

REPUBLIQUE DU SENEGAL

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

GC.0657

PROJET DE FIN D'ETUDES
en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception

**TITRE: ETUDE DE LA CORRELATION ENTRE LE MODULE D'ELASTICITE ET
L'INDICE DE PORTANCE CBR DANS LE DIMENSIONNEMENT
DES SUPERSTRUCTURES ROUTIERES
APPLICATION AUX GRAVELEUX
LATERITIQUES**

DATE: JUILLET 1991

**AUTEUR:
DIRECTEUR:**

**Michel ZOHOU
Massamba DIENE**

A la mémoire de mon père,

A ma mère et

A tous mes jeunes frères

REMERCIEMENTS

Nous adressons nos remerciements à Monsieur Massamba DIENE, Professeur à l'Ecole Polytechnique, Directeur de ce projet, dont nous louons le sens profond du travail et qui a fait montre d'une disponibilité sans limite dans l'élaboration de ce projet. Nous lui réitérons nos sincères reconnaissances, pour ses conseils et son assistance soutenue, même lors des travaux purement manuels.

Nos remerciements vont également à l'endroit de:

- Monsieur Cheick Tidiane Mboup, Technicien au laboratoire de mécanique des sols, pour son assistance au laboratoire,
- Monsieur SALL, Spécialiste en instrumentation de laboratoire, pour l'entretien et la réparation des appareils utilisés,
- et tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre ont contribué à l'élaboration de ce projet.

SOMMAIRE

La valeur des modules élastiques à prendre en compte dans les vérifications des contraintes et déformations varie selon les auteurs. De nombreuses expérimentations ont conduit cependant à proposer des ordres de grandeur des modules dynamiques (ou statiques) pour les matériaux constituant les chaussées.

Dans ce projet, il s'agit de corrélérer entre, le module d'élasticité E et le CBR (indice portant californien). Et ce afin de permettre de dériver, à partir d'une simple mesure de CBR, une valeur fiable de module d'élasticité utilisable dans les modèles de calcul des contraintes des superstructures routières.

Nous procédons dans une première partie à l'identification géotechnique et à l'étude de quelques approches de dimensionnement et de corrélation, dans une deuxième partie à une étude expérimentale, et enfin en dernière partie à l'analyse des résultats des essais de laboratoire et la détermination de la corrélation.

La latérite étant le matériau routier par excellence dans notre sous-région, il sera fait une application à cette catégorie particulière de sol.

TABLE DES MATIERES

	Page
Remerciements -----	i
Sommaire -----	ii
Liste des figures -----	iii
Liste des tableaux -----	v
Liste des symboles -----	vi
INTRODUCTION -----	1
Chapitre I GENERALITES SUR LES LATERITES	
1.1 Définition -----	4
1.2 Processus de latérisation -----	4
1.3 Caractéristiques des latérites -----	6
1.4 Disponibilité et importance en construction routière -----	7
1.5 Considérations générales sur la stabilisation des latérites -----	8
Chapitre II QUELQUES APPROCHES	
2.1 Dimensionnement des chaussées	
a- approche empirique -----	11
b- approche semi-empirique: méthode CBR -----	12
c- approche théorique -----	15
2.2 Etude des contraintes dans les corps des chaussées	
a- modèle de Boussinesq -----	16
b- modèles bicouches: modèle de Hogg -----	17
c- modèles multicouches (Burmister) -----	18

2.3	Corrélation entre le module d'élasticité E et l'indice portant CBR -----	21
Chapitre III ETUDE EXPERIMENTALE		
3.1	Description des essais -----	23
3.1.1	Essais d'identification	
a-	analyse granulométrique -----	23
b-	limites d'Atterberg -----	24
c-	poids spécifique -----	24
d-	essai Proctor modifié -----	25
3.1.2	Essai CBR -----	26
3.1.3	Essai de compression uniaxiale -----	27
3.2	Résultats des essais	
3.2.1	Essais d'identification -----	27
3.2.2	Essais CBR et de compression uniaxiale --	28
Chapitre IV ANALYSE DES RESULTATS ET CORRELATION		
4.1	Analyse des résultats -----	66
4.2	Détermination de la corrélation -----	68
4.3	Discussion -----	68
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS -----		83
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES -----		85
ANNEXE A -----		86
ANNEXE B -----		87
ANNEXE C -----		88

LISTE DES FIGURES

	Page
1.1 Coupe de l'altération latéritique -----	5
2.1 Modèle de contraintes de Boussinesq -----	16
2.2 Modèle de contraintes de Hogg -----	17
2.3 Modèle de contraintes de Burmister -----	19
3.1 Courbe granulométrique -----	29
<u>Courbes de l'essai Proctor</u>	
3.2 0% de ciment -----	30
3.3 2% de ciment -----	31
3.4 4% de ciment -----	32
<u>Courbes contrainte-déformation: Essai de compression</u>	
3.5 à 3.10 0% de ciment -----	33
3.11 à 3.14 2% de ciment -----	39
3.15 à 3.20 4% de ciment -----	43
<u>Courbes essai CBR</u>	
3.21 à 3.26 0% de ciment -----	50
3.27 à 3.30 2% de ciment -----	56
3.31 à 3.36 4% de ciment -----	60
<u>Corrélation module d'élasticité-CBR</u>	
Latérite de Goudiane	
4.1 + 0% de ciment -----	70
4.2 + 2% de ciment -----	71
4.3 + 4% de ciment -----	72
4.4 + 2 et 4% de ciment -----	73
4.5 + 0, 2 et 4% de ciment -----	74

4.6 Latérite de Thiès Antenne Télévision -----	75
4.7 latérite de Goudiane et de Thiès Antenne Télévision ---	76
4.8 Pente droite de regression en fonction du % de ciment-	79
4.9 coefficient de corrélation en fonction du % de ciment--	80

LISTE DES TABLEAUX

	Page
2.1 Classe de portance des sols -----	13
2.2 Classe de trafic en nombre de véhicule par jour -----	13
2.3 Classe de trafic cumulé de poids lourds -----	14
2.4 Classe de trafic en nombre de passages d'un essieu standard -----	14
3.1 Résultats des essais d'identification -----	28
4.1 Valeurs de CBR et du module d'élasticité E carrière de Goudiane -----	69
4.2 Valeurs de CBR et du module d'élasticité E carrière de Thiès Antenne Télévision -----	69
ANNEXE A	
Résultats de l'analyse granulométrique -----	86
ANNEXE B	
Résultats de l'essai Proctor -----	87
ANNEXE C	
Résultats des essais de compression et CBR -----	88

LISTE DES SYMBOLES

E	module d'élasticité
CBR	indice de portance
S_i	classe i de portance
T_i	classe i de trafic
σ	contrainte normale
τ	contrainte tangentielle
ϵ	déformation
u, w	déplacements

INTRODUCTION

Pendant des millénaires, les règles de construction furent essentiellement empiriques et basées sur l'expérience des constructeurs transmise en grand secret de générations en générations. Il a fallu attendre le XIX^{ème} siècle avec la naissance de la résistance des matériaux et de l'élasticité, pour que des théories logiques permettent d'aborder sur des bases rationnelles, les différents problèmes posés par la stabilité des constructions.

Jadis, les problèmes posés par le comportement du sol sous les constructions étaient traités de façon purement pragmatique. Or de nos jours, il n'est plus possible de procéder ainsi et dans nos sociétés modernes, il importe d'édifier très vite, avec une haute productivité des constructions de plus en plus hardies et moins coûteuses.

Dès la fin de la deuxième guerre mondiale, deux phénomènes importants marquèrent la politique des transports dans les zones tropicales - le développement économique et politique des pays - l'évolution profonde des techniques routières. Cette évolution a permis de mettre au point des règles dégagées et précises. Mais ces règles avaient été établies dans des conditions bien particulières de climat, d'intensité de trafic et de qualité des matériaux employés.

Ainsi, l'ensemble des caractéristiques particulières aux zones tropicales différentes de celles des zones tempérées, a amené les ingénieurs à suivre une démarche originale, tant en ce qui

concerne les données économiques que les problèmes techniques proprement dits.

C'est dans ce sens que le CEBTP, pour le compte du fonds d'aide et de la coopération français, en collaboration avec BCEOM, LCPC (en France), et certains pays africains, avait édité divers ouvrages sur le dimensionnement des chaussées, le renforcement des chaussées revêtues, et sur l'entretien des routes dans les pays tropicaux. Son objectif est de faire réaliser par chaque pays un catalogue de structures de chaussées adapté à son propre environnement économique, climatique et géotechnique.

Dans certains pays comme, le Kenya, la Côte-d'Ivoire et le Cameroun, divers travaux sont réalisés sur la latérite par les laboratoires des travaux publics de ces pays.

Au Sénégal le Centre d'Etude et de Recherche Expérimentale pour l'Equipement (CEREEQ) a entrepris les mêmes travaux. C'est ainsi que, pour disposer des paramètres intrinsèques du sol, dans les modèles de calcul des contraintes dans les superstructures routières, il a proposé d'étudier la corrélation entre le module d'élasticité et l'indice portant CBR, - application à la latérite. Les latérites constituent les seuls matériaux présentant l'avantage d'être disponibles dans presque tous les pays de notre sous-région, et les plus utilisés en construction routière. Pour la plupart de ces pays, la construction en terre demeure, et pour longtemps encore la seule alternative logique, et raisonnablement envisageable.

L'étude commencée il y a un an, s'est basée essentiellement

sur les sols latéritiques de la carrière de Thiès (Antenne de télévision). Nous la poursuivons avec la carrière de Goudiane. Car une diversification de carrières permettra de mieux appréhender notre étude; puisque la latérite est un matériau dont le comportement varie en fonction de sa provenance.

La démarche envisagée est purement expérimentale. Nous allons, à partir des essais effectués au laboratoire, établir une loi empirique entre le module d'élasticité et l'indice portant CBR.

1.1 Definition

Plusieurs spécialistes ont tenté de définir la "latérite". La première a été donnée en 1807 par BUCHANAN, pour désigner un matériau servant à la construction et exploité dans les régions montagneuses de Malabar (Inde). Pour celui-ci la "latérite" est un terme générique qui désigne un matériau ferrugineux, vacuolaire, stratifié et non poreux, dont la couleur jaune ocre est due à une forte teneur en oxydes ferriques.

Quant à Winterborn et Joachim, [1] ils se basent sur le rapport (silice)/(sesquioxydes) ($R = (SiO_2)/(Al_2O_3 + Fe_2O_3)$) pour mettre en évidence trois catégories de sol :

- les latérites vraies correspondant à $R < 1.33$
- les sols latéritiques correspondant à $1.33 < R < 2$
- les sols non latéritiques correspondant à $R > 2$.

Pour l'ingénieur dont la démarche est surtout axée sur l'étude des propriétés géotechniques du matériau on peut désigner par "latérite" tout sol résiduel rougeâtre, et tout sol non résiduel, ayant subi un processus d'altération tropicale.

1.2 Processus de latérisation

Le processus de latérisation est constitué par un ensemble de phénomènes qui aboutissent à une altération extrêmement poussée de la roche mère du sol et à une individualisation des éléments tels que la silice, les oxydes, les hydroxydes et les hydrates

métalliques. L'intensité de ce processus est mesurée au moyen du rapport $R = (\text{silice})/(\text{sesquioxydes})$.

Les principaux agents de l'altération tropicale sont:

- la température
- les précipitations
- la végétation
- la nature de la roche-mère
- la topographie et le drainage

En climat tropical de type savane, où l'on observe une saison sèche alternant avec une saison humide, l'altération latéritique donne la coupe suivante: (figure 1.1)

- roche saine
- roche altérée
- horizon latéritique
- mélange de sol et d'humus

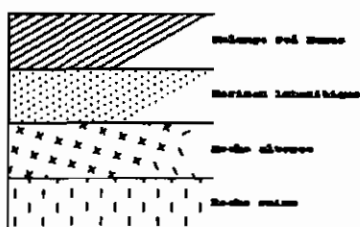


Figure 1.1 coupe de l'altération tropicale

1.3 Caractéristiques des latérites

a-/ caractéristiques morphologiques et physiques

- structure

Elle est très variée et peut prendre les formes suivantes:

- structure homogène ou continue
- structure hétérogène ou discontinue
- structure ordonnée.

- couleur

Les latérites les plus courantes sont roses, ocres rouges ou brunes. La coloration est due aux oxydes de fer, d'aluminium, plus ou moins hydratés, et parfois aussi au manganèse.

- densité

Elle est influencée par la composition chimique de la latérite et varie très largement (2,5 à 2,6). Elle augmente avec la teneur en fer et diminue avec celle de l'aluminium, et les formes hydratées sont moins denses que les formes oxydées.

b-/ caractéristiques chimiques et minéralogiques

Deux types de matériaux latéritiques sont chimiquement identifiables: il s'agit des latérites ferrugineuses et des latérites alumineuses. La teneur en silice combinée de ces sols est généralement faible, sauf pour certains où l'on note une quantité appréciable de kaolinite. D'autres constituants comme les oxydes de manganèse, de titane, de chrome et de vanadium sont présents également dans les latérites. Il est noté cependant, que les caractéristiques chimiques et minéralogiques influencent les propriétés géotechniques des latérites.

c-/ propriétés géotechniques

Les propriétés géotechniques permettent de prévoir le comportement mécanique des latérites. Les principales propriétés utilisées sont:

- la plasticité
- la granulométrie
- la résistance au cisaillement
- la compacité
- la portance (par l'indice portant CBR).

1.4 Disponibilité et importance des latérites

La latérite existe en quantité suffisante dans presque tous les pays de l'Afrique occidentale. Sa présence est liée à des conditions de température et de pluviométrie caractéristiques des régions situées entre 35° Nord et 35° Sud de latitude. Au Sénégal il en existe dans la région du Sénégal oriental, la région du fleuve et la région de Thiès.

Comme nous l'avons mentionné en introduction, la construction en terre demeure et pour longtemps encore, la seule alternative logique et raisonnablement envisageable pour la plupart des pays en voie de développement, en particulier ceux de l'Afrique sud sahélien [7]. Dans la plupart de ces pays les latérites sont les seuls matériaux qui présentent l'avantage d'être répandus. Elles constituent les matériaux les plus utilisés aussi bien dans la construction des routes revêtues que non revêtues.

Diverses considérations peuvent inciter à passer de la route en terre à la route revêtue, ou à aménager des routes non revêtues. L'aménagement d'une route en terre provient souvent d'un besoin pressant qu'on a de désenclaver une localité et de la relier à la route nationale la plus proche. Parfois il s'agit de voie d'accès de complexes d'intérêt public ou privé (périmètres agro-industriels, usines de l'intérieur etc), ou bien c'est tout simplement des voies de circulation temporaires pour permettre le trafic des engins dans les grands chantiers. Ces routes en terre sont pour la plupart faites à partir de graveleux latéritiques naturels. Ces graveleux latéritiques constituent les matériaux les plus utilisés pour la couche de fondation et la couche de base des routes revêtues. Le manuel de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux recommande des qualités de graveleux latéritiques utilisés en couche de fondation et en couche de base. [3]

En outre sous forme de sols fins latéritiques, les latérites sont utilisés pour les terrassements. Tandis qu'en forme de blocs de débris de carapace, elles sont utilisées comme moellons pour pierre ou éléments de maçonnerie, ou de béton de moyenne performance.

1.5 Considérations générales sur la stabilisation des latérites

L'augmentation de la résistance et la capacité portante, ainsi que l'amélioration de la durabilité, constituent les

principaux objectifs de la stabilisation d'un sol. Cette stabilisation couvre un domaine assez vaste; et les critères qui permettent de définir la qualité d'une stabilisation sont fonction dans une grande mesure du domaine d'utilisation du matériau. Pour cette raison nous distinguons deux cas de stabilisation:

- la stabilisation en construction routière
- la stabilisation en construction d'habitations

En général, pour ces deux cas de stabilisation, les procédés les plus courants sont:

- la stabilisation mécanique qui vise l'amélioration de la résistance et de la durabilité par une combinaison optimale d'agrégats grossiers et fins et par un compactage approprié;

- la stabilisation chimique qui implique l'adjonction d'un composant organique ou inorganique en vue de modifier les caractéristiques mécaniques d'un sol.

Il existe d'autres procédés très peu utilisés tels que :

- la stabilisation par drainage
- la stabilisation électrique
- la stabilisation par chauffage ou par refroidissement.

En construction routière, du moins pour les latérites on utilise la stabilisation mécanique et la stabilisation chimique [6]. Cependant dans le cas du dosage en ciment, on parle d'amélioration du sol lorsque le pourcentage de ciment est inférieur à 5% et de stabilisation pour un pourcentage supérieur à 5%. Les pourcentages allant jusqu'à 20% sont acceptables; mais au

delà de 20% on parle de dosage prohibitif. Les effets de la stabilisation sur les propriétés géotechniques sont difficiles à évaluer en raison du manque d'uniformité dans la conduite des essais, la préparation des échantillons et la nature des sols. Le traitement à la chaux ou au ciment d'une latérite entraîne:

- une augmentation de la capacité portante
- une augmentation de la résistance au cisaillement et à la compression
- une diminution de la capacité de gonflement
- une diminution de l'indice de plasticité.

Nous utilisons, dans le cadre de ce projet, le ciment Portland CPA 325 avec des pourcentages de 2% et 4% pour améliorer la latérite. L'utilisation de la chaux vive nécessite beaucoup de précautions à cause du caractère exothermique de la réaction de ce produit en présence d'humidité, sans oublier son action à long terme sur le comportement des matériaux stabilisés. Ce comportement n'est pas encore cerné dans tous ses aspects. Il semble qu'il y ait migration de la chaux vive vers le haut de l'assise stabilisée. [6] et [10]

Nous estimons que les autres types de stabilisation, outre la stabilisation mécanique, nécessite des techniques onéreuses. Mentionnons que, dans le dimensionnement des chaussées, la résistance accrue par la stabilisation des couches de matériaux permet de réduire l'épaisseur des fondations conventionnelles.

2.1 Dimensionnement des chaussées

La démarche générale du dimensionnement des structures de chaussée n'est pas foncièrement différente de celle du dimensionnement des autres structures du génie civil, puisqu'il s'agit de déterminer les contraintes ou déformations des matériaux et de les comparer à des contraintes ou déformations admissibles. Mais le dimensionnement des chaussées présente de nombreuses particularités qui permettent de distinguer deux approches très différentes de dimensionnement: celle qui relève de l'empirisme et celle qui relève de la théorie. Entre ces deux méthodes il existe des méthodes semi-empiriques comme la méthode CBR.

a-/ Approche empirique

Dans cette approche, on observe le comportement sous trafic des chaussées réelles ou expérimentales. C'est à cette démarche que correspondent les essais AASHO (American Association of State Highway Officials) [2] et les chaussées expérimentales britanniques. Mais cette approche présente un certain nombre d'inconvénients:

- on aboutit à un surdimensionnement de la chaussée, car l'épaisseur du matériau est choisie par comparaison à d'autres structures existantes, sans tenir compte des actions du trafic, de l'environnement et la mise en oeuvre des matériaux.

- pour connaître l'influence de paramètres nombreux

comme les épaisseurs des différentes couches et les propriétés mécaniques des matériaux, il faut un nombre important de sections expérimentales et le coût est élevé.

- le temps de réponse est très long car il n'y a pas d'effet d'accélération du trafic et les extrapolations sont hasardeuses.

b-/ Approche semi-empirique: Méthode CBR

De toutes les méthodes semi-empiriques de dimensionnement, la méthode CBR (California Bearing Ratio) n'est pas seulement la plus connue, mais aussi la utilisée partout dans le monde. Cette méthode est basée sur la résistance au poinçonnement et sur l'intensité du trafic. Les épaisseurs des différentes couches sont choisies en fonction de ces deux paramètres. Jusqu'à une date récente, les chaussées ont été dimensionnées par cette méthode et ce d'après les corrélations trouvées lors des essais AASHO (méthode Asphalt Institute, méthode Liddle). En France, la formule de Peltier avait été une adaptation de cette méthode. Cette formule donne l'épaisseur e d'une couche en fonction du poids par roue p , du nombre de sollicitation N et de l'indice CBR I de la couche inférieure:

$$e = [100 + p (75 + 50 \log(N/10))] / (I + 5)$$

N nombre de poids lourd de plus de 3 tonnes par jour

p poids de la roue maximale en tonnes (ou de 2 roues jumelées).

Il existe de nombreux abaques donnant l'épaisseur des chaussées en fonction de l'indice portant CBR, des charges appliquées, de la

pression de gonflage des pneus, du nombre de répétition des charges. Mais le " Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux " [3] retient, en se basant sur cette méthode, les deux paramètres: indice portant de la plate-forme et le trafic, pour déterminer l'épaisseur à donner à la chaussée.

Cette méthode retient cinq classes de portance qui correspondent à une répartition assez constante des divers types de sols rencontrés dans les pays tropicaux.

Tableau 2.1 : classe de portance des sols

S1	CBR < 5
S2	5 < CBR < 10
S3	10 < CBR < 15
S4	15 < CBR < 30
S5	CBR > 30

Les classes de trafic retenues sont définies de plusieurs façons en fonction du degré de précision des données disponibles:

- trafic journalier toutes catégories de véhicules confondus sur une durée de vie de 15 ans.

Tableau 2.2 : classe de trafic en nombre de véhicule par jour

T1	< 300
T2	de 300 à 1000
T3	de 1000 à 3000
T4	de 3000 à 6000
T5	de 6000 à 12000

- trafic cumulé de poids lourds (véhicules de charge totale supérieure à 3 tonnes)

Tableau 2.3 : classe de trafic cumulé de poids lourds

	T1 <	5.10 ⁵
5.10 ⁵ <	T2 <	1,5.10 ⁶
1,5.10 ⁶ <	T3 <	4.10 ⁶
4.10 ⁶ <	T4 <	10 ⁷
10 ⁷ <	T5 <	2.10 ⁷

- trafic en nombre de passages d'un essieu standard

Tableau 2.4 : classe de trafic en nombre de passages d'un essieu standard

Essieu équivalent de 13t	Essieu équivalent de 8t
T1 < 5.10 ⁵	T1 < 3.10 ⁶
5.10 ⁵ < T2 < 1,5.10 ⁶	3.10 ⁶ < T2 < 10 ⁷
1,5.10 ⁶ < T3 < 4.10 ⁶	10 ⁷ < T3 < 2,5.10 ⁷
4.10 ⁶ < T4 < 10 ⁷	2,5.10 ⁷ < T4 < 6.10 ⁷
10 ⁷ < T5 < 2.10 ⁷	6.10 ⁷ < T4 < 10 ⁸

L'équivalence adoptée est donnée par la formule de Liddle et définie par rapport à un essieu standard de 8,2 tonnes

$$c = [p/8,2]^\alpha$$

p est le poids de l'essieu simple en tonne

$\alpha = 4$ pour les chaussées souples

$4 < \alpha < 8$ pour les chaussées rigides

Ces deux paramètres entrés dans des tableaux déterminent l'épaisseur de chaque couche et le type d'enrobé à utiliser. Même si cette méthode présente beaucoup d'avantages, elle revêt cependant certaines insuffisances:

- la relation CBR - portance n'est pas univoque. Elle est influencée par la granulométrie, la minéralogie, le gonflement et la stabilisation

- les épaisseurs auxquelles on aboutit ne relèvent pas d'un calcul mais plutôt de l'expérience. Ce qui conduit à un dimensionnement moins économique.

Ainsi donc, il faut alors établir un modèle de chaussée reproduisant le plus possible le fonctionnement mécanique de la structure, et ce dans une approche théorique.

c-/ Approche théorique

Le modèle établi dans cette approche détermine les sollicitations que subissent les matériaux de chaussées et le sol-support sous l'effet du trafic. Ces sollicitations sont ensuite comparées aux sollicitations admissibles. Il s'agit donc d'une approche utilisant une branche particulière de la mécanique des milieux continus dite " Mécanique des chaussées ". [2]

Une première partie du modèle a pour but de déterminer les contraintes et les déformations dans les matériaux de chaussées et le sol-support; cela se fait à l'aide de modèles mathématiques qui ont fait de gros progrès au cours de ces quinze dernières années avec le développement des moyens de calcul.

La deuxième partie du modèle est la vérification mécanique de structures de chaussées préalablement établies. Cette vérification porte en fait sur deux points:

- une vérification vis-à-vis de la rupture par fatigue
- une vérification vis-à-vis des déformations permanentes.

L'approche théorique rejoint donc ici l'approche empirique. Mais

l'étape la plus importante du dimensionnement est la modélisation du comportement des matériaux de chaussées et du sol-support.

Nombreux sont ceux qui ont eu le mérite de prévoir la répartition des contraintes et des déformations aux divers niveaux des couches de chaussées. Nous pouvons citer BOUSSINESQ (1885), HOGG (1938), WESTERGAAD (1926) et BURMISTER (1943) [2] et [4].

2.2 Etude des contraintes dans les corps des chaussées

a-/ modèle de Boussinesq

Ce modèle assimile la chaussée à un massif semi-infini et conduit à définir une méthode simpliste de dimensionnement.

- La charge appliquée à la chaussée est schématisée par une pression q_0 sur un cercle de rayon a
- Le sol-support est supposé élastique (module de Young E_2 , coefficient de Poisson μ_2). Il ne peut supporter sans se déformer exagérément qu'une contrainte verticale $(\sigma_z)_{adm}$ inférieure à q_0
- On cherche à quelle profondeur H du sol la pression verticale a été suffisamment diffusé pour ne pas dépasser $(\sigma_z)_{adm}$

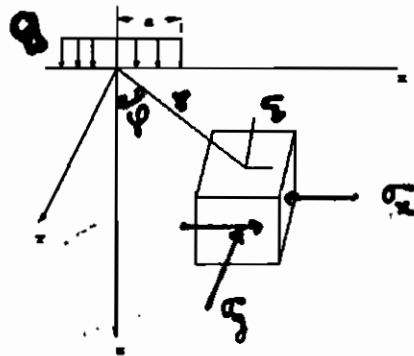


Figure 2.1 modèle de Boussinesq

La contrainte verticale à une profondeur z est maximum à l'aplomb du cercle de charge:

$$\sigma_z = q_0 \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right]$$

On a de même :

$\sigma_x = \sigma_y = \left[\frac{q_0}{2} (1+\mu) \right] - \left[\frac{2(1+\mu)z}{(a^2 + z^2)^{1/2}} \right] + \left[\frac{z^3}{(a^2+z^2)^{3/2}} \right]$ la déformation verticale est :

$$\epsilon_z = \frac{2q_0 a}{E_2(1-\mu^2)}$$

b-/ modèles bicouches: modèle de Hogg

Le problème bicouche étant difficile à résoudre on a essayé de simplifier. On a supposé dans la couche de chaussée

- le plan moyen confondu avec la fibre neutre
- les sections transversales restent planes pendant la déformation
- les contraintes normales suivant une direction transversale peuvent être négligées.

Le modèle de Hogg est schématisée à la figure 2.2. La chaussée représentée par une plaque au sens de Navier est posée sur un massif infini de type Boussinesq. Les déplacements verticaux w de la fibre neutre de la plaque satisfont à l'équation de Lagrange pour les plaques minces:

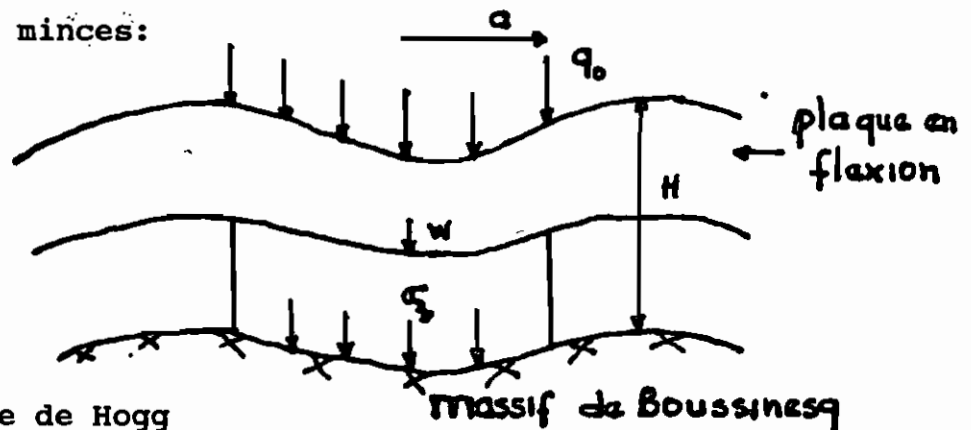


Figure 2.2 modèle de Hogg

$$D.V^2W = p = \sigma_z - q_0 \quad \text{avec} \quad D = E_1.H^3/(12(1-\mu_1^2)).$$

Comme modèle bicouche, nous pouvons citer celui de WESTERGAARD (1926) qui a adopté pour le sol une autre hypothèse simplificatrice, qui avait le mérite de faciliter les calculs en assimilant le sol-support de la plaque mince de Boussinesq à un assemblage de ressorts.

c-/ Modèles multicouches (BURMISTER)

Burmister a traité le problème général à n couches schématisé sur la figure 2.3

Il s'agit là d'un modèle assez puissant puisque:

- toutes les couches sont traitées comme des solides élastiques (on évite l'hypothèse de plaque)
- les interfaces entre couches peuvent être au choix, soit collées, soit décollées et une même structure peut comporter des couches collées et des couches décollées
- le cas des charges multiples peut être traité en additionnant des effets de charges élémentaires.

