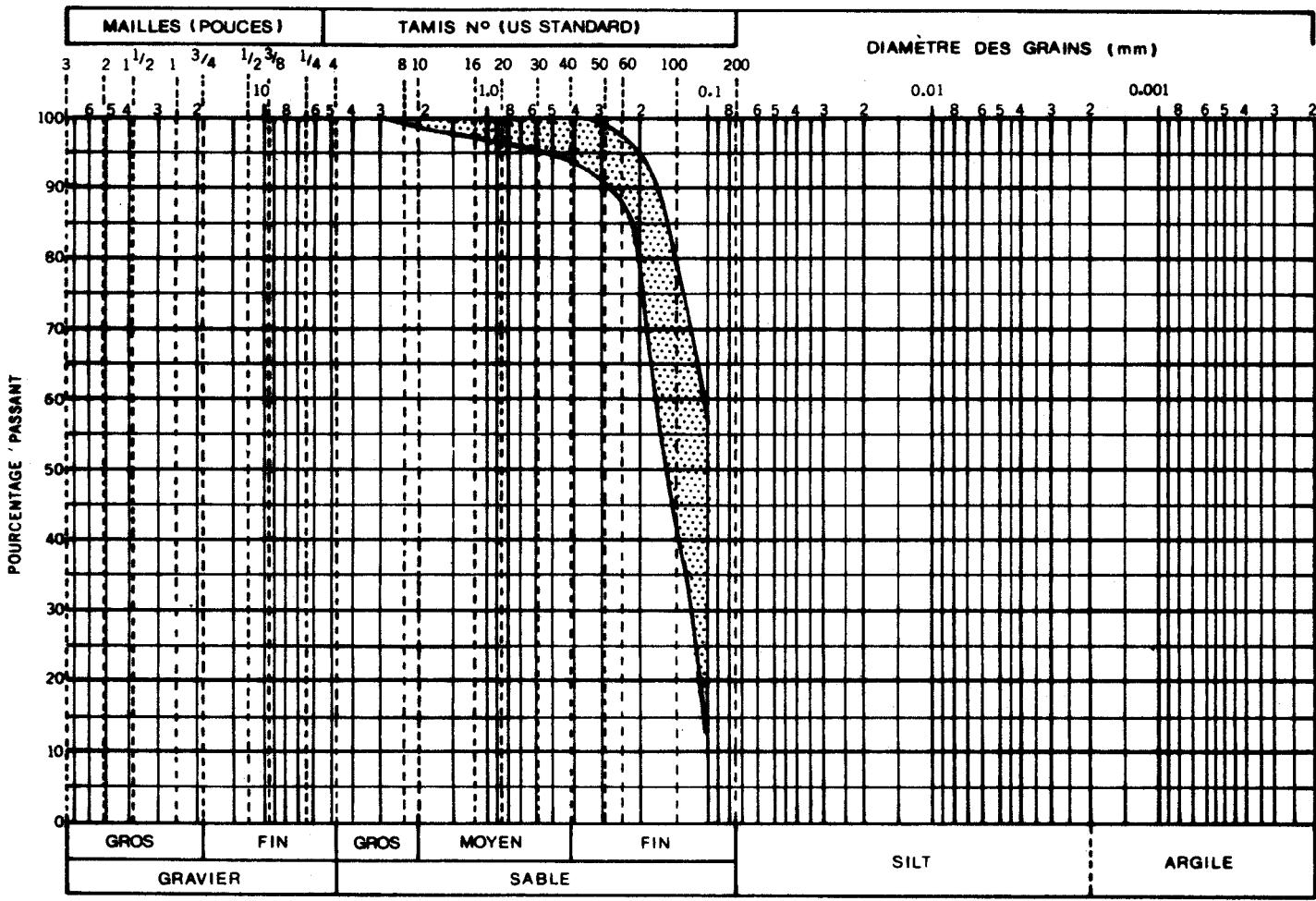
SITE DE L'ESCALE DE PODOR, SÉNÉGAL



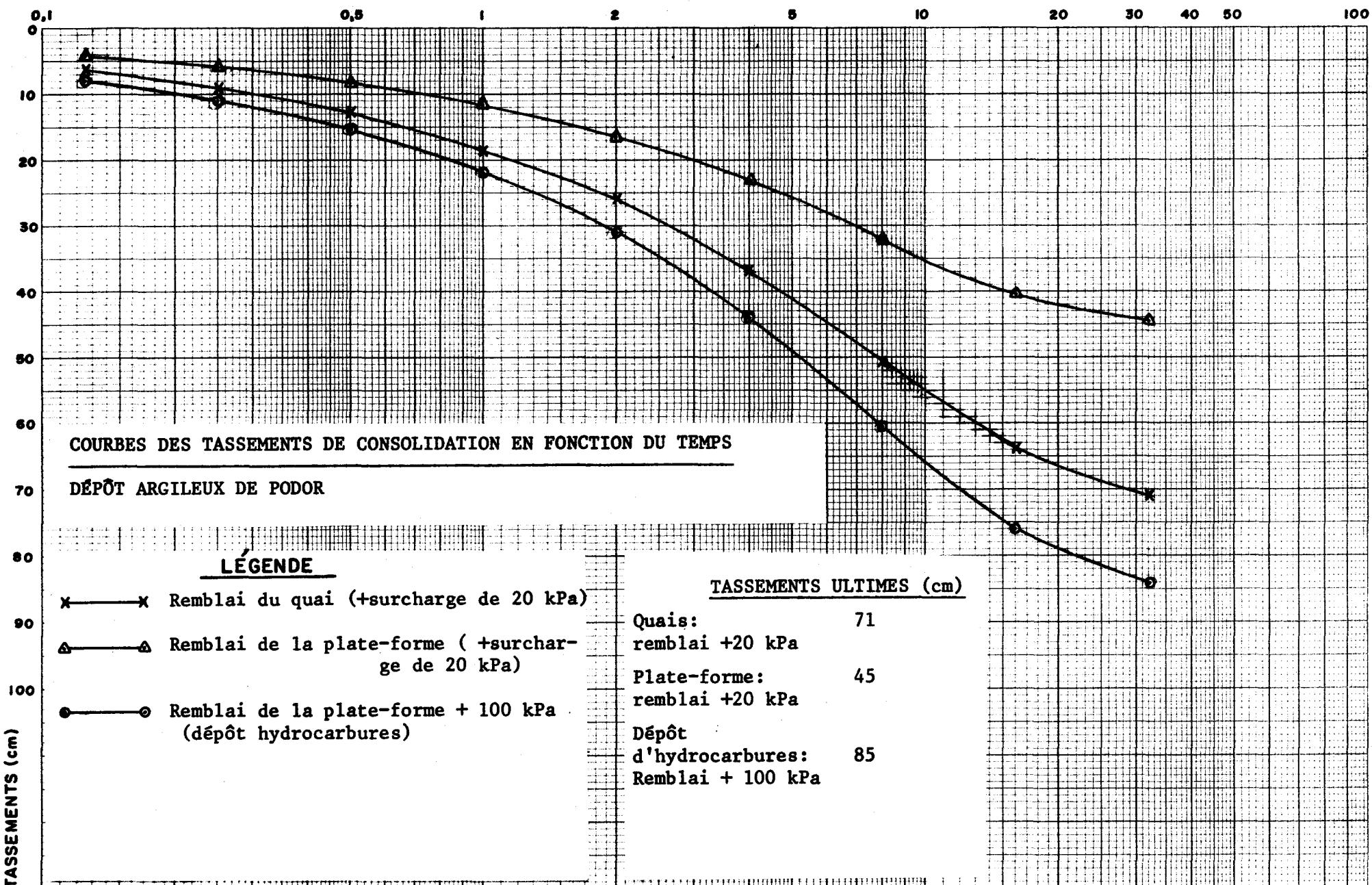
NOTE: Enveloppe granulométrique tracée à partir de 8 courbes granulométriques d'échantillons représentatifs du dépôt de silt.

FUSEAU GRANULOMÉTRIQUE SABLE

SITE DE L'ESCALE DE PODOR, SÉNÉGAL

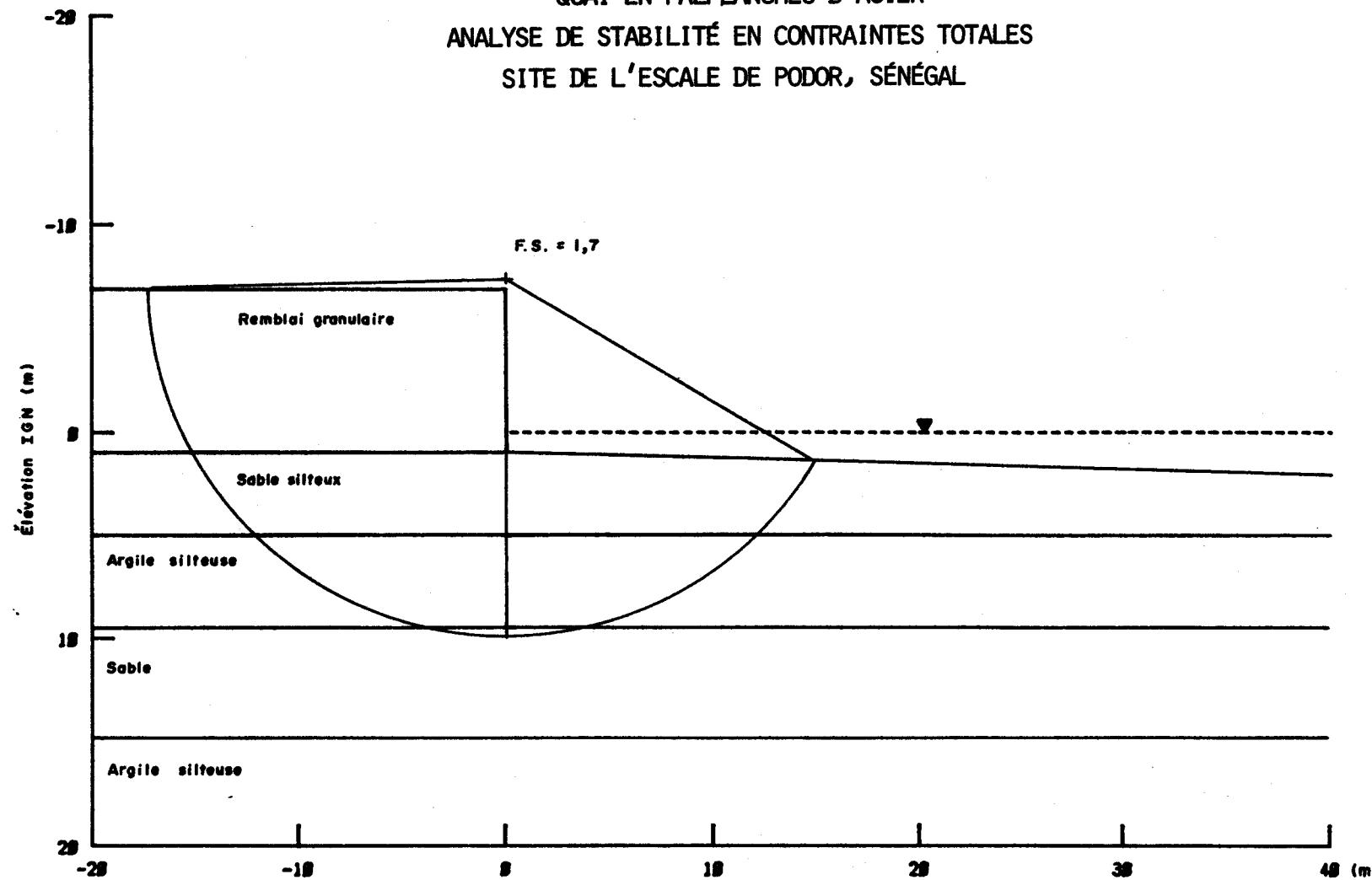


Fuseau de six courbes granulométriques d'échantillons représentatifs dusables.



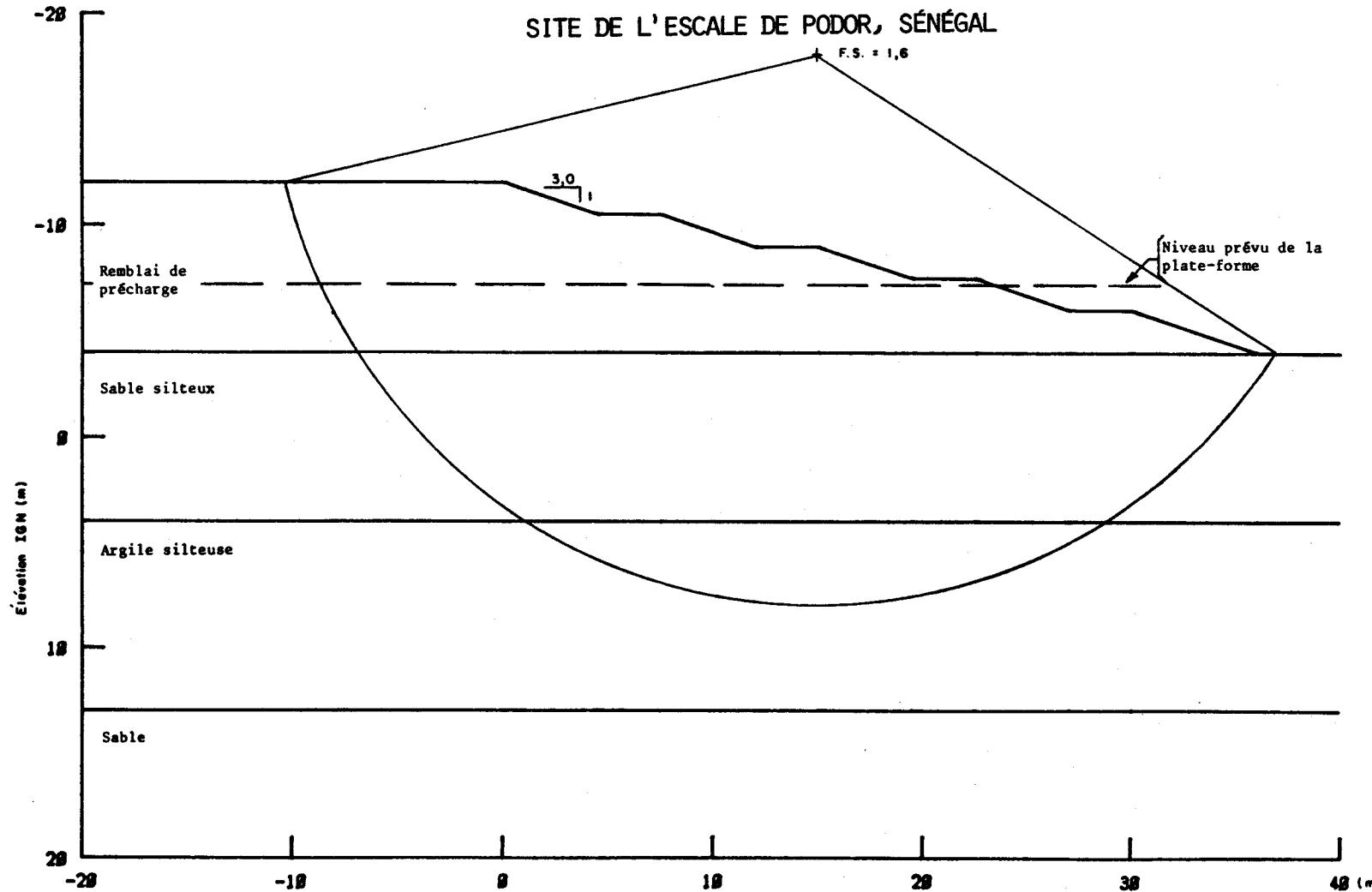
Terratech

QUAI EN PALPLANCHES D'ACIER

ANALYSE DE STABILITÉ EN CONTRAINTES TOTALES
SITE DE L'ESCALE DE PODOR, SÉNÉGAL

Terratech

REMBLAI DE PRÉCHARGEMENT
ANALYSE DE STABILITÉ EN CONTRAINTES TOTALES
SITE DE L'ESCALE DE PODOR, SÉNÉGAL



9. ESCALE DE BOGHE (MAURITANIE)

- * Forages effectués en général en dehors de la zone prévue (BO-1 BO-2 BO-4 BO-5 et BO-7)
* Ancien forage dans la zone de gravure départ d'Hypothèse
Les travaux de reconnaissance à Boghé ont été réalisés entre les 22 et 26 avril 1983.

L'emplacement des sondages est montré à la planche 9.1 jointe à la fin de ce chapitre.

Le tableau 33 ci-après indique le type de sondages réalisés et présente la liste des coordonnées x, y et z des sondages.

Tableau 33: Liste des sondages, escale de Boghé

No	Type de sondage	Coordonnées		
		x	y	z
BO-1	Forage et pénétromètre dynamique	576 989,68 E	1 833 567,39 N	-2,60
BO-2	Forage	577 041,32 E	1 833 547,03 N	-2,50
BO-3	Forage	577 091,19 E	1 833 526,32 N	-2,60
BO-4	Forage	577 024,43 E	1 833 603,37 N	+8,46
BO-5	Forage	577 053,39 E	1 833 589,12 N	+8,54
BO-6	Forage	577 102,05 E	1 833 568,91 N	+8,34
BO-7	Forage	577 083,81 E	1 833 647,65 N	+9,47
BO-8	Forage	577 157,27 E	1 833 569,10 N	+8,15

NOTES: Les coordonnées x et y sont rattachées au réseau géodésique O.M.V.S., système de projection M.T.U. Clark 1880, Fuseau 28.

Les élévations z données en mètres sont rattachées aux repères de nivellation SRD-3, SRN-104 et SRN-105 de l'O.M.V.S. de premier ordre. Le niveau de base est IGN.

9.2. Description et propriétés des terrains

Le site proposé est localisé sur la rive droite du fleuve Sénégal, immédiatement en aval de la ville de Boghé, sur le sommet d'une terrasse plane d'élévation moyenne de +8,6 m. Cette terrasse est délimitée par un escarpement de plus de 3 m de dénivellation le long de la rive du fleuve et au nord par une digue d'environ 2 m de hauteur placée à environ 90 m du bord du fleuve.

Au bas de l'escarpement se trouve une terrasse inférieure relativement étroite, possédant une légère pente vers le fleuve. Le niveau de cette terrasse varie entre les élévations +5 m et 0 m, cette dernière étant l'élévation du fleuve à la date des travaux de reconnaissance.

Les sols des terrasses supérieure et inférieure ainsi que ceux du lit du fleuve sont composés principalement de dépôts fluviatiles argilo-silteux et sableux du Quaternaire récent.

Le présent chapitre décrit les propriétés géotechniques des sols rencontrés sur le site. La description détaillée des sols repérés à chaque forage suivie des résultats des essais de laboratoire sur les échantillons représentatifs est présentée au tome 2. Les coupes stratigraphiques établies à partir des rapports de sondages, des résultats des essais de laboratoire et des observations notées sur le terrain sont illustrées sur la planche 9.2 placée à la fin de ce chapitre.

9.2.1. Silt

Cette formation constitue la couche de surface de la terrasse supérieure et du lit fluvial. On la retrouve également en interlit dans le dépôt d'argile silteuse de la terrasse.

Son épaisseur dans la terrasse supérieure varie entre 1,0 et 2,0 m. Dans le fleuve, la couche de silt s'épaissit vers l'amont passant de 0,90 m au forage B0-1 à 1,55 m d'épaisseur au forage B0-3.

En surface du terrain, le dépôt de silt comprend un pourcentage variable et faible d'argile. Dans le lit du fleuve et en interlit dans la formation d'argile silteuse, les couches de silt contiennent du sable fin dans une proportion variant entre 38 et 45% et un contenu en argile variable. Les courbes granulométriques de trois échantillons représentatifs sont présentées à la suite des rapports de sondages B0-3, B0-6 et B0-8 au tome 2.

Le dépôt en surface de la terrasse possède une compacité moyenne, telle qu'indiquée par les indices N de l'essai de pénétration standard compris entre 13 et 20. En surface du lit fluvial, la compacité est lâche avec des valeurs de l'indice N (essai SPT) de 9 et 10. La couche de silt intercalée dans l'argile silteuse possède une compacité lâche à moyenne et localement dense.

9.2.2. Argile silteuse

Ce dépôt est observé à partir d'une élévation variant entre +7,2 et +8,5 m sur la terrasse et entre -3,5 et -4,2 m dans le fleuve. L'épaisseur des couches argilo-silteuses déterminées dans les forages est comprise entre 1,0 et 5,4 m.

La coloration du dépôt est brune dans la terrasse au-dessus de l'élévation +0,5 m et brune à gris marbré en-dessous et dans le lit du fleuve. La formation argileuse contient entre 30 et 45% de silt et des traces à un peu de sable fin. Localement, des strates de sable fin, généralement de 5 à 15 cm d'épaisseur, sont présentes en profondeur.

Les résultats d'analyses granulométriques réalisées sur des échantillons représentatifs de ce sol sont présentés suite au rapport de sondage BO-1 au tome 2.

Huit déterminations des limites d'Atterberg ont été effectuées sur des échantillons représentatifs et les résultats sont présentés au tableau 34 suivant et rapportés sur l'abaque de plasticité de la planche 9.3 à la fin de ce chapitre.

Tableau 34: Caractéristiques physiques de l'argile silteuse

Légende: w_L = limite de liquidité (%)
 w_p = limite de plasticité (%)
 I_p = indice de plasticité (%)

Forage no	Elévation (m)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)
B0-1	-5,85	48	29	19
B0-1	-7,30	30	18	12
B0-3	-5,20	52	28	24
B0-4	+6,20	34	19	15
B0-5	-1,70	34	18	16
B0-6	+5,10	26	19	7
B0-6	+6,10	26	18	8
B0-7	+6,20	30	18	12

Les valeurs des limites d'Atterberg indiquent que l'argile silteuse possède une plasticité généralement moyenne, occasionnellement faible ou élevée.

D'après les valeurs des indices N de l'essai de pénétration standard, compris entre 14 et 27, l'argile silteuse dans le fleuve possède une consistance raide à très raide. Au site terrestre, les indices N de l'essai de pénétration standard compris entre 3 et 39 montrent que l'argile silteuse possède une consistance généralement moyenne à très raide, localement molle et parfois dure. Les valeurs les plus faibles de l'indice N (essai SPT) égales à 3, indiquant une consistance molle, ont été

observées au forage B0-5 à partir de l'élévation +0,5 m, niveau de l'eau souterraine à la date des forages.

9.2.3. Sable

Le dépôt de sable est rencontré dans le lit du fleuve sous-jacent à la couche d'argile silteuse décrite précédemment à partir d'une élévation variant de -6,5 à -11,4 m. Cette couche de sable de puissance indéterminée a été repérée sur une longueur de 6,0 m dans les deux forages carottés réalisés dans le fleuve et à l'aide de l'essai de pénétration dynamique, effectué également dans le fleuve, à la fin du forage B0-1.

Ce dépôt est composé de sable fin à moyen contenant parfois des graviers fins en profondeur.

Le dépôt de sable possède une compacité moyenne selon les valeurs d'indice N de l'essai de pénétration standard comprises le plus souvent entre 11 et 21. Les nombres de coups nécessaires à l'enfoncement de la pointe conique dans l'essai de pénétration dynamique réalisé au fond du forage B0-1 indiquent un matériau de compacité moyenne à dense.

9.2.4. Eau souterraine

Le niveau de la nappe phréatique n'a pu être mesuré aux forages réalisés sur terre entre les 23 et 26 avril 1983 en raison de délais trop courts pour permettre la stabilisation du niveau d'eau à l'intérieur des trous de forage.

