

11677

Société Nationale d'Aménagement
et d'Exploitation des Terres
du Delta du Fleuve Sénégal
et des Vallées du Fleuve Sénégal
et de la Falémé
S.A.E.D. – SAINT LOUIS

AMENAGEMENT HYDROAGRICOLE DE

N'DIERBA

AVANT PROJET DETAILLE

– ETUDE GEOTECHNIQUE –



Société Nationale d'Aménagement
et d'Exploitation des Terres
du Delta du Fleuve Sénégal
et de la Falémé

S.A.E.D. - SAINT LOUIS

AMENAGEMENT HYDROAGRICOLE DE N'DIERBA

AVANT-PROJET DETAILLE

ETUDE GEOTECHNIQUE

SOMMAIRE

	<u>Pages</u>
1. <u>INTRODUCTION</u>	1
2. <u>TRAVAUX EXECUTES</u>	2
2.1. Travaux de reconnaissance sur le terrain	2
2.2. Essais en laboratoire	3
3. <u>CARACTERISTIQUES GENERALES DES TERRAINS</u>	4
3.1. Identification	4
3.2. Perméabilités	5
3.3. Caractéristiques mécaniques	6
4. <u>ETUDE GEOTECHNIQUE DE LA DIGUE DE PROTECTION</u>	7
4.1. Caractéristiques des sols de fondations	7
4.2. Caractéristiques des sols des zones d'emprunts - Situation des zones d'emprunts	8
4.3. Etude des fondations	8
4.4. Etude du corps de digue	10
4.5. Recommandations	11
5. <u>ETUDE GEOTECHNIQUE DES CANAUX D'IRRIGATION</u>	12
6. <u>ETUDE GEOTECHNIQUE DU CHENAL MIXTE A3</u>	13

7.	<u>ETUDE DES FONDATIONS DES STATIONS DE POMPAGE</u>	13
8.	<u>ETUDE DES MATERIAUX LATERITIQUES DESTINES AUX REVETEMENTS DE PISTES ET DE DIGUES</u>	16
	8.1. Identification	16
	8.2. Propriétés mécaniques	18
	<u>ANNEXES</u>	22

HORS TEXTE : Plan de localisation des travaux

La digue de protection ainsi que les pistes de desserte du périmètre seront recouvertes de latérite ; une carrière de ce type de matériau existe à environ 4 kilomètres à l'ouest de Bokrol, carrière qui a déjà été exploitée pour le périmètre de Dagana.

2. TRAVAUX EXECUTES

On distingue les travaux de terrain et les essais en laboratoire. Des reconnaissances géotechniques avaient été réalisées (1980) dans le cadre de l'étude de factibilité. Leurs résultats ont été comparés avec ceux de la présente reconnaissance (1983).

2.1. Travaux de reconnaissance sur le terrain

Pour la localisation des puits et autres reconnaissances "in situ" on se reportera au plan accompagnant ce rapport.

Digue de protection : Ont été exécutés sur l'emplacement de la digue 22 puits manuels (D1 à D22) d'une profondeur de 2 mètres, et sur les zones d'emprunts : 23 puits manuels (E1 à E23) d'une profondeur de 1,5 mètre.

On a considéré comme zones d'emprunts les zones situées entre la digue, le fleuve Sénégal et le marigot de N'Galanka.

Des échantillons ont été prélevés pour analyses en laboratoire :

- 8 dans les puits de la digue ;
- 6 dans les puits des zones d'emprunts.

Deux essais de perméabilité "in situ" méthode Porchet ont été réalisés entre D20 et D21 : essai Porchet n° 15, et entre D15 et D16 : essai Porchet n° 16.

Canaux : Sur l'emplacement des canaux, 6 puits manuels (C1 à C6) de 2 mètres de profondeur ont été exécutés dans lesquels ont été prélevés 4 échantillons pour analyses en laboratoire ; 4 essais de perméabilité "in situ" ont également été réalisés : essais Porchet n° 11 à 14.

Chenal mixte A3 : Sur ce chenal naturel 10 essais de perméabilité (essais Porchet nos 1 à 10) "in situ" ont été réalisés.

Les coupes lithologiques des forages exécutés sur les emplacements des stations de pompage montrent très nettement que sur les 10 premiers mètres les niveaux argileux sont prépondérants et que les niveaux sableux ne prennent quelque importance qu'en profondeur.

Les résultats des identifications sont les suivants :

- en ce qui concerne la granulométrie, la phase fine est généralement supérieure à 90%.
- les limites de liquidité (LL) se situent entre 29,5% et 61,5% avec une valeur médiane de 48% et les indices de plasticité (IP) entre 13,0 et 50,5% avec une valeur médiane de 27%.
- les teneurs en eau naturelle se situent entre 19,6% et 25%.
- les poids spécifiques apparents (γ) sont compris entre 1,81 et 2,1 t/m³.
- compte tenu des teneurs en eau de saturation les poids spécifiques immergés des matériaux sont de l'ordre de 1 t/m³.

3.2. Perméabilités

Les 16 essais de perméabilité "in situ", méthode Porchet ont donné les résultats suivants : les valeurs se situent entre 7.10^{-8} m/s et $7.7 10^{-6}$ m/s avec une valeur médiane de 7.10^{-7} m/s.

Les sols de la cuvette de N'Dierba sont donc très faiblement perméables, la limite perméabilité-imperméabilité se caractérisant par la valeur : 1.10^{-7} m/s.

Les essais ont été réalisés dans des trous de 1,5 m de profondeur et les perméabilités obtenues sont en conséquence représentatives de cette tranche de terrains.

On verra plus loin que le compactage améliore nettement l'imperméabilité des terrains.

3.3. Caractéristiques mécaniques

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial ont donné les résultats suivants :

ECHANTILLON	ANGLE DE FROTTEMENT (ψ°)	COHESION (C) (en Kg/cm ²)	OBSERVATIONS
Emprunt E13 entre 0,0 & 0,9 m	18	0,65	Matériau compacté à l'OPN
Emprunt E13 entre 0,9 & 1,5 m	22	0,5	Matériau compacté à l'OPN
Sondage S2 entre 2,5 & 3,0 m	0*	0,4	Echantillon intact
Sondage S3 entre 1,5 & 2,0 m	16	1,4	Echantillon intact
Sondage S3 entre 3,5 & 4,0 m	17	0,6	Echantillon intact
Résultat des essais effectués dans le cadre de l'étude de factibilité	12	1,9	Matériaux compactés à l'O.P.N.
	19	1,5	

* La valeur $\psi = 0$ indique qu'il n'y a eu effectivement aucun drainage en cours de cisaillement.

Les résultats des essais Proctor, sur les matériaux des zones d'emprunts y compris ceux de l'étude de factibilité sont les suivants :

Densité sèche maximale	1,53	1,87	1,56	1,67	1,81	1,60
Teneur en eau optimale	22%	12,2%	19,8%	19,5%	13,7%	20,7%

Ces résultats sont pour moitié à la limite du médiocre étant entendu qu'une densité sèche inférieure à 1,6 et une teneur en eau optimale supérieure à 20 % sont des indices défavorables.

Quand les indices sont favorables ils appartiennent aux argiles sableuses situées sous la couche de surface généralement plus argileuse.

Les essais de compressibilité qui ont été pratiqués sur les échantillons intacts prélevés dans les forages révèlent des argiles surconsolidées donc sensibles en gonflement.

La pression de gonflement 0,9 kg/cm² est inférieure à la limite au-dessus de laquelle des désordres sont à craindre pour les constructions légères.

Les coefficients de compression obtenues (entre 0,076 et 0,186) sont ceux d'argiles moyennement à peu compressibles.

4. ETUDE GEOTECHNIQUE DE LA DIGUE DE PROTECTION

4.1. Cractéristiques des sols de fondations

D'après le diagramme de Cassagrande les sols de fondations sont des argiles inorganiques moyennement à très plastiques. Le pourcentage des fines est nettement supérieur à 50%. Le pourcentage des sables est de l'ordre de 5%, il atteint pour les maximums : 10% en D22 entre 1,4 et 2,0 m de profondeur et 30 % en D23 entre 0,5 et 2,0 m de profondeur.

Les deux essais de perméabilité "in situ" donnent les résultats suivants :

- entre D20 et D21 : $4,3 \cdot 10^{-7}$ m/s,
- entre D15 et D16 : $1,2 \cdot 10^{-6}$ m/s.

On admettra comme caractéristiques mécaniques des sols de fondations celles qui ont été obtenues sur les échantillons des premiers mètres des forages exécutés sur l'emplacement des stations de pompage.

4.2. Caractéristiques des sols des zones d'emprunts - Situation des zones d'emprunts

Les reconnaissances des matériaux destinés à l'édification de la digue de protection ont porté sur les zones situées entre le fleuve Sénégal, le marigot N'Galanka et la digue de protection ; ces zones sont suffisamment larges même aux endroits où la digue se rapproche du fleuve pour fournir les matériaux en quantité suffisante ; 2 sont particulièrement bien développées comme on peut le voir sur le plan au 1/10000 hors texte.

Les sols sont du même type que ceux reconnus dans l'axe de la digue ; le fait que les sols à partir de 0,5 m de profondeur présentent de meilleures caractéristiques de compactage a déjà été souligné. On peut en conséquence préconiser après une découverte de 0,50 m destinée à éliminer les terrains de surface les plus argileux, une exploitation des zones d'emprunts, sur une épaisseur de 1,0 à 1,5 m c'est-à-dire entre 0,5 m et 1,5 m - 2 m sous le sol.

Les perméabilités mesurées à l'oedomètre sur les matériaux compactés à 100% O.P.N. ont donné des valeurs comprises entre $2,4 \cdot 10^{-8}$ m/s et $1,0 \cdot 10^{-10}$ m/s ; on voit donc que le compactage améliore nettement l'imperméabilité des terrains.

4.3. Etude des fondations

Sécurité vis-à-vis de la rupture

On utilise les données fournies par les essais réalisés sur les échantillons de sols prélevés dans les sondages des stations de pompage situés sur l'axe de la digue.

On a assimilé la digue à une semelle continue et on a appliqué l'équation préconisée par le DTU n°13-1 pour les fondations superficielles, équation modifiée puisque il n'y a pas d'encastrement :

$$q_a = \frac{\rho \gamma N_\gamma + C N_c}{F_s}$$

q_a = contrainte admissible ou contrainte moyenne acceptable pour une semelle.

$$\rho = 0,5 B.$$

B = largeur à la base de la digue.

γ = densité en place du terrain.

F_s = coefficient de sécurité pris égal à 3.

N_γ et N_c sont les termes de portance dont les valeurs sont données dans une table du DTU en fonction de l'angle de frottement : φ .

On conduira d'abord les calculs avec $\varphi = 16^\circ$ et une cohésion faible $C = 0,6 \text{ kg/cm}^2 = 60 \text{ KN/m}^2$.

$$\text{Pour } \varphi = 16^\circ \quad \begin{aligned} N_\gamma &= 2,72 \\ N_c &= 11,6 \end{aligned}$$

$$\gamma = 2 \text{ T/m}^3 = 20 \text{ KN/m}^3.$$

$$\rho = 0,5 \times 15 = 7,5 \text{ m}$$

$$q_a = \frac{7,5 \times 20 \times 2,72 + 60 \times 11,6}{3} = 368 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } 3,68 \text{ kg/cm}^2.$$

En reprenant les calculs et en supposant le terrain totalement immergé ce qui est un cas extrêmement défavorable γ est alors égal à 1 T/m³ soit 10 KN/m³ et q_a devient : 3 kg/cm².

Avec une hauteur de digue de 2,5 m la contrainte de service q est de l'ordre de 0,5 kg/cm².

On a donc largement $q < q_a$ ce qui assure une sécurité totale vis-à-vis de la rupture.

Pour des caractéristiques mécaniques plus mauvaises : $\varphi = 0$ et $C = 42 \text{ KN/m}^2$, on utilise une formule simplifiée :

$$q_a = \frac{5,14 C}{F_s}$$

et q_a devient = $\frac{5,14 \times 42}{3} \approx 72 \text{ KN/m}^2$ ou $0,72 \text{ kg/cm}^2$.

q_a est encore inférieur à q et on reste assuré d'une sécurité totale vis-à-vis de la rupture.

Calcul des tassements

Pour ce calcul on utilise les résultats des essais de compressibilité des échantillons des forages des stations de pompage dont la profondeur n'excède pas 5 mètres.