La principale limitation de ce modèle réside dans le fait que, comme dans le modèle de Boussinesq ou de Hogg les couches sont infinies en plan. Le modèle ne permet pas d'aborder les effets de bord (charge au bord d'une fissure ou au bord d'une chaussée). Mais on remarque par ailleurs que c'est l'hypothèse de couches infinies qui facilite grandement les calculs. En effet, si on suppose que la charge appliquée est circulaire, le problème traité possède une symétrie de révolution. La prise en considération de

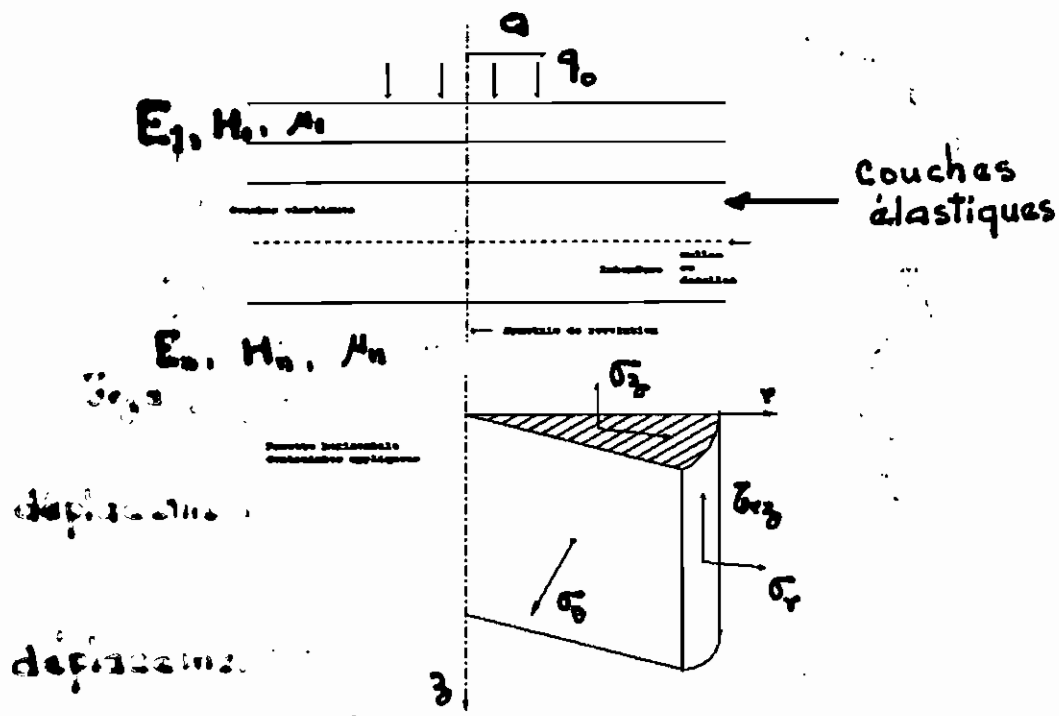


Figure 2.2 Modèle de Bernoulli

cette symétrie facilite grandement les calculs par l'utilisation de coordonnées cylindriques.

Si $\phi_i(r, z)$ est la fonction de tension telle que $\phi_i(r, z) = 0$ dans chacune des couches i on a :

$$\sigma_z = \frac{2}{\partial_z} [(2-\mu)\Delta\phi_i - \partial\phi_i/\partial z^2]$$

$$\sigma_r = \frac{2}{\partial_z} [\mu\Delta\phi_i - \partial\phi_i/\partial r^2]$$

$$\sigma_\theta = \frac{2}{\partial_z} [\mu\Delta\phi_i - 1/r \cdot \partial\phi_i/]$$

$$\epsilon_{rz} = \frac{2}{\partial_r} [(1-\mu)\Delta\phi_i - \frac{\partial^2\phi_i}{\partial z^2}]$$

déplacement radial $u = -\frac{1+\mu}{E} \frac{\partial\phi_i}{\partial r \partial z}$

déplacement vertical $w = \frac{1+\mu}{E} \left[(1+2\mu)\Delta\phi + \frac{\partial^2\phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial\phi}{\partial r} \right]$

On conçoit donc que la méthode de Burimister n'a pu se développer qu'à partir du moment où l'emploi de calculateurs numériques a été suffisamment généralisé. Divers programmes commerciaux utilisant ces modèles ont été élaborés ; nous pouvons citer :

- le programme Alizé 3 du LCPC,
- le programme Bistro de la shell,
- le programme Chev 5L de la Chevron
- le programme Milfeuil du LBTP d'Abidjan.

Enfin nous pouvons dire que les divers modèles que nous avons présentés utilisent les paramètres intrinsèques du matériau des différentes couches notamment le module d'élasticité et le

coefficient de Poisson. Cependant, il n'y a pas de méthodes nettement définies pour la détermination des modules d'élasticité E . Par suite de cette incapacité de présenter une méthode définie, diverses relations ont été proposées entre le CBR et le module E .

2.3 Corrélation entre le module d'élasticité E et l'indice portant CBR

Dans l'incapacité de présenter une méthode définie de détermination du module E le " Corps of Ingénieurs " (US Army) avançait l'utilisation de la méthode CBR. C'est ainsi que Foster et Heukelom [4] rendaient compte que la corrélation entre le CBR et le module dynamique E_{dyn} était considérablement éparpillée, classée de $E_{dyn} = 50CBR$ à $E_{dyn} = 200CBR$. La relation théorique pourrait être $E_{dyn} = 110CBR$.

Dans le " Guide de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux " le Centre Expérimental de Recherche et d'Etudes, du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP) [3], indique que les modules dynamiques mesurés in situ au vibreur ou au moyen de la propagation d'onde au laboratoire, sur des échantillons intacts, peuvent être estimés, en première approximation, à partir de la relation empirique $E_{dyn} = 100CBR$. Tandis que pour les modules statiques mesurés par essai de plaque in situ, par essai d'écrasement au laboratoire, on peut adopter l'équivalence suivante:

$E_{stat} = 50CBR$ pour les matériaux à gros éléments

$E_{stat} = 30CBR$ pour les matériaux à fraction fine importante

Pour les matériaux traités au ciment la formule longtemps utilisée est :

$E_{stat} = 200R_{c7}$ avec R_{c7} = résistance à la compression simple à 7 jours.

Cette relation est remplacée par

$E_{stat} = 1000 \text{ à } 2000R_{c7}$

1000 correspondant aux matériaux les plus plastiques

2000 correspondant aux matériaux les plus crus.

Au Cameroun, la Direction des Etudes Générales et de la Normalisation, du Ministère de l'Equipement, recommande dans le " Guide pour le dimensionnement des chaussées revêtues au Cameroun" [5]

$E_{stat} = 18 \text{ à } 20CBR$

$E_{dyn} = 50CBR$

D'autres relations ont été proposées [8] entre le module statique E_{stat} et le CBR suivant des classes de CBR. C'est ainsi qu'on trouve $E_{stat} = kCBR$

$k = 10$ pour un CBR inférieur à 10

k plus faible pour un CBR supérieur à 0

Le Laboratoire Central des Ponts et haussées (LCPC en France) retient une valeur moyenne de k égale à 5.

3.1 Description des essais

Nous avons besoin de connaître, de la façon la plus parfaite possible et dans les moindres détails, le matériau sur lequel nous allons travailler et de nous livrer pour cela à une série d'opérations qui constituent les essais d'identification. Ces essais consistent à définir et à mesurer certains paramètres que l'on appelle les caractéristiques du sol. Dans le cadre de notre étude, il s'agit uniquement des essais de laboratoire.

3.1.1 Essais d'identification

Les méthodes de reconnaissance du sol sont très nombreuses et il est rare qu'on les utilise toutes sur un même échantillon. Il s'agit donc de faire le choix d'une méthode d'étude et d'établir un programme de reconnaissance. Le programme que nous avons adopté est le suivant:

- analyse granulométrique
- limites d'Atterberg
- poids spécifique
- essai Proctor modifié

a-/ Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a été faite suivant la norme ASTM D-422. Après l'identification visuelle nous avons préféré utiliser le tamisage par lavage à cause des erreurs grossières qu'engendre

le tamisage à sec.

b-/ Limites d'Atterberg

Alors que les sables fins se présentent sous l'aspect de poudre, les argiles par contre forment des pâtes. La consistance qui en résulte dépend en grande partie de la teneur en eau du matériau. Nous distinguons trois états dans la consistance: les états liquide, plastique et solide. La transition d'un état à l'autre est très progressive. C'est pourquoi toute tentative pour fixer la limite entre deux états comporte une part d'arbitraire.

Nous avons utilisé les limites définies en 1911 par Atterberg et précisées en suite par Casagrande. La limite de liquidité W_l étant la teneur en eau (exprimée en %) correspond à la fermeture, sur une longueur de 12 mm en 25 chocs de la rainure tracée dans la couche d'échantillon étendu dans la coupelle de l'appareil de Casagrande.

La détermination de la limite de plasticité w_p est plus arbitraire et nécessite beaucoup plus d'expériences. Cette limite est la teneur en eau de l'échantillon roulé qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm.

c-/ Poids spécifique

Y Nous avons utilisé la norme ASTM D-854-58 pour déterminer le poids spécifique qui est le poids dans l'air d'un volume donné de matériau à une température connue, sur le poids dans l'air d'un

égal volume d'eau distillée à la même température. La principale difficulté dans cet essai est la désaération du mélange sol-eau, qui constitue la principale source d'erreur.

d-/. Essai Proctor modifié

Cet essai est effectué suivant la norme ASTM D-1557 méthode " D ". L'essai Proctor modifié est choisi parce que les résultats obtenus avec les engins de compactage sur le chantier sont compris entre ceux de l'essai Proctor standard et de l'essai Proctor modifié constituant la limite supérieure.

Suivant la méthode " D " nous avons utilisé le matériau passant le tamis 3/4" (19 mm) pour nous rapprocher plus des réalités du terrain. Compte tenu de la présence des particules plus ou moins grosses dans les échantillons des corrections s'avèrent nécessaire.

En effet, pour un matériau comportant une fraction notable d'éléments dont la taille est supérieure à la maille carrée de 20 mm le CEBTP [4] recommande une correction si cette fraction reste inférieure à 25% du poids total. On a donc:

- teneur en eau corrigée : $w' = w(1-m/100)$

- densité sèche corrigée : $\gamma'_d = \frac{1}{1 + (m/100) * (\gamma_s - 1)}$

w = teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié

γ'_d = densité sèche maximale de l'essai Proctor modifié

γ_s = poids spécifique absolu des éléments > 20 mm

w' = teneur en eau optimale corrigée

γ_d = densité sèche maximale corrigée

m = pourcentage du refus à 20 mm (%)

Suivant la méthode " D " utilisée, nous avons:

- diamètre intérieur du moule	15 cm
- hauteur du moule	11.6 cm
- poids du marteau	4.5 kg
- hauteur de chute	46 cm
- nombre de couches	5
- nombre de coups par couche	56

3.1.2 Essai CBR

La portance CBR est déterminé en fonction des conditions de densité et de teneur en eau les plus défavorables subies à long terme par le sol. Ainsi, nous avons déterminé la portance CBR sur des éprouvettes poinçonnées:

- immédiatement après compactage
- après 3 jours de cure à l'air
- après 4 jours d'imbibition

Les durées d'imbibition et de dessiccation des éprouvettes soumises au poinçonnement varie avec les conditions climatiques, mais aussi avec la nature du sol. En général la durée d'immersion varie de 0 à 7 jours, mais en climat semi-aride une imbibition de 24 à 48 heures rend bien compte des conditions d'humidité du terrain.

γ Pour la latérite, le CBR varie dans des limites assez larges, en fonction de ses caractéristiques génétiques et

granulométriques, de sa compacité, ainsi que de la teneur en eau de moulage.

Dans le cadre de ce projet nous avons utilisé la norme ASTM D-1557. L'aire de poinçon et la vitesse de poinçonnement sont normalisées: 19.35 cm² et 1.27 mm/min respectivement. Le moule utilisé a un diamètre de 15.2 cm et les anneaux de surcharges pèsent 4.27 kg au total.

3.1.3 Essai de compression uniaxiale

Le but de cet essai est d'établir la courbe contrainte-déformation. C'est un essai assez largement employé. On peut utiliser des appareils spécialement conçus pour cet usage, mais on peut aussi employer un appareil à usages multiples adapté, pour déterminer les déformations en fonction de l'effort imposé.

Cet essai a été effectué sur des éprouvettes confectionnées dans les mêmes conditions que celles de l'essai CBR. Ceci dans le souci de nous rapprocher toujours le plus possible des conditions du terrain et avoir ainsi des couples de points module d'élasticité-CBR pour déterminer la corrélation. Les éprouvettes cylindriques fabriquées avec un module démontable ont 15 cm de diamètre.

3.2 Résultats des essais

3.2.1 Essais d'identification

Avec toutes les subtilités que la reconnaissance du sol comporte, nous avons obtenu les résultats suivants:

Tableau 3.2.1 : Résultats des essais d'identification

caractéristiques géotechniques	valeur
Poids spécifique (g/cm^3)	2.83
Indice de plasticité I_p (%)	23.3
Indice de liquidité I_L (%)	14.4
Indice de consistance I_c (%)	85.6
Densité maximale sèche γ_d (g/cm^3)	1.99
Teneur en eau optimale w_{op} (%)	13.4

Les densités sèches obtenues pour les différents pourcentages de ciment sont traduites par les figures 3.1 à 3.3. Le résultat de l'analyse granulométrique est présenté à la page suivante.

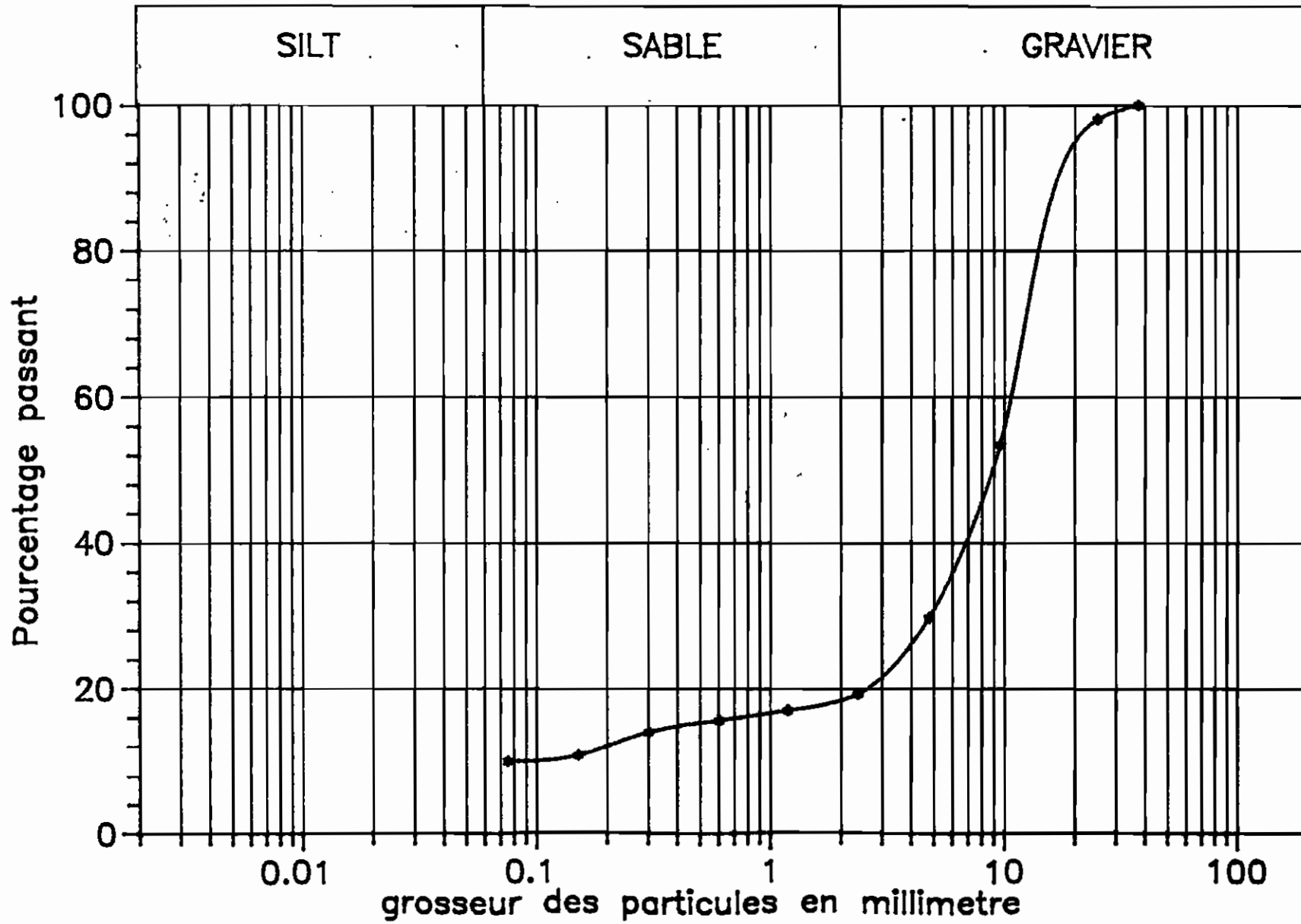
En jetant un coup d'oeil sur la courbe granulométrique, nous nous rendons compte que la taille maximale des grains est inférieure à 40 mm. De plus cette courbe ne présente pas un palier marqué entre 0.5 et 2 mm et possède moins de fines. Ainsi donc, la latérite de Goudiane peut être utilisée aussi bien dans les couches de fondation que les couches de base selon les spécifications du LCPC [4]. Mais notons qu'en couche de base une amélioration serait nécessaire en vue d'incorporer une rigidité appréciable et une faible déformabilité, à cause de son indice de plasticité supérieure à 15.

3.2.2 Essais CBR et de compression uniaxiale

Toutes les éprouvettes ont été confectionnées dans des conditions identiques à celles de l'essai Proctor modifié.

Les figures 3.5 à 3.20 montrent les résultats de l'essai de

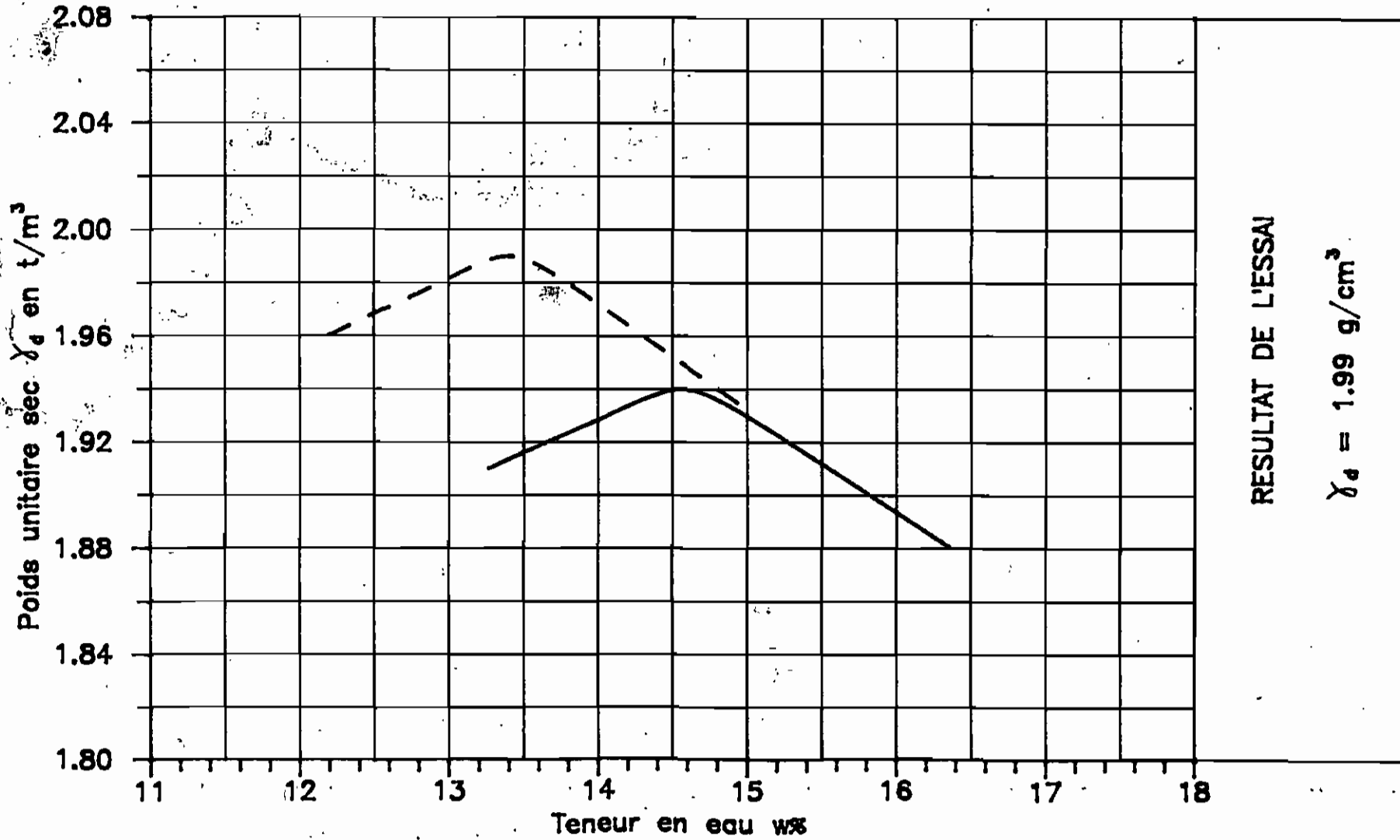
COURBE GRANULOMETRIQUE



ESSAI DE COMPACTAGE

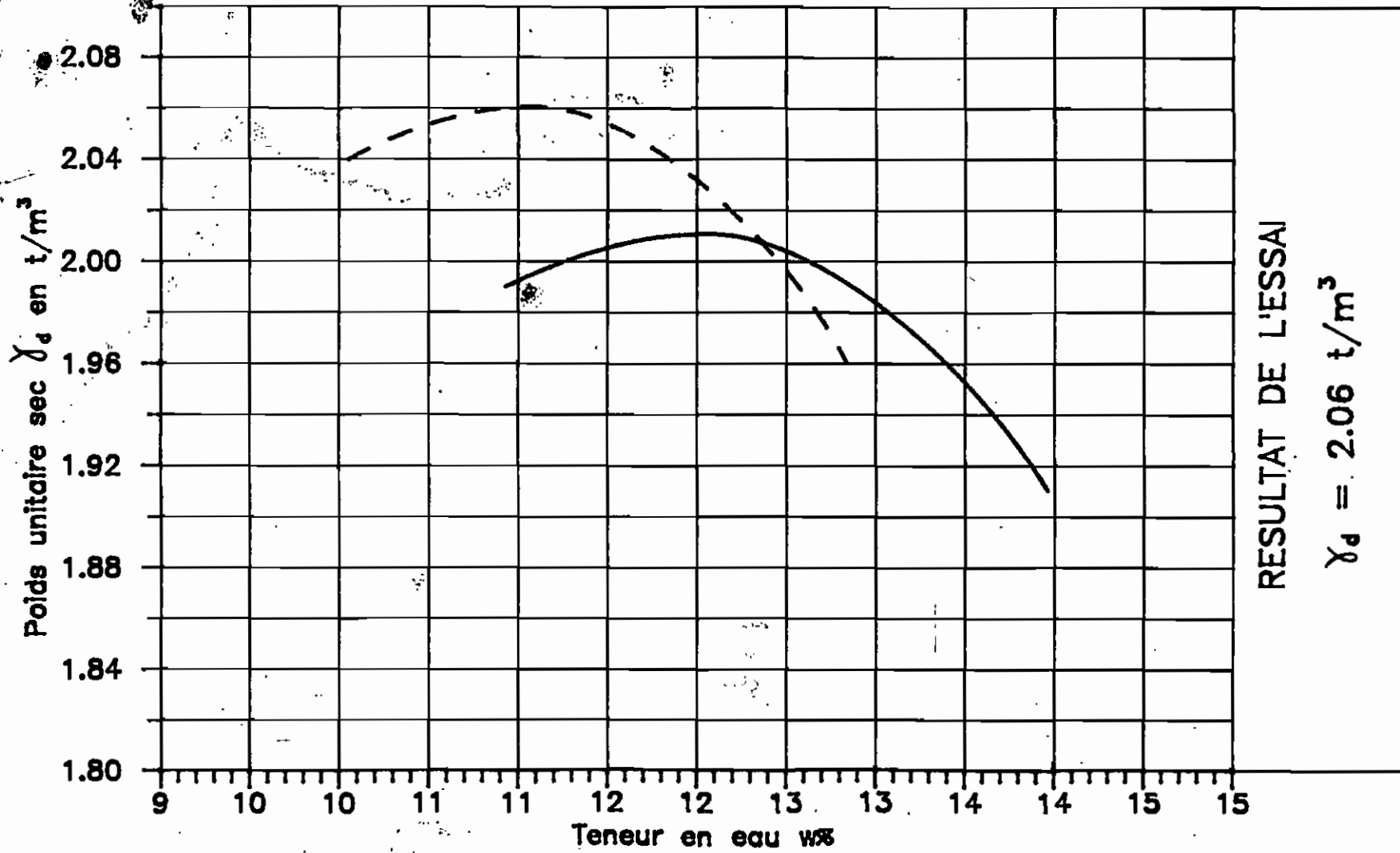
Fig 3.2 Description : Laterite + 0% de ciment

— — corrigée
—— non corrigée



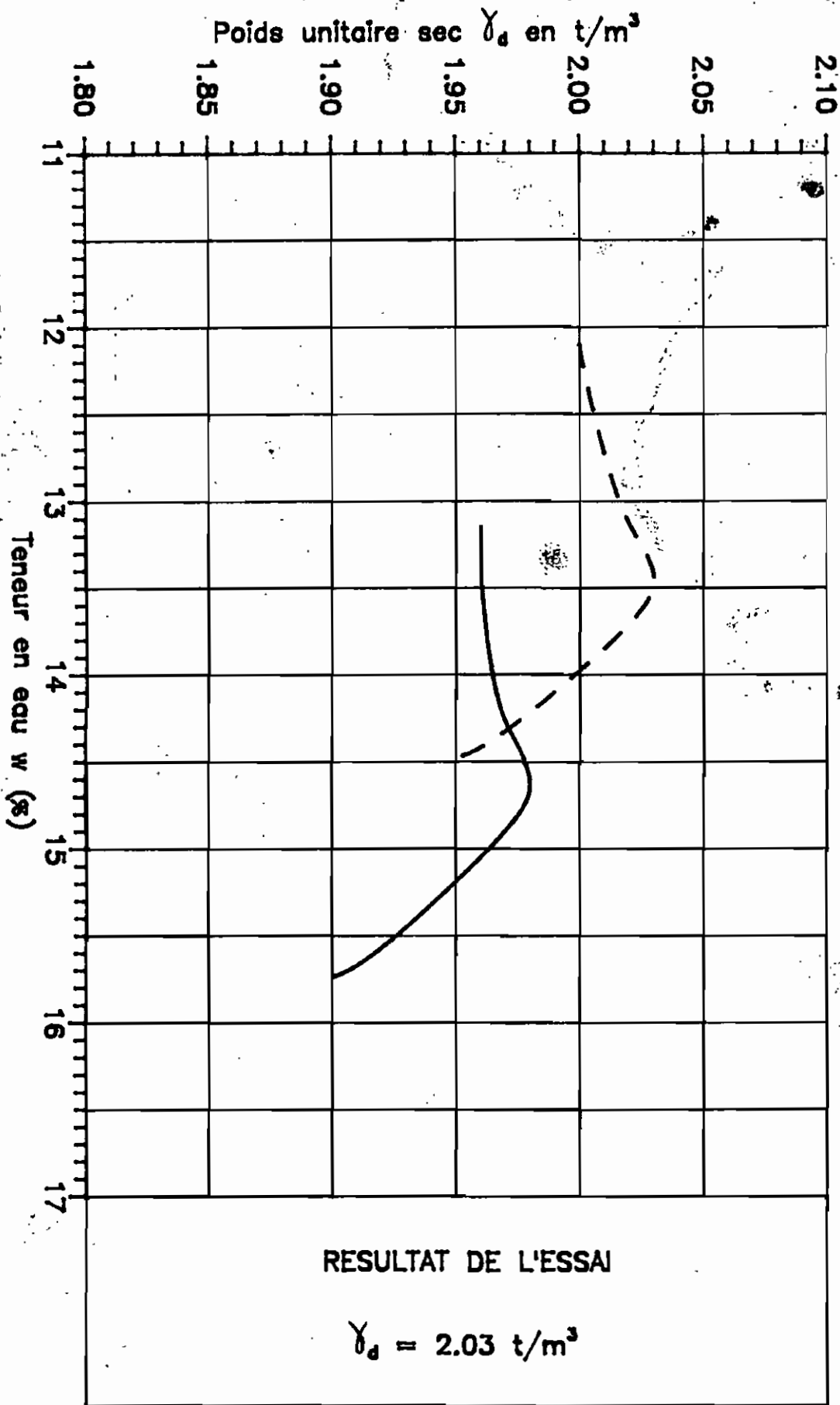
ESSAI DE COMPACTAGE

Fig 3.3 Description : Laterite + 2% de ciment



ESSAI DE COMPACTAGE

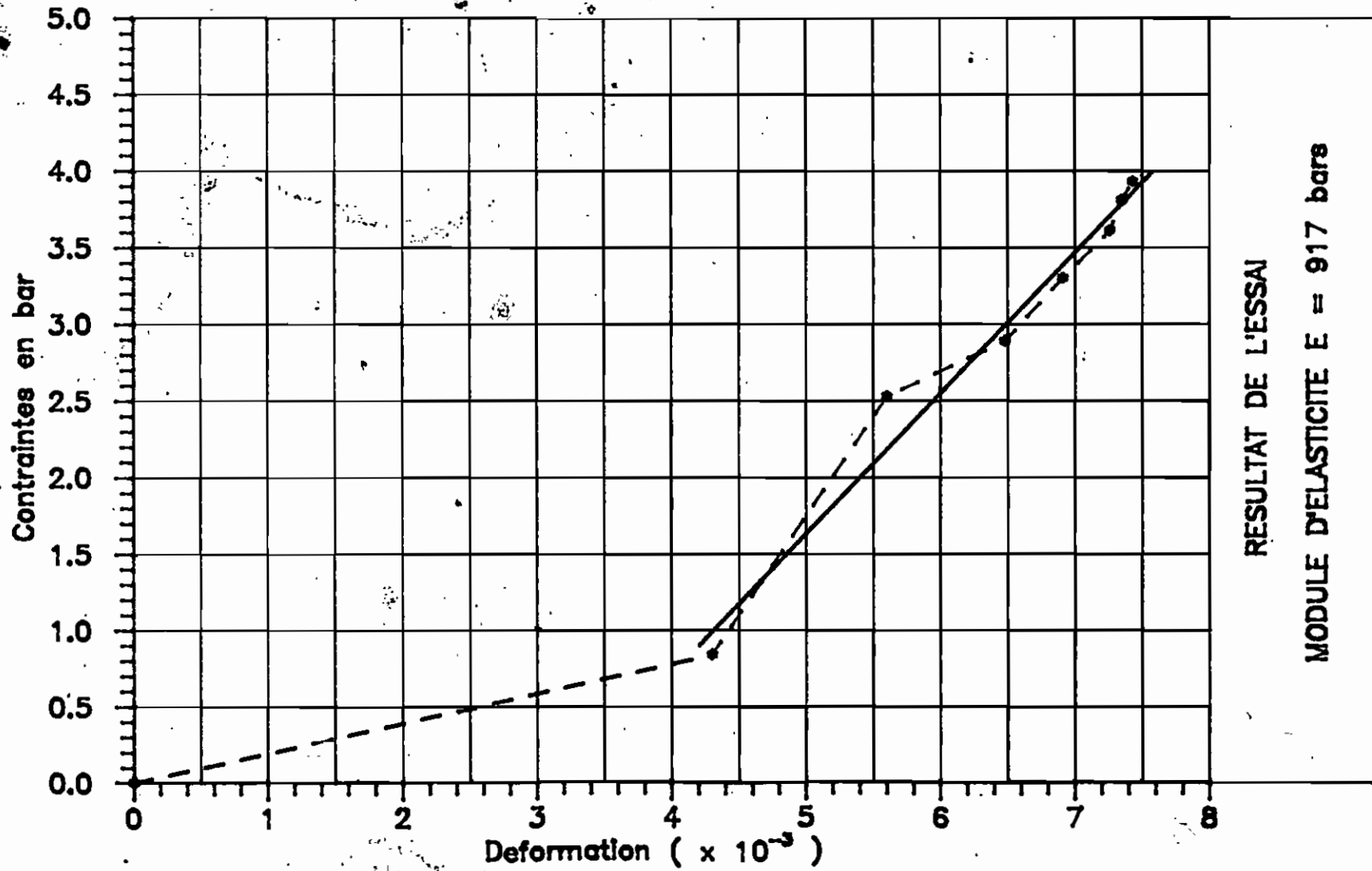
Fig 3.4 Description : Laterite + 4% de ciment