Cependant, l'observation du changement de coloration du sol à l'intérieur du forage B0-5 à partir de l'élévation +0,5 m

indique que le bas niveau de la nappe phréatique en période d'étiage se situerait à une élévation légèrement inférieure à ce niveau.

A la date des forages, soit entre les 22 et 26 avril 1983, le niveau du fleuve était à l'élévation 0,0 m environ. Ceci nous autorise à croire que le niveau de la nappe phréatique en bordure du fleuve suit les mêmes variations que le niveau d'eau du fleuve.

9.3. Recommandations géotechniques

L'aménagement de cette escale comprendra la réalisation d'un nouveau quai, de divers édifices tels que hangars et bâtiments administratifs, d'un dépôt d'hydrocarbures, des aires d'entreposage et de circulation ainsi que des voies de raccordement aux routes existantes.

Nous présentons dans le tableau 35 ci-après les élévations prévues pour le quai et les bâtiments ainsi que celle du niveau d'eau minimum du fleuve régularisé.

Tableau 35: Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé

Elévation du quai (m)	Elévation des bâtiments (m)	Emplacement du quai (m)	Niveau minimum du fleuve régularisé (m)
+10,0	+10,2	-1,0	+1,8

9.3.1. Structure de quai

La structure de quai retenue pour cette escale est le quai sur pilotis.

9.3.1.2. Quai sur pilotis

Le quai sur pilotis est constitué de pieux sur lesquels repose une dalle de béton armée. En regard des conditions géotechniques présentes sur ce site, nous recommandons d'utiliser comme pilotis des pieux foncés par battage.

Ceux-ci regroupent les pieux d'acier tubulaires ou profilés H, les pieux de béton préfabriqués précontraints ou non. De façon à mobiliser la résistance en pointe, nous recommandons toutefois d'utiliser des pieux à déplacement. Cela exclut donc les pieux tubulaires à bout ouvert et les profilés H.

9.3.1.2.1. Capacité portante du pieu

La résistance ultime en pointe d'un pieu dans un sol granulaire peut être évaluée à l'aide de la relation suivante:

$$q_f = \gamma' D_c N_q$$

dans laquelle;

q_f = résistance ultime en pointe (kPa)

γ' = poids volumique effectif du sol incluant le remblai (kN/m^3)

N_q = coefficient de capacité portante fonction de l'angle de frottement interne (pris égal à 75)

D_c = profondeur critique au-delà de laquelle les valeurs unitaires de la capacité portante d'un pieu n'augmentent plus, prise égale à 20 fois le diamètre du pieu (m)

La capacité portante ultime des pieux est calculée à partir de la formule suivante:

$$Q_f = q_f \pi \frac{D^2}{4} + f_s A_s$$

dans laquelle:

Q_f = capacité portante ultime (kN)

q_f = résistance ultime en pointe (kPa)

A_s = surface latérale du pieu dans la zone agissant en frottement (m^2)

f_s = frottement latéral calculé par la relation suivante:

$$f_s = 0,25 \sigma'_{vo}$$

où σ'_{vo} = pression effective verticale des terres incluant la surcharge due au remblai permanent

Dans le calcul du frottement latéral à Boghé, on pourra tenir compte de la longueur du pieu située dans la formation argilo-silteuse et dans celle sableuse sous-joucente au dépôt argileux.

En effet, la mise en place du remblai d'enrochement nécessaire à la protection de la berge et contre l'affouillement autour des pieux ne causera pas de tassements du dépôt argileux en raison de la consistance généralement raide à très raide de l'argile silteuse présente dans le lit du fleuve. Par suite, aucun frottement négatif ne se développera le long des pieux.

9.3.1.2.2. Capacité portante admissible des pieux

La capacité portante admissible d'un pieu à l'escale de Boghé pourra être exprimée comme suit:

$$Q_a = 1/3 (Q_f)$$

où

Q_a = capacité portante admissible d'un pieu (kN)
 Q_f = capacité portante ultime d'un pieu (kN)

Cette équation contient un coefficient de sécurité de 3.

Les pieux du quai à l'escale de Boghé devront prendre leur appui dans la formation sableuse présente vers l'élévation -6,5 m (B0-3) où ils mobiliseront leur capacité portante. Ainsi, un pieu de 0,4 m de diamètre placé le long de la ligne de quai et ayant pénétré d'environ 4 m dans la formation sableuse aura une capacité portante admissible de 228 kN.

9.3.1.2.3. Capacité en arrachement

Pour le calcul de la capacité ultime en arrachement des pieux, nous recommandons d'utiliser une valeur de frottement latéral égale à 60 % du frottement latéral utilisé pour le calcul de la capacité portante. Pour le calcul de la capacité admissible en arrachement des pieux, un coefficient de sécurité de 3 devra être appliqué.

9.3.2. Mise en place du remblai

Le remblai nécessaire au rehaussement du terrain naturel sur la

rive dans l'emprise des installations prévues à l'escale sera composé de sol granulaire. La hauteur du remblai sera d'environ 1,5 m à 2,0 m.

Nous recommandons de placer le remblai granulaire par couches ne dépassant pas 0,30 m d'épaisseur et compacter chaque couche à une densité au moins égale à 95% de la masse volumique maximum de l'essai Proctor modifié.

Nous recommandons également de placer sur le remblai après réglage de la ligne d'infrastructure, une couche de 0,15 m d'épaisseur de matériau granulaire grossier, tel que gravier latéritique, compacté à au moins 95% de la densité maximum déterminée à l'essai Proctor modifié. Cette couche servira de plate-forme de travail durant la construction des bâtiments et pourra être utilisée comme sous-fondation dans l'emprise des aires de circulation et d'entreposage.

9.3.3. Fondations

9.3.3.1. Capacité portante admissible

Nous recommandons d'utiliser une capacité portante admissible de 60 kPa sur le terrain naturel de la rive.

La capacité portante admissible peut être augmentée pour les semelles de fondation placées dans le remblai granulaire mis en place et compacté selon les recommandations mentionnées au paragraphe 9.3.2.

9.3.3.2. Capacité portante dans le remblai

Nous recommandons de calculer les pressions admissibles sous les semelles de fondations placées dans le remblai à l'aide des formules données ci-dessous qui tiennent compte d'une distribution triangulaire des charges sous les semelles de fondations selon un angle à la base de 30 degrés environ.

Semelle filante

$$\text{Pression admissible} = p_R \frac{B + 1,16 H}{B}$$

Semelle carrée ou rectangulaire

$$\text{Pression admissible} = p_R \frac{B + 1,16 H}{B} \cdot \frac{L + 1,16 H}{L}$$

Dans lesquelles:

B = largeur de la semelle (m)

L = longueur de la semelle (m)

H = épaisseur du remblai sous la semelle (m)

p_R = capacité portante admissible (kPa) du terrain naturel avant la mise en place du remblai

Mentionnons que la largeur des semelles ne devra jamais être inférieure à 0,5 m de façon à éviter le poinçonnement du terrain de fondation.

Soulignons également que la pression admissible dans le remblai ne devra pas être supérieure à 200 kPa.

Les valeurs recommandées de pression admissible dans le remblai tiennent compte d'un facteur de sécurité de 3,0 contre la rupture par cisaillement du sol de fondation et assurent des tassements de l'ordre de 2,5 cm résultant de la compressibilité des sols granulaires naturels et d'emprunt. Il est bien entendu que ces tassements doivent être considérés après la consolidation primaire du terrain de fondation sous le poids du remblai et de la surcharge.

9.3.4. Tassements de consolidation

Le rehaussement du terrain naturel nécessaire sur la rive de Boghé pour atteindre l'élévation prévue sera d'environ 1,5 à 2 m pour la plate-forme.

Cette surcharge imposera une contrainte additionnelle sur les sols de fondation et tendra à occasionner des tassements de consolidation.

En raison de la nature des terrains à rehausser qui possèdent le plus souvent une densité relative compacte ou une consistance ferme à raide sur la rive, les tassements de consolidation anticipés sont généralement faibles. Sous le poids du remblai et de la surcharge de 20 kPa, les tassements anticipés sont de l'ordre de 5 cm.

La plus grande partie de ces tassements se produira au cours de la construction des ouvrages.

L'emplacement du dépôt d'hydrocarbures n'était pas connu au moment de la réalisation des travaux de reconnaissance. Aussi, ne connaissant pas la nature et les propriétés des sols à cet

endroit, nous ne pouvons évaluer les tassements de consolidation possibles.

OK
~~à faire~~

Un ou deux forages géotechniques devront être réalisés afin de déterminer la nature et les propriétés géotechniques des sols sur le site proposé du dépôt d'hydrocarbures.

9.3.5. Routes et aires de manutention

Le trafic journalier prévu jusqu'à l'an 2030 est de 60 à 150 véhicules d'un poids moyen de 50 kN.

A partir de ces données, nous recommandons les épaisseurs de structures présentées au tableau 36.

Tableau 36: Epaisseur des chaussées

Structures	Routes et aires de manutention
Pavage en béton bitumineux	50 mm
Fondation supérieure	100 mm
Fondation inférieure	150 mm

Les épaisseurs de chaussées ont été déterminées à partir de la méthode du CEBTP pour les pays tropicaux décrite dans le "Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques" du BCEOM-CEBTP (1975).

Nous avons supposé au niveau de l'infrastructure une valeur de CBR comprise entre 15 et 30. Cette valeur de CBR devrait être facilement atteinte sur le remblai granulaire compacté.

Comme matériau des fondations inférieure et supérieure nous recommandons d'utiliser les graviers latéritiques présents aux environs du site.

La couche de fondation supérieure devra posséder un CBR minimum de 80. Elle sera compactée à une densité égale à 100% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

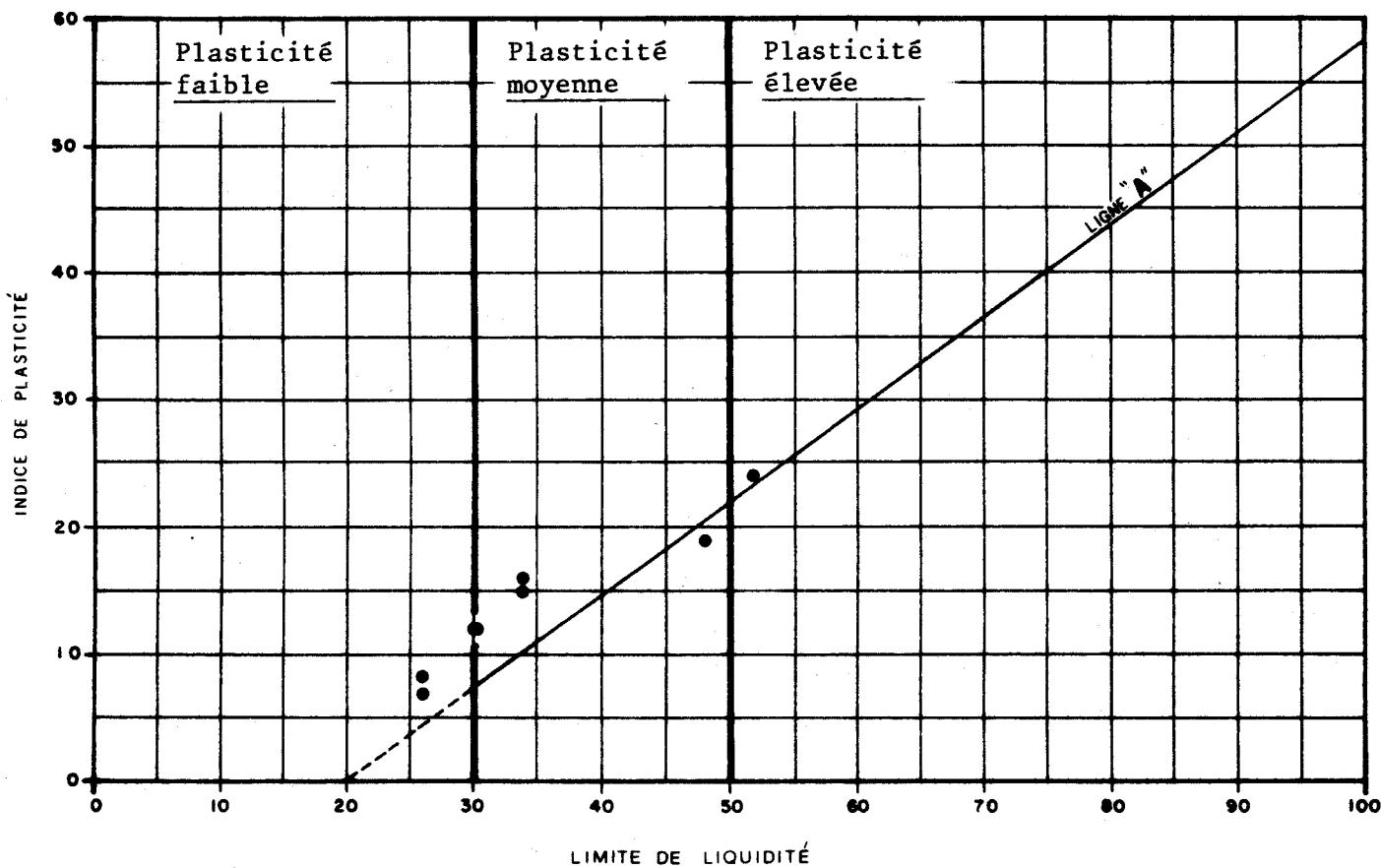
La couche de fondation inférieure devra avoir un CBR minimum de 30 et être compactée à une densité égale à 95% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

Les pentes transversales des routes revêtues devront être de 2 à 2,5% sur la chaussée et de 4 à 5% sur les accotements.

Pour les aires de circulation, les pentes transversales recommandées sont de 3 à 4%.

Mentionnons que dans le cas où l'importance d'un trafic lent (traction animale) aurait été reconnue, nous recommandons l'aménagement d'une bande de roulement non confondue avec l'accotement.

ABAQUE DE PLASTICITÉ
SITE DE L'ESCALE DE BOGHÉ, MAURITANIE



10. ESCALE DE KAEDI (MAURITANIE)**10.1. Emplacement des sondages**

Les travaux de reconnaissance à Kaédi ont été réalisés entre les 11 et 18 avril 1983.

L'emplacement des sondages est montré à la planche 10.1 jointe à la fin de ce chapitre.

Le tableau 37 suivant indique le type de sondage réalisé et présente la liste des coordonnées x, y et z des sondages.

Tableau 37: Liste des sondages, escale de Kaédi

No	Type de sondage	Coordonnées		
		x	y	z
KA-1	Forage	660 374,40 E	1 784 644,80 N	+ 4,60
KA-2	Forage	660 436,95 E	1 784 679,64 N	+ 3,60
KA-3	Forage	660 525,48 E	1 784 730,39 N	+ 5,25
KA-4	Forage	660 359,59 E	1 784 699,23 N	+13,63
KA-5	Forage	660 410,42 E	1 784 726,97 N	+12,54
KA-6	Forage	660 459,94 E	1 784 765,83 N	+12,62
KA-7	Forage	660 301,44 E	1 784 655,10 N	+11,34
KA-8	Forage	660 273,04 E	1 784 716,20 N	+11,27
KA-9	Forage	660 219,28 E	1 784 697,31 N	+11,21
KA-10	Forage	660 193,65 E	1 784 706,18 N	+11,09
KA-11	Forage	660 185,89 E	1 784 729,13 N	+10,74

NOTES: Les coordonnées x et y sont rattachées au réseau géodésique O.M.V.S. système de projection M.T.U. Clark 1880, Fuseau 28.

Les élévations z en mètres sont rattachées aux repères de l'O.M.V.S. de premier ordre SRE-34, SRE-35 et SRE-36. Le niveau de base est IGN.

10.2. Description et propriétés des terrains

Le site de l'escale proposé est situé sur la rive droite du fleuve Sénégal, au même endroit que l'ancien quai de la ville de Kaédi environ 1 km en aval du barrage réalisé à l'embouchure de son affluent, la rivière Gorgol. Le site étudié se trouve sur le sommet d'une terrasse dont le niveau varie entre +10 et +13 m. Cette terrasse est délimitée sur le côté du fleuve par un escarpement d'environ 1 m de hauteur et est traversée en son milieu par une digue d'environ 2 m de hauteur, parallèle au fleuve. Au bas de l'escarpement se situe une pente assez douce passant de +11 m à +3 m, cette dernière étant l'élévation du niveau du fleuve au moment des travaux de reconnaissance.

Les sols de la terrasse et du lit du fleuve se composent de dépôts fluviatiles principalement silto-argileux et sableux déposés durant la période du Quaternaire sur un terrain sablo-gréseux, appartenant vraisemblablement à une époque du Tertiaire.

Ces deux principales formations géologiques identifiées sur le site ont des propriétés géotechniques différentes.

Le présent chapitre décrit les propriétés géotechniques des sols rencontrés sur le site. La description détaillée des sols

repérés à chaque forage suivie des résultats des essais de laboratoire effectués sur les échantillons représentatifs est présentée au tome 2. Les coupes stratigraphiques de synthèse établies à partir des rapports de sondages, des résultats des essais de laboratoire et des observations effectuées sur le terrain sont montrées à la planche 10.2 à la fin de ce chapitre.

10.2.1. Argile silteuse

Le dépôt argilo-silteux forme la couche de surface de la terrasse supérieure sur une épaisseur comprise entre 0,5 et 2,5 m.

Le sol contient environ 50% de silt et des traces de sable fin, tel que déterminé à partir d'une courbe granulométrique présentée suite au rapport de sondage KA-11, au tome 2.

Egalement, les limites d'Atterberg ont été effectuées sur cet échantillon et les résultats sont présentés au tableau 38 suivant et rapportés sur l'abaque de plasticité de la planche 10.3, à la fin de ce chapitre.

Tableau 38: Caractéristiques physiques de l'argile silteuse

Légende: w_L = limite de liquidité (%)
 w_p = limite de plasticité (%)
 I_p = indices de plasticité (%)

Forage no	Elévation (m)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	Particules argileuses (%)
KA-11	+ 9,0	52	24	28	42

Les valeurs des limites d'Atterberg indiquent que l'argile silteuse possède une plasticité élevée.

La consistance de l'argile silteuse est de raide à dure telle que définie par l'indice N de l'essai de pénétration standard compris entre 11 et 37 avec pour valeur moyenne 22, si on excepte la valeur de 95 déterminée au sommet du forage KA-27.

Nous avons évalué le gonflement potentiel de l'argile silteuse en raison de sa submersion probable durant la saison des pluies. Une mesure de gonflement réalisée sur un échantillon d'argile silteuse prélevé à l'élévation +11,3 m environ à Kaédi indique une valeur de gonflement libre de 3,5%. Cette valeur est considérée comme faible. La teneur en eau initiale était de 12,3% et de 17,1% après 26 heures d'immersion dans l'eau. Le résultat de l'essai de gonflement libre est montré graphiquement à la suite du rapport de sondage KA-5 au tome 2.

10.2.2. Silt argileux

Cette formation est présente immédiatement sous le dépôt argilo-silteux décrit précédemment.

Son épaisseur varie de 1 à 2 m environ en bordure du fleuve et de 2,5 à plus de 10 m sur la terrasse où les forages ont été arrêtés pour la plupart dans cette formation.

Cette formation silteuse contient un pourcentage d'argile compris entre 20 et 26% et un pourcentage de sable fin variant de 10 à 27% approximativement. L'enveloppe granulométrique tracée à partie de 3 courbes granulométriques d'échantillons représentatifs est présentée sur la planche 10.4 à la fin du

chapitre. Le dépôt est généralement stratifié avec des horizons argilo-silteux et de minces lits de sable fin d'environ 1 à 5 cm d'épaisseur.

Les résultats de huit déterminations des limites d'Atterberg réalisées sur la fraction des particules inférieures à 0,4 mm sont présentés au tableau 39 suivant et mis en graphique sur l'abaque de plasticité à la planche 10.3 à la fin de ce chapitre.

Tableau 39: Caractéristiques physiques du silt argileux

Légende: w_L = limite de liquidité (%)
 w_P = limite de plasticité (%)
 I_p = indice de plasticité (%)

Forage no	Elévation (m)	w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	Particules argileuses (%)
KA-1	- 2,70	32	18	14	20
KA-2	+ 3,85	31	18	13	
KA-3	+ 3,75	20	16	4	
KA-4	+11,90	32	16	16	26
KA-4	+ 9,90	29	20	9	
KA-6	+ 9,90	30	20	10	26
KA-6	+ 8,85	27	20	7	
KA-7	+ 4,10	31	17	14	

Les résultats indiquent que la fraction de particules inférieures à 0,4 mm possède une plasticité faible à moyenne.

L'indice N moyen déterminé à partir de 42 essais de pénétration standard est de 13 avec un écart type de 7.

Telle que définie par la valeur de l'indice N moyen, la consistance du dépôt est raide.

10.2.3. Sable

Un dépôt de sable sous-jacent à la formation silto-argileuse a été identifié en bordure du fleuve le long de la ligne du futur quai.

L'épaisseur du dépôt de sable est comprise entre 1,9 et plus de 5 m, le forage KA-1 s'étant arrêté dans la couche sableuse inférieure.

Le dépôt est constitué principalement de sable fin avec teneur variable en silt dans les premiers mètres du dépôt, devenant sable fin uniforme avec un peu de silt en profondeur. Les résultats des analyses granulométriques effectuées sur deux échantillons représentatifs sont présentés à la suite des rapports de sondages KA-2 et KA-3 placés au tome 2.

La compacité du dépôt est généralement moyenne avec des indices N de l'essai de pénétration standard variant de 11 à 29 sauf entre les élévations +3 et -1,9 m au forage KA-1 où le dépôt est de compacité lâche avec des valeurs de l'indice N comprises entre 4 et 6.

10.2.4. Substratum Tertiaire

Cette formation sablo-gréseuse, datant vraisemblablement du Tertiaire, a été repérée en bordure du fleuve aux élévations de -3,4 m (KA-2) et -1,3 m (KA-3), et sur la terrasse, aux élévations +8,5 m (KA-5) et +7,7 m (KA-6).

Cette formation de coloration rougeâtre-oxydé est constituée de sable fin uniforme avec teneur variable en silt et traces de gravier fin, le tout plus ou moins cimenté. Une analyse granulométrique effectuée sur un échantillon représentatif de cette couche est présentée suite au rapport de sondage KA-3 au tome 2.

Nous présentons au tableau 40 suivant, les valeurs des indices N de l'essai de pénétration standard obtenues dans le substratum sablo-gréseux.

Tableau 40: Valeurs de l'indice N, substratum sablo-gréseux

Forage no	Elévation (m)	N (Coups/0,3 m)
KA-2	-3,40 à -3,85	69
KA-3	-1,75 à -2,20	46
KA-3	-3,25 à -3,70	69
KA-5	+8,54 à +8,09	56
KA-6	+7,35	refus à la pénétration à 75 coups pour 0,05 m

La résistance de cette couche à la pénétration du carottier fendu reflète la cimentation du matériau. L'indice N de l'essai de pénétration standard est généralement supérieur à 50.

10.2.5. Eau souterraine

Le niveau du fleuve entre les 16 et 18 avril 1983 durant les travaux de forages était à l'élévation +3 m environ.

Sur la terrasse, la nappe phréatique n'a pu être observée bien que le forage KA-7, le plus profond, ait atteint l'élévation +0,9 m, en raison du délai d'observation trop court pour permettre une stabilisation du niveau de l'eau à l'intérieur des trous de forage.