L'effet de la surcharge, de l'ordre de $0,5 \text{ kg/cm}^2$, ne décroît que faiblement de 0 à 3 mètres de profondeur mais très vite la contrainte des terrains devient égale ou supérieure à la surcharge au-dessous des 2,5 m de profondeur.

Des calculs de tassement ont été faits à partir de la formule :

$$\Delta S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

où ΔS = tassement de la couche d'épaisseur H .

Δe étant la variation d'indice des vides entre le sommet et la base de la couche, e_0 étant l'indice initial des vides du terrain non sollicité par la surcharge.

Les résultats donnent des tassements inférieurs à 3 cm pour les premiers mètres ce qui est une valeur très admissible pour les tassements sous la digue.

4.4. Etude du corps de digue

Avec le matériau identifié dans les zones d'emprunts : argile moyennement plastique, il est préconisé, pour des barrages hauts de moins de 15 m, des pentes de talus : 2,5 pour 1, côté amont (côté fleuve) ; 2 pour 1, côté aval (côté périmètre).

Certaines synthèses sont plus pessimistes et préconisent respectivement 3 pour 1 et 2,5 pour 1.

Les valeurs de ψ et de C, angle de frottement et cohésion prises en compte dans les calculs sont celles qui résultent des essais triaxiaux pratiqués sur les échantillons des zones d'emprunts soit :

$$\psi = 18^\circ \text{ et } 22^\circ$$

$$C = 65 \text{ KN/m}^2 \text{ et } 50 \text{ KN/m}^2.$$

Compte tenu de la faible hauteur de la digue et des caractéristiques des matériaux, la valeur du coefficient de stabilité (Taylor) est inférieure à la plus petite valeur permettant l'utilisation de l'abaque de Taylor - Biarez, ce qui va dans le sens d'un coefficient de sécurité satisfaisant même si l'on envisage une pente de talus raide pour la digue. De la même façon l'abaque de Hoek donne un coefficient de sécurité largement supérieur à 2 pour un talus de 2 pour 1.

En conséquence, il semble que l'on puisse en toute confiance tenir compte de l'expérience acquise et adopter pour la digue de protection les pentes 2,5 pour 1 côté fleuve et 2 pour 1 côté périmètre.

4.5. Recommandations

- a) Il est prévu un décapage du terrain naturel sur une épaisseur de 0,15 m sur l'emplacement de la digue. L'étanchéité sous celle-ci pourra être améliorée par un léger compactage.
- b) Les matériaux destinés à l'édification de la digue seront prélevés après une découverte de 0,5 m, l'épaisseur maximale de prélèvement peut être fixée de l'ordre de 1,50 m.
- c) Le compactage devra être réalisé avec soin. Il devra être effectué au moins à 98% de l'O.P.N. Il a été démontré qu'un matériau compacté à l'optimum présente moins ou pas de fissures de retrait par

dessiccation ; or il a été prouvé que ce sont précisément les fissures de retrait qui sont à l'origine de la destruction de certaines digues en terre.

Cette recommandation est plus particulièrement valable dans le voisinage des ouvrages en béton et des tuyaux.

- d) Quoiqu'il ait été dit que la pression de gonflement déterminée par l'essai de compressibilité est inférieure à la limite au dessus de laquelle des désordres sont à craindre pour les constructions légères, on peut éventuellement craindre quelques désordres au contact des structures en béton.

Il existe cependant des moyens de réduire les effets destructifs du gonflement :

- en adaptant les structures : des murs ou panneaux articulés et renforcés munis de joints flexibles ;
- en traitant les sols à la chaux ou au ciment ;

Le gonflement pendant la saturation est pratiquement réduit à 0 avec une quantité faible de ciment ou de chaux : 2 %.

La diminution de volume lorsque la teneur en eau baisse, peut être limitée au quart de sa valeur sans traitement si l'on ajoute 6 % de ciment.

Avec la chaux, la diminution de volume est environ la moitié de sa valeur sans traitement ; l'amélioration devient très faible lorsque la proportion de chaux dépasse 6 %.

- e) La teneur en eau naturelle pouvant parfois être supérieure à la teneur en eau optimale, il faudra avant compactage vérifier cette teneur en eau naturelle et éventuellement procéder à un certain assèchement des terres.

- f) Un engin de compactage à pieds de mouton sera utilisé, impérativement.
- g) Après prélèvements il faudra veiller à ce qu'aucune zone sableuse caractérisée subsiste en surface dans les zones d'emprunts, ces zones sableuses pouvant servir en période de crue du Sénégal de points de départ de percolations sous la digue en direction du périmètre.

5. ETUDE GEOTECHNIQUE DES CANAUX D'IRRIGATION

Les canaux à l'intérieur du périmètre et le long de la digue de protection seront soit en déblais, soit en remblais.

Les identifications des sols sur l'axe des canaux ne montrent pas de différence sensible avec celles des sols des autres parties du périmètre. Les canaux seront tous en dehors de la bande de 300 m en bordure du diéri là où des niveaux sableux peuvent être fréquents.

On pourra donc sans inconvénient prélever les matériaux sur place pour constituer les remblais des canaux.

On pourrait se limiter à une profondeur de prélèvement de 1,5 m pour diminuer les risques de découverte de niveaux sableux.

Quant au profil de ces ouvrages compte tenu de ce qui a été dit concernant la digue de protection et vu la hauteur des ouvrages on peut préconiser :

- un talutage de 3 pour 2 pour les canaux en déblai,
- un profil de 2 pour 1 pour les talus des canaux en remblai.

On recommande un compactage afin d'assurer la meilleure étanchéité possible des canaux et une bonne tenue des remblais.

Un revêtement ne semble pas nécessaire une fois le compactage réalisé.

6. ETUDE GEOTECHNIQUE DU CHENAL MIXTE A3

Le chenal mixte est un chenal naturel que le projet se propose d'aménager.

Tout ce qui a été dit sur les canaux d'irrigation (chapitre 5) est valable pour le chenal mixte.

Il est bon d'insister sur l'aspect perméabilité des sols constituant le chenal.

Dix essais de perméabilité ont été réalisés sur le chenal.

La valeur la plus défavorable pour l'étanchéité de l'énergie obtenue au cours de ces essais est :

$$k = 7,7 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

Avec une telle valeur de k, une hauteur d'eau (H) de 1,5 m dans le chenal, la percolation Q à travers une tranche de terrain (e) de 2 m, et sur une surface S de 1 ha serait de :

$$Q = KS \frac{H + e}{e}$$

soit $135 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s/ha}$ ou 135 litres par seconde par ha.

Mais on a vu qu'une diminution très nette de la perméabilité pouvait être obtenue par compactage.

Il est donc préconisé de procéder à un compactage du chenal pour augmenter son étanchéité.

7. ETUDE DES FONDATIONS DES STATIONS DE POMPAGE

Sécurité vis-à-vis de la rupture

Rappelons les dimensions des stations :

- profondeur : 4 mètres pour les 3 stations,
- surface de SP3 : 16 m x 12 m,
- surfaces de SP1 et SP2 : 11 m x 7 m.

Le problème est ramené à un problème de semelle superficielle, on a bien D (encastrement) : 4 m. sur B (plus petite dimension de la semelle) : inférieur à 4.

Les caractéristiques de terrain prises en compte sont celles obtenues en SP3 entre 3,5 et 4,0 m où $\varphi = 17^\circ$ $C = 60 \text{ KN/m}^2$.

On utilise la formule du document technique unifié (DTU, n°13 -1) :

$$Q_a = \gamma D + \frac{\rho \gamma N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + c N_c}{F_s}$$

avec $\rho = \frac{B}{2 (1 + B/L)}$

B = plus petite dimension de la semelle

L = longueur de la semelle

D = encastrement

N_γ , N_q , N_c coefficients donnés par des tables en fonction de ϕ .

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

F_s = coefficient de sécurité = 3

La formule devient pour SP1 et SP2 :

$$Q_a = 20 \times 4 + \frac{\rho \times 20 \times 2,72 + 20 \times 4 \times 3,33 + 60 \times 11,6}{3}$$

$$\rho = \frac{7}{2 (1 + 7/11)} = 2,14$$

$$Q_a \simeq 440 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } 4,4 \text{ kg/cm}^2$$

Lors de l'exécution des forages il n'a pas été relevé de niveau d'eau ; la nappe en période d'étiage descend au-dessous de 10 m sous le sol, mais remonte probablement beaucoup plus près du sol en période de crue. Pour tenir compte de cette remontée de la nappe les calculs précédents ont été faits avec un terrain totalement immergé, donc avec $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$.

Le résultat est le suivant :

$$Q_a \simeq 336 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } 3,4 \text{ kg/cm}^2$$

Comme la contrainte de service, soit le poids de la station de pompage y compris son équipement est de l'ordre de 2,5 kg/cm².

On a bien $q < q_a$

On est donc assuré d'une sécurité totale vis-à-vis de la rupture.

Le calcul a été conduit pour SP1 et SP2 il est évident qu'il est valable pour SP3 ; compte tenu de dimensions plus grandes de cette station.

Les résultats des SPT permettaient de prévoir les conclusions favorables obtenues concernant la sécurité vis-à-vis de la rupture des sols de fondations.

Tassement

Des calculs conduits à partir des résultats de l'essai de compressibilité sur l'échantillon 4,5 - 5,0 m du sondage SP2 qui est le résultat le plus mauvais et à l'aide de la méthode d'intégration par tranches montrent qu'à 7 mètres de profondeur le tassement total est de l'ordre de 7 centimètres.

Le calcul ci-dessus est valable pour une semelle souple et est donc une valeur maximale.

Pour une semelle rigide, le tassement moyen est plus faible.

Le plancher des stations de pompage peut être considéré comme une semelle rigide. On admettra en première approximation que le tassement d'une semelle parfaitement rigide est égal à 80% de celui d'une semelle souple.

Dans notre cas, le tassement total sera de l'ordre de 5,6 centimètres ce qui se rapproche du tassement maximal admissible pour une structure : 5 cm.

Rappelons que ces calculs ont été faits pour SP1 et SP2, stations de dimensions réduites.

Pour SP3 de surface 16 m x 12 cm l'atténuation de la surcharge en profondeur est plus grande que pour SP1 et SP2. Le tassement sur SP3 sera en conséquence inférieur à 5 cm ce qui est conforme aux règles de sécurité habituellement admises.

Les tassements paraissent donc admissibles. Toutefois pour une totale sécurité on peut suggérer pour SP1 et SP2 de fonder les stations sur une couche de 0,50 à 1 m de sable rapportée.

8. ETUDE DES MATERIAUX LATÉRIQUES DESTINÉS AUX REVÊTEMENTS DE PISTES ET DE DIGUES

8.1. Identification

Les 2 échantillons de granuleux latéritiques ont des caractéristiques d'identification très voisines.

D'après la classification LCPC, ces matériaux sont des graves argileuses (limites d'Atterberg au-dessus de la ligne "A" dans le diagramme de Casa-grande) qui rentrent dans les normes des granuleux latéritiques naturels de zone tropicale sèche :

- limites de liquidité comprises entre 20% et 40%,
- indices de plasticité compris entre 10% et 20%,
- pourcentage des fines compris entre 10% et 20% (voir courbe granulométrique p. 18).

