

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU (UMMTO)  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master académique

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

*Thème*

**ETUDE D'UN SOL STABILISE COMME COUCHE  
DE FORME DANS LES CHAUSSEES SOUPLES**

Présenté par : M<sup>elle</sup> MOUSSAOUI Katia

Devant le jury composé de :

M<sup>me</sup> : BOUZID LEYLA

Examinatrice.

M<sup>me</sup> : BOUZEBODJA Aldjia

Présidente.

M<sup>r</sup> : MELBOUCI Bachir

Promoteur.

Promotion : 2023 / 2024

## Remerciement

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné toute la force et la patience de continuer et de repartir à chaque fois que j'ai failli céder au découragement.

Mes premiers remerciements, sans doute les plus sincères, sont adressés à mon rapporteur Mr. Melbouci Bachir, Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, sans lui ce travail n'aurait pas vu le jour. Je tiens à le remercier de m'avoir confié ce travail, pour les qualités scientifiques de son encadrement et sa vigilance à l'égard de mon travail pour mener à terme cette recherche.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma gratitude à mes parents, dont le soutien indéfectible a été une source de motivation tout au long de mon parcours. Leur encouragement constant, leurs conseils avisés et leur patience m'ont permis de surmonter les défis rencontrés. Grâce à eux, j'ai pu poursuivre mes études avec détermination et passion. Merci pour tout l'amour et les sacrifices que vous avez faits pour me donner les meilleures chances. Vous êtes mes piliers

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma gratitude à :

- Mme BOUZEBODJA Aldjia pour avoir accepté de présider le jury de ce mémoire.
- Mme BOUZID Leyla pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Les responsables des laboratoires de mécanique des sols et de recherche de l'UMMTO : Mme BOUAZZOUNI Fatima, Mr KHELIFA Sid Ali et Mr LACHEBI Kamel pour leur soutien, leur disponibilité et surtout leur confiance.

Enfin, il est impossible de citer tous les noms, sans commettre d'oubli, la liste est longue et l'espace est restreint, alors j'exprime toute ma gratitude envers mes amis et tous ceux qui ont contribué, d'une façon ou d'une autre, à l'aboutissement du présent ouvrage.

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de mon cursus, qui n'ont pas cessé de me soutenir et me donner le meilleur d'eux même tout au long de mes études,*

*A ma très cher sœur Kenza, Pour son soutien moral durant tout mon parcours et ses conseils tout au long de mes études,*

*A mon frère Mounir, son soutien inconditionnel et son encouragement qui m'ont toujours motivé, merci d'avoir cru en moi,*

*A ma très chère grand-mère AZOUZOU je te remercie pour ta sagesse et ton amour, qui ont été mes plus grandes sources d'inspiration*

*Merci d'être un pilier dans ma vie,*

*A la fin je dédie ce travail à tous mes amis et ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Katia*

## SOMMAIRE

Remerciement	
Dédicace	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des abréviation et symboles	
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
<b>CHAPITRE I : Caractéristiques des chaussées souples</b>	
I.1.	
Introduction.....	3
I.2. Définition d'une chaussée.....	3
I.3. Les différentes structures de chaussées.....	3
I.3.1. Les chaussées souples.....	3
I.3.2. Chaussées bitumineuses épaisses.....	4
I.3.3. Les chaussées semi- rigides.....	4
I.3.4. Les chaussées rigides.....	4
I.3.5. Les chaussées mixtes.....	5
I.3.6. Chaussées à structure inverse.....	5
I.3.7. Chaussées en béton de ciment.....	6
I.4. Les différentes couches des chaussées souples.....	6
I.4.1. La couche de fondation.....	7
I.4.2. La couche de base.....	7
I.4.3. La couche de surface.....	7
I.5. Comportement d'une chaussée souple.....	8
I.6. Les matériaux utilisés dans la construction des chaussées.....	8
I.6.1. Les matériaux durs à granulométrie serrées.....	8
I.6.2. Les matériaux à éléments fins.....	8
I.6.3. Liants hydrocarbonés : bitume et goudron.....	9
I.6.4. La mise en œuvre des couches de chaussées.....	9
I.6.4.1. La mise en œuvre des couches de chaussées souples.....	9
I.6.4.2. La mise en œuvre des couches de chaussées rigides.....	10
I.6.5. Emploi dans les chaussées de matériaux synthétiques.....	11

I.7. Principe de dimensionnement d'une chaussée ou d'un élargissement.....	11
I.8. Comportement des chaussées.....	13
I.8.1. Principaux modes de dégradation des couches traitées aux liants hydrocarbonés.....	13
I.9. Sollicitations dans la chaussée.....	13
I.10. Résistance mécanique des chaussées.....	15
I.11.	
Conclusion.....	15

## **CHAPITRE II : Constitution d'une couche de forme**

II.1. Introduction.....	16
II.2. Définition et rôle de la couche de forme.....	16
II.2.1. Objectifs de la Couche de Forme.....	17
II.2.1.1. Répartition des charges.....	18
II.2.1.2. Drainage et protection contre le gel.....	18
II.3. Composition et Granulats utilisés pour la couche de forme.....	18
II.3.1. Types de Granulats.....	19
II.3.2. Caractéristiques Techniques.....	20
II.4. Epaisseur de la couche de forme.....	20
II.4.1. Critères de détermination.....	21
II.4.2. Épaisseur Typique.....	21
II.5. Conclusion.....	21