Par contre, le changement de coloration du sol de brun à gris entre les élévations +4,3 et +4,8 m aux forages KA-7 et KA-11 indique que le plus bas niveau de la nappe en période d'étiage se situerait à une élévation quelque peu inférieure à ces niveaux.

Le niveau de l'eau souterraine en bordure du fleuve fluctue donc suivant le niveau du fleuve.

10.3. Recommandations géotechniques

L'aménagement de cette escale comprendra la réalisation d'un nouveau quai, de divers édifices tels que hangars et bâtiments administratifs, d'un dépôt d'hydrocarbures, des aires d'entreposage et de circulation ainsi que des voies de raccordement aux routes existantes.

Nous présentons dans le tableau 41 ci-après les élévations prévues pour le quai et les bâtiments ainsi que celle du niveau d'eau minimum du fleuve régularisé.

Tableau 41: Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé

Elévation du quai (m)	Elévation des bâtiments (m)	Emplacement du quai (m)	Niveau minimum du fleuve régularisé (m)
+13,5	+13,7	+3,2	+5,7

10.3.1. Structure de quai

La structure de quai prévue pour cette escale est le quai sur pilotis.

10.3.1.1. Quai sur pilotis

Le quai sur pilotis est constitué de pieux sur lesquels repose une dalle de béton armée. En regard des conditions géotechniques présentes sur ce site, nous recommandons d'utiliser comme pilotis des pieux foncés au refus par battage.

Ceux-ci regroupent les pieux d'acier tubulaires ou profilés H, les pieux de béton préfabriqués précontraints ou non. De façon à mobiliser la résistance en pointe, nous recommandons toutefois d'utiliser des pieux à déplacement. Cela exclut donc les pieux tubulaires à bout ouvert et les profilés H.

10.3.1.1.1. Capacité portante ultime

La résistance ultime en pointe d'un pieu dans un sol granulaire peut être évaluée à l'aide de la relation suivante:

$$q_f = \gamma' D_c N_q$$

dans laquelle:

q_f = résistance ultime en pointe (kPa)

γ' = poids volumique effectif du sol incluant le remblai (kN/m^3)

N_q = coefficient de capacité portante fonction de l'angle de frottement interne (pris égal à 150)

D_c = profondeur critique au-delà de laquelle les valeurs unitaires de la capacité portante d'un pieu n'augmentent plus, prise égale à 20 fois le diamètre du pieu (m)

La capacité portante ultime des pieux est calculée à partir de la formule suivante:

$$Q_f = q_f \pi \frac{D^2}{4} + f_s A_s$$

dans laquelle:

Q_f = capacité portante ultime (kN)

q_f = résistance ultime en pointe (kPa)

A_s = surface latérale du pieu dans la zone agissant en frottement (m^2)

f_s = frottement latéral calculé par la relation suivante:

$$f_s = 0,25 \sigma'_vo$$

où σ'_{vo} = pression effective verticale des terres incluant la surcharge due au remblai permanent (kPa)

10.3.1.1.2. Capacité portante admissible d'un pieu à Kaédi

La capacité portante admissible d'un pieu sera exprimée comme suit:

$$Q_a = 1/3 (Q_f)$$

où

Q_a = capacité portante admissible d'un pieu (kN)
 Q_f = capacité portante ultime d'un pieu (kN)

Cette équation contient un facteur de sécurité de 3.

Les pieux du quai à Kaédi prendront leur appui dans la formation sablo-gréseuse présente entre les élévations -1,3 m (KA-3) et en-dessous de -5,9 m (KA-1) où ils mobiliseront leur capacité portante. Pour fins de calcul, nous avons fixé le niveau du substratum sablo-gréseux à l'élévation -5 m. Ainsi, un pieu de 0,4 m de diamètre reposant dans la formation sablo-gréseuse aura une capacité portante admissible de 530 kN.

10.3.1.1.3. Capacité en arrachement des pieux

Pour le calcul de la capacité ultime en arrachement des pieux, nous recommandons d'utiliser une valeur de frottement latéral égale à 60% du frottement latéral utilisé pour le calcul de la capacité portante.

Pour le calcul de la capacité admissible en arrachement des pieux, un coefficient de sécurité de 3 devra être appliqué.

10.3.2. Mise en place du remblai

Le remblai sur la rive dans l'emprise des installations prévues sera composé de sols granulaires.

Nous recommandons de placer le remblai granulaire par couches ne dépassant pas 0,30 m d'épaisseur et compacter chaque couche à une densité au moins égale à 95% de la masse volumique maximum de l'essai Proctor modifié.

Nous recommandons également de placer sur le remblai après réglage de la ligne d'infrastructure, une couche de 0,15 m d'épaisseur de matériau granulaire grossier, tel que gravier latéritique, compacté à au moins 95% de la densité maximum déterminée à l'essai Proctor modifié. Cette couche servira de plate-forme de travail durant la construction des bâtiments et pourra être utilisée comme sous-fondation dans l'emprise des aires de circulation et d'entreposage.

10.3.3. Fondations

10.3.3.1. Capacité portante admissible du terrain naturel

Nous recommandons d'utiliser une capacité portante admissible de 100 kPa sur le terrain naturel.

10.3.3.2. Capacité portante dans le remblai

Le remblai granulaire mis en place et compacté selon les recommandations mentionnées au paragraphe 10.3.2 assurera aux fondations des bâtiments projetés une assise adéquate.

Nous recommandons de calculer les pressions admissibles sous les semelles de fondations placées dans le remblai à l'aide des formules données ci-dessous. Celles-ci tiennent compte d'une distribution triangulaire des charges sous les semelles de fondation selon un angle à la base de 30 degrés environ.

Semelle filante

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B}$$

Semelle carrée ou rectangulaire

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B} \cdot \frac{L + 1,16 H}{L}$$

Dans lesquelles:

B = largeur de la semelle (m)

L = longueur de la semelle (m)

H = épaisseur du remblai sous la semelle (m)

P_R = capacité portante admissible (kPa) du terrain naturel
avant la mise en place du remblai

Mentionnons que la largeur des semelles ne devra jamais être inférieure à 0,5 m de façon à éviter le poinçonnement du terrain de fondation.

Soulignons également que la pression admissible dans le remblai ne devra pas être supérieure à 200 kPa.

Les valeurs recommandées de pression admissible dans le remblai tiennent compte d'un facteur de sécurité de 3,0 contre la rupture par cisaillement du sol de fondation et assurent des tassements de l'ordre de 2,5 cm résultant de la compressibilité des sols granulaires naturel et d'emprunt. Il est bien entendu

que ces tassements doivent être considérés après la consolidation primaire du terrain de fondation sous le poids du remblai et de la surcharge.

10.3.4. Tassements de consolidation

Le rehaussement du terrain naturel nécessaire sur le site de Kaédi pour atteindre les élévations prévues sera d'environ 1,5 à 2 m pour la plate-forme.

En raison de la nature des terrains à remblayer qui possèdent le plus souvent une densité relative compacte ou une consistance ferme à raide sur la rive, les tassements de consolidation anticipés sont généralement faibles. Les valeurs des tassements de consolidation anticipés occasionnés par le poids du remblai et de la surcharge de 20 kPa seront de l'ordre de 3 cm.

Au site du dépôt d'hydrocarbures, la pression au sol des réservoirs sera de l'ordre de 100 kPa en sus du poids du remblai de la plate-forme. Les tassements anticipés sous une telle charge sont de 7 cm.

OK
La plus grande partie de ces tassements se produira au cours de la construction des ouvrages.

10.3.5. Routes et aires de manutention

Le trafic journalier prévu jusqu'à l'an 2030 est de 60 à 150 véhicules d'un poids moyen de 50 kN.

A partir de ces données, nous recommandons les épaisseurs de structures suivantes présentées au tableau 42.

Tableau 42: Epaisseur des chaussées

Structures	Routes et aires de manutention
Pavage en béton bitumineux	50 mm
Fondation supérieure	100 mm
Fondation inférieure	150 mm

Les épaisseurs de chaussées ont été déterminées à partir de la méthode du CEBTP pour les pays tropicaux décrite dans le "Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques" du BCEOM-CEBTP (1975).

Nous avons supposé au niveau de l'infrastructure une valeur de CBR comprise entre 15 et 30. Cette valeur de CBR devrait être facilement atteinte sur le remblai granulaire compacté.

Comme matériau des fondations inférieure et supérieure nous recommandons d'utiliser les graviers latéritiques présents aux environs du site.

La couche de fondation supérieure devra posséder un CBR minimum de 80. Elle sera compactée à une densité égale à 100% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

La couche de fondation inférieure devra avoir un CBR minimum de 30 et être compactée à une densité égale à 95% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

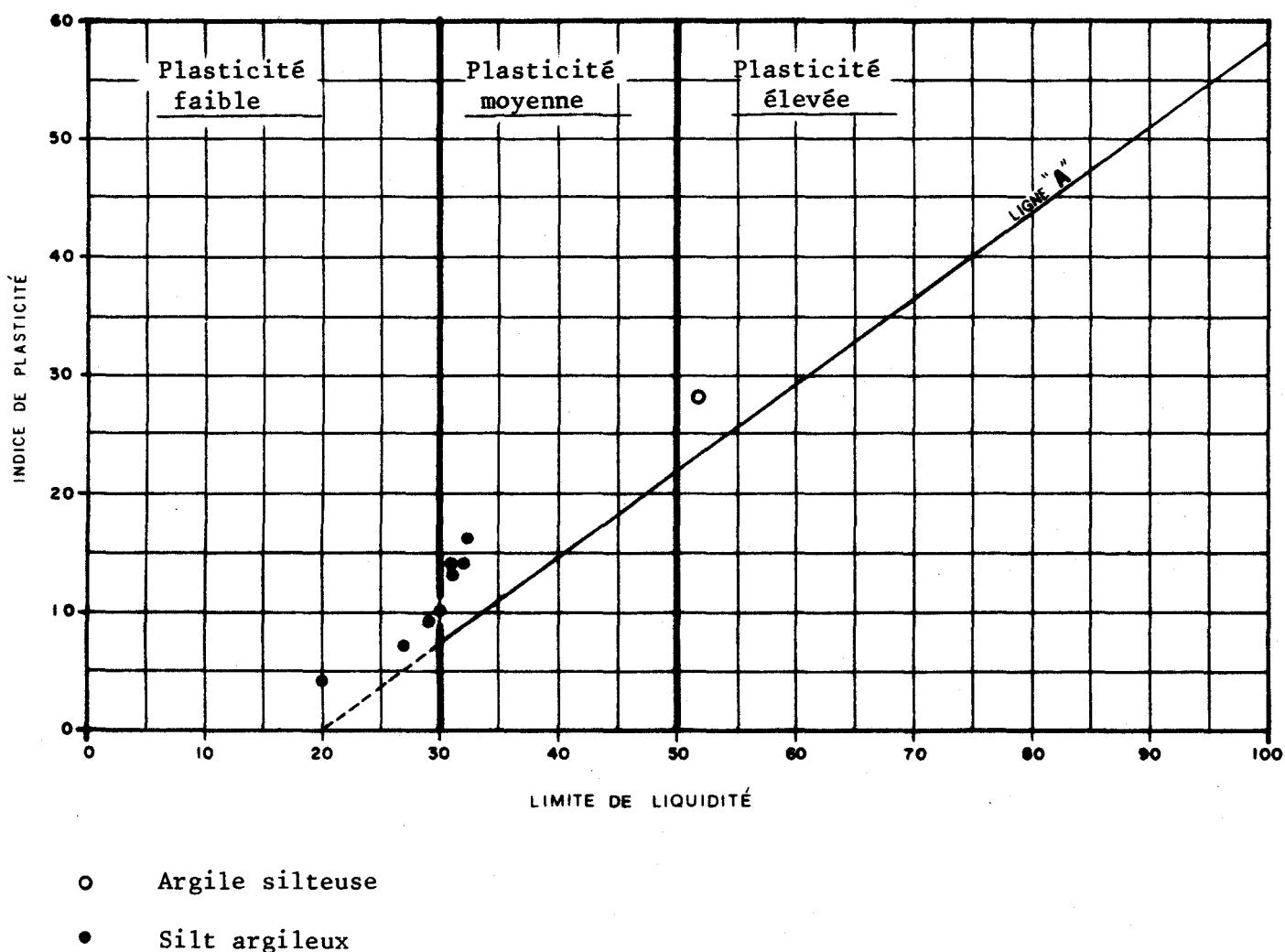
Les pentes transversales des routes revêtues devront être de 2 à 2,5% sur la chaussée et de 4 à 5% sur les accotements.

Pour les aires de circulation, les pentes transversales recommandées sont de 3 à 4%.

Mentionnons que dans le cas où l'importance d'un trafic lent (traction animale) aurait été reconnue, nous recommandons l'aménagement d'une bande de roulement non confondue avec l'accotement.

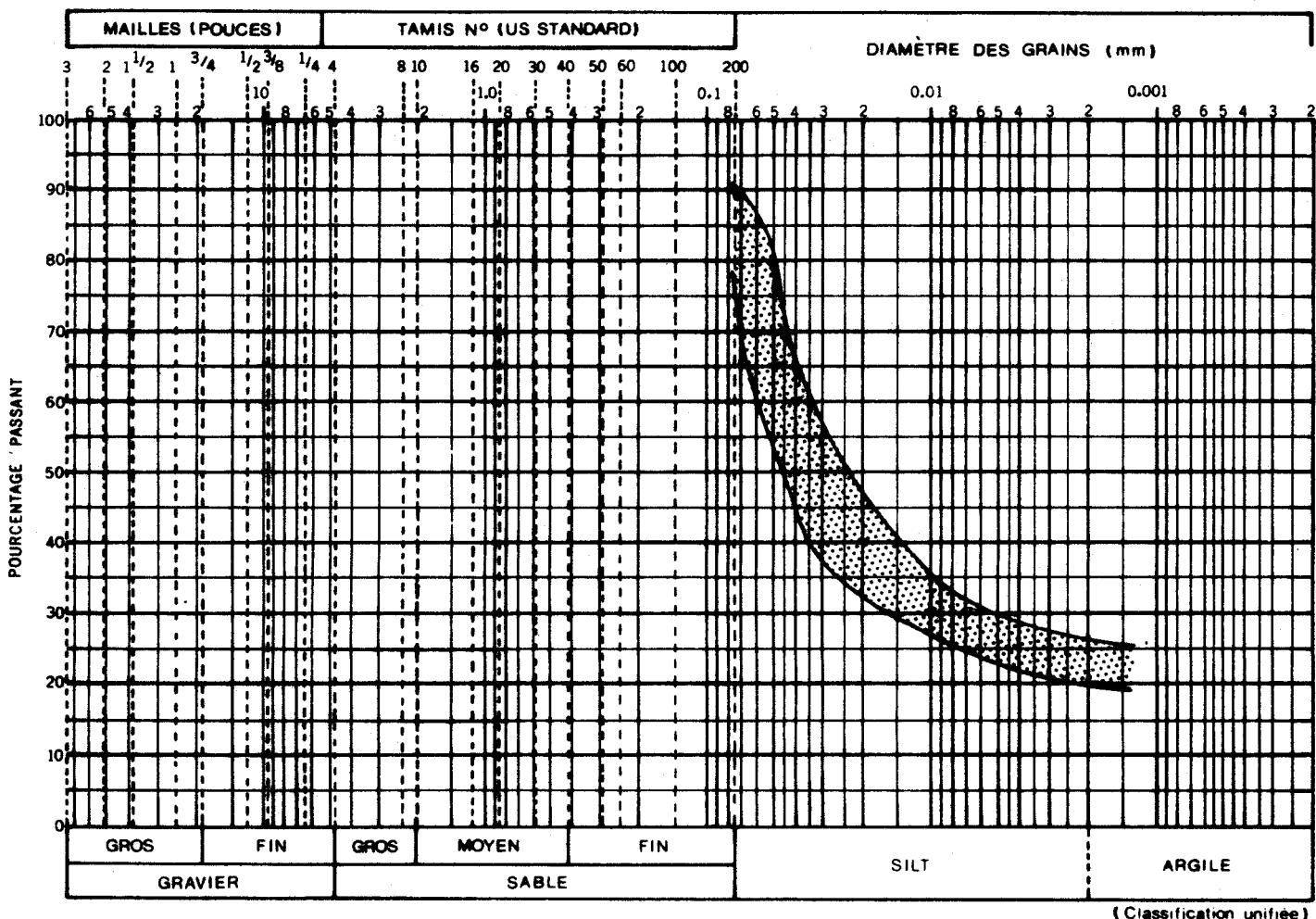
ABAQUE DE PLASTICITÉ

SITE DE L'ESCALE DE KAÉDI, MAURITANIE



FUSEAU GRANULOMÉTRIQUE
SILT ARGILEUX

SITE DE L'ESCALE DE KAÉDI, MAURITANIE



NOTE: L'enveloppe granulométrique comprend 3 essais sur échantillons représentatifs de la formation silto-argileuse.

11. ESCALE DE MATAM (SENEGAL)

11.1. Emplacement des sondages

Les travaux de reconnaissance à Matam ont été réalisés entre les 16 et 22 mars 1983.

La localisation des sondages est illustrée à la planche 11.1 jointe à la fin de ce chapitre.

La liste des coordonnées x, y, z des sondages effectués sur le site est présentée au tableau 43 suivant.

Tableau 43: Liste des sondages, escale de Matam

No	Type de sondage	Coordonnées		
		x	y	z
MA-21	Forage	687 560,27 E	1 730 733,90 N	+ 6,90
MA-22	Forage	687 596,47 E	1 730 672,65 N	+ 6,52
MA-23	Forage	687 634,37 E	1 730 613,34 N	+ 6,88
MA-23A	Forage	687 634,60 E	1 730 614,40 N	+ 6,9
MA-24	Forage	687 545,37 E	1 730 684,14 N	+15,15
MA-25	Forage	687 571,99 E	1 730 641,04 N	+14,61
MA-26	Forage	687 596,57 E	1 730 597,90 N	+14,23
MA-27	Forage	687 606,27 E	1 730 548,32 N	+15,40
MA-28	Forage	687 592,00 E	1 730 535,27 N	+15,01
MA-29	Forage	687 664,41 E	1 730 491,66 N	+13,98
MA-30	Forage	687 657,46 E	1 730 449,45 N	+14,53
MA-31	Forage	687 547,79 E	1 730 507,11 N	+15,85
MA-32	Forage	687 615,39 E	1 730 441,60 N	+15,46

NOTES: Les coordonnées x et y sont rattachées au réseau géodésique O.M.V.S., système de projection M.T.U. Clark 1880, Fuseau 28.

Les élévations z en mètres sont rattachées au repère de nivellation de l'O.M.V.S. du premier ordre SRF-10 et au repère IGN de premier ordre Mle 5. Le niveau de base est IGN.

11.2. Description et propriétés des terrains

Le site de l'escale proposé est situé sur la rive gauche du fleuve Sénegal immédiatement en amont de la ville de Matam. L'escale sera aménagée sur une terrasse plane située à l'élévation moyenne de +14,5 m et s'inclinant vers le nord-est jusqu'au niveau du fleuve. Ce terrain est limité au sud par une digue en terre d'environ 2 m de hauteur.

Les sols de la terrasse et du lit du fleuve au site de l'escale se composent principalement de dépôts fluviatiles du Quaternaire récent.

Sommairement, la stratigraphie observée sur le site se compose dans le lit du fleuve d'un dépôt de sable fin uniforme surmonté d'une formation argilo-silteuse constituant également le sol de la terrasse.

Le présent chapitre décrit les propriétés géotechniques des sols rencontrés sur le site. La description détaillée du sol repéré à chaque forage suivie des résultats des essais de laboratoire sur les échantillons représentatifs est présentée au tome 2. Les coupes stratigraphiques établies à partir des rapports de sondages, des résultats des essais de laboratoire et des observations notées sur le terrain sont présentées à la planche 11.2 à la fin de ce chapitre.

11.2.1. Argile silteuse

Une formation argilo-silteuse surmonte le dépôt de sable en bordure du fleuve et forme le sol de la terrasse dans le périmètre du site. Elle est présente de la surface de la terrasse jusqu'aux élévations comprises entre +1,9 et +5,7 m environ telles qu'observées aux forages MA-23 et MA-21 respectivement.

Le dépôt est constitué d'environ 5 à 36% de particules inférieures à 0,002 mm (argile) et de 5 à 20% de particules supérieures à 0,075 mm (sable fin) tel qu'illustre par l'enveloppe granulométrique présentée sur la planche 11.3 à la fin de ce chapitre. A l'intérieur du dépôt, des strates de silt argileux d'épaisseur variable sont observées irrégulièrement espacées.

Les résultats des limites d'Atterberg, effectuées sur onze échantillons représentatifs de l'argile silteuse sont présentés au tableau 44 et rapportés sur l'abaque de plasticité de la planche 11.4 à la fin de ce chapitre.

Tableau 44: Caractéristiques physiques du dépôt argilo-silteux

Légende: w = teneur en eau naturelle (%)

w_L = limite de liquidité (%)

w_P = limite de plasticité (%)

I_p = indice de plasticité (%)

Forage no	Elévation (m)	w (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	Particules argileuses (%)
MA-23	+ 6,10		36	18	18	16
MA-23A	+ 4,68	33	39	18	21	
MA-23A	+ 4,50	33				
MA-23A	+ 4,20	31	43	21	22	
MA-24	+12,90		56	21	35	
MA-24	+10,90		27	16	11	4,5
MA-25	+13,35		57	29	28	
MA-25	+11,35		27	21	6	24
MA-26	+12,00		33	15	18	
MA-28	+13,75		55	26	29	
MA-29	+11,25		39	21	18	
MA-29	+ 9,25	33	21	12		

Ces résultats indiquent que le sol possède une plasticité élevée entre les élévations +12 et +14 m environ (forages MA-24 à MA-28) et le plus souvent moyenne et localement faible ailleurs dans le dépôt.

En bordure du fleuve, la résistance au cisaillement non drainé de la formation argileuse a été déterminée par essais *in situ* au scissomètre dans le forage MA-23 et les résultats de trois essais sont rapportés en graphique par rapport à l'élévation à la planche 11.5 à la fin de ce chapitre.

Par ailleurs, cinq essais au cône tombant réalisés sur un échantillon intact d'argile silteuse prélevé au forage MA-23A à l'élévation +4,6 m environ donnent des résultats de résistance au cisaillement du même ordre ou légèrement inférieurs à ceux des essais au scissomètre *in situ*. Les résultats de ces essais sont illustrés sur les rapports de sondages MA-23 et MA-23A et à la planche 11.5 précitée. A la cote +4,6 m, la résistance de l'argile silteuse est en moyenne de 15 kPa et augmente en profondeur à 18 kPa, 2 m plus bas. Ces valeurs sont caractéristiques d'une argile molle.

Sur la terrasse supérieure, la consistance du dépôt argilo-silteux est le plus souvent moyenne à raide, parfois dure.

Dans le but d'évaluer la résistance à l'érosion des sols des rives en présence de courant, un essai de dispersivité a été effectué sur un échantillon d'argile silteuse prélevé au forage MA-23A à l'élévation +4,5 m. Les résultats présentés graphiquement à l'annexe à la suite du rapport de sondage MA-23A qualifie ce sol comme étant non-dispersif.

11.2.2. Sable

Le sol prédominant dans le lit du fleuve, identifié dans les trois forages le long de la ligne du quai proposé, est un dépôt de sable fin uniforme d'épaisseur indéterminée, le forage le plus profond (MA-22) s'étant arrêté à l'élévation -7,1 m dans cette formation. Ce dépôt est observé à partir des élévations comprises entre +5,7 m (MA-21) et +1,9 m (MA-23) environ. Il a été repéré également sur la terrasse dans le forage MA-24 à l'élévation +5,8 m et dans le forage M-29 vers +6,4 m. Ces forages se sont arrêtés dans la couche sableuse après l'avoir pénétrée sur une épaisseur de 0,9 à 1,5 m.