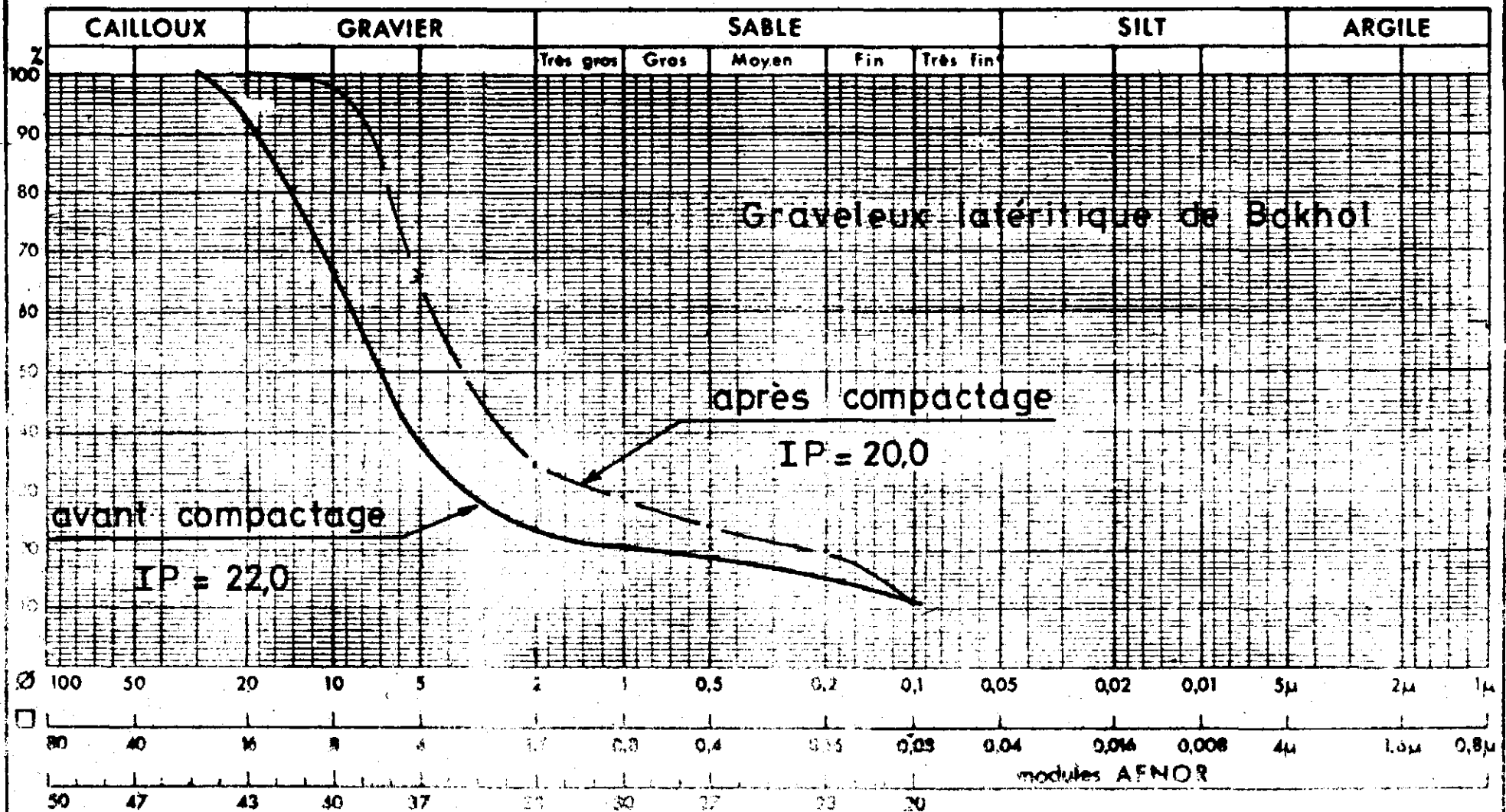
8.2 Propriétés mécaniques

L'essai Proctor du type AASHO modifié a conduit aux résultats suivants (voir p. 19) :

- teneur en eau optimale : 6,5%
- densité sèche maximale : 2,33 t/m³

Ces caractéristiques répondent aux normes habituellement admises pour les chaussées et témoignent de bonnes qualités vis à vis du compactage.

ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES

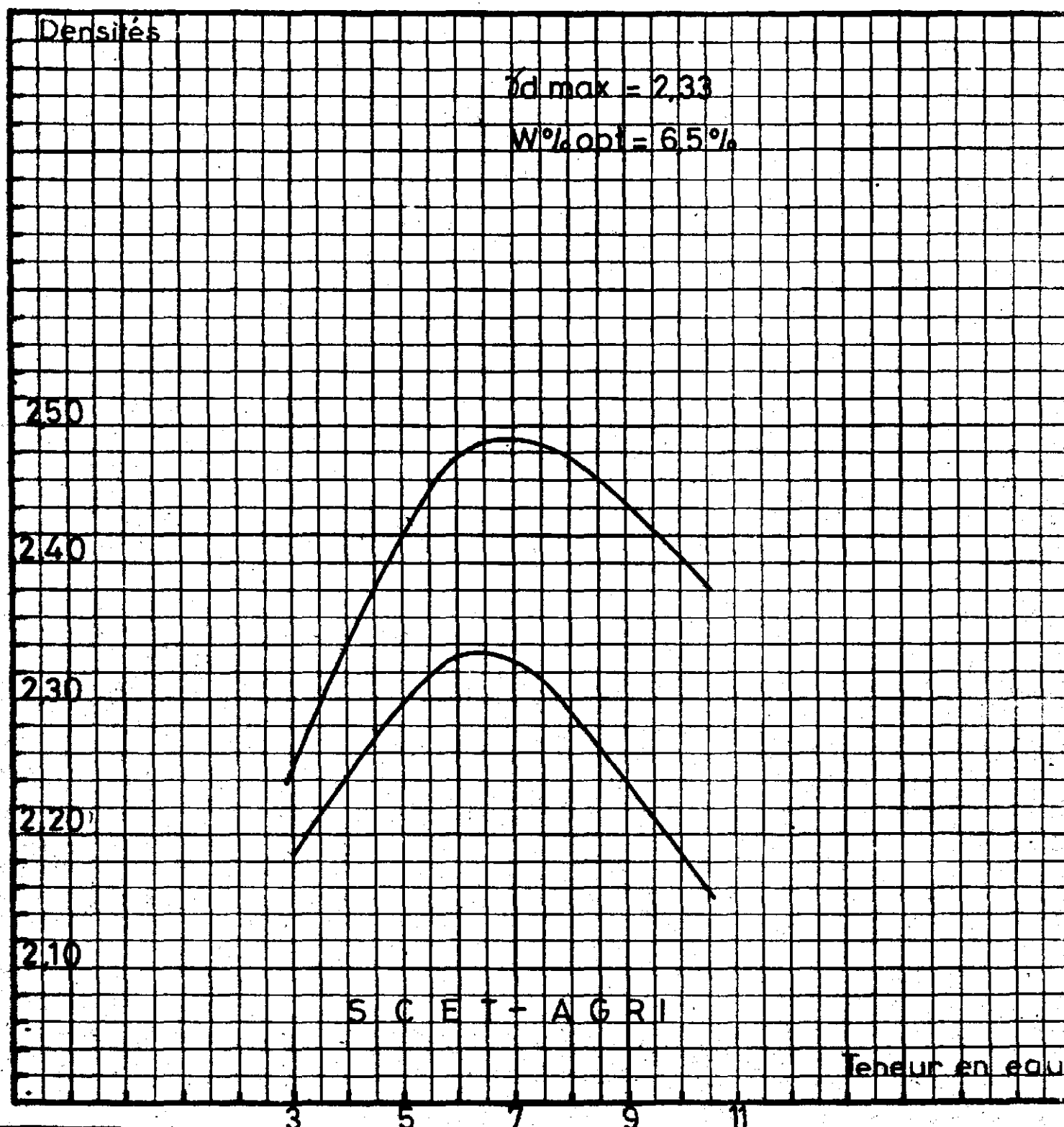


Perimètre de NDIERBA
SCET - AGRI

Dossier NP 83/2981-1

LYSING Oker

DOSSIER 83/2981_1	CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES POUR L'EQUIPEMENT Dakar (Sénégal)	SONDAGE Gisement de BOKHOL
CHANTIER Périmètre de NDIERBA	ESSAI PROCTOR AASHO MODIFIE	ECHANTILLON Graveleux latéritique



Un essai de portance CBR a été réalisé. Trois moulages CBR ont été confectionnés à la teneur en eau optimale de compactage. Différentes densités ont été mesurées en faisant varier l'énergie de mise en place.

Les sols ont été totalement immergés pendant 4 jours au cours desquels on a mesuré leur gonflement sous une contrainte égale à 0,03 bar.

Au terme de cette inhibition on a procédé aux essais de poinçonnement.

Les résultats sont les suivants :

MOULAGES			% CBR	% Gonflement	ETAT FINAL		
W %	γ_d	C %			Wf %	Ws %	Sr %
6,0	2,33	99,7	123	Négligeable	6,9	7,3	94,5
5,9	2,17	93,1	49		9,0	10,3	87,4
5,9	2,10	89,9	18		9,5	12,0	79,2

Le poids spécifique des grains solides est de 2,8 t/m³.

On trouvera page suivante la courbe de variation de l'indice portant CBR en fonction de la compacité réalisée ; à 98 % de l'O.P.N. l'indice portant CBR est supérieure à 100 %.

En conclusion, le matériau latéritique de la carrière de Bokrol convient parfaitement aux utilisations prévues.

ANNEXES

1. COUPE DES PUIITS
2. COUPE DES SONDAGES
3. CARACTERISTIQUES DES SOLS
 - des puits
 - des sondages
4. ESSAIS DE PERMEABILITE
5. ESSAIS PROCTOR
6. ESSAIS DE COMPRESSIBILITE
7. ESSAIS TRIAXIAUX

1 - COUPE DES Puits DE RECONNAISSANCE

AMENAGEMENTS HYDRO-AGRIQUES

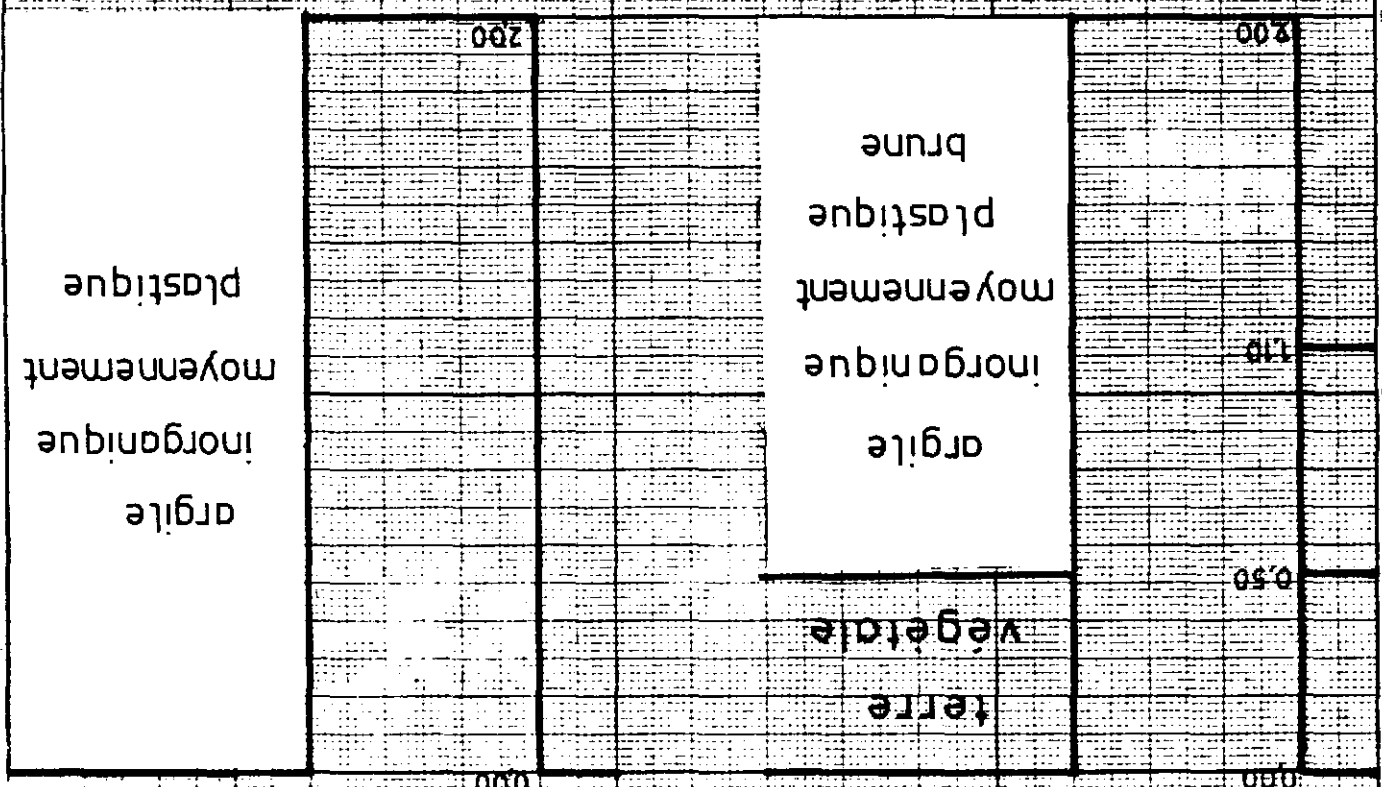
Périmètre de NDIERBA

COUPES DES SONDAGES

DE RECONNAISSANCE

(C1)