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

Fig 3.5

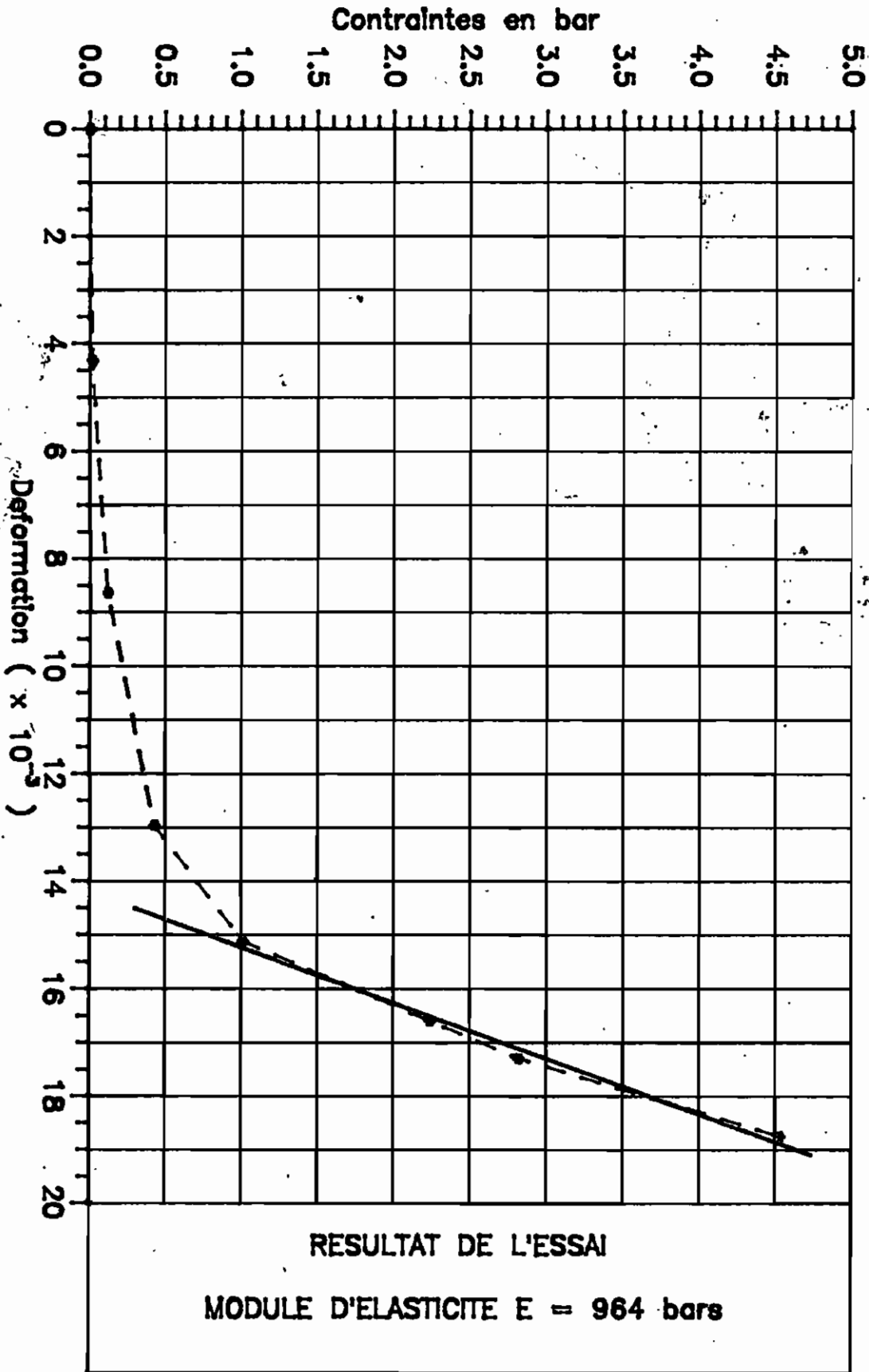
Description : Laterite + 0% ciment , immédiat



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

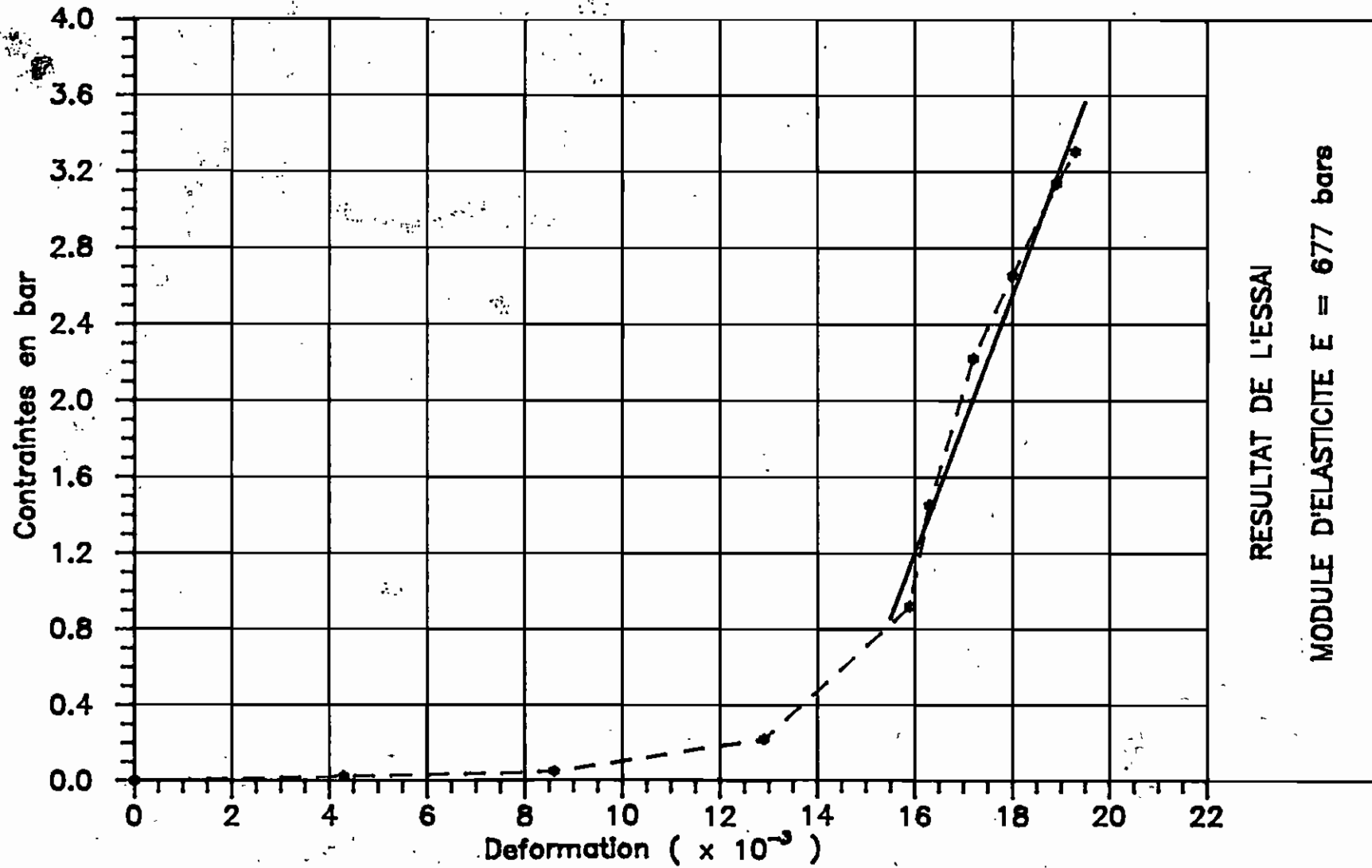
Fig 3.6

Description : Latérite + Os ciment , Immédiat



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

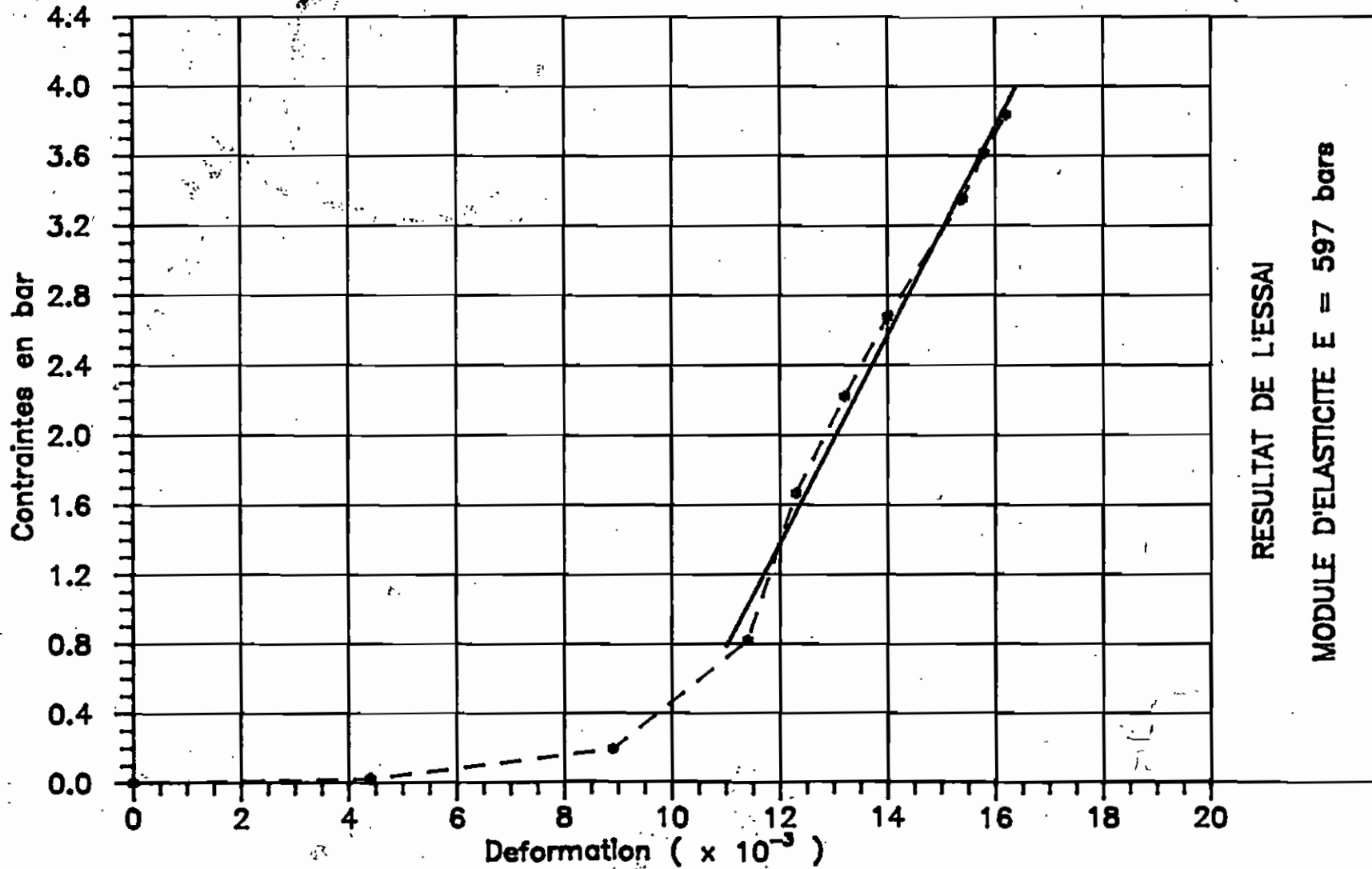
Fig 3.7 Description : Laterite + 0% ciment, immediat



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

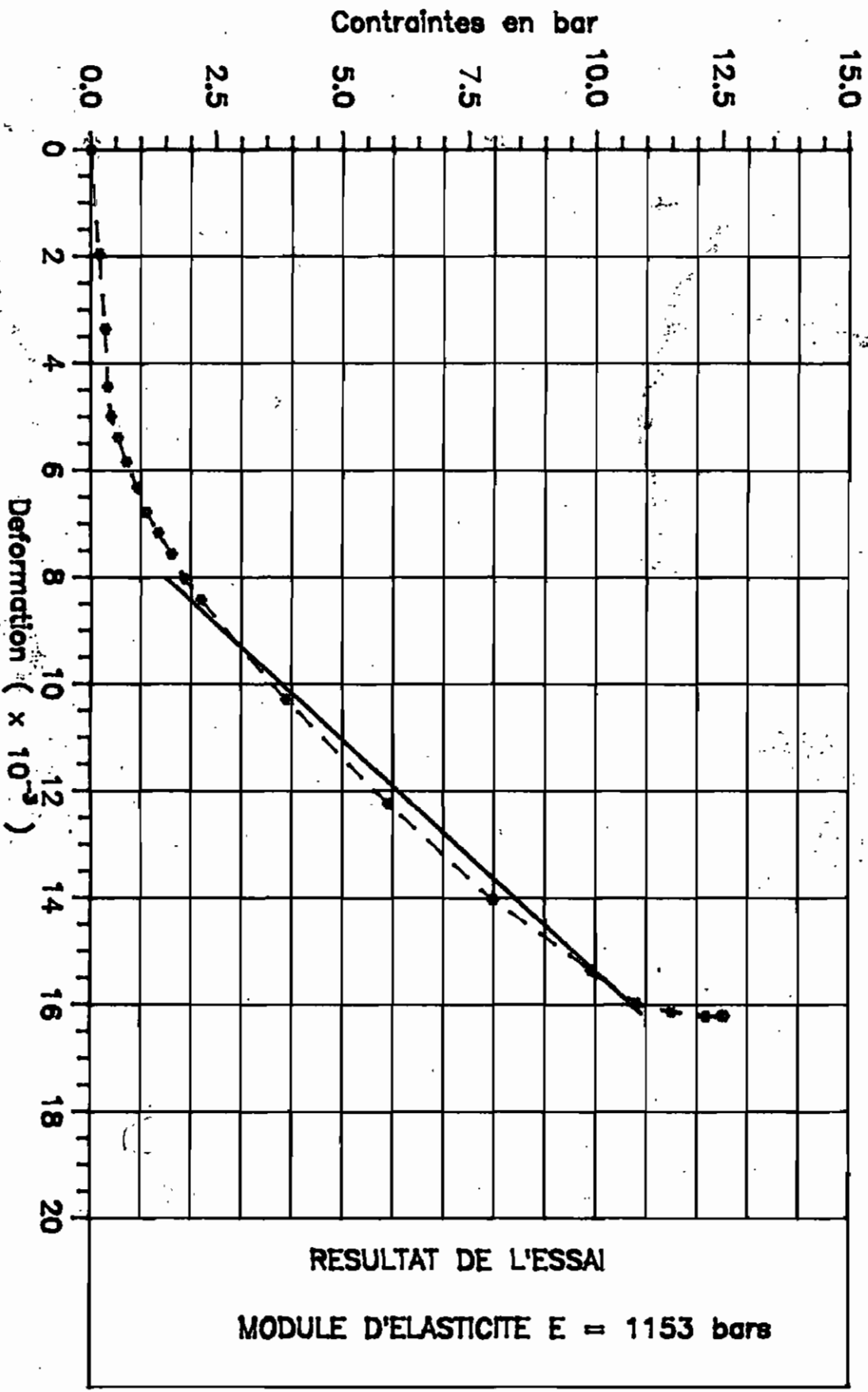
Fig 3.8

Description : Laterite + 0% ciment, immediat



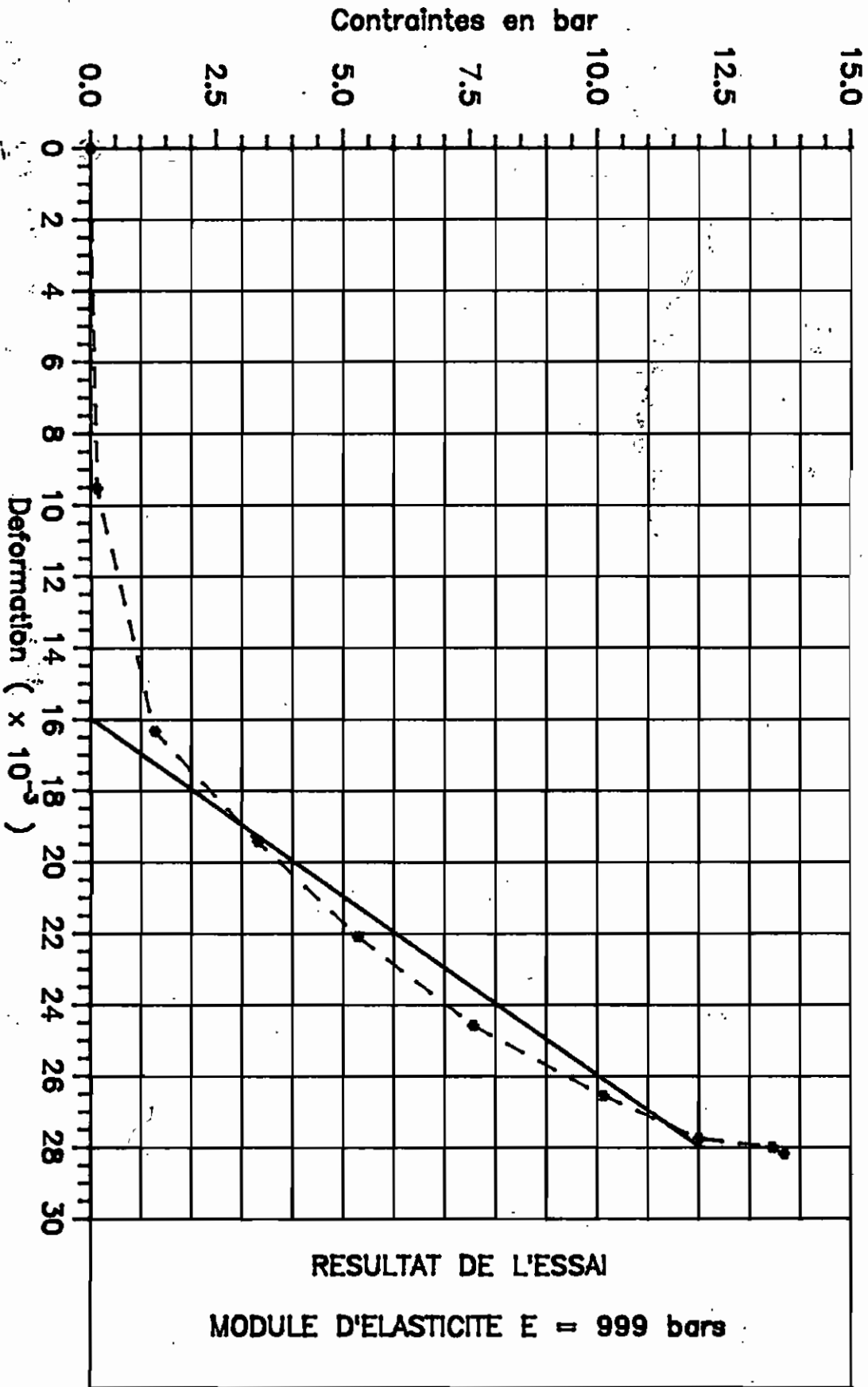
ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

Fig 3.9 Description : Laterite + Os ciment , sechage a l'air (3 jours)



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

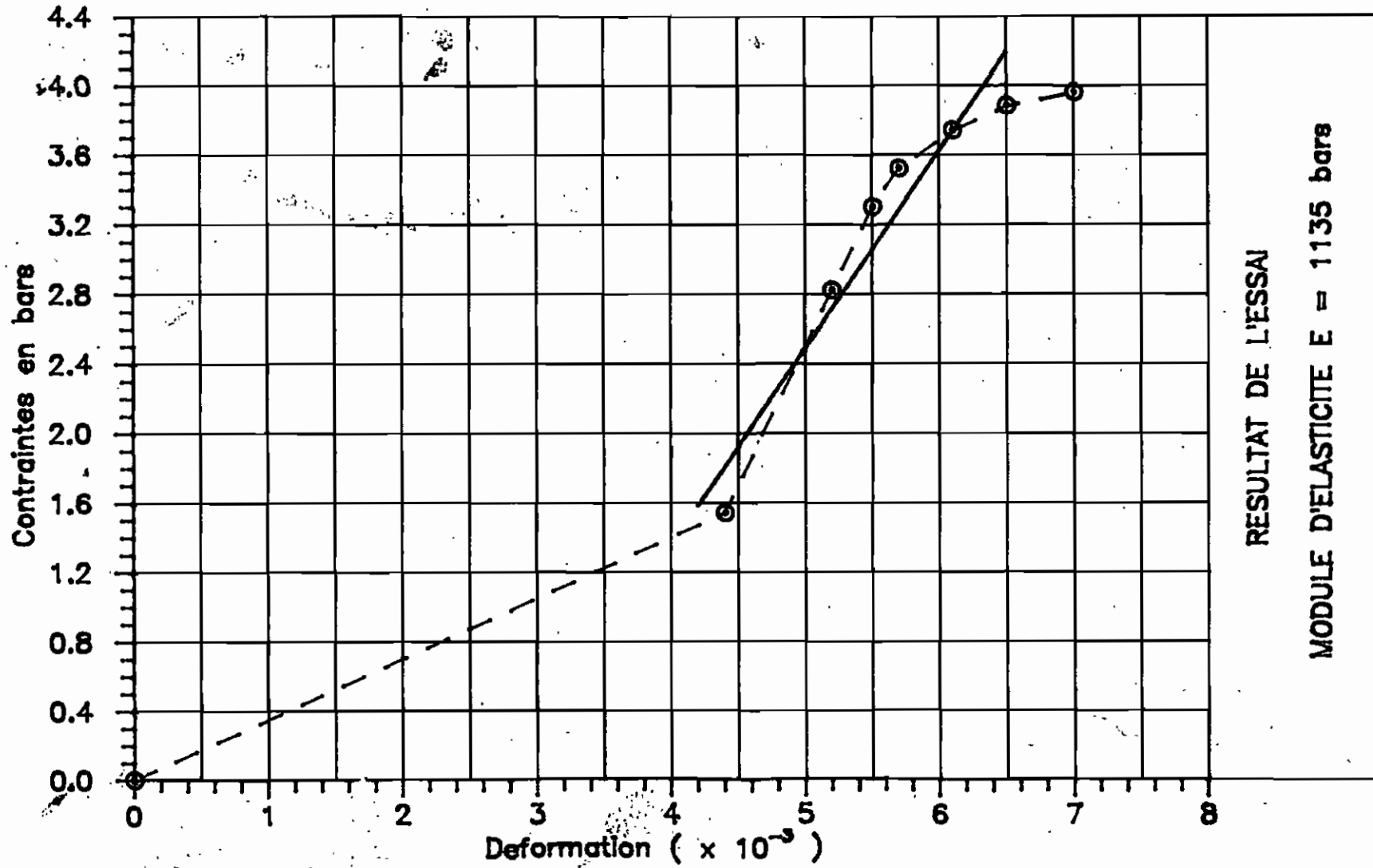
Fig 3.10 Description : Laterite + Ox ciment , sechage a l'air (3 jours)



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

Fig 3.11

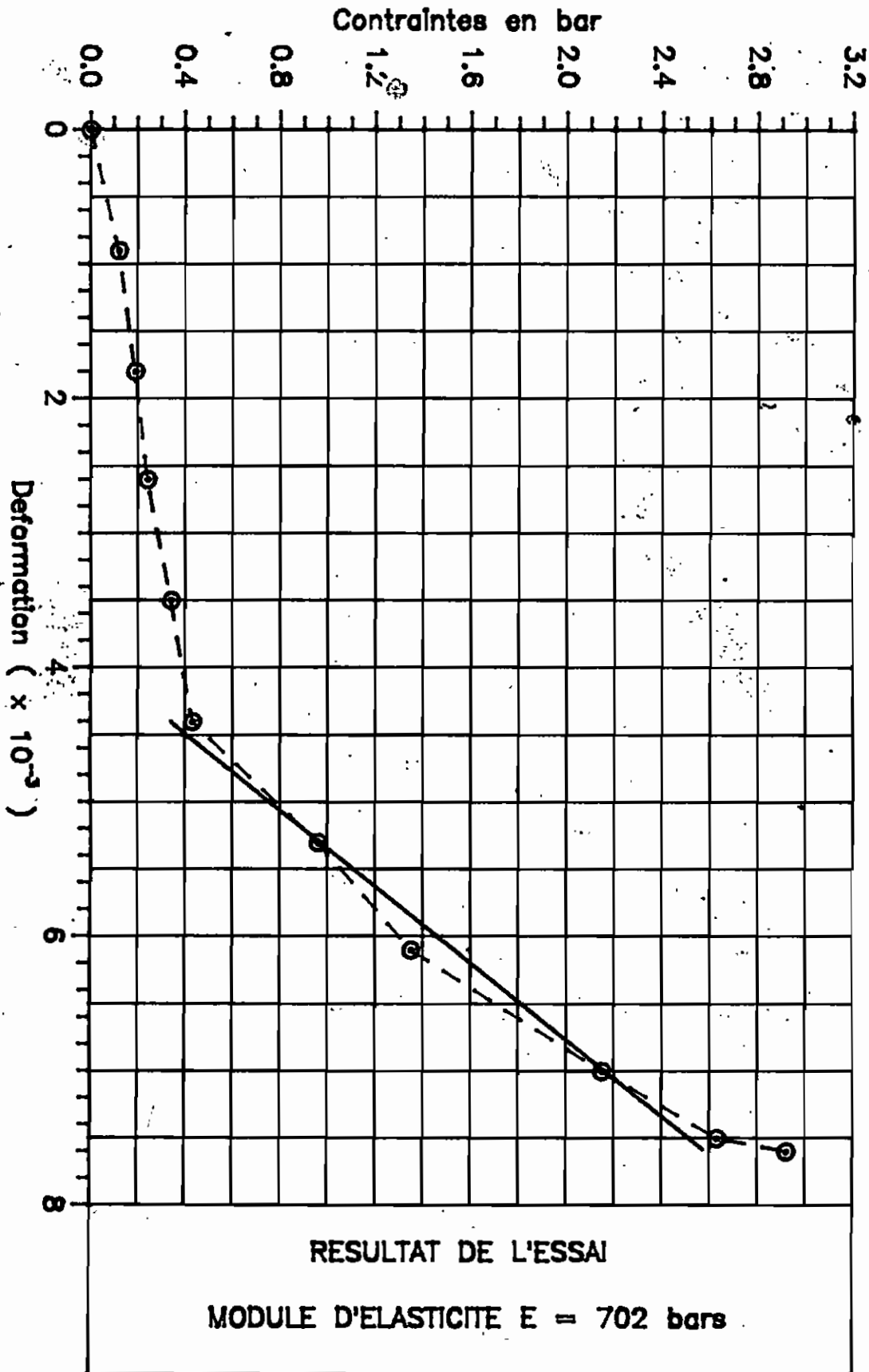
Description : Laterite + 2% ciment, Immédiate