Le dépôt est principalement composé d'un sable fin qualifié d'uniforme par le coefficient d'uniformité compris entre 1,7 et 2,6.

Le sable contient entre 4 et 20% environ de particules de silt et localement, de minces lits de silt de 1 à 50 mm d'épaisseur ont été observés.

Le fuseau granulométrique tracé à partir de l'analyse de 4 échantillons représentatifs du sol est présenté sur la planche 11.6 jointe à la fin de ce chapitre.

L'indice N de l'essai de pénétration standard déterminé dans les forages MA-21 à MA-24 et MA-29 est compris le plus souvent entre 9 et 28 avec pour valeurs extrêmes 5 et 49, indiquant un dépôt généralement de compacité moyenne, parfois lâche et occasionnellement dense.

11.2.3. Eau souterraine

Le niveau du fleuve entre les 16 et 22 mars 1983, dates de l'exécution des forages, était à l'élévation +5,7 m environ.

Le niveau de l'eau dans le sol a été mesuré au forage MA-24 à l'élévation +6,6 m et un échantillon d'eau fut prélevé.

Les résultats de l'analyse chimique de cet échantillon d'eau sont donnés ci-après.

Résistivité: 12 630 ohms/cm
pH : 6,8

Ces résultats indiquent une eau chimiquement neutre et très faiblement minéralisée.

Mentionnons qu'il est possible que le niveau d'eau mesuré dans le forage MA-24 ne représente pas le niveau réel de la nappe phréatique en raison du délai d'observation trop court pour permettre une stabilisation du niveau de l'eau à l'intérieur du trou de forage. Toutefois, la nappe d'eau souterraine en bordure du fleuve est vraisemblablement alimentée par le cours d'eau. Ainsi, les résultats de l'analyse chimique sont représentatifs malgré une possible contamination de la nappe d'eau souterraine par l'eau de forage puisée dans le fleuve.

Par ailleurs, le changement de coloration passant de brun à gris à l'élévation +6,4 m au forage MA-29 semble indiquer que le niveau d'eau en période d'étiage se situerait à une élévation légèrement inférieure à ce niveau.

11.3. Recommandations géotechniques

L'aménagement de cette escale comprendra la réalisation d'un nouveau quai, de divers édifices tels que hangars et bâtiments administratifs, d'un dépôt d'hydrocarbures, des aires d'entreposage et de circulation ainsi que des voies de raccordement aux routes existantes.

Nous présentons dans le tableau 45 ci-après les élévations prévues pour le quai et les bâtiments ainsi que celle du niveau d'eau minimum du fleuve régularisé.

Tableau 45: Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé

Elévation du quai (m)	Elévation des bâtiments (m)	Emplacement du quai (m)	Niveau minimum du fleuve régularisé (m)
+16,7	+16,9	+6,0	+8,5

11.3.1. Structure de quai

La structure de quai envisagée pour cette escale est le quai sur pilotis.

11.3.1.1. Quai sur pilotis

Le quai sur pilotis est constitué de pieux sur lesquels repose une dalle de béton armée. En regard des conditions géotechniques présentes sur ce site, nous recommandons d'utiliser comme pilotis des pieux foncés par battage.

Ceux-ci regroupent les pieux d'acier tubulaires ou profilés H, les pieux de béton préfabriqués précontraints ou non. De façon à mobiliser la résistance en pointe, nous recommandons toutefois d'utiliser des pieux à déplacement. Cela exclut donc les pieux tubulaires à bout ouvert et les profilés H.

11.3.1.1.1. Capacité portante ultime

La résistance ultime en pointe d'un pieu dans un sol granulaire peut être évaluée à l'aide de la relation suivante:

$$q_f = \gamma' D_c N_q$$

dans laquelle:

q_f = résistance ultime en pointe (kPa)

γ' = poids volumique effectif du sol incluant le remblai (kN/m^3)

N_q = coefficient de capacité portante fonction de l'angle de frottement interne (pris égal à 75)

D_c = profondeur critique au-delà de laquelle les valeurs unitaires de la capacité portante d'un pieu n'augmentent plus, prise égale à 20 fois le diamètre du pieu (m)

La capacité portante ultime des pieux est calculée à partir de la formule suivante:

$$Q_f = q_f \pi \frac{D^2}{4} + f_s A_s$$

dans laquelle:

Q_f = capacité portante ultime (kN)

q_f = résistance en pointe (kPa)

A_s = surface latérale du pieu dans la zone agissant en frottement (m^2)

f_s = frottement latéral calculé par la relation suivante:

$$f_s = 0,25 \sigma'_{vo}$$

où σ'_{vo} = pression effective verticale des terres incluant la surcharge due au remblai permanent (kPa)

Dans le calcul du frottement latéral, on ne tiendra compte que de la longueur du pieu située dans la formation sableuse inférieure au dépôt d'argile. En effet, la mise en place du remblai d'enrochement nécessaire à la protection des rives et contre l'affouillement autour des pieux causera le tassemement de l'argile silteuse compressible normalement consolidée et engendrera un frottement négatif sur les pieux. Le frottement négatif développé le long du pieu réduira d'autant la capacité portante de ce dernier tel que démontré au paragraphe suivant.

11.3.1.1.2. Frottement négatif

La valeur du frottement négatif peut être évaluée en utilisant le principe de contrainte effective de la façon suivante:

$$F_n = 0,2 \sigma'_{vo}$$

où

- F_n = frottement négatif (kN)
 σ'_{vo} = pression effective des terres incluant la surcharge due au remblai permanent (kPa)
 A_s = surface latérale du pieu dans la zone subissant le tassement (m^2)

Pour fin de calcul, nous considérons que le frottement négatif agira sur le pieu dans la pleine épaisseur de la formation argileuse et du remblai. La valeur du poids des terres utilisées dans le calcul augmente à partir de la surface jusqu'à une profondeur critique égale à 20 fois le diamètre du pieu. Au-delà de cette profondeur, on utilise une valeur constante du poids des terres. Par exemple, un pieu circulaire de 0,40 m de diamètre subira une charge due au frottement négatif telle que donnée ci-après.

F_n (kN)

Remblai de 1 m d'épaisseur	176
Remblai de 2 m d'épaisseur	196

Le frottement négatif peut être considéré comme une précharge qui résistera aux charges vives transitoires. En effet, une charge transitoire inférieure ou égale au frottement négatif ne produira pas d'augmentation de contrainte dans la partie inférieure du pieu. Une telle charge transitoire va causer un changement du frottement négatif en frottement positif.

Ainsi, la capacité portante admissible d'un pieu sera exprimée comme suit:

a) pour les charges permanentes:

$$Q_a = 1/3 (Q_f - F_n)$$

b) pour les charges totales (permanentes plus transitoires)

$$Q_a = 1/3 (Q_f)$$

où

Q_a = capacité portante admissible d'un pieu (kN)

Q_f = capacité portante ultime d'un pieu (kN)

F_n = frottement négatif (kN)

Cette équation contient un coefficient de sécurité de 3.

11.3.1.1.3. Capacité portante admissible des pieux

Les pieux de quai devront prendre leur appui dans la formation sableuse, présente entre les élévations +5,7 (MA-21) et +1,9 m (MA-23) où ils mobiliseront leur capacité portante. Pour fins de calcul, nous avons fixé la cote de la couche sableuse à l'élévation +2,0 m. Ainsi, un pieu de 0,4 m de diamètre ayant pénétré 10 m dans la formation sableuse aura une capacité portante calculée pour les charges permanentes telle que donnée ci-après:

Q_a (kN)

sans remblai	268
remblai de 1 m	216
remblai de 2 m	215

Mentionnons que le frottement négatif peut être réduit par l'application de bitume ou autres produits visqueux le long du fût du pieu.

11.3.1.1.4. Capacité en arrachement

Pour le calcul de la capacité ultime en arrachement des pieux, nous recommandons d'utiliser une valeur de frottement latéral égale à 60 pour cent du frottement latéral utilisé pour le calcul de la capacité portante. Dans le calcul de la capacité en arrachement des pieux, seul le frottement mobilisé dans les couches de sol inférieures aux dépôts argileux subissant un tassement de consolidation doit être utilisé.

Pour le calcul de la capacité admissible en arrachement des pieux, un coefficient de sécurité de 3 devra être appliqué.

11.3.2. Mise en place du remblai

Le remblai sur la rive dans l'emprise des installations prévues sera composé de sols granulaires.

Nous recommandons de placer le remblai granulaire par couches ne dépassant pas 0,30 m d'épaisseur et compacter chaque couche à une densité au moins égale à 95% de la masse volumique maximum de l'essai Proctor modifié.

Nous recommandons également de placer sur le remblai après réglage de la ligne d'infrastructure, une couche de 0,15 m d'épaisseur de matériau granulaire grossier, tel que gravier latéritique, ou gravier de terrasse ou pierre concassée, compacté à au moins 95% de la densité maximum déterminée à

l'essai Proctor modifié. Cette couche servira de plate-forme de travail durant la construction des bâtiments et pourra être utilisée comme sous-fondation dans l'emprise des aires de circulation et d'entreposage.

11.3.3. Fondations

11.3.3.1. Capacité portante admissible sur le terrain naturel

Nous recommandons d'utiliser 110 kPa pour la capacité portante admissible sur le terrain naturel.

11.3.3.2. Capacité portante dans le remblai

Le remblai granulaire mis en place et compacté selon les recommandations mentionnées au paragraphe 11.3.2 assurera aux fondations des bâtiments projetés une assise adéquate.

Nous recommandons de calculer les pressions admissibles sous les semelles de fondations placées dans le remblai à l'aide des formules données ci-dessous qui tiennent compte d'une distribution triangulaire des charges selon un angle à la base de 30 degrés environ.

Semelle filante

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B}$$

Semelle carrée ou rectangulaire

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B} \cdot \frac{L + 1,16 H}{L}$$

Dans lesquelles:

- B = largeur de la semelle (m)
L = longueur de la semelle (m)
H = épaisseur du remblai sous la semelle (m)
 P_R = capacité portante admissible (kPa) du terrain naturel
avant la mise en place du remblai.

Mentionnons que la largeur des semelles ne devra jamais être inférieure à 0,5 m de façon à éviter le poinçonnement du terrain de fondation.

Soulignons également que la pression admissible dans le remblai ne devra pas être supérieure à 200 kPa.

Les valeurs recommandées de pression admissible dans le remblai tiennent compte d'un facteur de sécurité de 3,0 contre la rupture par cisaillement du sol de fondation et assurent des tassements de l'ordre de 2,5 cm résultant de la compressibilité des sols granulaires naturel et d'emprunt. Il est bien entendu que ces tassements doivent être considérés après la consolidation primaire du terrain de fondation sous le poids du remblai et de la surcharge.

11.3.4. Tassements de consolidation

Le rehaussement du terrain naturel sur la rive sera d'environ 2 à 2,5 m pour atteindre l'élévation prévue pour la plate-forme.

En raison de la nature des terrains à rehausser sur la rive qui possèdent le plus souvent une densité relative compacte ou une consistance ferme à raide, les tassements de consolidation seront négligeables.

Au site du dépôt d'hydrocarbures la pression au sol des réservoirs sera de 100 kPa en sus de la surcharge due au poids du remblai de la plate-forme. Pour ces charges, les tassements anticipés sont de l'ordre de 3 cm.

11.3.5.. Routes et aires de manutention

Le trafic journalier prévue jusqu'à l'an 2030 est de 60 à 150 véhicules d'un poids moyen de 50 kN.

A partir de ces données, nous recommandons les épaisseurs de structures suivantes présentées au tableau 46.

Tableau 46: Epaisseur des chaussées

Structures	Routes et aires de manutention
Pavage en béton bitumineux	50 mm
Fondation supérieure	100 mm
Fondation inférieure	150 mm

Les épaisseurs de chaussées ont été déterminées à partir de la méthode du CEBTP pour les pays tropicaux décrite dans le "Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques" du BCEOM-CEBTP (1975).

Nous avons supposé au niveau de l'infrastructure une valeur de CBR comprise entre 15 et 30. Cette valeur de CBR devrait être facilement atteinte sur le remblai granulaire compacté.

Comme matériau des fondations inférieure et supérieure nous recommandons d'utiliser les graviers latéritiques présents aux environs du site.

La couche de fondation supérieure devra posséder un CBR minimum de 80. Elle sera compactée à une densité égale à 100% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

La couche de fondation inférieure devra avoir un CBR minimum de 30 et être compactée à une densité égale à 95% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

Les pentes transversales des routes revêtues devront être de 2 à 2,5% sur la chaussée et de 4 à 5% sur les accotements.

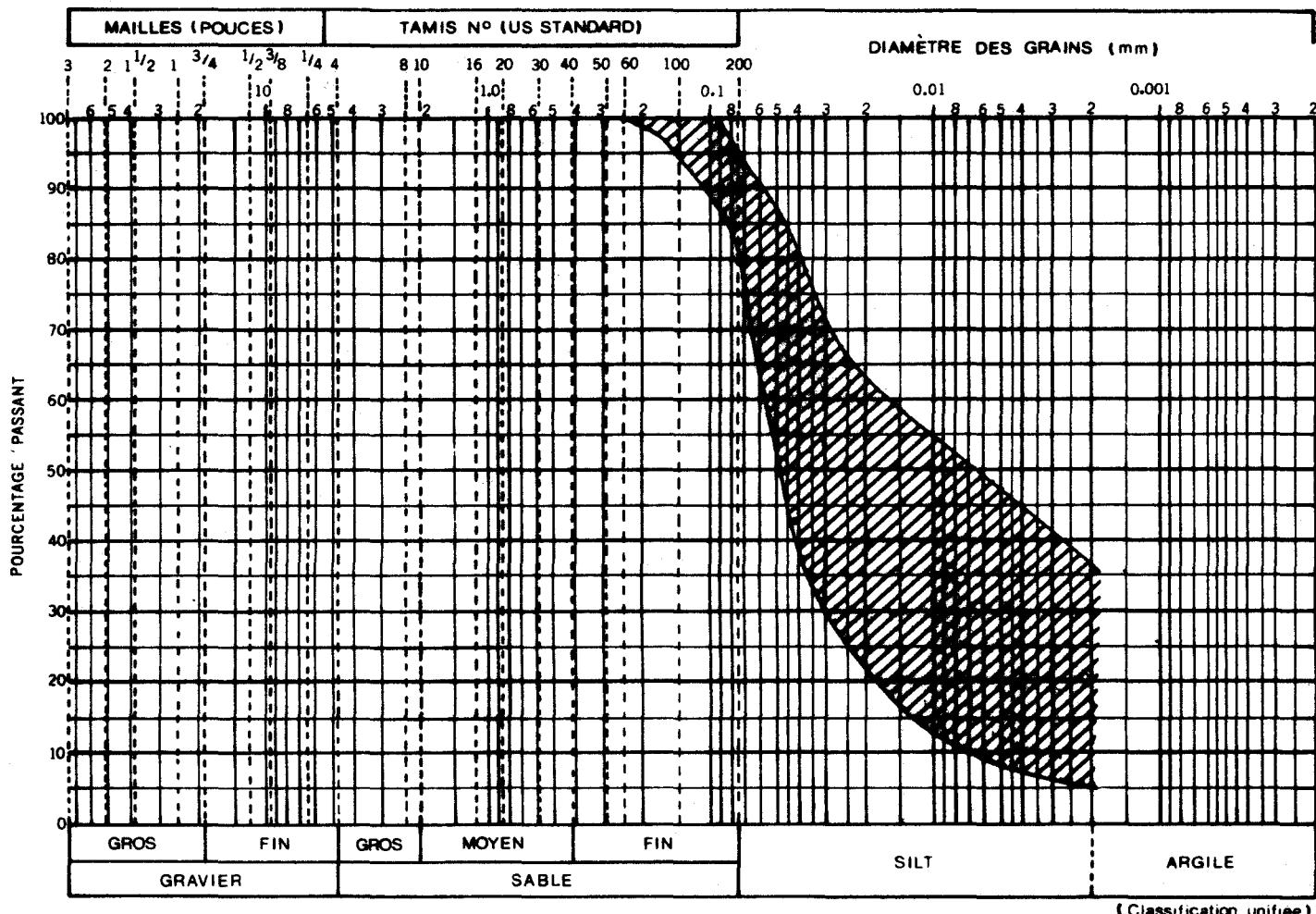
Pour les aires de circulation, les pentes transversales recommandées sont de 3 à 4%.

Mentionnons que dans le cas où l'importance d'un trafic lent (traction animale) aurait été reconnue, nous recommandons l'aménagement d'une bande de roulement non confondue avec l'accotement.

FUSEAU GRANULOMÉTRIQUE

DÉPÔT ARGILEO - SILTEUX

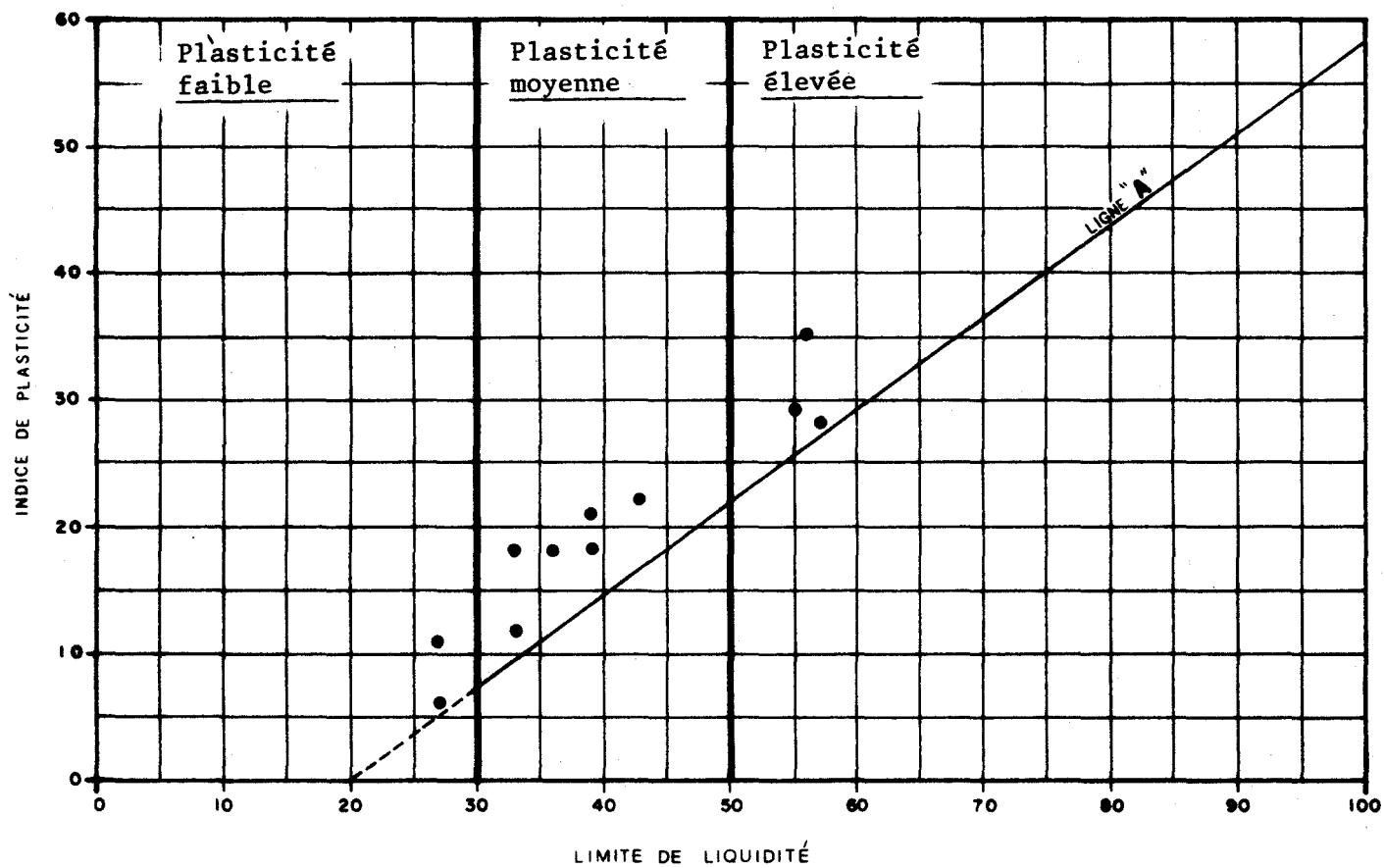
SITE DE L'ESCALE DE MATAM, SÉNÉGAL



NOTE: Enveloppe granulométrique tracée à partir de 16 analyses d'échantillons représentatifs du dépôt argilo-silteux.