## **CHAPITRE III : Stabilisation des sols**

III.1. Introduction.....	22
III.2. Définition de la stabilisation des sols.....	22
III.3. Principaux objectifs de la stabilisation .....	22
III.4. Techniques de stabilisations .....	22
III.4.1. La stabilisation mécanique.....	23
III.4.1.1. Le compactage.....	23
III.4.1.2. Les modes de compactage.....	23
III.4.1.2.1. Compactage de surface.....	23
III.4.1.2.2. Compactage dynamique.....	24
III.4.1.2.3. Vibrocompactage.....	24
III.4.2. La stabilisation thermique.....	25
III.4.3. La stabilisation hydraulique.....	25
III.4.3.1. Drainage.....	25
III.4.4. La stabilisation chimique.....	26
III.4.4.1. Utilisation de la chaux.....	26
III.4.4.2. Utilisation de ciment.....	27
III.4.4.2.1. Types de ciment.....	28
III.4.4.2.2. Réaction chimique entre le ciment et l'argile.....	28

III4.4.2.2.1. Réaction d'hydratation.....	28
III4.4.2.2.1.1. Prise et durcissement du ciment.....	19
III4.4.2.2.1.2. Formation du gel et Renforcement du sol.....	30
III4.4.2.2.1.3. Réduction de la plasticité .....	30
III4.4.3. Paramètres influençant les réactions d'hydratation.....	30
III4.4.4. Traitement mixte (chaux et ciment) .....	31
III5. Conclusion.....	31

## **CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux**

IV.1. Introduction.....	33
IV.2. Identification des matériaux.....	33
IV.2.1. Sol.....	33
IV.2.1.1. L'argile.....	33
IV.2.1.2. Gravier.....	34
IV.2.2. Les ajouts.....	34
IV.2.2.1. Le ciment.....	34
IV.3. Programme des essais au laboratoire.....	35
IV.3.1. Essais d'identifications pour l'argile.....	35
IV.3.1.1. La teneur en eau (NF P 94-049-1) .....	35
IV.3.1.2. La masse volumique des particules solides des sols (NF P 94-054) .....	36
IV.3.1.3. Densité.....	38
IV.3.1.4. Indice des vides.....	38
IV.3.1.5. Limite d'Atterberg (NF P 94-051) .....	38
IV.3.1.6. Essai au bleu de méthylène (NF P 94-068) .....	42
IV.3.1.7. Analyse granulométrique par sédimentation.....	44
IV.3.2. Essais d'identifications pour gravier.....	46
IV.3.2.1. Analyse granulométrique (NF P 94-057) .....	46
IV.3.2.2. La teneur en eau (NF P 94-049-1) .....	47
IV.3.2.3. L'indice des vides.....	47
IV.3.2.4. Masse volumique sèche par pesée hydrostatique.....	47
IV.3.2.5. Détermination de la masse volumique des particules solides des sols (NF P 94-054) .....	49
IV.4. Conclusion.....	50

## **CHAPITRE V : Compactage et portance des sols**

V.1. Introduction.....	51
V.2. Essai de compactage.....	51
V.2.1. Définition de compactage.....	51
V.2.2. Objectif du compactage.....	51
V.3. Facteurs influençant le compactage.....	51
V.3.1. Energie de compactage.....	52
V.3.2. Teneur en eau.....	52
V.3.3. Nature du sol.....	53
V.4. Les essais de compactage au laboratoire.....	53
V.4.1. Essai Proctor normal (NF P 94-093) .....	53

V.4.2. Essai Proctor modifié (NF P 94-093) .....	54
V.3. Essai de portance CBR (California Bearing Ratio) (NF P 94-078) .....	59
V.3.1. Définition.....	59
V.3.2. But de l'essai.....	60
V.3.3. Principe de l'essai.....	60
V.3.4. Appareillage.....	62
V.3.5. Mode opératoire (NF P 94-078) .....	62
V.4. Résistance à la compression et à la traction.....	94
V.4.1. Compression.....	94
V.4.2. Traction.....	102
V.5. Conclusion.....	109

## **CHAPITRE VI: Interprétation des résultats**

VI1. Introduction.....	110
VI2. L'essai de compactage.....	110
VI3. L'essai de portance CBR.....	110
VI4. Résistance à la compression et à la traction.....	116
VI4.1. La compression.....	116
VI4.2. La traction.....	117
VI5. Conclusion.....	119

<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>120</b>
---------------------------------	------------