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

Fig 3.12

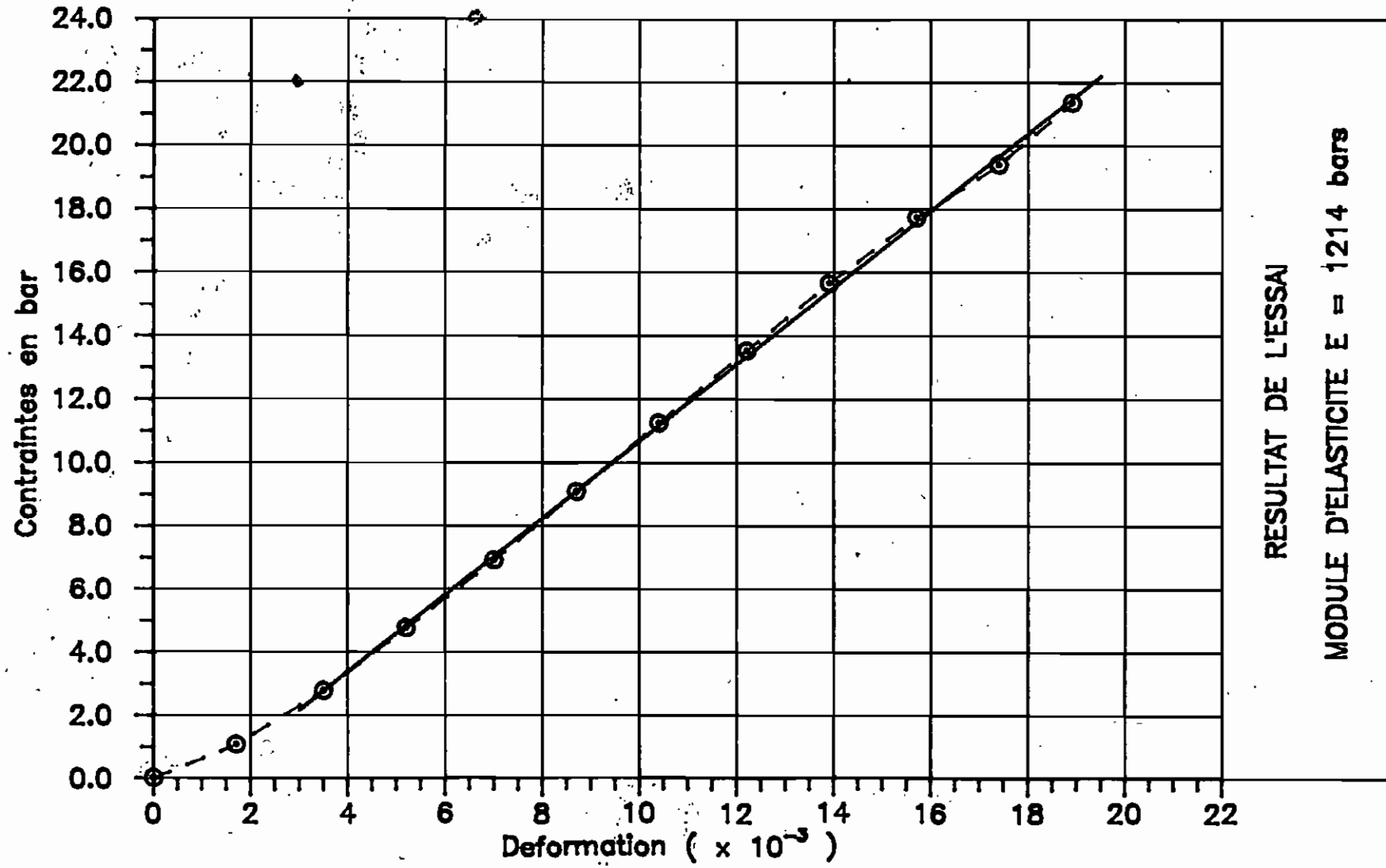
Description : Latéite + 2% ciment, Immédiat



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

Fig 3.13

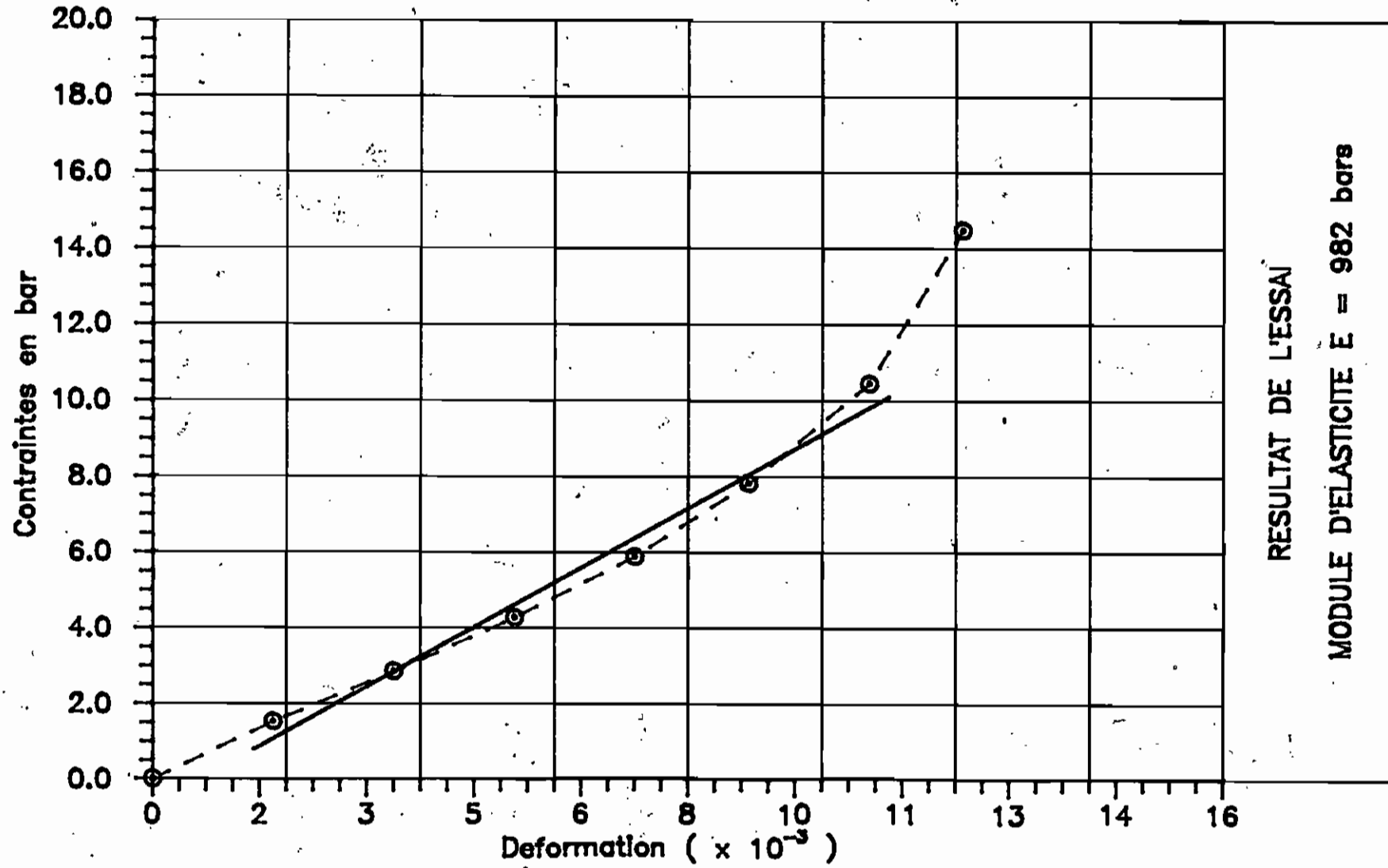
Description : Laterite + 2% ciment, sechage a l'air (3 jours)



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

Fig 3.14

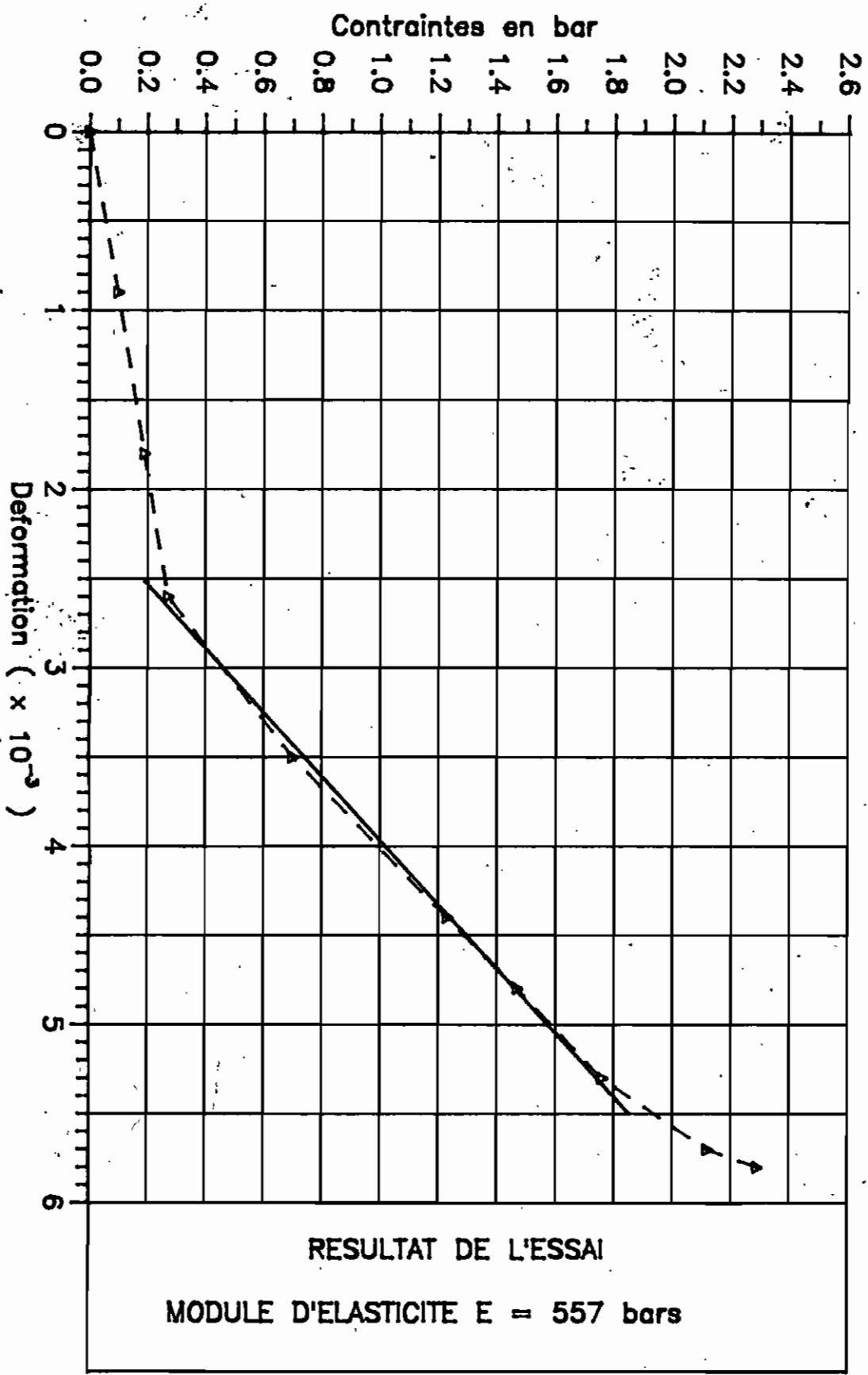
Description : Laterite + 2% ciment, sechage a l'air (3 jours)



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

Fig 3.15

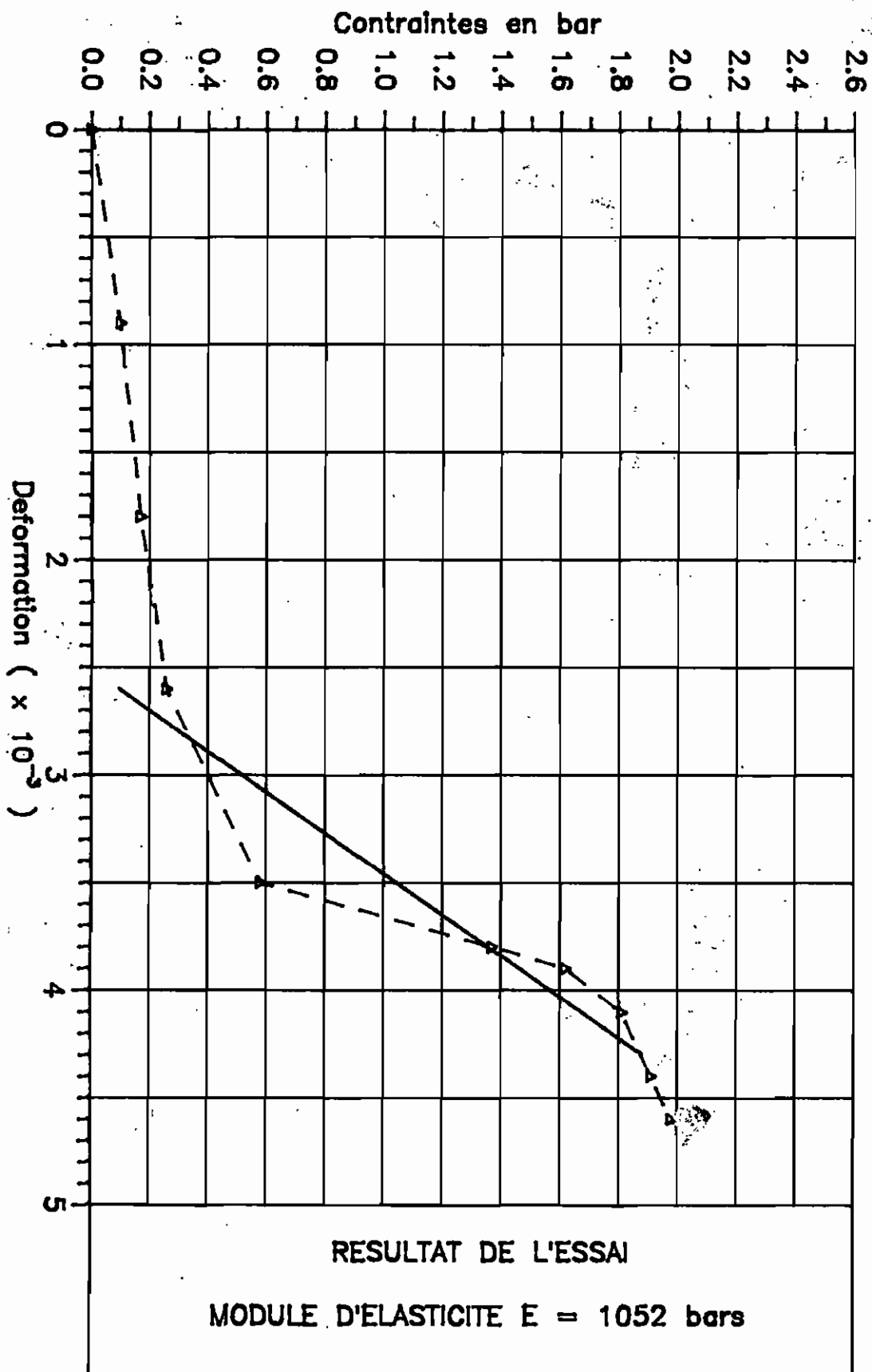
Description : Latérite + 4% ciment, Immédiat



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

Fig 3.16

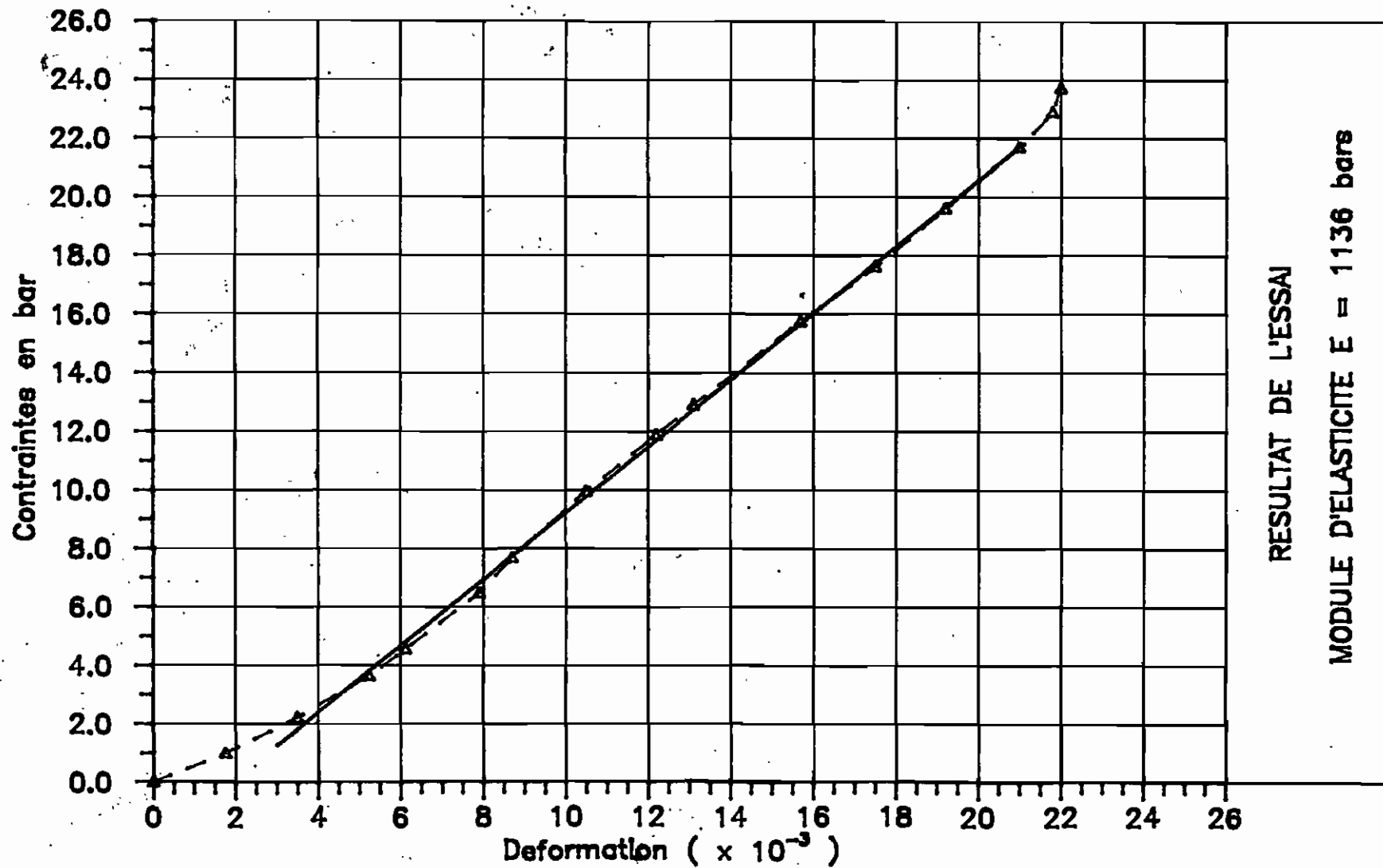
Description : Latérite + 4% ciment, immédiat



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

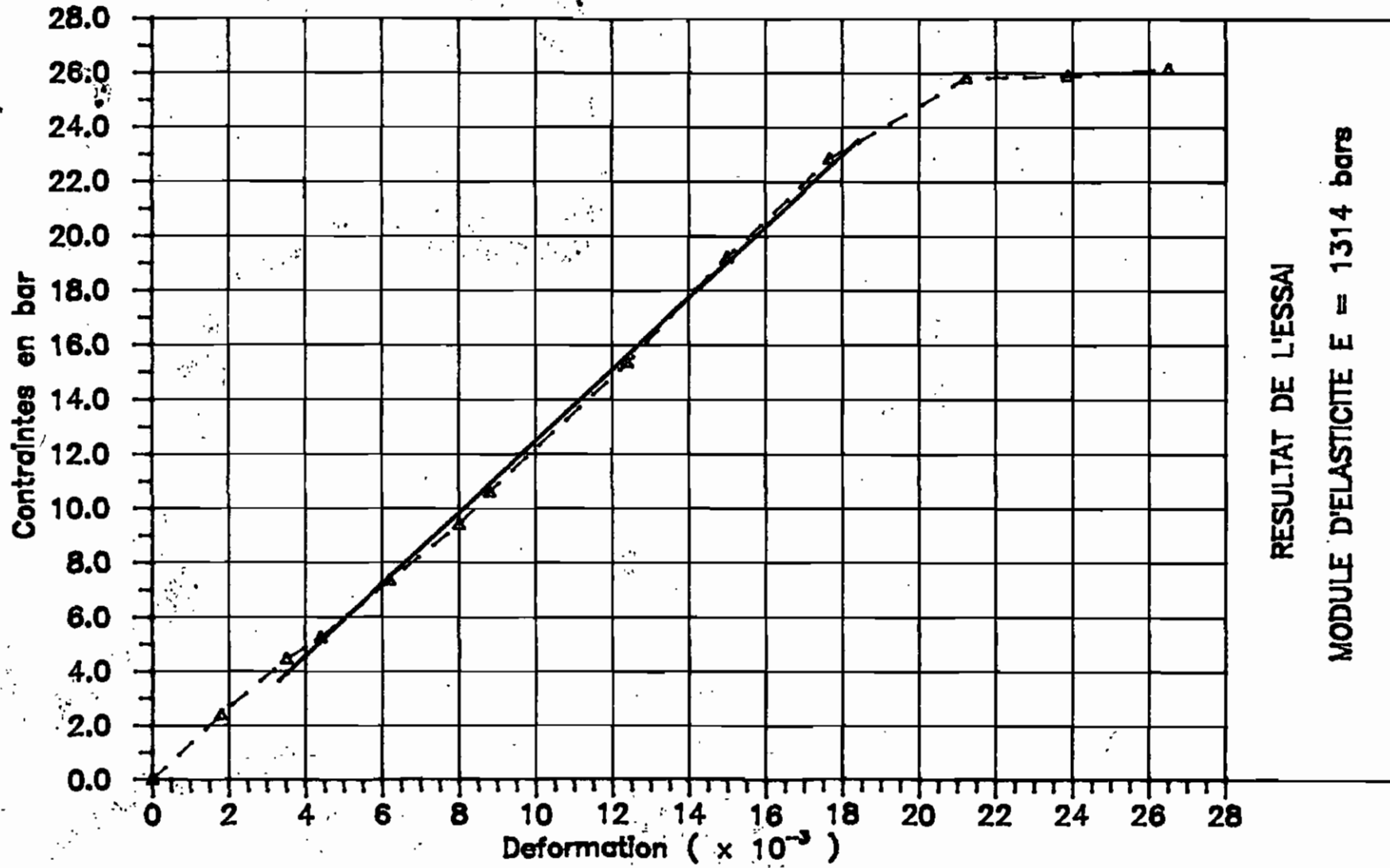
Fig 3.17

Description : Laterite + 4% ciment, sechage a l'air (3 jours)



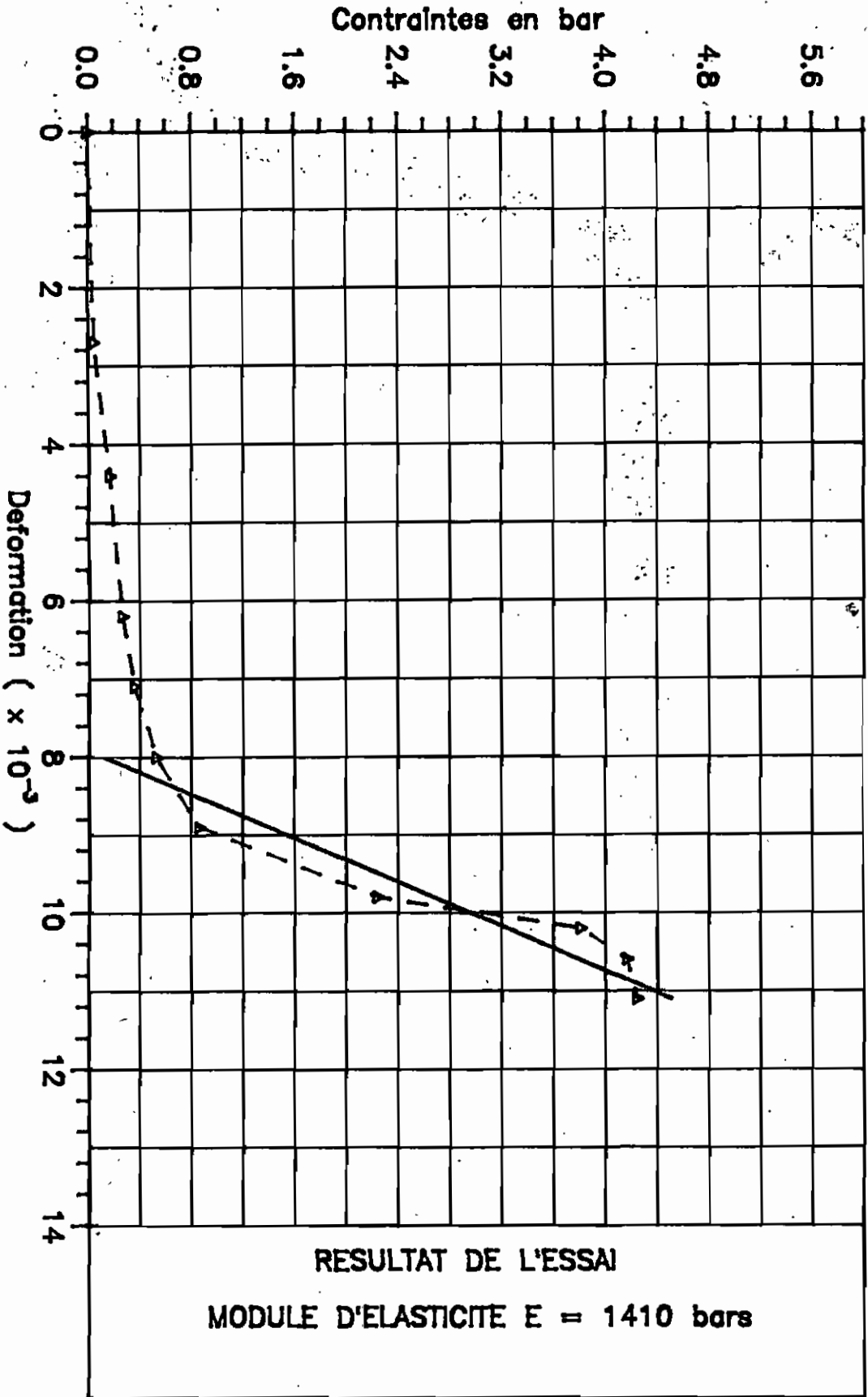
ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

Fig 3.18 Description : Laterite + 4% ciment, sechage a l'air (3 jours)



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

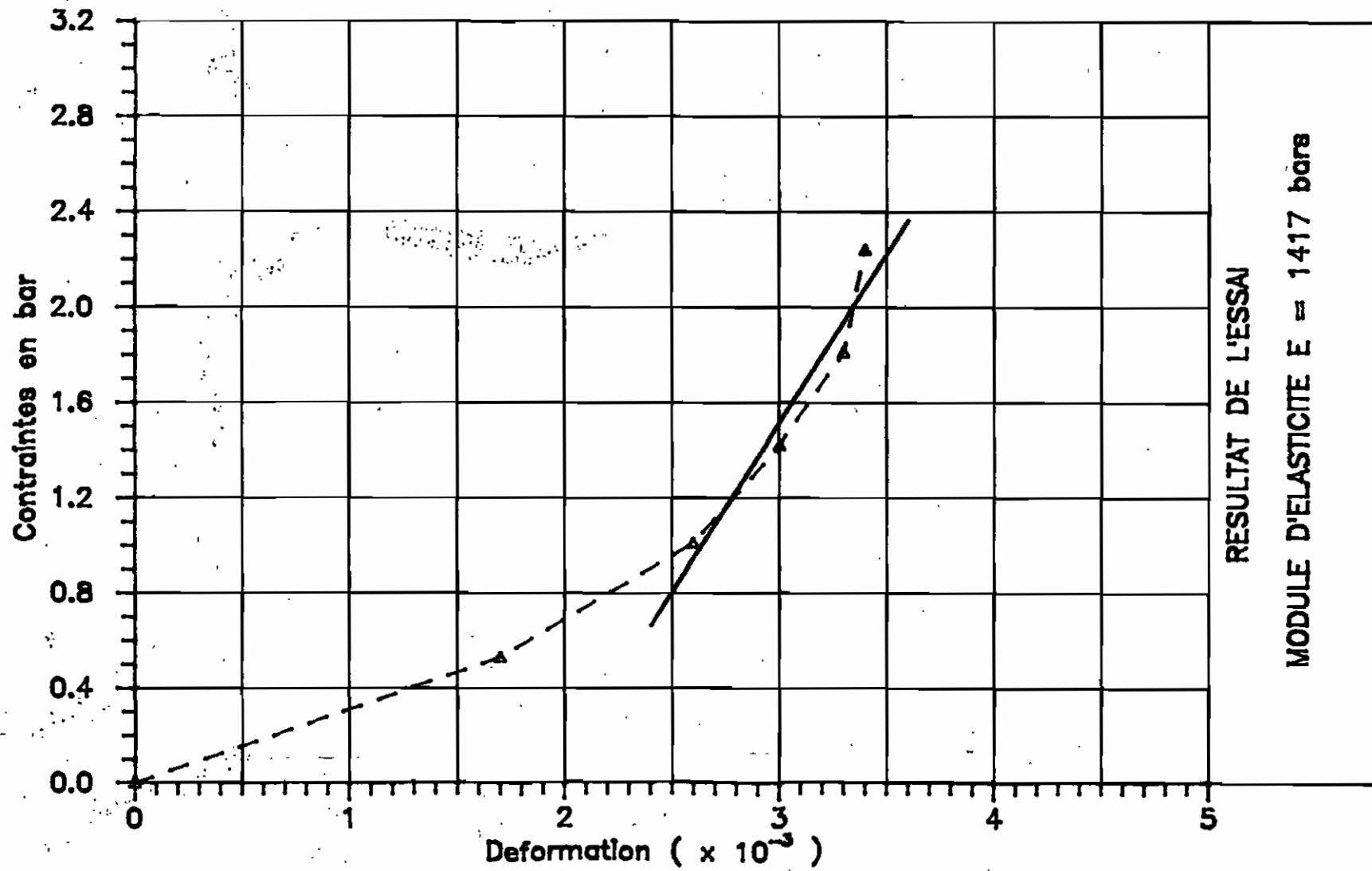
Fig 3.19 Description : Laterite + 4% ciment , Imbibition (4 jours)



ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIALE

Fig 3.20

Description : Laterite + 4% ciment , imbibition (4 jours)

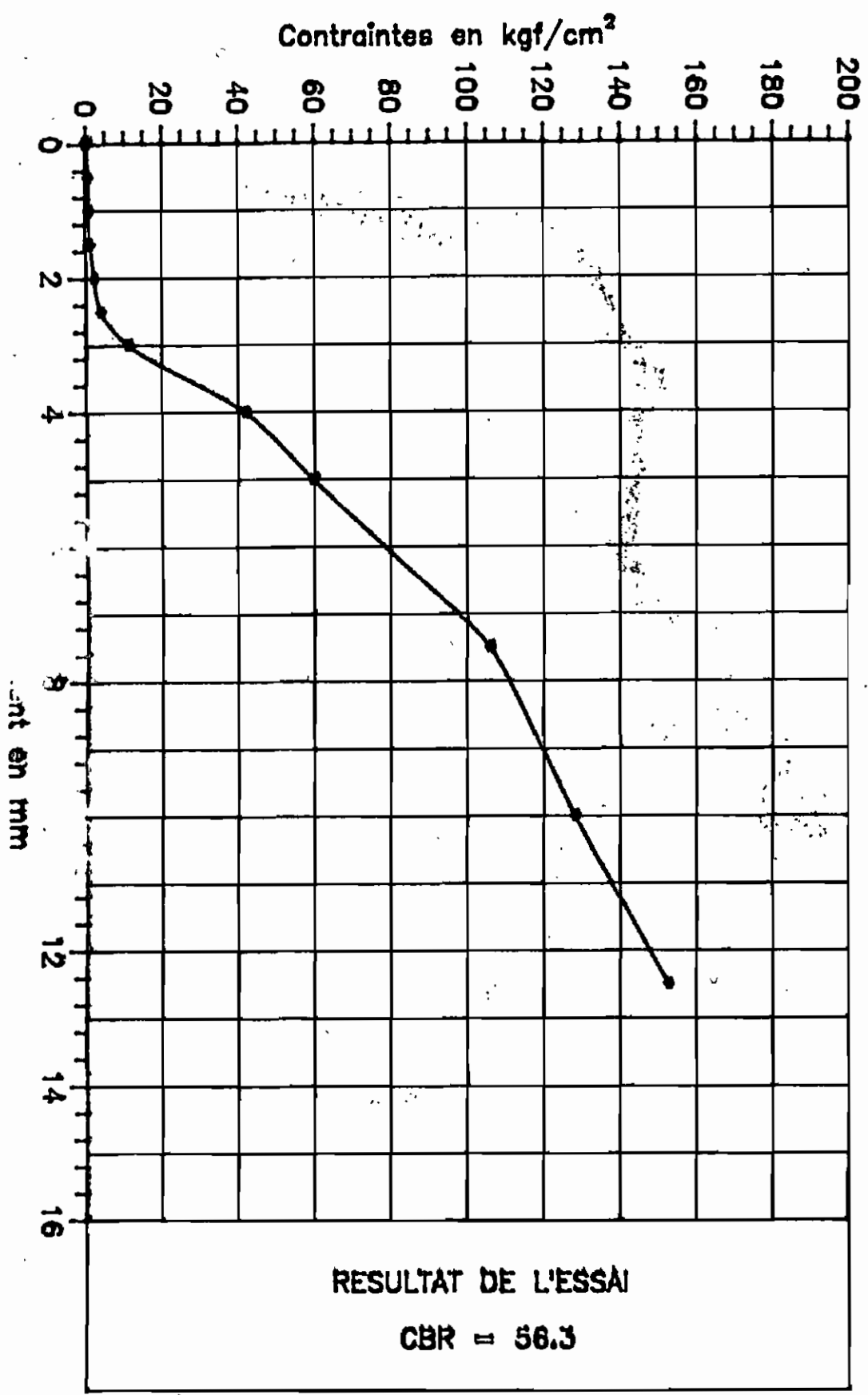


compression sous forme de courbes contrainte-déformation. Nous nous sommes intéressés aux portions de courbe avant la rupture totale et nous admettons que le comportement du sol est élastique. Ce qui nous a permis d'assimiler les courbes dans certains domaines de contraintes à une droite, en vue d'avoir une relation linéaire entre les contraintes et les déformations. De ces considérations nous avons obtenu comme module d'élasticité, les valeurs indiquées sur les figures 3.5 à 3.20.