(C8)



CEREEQ Dakar
Dossier: 83/2981-1

SECRET - AGRIC

AMENAGEMENTS HYDRO AGRICOLES

Périmètre de NDIERBA

COUPE DU SONDAGE

DE RECONNAISSANCE

(C11)

0,00

terre végétale

0,60

argile
inorganique
très plastique
grise

1,50

C.E.R.E.EQ Dakar

SCET_AGR I

Dossier: 83/2981_1

AMÉNAGEMENTS HYDRO AGRICOLES

Périmètre de NDIERBA

COUPES DES SONDAGES

DE RECONNAISSANCE

D9

D3

argile
inorganique
très plastique
grise

argile
inorganique
très plastique
grise

sabie légt
argilleux
jaunâtre

sabie limoneux
jaune ocre

C E R R E O DAKAR
S C E T A G R I

Dossier: 83/2981-1

AMENAGEMENTS HYDRO AGRICOLES

Périmètre de NDIERBA

COUPES DES SONDAGES DE RECONNAISSANCE

D16

D18

0,00

0,30

1,50

terre végétale

argile
inorganique
moyennement
plastique

0,00

0,30

1,80

terre végétale

argile
inorganique
très plastique

sable limoneux
bariolé

C.E.R.E.E.Q. Dakar

Dossier: 83/2981-1

S C E T A G R I

AMENAGEMENTS HYDRO-AGRIcoles

Périmètre de NDIERBA

COUPES DES SONDAGES DE RECONNAISSANCE

D19

D22

0,00

0,20

1,50

terre végétale

argile
inorganique
très plastique
grise

0,00

0,40

1,40

2,00

terre
végétale

argile
inorganique
moyennement
plastique

C.E.R.E.E.Q. Dakar

Dossier: 83/2981.1

S.C.E.T. AGRI

AMENAGEMENTS HYDRO AGRICOLES

Périmètre de NDIERBA

COUPE DU SONDAGE
DE RECONNAISSANCE

D23

0,00

terre
végétale

0,50

argile
inorganique
très plastique
grise

2,00

C.E.R.E.E.Q. Dakar

S C E T A G R I

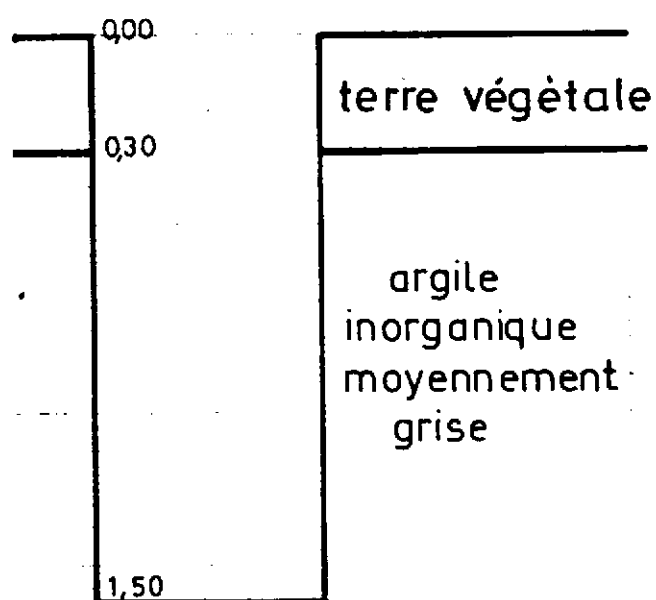
Dossier: 83/2981 - 1

AMENAGEMENTS HYDRO-AGRIcoles

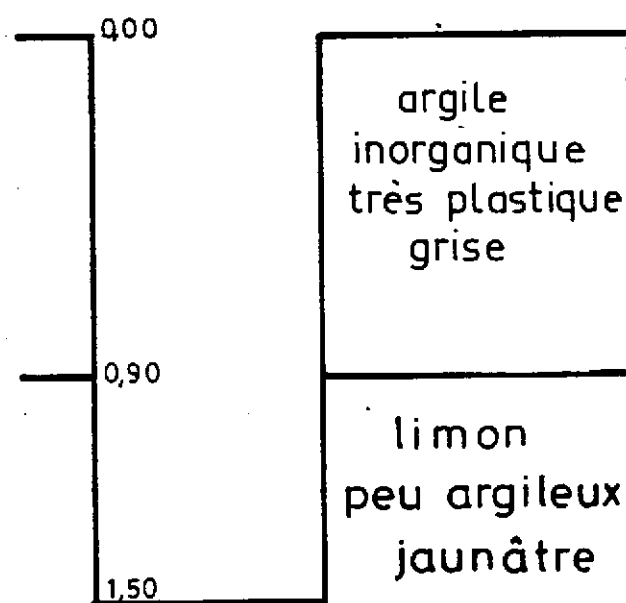
Périmètre de NDIERBA

COUPES DES SONDAGES DE RECONNAISSANCE

E11



E13



C E R E E Q Dakar

S C E T A G R I

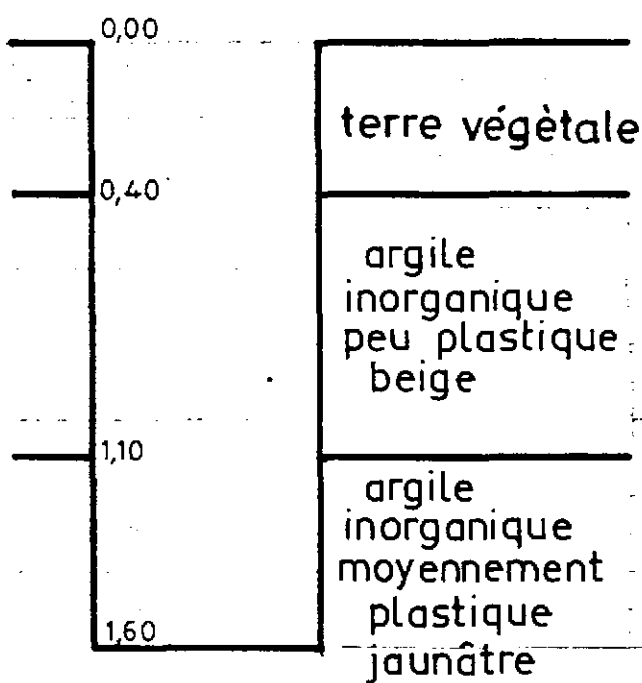
Dossier: 83/2981-1

AMENAGEMENTS HYDRO AGRICOLES

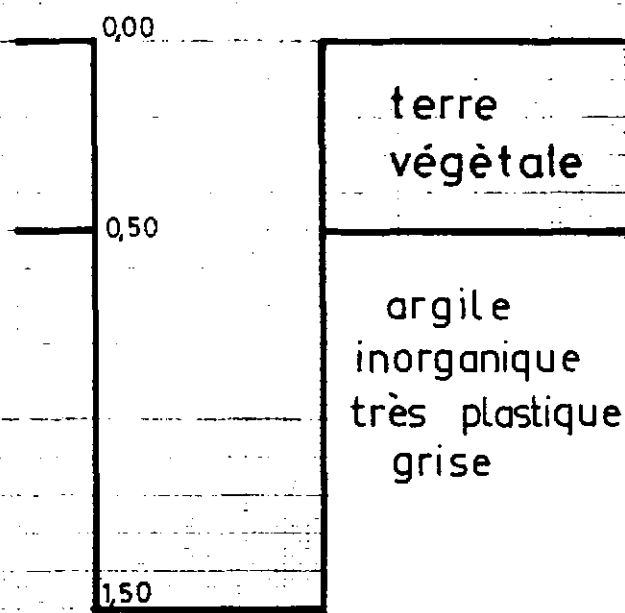
Périmètre de NDIERBA

COUPES DES SONDAGES DE RECONNAISSANCE

E 21



E 23



C.E.R.E.EQ Dakar

S.C.E.T. AGRIC

Dossier: 83/2981-1

ESSAIS DE LABORATOIRE

CHANTIER :

Périmètre de NDIERBA

(Station de pompage)

Sondage			SP ①		SP ②			
Profondeur			750	8,00	250	3,00	4,50	5,00
Nature de l'échantillon			SABLE MOYEN A FIN BEIGE COMPACT		ARGILE INORGANIQUE GRIS ET BRUN PEU PLASTIQUE		ARGILE INORGANIQUE GRIS MOYENNE- MENT COMPACTE	
Teneur en eau naturelle %			W %	19,0		25,0		19,8
Poids spécifique apparent	humide	γ	2,11			1,81		2,10
	sec	γ_d	1,77			1,45		1,75
Poids spécifique des grains			γ_s	2,68		2,705		2,72
Teneur en eau de saturation %			S %	19,2		32,0		20,3
Degré de saturation %			Sr	99,0		78,1		97,5
Porosité			n	0,340		0,464		0,357
Indice des vides			e	0,514		0,865		0,554
Equivalent de sable %			ES	92,5		—		—
Analyse granulométrique et densimétrique	% éléments inférieurs à	2 mm	100					
		0,5 mm	97			100		100
		0,1 mm	6			97		65
		50 μ						
		5 μ						
Limite de liquidité %			W _L	—		37,5		25,5
Limite de plasticité %			W _P	—		18,0		16,5
Indice de plasticité %			I _P	—		19,5		9,0
Angle de frottement interne			ϕ	34 degrés				
Cohésion Kg/cm ²			c	0				
Coefficient de perméabilité			K ₀					
Pression de consolidation Kg/cm ² P _c				2,200		1,100		1,100
Coefficient de compressibilité			C _c	0,016		0,186		0,068
Pression de gonflement Kg/cm ² P _g				—		—		—
Vitesse de consolidation			C _v					
Résistance à la compression Kg/cm ² R _c								

ESSAIS DE LABORATOIRE

CHANTIER : Périmètre de NDIERBA

(Station de pompage)

Sondage			SP ③			
Profondeur			1,50 2,00	3,50 4,00		
Nature de l'échantillon			ARGILE INORGANIQUE TRÈS PLASTIQUE BRUNE COMPACTE	ARGILE INORGANIQUE MOYENNEMENT PLASTIQUE JAUNE OCRE COMPACTE		
Teneur en eau naturelle % W. %			21,7	19,6		
Poids spécifique apparent	humide	γ	1,96	2,00		
	sec	γ_d	1,61	1,67		
Poids spécifique des grains γ_s			2,68	2,70		
Teneur en eau de saturation % S. %			24,8	22,9		
Degré de saturation % S. r			87,5	85,6		
Porosité n			0,399	0,381		
Indice des vides e			0,664	0,617		
Equivalent de sable % ES						
Analyse granulométrique et densimétrique	% éléments inférieurs à	2 mm				
		0,5 mm	100	100		
		0,1 mm	95	99		
		50 μ				
		5 μ				
Limite de liquidité % W _L			50,5	33,0		
Limite de plasticité % W _P			19,5	17,5		
Indice de plasticité % I _P			31,0	15,5		
Angle de frottement interne φ						
Cohésion Kg/cm ² C						
Coefficient de perméabilité cm/sec K ₀						
Pression de consolidation Kg/cm ² P _c			1,250	1,400		
Coefficient de compressibilité C _c			0,076	0,157		
Pression de gonflement Kg/cm ² P _g			0,900	-		
Vitesse de consolidation C _v						
Résistance à la compression Kg/cm ² R _c						

**2 - COUPES DES SONDAGES
DE RECONNAISSANCE**



SOCIÉTÉ AFRICAINE
DE

SONDAGES INJECTIONS FORAGES

Km. 3,5 Route de Rufisque

B. P. 900 — DAKAR — Tél. 21-63-85

— SL-603 —

— S E N E G A L —

— N D I E R B A —

— S C E T - A G R I —

— RECONNAISSANCE SP.1 —

Commencé le 18-7-83 Terminé le 19-7-83

Observations	Tubage	Diamètre	Nature des Terrains	Carottage	Puiss	Coupe	Prof.	Cot.
							9.00	
			Sable fin argileux jaunâtre		0.50		0.50	
			Argile sableuse brunâtre		0.40		0.90	
			Argile plastique jaunâtre	90%	1.40		2.30	
			Argile marne sableuse jaunâtre		1.10		3.50	
			Limon argileux jaunâtre	75%	1.50		5.00	
			Sable très fin argileux jaunâtre	Echantillons	1.50		6.50	
SP- N°1 à 550m. N°115			Sable très fin grisâtre	Echantillons			6.80	
PEI N°1 { 7.50 8.00					1.50		8.00	
			Sable très fin argileux grisâtre	Echantillons			9.00	
SP- N°2 à 900m. N°100					1.45		9.45	
			Limon argileux brunâtre		0.55		10.00	