## LISTES DES FIGURES

Figure I.1. Structure d'une chaussée souple.....	3
Figure I.2. Structure d'une chaussée épaisse.....	4
Figure I.3. Structure type d'une chaussée semi-rigide.....	4
Figure I.4. Structure type d'une chaussée rigide.....	5
Figure I.5. Structure d'une chaussée mixte.....	5
Figure I.6. Structure d'une chaussée inverse.....	5
Figure I.7. Structure d'une chaussée en béton de ciment.....	6
Figure I.8. Les étapes de la conception d'une chaussée.....	12
Figure I.9. Déformation longitudinale à la base d'une couche de chaussée : (a) Schéma du passage de la charge roulante et point de mesure (b) Déformation longitudinale résultante.....	14
Figure II.1. Structure d'une chaussée.....	16
Figure II.2. Coupe type chaussée (SETRA année).....	17
Figure II.3. Classifications des Granulats.....	19
Figure II.4. Caractéristique générales des chaussées (source).....	20
Figure III.1. Structure de sol avant et après compactage.....	23
Figure III.2. Densification d'un terrain par compactage dynamique (cas réel de l'aéroport de Nice 1978, France).....	24
Figure III.3. Vibrocompactage.....	25
Figure III.4. Drain filtre [Bell, 1978].....	26
Figure III.5. Processus de fabrication de ciment.....	27
Figure III.6. Les réactions d'hydratation.....	29
Figure III.7. Evolution de la réaction d'hydratation au cours du temps et transformation de la pâte du ciment.....	30
Figure IV.1. Le site de prélèvement.....	33
Figure IV.2. Dépôt des classes granulaire de l'université MOULOUD Mammeri de Tizi-Ouzou.....	34
Figure IV.3. Le ciment utilisé.....	35
Figure IV.4. L'échantillon humide dans des tares.....	36
Figure IV.5. L'échantillon sec après séchage dans l'étuve.....	36
Figure IV.6. Essai de pycnomètre.....	37
Figure IV.7. Appareillage d'usage courant.....	39
Figure IV.8. Détermination de la limite de liquidité.....	39
Figure IV.9. Variations de la teneur en eau en fonction de nombre de coup (argile seule).....	40
Figure IV.10. Détermination de la limite de plasticité.....	40

---

Figure IV.11. Diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert.1997) .....	41
Figure IV.12. Matériels utilisés.....	43
Figure IV.13. Les gouttes de bleu méthylène sur un papier filtré.....	44
Figure IV.14. L'analyse granulométrique par sédimentation.....	45
Figure IV.15. Les résultats des analyses granulométriques par sédimentation.....	45
Figure IV.16. Courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.....	46
Figure IV.17. Mode opératoire de la pesée hydrostatique.....	48
Figure IV.18. Mode opératoire de l'essai au pycnomètre.....	50
Figure V.1. Différence de porosité entre un sol compacté et un sol non compacté (DeJong-Hughes, 2001) .....	51
Figure V.2. Influence de l'énergie de compactage (Bekkouche et Benyelles, 2016) .....	52
Figure V.3. Influence de la teneur en eau sur le compactage. (Varlet, 1966) .....	52
Figure V.4. Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor. (Hadji, 2020) .....	53
Figure V.5. Schéma de principe de la répartition des coups de dame sur une couche.....	54
Figure V.6. Diagramme courbe Proctor.....	54
Figure V.7. Les images illustrant le déroulement de l'essai Proctor modifié (l'argile), (Laboratoire MDS de l'UMMTO) .....	56
Figure V.8. Les mélanges pour l'essai Proctor modifié (granulats), (Laboratoire MDS de l'UMMTO) .....	57
Figure V.9. Courbe Proctor (argile seule) .....	58
Figure V.10. Courbe Proctor de mélange idéal CTP.....	59
Figure V.11. Appareillage pour CBR immersion.....	61
Figure V.12. La machine de poinçonnement LoadTrac II (LGEA) .....	62
Figure V.13. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 1 jour (CBR immédiat) .....	64
Figure V.14. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 1 jour (CBR immédiat) .....	65
Figure V.15. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 1 jour (CBR immédiat) .....	65
Figure V.16. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 7 jour (CBR immédiat) .....	66
Figure V.17. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 7 jour (CBR immédiat) .....	66
Figure V.18. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 7 jour (CBR immédiat) .....	67
Figure V.19. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 14 jour (CBR immédiat) .....	67
Figure V.20. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 14 jour (CBR immédiat) .....	68
Figure V.21. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 14 jour (CBR immédiat) .....	68
Figure V.22. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 21 jour (CBR immédiat) .....	69
Figure V.23. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 21 jour (CBR immédiat) .....	69

---

Figure V.24. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 21 jour (CBR immédiat)	70
Figure V.25. Evolution des indices CBR immédiat en fonction de temps.....	71
Figure V.26. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 1 jour (CBR immersion)	72
Figure V.27. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 1 jour (CBR immersion)	72
Figure V.28. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 1 jour (CBR immersion)	73
Figure V.29. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 7 jour (CBR immersion)	73
Figure V.30. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 7 jour (CBR immersion)	74
Figure V.31. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 7 jour (CBR immersion)	74
Figure V.32. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 14 jour (CBR immersion)	75
Figure V.33. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 14 jour (CBR immersion)	75
Figure V.34. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 14 jour (CBR immersion)	76
Figure V.35. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 21 jour (CBR immersion)	76
Figure V.36. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 21 jour (CBR immersion)	77
Figure V.37. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 21 jour (CBR immersion)	77
Figure V.38. Evolution des indices CBR immersion en fonction de temps.....	78
Figure V.39. Courbe enfoncements-forces de mélange+2% ciment 1 jour (CBR immédiat)	79
Figure V.40. Courbe enfoncements-forces de mélange+4% ciment 1 jour (CBR immédiat)	80
Figure V.41. Courbe enfoncements-forces de mélange+6% ciment 1 jour (CBR immédiat)	80
Figure V.42. Courbe enfoncements-forces de mélange+2% ciment 7 jour (CBR immédiat)	81
Figure V.43. Courbe enfoncements-forces de mélange+4% ciment 7 jour (CBR immédiat)	81
Figure V.44. Courbe enfoncements-forces de mélange+6% ciment 7 jour (CBR immédiat)	82
Figure V.45. Courbe enfoncements-forces de mélange+2% ciment 14 jour (CBR immédiat)	82
Figure V.46. Courbe enfoncements-forces de mélange+4% ciment 14 jour (CBR immédiat)	83
Figure V.47. Courbe enfoncements-forces de mélange+6% ciment 14 jour (CBR immédiat)	83