Quant à l'essai CBR les résultats sont déterminés à partir des pressions P et P' exprimées en kgf/cm^2 , indiquées par la presse quand on atteint 2.5 puis 5 mm d'enfoncement. Le CBR est la plus grande des deux valeurs $P/0,7$ et $P'/1,05$. Les valeurs sont indiquées sur les figures 3.21 à 3.36.

ESSAI CBR

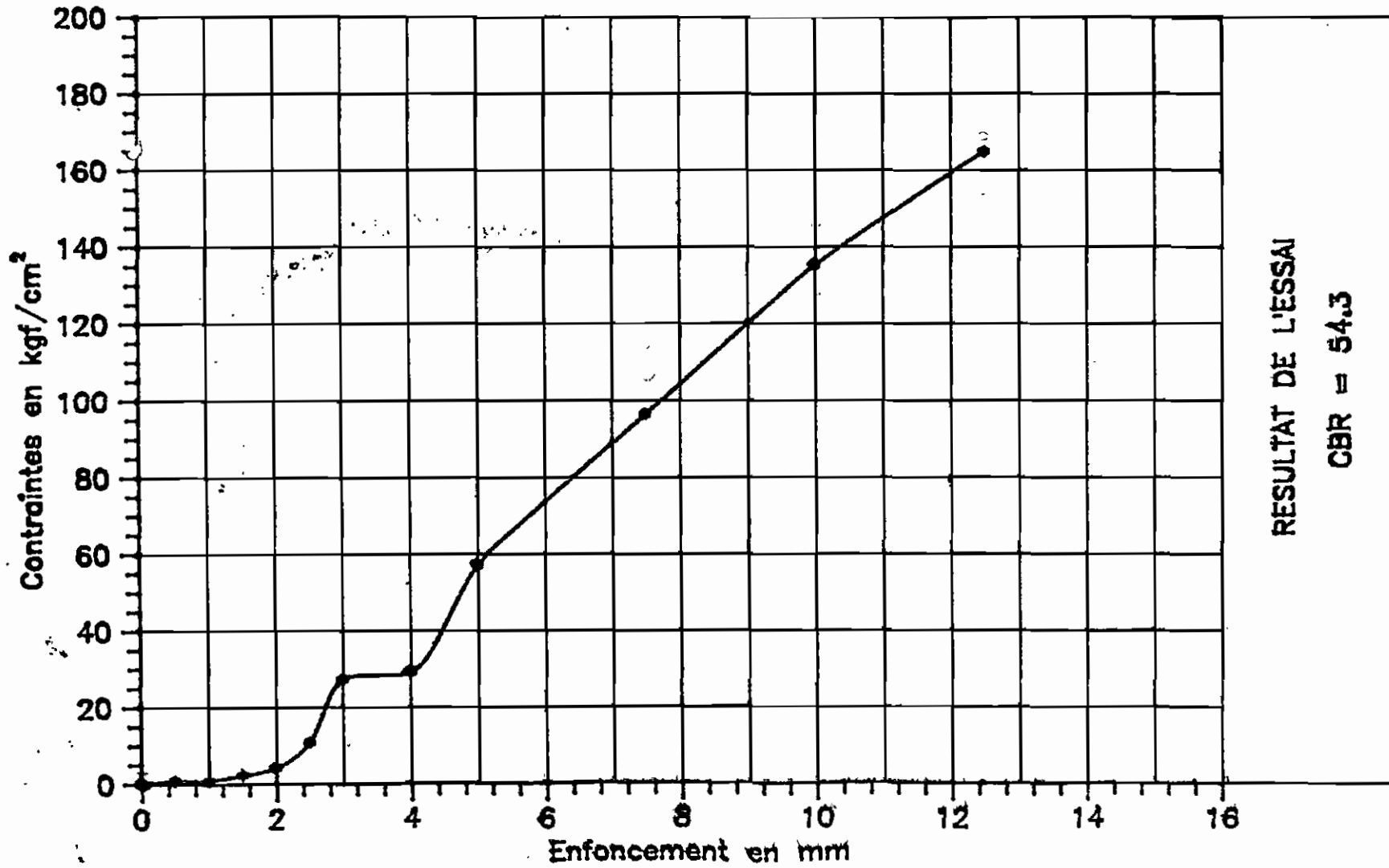
Fig 3.21 Description : Laterite + Os ciment, immediat



ESSAI CBR

Fig 3.22

Description : Laterite + 0% ciment, immédiat

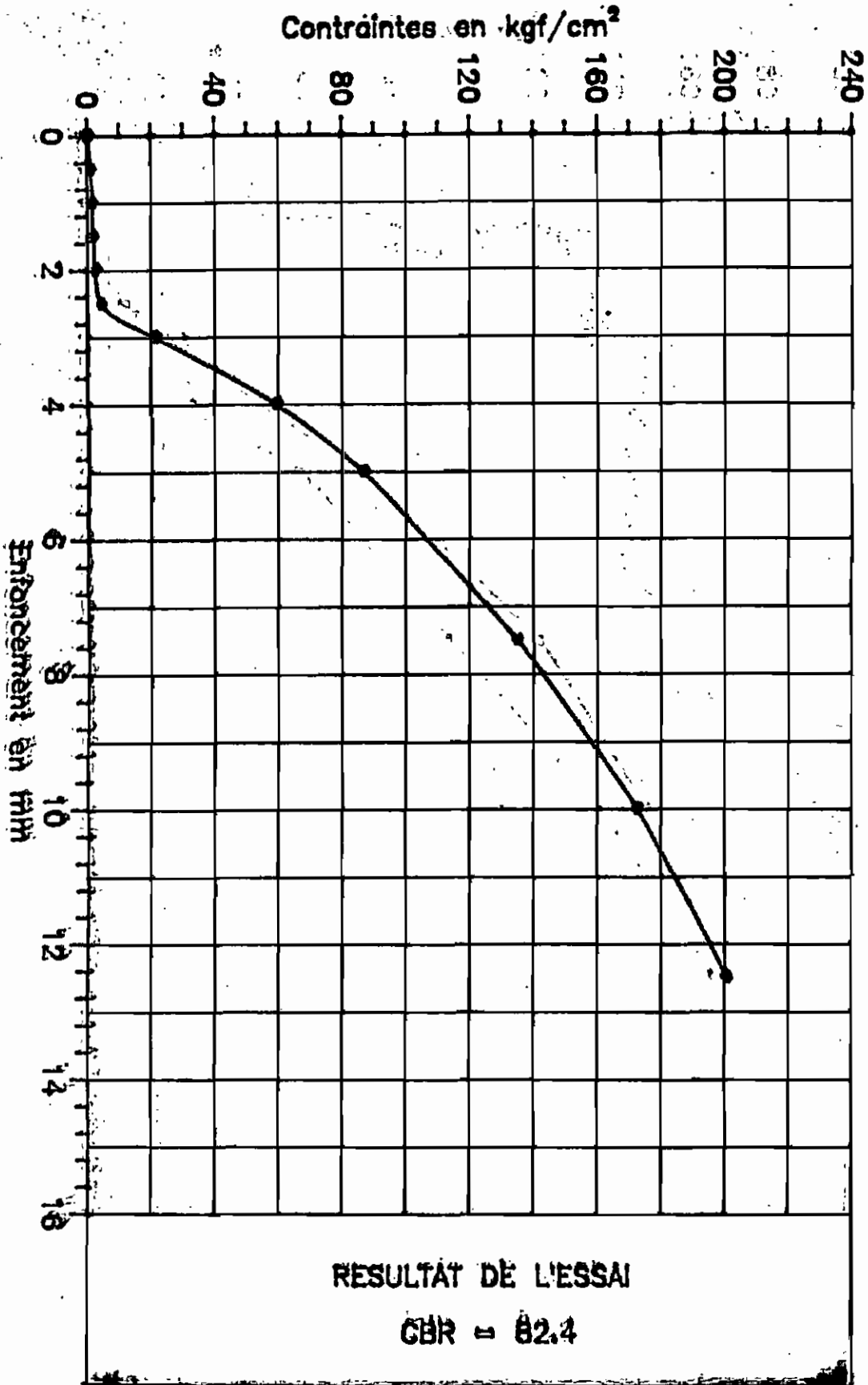


RESULTAT DE L'ESSAI

CBR = 54.3

ESSAI CBR

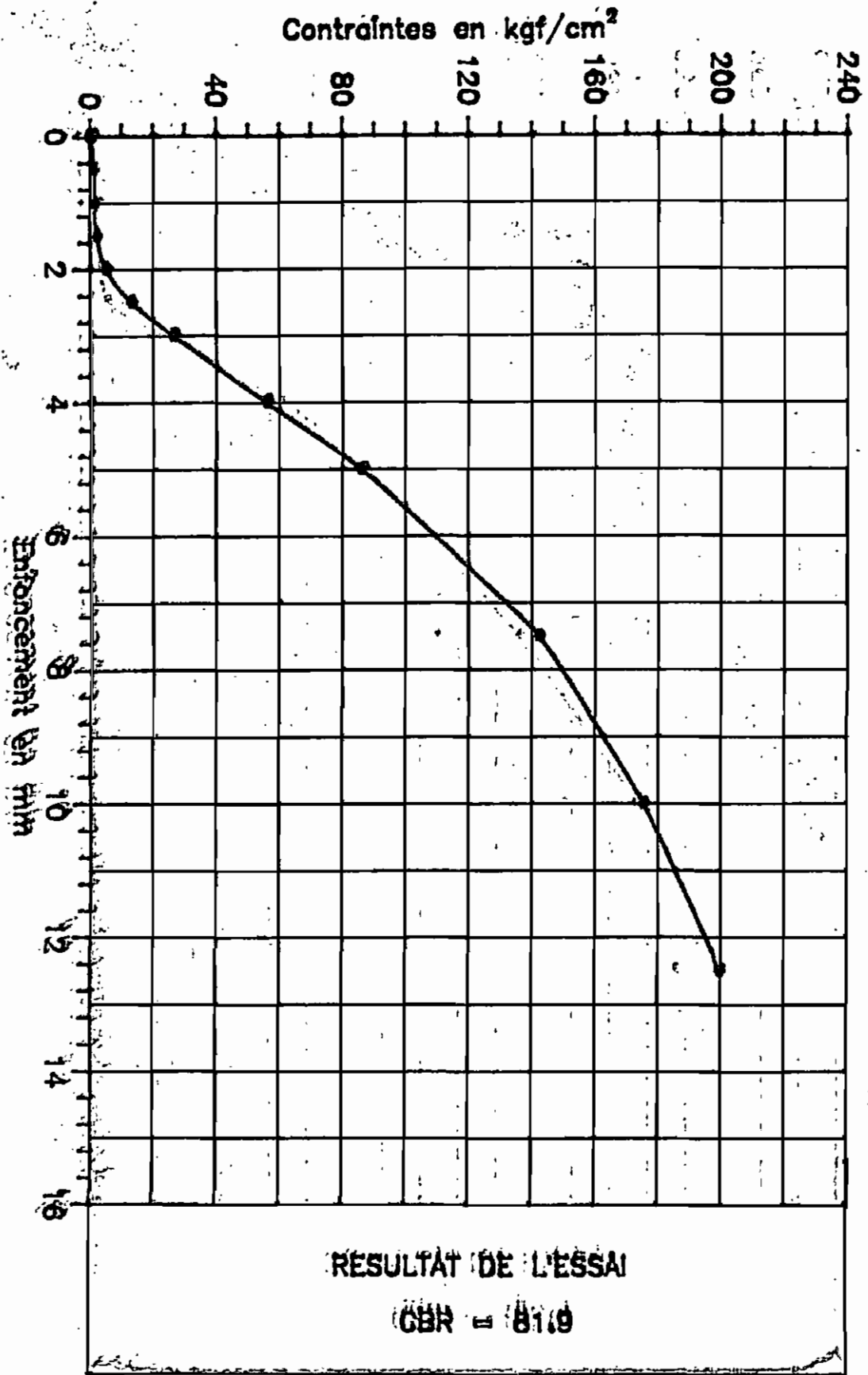
Fig 3.23 Description : Latérite + Os ciment, immédiat



ESSAI CBR

Fig 3.24

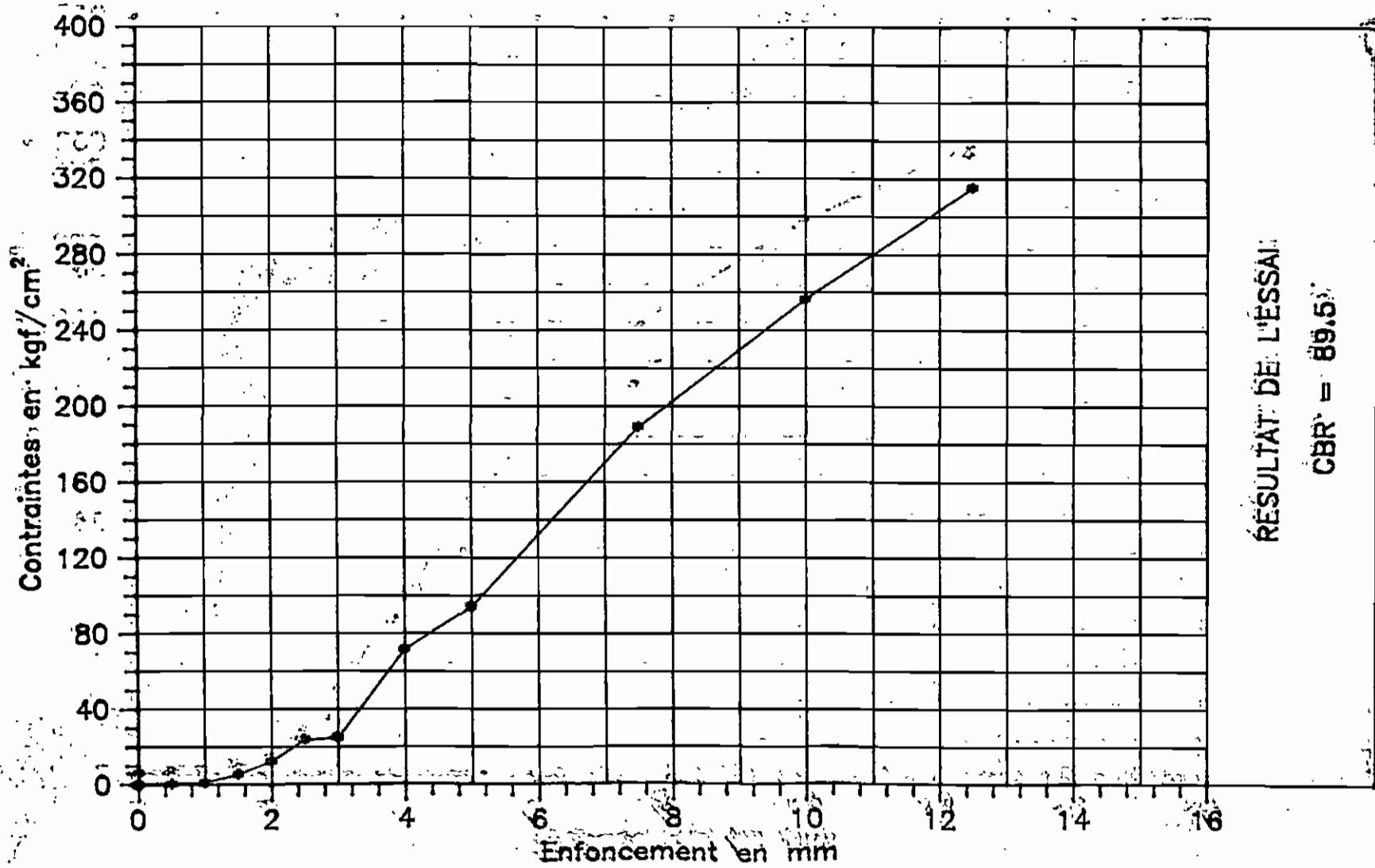
Description : Laterite + Os ciment; Immediate :



ESSAI CBR

Fig 3.25

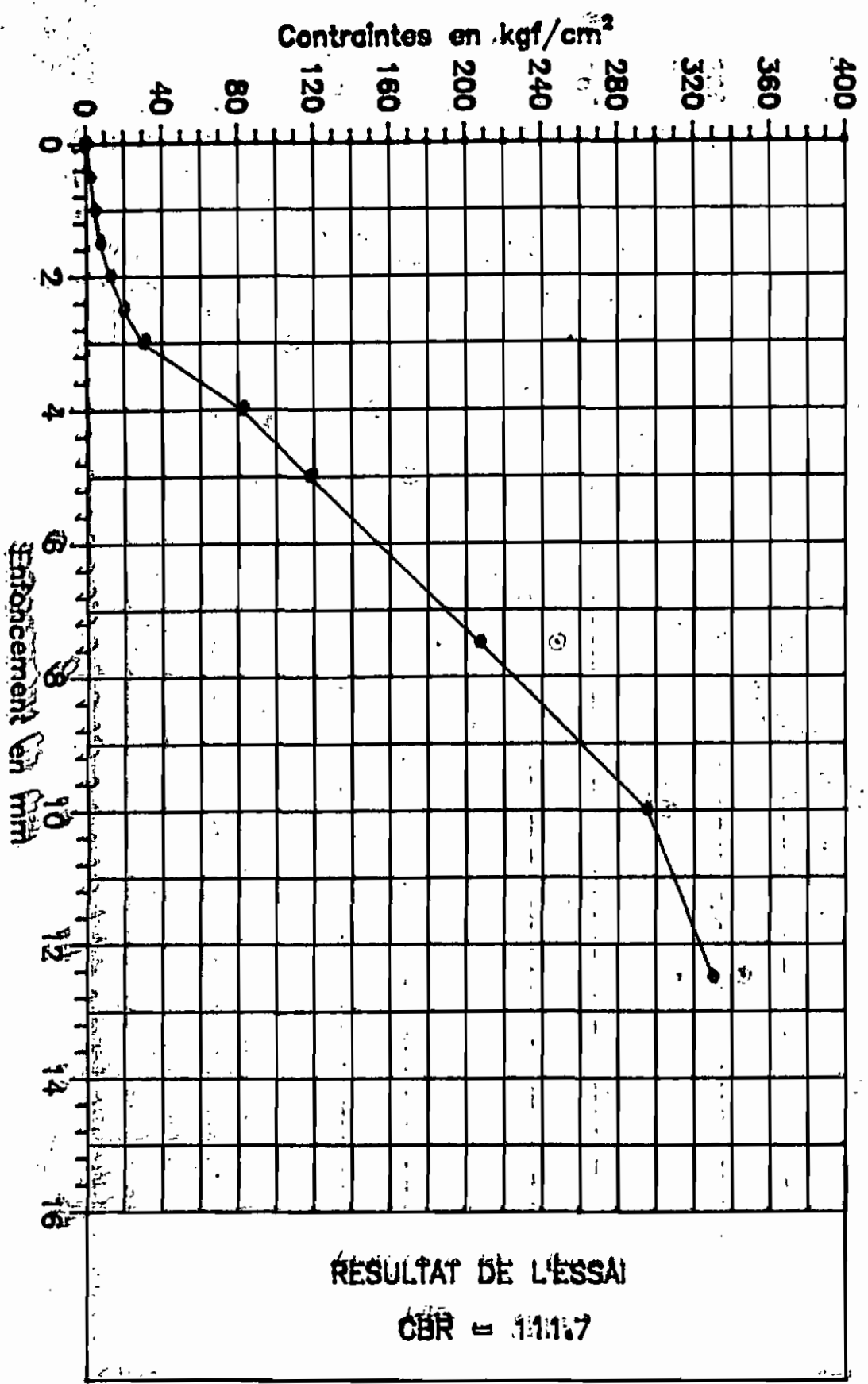
Description : Laterite + 10% ciment, séchage à l'air (3 jours)



ESSAI CBR

Fig 3.26

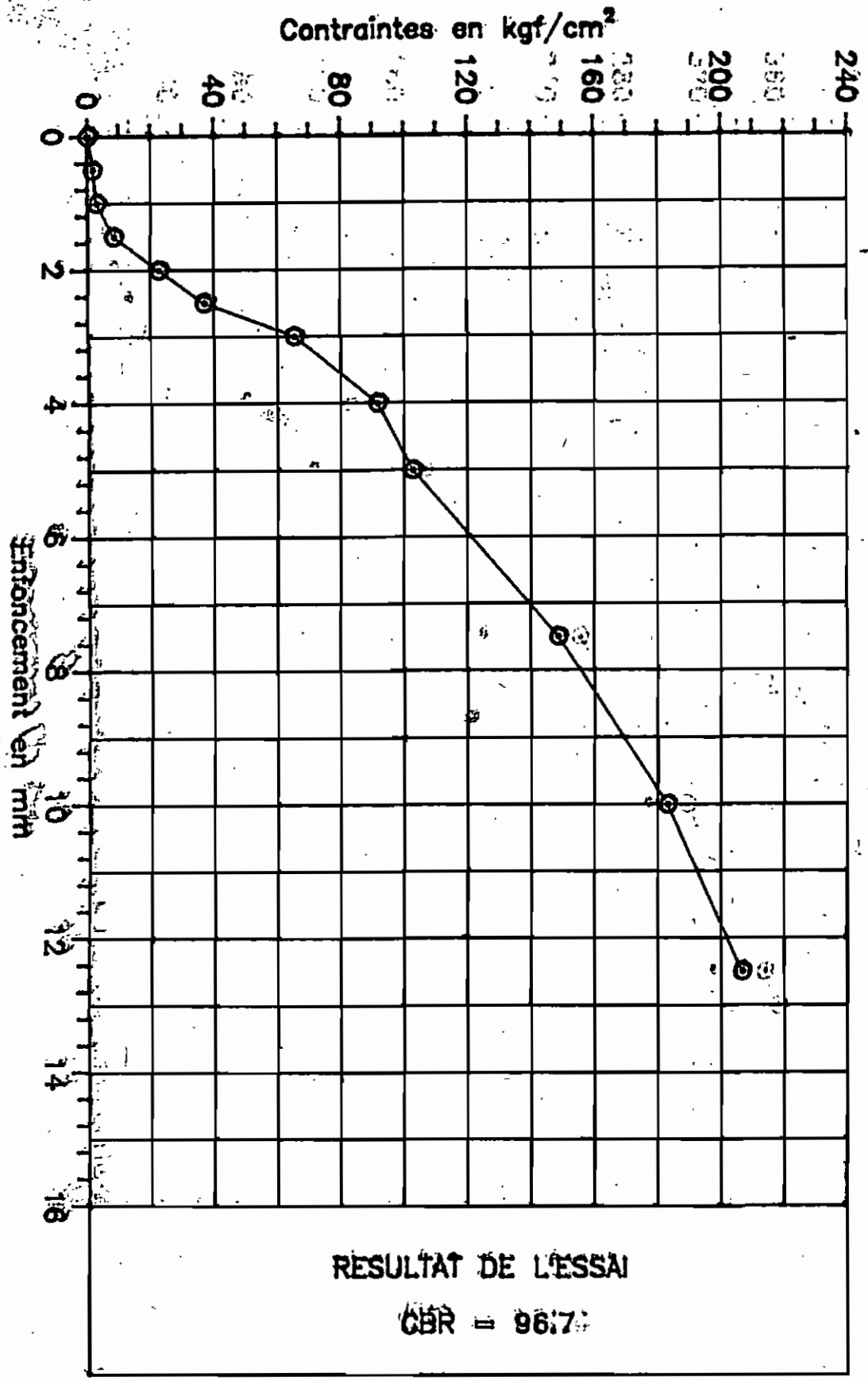
Description : Laterite + 0% ciment ; sechage a l'air (3 jours)



ESSAI CBR

Fig 3:27

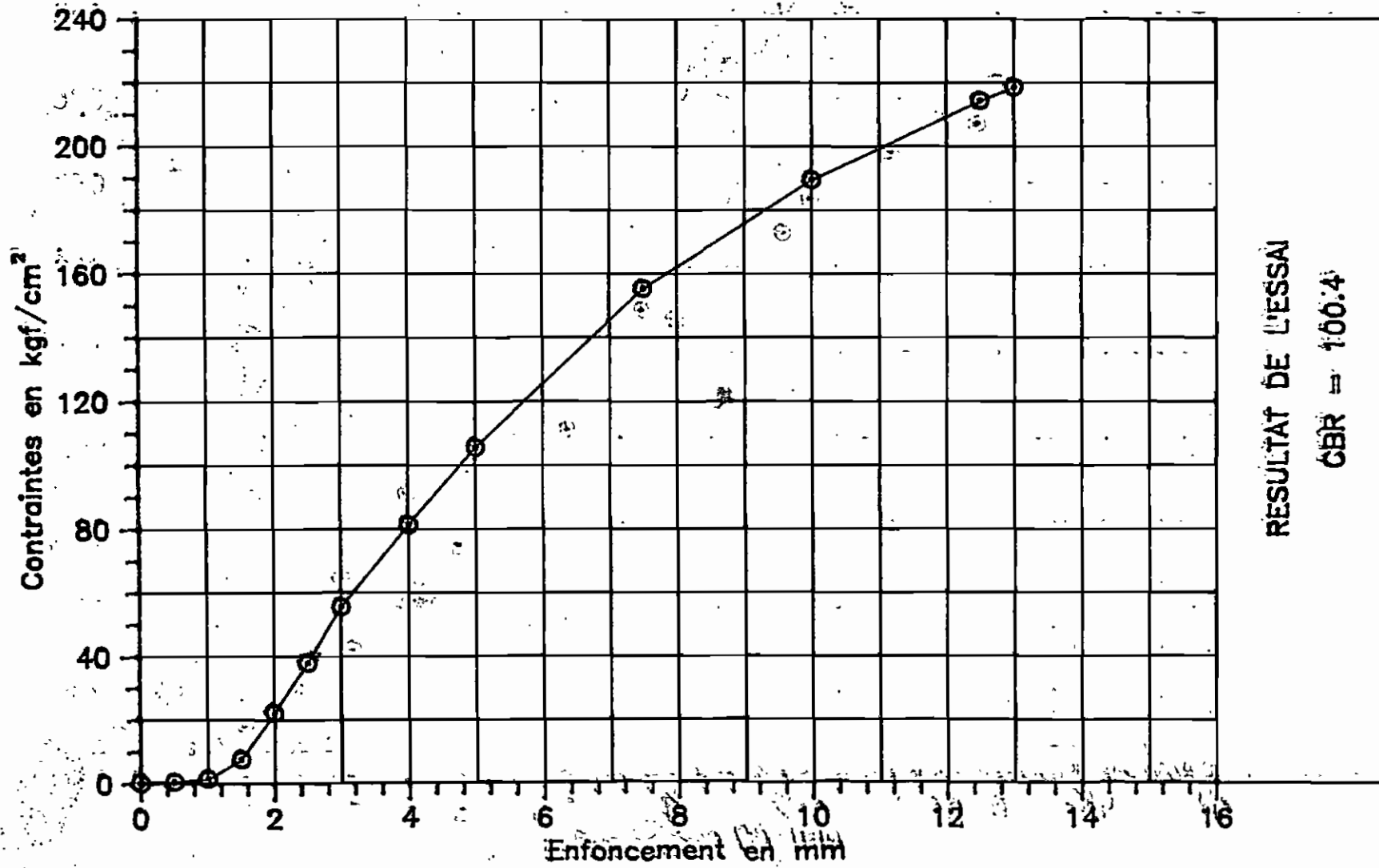
Description : Latérite + 2% ciment, Immédiate (3 jours)