ABAQUE DE PLASTICITÉ

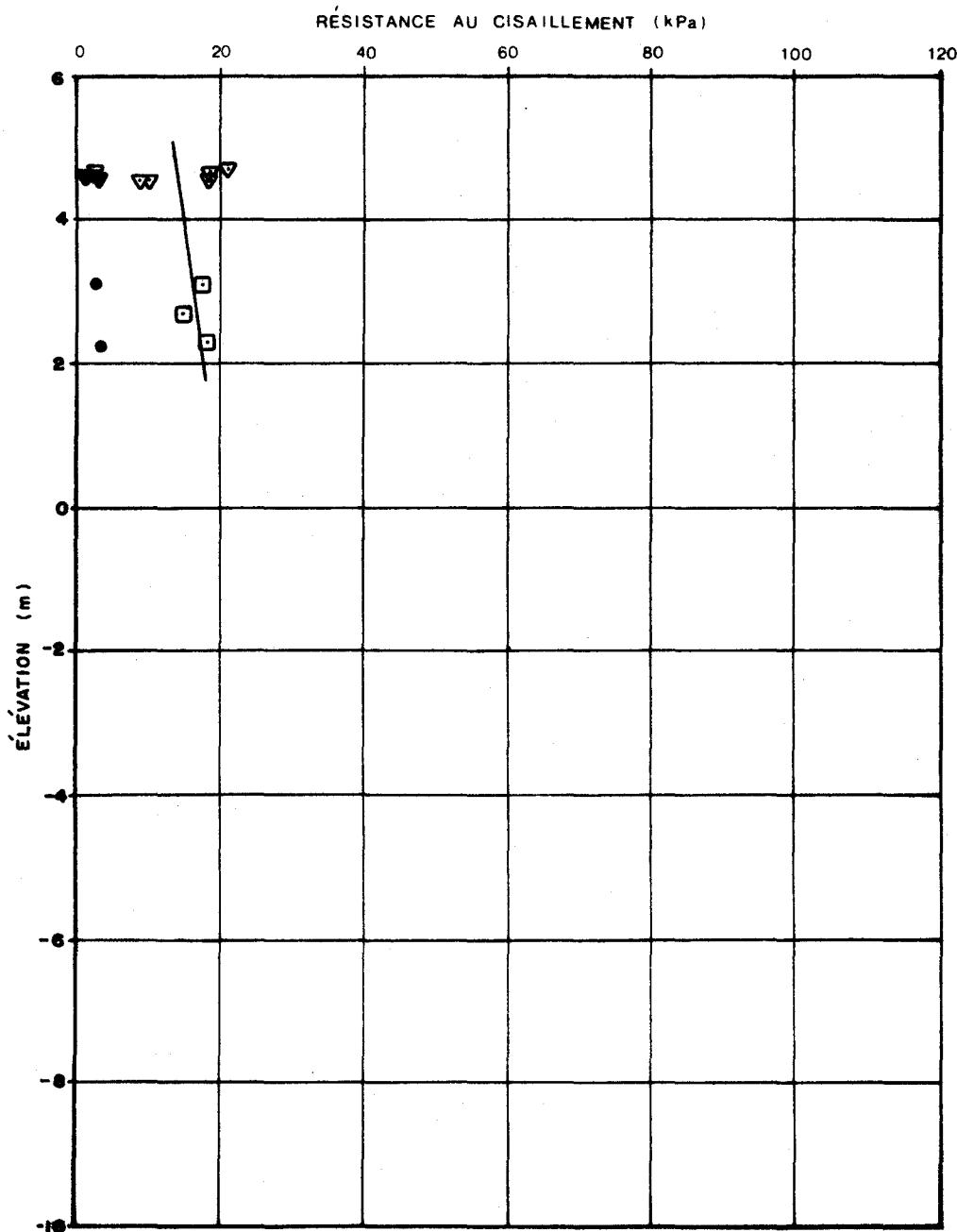
SITE DE L'ESCALE DE MATAM, SÉNÉGAL



RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT NON DRAINÉ

ARGILE SILTEUSE

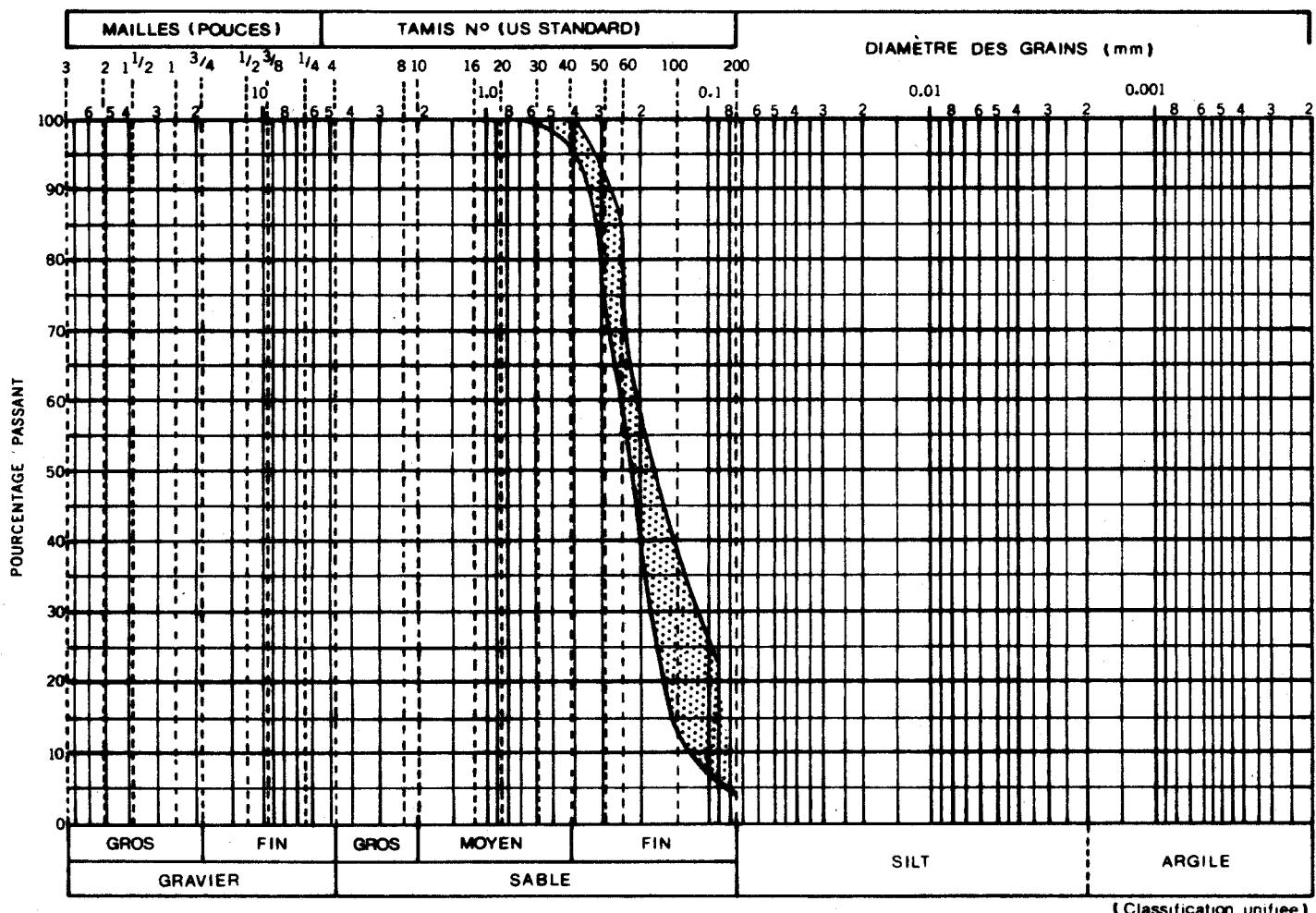
SITE DE L'ESCALE DE MATAM, SÉNÉGAL

LÉGENDE

- ESSAI AU SCISSOMÈTRE SUR LE SOL INTACT (IN-SITU).
- ESSAI AU SCISSOMÈTRE SUR LE SOL REMANIÉ (IN-SITU).
- RÉSISTANCE MOYENNE
- ▽ ESSAI AU CÔNE TOMBANT SUR LE SOL INTACT (LABORATOIRE)
- ▼ ESSAI AU CÔNE TOMBANT SUR LE SOL REMANIÉ (LABORATOIRE)

FUSEAU GRANULOMÉTRIQUE SABLE

SITE DE L'ESCALE DE MATAM, SÉNÉGAL



NOTE: Enveloppe granulométrique tracée à partir de 4 courbes granulométriques d'échantillons représentatifs du dépôt de sable fin uniforme présent dans le lit du fleuve.

12. ESCALE DE BAKEL (SENEGAL)

12.1. Emplacement des sondages

Les travaux de reconnaissance à Bakel ont été réalisés entre le 23 mars et le 6 avril 1983.

L'emplacement des sondages est montré à la planche 12.1 jointe à la fin de ce chapitre.

* zone du futur dépôt d'hydrocarbures sous un vestige.

Le tableau 47 ci-après indique le type de sondages réalisés et présente la liste des coordonnées x, y, z des sondages.

Tableau 47: Liste des sondages, escale de Bakel

No	Type de sondage	Coordonnées		
		x	y	z
BA-21	Forage	773 945,04 E	1 647 749,59 N	+10,60
BA-22	Forage	773 982,37 E	1 647 710,70 N	+ 9,40
BA-23	Forage	774 021,33 E	1 647 671,55 N	+ 9,93
BA-24	Forage	773 917,61 E	1 647 712,87 N	+22,84
BA-25	Forage	773 954,45 E	1 647 682,64 N	+16,64
BA-26	Forage	773 987,40 E	1 647 651,12 N	+15,40
BA-27	Forage et pénétromètre dynamique	773 875,43 E	1 647 743,52 N	+21,93
BA-28	Forage	773 849,75 E	1 647 711,01 N	+22,13
BA-29	Forage	773 883,63 E	1 647 592,25 N	+21,92
BA-30	Forage	773 882,43 E	1 647 552,81 N	+21,80

NOTES: Les coordonnées x et y sont rattachées au réseau géodésique O.M.V.S., système de projection M.T.U. Clark 1880, Fuseau 28.

Les élévations z en mètres sont rattachées aux repères de nivelllement SRH-1, SRH-2 et SRJ-89 de l'O.M.V.S. de premier ordre. Le niveau de base est IGN.

12.2. Description et propriétés des terrains

Le site proposé est localisé sur la rive gauche du fleuve Sénégal, à environ un kilomètre en amont de la préfecture de Bakel sise dans l'ancien fort de Faidherbe.

Le terrain est constitué d'une large terrasse au niveau moyen de +22 m environ délimitée en bordure du fleuve par un escarpement de plus de 4 m de hauteur surmontant une terrasse inférieure relativement étroite, placée entre le bas de l'escarpement et le niveau de l'eau.

Des collines rocheuses d'une hauteur moyenne de 25 m environ dominent les environs et des affleurements rocheux sont visibles çà et là en bordure et dans le lit du fleuve en aval du site.

Les sols des terrasses supérieure et inférieure et du lit du fleuve sont principalement constitués d'un dépôt argilo-silteux recouvrant une formation sableuse présente en profondeur dans le lit du fleuve. Ces sols d'origine fluviale ont été déposés au cours du Quaternaire récent.

Ce chapitre décrit les propriétés géotechniques des sols rencontrés sur le site. La description détaillée des sols repérés à chaque forage suivie des résultats des essais de

laboratoire effectués sur les échantillons représentatifs est présentée au tome 2. Les coupes stratigraphiques établies à partir des rapports de forage, des résultats des essais de laboratoire et des observations effectuées sur le terrain, sont montrées à la planche 12.2 à la fin de ce chapitre.

12.2.3. Argile silteuse

Les sols des terrasses et du lit fluvial sont constitués par une formation argilo-silteuse présente à la surface du terrain située au niveau moyen de +22 m et reposant sur le dépôt sableux repéré en profondeur, entre les niveaux 0 et -4 m environ, aux forages aquatiques implantés le long de la ligne du futur quai. La formation argilo-silteuse rencontrée dans le lit du fleuve s'épaissit de 10 à 15 m de l'amont vers l'aval du site, telle que mesurée aux forages aquatiques.

Au site terrestre, l'épaisseur de ce dépôt est indéterminée, le sondage le plus profond (BA-27) s'étant arrêté à environ 12 m de profondeur sans l'avoir traversé. Toutefois, les résultats d'un essai de pénétration dynamique effectué au fond du sondage BA-27 indiquent la présence d'une couche vraisemblablement granulaire de compacité dense à très dense à partir de l'élévation +4,5 m environ.

Le dépôt argilo-silteux est constitué d'environ 5 à 30% de particules inférieures à 0,002 mm (argile) et de 5 à 27% de particules supérieures à 0,075 mm (sable fin) tel qu'illustré par l'enveloppe granulométrique comprenant 15 essais sur échantillons représentatifs du dépôt d'argilo-silteux et présentée sur la planche 12.3 à la fin de ce chapitre.

Ce dépôt d'argile silteuse est stratifié d'horizons silto-argileux contenant de minces stratifications de sable fin de 1 à 10 mm d'épaisseur. Des strates de sable fin pouvant atteindre 40 cm d'épaisseur sont présentes localement dans le lit du fleuve.

Les résultats des limites d'Atterberg réalisées sur 10 échantillons représentatifs du dépôt sont reproduits dans le tableau 48 et présentés graphiquement sur l'abaque de plasticité de la planche 12.4 placée à la fin de ce chapitre.

Tableau 48: Caractéristiques physiques de l'argile silteuse

Légende: w_L = limite de liquidité (%)

w_P = limite de plasticité (%)

I_p = indice de plasticité (%)

Forage no	Elévation (m)	w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	Particules argileuses (%)
BA-21	+ 8,15	38	20	18	28
BA-22	+ 9,15	39	20	19	
BA-22	+ 4,50	33	19	14	30
BA-22	+ 1,50	35	22	13	
BA-24	+20,60	32	19	13	30
BA-24	+16,60	33	19	14	
BA-25	+10,70	38	19	19	
BA-26	+12,60	41	20	21	
BA-27	+12,80	35	21	14	20
BA-30	+13,50	30	18	12	

Les valeurs des limites d'Atterberg indiquent que l'ensemble de la formation d'argile silteuse possède une plasticité moyenne.

La résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse a été mesurée in situ dans les trois forages aquatiques sur la ligne du futur quai et dans deux forages sur la terrasse inférieure, au moyen de 19 essais au scissomètre et au laboratoire par un essai au cône tombant.

Les valeurs moyennes de la résistance au cisaillement de l'argile silteuse augmentent linéairement en profondeur de 5 à 20 kPa entre les élévations +8 et +5 m dans le lit du fleuve et diminuent de 65 à 55 kPa entre les élévations +12 et +8 m dans la terrasse inférieure située en bordure du fleuve. Les résultats des essais au scissomètre au forage BA-21 indiquent la présence d'un horizon de consistance raide entre les élévations +7,6 et +6,3 m, telle que définie par les valeurs de résistance comprises entre 49 et 71 kPa. Cet horizon de consistance raide n'a été identifié qu'au forage BA-21. Cette consistance élevée n'est explicable que par une surconsolidation locale de l'argile due par exemple à une surcharge circonscrite, maintenant ôtée. Ailleurs, dans le lit du fleuve, l'argile est normalement consolidée.

Les valeurs des indices N de l'essai de pénétration standard donnent une idée générale de la consistance du dépôt d'argile silteuse. Les valeurs des indices N (essai SPT) indiquent que la formation argilo-silteuse est généralement de consistance très raide à dure dans le premier mètre du dépôt au sommet de la terrasse supérieure et de consistance raide à très raide en-dessous, jusqu'au niveau moyen de +15 m environ, comme l'indiquent les valeurs de l'indice N (essai SPT) compris entre

18 et 36 en surface et entre 8 et 29 jusqu'à l'élévation +15 m. Dans la partie inférieure du site terrestre, en-dessous de l'élévation moyenne de +15 m environ, la consistance du sol en bordure du fleuve varie généralement de molle à moyenne. Dans le lit du fleuve, celle-ci est très molle à molle devenant moyenne en profondeur.

Cette formation est généralement de coloration brune dans sa partie supérieure passant de grise à grise et brun marbré vers les élévations +13 et +15 m environ.

Un essai de consolidation uni-dimensionnelle a été réalisé sur un échantillon intact de l'argile silteuse prélevé au forage BA-21 à l'élévation +8,4 m. Les résultats sont donnés au tableau 49 suivant:

Tableau 49: Résultats de l'essai de consolidation
uni-dimensionnelle de l'argile silteuse

Indice des vides initial:	:	e_0	=	1,05
Indice de recompression	:	c_{cr}	=	0,015
Indice de compression	:	c_c	=	0,26
Coefficient de consolidation verticale:	:	c_v	=	$6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ à 168 kPa
Module oedométrique	:	E_{oed}	=	5000 kPa

La valeur de l'indice de compression indique un sol peu compressible.

En raison de la présence d'argile silteuse en surface du terrain et de sa submersion probable durant la saison des pluies, nous avons évalué le gonflement potentiel de ce sol en laboratoire. Une mesure de gonflement faite à l'oedomètre sous une pression de 4 kPa donne une valeur de gonflement du sol de 4,1%. Cette valeur est considérée comme faible. Toutefois, cet échantillon ayant été prélevé dans le lit du fleuve, il est probable qu'un sol de même nature provenant de la terrasse aurait un gonflement potentiel plus élevé. La pression de gonflement libre exercée par ce sol est de 16 kPa. Les résultats obtenus sont présentés graphiquement sur la planche suite au rapport de sondage BA-21 au tome 2.

Pour ce même échantillon, la teneur en eau naturelle est de 37,5%. Le degré de saturation du sol était de 96,5%.

Le poids volumique total de l'argile silteuse déterminé au laboratoire sur l'échantillon provenant du forage BA-21 à l'élévation +8,4 m est de $17,8 \text{ kN/m}^3$.

Dans le but d'évaluer la résistance à l'érosion de l'argile silteuse en présence de courants, un essai de dispersivité a été réalisé sur un échantillon de sol prélevé en surface du terrain. Les résultats présentés graphiquement à l'annexe à la suite du rapport de forage BA-24, au tome 2, qualifie le sol comme étant dispersif.

12.2.4. Sable

Le dépôt de sable sur le site a été rencontré entre les

élévations 0 et -4 m environ aux forages aquatiques implantés le long de la ligne du futur quai, sous-jacent au dépôt argilo-silteux décrit au paragraphe précédent.

L'épaisseur de cette couche est indéterminée à cet endroit, les forages s'étant arrêtés après avoir pénétré le dépôt sableux sur une profondeur comprise entre 0,4 et 2,7 m.

Le sol formant la couche de sable dans le lit du fleuve se compose principalement de sable fin à moyen avec une teneur variable en silt et des traces de sable grossier. Le dépôt est parfois entrecoupé de minces strates de silt ou silt argileux d'environ 1 cm d'épaisseur, espacées irrégulièrement.

La formation sableuse possède une compacité moyenne, telle qu'indiquée par les valeurs des indices N de l'essai de pénétration standard compris entre 10 et 16.

Par ailleurs, un essai de pénétration dynamique effectué sur la terrasse supérieure au fond du forage BA-27 entre les élévations +10 et +3,2 m indique la présence d'une couche vraisemblablement granulaire de compacité dense à très dense à partir de l'élévation +4,5 m. L'essai fut arrêté dans cette couche à l'élévation +3,2 m pour une valeur de 55 coups pour 0,15 m de pénétration.

12.2.5. Eau souterraine

Le niveau de la nappe phréatique n'a pas été mesuré durant la campagne de sondages sur terre exécutée entre le 23 mars et le 6 avril 1983.

Par contre, les observations du changement de la coloration du sol de brune à grise ou brun-gris marbré entre les élévations +12,8 et +14,8 m aux forages BA-24 à BA-27 sur terres ont été notées. Il découle de ces observations qu'en période d'étiage, le bas niveau de la nappe phréatique en bordure du fleuve ainsi qu'à l'intérieur des terres se situerait à une cote égale ou légèrement inférieure à ces niveaux de changement de coloration, soit en-dessous des élévations +13 à +15 m environ.

Au moment de l'exécution de ces sondages, le niveau du fleuve Sénegal était à l'élévation +11,9 m environ et il y a tout lieu de croire que le niveau de la nappe phréatique en bordure du fleuve observe les mêmes variations que le niveau d'eau du fleuve.

12.3. Recommandations géotechniques

L'aménagement de cette escale comprendra la réalisation d'un nouveau quai, de divers édifices tels que hangars et bâtiments administratifs, d'un dépôt d'hydrocarbures, des aires d'entreposage et de circulation ainsi que des voies de raccordement aux routes existantes.

Nous présentons dans le tableau 50 ci-après les élévations prévues pour le quai et les bâtiments ainsi que celle du niveau d'eau minimum du fleuve régularisé.

Tableau 50: Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé

Elévation du quai (m)	Elévation des bâtiments (m)	Emplacement du quai (m)	Niveau minimum du fleuve régularisé (m)
+24,0	+24,4	+11,3	+13,8

12.3.1. Structure de quai

La structure de quai prévue pour cette escale est le quai sur pilotis.

12.3.1.1. Quai sur pilotis

Le quai sur pilotis est constitué de pieux sur lesquels repose une dalle de béton armée. En regard des conditions géotechniques présentes sur ce site, nous recommandons d'utiliser comme pilotis des pieux foncés par battage.

Ceux-ci regroupent les pieux d'acier tubulaires ou profilés H, les pieux de béton préfabriqués précontraints ou non. De façon à mobiliser la résistance en pointe, nous recommandons toutefois d'utiliser des pieux à déplacement. Cela exclut donc les pieux tubulaires à bout ouvert et les profilés H.

12.3.1.1.1. Capacité portante ultime

La résistance ultime en pointe d'un pieu dans un sol granulaire peut être évaluée à l'aide de la relation suivante:

$$q_f = \gamma' D_c N_q$$

dans laquelle:

q_f = résistance ultime en pointe (kPa)

γ' = poids volumique effectif du sol incluant le remblai
(kN/m^3)

N_q = coefficient de capacité portante fonction de l'angle de frottement interne (pris égal à 75)

D_c = profondeur critique au-delà de laquelle les valeurs unitaires de la capacité portante d'un pieu n'augmentent plus, prise égale à 20 fois le diamètre du pieu (m)

La capacité portante ultime des pieux est calculée à partir de la formule suivante:

$$Q_f = q_f \pi \frac{D^2}{4} + f_s A_s$$

dans laquelle:

Q_f = capacité portante ultime (kN)

q_f = résistance ultime en pointe (kPa)

A_s = surface latérale du pieu dans la zone agissant en frottement (m^2)

f_s = frottement latéral calculé par la relation suivante:

$$f_s = 0,25 \sigma'_{vo}$$

où σ'_{vo} = pression effective verticale des terres incluant la surcharge due au remblai permanent (kPa)

Dans le calcul du frottement latéral, on ne tiendra compte que de la longueur du pieu située dans la formation sableuse inférieure au dépôt d'argile. En effet, la mise en place du remblai d'enrochement nécessaire à la protection des rives et contre l'affouillement autour des pieux causera le tassement de l'argile silteuse compressible normalement consolidée et engendrera un frottement négatif sur les pieux. Le frottement négatif développé le long du pieu réduira d'autant la capacité portante de ce dernier comme nous l'indiquons au paragraphe suivant.

12.3.1.1.2. Frottement négatif

La valeur du frottement négatif peut être évaluée en utilisant le principe de contrainte effective de la façon suivante:

$$F_n = 0,2 \sigma'_{vo}$$

où

F_n = frottement négatif (kN)

σ'_{vo} = pression effective des terres incluant la surcharge due au remblai permanent (kPa)

A_s = surface latérale du pieu dans la zone subissant le tassement (m^2)

Pour fin de calcul, nous considérons que le frottement négatif agira sur le pieu dans la pleine épaisseur de la formation argileuse et du remblai. La valeur du poids des terres utilisée dans le calcul augmente à partir de la surface jusqu'à une profondeur critique égale à 20 fois le diamètre du pieu. Au-delà de cette profondeur, on utilise une valeur constante du poids des terres. Par exemple, un pieu circulaire de 0,40 m de diamètre subira une charge due au frottement négatif telle que

donnée ci-après:

	F_n (kN)
remblai de 1 m d'épaisseur	199
remblai de 3 m d'épaisseur	246

Le frottement négatif peut être considéré comme une précharge qui résistera aux charges vives transitoires. En effet, une charge transitoire inférieure ou égale au frottement négatif ne produira pas d'augmentation de contrainte dans la partie inférieure du pieu. Une telle charge transitoire va causer un changement du frottement négatif en frottement positif.

Ainsi, la capacité portante admissible d'un pieu sera exprimée comme suit:

a) pour les charges permanentes:

$$Q_a = 1/3 (Q_f - F_n)$$

b) pour les charges totales (permanentes plus transitoires):

$$Q_a = 1/3 (Q_f)$$

où

- Q_a = capacité portante admissible d'un pieu (kN)
 Q_f = capacité portante ultime d'un pieu (kN)
 F_n = frottement négatif (kN)

Cette équation contient un facteur de sécurité de 3.

12.3.1.1.3. Capacité portante admissible des pieux

Les pieux du quai à l'escale de Bakel devront prendre leur appui dans la formation sableuse, présente entre les élévations 0 (BA-23) et -4,4 m (BA-21), où ils mobiliseront leur capacité portante. Pour fins de calcul, nous avons fixé le niveau de la couche sableuse à l'élévation 0 m. Ainsi, un pieu de 0,4 m de diamètre ayant pénétré 5 m dans la formation sableuse aura une capacité portante calculée pour les charges permanentes telle que donnée ci-après :

Q_a (kN)

sans remblai	234
remblai de 1 m	175
remblai de 3 m	173

Mentionnons que le frottement négatif peut être réduit par l'application de bitume ou autres produits visqueux le long du fût du pieu.

12.3.1.1.4. Capacité en arrachement

Pour le calcul de la capacité ultime en arrachement des pieux, nous recommandons d'utiliser une valeur de frottement latéral égale à 60% du frottement latéral utilisé pour le calcul de la capacité portante. Dans le calcul de la capacité en arrachement des pieux, seul le frottement mobilisé dans les couches de sol inférieures au dépôt argileux subissant un tassement de consolidation doit être utilisé.