Figure V.48. Courbe enfoncements-forces de mélange+2% ciment 21 jour (CBR immédiat)	84
Figure V.49. Courbe enfoncements-forces de mélange+4% ciment 21 jour (CBR immédiat)	84
Figure V.50. Courbe enfoncements-forces de mélange+6% ciment 21 jour (CBR immédiat)	85
Figure V.51. Evolution des indices CBR immédiat en fonction de temps.	86
Figure V.52. Courbe enfoncements-forces mélange+2% ciment 1 jour (CBR immersion)	87
Figure V.53. Courbe enfoncements-forces mélange+4% ciment 1 jour (CBR immersion)	87
Figure V.54. Courbe enfoncements-forces mélange+6% ciment 1 jour (CBR immersion)	88
Figure V.55. Courbe enfoncements-forces mélange+2% ciment 7 jour (CBR immersion)	88
Figure V.56. Courbe enfoncements-forces mélange+4% ciment 7 jour (CBR immersion)	89
Figure V.57. Courbe enfoncements-forces mélange+6% ciment 7 jour (CBR immersion)	89
Figure V.58. Courbe enfoncements-forces mélange+2% ciment 14 jour (CBR immersion)	90
Figure V.59. Courbe enfoncements-forces mélange+4% ciment 14 jour (CBR immersion)	90
Figure V.60. Courbe enfoncements-forces mélange+6% ciment 14 jour (CBR immersion)	91
Figure V.61. Courbe enfoncements-forces mélange+2% ciment 21 jour (CBR immersion)	91
Figure V.62. Courbe enfoncements-forces mélange+4% ciment 21 jour (CBR immersion)	92
Figure V.63. Courbe enfoncements-forces mélange+6% ciment 21 jour (CBR immersion)	92
Figure V.64. Evolution des indices CBR immersion en fonction de temps.	93
Figure V.65. Les étapes de l'essai de compression simple.	95
Figure V.66. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 2%ciment -1jour)	95
Figure V.67. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 4%ciment -1jour)	96
Figure V.68. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 6%ciment -1jour)	96
Figure V.69. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 2%ciment -7jours)	97
Figure V.70. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 4%ciment -7jours)	97
Figure V.71. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 6%ciment -7jours)	98
Figure V.72. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 2%ciment -14jours)	98

Figure V.73. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 4%ciment -14jours)	99
Figure V.74. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 6%ciment -14jours)	99
Figure V.75. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 2%ciment -21jours)	100
Figure V.76. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 4%ciment -21jours)	100
Figure V.77. Courbe d'essai de compression simple (éprouvette 6%ciment -21jours)	101
Figure V.78. Les étapes de l'essai de traction simple.....	102
Figure V.79. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 2%ciment -1jours)	103
Figure V.80. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 4%ciment -1jours)	103
Figure V.81. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 6%ciment -1jours)	104
Figure V.82. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 2%ciment -7jours)	104
Figure V.83. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 4%ciment -7jours)	105
Figure V.84. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 6%ciment -7jours)	105
Figure V.85. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 2%ciment -14jours)	106
Figure V.86. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 4%ciment -14jours)	106
Figure V.87. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 6%ciment -14jours)	107
Figure V.88. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 2%ciment -21jours)	107
Figure V.89. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 4%ciment -21jours)	108
Figure V.90. Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 6%ciment -21jours)	108
Figure VI91. Comparaison des indices CBR immédiat et CBR immersion des différents pourcentage d'ajout en fonction de temps.....	113
Figure VI92. Comparaison des indices CBR immédiat et CBR immersion des différents pourcentage d'ajout en fonction de temps.....	116

**LISTE DES TABLEAUX**

Tableau V.1. Modalités d'exécution des essais Proctor Normal et modifié (NF P 94-093)	55
Tableau V.2. Les résultats de l'essai Proctor d'argile.....	57
Tableau V.3. Résultats de l'essai Proctor mélange idéal selon le fuseau CTPP.....	59
Tableau V.4. Résultats des essais CBR immédiat.....	70
Tableau V.5. Résultats des essais CBR immersion.....	78
Tableau V.6. Résultats des essais CBR immédiat.....	85
Tableau V.7. Résultats des essais CBR immersion.....	93
Tableau V.8. Résistance à la compression des éprouvettes.....	101
Tableau V.9. Résistance à la traction des éprouvettes.....	109

## Liste des indices et notation

<b>Notation</b>	<b>Dénomination</b>
GNT	Graves non traitées
GRH	Graves recomposée humidifiée
VOC	Vocation de la voie
PFi	Classe de la plateforme visée à long terme
Mw	La masse de l'eau interstitielle
W	La teneur en eau
Mh	Masse de sol humide
Ms	Masse de sol sec
$\rho_d$	La masse volumique des particules solides
$\rho_w$	La masse volumique de l'eau
$\rho_s$	La masse volumique sèche
e	l'indice des vides
Wl	Limite de liquidité
Wp	Limite de plasticité
Ip	Indice de plasticité
Ic	Indice de consistance
VBS	Valeur de bleu de méthylène
CBR	California Bearing Ratio
Wnat	Teneur en eau naturelle
Wopn	Teneur en eau optimale
IPI	Indice portant immédiat
Rc	Résistance à la compression
Rt	Résistance à la traction

### Introduction générale

Une chaussée est essentiellement destinée à supporter les actions mécaniques des véhicules et à les reporter sur le terrain de fondation sous-jacent, sans que se produisent des déformations permanentes, ni dans ce terrain, ni dans la chaussée elle-même.