SOCIÉTÉ AFRICAINE
DE

SONDAGES INJECTIONS FORAGES

Km. 3,5 Route de Rufisque

B. P. 900 - DAKAR - Tél. 21-63-85

— SL.603 —

— S E N E G A L —

— N D I E R B A —

— S C E T . A G R I —

— RECONNAISSANCE SP2 —

Commencé le 20-7-83 Terminé le 21-7-83

Observations	Tubage	Diamètre	Nature des Terrains	Carottage	Puiss	Coupe	Prof.	Cot
							0,00	
			Argile sableuse compacte brunâtre		1,00		1,00	
			Argile	100%			2,50	
PEI.N°1 { 2,50 3,00		K2 146	Argile sableuse plastique brunâtre	100%			3,00	
							4,50	
PEI.N°2 { 4,50 5,00	4,50	4,50			4,00		5,00	
				90%			6,00	
S.P.T.N°1 à 6,00m-N=51							6,45	
			Limon sable fin brunâtre.	90%			8,00	
		K2 96			3,30		8,30	
S.P.T.N°2 à 6,00m-N=115			Sable fin grisâtre.	50%	0,70		9,00	
	9,50		Limon argileux brunâtre.	85%	1,00		10,00	



SOCIÉTÉ AFRICAINE
DE

SONDAGES INJECTIONS FORAGES

Km. 3,5 Route de Rufisque
B. P. 900 - DAKAR - Tél. 21-63-85

— SL-603 —

— S E N E G A L —

— N D I E R B A —

— S C E T - A G R I —

— RECONNAISSANCE SP.3 —

Commencé le 22-7-83 Terminé le 23-7-83

Observations	Tubage	Diamètre	Nature des Terrains	Carottage	Puiss	Coupe	Prof.	Cote
							0,00	
PEI N°1 { 1,50 { 2,00	Ø 110 mm 3,50	K2 106 2,00	Argile plastique brunâtre.	100%	2,00		1,50 2,00	
PEI N°2 { 3,50 { 4,00			Argile marneuse sableuse jaunâtre.	100%			3,50 4,00	
SPT N°1 à 4,00m - N: 20					2,45		4,45	
			Argile plastique brunâtre.	95%			6,00	
SPT N°2 à 6,00m - N: 40		K2 96			2,05		6,10 6,50	
			Limon sableux grisâtre.	80%	3,00		9,50	
	Ø 110 mm 9,50		Limon sableux grisâtre		0,50		10,00	

4- ESSAIS PORCHET IN SITU

$\log(h + \frac{z}{2})$

Périmètre de NDIERBA

CHM porchet n° 1 (marigot)

avant trou = 0,60 m

tarrière ϕ 10 cm = 100 m

$K = 1,4 \cdot 10^{-4}$ cm/sec

$K = 4,2 \cdot 10^{-5}$ cm/sec

Dossier 83/2981-1

S C E T - A G R I

Perimètre de NDIERBA

CHM porchet n° 2 (marigot)

avant trou = 0,50 m

varié ϕ 10 cm = 100 m

$K = 4,1 \times 10^{-5}$ cm/sec

Dossier: 83/2981.1

SCET - AGRI

$\log(h + \frac{z}{2})$

2,00

1,90

1,80

100

200

300

400

t(mn)

25

20

15

10

5

0

Périmètre de NDIERBA

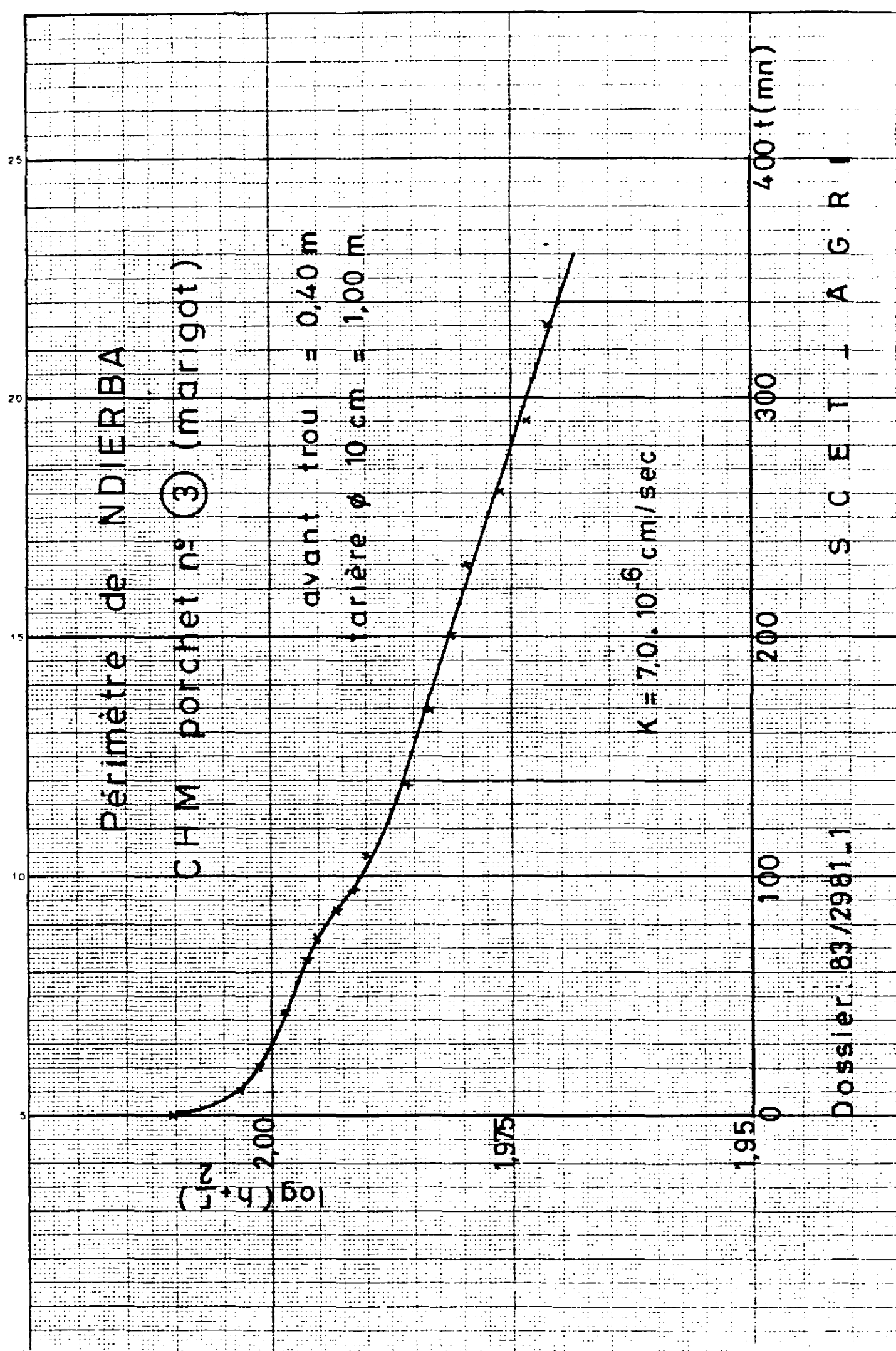
CHM porchet n° 3 (marigot)

avant trou = 0,40 m
varièrè ø 10 cm = 1,00 m

$K = 7,0 \cdot 10^{-6} \text{ cm/sec}$

Dossier: 83/2981-1

S C E T - A G R I



$\log(h + \frac{F}{2})$

2.00

1.975

1.95

Perimètre de NDIERBA
CHM porchet n° ④ (marigot)

avant trou = 0,60 m
tariere ϕ 10 cm = 1,00 m

$K = 1,6 \cdot 10^{-5} \text{ cm/sec}$

$K = 0,9 \cdot 10^{-5} \text{ cm/sec}$

100

200

300

400 t(mn)

Dossier: 83/2981_1

S C E T - A G R I

$\log(t + \frac{z}{4})$

Périmètre de NDIERBA
CHM porchet n° (5) (marigot)

avant trou = 0.50 m
tarière ϕ 10 cm = 1.00 m

$K = 83 \cdot 10^{-6} \text{ cm/sec}$

Dossier: 83/2981

S C E T - A G R I

Périmètre de NDIERBA

CHM porchet n° 6 (marigot)

avant trou = 070 m

tarière ø 10 cm = 100 m

$K = 11 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$

$K = 07 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$

Dossier: 83/2981

S C E T

A G R I

Périmètre de NDIERBA

CHM porchet n° 7 (marigot)

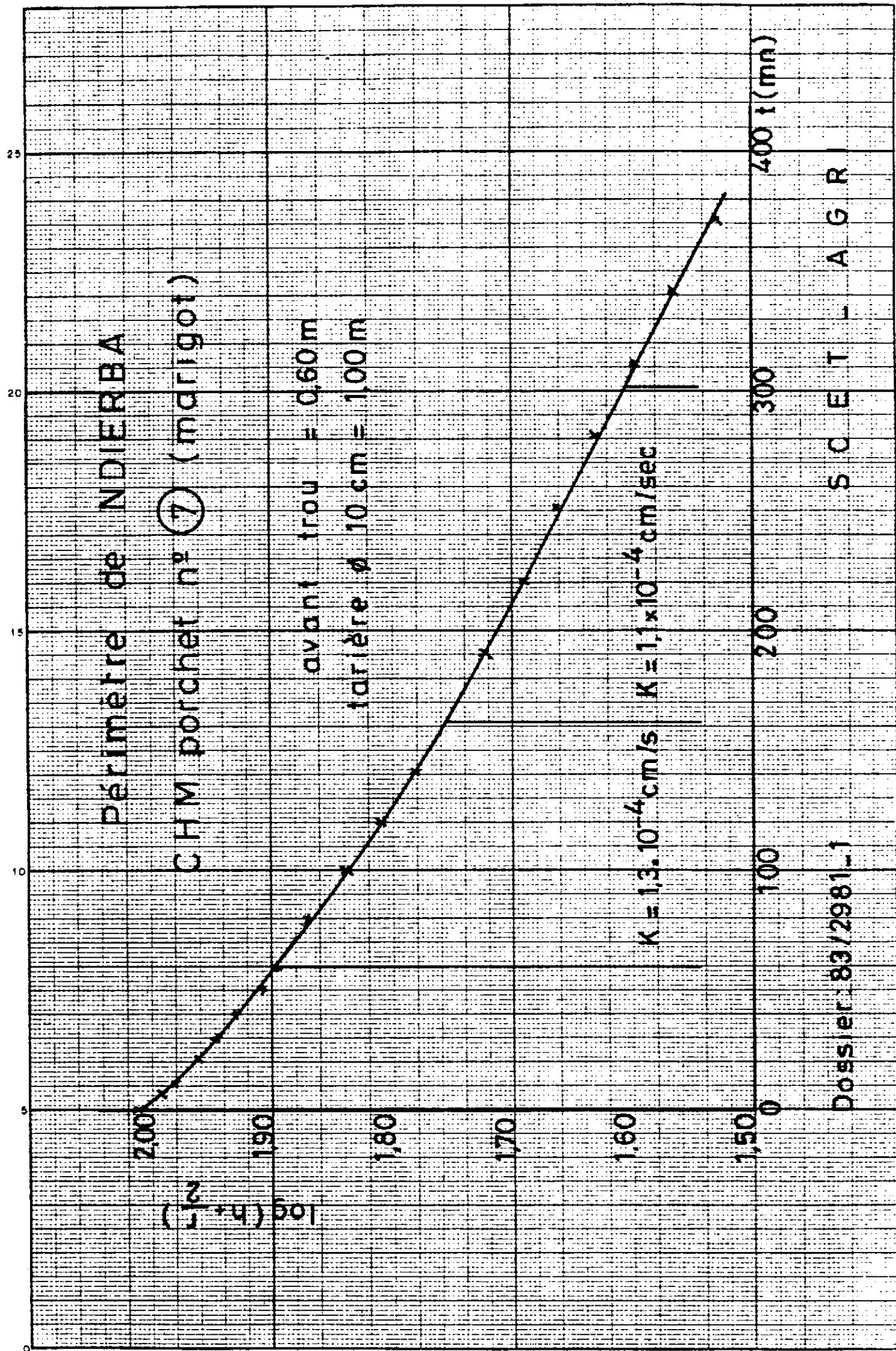
avant trou = 0,60 m

arrière \varnothing 10 cm = 1,00 m

$K = 1,3 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}$ $K = 1,1 \cdot 10^{-4} \text{ cm/sec}$