Pour le calcul de la capacité admissible en arrachement des pieux, un coefficient de sécurité de 3 devra être appliqué.

12.3.2. Mise en place du remblai

Le remblai sur la rive dans l'emprise des installations prévues à l'escale sera composé de sols granulaires.

Nous recommandons de placer le remblai granulaire par couches ne dépassant pas 0,30 m d'épaisseur et compacter chaque couche à une densité au moins égale à 95% de la masse volumique maximum de l'essai Proctor modifié.

Nous recommandons également de placer sur le remblai après réglage de la ligne d'infrastructure, une couche de 0,15 m d'épaisseur de matériau granulaire grossier, tel que gravier latéritique, gravier de terrasse ou pierre concassée, compacté à au moins 95% de la densité maximum déterminée à l'essai Proctor modifié. Cette couche servira de plate-forme de travail durant la construction des bâtiments et pourra être utilisée comme sous-fondation dans l'emprise des aires de circulation et d'entreposage.

12.3.3. Fondations

12.3.3.1. Capacité portante admissible du terrain naturel

Nous recommandons d'utiliser sur le terrain naturel une valeur de capacité portante admissible de 60 kPa.

12.3.3.2. Capacité portante dans le remblai

Le remblai granulaire mis en place et compacté selon les recommandations mentionnées au paragraphe 12.3.2 assurera aux fondations des bâtiments projetés une assise adéquate.

Nous recommandons de calculer les pressions admissibles sous les semelles de fondations placées dans le remblai à l'aide des formules données ci-dessous qui tiennent compte d'une distribution triangulaire des charges selon un angle à la base de 30 degrés environ.

Semelle filante

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B}$$

Semelle carrée ou rectangulaire

$$\text{Pression admissible} = P_R \frac{B + 1,16 H}{B} \cdot \frac{L + 1,16 H}{L}$$

dans lesquelles:

B = largeur de la semelle (m)

L = longueur de la semelle (m)

H = épaisseur du remblai sous la semelle (m)

P_R = capacité portante admissible (kPa) du terrain naturel avant la mise en place du remblai dont les valeurs sont données au paragraphe 12.3.3.1.

Mentionnons que la largeur des semelles ne devra jamais être inférieure à 0,5 m de façon à éviter le poinçonnement du terrain de fondation.

Soulignons également que la pression admissible dans le remblai ne devra pas être supérieure à 200 kPa.

Les valeurs recommandées de pression admissible dans le remblai tiennent compte d'un facteur de sécurité de 3,0 contre la rupture par cisaillement du sol de fondation et assurent des tassements de l'ordre de 2,5 cm résultant de la compressibilité des sols granulaires naturel et d'emprunt. Il est bien entendu que ces tassements doivent être considérés après la consolidation primaire et résiduelle du terrain de fondation sous le poids du remblai et de la surcharge.

12.3.4. Etude des tassements

Le terrain de fondation dans le périmètre des aménagements de cette escale est principalement constitué d'un dépôt argilo-silteux.

Le rehaussement du terrain naturel sur la rive sera d'environ 3,0 m à 4,0 m à Bakel.

Cette surcharge imposera une contrainte additionnelle sur toute l'épaisseur du dépôt argileux en raison des importantes superficies à remblayer et tendra à produire des tassements de consolidation.

Sur la rive, la consistance du sol argileux est le plus souvent ferme à raide et les tassements de consolidation seront relativement faibles.

L'augmentation des contraintes sur le dépôt argileux due aux seules charges du remblai produira des tassements de l'ordre de 6 cm et de 8 cm avec l'application permanente de la surcharge de 20 kPa.

a flancs

Au site du dépôt d'hydrocarbures dont la localisation n'était pas connue au moment des travaux de reconnaissance géotechnique, nous ne possédons aucun renseignement quant à la nature et aux propriétés géotechniques des sols de fondation. Aussi, il ne nous est pas possible de prédire la valeur des tassements sous les réservoirs d'hydrocarbures.

Un ou deux forages géotechniques devront être réalisés afin de déterminer la nature et les propriétés géotechniques des sols de fondation présents sur le site du dépôt d'hydrocarbures.

12.3.5. Routes et aires de manutention

Le trafic journalier prévu jusqu'à l'an 2030 est de 60 à 150 véhicules d'un poids moyen de 50 kN.

A partir de ces données, nous recommandons les épaisseurs de structures suivantes présentées au tableau 51.

Tableau 51: Epaisseur des chaussées

Structures	Routes et aires de manutention
Pavage en béton bitumineux	50 mm
Fondation supérieure	100 mm
Fondation inférieure	150 mm

Les épaisseurs de chaussées ont été déterminées à partir de la méthode du CEBTP pour les pays tropicaux décrite dans le "Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques" du BCEOM-CEBTP (1975).

Nous avons supposé au niveau de l'infrastructure une valeur de CBR comprise entre 15 et 30. Cette valeur de CBR devrait être facilement atteinte sur le remblai granulaire compacté.

La couche de fondation supérieure devra posséder un CBR minimum de 80. Elle sera compactée à une densité égale à 100% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

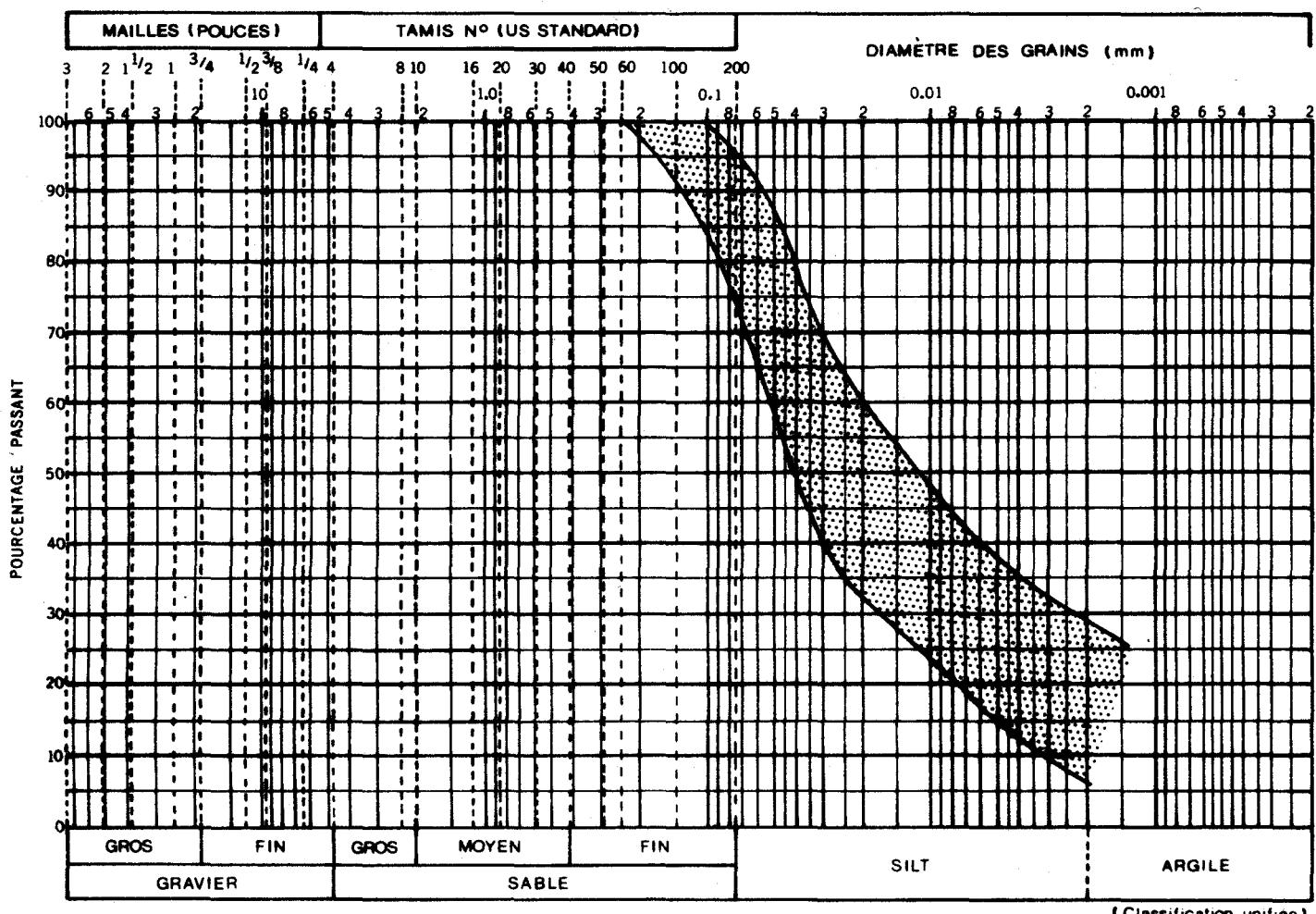
La couche de fondation inférieure devra avoir un CBR minimum de 30 et être compactée à une densité égale à 95% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

Les pentes transversales des routes revêtues devront être de 2 à 2,5% sur la chaussée et de 4 à 5% sur les accotements.

Pour les aires de circulation, les pentes transversales recommandées sont de 3 à 4%.

Mentionnons que dans le cas où l'importance d'un trafic lent (traction animale) aurait été reconnue, nous recommandons l'aménagement d'une bande de roulement non confondue avec l'accotement.

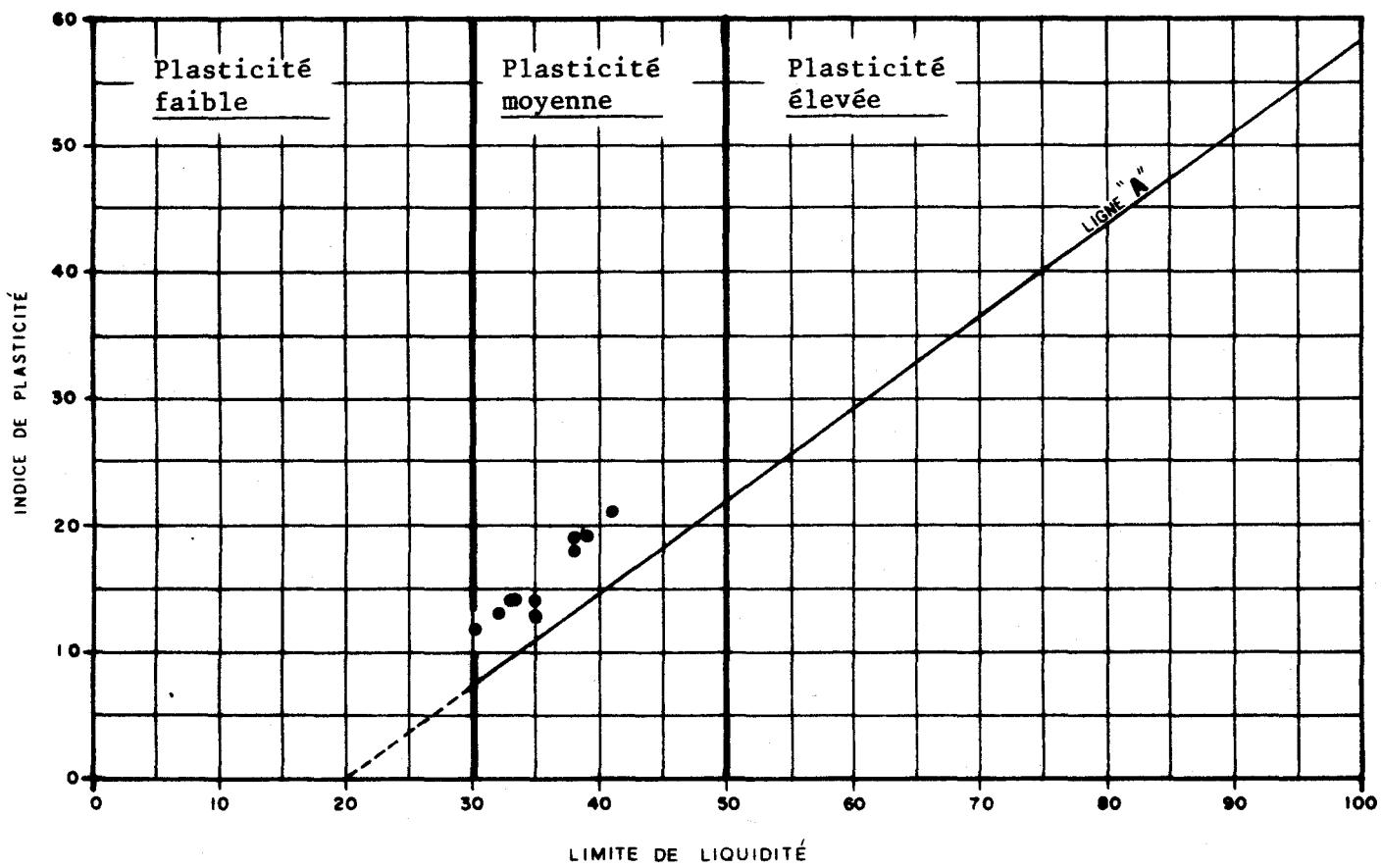
FUSEAU GRANULOMÉTRIQUE
DÉPÔT ARGILEO - SILTEUX
 SITE DE L'ESCALE DE BAKEL, SÉNÉGAL



NOTE: L'enveloppe granulométrique comprend 17 essais sur échantillons représentatifs du dépôt argilo-silteux.

ABAQUE DE PLASTICITÉ

SITE DE L'ESCALE DE BAKEL, SÉNÉGAL

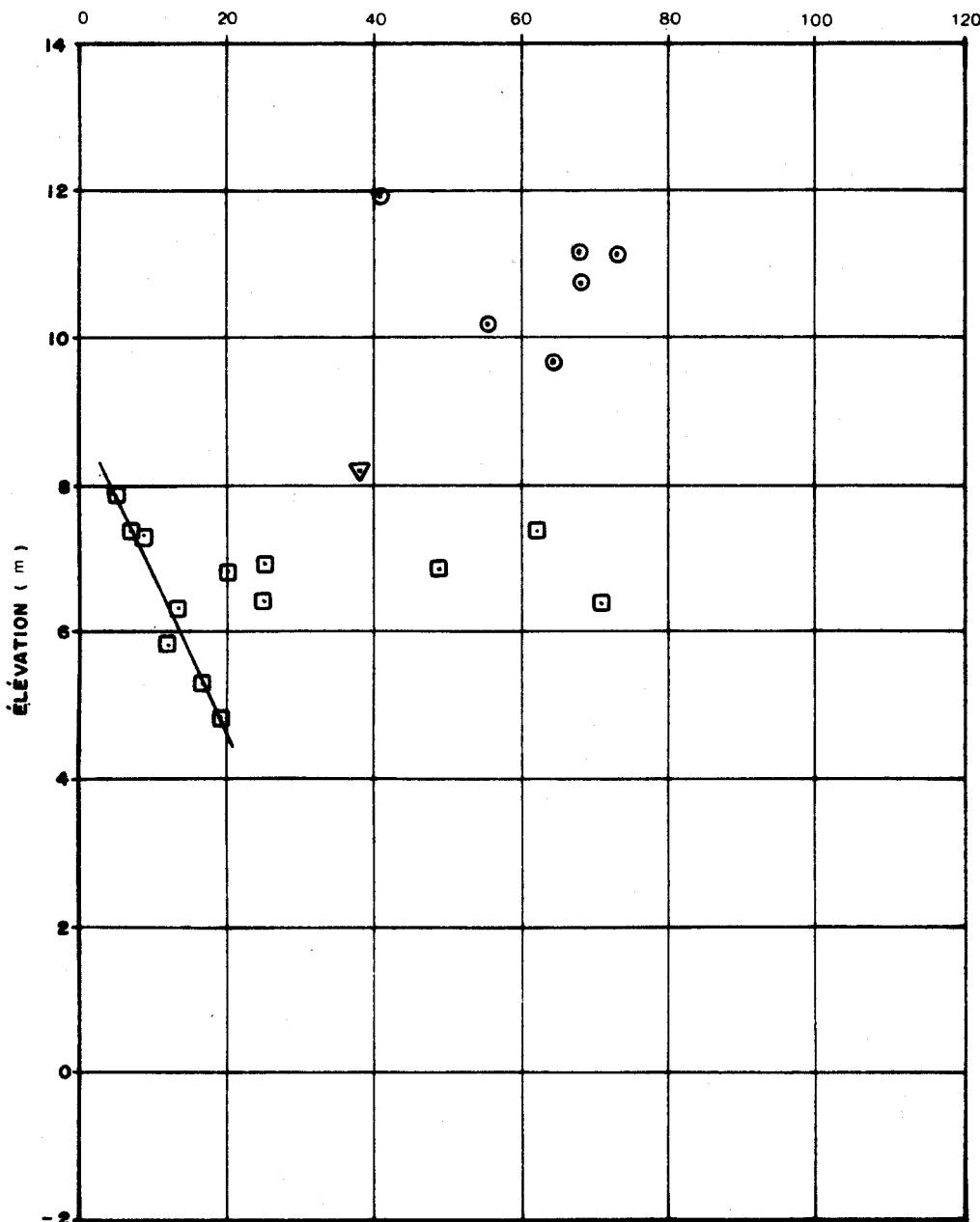


RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT NON DRAINÉ

ARGILE SILTEUSE

SITE DE L'ESCALE DE BAKEL, SÉNÉGAL

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT (kPa)

LÉGENDE

- ESSAI AU SCISSOMÈTRE SUR LE SOL INTACT (IN-SITU). (LIT DU FLEUVE)
- ESSAI AU SCISSOMÈTRE SUR LE SOL INTACT (IN-SITU). (TERRASSE)
- RÉSISTANCE MOYENNE
- ▽ ESSAI AU CÔNE TOMBANT SUR LE SOL INTACT (LABORATOIRE)

13. ESCALE DE GOURAYE (MAURITANIE)**13.1. Emplacement des sondages**

Les travaux de reconnaissance à Gouraye ont été réalisés entre le 28 mars et le 1er avril 1983.

L'emplacement des sondages est montré sur la planche 13.1 jointe

à la fin de ce chapitre.
du plan d'Hydrocarbure non investi qu'il

Le tableau 52 ci-après indique le type de sondage réalisé et présente la liste des coordonnées x, y et z des sondages.

Tableau 52: Liste des sondages, escale de Gouraye

No	Type de sondage	Coordonnées		
		x	y	z
GO-1	Forage	774 225,39 E	1 648 841,93 N	+11,59
GO-2	Forage et péné-tromètre dynamique	774 214,04 E	1 648 809,51 N	+11,66
GO-3	Forage	774 271,16 E	1 648 814,20 N	+23,88
GO-4	Forage	774 246,47 E	1 648 762,70 N	+22,20
GO-4A	Forage	774 233,77 E	1 648 768,37 N	+17,01
GO-5	Forage	774 291,88 E	1 648 747,17 N	+24,61
GO-6	Forage	774 370,71 E	1 648 928,53 N	+24,00
GO-7	Forage	774 357,63 E	1 648 888,52 N	+23,99
GO-8	Forage	774 335,80 E	1 648 917,33 N	+24,27
GO-9	Forage	774 324,34 E	1 648 891,65 N	+24,60

NOTES: Les coordonnées x et y sont rattachées au réseau géodésique O.M.V.S. système de projection M.T.U. Clark 1880, Fuseau 28.

Les élévations z en mètres sont rattachées aux repères SRJ-89 et SRH-1 de l'O.M.V.S. du premier ordre. Le niveau de base est IGN.

13.2. Description et propriétés des terrains

Le site proposé est situé sur la rive droite du fleuve Sénégal dans la ville de Gouraye, Mauritanie, vis-à-vis la ville de Bakel, Sénégal.

Le terrain est constitué d'une terrasse plane au niveau moyen de +24 m, délimitée sur le bord du rivage par une pente raide passant du sommet de la terrasse jusqu'au niveau +12 m environ, cette dernière étant l'élévation du fleuve au moment des travaux de reconnaissance.

Les sols identifiés sur le site proviennent de dépôts fluviatiles du Quaternaire récent et constituent des formations argilo-silteuse et silto-sableuse.

Sommairement, le sol rencontré sur le site est composé principalement d'une formation silto-sableuse reposant sur un dépôt d'argile silteuse. Ce dernier est entrecoupé en profondeur par une couche de sable de faible puissance.

Le substratum rocheux affleure environ 1 km en amont de Gouraye en bordure du fleuve.

Le présent chapitre décrit les propriétés géotechniques des sols rencontrés sur le site. La description détaillée du sol repéré à chaque forage suivie des résultats des essais de laboratoire sur les échantillons représentatifs est présentée au tome 2. Les coupes stratigraphiques établies à partir des rapports de sondages, des résultats des essais de laboratoire et des observations notées sur le terrain sont présentées à la planche 13.2 à la fin de ce chapitre.

13.2.1. Formation silto-sableuse

Le sol prédominant du site terrestre est un dépôt silto-sableux qui s'étale de la surface du terrain jusqu'à l'élévation +8,7 m environ, telle que mesurée au forage GO-2 implanté en bordure du fleuve sur la ligne du futur quai.

Le dépôt est constitué principalement de silt avec teneur variable en sable fin et argile et contient des strates de sable fin pouvant atteindre jusqu'à 40 cm d'épaisseur environ, espacées irrégulièrement dans le dépôt. Les résultats des analyses granulométriques de trois échantillons composites de silt avec strates de sable fin illustrés par l'enveloppe granulométrique de la planche 13.3 indiquent un matériau composé d'environ 45 à 57% de particules supérieures à 0,075 mm (sable fin) et de 10 à 12% de particules inférieures à 0,002 mm (argile).

Le dépôt silto-sableux à l'intérieur de la terrasse possède une compacité généralement moyenne parfois lâche telle que définie par la valeur moyenne de l'indice N (essai SPT) de 14 et les valeurs extrêmes de 6 et 28. Dans les premiers mètres du lit du fleuve, la compacité du sol est très lâche, selon les valeurs des indices N (essai SPT) inférieures à 2.

Un horizon silto-argileux a été observé dans les forages G0-6 à G0-9 à partir de l'élévation +20 m environ jusqu'à la fin de ces sondages. Une sédimentométrie réalisée sur un échantillon représentatif de silt argileux prélevé au forage G0-6 à l'élévation +19,2 m montre que cet horizon est plus argileux et contient 27% de particules inférieures à 0,002 mm (argile).

Une limite d'Atterberg effectuée sur cet échantillon indique un matériau de plasticité faible avec un indice de plasticité de 14% et une limite de liquidité de 31%. Les résultats sont rapportés sur l'abaque de plasticité à la planche 13.5 à la fin du chapitre. Cet horizon possède une consistance ferme à très raide telle qu'estimée par les valeurs de l'indice N (essai SPT) compris entre 6 et 30.

13.2.2. Argile silteuse

Le sol prédominant au site fluvial est un dépôt d'argile silteuse stratifié de silt argileux, contenant des strates de sable fin atteignant jusqu'à 15 cm d'épaisseur environ, espacées irrégulièrement dans le dépôt.

Cette formation est sous-jacente à la formation silto-sableuse décrite au paragraphe précédent et est entrecoupée en profondeur par une couche de sable décrite à la section suivante.

Le dépôt est constitué d'environ 25 à 29% de particules inférieures à 0,002 mm (argile) et peut avoir jusqu'à 35% de particules supérieures à 0,075 mm (sable fin) tel qu'indiqué par l'enveloppe granulométrique présentée sur la planche 13.4 à la fin de ce chapitre. Le pourcentage élevé de sable fin s'explique par la présence des strates de sable fin espacées irrégulièrement dans le dépôt.