Les assises de chaussées constituent un élément important dans les structures routières, car d'une part, elles représentent une proportion très notable de l'épaisseur totale, et d'autre part elles contribuent appréciablement à l'absorption et à la répartition des contraintes créées par le trafic.

On rencontre souvent dans un projet des sols de caractéristiques variables. Afin d'améliorer et d'uniformiser la portance du sol, on est amené à interposer, entre le sol support et les couches de fondation et de base, une couche de transition (couche de forme) qui est constituée par des matériaux grenus roulés ou concassés que nous souhaitons substituer, pour des raisons économiques, par un sol traité au liant hydraulique remplissant le même fonctionnement mécanique.

L'objectif principal de ce mémoire est, d'évaluer l'effet de la stabilisation des matériaux utilisés dans la construction des couches d'assises (couche de forme) d'une chaussée souple par le ciment.

Après que les différents matériaux soient tamisés, les échantillons préparés sont ensuite soumis à des essais d'identification et des essais mécaniques, principalement : les essais de compactage avec le Proctor modifié et les essais de portance avant et après immersion à la presse C.B.R.

Les résultats obtenus sur les différents échantillons, sont comparés ensuite aux exigences des normes en vigueur pour validation.

Pour ce faire, on a reparti notre étude en six chapitres suivants :

Le chapitre 1 est consacré aux caractéristiques des chaussées souples

Le chapitre 2 est réservé aux chaussées, les matériaux utilisés dans la construction des chaussées, les structures des chaussées, résistance mécanique des chaussées, constitution des chaussées souples, etc.

Le chapitre 3 est réservé à la stabilisation des sols et la technique de traitement de la chaussée souple avec ajout de ciment.

Le chapitre 4 englobe la partie expérimentale de cette étude. Dans ce chapitre, sont présentés et identifiés les matériaux utilisés, ainsi que les différents essais réalisés pour la détermination de leurs caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques.

Le chapitre 5 présente une série d'essais mécaniques réalisée en laboratoire, à savoir, les essais de compactage au Proctor modifié et les essais de portance CBR avant et après immersion. Ces essais ont pour objectif d'évaluer l'aptitude des mélanges étudiés au compactage. Ainsi qu'une série d'essais mécaniques tels que les essais de compression simple et de traction.

Le chapitre 6 est un chapitre récapitulatif, contenant toutes les interprétations des résultats obtenus lors des différents essais réalisés dans ce travail.

Enfin, on termine cette étude par une conclusion générale, où on a synthétisé l'ensemble des résultats obtenus.

# CHAPITRE I : Caractéristiques des chaussées souples

---

## I.1. Introduction

Les premières véritables chaussées furent construites par les romains pour leurs voies impériales, avec un objectif essentiellement militaire. Les chaussées de cette époque étaient déjà constituées de plusieurs couches de matériaux, parfaitement codifiés, avec des grandes dalles en pierres posées sur un béton de chaux. De l'époque romaine à nos jours l'homme a toujours voulu construire des routes qui constituent un secteur stratégique pour le développement de son économie, de sa culture ou encore répondre aux besoins de l'armée. Depuis les années 50, avec les nouvelles conditions de trafic, notamment les poids lourds, les anciennes solutions de type empierrement se sont avérées insuffisantes, et l'ont été amené à généraliser l'emploi de matériaux agglomérés par un liant tant pour le corps de chaussée que pour la surface. Dans ce chapitre, sont présentées des généralités sur les chaussées modernes, voire, les différents matériaux utilisés, les principaux types, etc.

## I.2. Définition d'une chaussée

Une chaussée peut être définie, comme une structure plane, conçue et dimensionnée pour garantir l'écoulement du trafic, dans de bonnes conditions de sécurité et de confort.

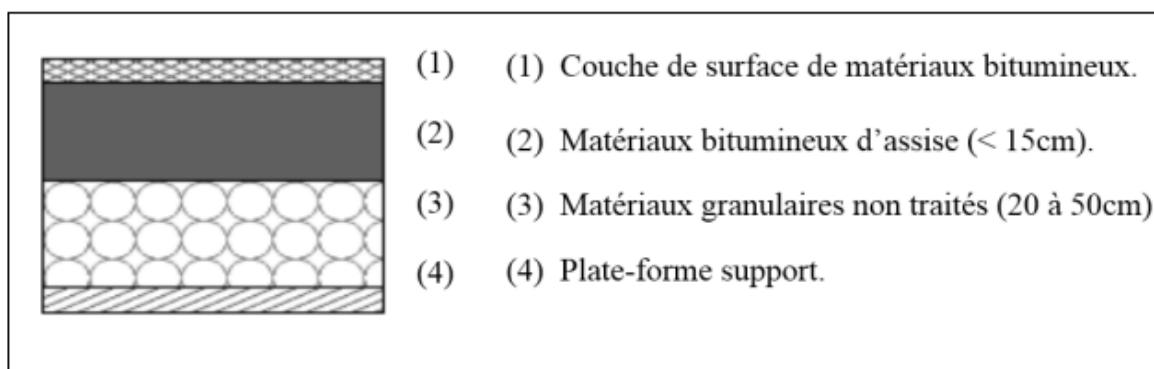
## I.3. Les différentes structures de chaussées

Selon le fonctionnement mécanique de la chaussée, on distingue généralement les trois différents types de structures suivants (Coquand, 1978),

- Chaussée souples,
- Chaussées semi-rigides,
- Chaussées rigides

### I.3.1. Les chaussées souples

C'est une structure de chaussée dans laquelle l'ensemble des couches liées qui la constituent, sont traitées aux liants hydrocarbonés. La couche de fondation et/ou la couche de base peuvent être constituées de grave non traitée.