ESSAI CBR

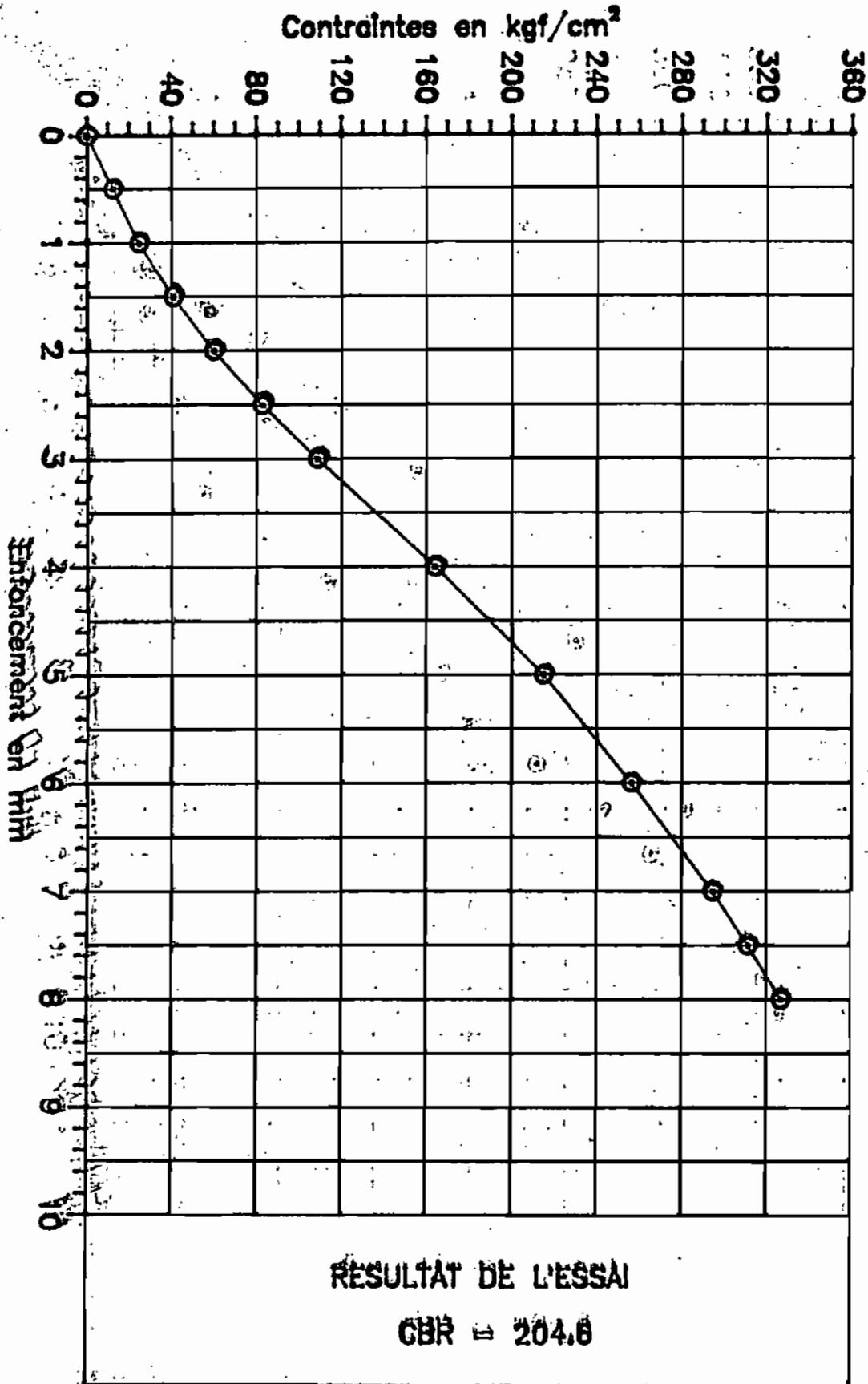
Fig 3.28

Description : Loteffe + 2% ciment, immédiat



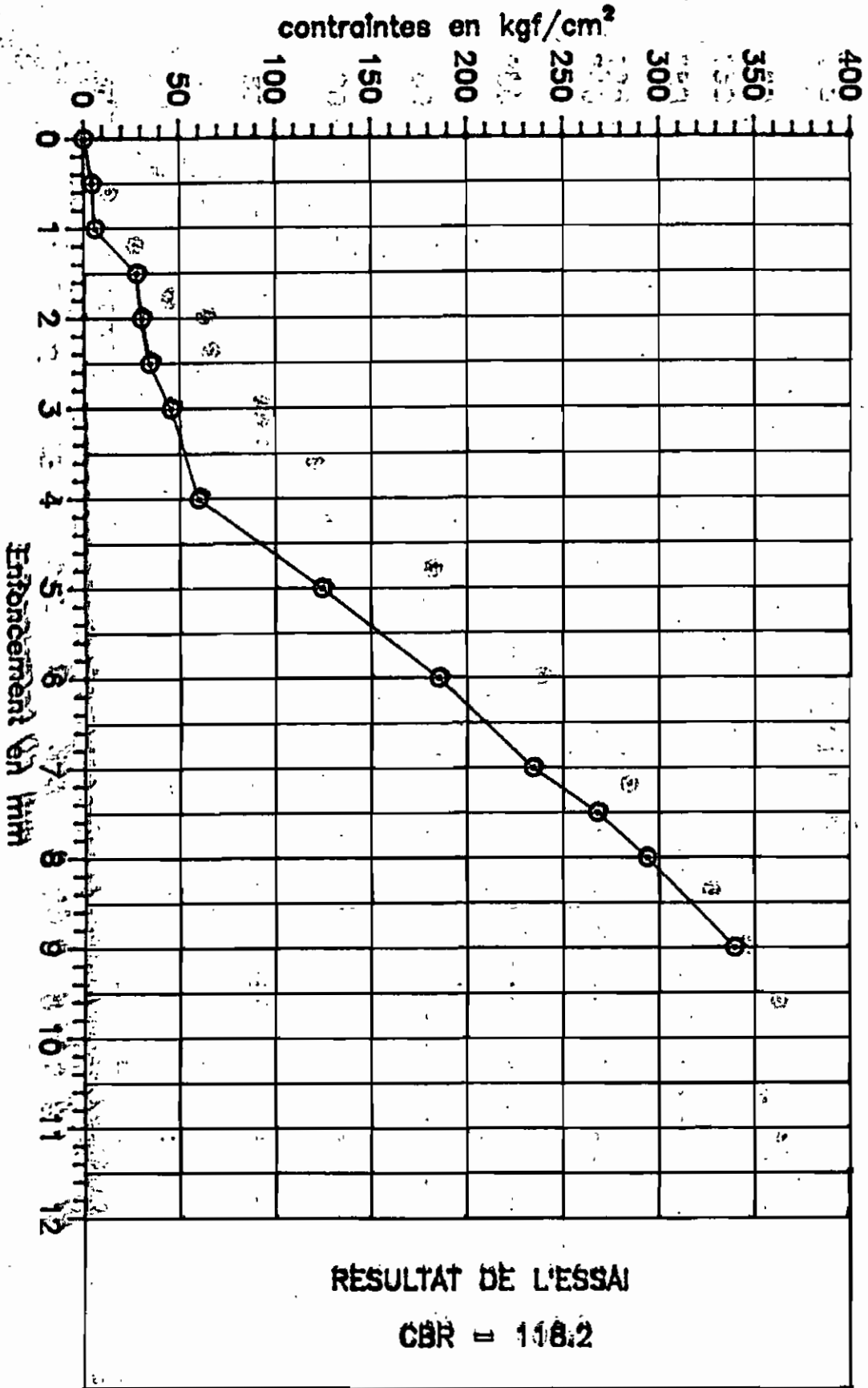
ESSAI CBR

Fig 3.29 Description : Latérite + 2% ciment, séchage à l'air (3 jours)



ESSAI CBR

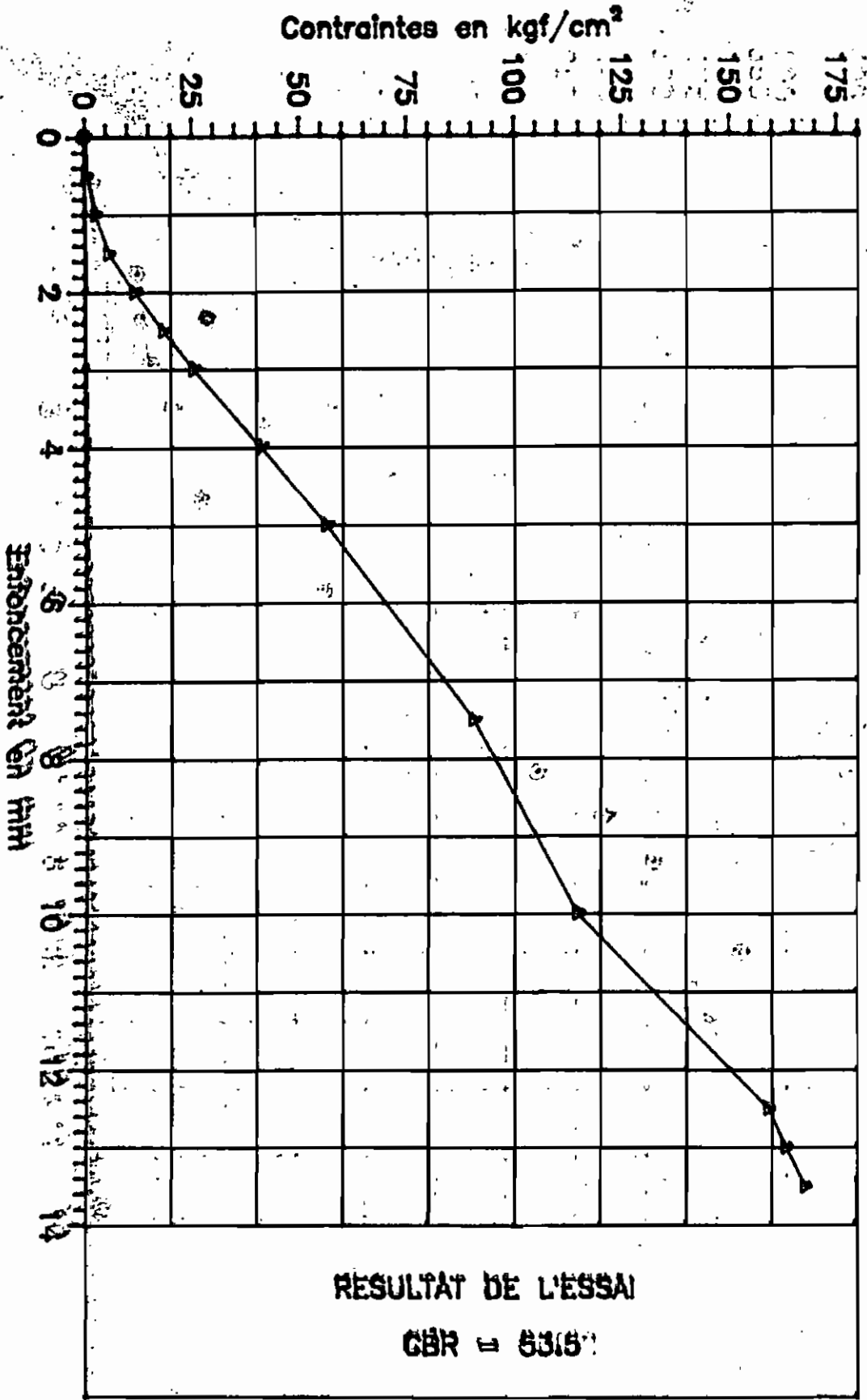
Fig 3.30 Description : Laterite + 2% ciment, sechage a l'air (3 jours)



ESSAI CBR

Fig 3.31

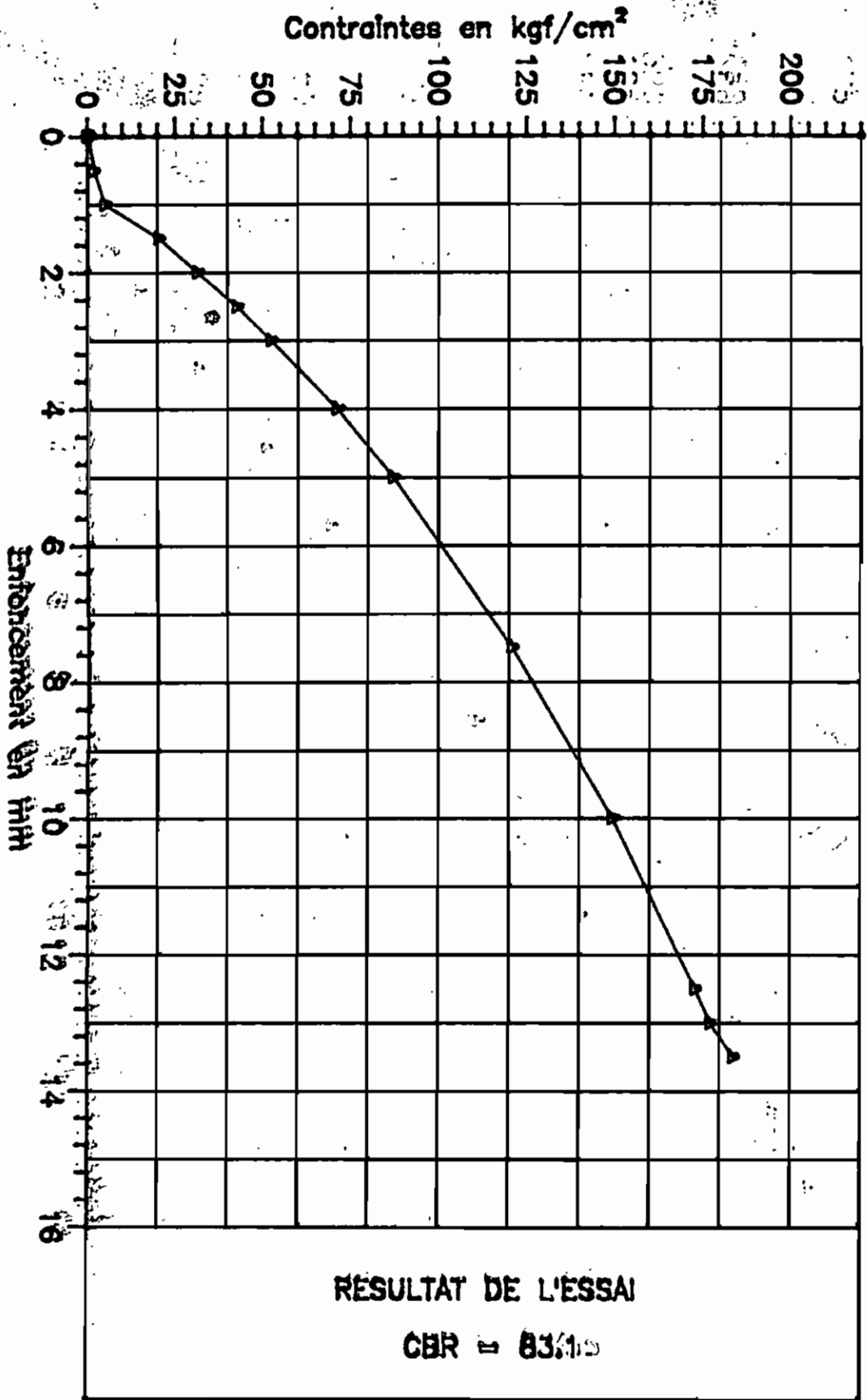
Description : Latexite + 4% ciment, Immédiat : 20 (3 jours)



ESSAI CBR

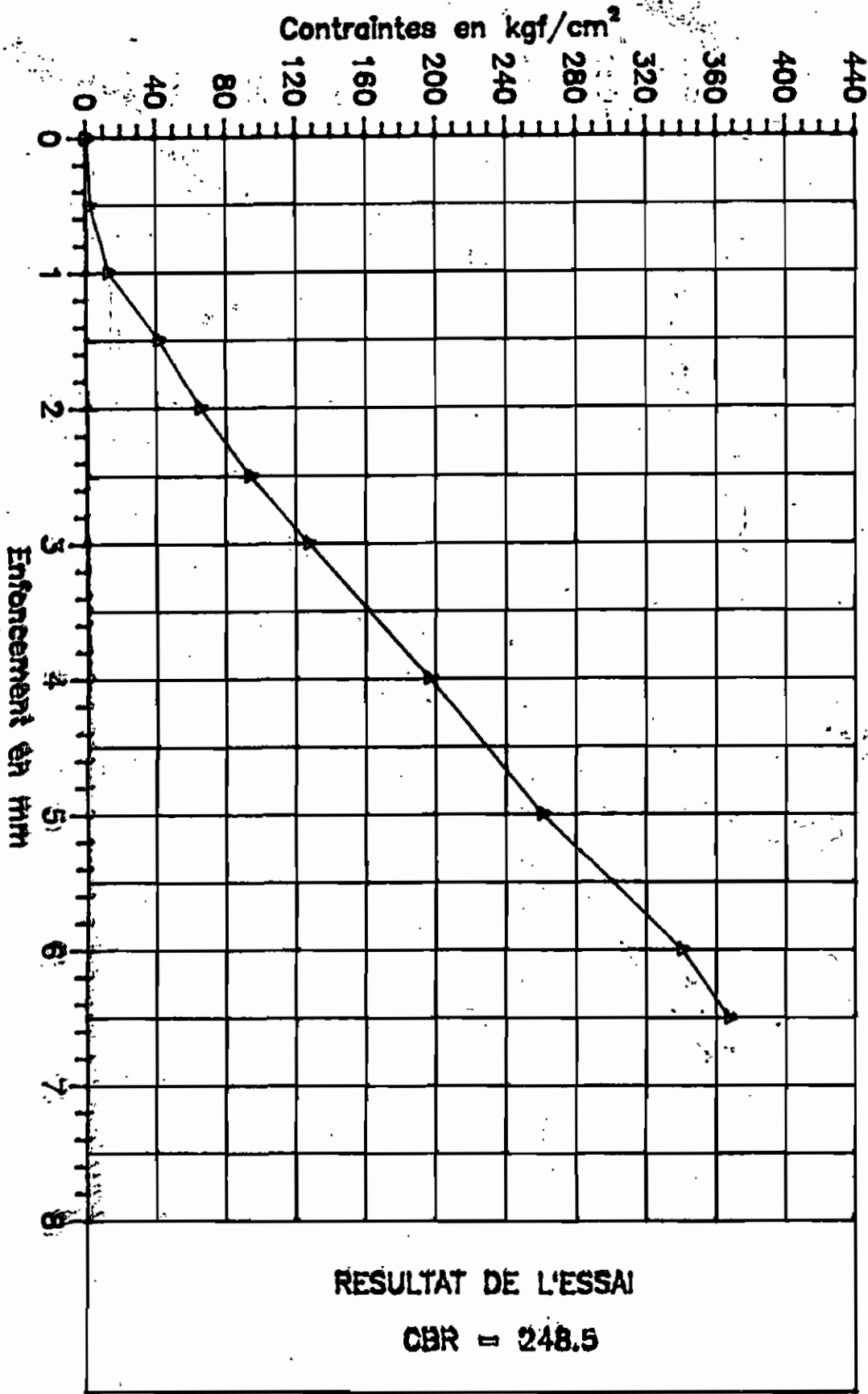
Fig 3.32

Description : Laterite + 4% ciment, immédiat



ESSAI CBR

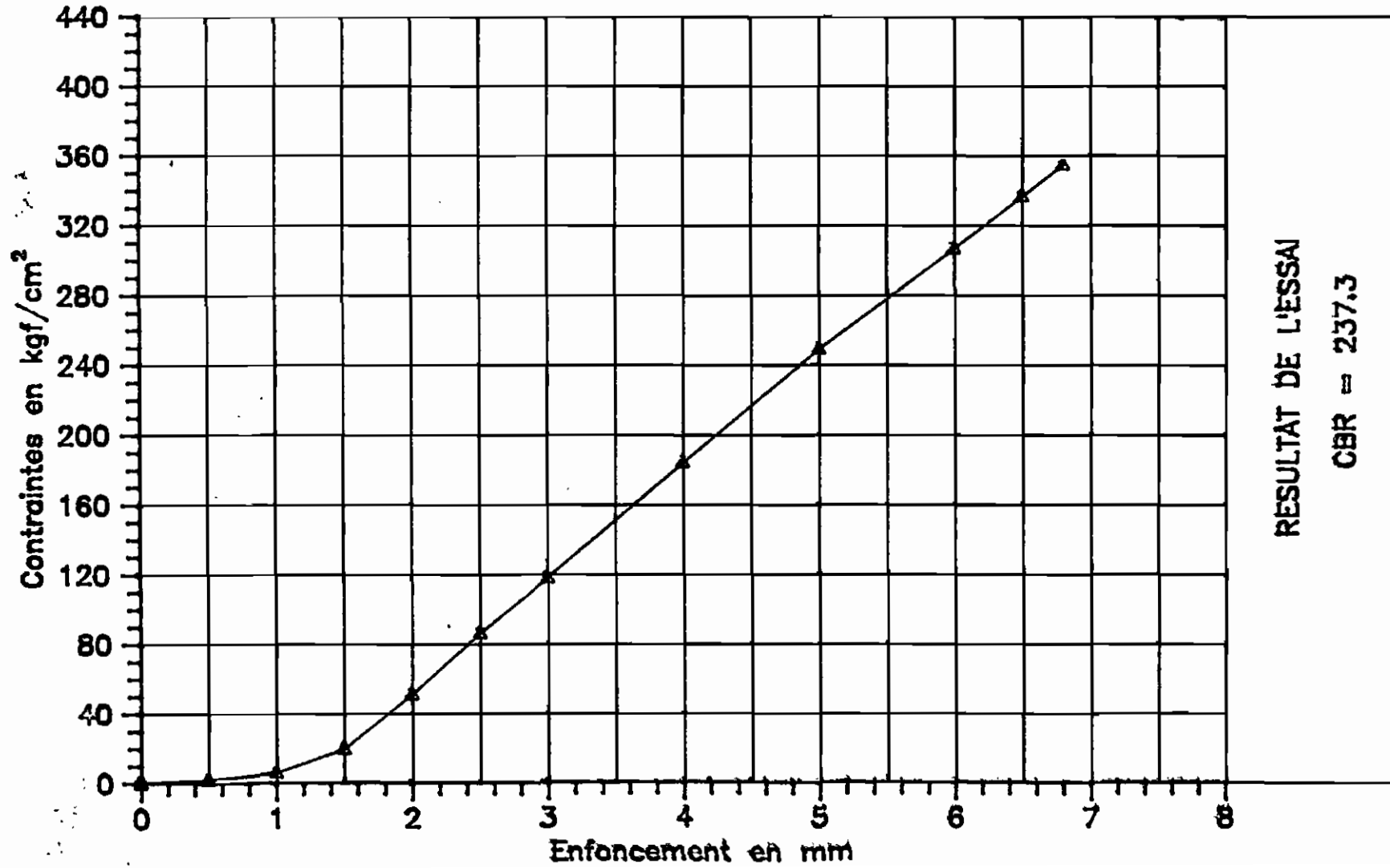
Fig 3.33 Description : Latérite + 4% ciment ; sechage a l'air (3 jours)



ESSAI CBR

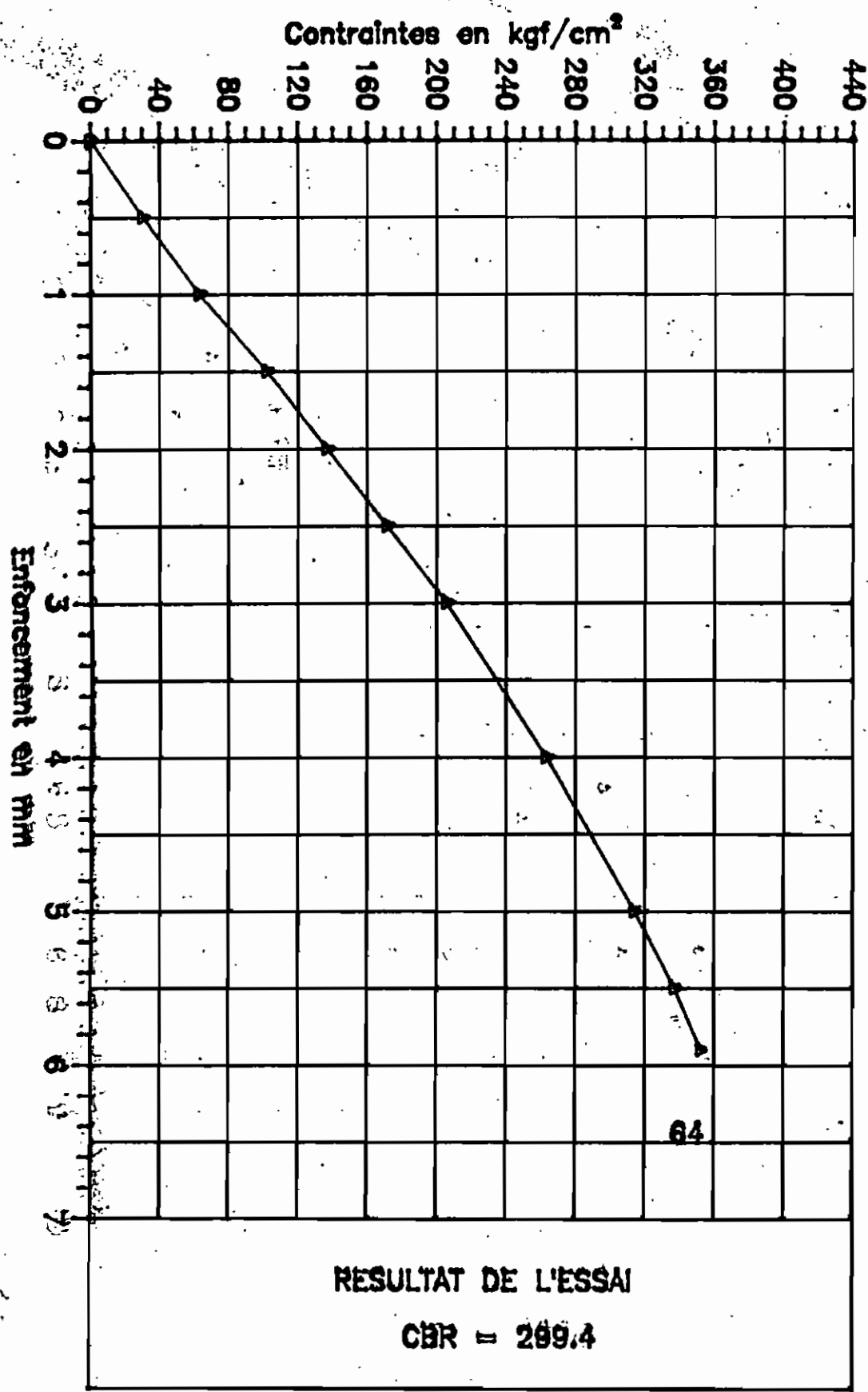
Fig 3.34

Description : Laterite + 4% ciment , sechage a l'air (3 jours)



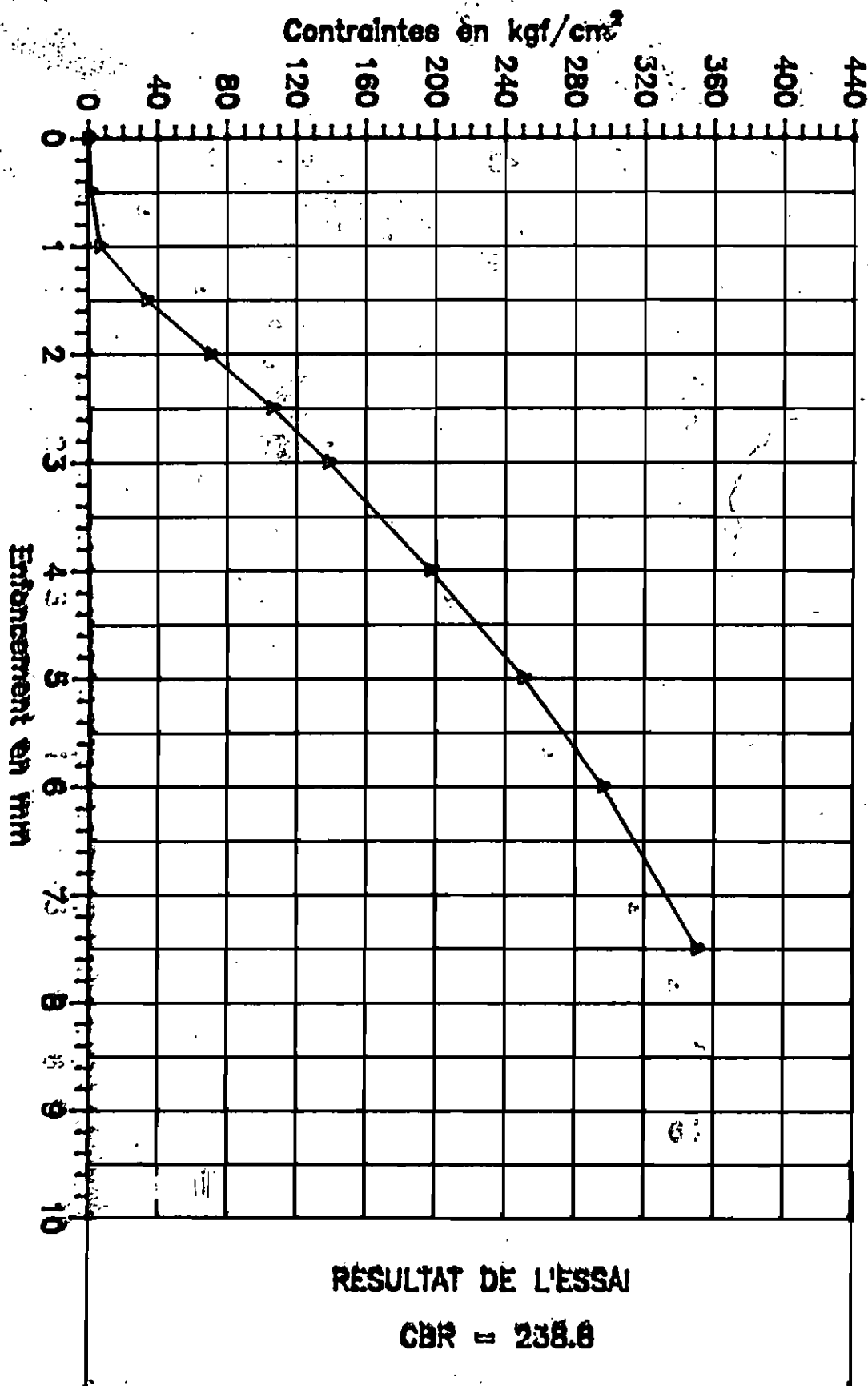
ESSAI CBR

Fig 3.35 Description : Latérite + 4% ciment - Imbibition (4 jours)



ESSAI CBR

Fig 3.36 Description : Laterite + 4% ciment - Imbibition (4 jours)



4. Analyse des résultats

Avant d'analyser les résultats, nous tenons à signaler les difficultés rencontrées lors des essais, et qui ont affecté d'une certaine manière ceux-ci.