Les résultats des limites d'Atterberg effectuées sur quatre échantillons représentatifs de la formation d'argile silteuse sont présentés au tableau 53 suivant et rapportés sur l'abaque de plasticité à la planche 13.5 à la fin de ce chapitre.

Tableau 53: Caractéristiques physiques de l'argile silteuse

Légende: w_L = limite de liquidité (%)
 w_p = limite de plasticité (%)
 I_p = indice de plasticité (%)

Forage no	Elévation (m)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	Particules argileuses (%)
G0-1	+8,10	32	19	13	29
G0-1	+0,14	41	20	21	-
G0-2	+3,09	50	23	27	25

Ces résultats indiquent que ce matériau au site fluvial possède une plasticité moyenne.

Afin de déterminer la résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse, sept essais au scissomètre ont été effectués dans les forages G0-1 et G0-2 implantés sur la ligne du futur quai. Les résultats, portés en graphique à la planche 13.6, indiquent que la résistance augmente linéairement en profondeur passant de 10 kPa à l'élévation +9 m environ à 20 kPa vers l'élévation +7,5 m. Ces valeurs indiquent que l'argile silteuse a une consistance molle et est normalement consolidée. En profondeur, en-dessous de l'interlit de sable, la consistance de l'argile silteuse devient moyenne.

13.2.3. Sable

Le dépôt de sable se présente en interlit dans la formation argilo-silteuse observée au site fluvial, entre les élévations moyenne +3,6 et +0,6 m environ. Ce dépôt sableux a été repéré également en bas de l'élévation -4,6 m au forage GO-2, le plus profond, où il a été pénétré d'environ 20 cm et échantillonné. Un essai de pénétration dynamique effectué à la fin du forage GO-2 a rencontré un matériau dense probablement granulaire à partir de l'élévation -7,6 m environ. La puissance de cette couche est indéterminée à cet endroit, l'essai de pénétration dynamique ayant été arrêté dans ce matériau à l'élévation -8,2 m pour une valeur de 57 coups pour 0,3 m de pénétration.

Le dépôt sableux est composé principalement de sable fin uniforme avec un pourcentage variable en sable moyen et silt, tel que déterminé par l'examen visuel des échantillons sur le chantier.

La couche de sable en interlit dans le dépôt argileux possède une compacité variant de lâche à moyenne selon les valeurs des indices N (essai SPT) compris entre 7 et 16. En-dessous de l'élévation -4,8 m environ, la compacité du matériau augmente graduellement de lâche à dense en profondeur, devenant très dense à partir de l'élévation -7,6 m environ où l'essai de pénétration dynamique a atteint 57 coups pour 0,30 m de pénétration.

13.2.3. Eau souterraine

Le niveau de la nappe phréatique n'a pu être mesuré aux forages terrestres effectués entre les 28 mars et 1 avril 1983 en raison

du délai d'observation trop court pour permettre une stabilisation du niveau de l'eau à l'intérieur des trous de forage.

Le niveau du fleuve au moment de l'exécution des forages était à l'élévation +11,9 m environ. Le changement de coloration passant de brune à grise à l'élévation +12 m environ au forage GO-4A semble confirmer que le niveau de la nappe à l'intérieur de la terrasse en période d'étiage se situerait à un niveau légèrement inférieur à ce niveau et que la nappe en bordure du fleuve observerait les mêmes fluctuations que le niveau du fleuve.

13.3. Recommandations géotechniques

L'aménagement de cette escale comprendra la réalisation d'un quai, de divers édifices tels que hangars et bâtiments administratifs, d'un dépôt d'hydrocarbures, des aires d'entreposage et de circulation ainsi que des voies de raccordement aux routes existantes.

Nous présentons dans le tableau 54 ci-après les élévations prévues pour le quai et les bâtiments ainsi que celle du niveau d'eau minimum du fleuve régularisé.

Tableau 54: Elévations du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé

Elévation du quai	Elévation des bâtiments	Emplacement du quai	Niveau minimum du fleuve régularisé
+24,0	+24,4	+11,3	+13,8

13.3.1. Structure de quai

La structure de quai prévue pour cette escale est le quai sur pilotis.

13.3.1.1. Quai sur pilotis

Le quai sur pilotis est constitué de pieux sur lesquels repose une dalle de béton armée. En regard des conditions géotechniques présentes sur ce site, nous recommandons d'utiliser comme pilotis des pieux foncés par battage.

Ceux-ci regroupent les pieux d'acier tubulaires ou profilés H, les pieux de béton préfabriqués précontraints ou non. De façon à mobiliser la résistance en pointe, nous recommandons toutefois d'utiliser des pieux à déplacement. Cela exclut donc les pieux tubulaires à bout ouvert et les profilés H.

13.3.1.1.1. Capacité portante ultime

La résistance en pointe d'un pieu dans un sol granulaire peut être évalué à l'aide de la relation suivante:

$$q_f = \gamma' D_c N_q$$

dans laquelle:

q_f = résistance ultime en pointe (kPa)

γ' = poids volumique effectif du sol incluant le remblai
(kN/m^3)

N_q = coefficient de capacité portante fonction de l'angle
de frottement interne (pris égal à 75)

D_c = profondeur critique au-delà de laquelle les valeurs
unitaires de la capacité portante d'un pieu n'augmentent
plus, prise égale à 20 fois le diamètre du pieu (m)

La capacité portante ultime des pieux est calculée à partir de
la formule suivante:

$$Q_f = q_f \pi \frac{D^2}{4} + f_s A_s$$

dans laquelle:

Q_f = capacité portante ultime (kN)

q_f = résistance ultime en pointe (kPa)

A_s = surface latérale du pieu dans la zone agissant en
frottement (m^2)

f_s = frottement latéral calculé par la relation suivante:

$$f_s = 0,25 \sigma'_{vo}$$

où σ'_{vo} = pression effective verticale des terres incluant
la surcharge due au remblai permanent (kPa)

Dans le calcul du frottement latéral, on ne tiendra compte que de la longueur du pieu située dans la formation sableuse inférieure au dépôt d'argile. En effet, la mise en place du remblai d'enrochement nécessaire à la protection des rives et contre l'affouillement autour des pieux causera le tassement de l'argile silteuse compressible normalement consolidée et engendrera un frottement négatif sur les pieux. Le frottement négatif développé le long du pieu réduira d'autant la capacité portante de ce dernier tel qu'indiqué en détail au paragraphe suivant.

13.3.1.1.2. Frottement négatif

La valeur du frottement négatif peut être évaluée en utilisant le principe de contrainte effective de la façon suivante:

$$F_n = 0,2 \sigma'_{vo}$$

où

F_n = frottement négatif (kN)

σ'_{vo} = pression effective des terres incluant la surcharge due au remblai permanent (kPa)

A_s = surface latérale du pieu dans la zone subissant le tassement (m^2)

Pour fin de calcul, nous considérons que le frottement négatif agira sur le pieu dans la pleine épaisseur du remblai et seulement dans la couche argileuse reposant sur l'interlit de sable présent à partir des élévations +3,6 (G0-1) et +2,9 m (G0-2). La valeur du poids des terres utilisée dans le calcul augmente à partir de la surface jusqu'à une profondeur critique égale à 20 fois le diamètre du pieu. Au-delà de cette profondeur, on utilise une valeur constante du poids des terres. Par exemple, un pieu circulaire de 0,40 m de diamètre subira une charge due au frottement négatif telle que donnée ci-après:

F_n (kN)

remblai de 1 m d'épaisseur	140
remblai de 3 m d'épaisseur	200

Le frottement négatif peut être considéré comme une précharge qui résistera aux charges vives transitoires. En effet, une charge transitoire inférieure ou égale au frottement négatif ne produira pas d'augmentation de contrainte dans la partie inférieure du pieu. Une telle charge transitoire va causer un changement du frottement négatif en frottement positif.

Ainsi, la capacité portante admissible d'un pieu sera exprimée comme suit:

a) pour les charges permanentes:

$$Q_a = 1/3 (Q_f - F_n)$$

b) pour les charges totales (permanentes plus transitoires):

$$Q_a = 1/3 (Q_f)$$

où

Q_a = capacité portante admissible d'un pieu (kN)

Q_f = capacité portante ultime d'un pieu (kN)

F_n = frottement négatif (kN)

Cette équation contient un coefficient de sécurité de 3.

13.3.1.1.3. Capacité portante admissible des pieux

Les pieux du quai devront prendre leur appui dans la formation sableuse présente à partir des élévations +3,6 m (G0-1) et +2,9 m (G0-2) où ils mobiliseront leur capacité portante. Ainsi, un pieu de 0,4 m de diamètre ayant pénétré 2 m dans la formation sableuse aura une capacité portante telle que donnée ci-après:

	Q_a (kN)
Sans remblai	214
remblai de 1 m	174
remblai de 3 m	167

Mentionnons que le frottement négatif peut être réduit par l'application de bitume ou autres produits visqueux le long du fût du pieu.

13.3.1.1.4. capacité en arrachement

Pour le calcul de la capacité ultime en arrachement des pieux, nous recommandons d'utiliser une valeur de frottement latéral égale à 60% du frottement latéral utilisé pour le calcul de la capacité portante. Dans le calcul de la capacité en arrachement des pieux, seul le frottement mobilisé dans les couches de sol inférieures au dépôt argileux subissant un tassement de consolidation doit être utilisé.

Pour le calcul de la capacité admissible en arrachement des pieux, un coefficient de sécurité de 3 devra être appliqué.

13.3.2. Mise en place du remblai

Le remblai sur la rive dans l'emprise des installations prévues sera composé de sols granulaires.

Nous recommandons de placer le remblai granulaire par couches ne dépassant pas 0,30 m d'épaisseur et compacter chaque couche à une densité au moins égale à 95% de la masse volumique maximum de l'essai Proctor modifié.

Nous recommandons également de placer sur le remblai après réglage de la ligne d'infrastructure, une couche de 0,15 m d'épaisseur de matériau granulaire grossier, tel que gravier latéritique, gravier de terrasse ou pierre concassée, compacté à au moins 95% de la densité maximum déterminée à l'essai Proctor modifié. Cette couche servira de plate-forme de travail durant la construction des bâtiments et pourra être utilisée comme sous-fondation dans l'emprise des aires de circulation et d'entreposage.

13.3.3. Fondations

13.3.3.1. Capacité portante admissible du terrain naturel

Nous recommandons d'utiliser une capacité portante admissible de 80 kPa sur le terrain naturel de la terrasse supérieure.

13.3.3.2. Capacité portante dans le remblai

Le remblai granulaire mis en place et compacté selon les recommandations mentionnées au paragraphe 13.3.2 assurera aux fondations des bâtiments projetés une assise adéquate.

Nous recommandons de calculer les pressions admissibles sous les semelles de fondations placées dans le remblai à l'aide des formules données ci-dessous qui tiennent compte d'une distribution triangulaire des charges selon un angle à la base de 30 degrés environ.

Semelle filante:

$$\text{Pression admissible: } p_R = \frac{B + 1,16 H}{B}$$

Semelle carrée ou rectangulaire:

$$\text{Pression admissible: } p_R = \frac{B + 1,16 H}{H} \cdot \frac{L + 1,16 H}{L}$$

Dans lesquelles:

B = largeur de la semelle (m)

L = longueur de la semelle (m)

H = épaisseur du remblai sous la semelle (m)

p_R = capacité portante admissible (kPa) du terrain naturel avant la mise en place du remblai dont la valeur est donnée au paragraphe 13.3.3.1.

Mentionnons que la largeur des semelles ne devra jamais être inférieure à 0,5 m de façon à éviter le poinçonnement du terrain de fondation.

Soulignons également que la pression admissible dans le remblai ne devra pas être supérieure à 200 kPa.

Les valeurs recommandées de pression admissible dans le remblai tiennent compte d'un facteur de sécurité de 3,0 contre la rupture par cisaillement du sol de fondation et assurent des tassements de l'ordre de 2,5 cm résultant de la compressibilité des sols granulaires naturel et d'emprunt. Il est bien entendu que ces tassements doivent être considérés après la consolidation primaire du terrain de fondation sous le poids du remblai et de la surcharge.

13.3.4. Etude des tassements à l'escale de Gouraye

Le terrain de fondation dans le périmètre des aménagements de cette escale est principalement constitué d'un dépôt argilo-silteux.

Le rehaussement du terrain naturel sur la rive sera au maximum de 1,0 m.

Le poids du remblai et les charges permanentes occasionneront des tassements de consolidation négligeables qui n'excéderont pas 2,5 cm.

13.3.5. Routes et aires de manutention

Le trafic journalier prévu jusqu'à l'an 2030 est de 60 à 150 véhicules d'un poids moyen de 50 kN.

A partir de ces données, nous recommandons les épaisseurs de structures présentées au tableau 55.

Tableau 55: Epaisseur des chaussées

Structures	Routes et aires de manutention
Pavage en béton bitumineux	50 mm
Fondation supérieure	100 mm
Fondation inférieure	150 mm

Les épaisseurs de chaussées ont été déterminées à partir de la méthode du CEBTP pour les pays tropicaux décrite dans le "Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques" du BCEOM-CEBTP (1975).

Nous avons supposé au niveau de l'infrastructure une valeur de CBR comprise entre 15 et 30. Cette valeur de CBR devrait être facilement atteinte sur le remblai granulaire compacté.

La couche de fondation supérieure devra posséder un CBR minimum de 80. Elle sera compactée à une densité égale à 100% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

La couche de fondation inférieure devra avoir un CBR minimum de 30 et être compactée à une densité égale à 95% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

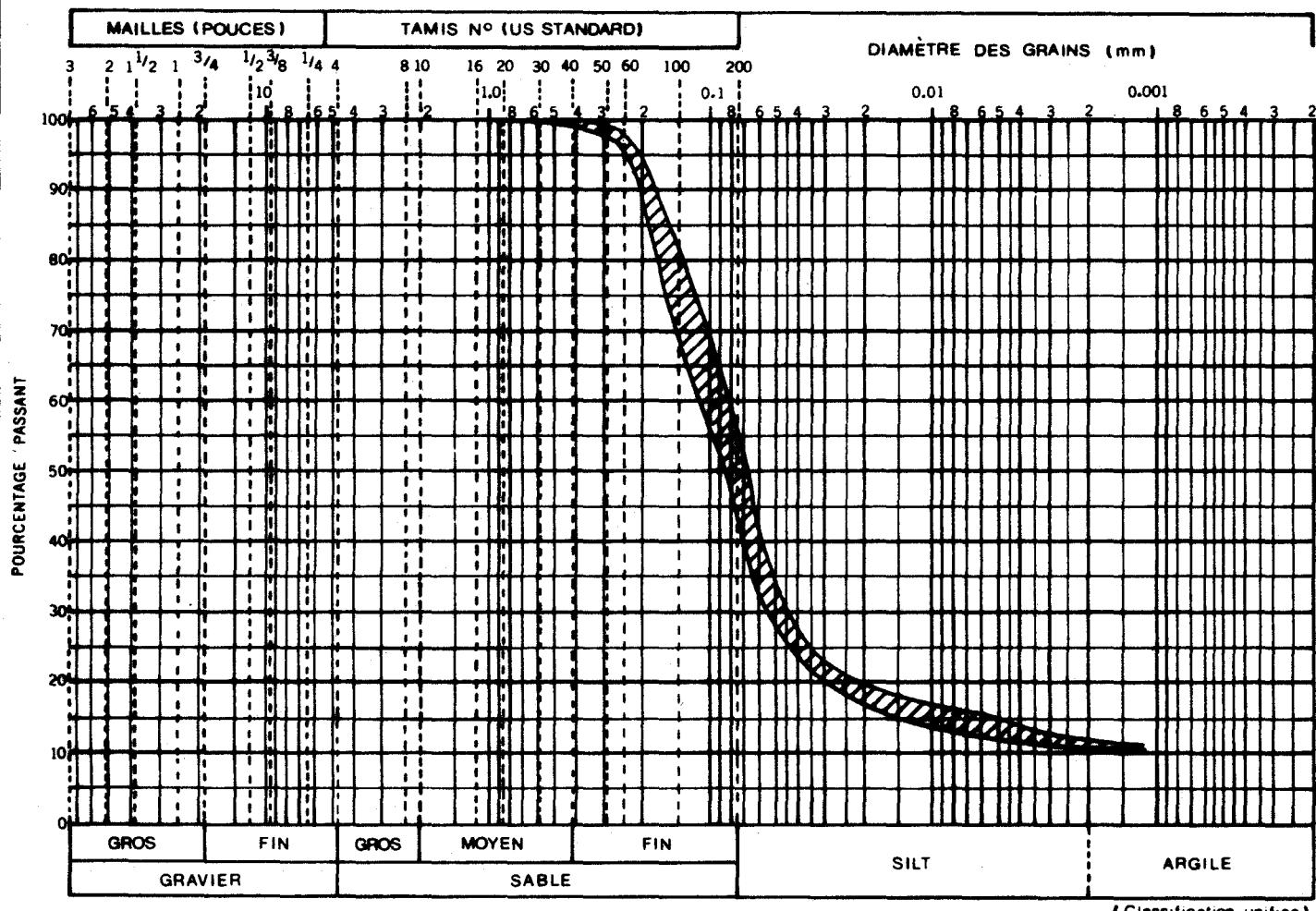
Les pentes transversales des routes revêtues devront être de 2 à 2,5% sur la chaussée et de 4 à 5% sur les accotements.

Pour les aires de circulation, les pentes transversales recommandées sont de 3 à 4%.

Mentionnons que dans le cas où l'importance d'un trafic lent (traction animale) aurait été reconnue, nous recommandons l'aménagement d'une bande de roulement non confondue avec l'accotement.

FUSEAU GRANULOMÉTRIQUE
DÉPÔT SILTO - SABLEUX

SITE DE L'ESCALE DE GOURAYE, MAURITANIE

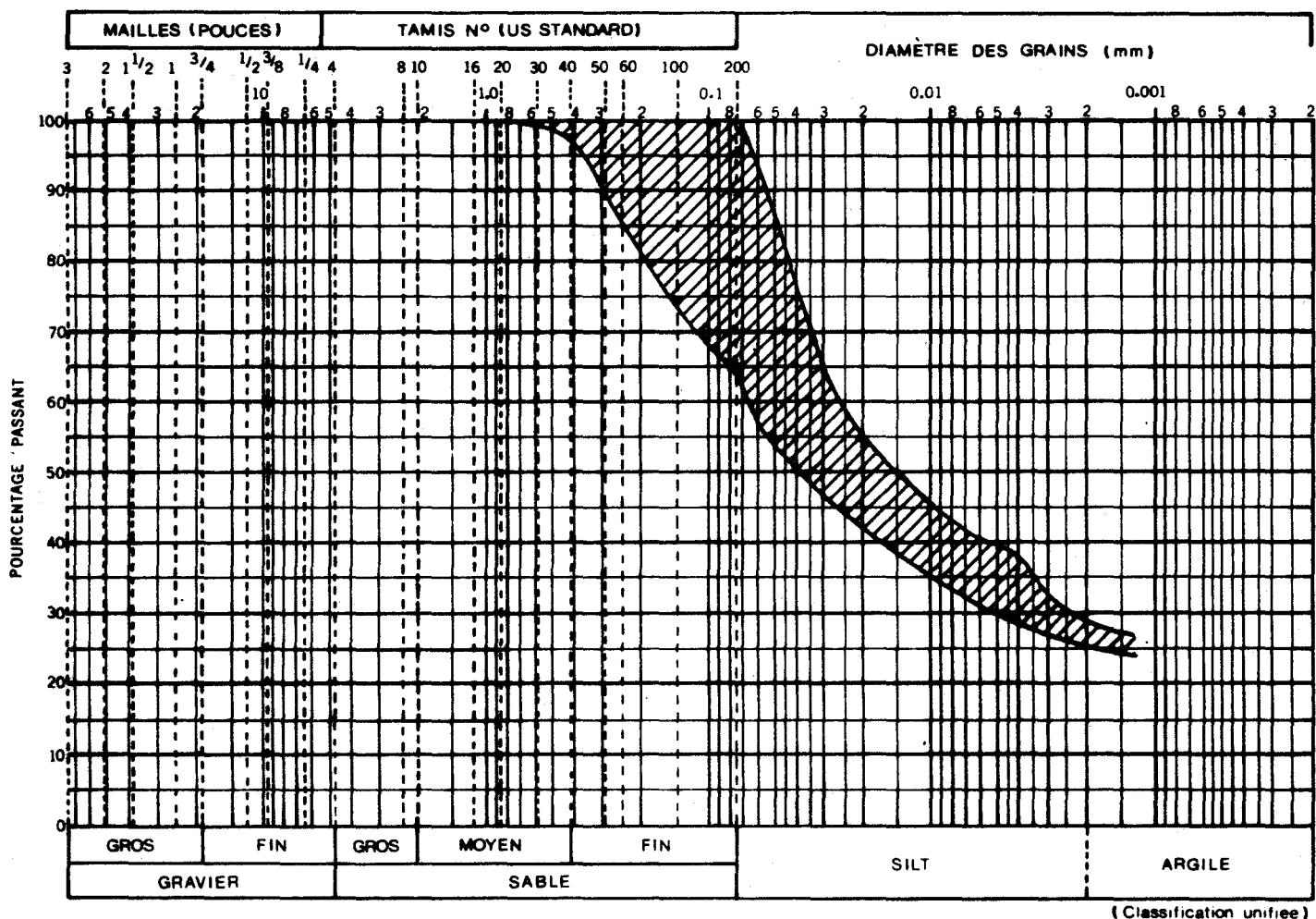


NOTE: Enveloppe granulométrique tracée à partir de
3 courbes granulométriques d'échantillons
représentatifs du dépôt silto-sableux.