**Figure I.1.** Structure d'une chaussée souple.

# CHAPITRE I : Caractéristiques des chaussées souples

## I.3.2. Chaussées bitumineuses épaisses

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, fait d'une ou deux couches (base et fondation). L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

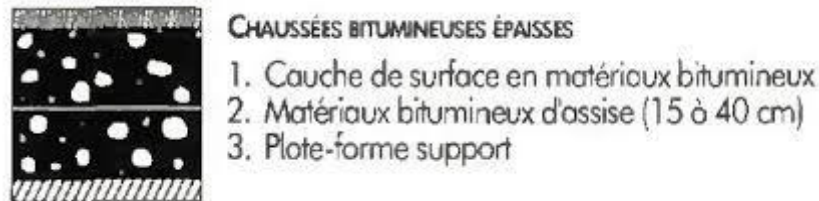


Figure I.2. Structure d'une chaussée bitumineuse épaisse.

## I.3.3. Les chaussées semi-rigides

Elles comportent une couche de surface bitumineuse reposant sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une couche (base) ou deux couches (base et fondation).

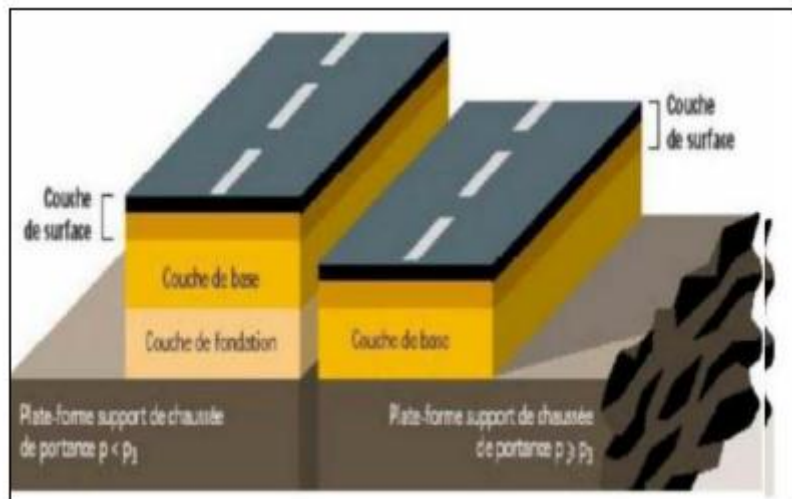
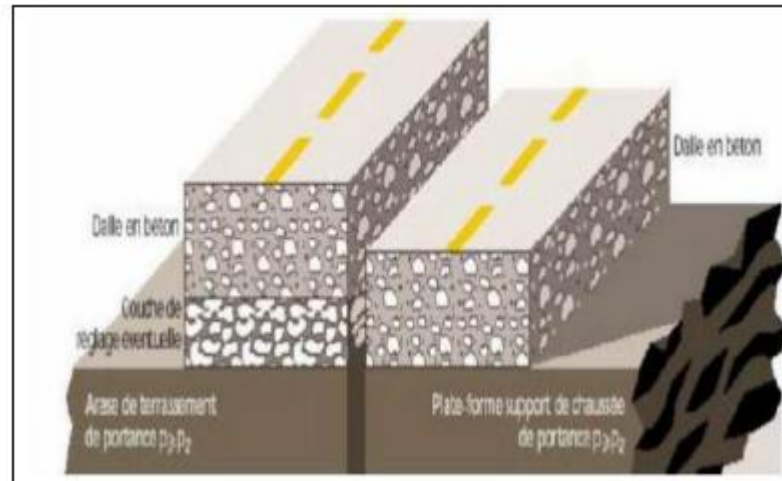


Figure I.3. Structure type d'une chaussée semi-rigide

## I.3.4. Les chaussées rigides

Une chaussée rigide est constituée d'un revêtement en béton de ciment pervibré ou fluide (Kelanemer et Hamadou, 2016). En règle générale, une chaussée en béton comporte, à partir du sol support, les couches suivantes

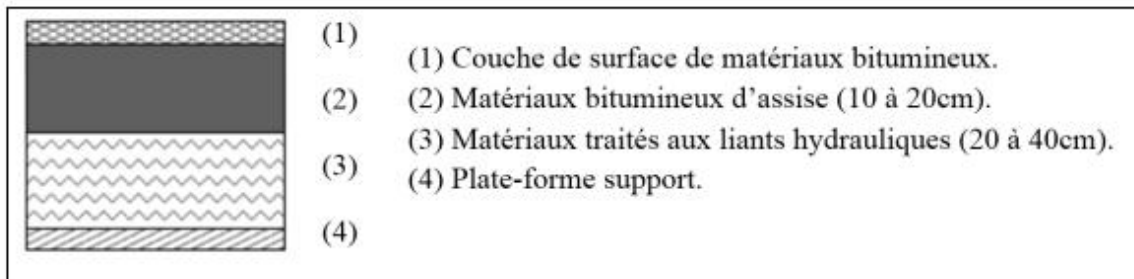
- Une couche de forme,
- Une couche de fondation,
- Une couche de roulement en béton de ciment.