D'abord les essais de compression ont été quelque peu gênés par la non planéité des éprouvettes, et le défaut de contact entre la presse et l'éprouvette. En effet, la plupart des éprouvettes confectionnées avaient des défauts de surface dus à l'arasement qui entraîne des arrachements des grains grossiers de latérite non brisés lors du compactage. Quant à la pression exercée par la presse, elle est transmise à l'éprouvette par l'intermédiaire d'une plaque de 2 mm d'épaisseur de même diamètre que l'éprouvette. La presse a un diamètre de 130 mm alors que l'éprouvette en a 150. Ce qui crée une répartition non uniforme de la pression exercée que l'utilisation des plaques intermédiaires doit, en principe, pouvoir atténuer.

Pour l'essai CBR, les difficultés rencontrées sont plutôt d'ordre matériel. A cause du temps de séchage et d'imbibition nous avons limité le nombre d'éprouvettes à deux; car nous ne disposons que d'un seul moule CBR.

D'autre part, pour la trempe, les éprouvettes ne tiennent qu'à partir de 4% de ciment. Pour des pourcentages inférieurs à 4%, les éprouvettes se désintègrent au fil du temps. Ce qui nous a permis ainsi de mettre en évidence l'aptitude à la stabilisation du

graveleux de GOUDIANE.

Concernant les résultats d'essais tels que le CBR ou les essais de compression uniaxiale, leur caractère dispersif nous ôte toute possibilité de faire des commentaires définitifs sur nos résultats d'autant plus que nos essais ont été faits à une échelle restreinte. Cependant, nous nous permettons de relever quelques tendances.

En effet, nous avons eu, comme prévu, une augmentation du CBR et du module d'élasticité (déduction faite de l'augmentation de la résistance à la compression simple) avec le pourcentage de ciment. Cela se profile nettement dans les tableaux malgré certaines valeurs manifestement douteuses. Celles-ci sont dues éventuellement à la difficulté de réaliser un échantillon homogène, et au problème de ségrégation qui se pose à cause d'une homogénéisation pas toujours parfaite. Nous pouvons ajouter également la réaction du ciment avec certaines substances du matériau telles que les sesquioxides. Ce qui laisse prévaloir des réserves sur le comportement à long terme de la latérite stabilisée.

Pour ce qui concerne les échantillons sans ciment, l'hétérogénéité du matériau et la ségrégation due à l'homogénéisation constituent les facteurs affectant les résultats des essais.

Enfin, nous avons noté sur la plupart des courbes tracées, un problème de zéro dû essentiellement à la non planéité de la surface des éprouvettes et au défaut de contact entre celles-ci et

la presse.

L'ensemble de ces essais nous a permis d'avoir des valeurs de la portance CBR et du module d'élasticité E. Nous allons maintenant par leur biais déterminer une corrélation.

4.2 Détermination de la corrélation

Nous voulons corréler deux paramètres mécaniques, la portance CBR et le module d'élasticité E. Ces deux paramètres appartiennent à la même classe (caractérisant tous la résistance du sol). Ce qui nous permettra de déterminer une caractéristique lorsqu'on connaît l'autre à partir d'une relation fiable établie entre les deux paramètres sur une base expérimentale.

Ainsi, à partir des résultats de nos essais présentés dans les tableaux 4.1 et 4.2, nous allons tracer les courbes module d'élasticité E en fonction du CBR, d'abord pour le graveleux de la carrière de Goudiane--graveleux seul et graveleux plus ciment-ensuite, pour le graveleux de la carrière de Thiès-Antenne-Télévision et, enfin, tracer une courbe regroupant les résultats d'essais effectués sur les deux carrières. Les courbes sont présentées sur les figures 4.1 à 4.5.

4.3 Discussion

Nous avons essayé d'abord, de voir sur les figures 4.1 à 4.7, dans quelle mesure, nous pourrions corréler les deux paramètres. Pour cela, nous avons déterminé le coefficient de corrélation des deux paramètres. Ce dernier doit être compris entre

**Tableau 4.1 : valeurs du module d'élasticité E et du CBR
carrière de GOUDIANE**

0% ciment						
	immédiat				séchage	
essai n°	1	2	3	4	1	2
CBR	81.9	82.4	56.3	54.3	89.5	111.7
module E (bar)	917	964	677	597	999	1153

2% ciment				
	immédiat		séchage	
essai n°	1	2	1	2
CBR	100.4	96.2	204.6	118.2
module E (bar)	1135	702	1214	982

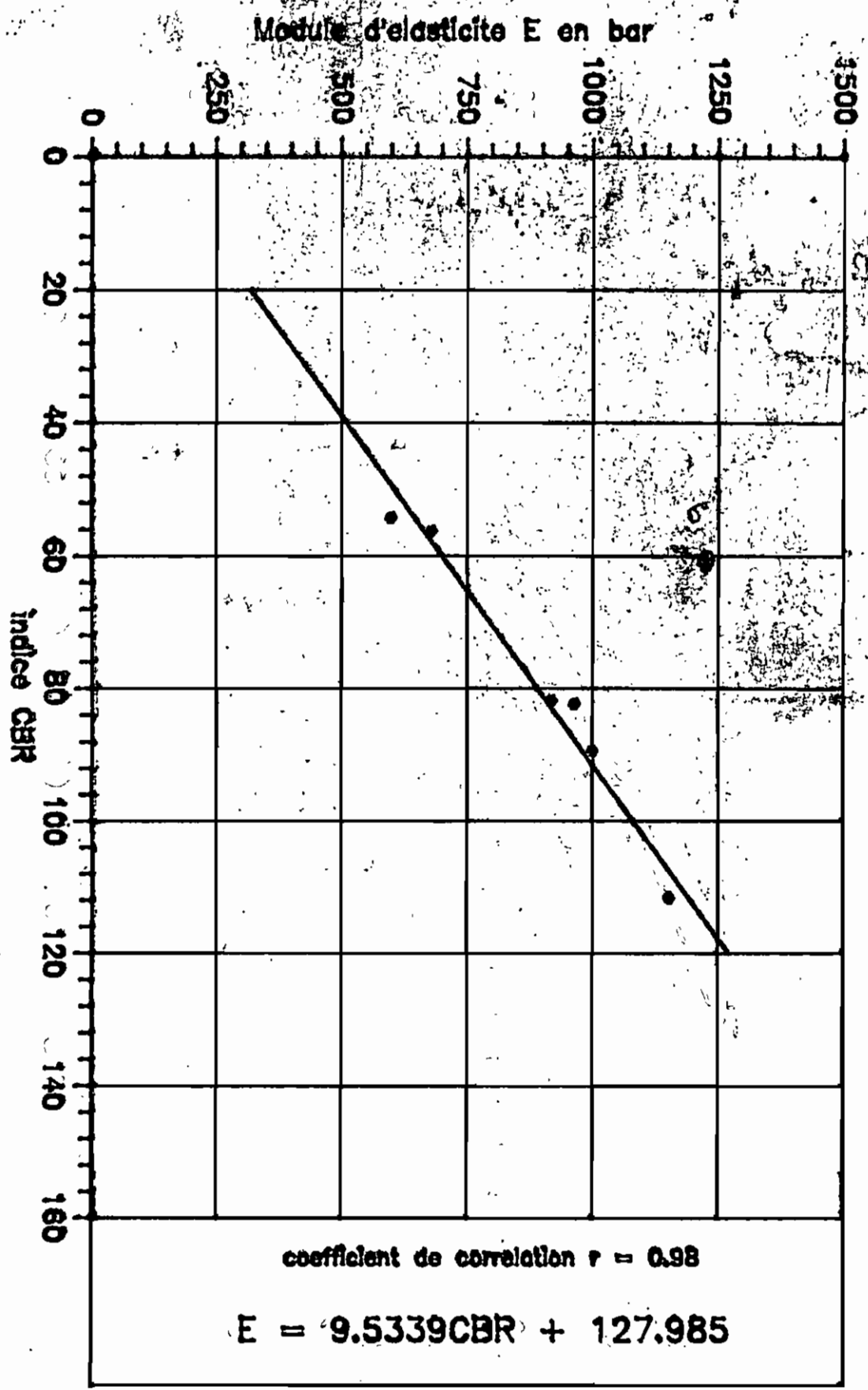
4% ciment						
	immédiat		séchage		imbibition	
essai n°	1	2	1	2	1	2
CBR	53.5	83.1	237.4	248.5	238.8	299.4
module E (bar)	557	1052	1136	1314	1410	1417

**Tableau 4.2 : valeurs du module d'élasticité E et du CBR
carrière de Thiès-antenne télévision**

CBR	97.6	132.2	132	107.5	125.6	209	81.9	177.
module E (bar)	1744	1812	1015	2716	2280	3042	553	2667

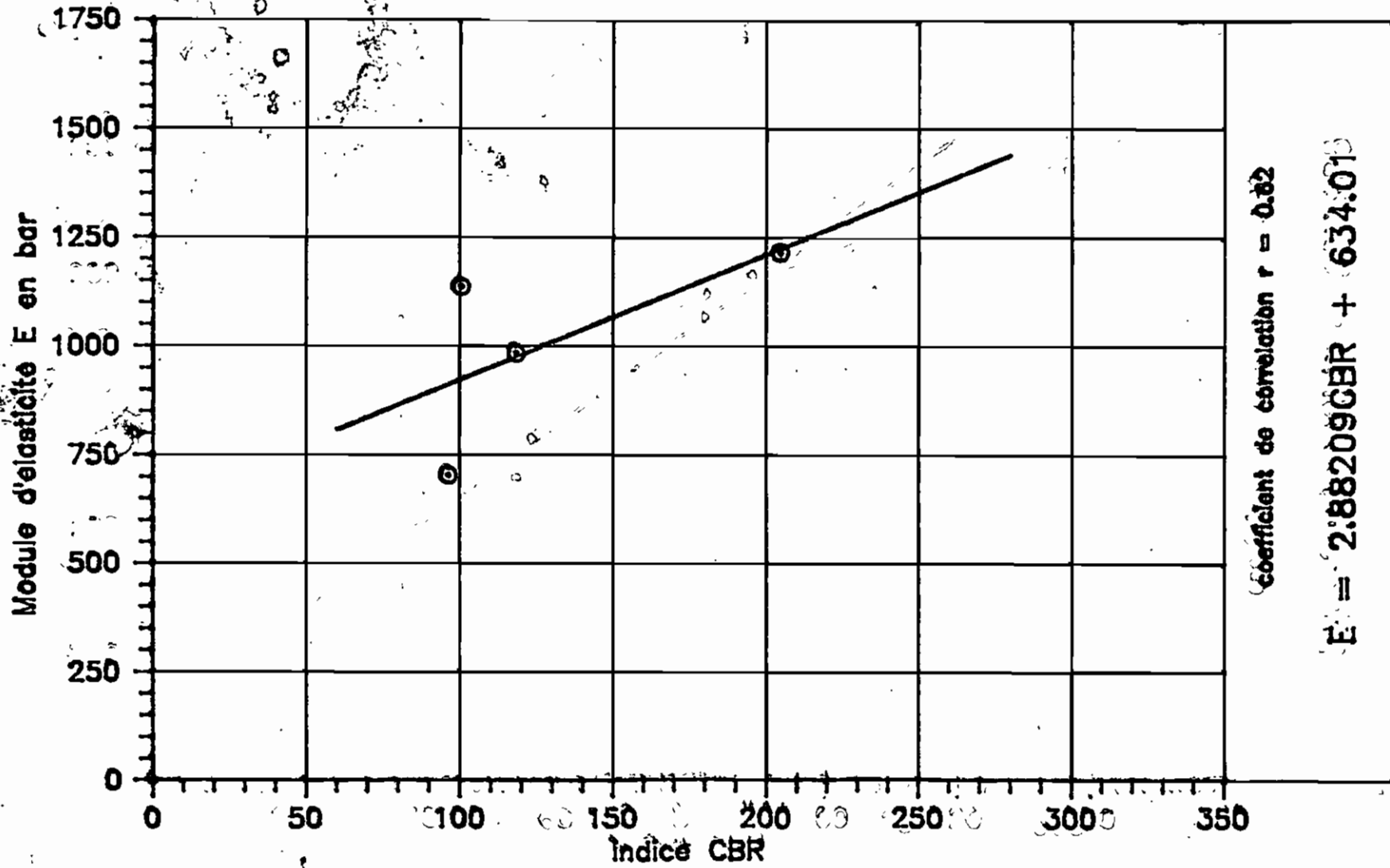
MODULE D'ELASTICITE E EN FONCTION DU CBR

Fig 4.1 Description : Latérite + Os de ciment corfiere de GOUDJANE



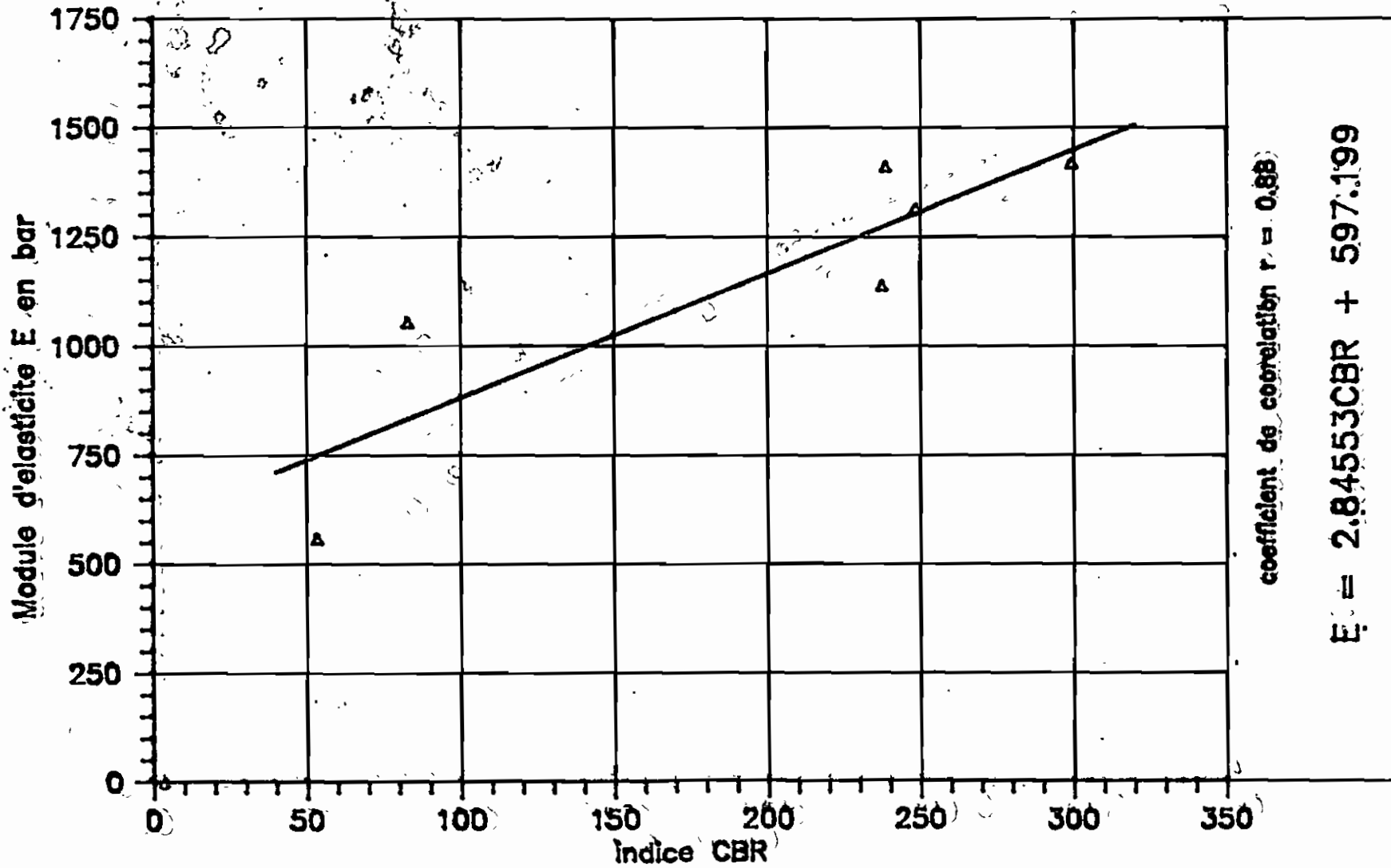
MODULE D'ELASTICITE E EN FONCTION DU CBR

Fig 4.2 : Description :: Laterite + 2% ciment, carriere de GOUDIANE



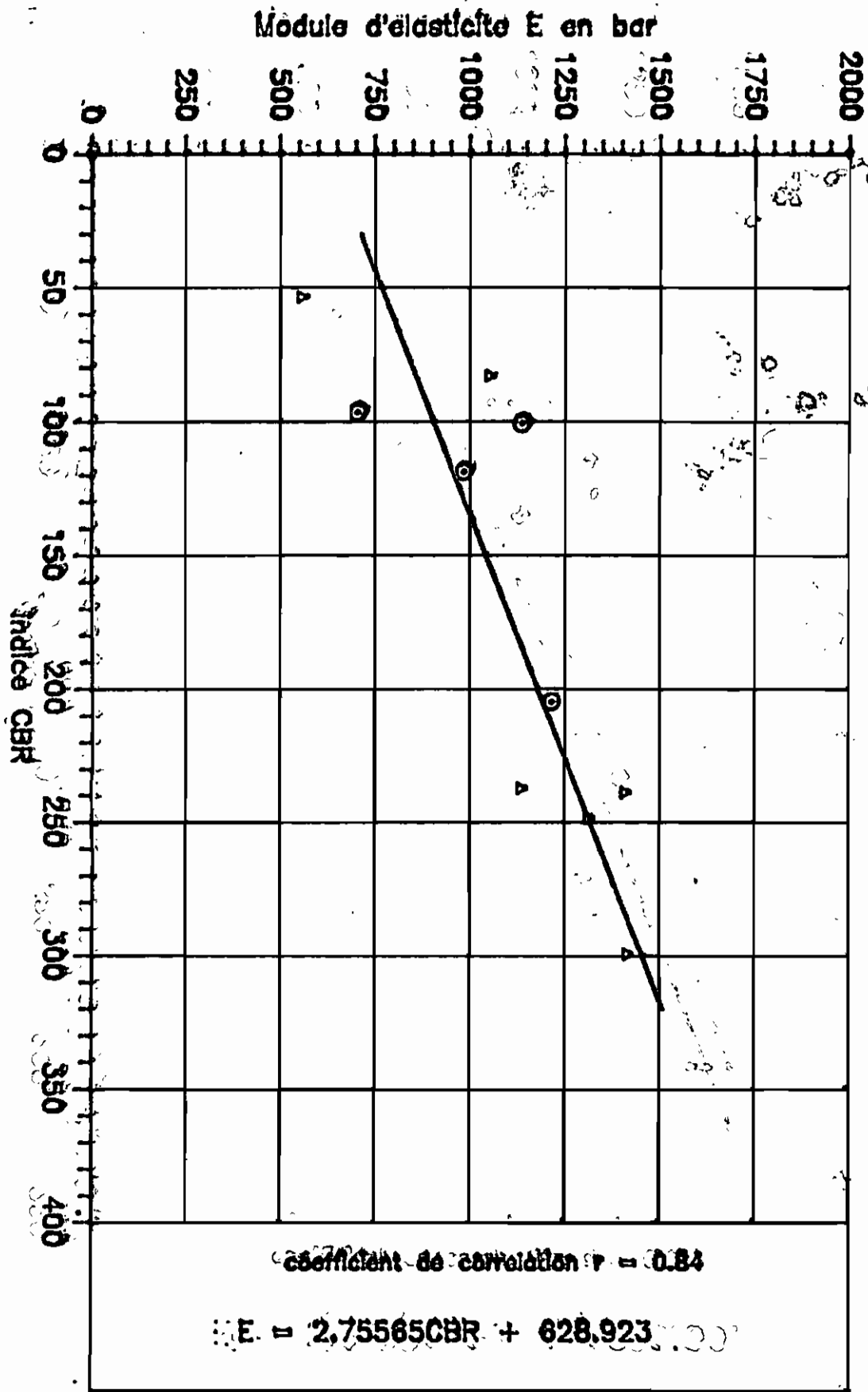
MODULE D'ELASTICITE E EN FONCTION DU CBR

Fig 4.3 : Description : Laterite + 4% ciment, carrière de GOUDIANE



MODULE D'ELASTICITE E EN FONCTION DU CBR

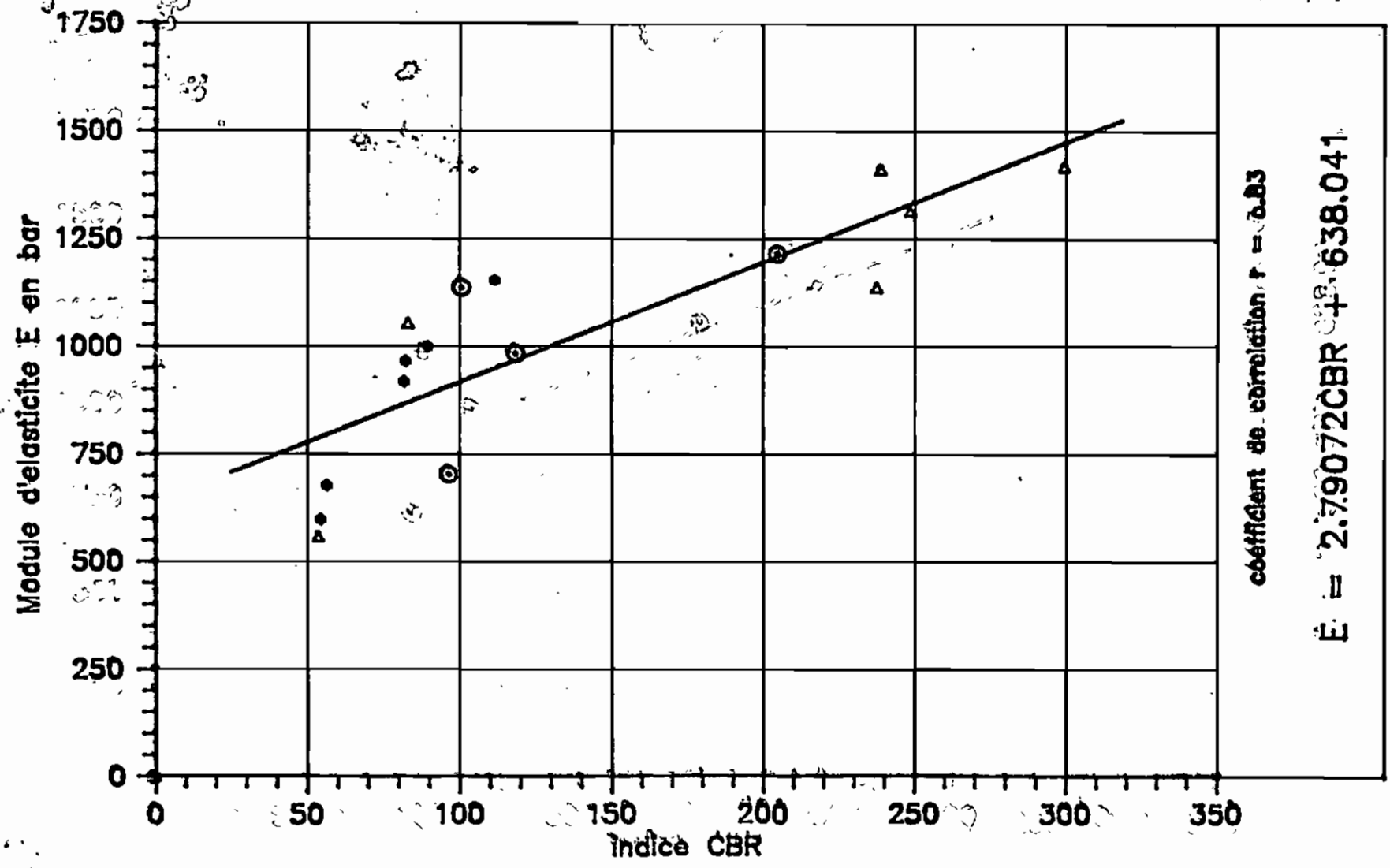
Fig 4.4 : Description : Latexite + ciment, carriere de GONDJANE



MODULE D'ELASTICITE E EN FONCTION DU CBR

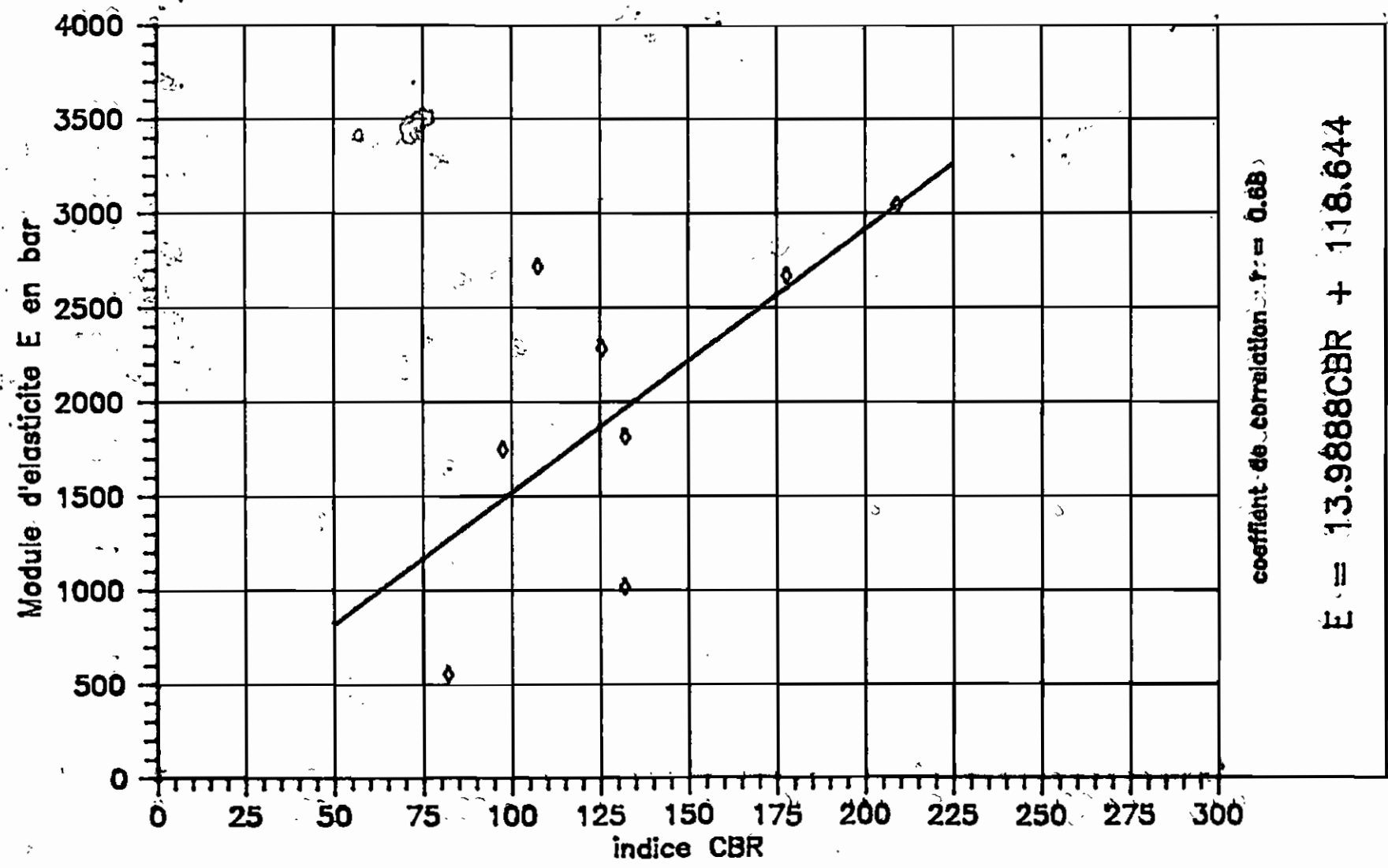
Fig 4.5 : Description : Laterite , carriere de GOUDIANE