FUSEAU GRANULOMÉTRIQUE

ARGILE SILTEUSE

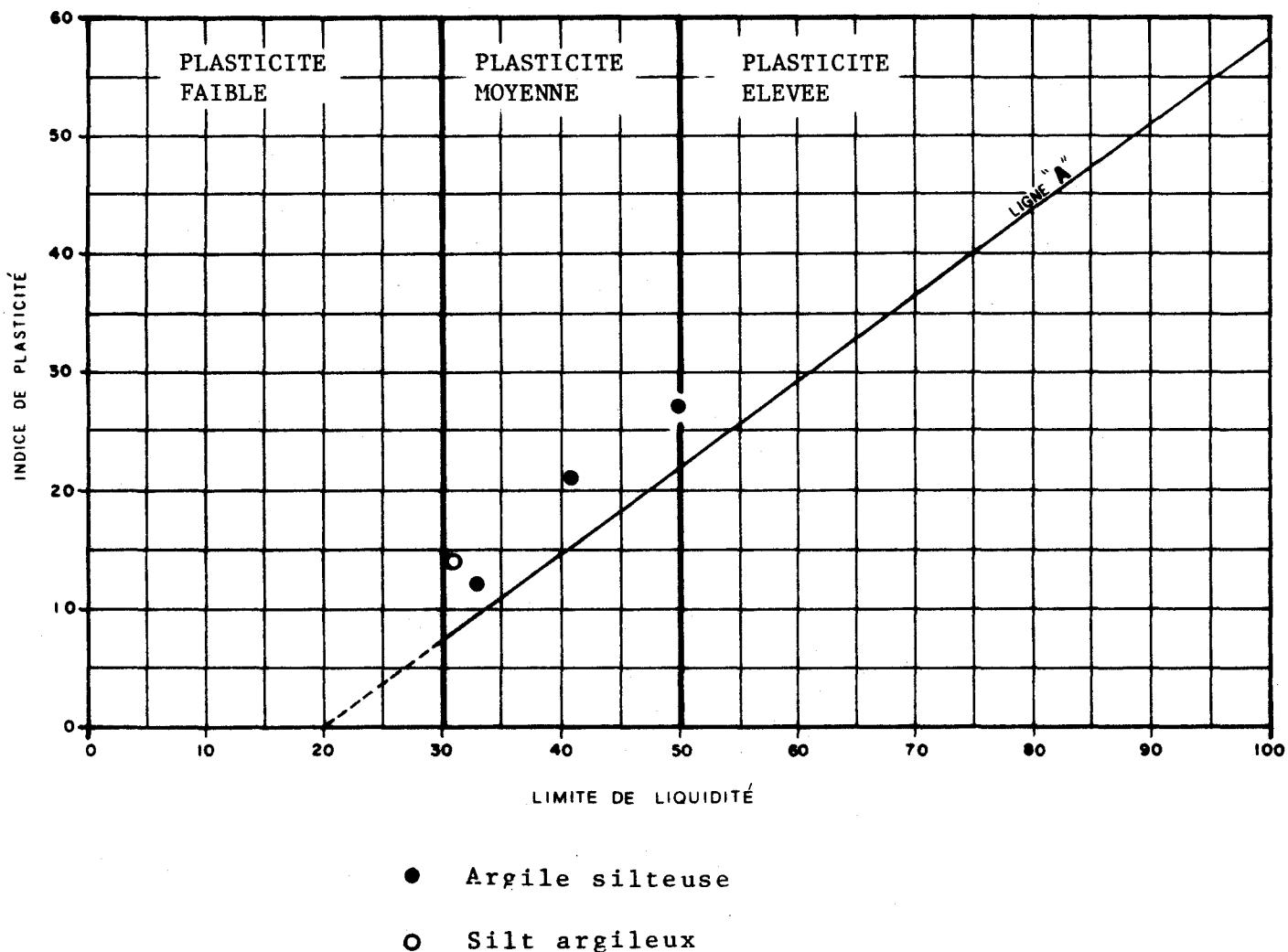
SITE DE L'ESCALE DE GOURAYE, MAURITANIE



NOTE: Enveloppe granulométrique tracée à partir de 3 courbes granulométriques d'échantillons du dépôt d'argile silteuse

ABAQUE DE PLASTICITÉ

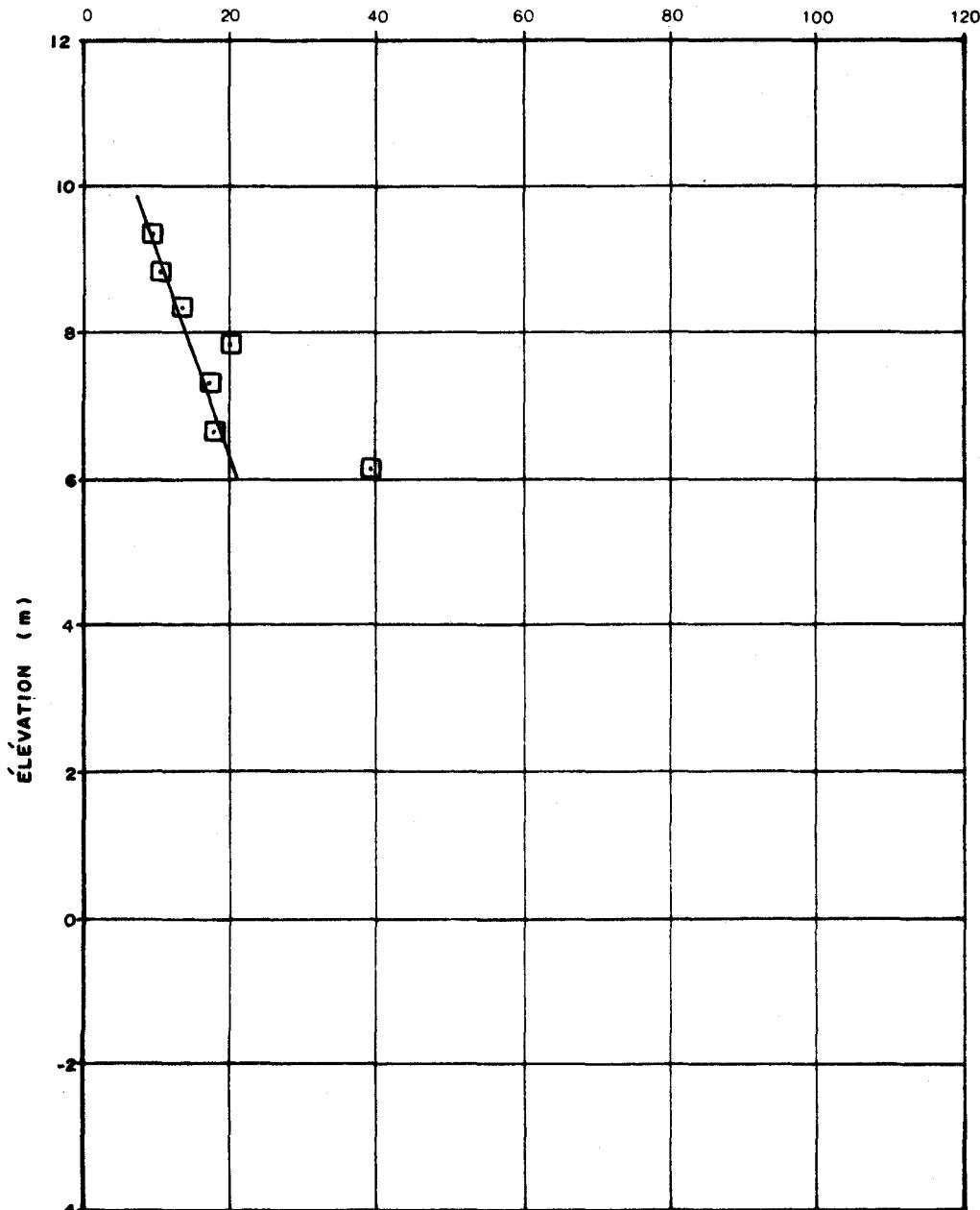
SITE DE L'ESCALE DE GOURAYE, MAURITANIE



RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT NON DRAINÉ
ARGILE SILTEUSE

SITE DE L'ESCALE DE GOURAYE, MAURITANIE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT (kPa)



LÉGENDE

- ESSAI AU SCISSOMÈTRE SUR LE SOL INTACTE (IN-SITU).
- ESSAI AU SCISSOMÈTRE SUR LE SOL REMANIÉ (IN-SITU).
- RÉSISTANCE MOYENNE

14. ESCALE D'AMBIDEDI (MALI)**14.1. Emplacement des sondages**

Les travaux de reconnaissance à Ambidédi ont été réalisés entre les 26 et 28 avril 1983.

L'emplacement des sondages est montré sur la planche 14.1 jointe à la fin de ce chapitre.

Le tableau 56 ci-après indique le type de sondage réalisé et présente la liste des coordonnées x, y et z des sondages.

Tableau 56: Liste des sondages, escale d'Ambidédi

No	Type de sondage	Coordonnées		
		x	y	z
AM-21	Forage	198 167,94 E	1 615 434,91 N	+17,60
AM-22	Pénétromètre dynamique	198 219,47 E	1 615 411,97 N	+17,84
AM-23	Forage	198 263,30 E	1 615 393,91 N	+18,15
AM-24	Forage	198 191,10 E	1 615 396,78 N	+28,04
AM-25	Forage	198 227,80 E	1 615 383,22 N	+28,39
AM-26	Forage	198 304,82 E	1 615 342,23 N	+28,14
AM-27	Forage	198 233,69 E	1 615 316,62 N	+26,34
AM-28	Forage	198 163,20 E	1 615 256,88 N	+25,28
AM-29	Forage	198 151,15 E	1 615 212,60 N	+25,57

NOTES: Les coordonnées x et y sont rattachées au réseau géodésique O.M.V.S. système de projection M.T.U. Clark 1880, Fuseau 28.

Les élévations z en mètres sont rattachées aux repères SRJ-1 et SRJ-3 de l'O.M.V.S. du premier ordre. Le niveau de base est IGN.

14.2. Description et propriétés des terrains

Le site de l'escale proposé est situé sur la rive gauche du fleuve Sénégal, environ un kilomètre en aval de la ville d'Ambidédi, Mali.

Le site étudié se trouve sur le sommet d'une terrasse dont le niveau varie entre +25 et +28 m. Cette terrasse est délimitée le long du rivage par un escarpement d'environ 6 m de hauteur.

Entre le bas de l'escarpement et le fleuve se trouve une terrasse inférieure possédant une légère pente vers le fleuve qui passe de l'élévation +22 à +17 m environ, cette dernière étant l'élévation approximative du fleuve au moment des travaux de reconnaissance.

Des affleurements rocheux n'ont pas été observés dans le périmètre du site proposé ni au site fluvial malgré sa faible profondeur dans le lit du fleuve. Par contre le socle rocheux affleurait ça et là dans le fleuve en amont de la ville d'Ambidédi.

Le sol rencontré dans les forages effectués sur le site se compose principalement de dépôts fluviatiles déposés durant le Quaternaire. Ils sont constitués principalement de silt, de sable et d'argile.

Sommairement, le sol formant les terrasses supérieure et inférieure se compose de silt avec teneur variable en argile surmontant un dépôt sableux reposant sur le socle rocheux. Ce dernier se trouve à faible profondeur sous le lit du fleuve.

Le présent chapitre décrit les propriétés géotechniques des terrains rencontrés sur le site. La description détaillée des sols et du socle rocheux repérés à chaque forage suivie des résultats des essais de laboratoire sur les échantillons représentatifs est présentée au tome 2. Les coupes stratigraphiques de synthèse établies à partir des rapports de sondages, des résultats des essais de laboratoire et des observations notées sur le terrain sont illustrées sur la planche 14.2 placées à la fin de ce chapitre.

14.2.1. Silt

Le sol prédominant sur le site de l'escale proposée est un dépôt silteux qui a été observé de la surface du terrain jusqu'à 6,0 m de profondeur, niveau d'arrêt des forages implantés sur la terrasse supérieure. Cette formation a été repérée également en bordure du fleuve dans la terrasse inférieure. A cet endroit, elle repose sur le socle rocheux, où son épaisseur atteint environ 2,2 m, telle que mesurée au forage AM-23. Si on assume que dans le périmètre étudié le socle rocheux est sub-horizontal et à une élévation moyenne de +15 m environ, la puissance moyenne du dépôt silteux sur les terrasses serait de 13 m environ. Le sol est de coloration brune devenant grise à la base du dépôt au niveau de la nappe phréatique.

Cette formation est composée de stratifications de silt, de silt argileux et de silt sableux. L'enveloppe granulométrique tracée

à partir de 5 courbes granulométriques d'échantillons représentatifs et présentée sur la planche 14.3 à la fin du chapitre montre que le dépôt forme un sol composite constitué d'environ 14 à 32% de particules inférieures à 0,002 mm (argile) et de 13 à 35% de particules supérieures à 0,075 mm (sable fin). Le dépôt est parfois entrecoupé par des horizons d'argile silteuse pouvant atteindre jusqu'à 50 cm d'épaisseur.

Les résultats des limites d'Atterberg effectuées sur 3 échantillons de silt argileux sont présentés au tableau 57 suivant et rapportés sur l'abaque de plasticité à la planche 14.4.

Tableau 57: Caractéristiques physiques du silt argileux

Légende: w_L = limite de liquidité (%)

w_p = limite de plasticité (%)

I_p = indice de plasticité (%)

Forage no	Elévation (m)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	Particules argileuses(%)
AM-24	+26,8	28	17	11	-
AM-25	+22,6	25	20	5	22
AM-28	+24,0	34	17	17	32

Ces résultats démontrent que le silt argileux possède une plasticité faible parfois moyenne malgré une teneur relativement élevée en particules argileuses.

Les valeurs des indices N de l'essai de pénétration standard donnent une idée générale de la consistance du dépôt silto-argileux. Le sol à l'intérieur de la terrasse supérieure possède une consistance généralement très raide comme l'indique la valeur de l'indice N moyenne de 21 avec un écart type de 6, déterminé à partir de 14 essais SPT. La consistance du silt en bordure du fleuve dans la terrasse inférieure est de molle à moyenne avec des valeurs de l'indice N (essai SPT) de 2 à 5.

Dans les horizons silto-sableux observés principalement aux forages AM-28 et AM-29 à partir de l'élévation +24 m approximativement, la compacité du sol est généralement moyenne, parfois dense selon les indices N (essai SPT) compris entre 14 et 32.

14.2.2. Sable

Le dépôt de sable se présente en bordure du fleuve dans la terrasse inférieure et son épaisseur mesurée au forage AM-21 est de 2,6 m environ. Ce sol repose directement sur le socle rocheux intercepté entre les élévations +15 et +16 m dans les trois sondages implantés le long de la ligne du futur quai.

Le dépôt sableux est constitué principalement de sable fin avec un peu de silt, tel que déterminé par l'examen visuel des échantillons prélevés fait au chantier. La coloration est généralement brune au-dessus de la nappe phréatique et grise en-dessous de celle-ci.

La compacité du dépôt sableux déterminée à partir de 2 essais de pénétration standard au forage AM-21 est de lâche à très lâche avec des valeurs de l'indice N (essai SPT) de 9 et 3. L'essai de pénétration dynamique effectué au sondage AM-22 confirme la présence d'un sol de compacité lâche.

14.2.3. Socle rocheux

Le socle rocheux a été intercepté par les sondages réalisés le long de la ligne du futur quai.

L'élévation du substratum rocheux est de +15 m au forage AM-21 et de +16 m au forage AM-23.

Au sondage au pénétromètre dynamique AM-22, le refus a été atteint sur le socle rocheux à l'élévation +15,7 m.

Le type de roche est identique dans les deux forages carottés. Il s'agit d'un grès conglomératique impur, appelé aussi grauwacke conglomératique, appartenant au craton ouest-africain, d'âge Précambrien ou Cambrien. La roche est constituée de fragments de granite, de grès, de chert et de calcaire de 2 mm environ, enrobés dans une matrice calcaro-argileuse. Aucun signe visible d'altération n'a été observé sur la roche. Toutefois, on observe une légère altération le long des surfaces de discontinuités ouvertes. La valeur moyenne de l'indice de qualité de la roche, modifiée pour des carottes de 42 mm de diamètre, est de 79% indiquant une roche de bonne qualité.

Des essais de compression uniaxiale ont été effectués sur les échantillons de roche prélevés aux forages AM-21 et AM-23. Les résultats de ces essais sont donnés au tableau 58 suivant:

Tableau 58: Résistance en compression uniaxiale de la roche

Forage	Elévation (m)	Résistance en compression (MPa)
AM-23	+15,92/+15,83	115,5
AM-23	+15,62/+15,53	132,4
AM-23	+15,53/+15,45	116,1
AM-21	+14,83/+14,75	83,1
AM-21	+14,66/+14,58	96,1
AM-21	+14,57/+14,49	123,8
AM-21	+14,30/+14,21	125,3
AM-21	+14,15/+14,06	123,8
AM-21	+13,92/+13,83	118,4

Tel qu'illustré par les valeurs présentées au tableau 62 la résistance en compression uniaxiale de la roche est comprise entre 83 et 132 MPa. La résistance moyenne est de 115 MPa et l'écart type de 16 MPa. Ces valeurs de résistance en compression uniaxiale indiquent que la roche possède une résistance élevée.

14.2.4. Eau souterraine

Le niveau du fleuve entre les 26 et 28 avril 1983 durant les travaux de reconnaissance était à l'élévation +17,3 m environ.

La nappe phréatique n'a pas été observée dans les forages implantés à partir de la surface de la terrasse supérieure en raison de l'interruption des forages à une élévation supérieure à celle du niveau du fleuve.

Les changements de coloration du sol en bordure du fleuve, entre les élévations +16,6 et +17,7 m environ semble confirmer que le plus bas niveau de la nappe phréatique en période d'étiage se situerait au même niveau ou légèrement inférieur à celles-ci. Toutefois, la nappe d'eau souterraine en bordure du fleuve est vraisemblablement alimentée par le cours d'eau et donc fluctue avec celle-ci.

14.3. Recommandations géotechniques

L'aménagement de cette escale comprendra la réalisation d'un nouveau quai, de divers édifices tels que hangars et bâtiments administratifs, d'un dépôt d'hydrocarbures, des aires d'entreposage et de circulation ainsi que des voies de raccordement aux routes existantes.

Nous présentons dans le tableau 59 ci-après les élévations prévues pour le quai et les bâtiments ainsi que celle du niveau d'eau minimum du fleuve régularisé.

Tableau 59: Elévation du quai, des bâtiments et du fleuve régularisé

Elévation du quai (m)	Elévation des bâtiments (m)	Ligne de quai (m)	Niveau minimum du fleuve régularisé (m)
+29,2	+29,6	+16,9	+19,4

14.3.1. Structures de quai

La structure de quai envisagée pour cette escale est le mur en béton armé avec contreforts, lequel se prête bien à une fondation sur le socle rocheux.

14.3.1.1. Mur en béton armé avec contreforts

A Ambidédi, le socle rocheux présent à faible profondeur le long de la ligne de quai permet l'emploi d'un mur en béton armé comme structure de quai.

14.3.1.1.1. Poussée des terres

Nous recommandons d'utiliser pour le remblai à l'arrière du mur les paramètres géotechniques donnés ci-dessous:

Remblai de sable

Poids volumique total	γ = 19,5 kN/m ³
Angle de frottement interne	ϕ = 35 degrés
Coefficient de poussée (au repos)	K_o = 0,4
Coefficient de butée	K_p = 3,0

14.3.1.1.2. Capacité portante admissible sur le socle rocheux sain

La capacité portante admissible sur le socle rocheux peut être exprimée par la relation suivante:

$$q_a = k_{sp} q_u$$

dans laquelle:

q_a = capacité portante admissible

q_u = résistance en compression uniaxiale moyenne déterminée au laboratoire

k_{sp} = coefficient empirique dépendant de l'espacement des discontinuités. Il contient un facteur de sécurité de 3.

Nous recommandons d'utiliser la plus faible valeur de la résistance en compression uniaxiale de la roche q_u mesurée en laboratoire, soit 80 MPa.

Pour un espacement moyen des discontinuités considéré entre 0,3 et 1 m, on prend un coefficient k_{sp} de 0,1.

Ainsi, basée sur ces valeurs, la capacité portante admissible recommandée sur le socle rocheux à Ambidédi est de 8 000 kPa.

14.3.2. Mise en place du remblai

Les remblais à l'arrière du quai et sur la rive dans l'emprise des installations prévues à l'escale seront composés de sols granulaires. La mise en place du remblai granulaire se fera vraisemblablement durant la saison sèche. Ainsi, le remblai à l'arrière du quai sera mis en place presqu'entièrement hors de l'eau.

Nous recommandons que la partie du remblai s'appuyant directement sur le mur de quai soit constituée d'un filtre granulaire d'au moins 1 m d'épaisseur sur toute la hauteur du quai.

Nous recommandons de placer le remblai granulaire lorsque hors de l'eau par couches ne dépassant pas 0,30 m d'épaisseur et compacter chaque couche à une densité au moins égale à 95% de la masse volumique maximum de l'essai Proctor modifié.

Toutefois, le filtre granulaire s'appuyant à l'arrière du mur ne devra pas être compacté avec un engin lourd mais placé à l'aide d'un compacteur léger afin de ne pas induire de contraintes excessives sur le mur.

Nous recommandons également de placer sur le remblai après réglage de la ligne d'infrastructure, une couche de 0,15 m d'épaisseur de matériau granulaire grossier, tel que gravier latéritique, gravier de terrasse ou pierre concassée, compacté à au moins 95% de la densité maximum déterminée à l'essai Proctor modifié. Cette couche servira de plate-forme de travail durant la construction des bâtiments et pourra être utilisée comme sous-fondation dans l'emprise des aires de circulation et d'entreposage.

14.3.3. Fondations

14.3.3.1. Capacité portante admissible sur le terrain naturel

Nous recommandons d'utiliser une capacité portante admissible de 120 kPa sur le terrain naturel de la terrasse supérieure.

14.3.3.2. Capacité portante dans le remblai

Le remblai granulaire en place et compacté selon les recommandations mentionnées au paragraphe 14.3.2 assurera aux fondations des bâtiments projetés une assise adéquate.

Nous recommandons de calculer les pressions admissibles sous les semelles de fondations placées dans le remblai à l'aide des formules données ci-dessous qui tiennent compte d'une distribution triangulaire des charges selon un angle à la base de 30 degrés environ.

Semelle filante

$$\text{Pression admissible} = P_R \cdot \frac{B + 1,16 H}{B}$$

Semelle carrée ou rectangulaire

$$\text{Pression admissible} = P_R \cdot \frac{B + 1,16 H}{B} \cdot \frac{L + 1,16 H}{L}$$

Dans lesquelles:

B = largeur de la semelle (m)

L = longueur de la semelle (m)

H = épaisseur du remblai sous la semelle (m)

P_R = capacité portante admissible (kPa) du terrain naturel
avant la mise en place du remblai

Mentionnons que la largeur des semelles ne devra jamais être inférieure à 0,5 m de façon à éviter le poinçonnement du terrain de fondation.

Soulignons également que la pression admissible dans le remblai ne devra pas être supérieure à 200 kPa.

Les valeurs recommandées de pression admissible dans le remblai tiennent compte d'un facteur de sécurité de 3,0 contre la rupture par cisaillement du sol de fondation et assurent des tassements de l'ordre de 2,5 cm résultant de la compressibilité des sols granulaires naturel et d'emprunt. Il est bien entendu

que ces tassements doivent être considérés après la consolidation primaire du terrain de fondation sous le poids du remblai et de la surcharge.

14.3.4. Tassements de consolidation

Le rehaussement du terrain naturel sur la rive sera d'environ 3,0 m. Le remblai à l'arrière du quai aura une hauteur plus importante et généralement équivalente à celle du mur de quai et reposera sur le socle rocheux.

Sur la rive, les tassements de consolidation dues au poids du remblai et des installations projetées, n'excèderont pas 3,5 cm. Ceux-ci surviendront au cours de la construction.

14.3.5. Routes et aires de manutention

Le trafic journalier prévu jusqu'à l'an 2030 est de 60 à 150 véhicules d'un poids moyen de 50 kN.

A partir de ces données, nous recommandons les épaisseurs de structures suivantes présentées au tableau 60.

Tableau 60: Epaisseur des chaussées

Structures	Routes et aires de manutention
Pavage en béton bitumineux	50 mm
Fondation supérieure	100 mm
Fondation inférieure	150 mm

Les épaisseurs de chaussées ont été déterminées à partir de la méthode du CEBTP pour les pays tropicaux décrite dans le "Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques" du BCEOM-CEBTP (1975).

Nous avons supposé au niveau de l'infrastructure une valeur de CBR comprise entre 15 et 30. Cette valeur de CBR devrait être facilement atteinte sur le remblai granulaire compacté.

La couche de fondation supérieure devra posséder un CBR minimum de 80. Elle sera compactée à une densité égale à 100% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

La couche de fondation inférieure devra avoir un CBR minimum de 30 et être compactée à une densité égale à 95% de la masse volumique maximum obtenue de l'essai Proctor modifié.

Les pentes transversales des routes revêtues devront être de 2 à 2,5% sur la chaussée et de 4 à 5% sur les accotements.

Pour les aires de circulation, les pentes transversales recommandées sont de 3 à 4%.