**Figure I.4.** Structure type d'une chaussée rigide

### I.3.5. Les chaussées mixtes

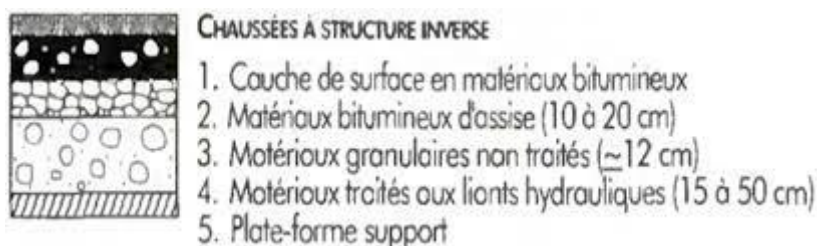
Composée de matériaux bitumineux pour la couche de surface et la couche de base, la chaussée à structure mixte repose sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. Cette dernière permet de diffuser les efforts et donc de les atténuer dans le sol support.



**Figure I.5.** Structure d'une chaussée mixte.

### I.3.6. Chaussées à structure inverse

Chaussées à structure inverse Ces structures sont formées de couches bitumineuses, d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur totale, sur une couche en grave non traitée (d'environ 12 cm) reposant elle-même sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm.



**Figure I.6.** Structure d'une chaussée inverse.

# CHAPITRE I : Caractéristiques des chaussées souples

## I.3.7. Chaussées en béton de ciment

Ces structures comportent une couche de béton de ciment de 20 à 28 cm d'épaisseur éventuellement recouverte d'une couche de roulement mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (qui peut être en matériaux traités aux liants hydrauliques, en béton de ciment, ou drainante non traitée), soit directement sur le support de chaussée avec, dans ce cas, interposition fréquente d'une couche bitumineuse. La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (béton armé continu), ou discontinue avec ou sans éléments de liaison aux joints.



Figure I.7. Structure d'une chaussée en béton de ciment.

## I.4. Les différentes couches des chaussées souples

Les chaussées sont constituées par des couches superposées des matériaux au sein desquels la répartition des charges se fait par des mécanismes classiques de distribution des contraintes dans le sol. Les couches supérieures sont plus résistantes et moins déformables que les couches inférieures. Une chaussée souple est constituée de trois couches principales : la couche de fondation, la couche de base et de surface. Les couches de base et de fondation constituent les assises de chaussées ou corps de chaussées éventuellement complétés par des sous couches :

- Une couche de forme est employée lorsque le terrain naturel présente des caractéristiques particulièrement médiocres et hétérogènes. Cette couche est réalisée par terrassement du terrain naturel. Lors de travaux, elle protège le sol support, contribue au nivellement permet la circulation des engins de chantier, de rendre plus homogènes les caractéristiques du sol terrassé et protège celui-ci de gel.
- Une sous couche de fondation qui peut être anti -contaminant qui empêche la contamination par les particules lors de compactage ou en service.
- Sous couche anticapillaire pour limiter la remontée capillaire en présence d'une nappe aquifère.
- Sous couche drainante qui assure le drainage.

# CHAPITRE I : Caractéristiques des chaussées souples

---

## I.4.1. La couche de fondation

La couche de fondation d'une chaussée souple est généralement composée de matériaux non traités (G.N.T.) de granulométrie continue (0/20 à 0/60) dont l'épaisseur minimale de mise en œuvre est 20 cm. L'utilisation d'une grave recomposée humidifiée (G.R.H.) est souvent souhaitable car elle présente le triple avantage d'avoir :

- une granularité bien contrôlée,
- une teneur en eau également bien suivie,
- une bonne cohésion assurant un meilleur comportement mécanique.

## I.4.2. La couche de base

Le rôle essentiel de la couche de base est d'assurer une portance et un uni convenables à la chaussée finie. Pour la réalisation de celle-ci, on dispose des techniques suivantes :

- a-** Graves non traitées ou graves reconstituées humidifiées
- b-** Grave émulsion : D'utilisation très limitée, la technique de la grave émulsion constitue une solution intermédiaire entre la grave naturelle (plus économique) et la grave bitume (plus performante).
- c-** Grave bitume et enrobés à module élevé : La grave bitume est le matériau le plus utilisé comme couche de base en raison de son insensibilité à l'eau et de sa faible perméabilité.

## I.4.3. La couche de surface

Les couches de surface (couche de liaison et couche de roulement) ont pour rôle :

- d'assurer l'étanchéité de la chaussée,
- de résister au vieillissement due aux agents atmosphériques et aux gradients thermiques,
- de résister au fluage, au poinçonnement et à l'agressivité des hydrocarbures,
- d'avoir une pente et une rugosité suffisantes pour minimiser la glissance,
- d'avoir un uni satisfaisant.

En général ces couches de surface sont réalisées en béton bitumineux, il est possible d'utiliser la technique de l'enduit superficiel mais cette technique présente plusieurs inconvénients à savoir :

- étanchéité insuffisante,
- vieillissement rapide,
- détérioration des hélices et du fuselage par projection de gravillons,
- usure rapide des pneumatiques. Après élimination des rejets et avant mise en circulation, la mise en œuvre d'un voile de scellement est nécessaire.