○○○○○○ 2% ciment
 △△△△△ 4% ciment
 ●●●●● 0% ciment



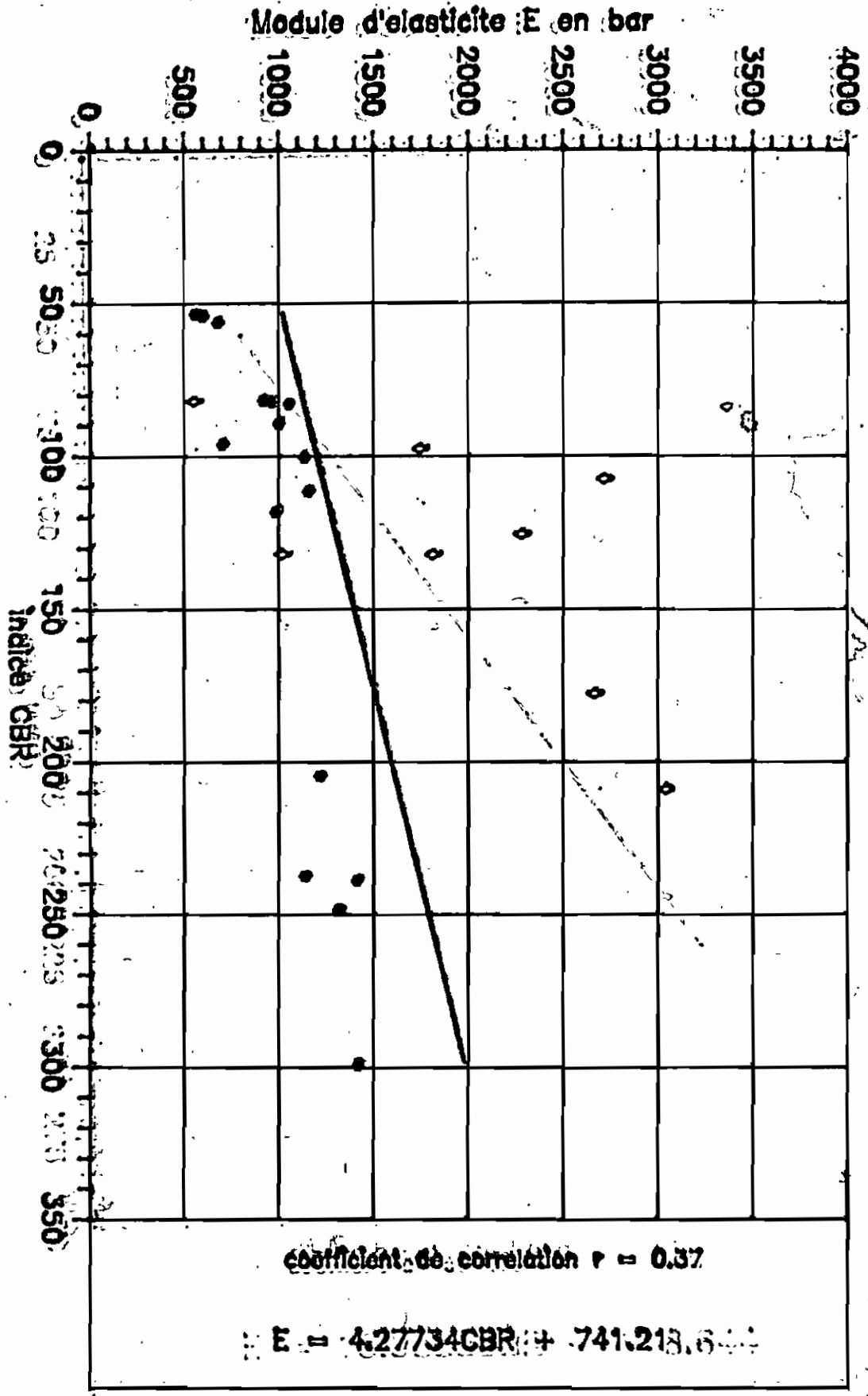
MODULE D'ELASTICITE E EN FONCTION DU CBR

Fig 4.6 : Description : Laterite , carriere de THIES--ANTENNE TELEVISION



MODULE D'ELASTICITE E EN FONCTION DU CBR

Fig. 4.7 : Description : Lateralité : carrières de GOUDIANE et THIES-ANTENNE TELE



♦♦♦♦♦ Goudiane
♦♦♦♦♦ Thies

-1 et 1. Pour qu'il y ait une relation fonctionnelle entre les deux paramètres, il faut avoir un coefficient de corrélation non nul. Un coefficient de corrélation nul traduit, soit une absence de corrélation, soit une droite de régression parallèle aux axes de coordonnées. Les deux paramètres sont alors non corrélés. Par contre, un coefficient de corrélation r égal à 1 ou -1, rend compte de l'existence d'une relation fonctionnelle linéaire. Autrement dit, si X et Y désignent les paramètres, ils sont forcément liés dans ce cas, par une relation de la forme $aX + bY + c = 0$. Nos coefficients sont tous positifs et non nuls. Nous pouvons ainsi déduire qu'il existe une relation entre le module d'élasticité E et l'indice de portance CBR. La plupart des coefficients sont supérieurs à 0,60 sauf celui obtenu pour les couples de points de l'ensemble des deux carrières. Pour la latérite de Goudiane, nous avons: $r = 0,98$ pour 0% de ciment, $r = 0,88$ pour 4% de ciment, $r = 0,84$ pour 2% de ciment et $r = 0,83$ pour l'ensemble de ces trois pourcentages de ciment. Ces coefficients sont proches de 1. La relation qu'on peut donc avoir entre le module d'élasticité E et le CBR est linéaire. Déjà pour la latérite crue de Goudiane, la relation $E = 9,5339\text{CBR} + 127,985$ peut être retenue comme une bonne corrélation car son coefficient de corrélation $r = 0,98$ peut être assimilé à 1. Pour les autres pourcentages de ciment, sur la même carrière, nous estimons que la corrélation est acceptable; mais nous pouvons avoir une corrélation meilleure si le nombre de points est élevé.

En ce qui concerne les autres valeurs du coefficient, elles

rendent compte de l'existence de la relation fonctionnelle; mais ne traduisent pas le caractère linéaire de cette dernière. Il s'agit en particulier des corrélations portant sur les essais effectués sur la latérite de Thiès-Antenne Télévision.

Les droites de régression qui approximent le mieux les nuages de points, regroupent aussi bien des valeurs douteuses que celles qui traduisent mieux le comportement du sol. La présence de ces valeurs douteuses dans nos résultats est due essentiellement aux difficultés mentionnées dans l'analyse des résultats. Mais en dépit de celles-ci, la corrélation diffère quand on passe d'un pourcentage de ciment à un autre.

De $E = 9,5339\text{CBR} + 127,985$ pour 0% de ciment, on passe à $E = 2,88209\text{CBR} + 634,01$ pour 2% de ciment puis $E = 2,84553\text{CBR} + 597,199$ pour 4% de ciment. Ce qui montre que la corrélation dépend de la nature du sol.

En effet, en ajoutant du ciment à la latérite, nous changeons ses caractéristiques (voir par exemple les densités sèches). Ce changement de nature du sol est fort remarquable sur les figures de corrélation. Lorsque les couples de points obtenus pour les deux pourcentages de ciment, sont regroupés, la relation entre E et le CBR est dans le même ordre que celles déterminées pour chaque pourcentage. Donc la latérite améliorée au ciment constitue un autre type de matériau.

A cette influence de la nature du sol sur la corrélation, s'ajoute celle de la provenance du matériau qui rend compte d'un phénomène non négligeable chez les latérites. D'abord, la

corrélation entre le module E et le CBR pour la carrière de Thiès-Antenne Télévision présente, un tout autre résultat. En regroupant ses couples de points et ceux de la carrière de Goudiane, nous obtenons un nuage de points dont la régression donne une droite qui sépare ce nuage en deux ensembles distincts avec un coefficient de corrélation $r = 0,37$. Dans ces conditions, nous ne pouvons pas retenir ce résultat et déduire une relation fiable entre le module et le CBR pour les deux carrières. Ce phénomène est bien observé sur les caractéristiques géotechniques des deux matériaux qui sont très différentes:

	Goudiane	Thiès
indice de plasticité	23,3	17
poids spécifique	2,83	2,79
couleur	rouge	jaune ocre

Outre ces influences de la nature du sol (présence de liant), provenance du matériau (différence entre les caractéristiques géotechniques), la dispersion et le nombre de points ont, par ailleurs, marqué la représentativité de nos résultats. Comme on le constate, la dispersion est importante et il est difficile de tirer une conclusion des nuages de points obtenus. Une bonne droite de régression est obtenue quand le nuage de points est assez dense (nombre élevé de points, moins de dispersion). Mais en jetant un coup d'oeil dans la littérature, nous remarquons que toutes nos corrélations sont différentes de celles proposées pour les pays tropicaux. Le CEBTP (Centre de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des travaux publics) dans le " Guide pour le

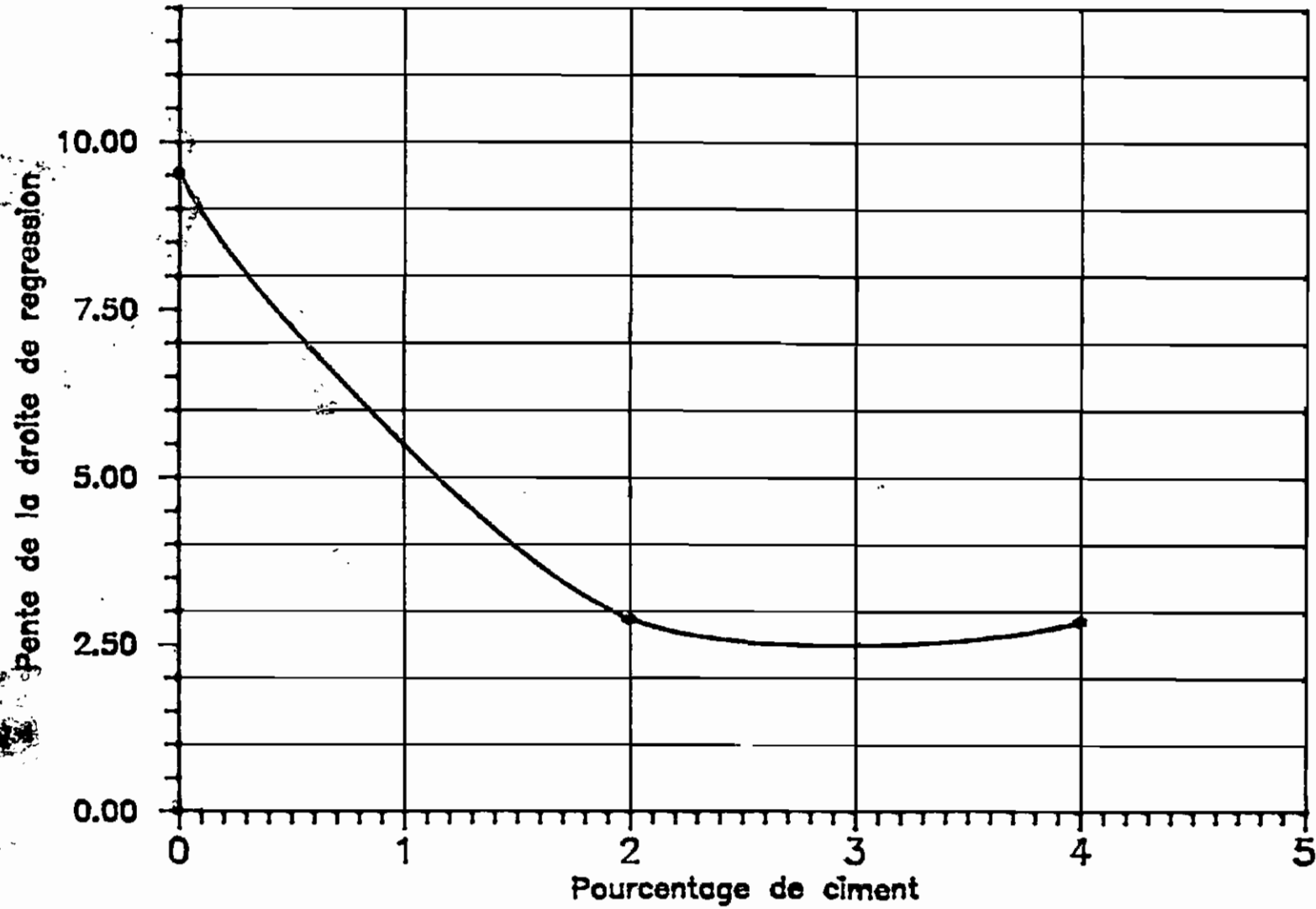
dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux." [4]
propose:

pour le module dynamique $E_{dyn} = 100CBR$

pour le module statique $E_{stat} = 50CBR$ pour les matériaux à gros
éléments, $E_{stat} = 30CBR$ pour les matériaux à fraction fine
importante;

alors que, pour notre meilleure corrélation, $E = 9,5339CBR + 127,985$. Ce qui montre ainsi, qu'il est impératif à chaque pays de réaliser son propre catalogue de structures de chaussées. Au Cameroun, la Direction des Etudes générales et de la normalisation du Ministère de l'Equipement recommande, après études, $E_{stat} = 18$ à $20CBR$ et $E_{dyn} = 50CBR$. Au terme de cette analyse, il est fondamental de tirer une conclusion générale.

Fig 4.8 PENTE DE LA DROITE DE REGRESSION EN FONCTION DU % DE CIMENT



Perte de la droite de régression.
Coefficient de corrélation r

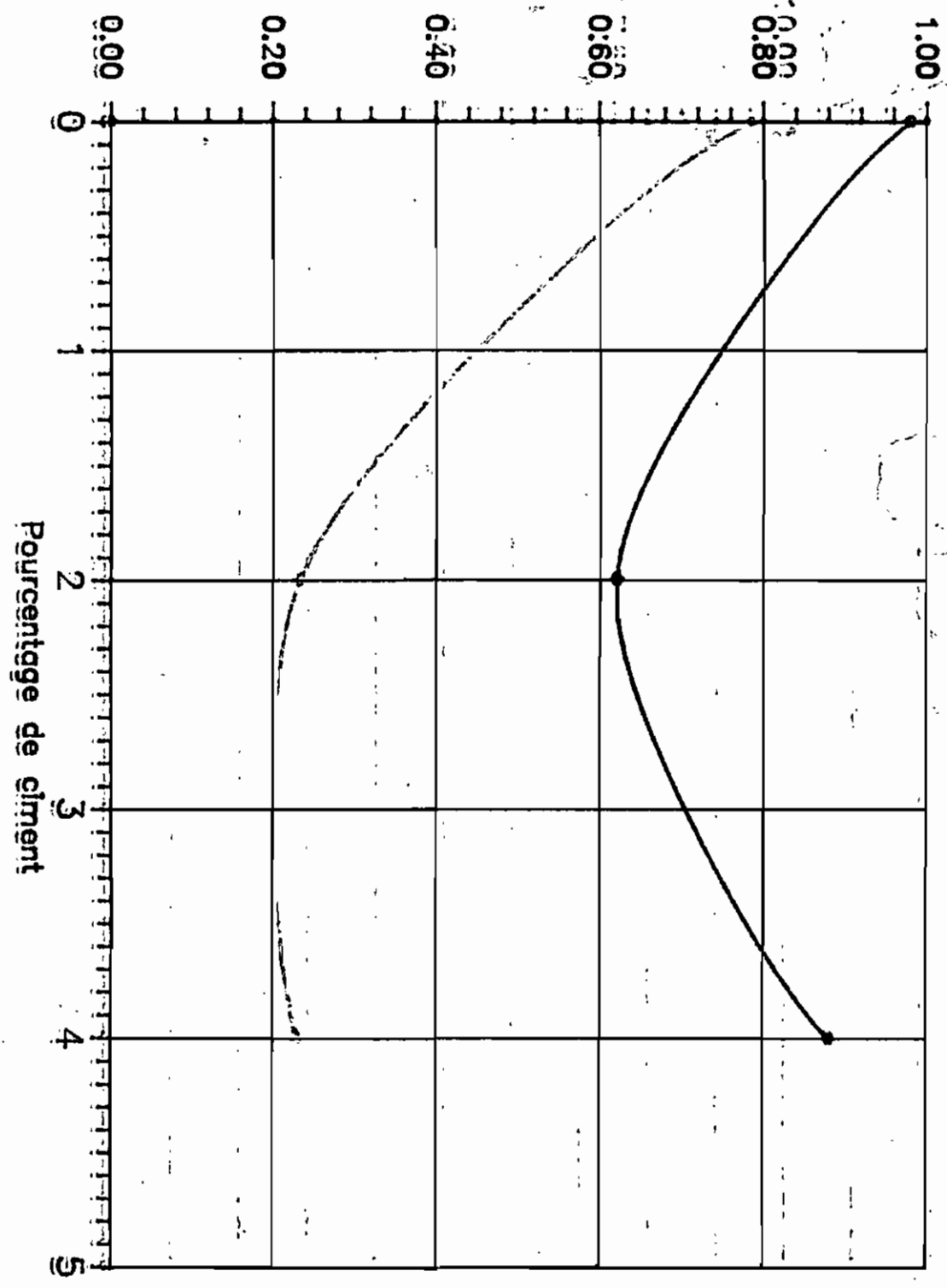


Fig. 14.9.8 COEFFICIENT DE CORRELATION EN FONCTION DU % DE CIMENT CEMENT

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Nous venons de faire une étude de la corrélation entre le module d'élasticité E et l'indice de portance CBR pour une utilisation dans le dimensionnement des superstructures routières. Les essais effectués lors de cette étude sont assez limités en raison principalement des contraintes de temps imposées.

Mais au terme de cette étude, nous pouvons dire que, tout d'abord elle nous a permis de vérifier les effets de ciment sur les sols, que les études antérieures de stabilisation [10] avaient mis en évidence, à savoir l'augmentation de l'indice CBR, l'augmentation du module d'élasticité E et la diminution de la plasticité. Elle nous a permis également de mieux appréhender la relation qui peut exister entre le module E et le CBR.

En effet, en examinant les diverses régressions faites, on remarque qu'il peut bien exister une relation fiable entre ces deux paramètres. Cette relation est linéaire. Mais malheureusement, les équations des droites de régression possèdent une ordonnée à l'origine. En fait, un CBR égal à zéro n'aurait pas de sens, puisque, même pour les sols gonflants saturés, celui-ci est de l'ordre de 5. On se rend compte dès lors, que nos droites de régression n'atteindront jamais l'axe des ordonnées. Mais elles posséderont une ordonnée à l'origine. Cette dernière croît quand le pourcentage de ciment augmente. Quant à la pente de la droite de régression, elle diminue lorsque le pourcentage de ciment augmente. Nous notons ainsi, une compensation des effets. Nous pouvons retenir pour cela une relation de la forme $E = a.CBR + b$. Celle-ci

diffère d'une carrière à une autre, du sol cru au sol amélioré, suivant la dispersion et le nombre de points.

A la lumière de toutes ces considérations, il serait imprudent voire hasardeux, de ne pas considérer séparément la latérite selon chaque carrière, chaque pourcentage de ciment, pour obtenir des relations générales, permettant de passer du CBR au module d'élasticité. Il s'avère donc nécessaire d'effectuer un travail préalable, sur toutes les carrières, en déterminant les caractéristiques géotechniques du sol, d'étudier la stabilisation de chaque latérite (type de liant et proportion). Ce travail débouchera sur l'étude de la corrélation proprement dite. Il s'agit d'un travail intensif à faire et celui-ci dépasse le cadre d'un Projet de Fin d'Etudes. Lors de cette étude, une attention particulière doit être attachée à la granulométrie du sol. Nous avons travaillé sur des matériaux dont la taille se situe entre 0.1 et 20 mm. On peut donc utiliser d'autres matériaux fins, et également d'autres liants comme la chaux vive, pour mieux appréhender leurs effets sur la corrélation. Et c'est ce qui ressort de cette confrontation expérimentale qui contribuera à conférer à l'étude de la corrélation une fiabilité.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

- [1] **MAIGNIEN, R.** Compte rendu de recherches sur les latérites; Paris, UNESCO 1966
- [2] **G. Jeuffroy, R. Sautery** Cours de Routes. Dimensionnement des chaussées, Presses de l'Ecole Normale des Ponts et Chaussées
- [3] **CEBTP**, Guide pratique pour le dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, Ministère français de la coopération, 1984
- [4] **NAI C. YANG**, Design of Functional Pavements New York : McGill, 1972
- [5] **Dossier justificatif**, "Guide pour le dimensionnement des chaussées revêtues au Cameroun", juin 1987
- [6] **G. Robert Tessier**, Guide de construction routière Ministère des Transports du Québec, 1980
- [7] **Le Cratere**, Construire en Terre Editions, alternative et parallèle
- [8] **KIRWAN R. W.** and al, volume I Deft, 1982
- [9] **J. Costet, G. Sanglerat**, Cours pratique de mécanique des sols, Tome 1, 3^e édition, dunod
- [10] **DIENE M.** Latérites et Stabilisation en construction routière. Application à la deux graveleux latéritiques du Sénégal

ANNEXE A

RESULTATS DE L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE

ASTM D 422

Carrière de Goudiane		
TAMIS pouces (mm)	% Retenu	% Passant
3" (75)	-	-
2" (50)	-	-
1 1/2" (37.5)	-	-
1" (25)	1.98	98.02
1/2" (13)	18.03	81.97
3/8" (9.5)	46.62	53.38
4" (4.75)	70.32	29.68
8" (2.36)	80.75	19.25
16" (1.18)	83.02	16.98
30" (0.60)	84.44	15.56
50" (0.30)	86.08	13.92
100" (0.15)	89.21	10.79
200" (0.075)	90.06	9.94

ANNEXE B.

RESULTATS DE L'ESSAI DE COMPACTAGE

ASTM 1557-78

Latérite + 0% ciment					
w%	13.26	14.06	14.57	15.82	16.36
d (t/m ³)	1.91	1.93	1.94	1.90	1.88
w% corrigée	12.2	12.94	13.4	14.55	15.05
d corrigée (t/m ³)	1.96	1.98	1.99	1.95	1.93

Latérite + 2% ciment					
w%	10.93	12.18	13.96	13.45	12.13
d (t/m ³)	1.99	2.01	1.91	1.96	2.00
w% corrigée	10.05	11.20	12.84	12.37	11.16
d corrigée (t/m ³)	2.04	2.06	1.96	2.01	2.05

Latérite + 4% ciment					
w%	13.15	14.27	14.56	15.74	14.61
d (t/m ³)	1.96	1.97	1.96	1.90	1.98
w% corrigée	12.10	13.13	13.40	14.48	13.44
d corrigée (t/m ³)	2.00	2.02	2.00	1.95	2.03

ANNEXE C

RESULTATS DES ESSAIS DE COMPRESSION ET CBR

		Pourcentage de ciment = 0							
		Temps de cure: Immédiat							
Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4.32	0.02	4.3	0.84	4.3	0.024	4.4	0.024		
8.64	0.12	5.6	2.53	8.6	0.048	8.9	0.19		
12.96	0.43	6.48	2.89	12.9	0.22	11.4	0.82		
15.12	1.01	6.91	3.3	15.9	0.92	12.3	1.66		
16.59	2.24	7.26	3.61	16.3	1.45	13.2	2.22		
17.29	2.82	7.35	3.81	17.2	2.22	14	2.68		
18.75	4.53	7.43	3.93	18	2.65	15.4	3.35		
				19.9	3.14	15.8	3.62		
				19.3	3.3	16.2	3.84		

		Pourcentage de ciment = 0			
		Temps de cure: séchage à l'air 3 jours			
Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar
0	0	0	0	0	0
9.53	0.13	7.54	0.12		
16.32	1.27	5.78	0.41		
19.42	3.32	8.54	2.56		
22.06	5.29	11.72	5.52		
24.57	7.56	15.08	8.37		
26.55	10.12	17.17	9.55		
27.75	12				
28	13.45				
28.18	13.69				

		Pourcentage de ciment = 2			
		Temps de cure: séchage à l'air 3 jours			
Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar
0	0	0	0	0	0
1.7	1.06	1.8	1.52		
3.5	2.77	3.6	2.85		
5.2	4.75	5.4	4.27		
7	6.9	7.2	5.88		
8.7	9.07	8.9	7.82		
10.4	11.24	10.7	10.44		
12.2	13.51	12.1	14.47		
13.9	15.65				
15.7	17.73				
17.4	19.39				
18.9	21.35				

		Pourcentage de ciment = 4			
		Temps de cure: séchage à l'air 3 jours			
Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar
0	0	0	0	0	0
1.75	0.98	1.8	2.41		
3.5	2.22	3.5	4.45		
5.25	3.64	4.4	5.23		
6.12	4.56	6.2	7.34		
7.9	6.49	8	9.41		
8.7	7.67	8.8	10.61		
10.5	9.96	12.4	15.36		
12.2	11.89	15	19.22		
13.1	12.9	17.68	22.84		
15.7	15.75	21.22	25.81		
17.5	17.61	23.87	25.9		
19.2	19.61	28.5	26.15		
21	21.71				
21.8	22.89				
22	23.71				

		Pourcentage de ciment = 2			
		Temps de cure: immédiat			
Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar
0	0	0	0	0	0
4.4	1.54	0.9	0.12		
5.2	2.82	1.8	0.19		
5.5	3.3	2.6	0.24		
5.7	3.52	3.5	0.34		
6.1	3.74	4.4	0.43		
6.5	3.88	5.3	0.96		
7	3.96	6.1	1.35		
		7	2.15		
		7.5	2.63		
		7.6	2.92		

		Pourcentage de ciment = 4			
		Temps de cure: imbibition 4 jours			
Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar
0	0	0	0	0	0
1.8	0.024	0.9	0.31		
2.7	0.048	1.7	0.53		
3.5	0.096	2.6	1.01		
4.4	0.17	3	1.42		
5.3	0.217	3.3	1.81		
6.2	0.265	3.4	2.24		
7.1	0.362				
8	0.531				
8.9	0.868				
9.6	2.243				
10.2	3.811				

		Pourcentage de ciment = 4			
		Temps de cure: immédiat			
Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar	Déformation x 1000	Contrainte bar
0	0	0	0	0	0
0.9	0.1	0.9	0.1		
1.8	0.17	1.8	0.19		
2.6	0.26	2.6	0.27		
3.5	0.58	3.5	0.7		
3.8	1.37	4.4	1.23		
3.9	1.62	4.8	1.47		
4.1	1.81	5.3	1.76		
4.4	1.91	5.7	2.12		
4.6	1.98	5.8	2.29		

ESSAI CBR

Pourcentage de ciment = 0

Temps de cure: Immédiat		Temps de cure: Immédiat		Temps de cure: Immédiat		Temps de cure: Immédiat	
Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²	Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²	Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²	Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²
0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.68	0.5	0.67	0.5	1.13	0.5	1.12
1	0.9	1	0.9	1	1.35	1	1.35
1.5	1.12	1.5	2.25	1.5	1.8	1.5	2.25
2	2.25	2	4.28	2	2.47	2	5.17
2.5	4.06	2.5	10.82	2.5	4.5	2.5	13.27
3	11.24	3	27.28	3	21.36	3	26.54
4	41.83	4	29.31	4	59.37	4	56
5	59.6	5	57.04	5	86.58	5	86.13
7.5	105.92	7.5	96.5	7.5	134.93	7.5	142.13
10	128.19	10	135.28	10	172.72	10	175.41
12.5	152.7	12.5	164.82	12.5	200.83	12.5	199.7

Pourcentage de ciment = 0

Temps de cure: séchage à l'air 3 jours

Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²	Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²
0	0	0	0
0.5	1.35	0.5	0.45
1	1.57	1	1.12
1.5	1.57	1.5	1.57
2	2.7	2	2.47
2.5	5.4	2.5	3.82
3	19.34	3	4.95
4	82.09	4	11.69
5	117.4	5	24.06
7.5	207.33	7.5	97.15
10	299.35	10	199.48
12.5	340.29	12.5	315.29

Pourcentage de ciment = 2

Temps de cure: immédiat

Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²	Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²
0	0	0	0
0.5	1.57	0.5	0.45
1	2.92	1	1.35
1.5	8.32	1.5	7.42
2	22.49	2	22.04
2.5	36.89	2.5	37.78
3	65.22	3	55.33
4	91.54	4	81.19
5	102.56	5	105.48
7.5	148.68	7.5	155.19
10	183.08	10	189.37
12.5	206.69	12.5	214.11

Pourcentage de ciment = 4

Temps de cure: séchage à l'air 3 jours

Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²	Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²
0	0	0	0
0.5	1.8	0.5	2.7
1	6.07	1	13.04
1.5	19.79	1.5	42.08
2	51.05	2	65.45
2.5	86.36	2.5	94.01
3	116.06	3	127.52
4	184.2	4	196.57
5	249.2	5	260.89
6	306.78	8	340.74
6.5	336.89	6.5	367.73
6.8	354.91	6.7	363.68

Pourcentage de ciment = 2

Temps de cure: séchage à l'air 3 jours

Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²	Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²
0	0	0	0
0.5	12.14	0.5	4.27
1	24.52	1	5.62
1.5	40.71	1.5	27.44
2	59.6	2	30.14
2.5	82.54	2.5	34.41
3	108.41	3	45.43
4	163.98	4	59.6
5	214.79	5	124.15
6	256.17	7.5	267.87
7	311.27		
7.5	326.79		

Pourcentage de ciment = 4

Temps de cure: immédiat

Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²	Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²
0	0	0	0
0.5	0.67	0.5	2.02
1	2.7	1	5.17
1.5	5.82	1.5	20.47
2	11.7	2	31.49
2.5	18.44	2.5	42.73
3	25.41	3	52.4
4	41.16	4	71.3
5	56.23	5	87.26
7.5	90.64	7.5	121

Pourcentage de ciment = 4

Temps de cure: imbibition 4 jours

Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²	Enfoncement mm	Contrainte kgf/cm ²
0	0	0	0
0.5	30.59	0.5	1.57
1	63.2	1	6.97
1.5	102.33	1.5	33.74
2	136.97	2	70.17
2.5	171.6	2.5	105.93
3	205.79	3	138.54
4	263.37	4	197.02
5	314.42	5	250.77
5.5	337.38	8	296.2