Dossier 83/2981-1

S C E T - A G R



Périmètre de NDIERBA
 C H M porchet n° ⑧ (marigot)

avant trou = 0,50 m
 tarière \varnothing 10 cm = 1,00 m

$\log(h + \frac{r}{2})$

2,00

1,50

1,00

$K = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm/sec}$

$K = 0,6 \cdot 10^{-3} \text{ cm/sec}$

400

600

800 t (mn)

Dossier 83/2981_1

S C E T - A G R I

Périmètre de NDIERBA
CH M porchet n° ⑨ (marigot)

avant trou = 0,70 m
tarière \varnothing 10 cm = 1,00 m

$$K = 7,7 \cdot 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

$\log(h \frac{r^2}{2})$

2,00

1,50

1,00

0

25

50

75

100 t (mn)

Dossier 83/2981-1

S C E T - A G R

Périmètre de NDIERBA

CHM porchet n° 10 (marigot)

avant trou = 0.60 m

variante ϕ 10 cm = 1.00 m

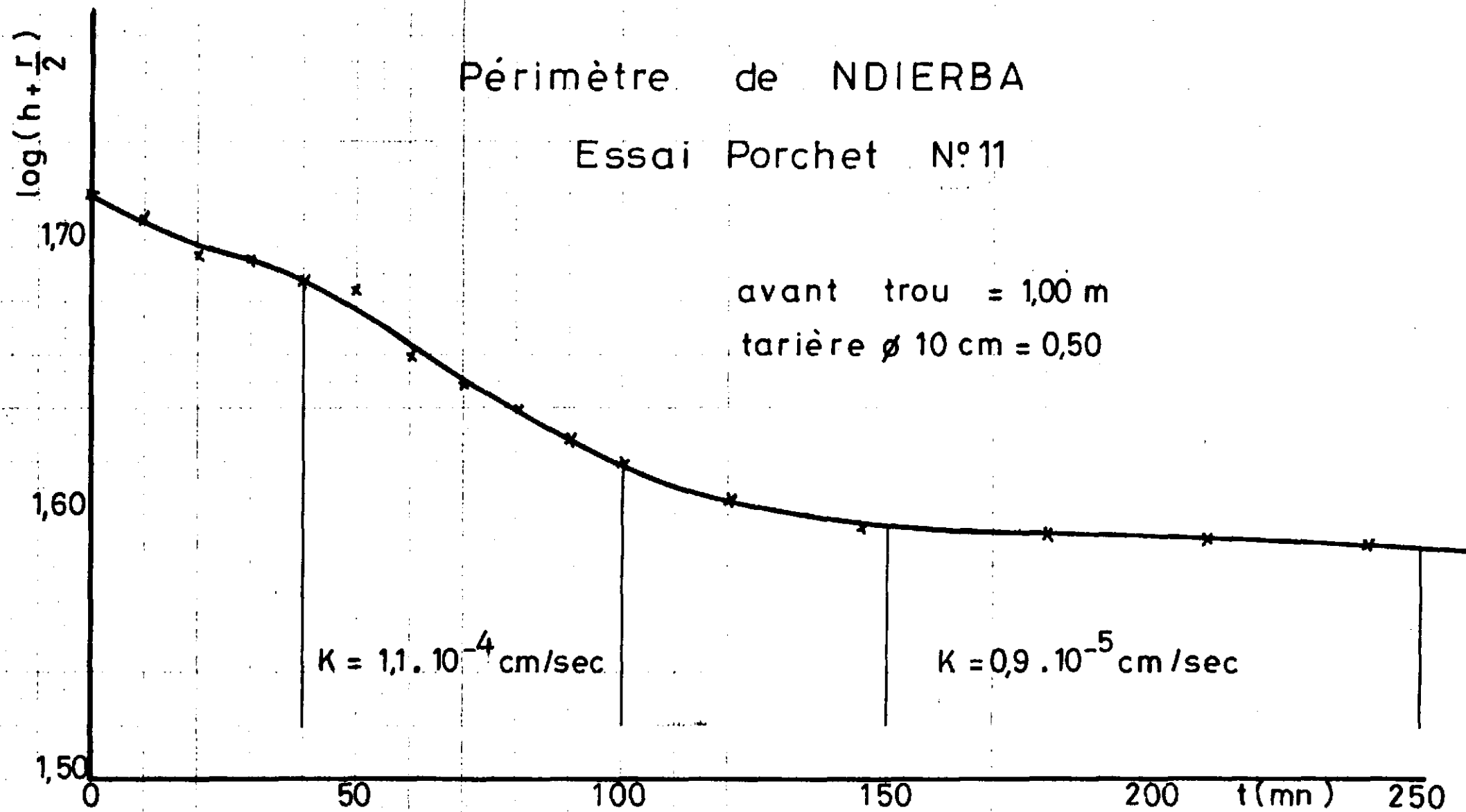
$K = 6.0 \cdot 10^{-5} \text{ cm/sec}$

Dossier: 83/2981-1

S C E T A G R I

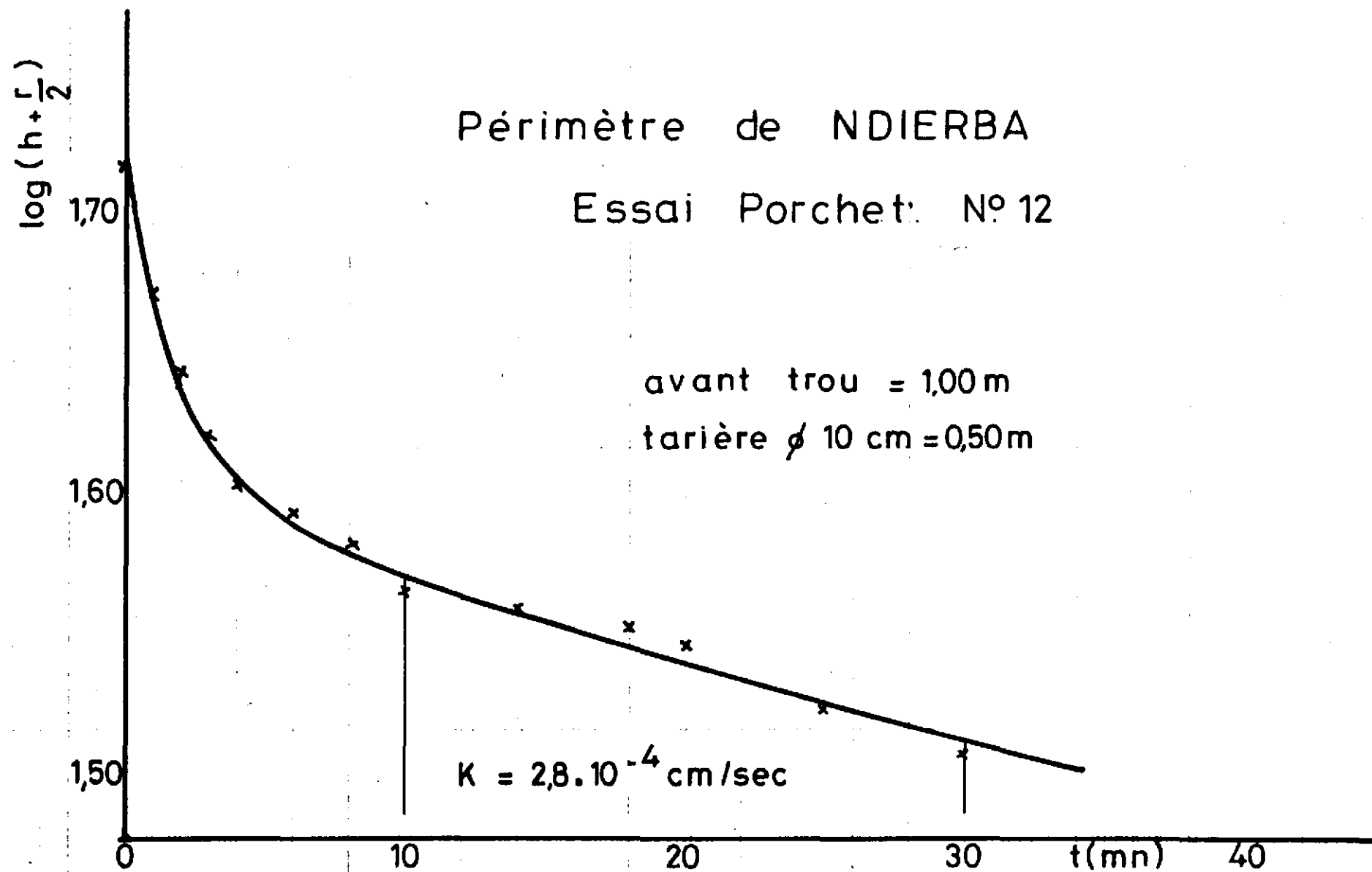
Périmètre de NDIERBA

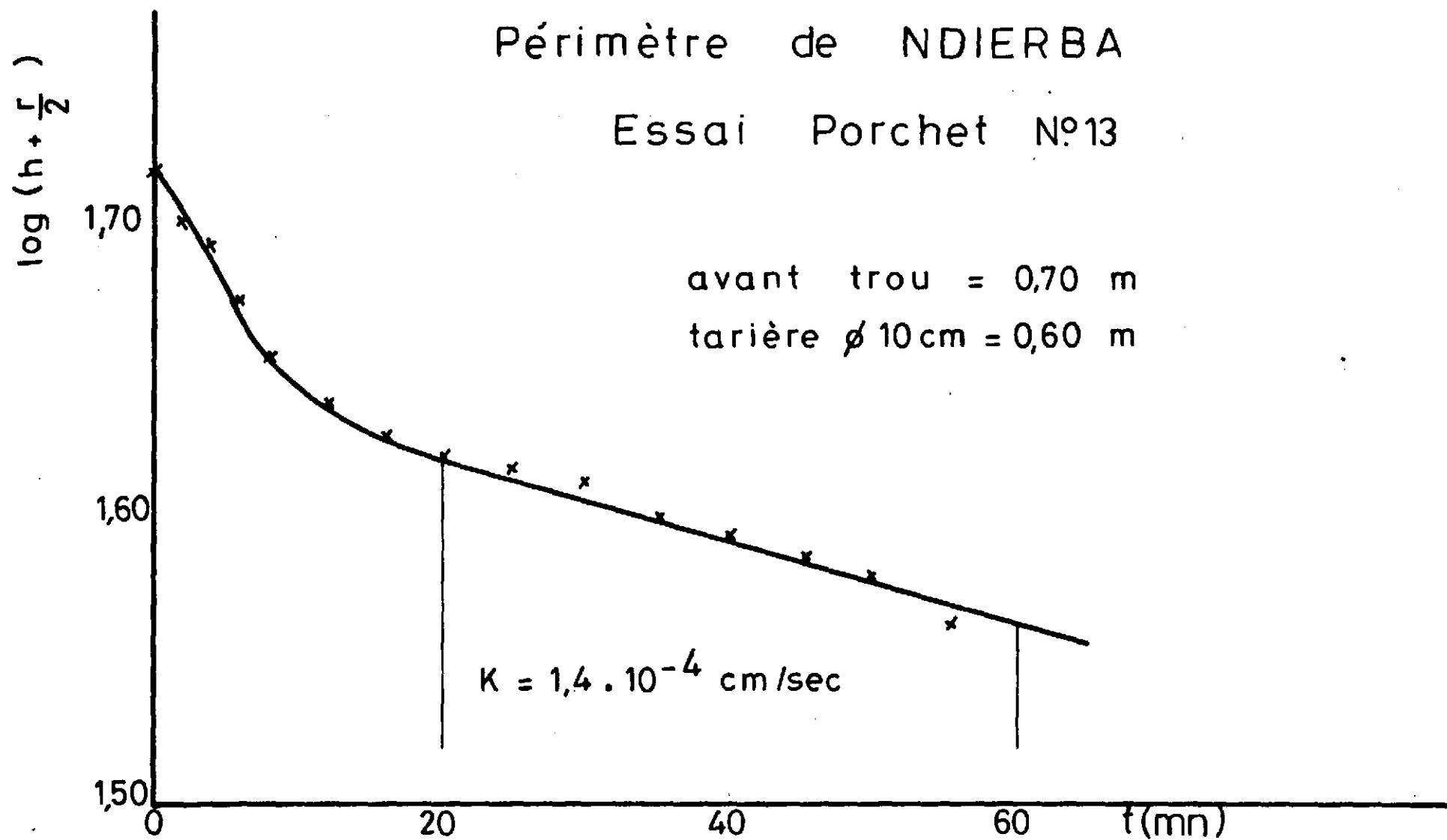
Essai Porchet N°11

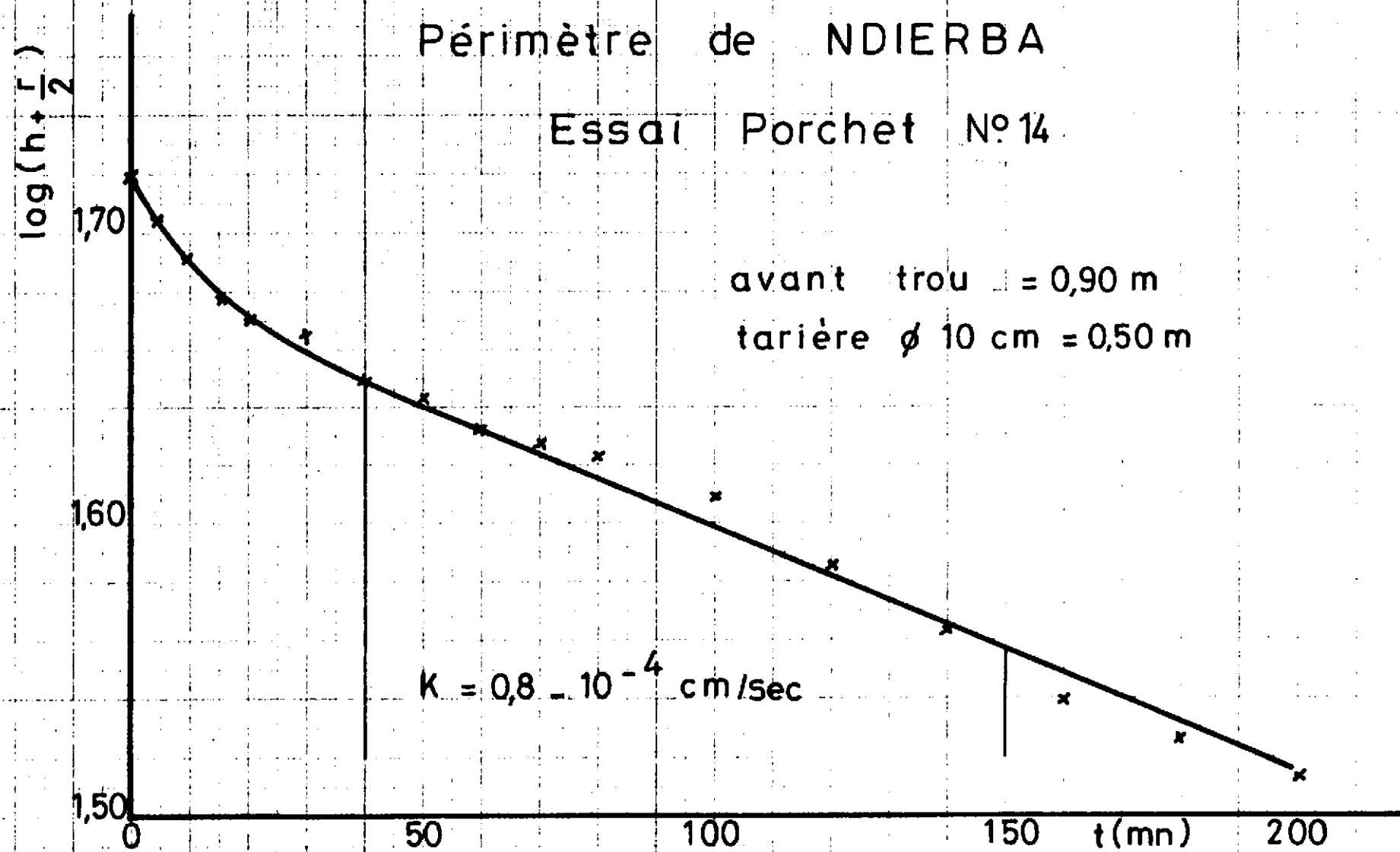


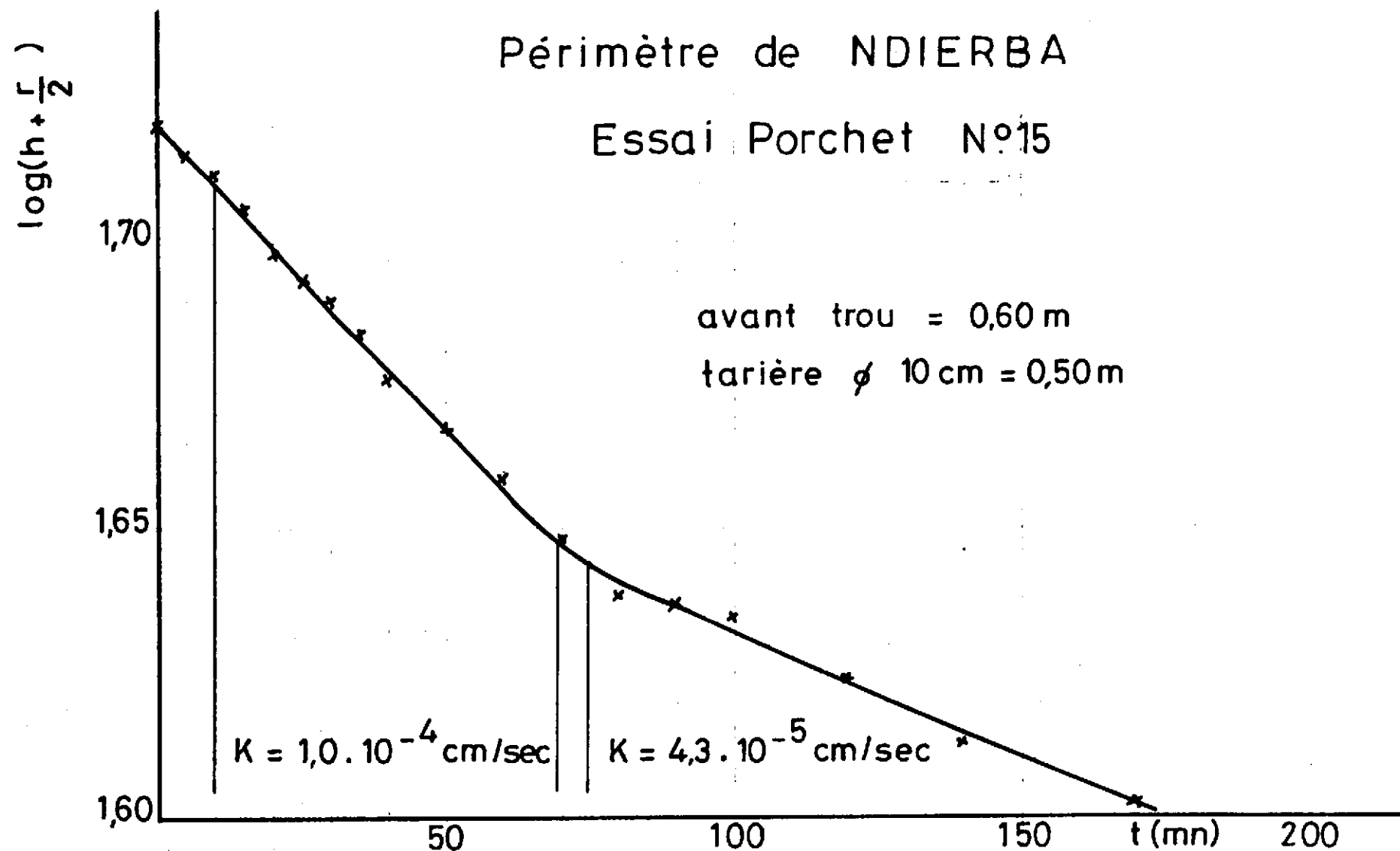
$K = 1,1 \cdot 10^{-4}$ cm/sec

$K = 0,9 \cdot 10^{-5}$ cm/sec



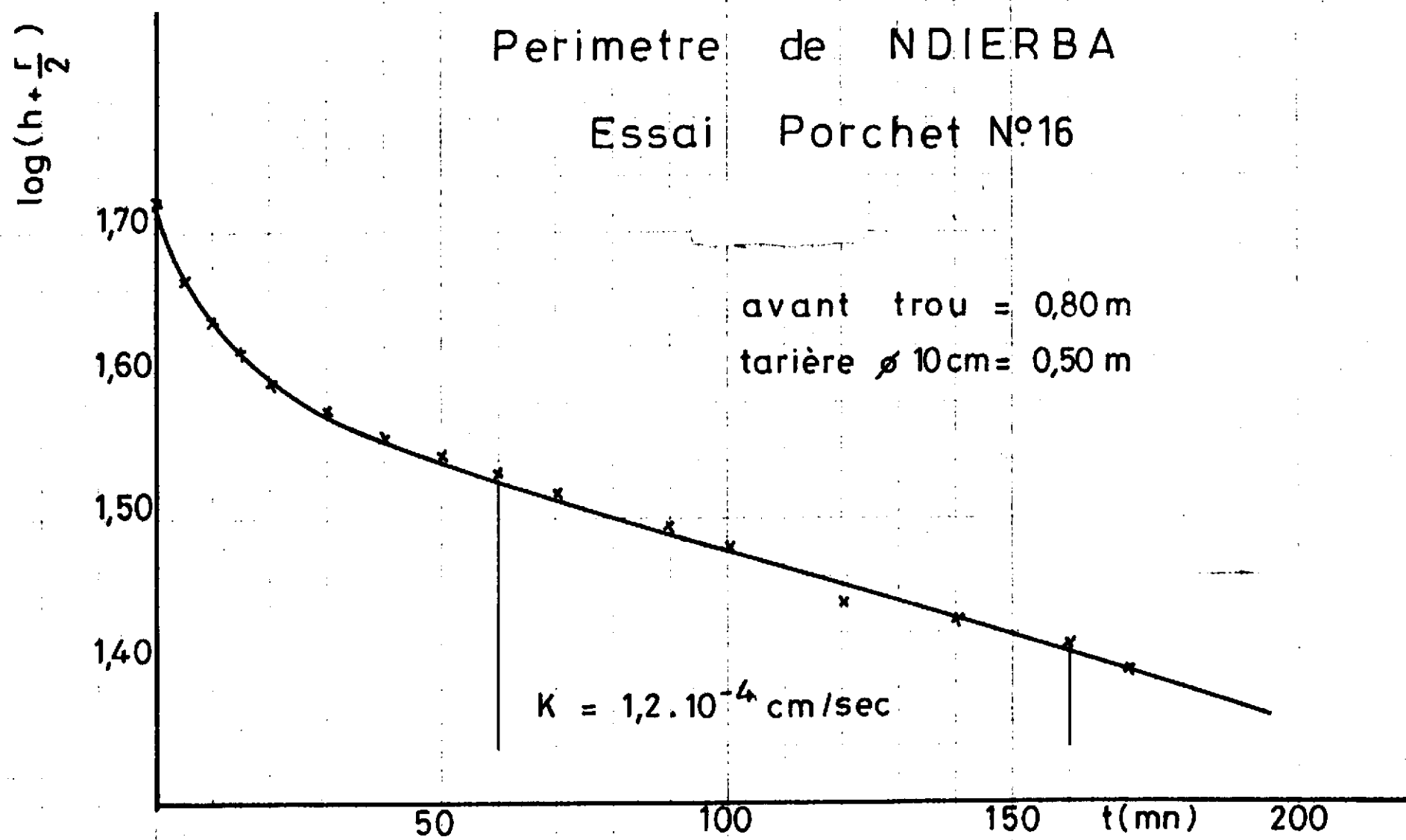






Dossier: 83/2981_1

S C E T A G R I

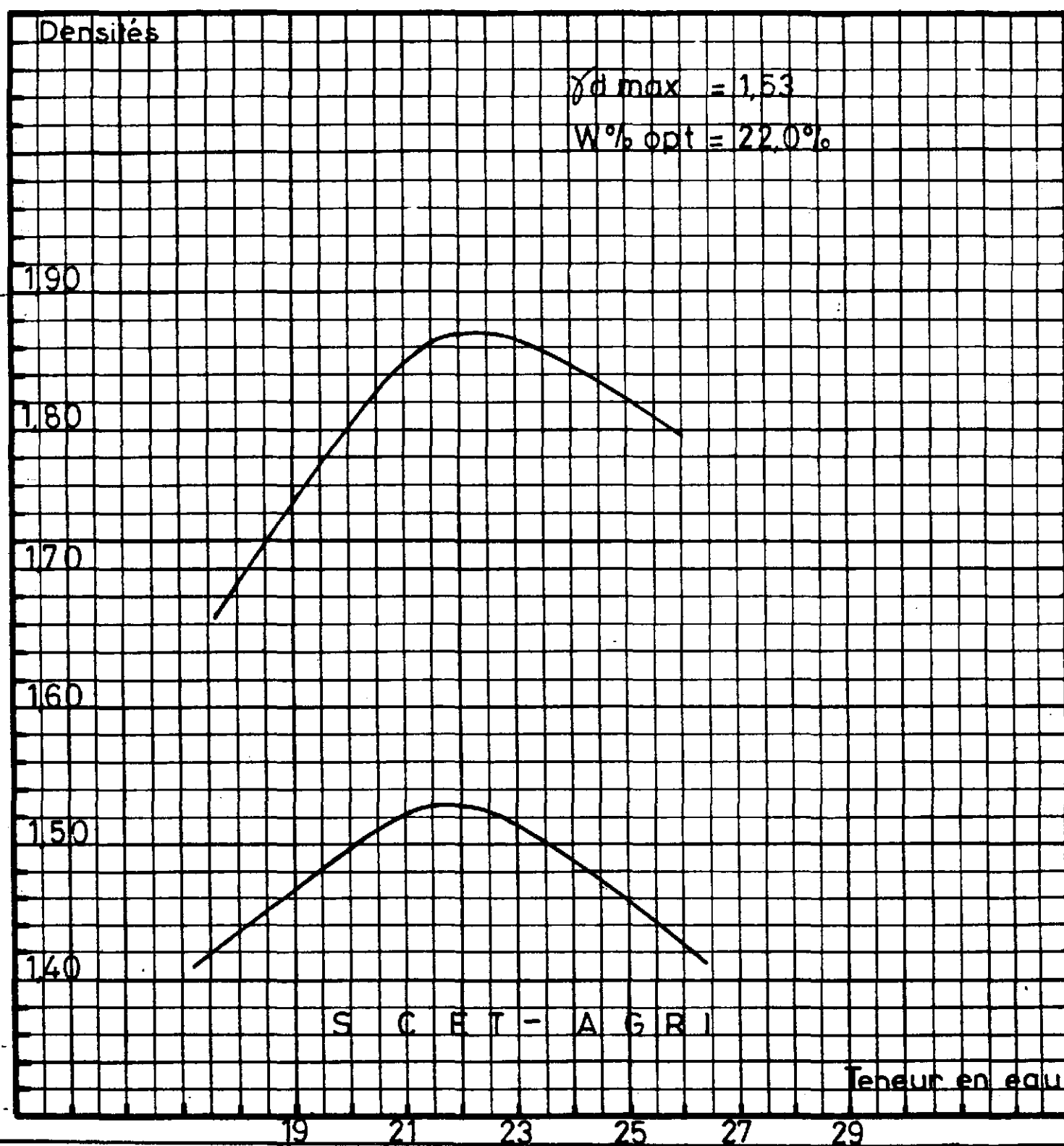


Dossier : 83/2981_1

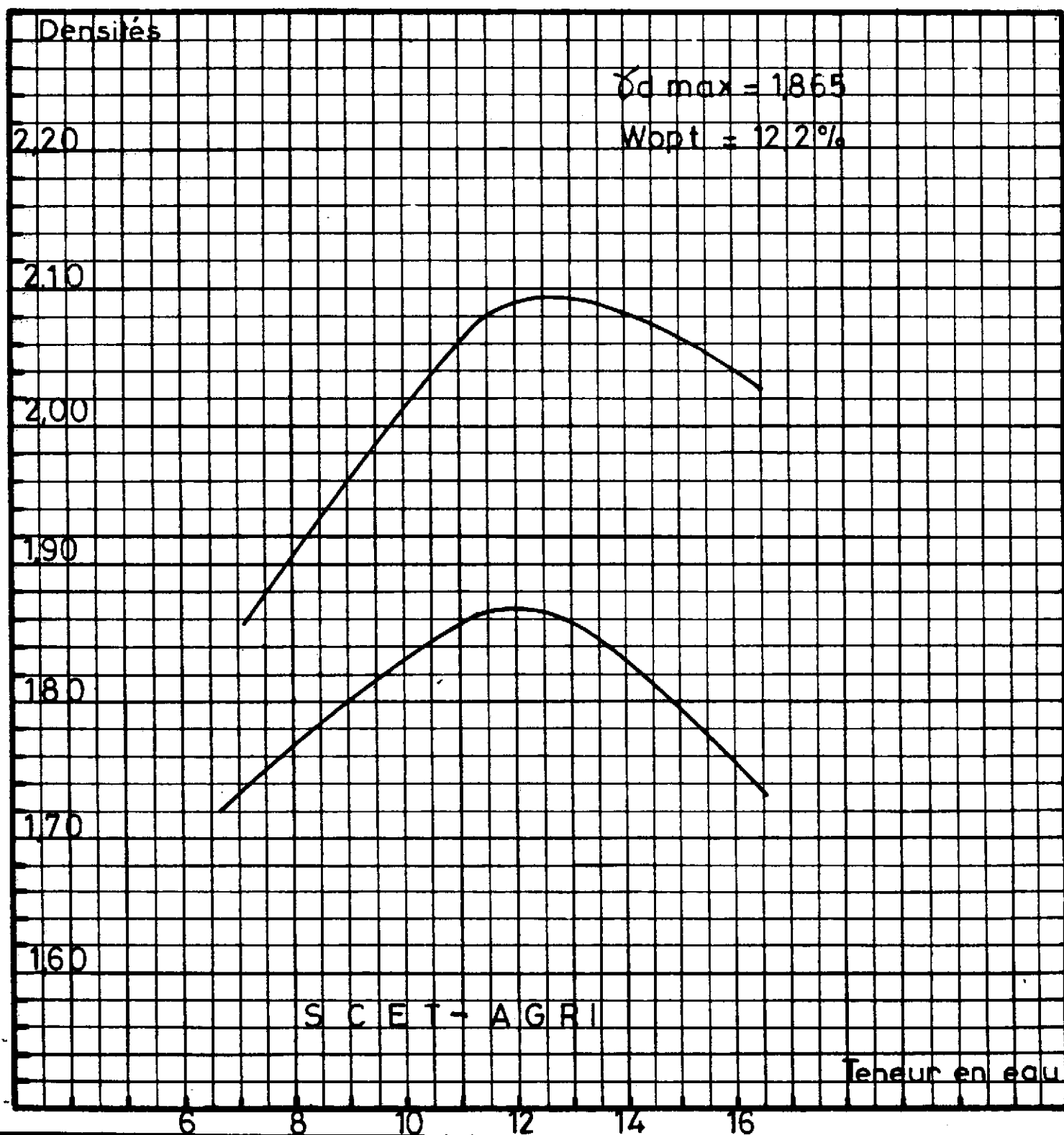
S C E T A G R I

5 - ESSAIS PROCTOR

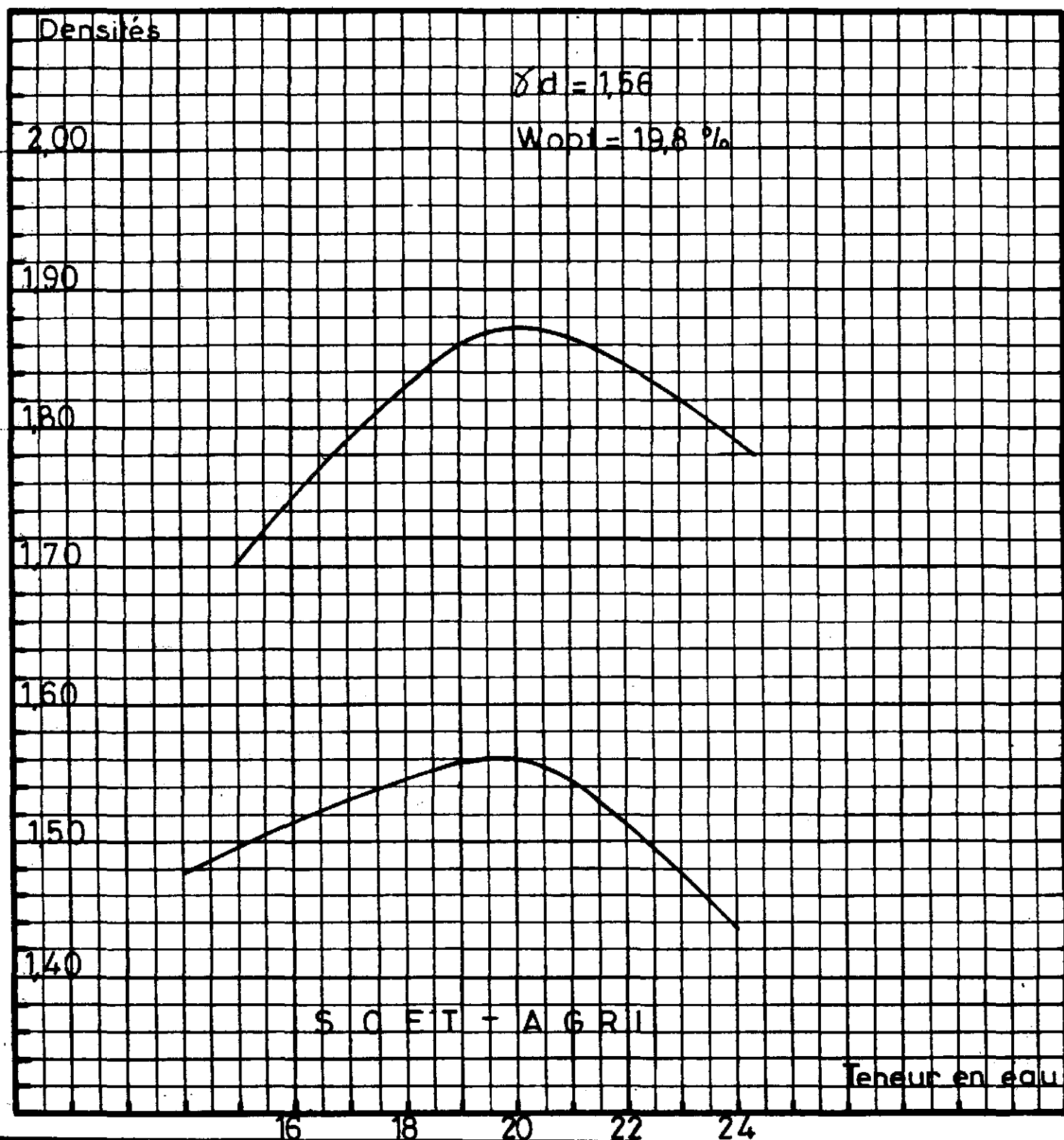
DOSSIER 83/2981_1	CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES POUR L'EQUIPEMENT Dakar (Sénégal)	SONDAGE E13 0,00 - 0,90
CHANTIER Périmètre de NDIERBA	ESSAI PROCTOR AASHO NORMAL	ECHANTILLON Argile silteuse grise



DOSSIER 83/2981_1	CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES POUR L'EQUIPEMENT Dakar (Sénégal)	SONDAGE E13 0,90 1,50m
CHANTIER Périmètre de NDIERBA	ESSAI PROCTOR AASHO NORMAL	ECHANTILLON Limon peu argileux jaunâtre



DOSSIER 83/2981_1	CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES POUR L'EQUIPEMENT Dakar (Sénégal)	SONDAGE E23 0,50 - 1,50m
CHANTIER Périmètre de NDIERBA	ESSAI PROCTOR AASHO NORMAL	ECHANTILLON Argile silteuse grise



6 - ESSAIS DE COMPRESSIBILITE

7 - ESSAIS TRIAXIAUX