## **CHAPITRE I : Caractéristiques des chaussées souples**

---

### **I.5. Comportement d'une chaussée souple**

L'assise de cette chaussée est composée de matériaux granulaires à faible rigidité. Étant donné que la couverture bitumineuse est mince, les forces verticales causées par le trafic sont efficacement transmises au support avec une faible diffusion. Les fortes contraintes verticales entraînent la répétition des déformations.

Les matériaux plastiques provoquent des déformations permanentes à la surface de la chaussée.

À la base de la couverture bitumineuse, des efforts répétés de traction-flexion sont exercés.

Les couches supérieures lâchent lorsque le sol support ne peut plus réagir de manière égale à la charge appliquée, ce qui entraîne une rupture de l'équilibre.

Le terrain d'assise sera alors poinçonné.

### **I.6. Les matériaux utilisés dans la construction des chaussées**

Les chaussées sont constituées généralement, soit par des dalles en béton de ciment (chaussées rigides), soit par des matériaux pierreux, graveleux ou sableux, employés avec ou sans addition de produits noirs, ou de liants hydrauliques (chaussées souples ou semi-rigides).

#### **I.6.1. Les matériaux durs à granulométrie serrées**

Les matériaux pierreux, graveleux ou sableux employés pour la construction des routes sont classés en deux grandes catégories, qui sont très différentes dans leur principe d'emploi :

- Les matériaux avec une granulométrie serrée "ouverte", avec une prédominance de vides. En général, ils sont obtenus grâce au concassage de pierres dures dans les carrières. Ils servent de gravillons de revêtement de surface.

- Les matériaux qui ont une granulométrie étalée "pleine", qui peuvent être compactés et qui sont résistants par leur compacité et leur cohésion (sols et chaussées stabilisés, bétons bitumineux ou enrobés denses). Le plus souvent, ces matériaux sont issus de gisements de matériaux grenus naturels, qui peuvent être améliorés par concassage et triage. Ils peuvent également être issus de concassage de pierres de dureté moyenne. (Meziani, 2008).

#### **I.6.2. Les matériaux à éléments fins**

Les matériaux pierreux, graveleux ou sableux employés pour la construction des routes sont classés en deux grandes catégories, qui sont très différentes dans leur principe d'emploi :

- Les matériaux avec une granulométrie serrée "ouverte", avec une prédominance de vides. En général, ils sont obtenus grâce au concassage de pierres dures dans les carrières. Ils servent de gravillons de revêtement de surface.

- Les matériaux qui ont une granulométrie étalée "pleine", qui peuvent être compactés et qui sont résistants par leur compacité et leur cohésion (sols et chaussées stabilisés, bétons bitumineux ou enrobés denses). Le plus souvent, ces matériaux sont issus de gisements de matériaux grenus naturels, qui peuvent être améliorés par concassage et triage. Ils peuvent également être issus de concassage de pierres de dureté moyenne.

### I.6.3. Liants hydrocarbonés : bitume et goudron

Le bitume et le goudron sont utilisés très largement dans la construction des chaussées souples, en raison de leurs propriétés physiques qui les rendent spécialement propres à cet usage. Ces produits sont très visqueux aux températures ordinaires, mais soit par chauffage, soit par une préparation spéciale (émulsion), ils peuvent être employés sous forme fluide : ils redeviennent rapidement visqueux et présentent alors les propriétés essentielles telle que : la cohésive et l'adhésivité :

La cohésive est la propriété de se déformer sans arrachement ni fissuration interne, en donnant des films étanches et plastiques, par contre l'adhésivité, est la propriété de coller aux agrégats minéraux.

La cohésive se réfère à la capacité à se déformer sans rupture ni fissure interne, créant ainsi des films étanches et plastiques. En revanche, l'adhésivité se réfère à la capacité de se fixer aux agrégats minéraux.

### I.6.4. La mise en œuvre des couches de chaussées

#### I.6.4.1. La mise en œuvre des couches de chaussées souples

##### ➤ Fondations et couches de base

Les granulats mélangés, humidifiés, traités en centrale sont chargés sur un camion et transportés sur le site. Là, ils doivent être répandus au sol, en quantité convenable, de telle sorte qu'après compactage on ait :

- Une cote de surface finie conforme au projet ;
- Une épaisseur conforme au projet ;
- Une compacité supérieure au minimum spécifié au contrat.

Tout cela est obtenu par les opérations suivantes : répandage, compactage, fin réglage. Le répandage est effectué de plusieurs façons :

- Les camions, préalablement pesés, peuvent déverser leur chargement à même le sol, et une niveleuse vient ensuite étaler, répartir et faire un premier réglage ;
- Les camions peuvent déverser dans un engin qui répand une couche régulière.

Le serrage des granulats est ensuite obtenu par passages de compacteurs de plusieurs types, à pneus, vibrants, mixtes, etc.

Une fois compactée, la couche doit être réglée de façon à respecter la cote théorique et à offrir un profil sans flache ni bosse ; c'est l'opération de fin réglage, L'opération se fait en général à la niveleuse, soit en suivant une ligne de piquets, soit en utilisant une niveleuse ayant un équipement spécial :

- Le bord de lame a un palpeur qui se guide sur un fil ; la lame est automatiquement maintenue à la cote ;
- La lame a une pente pré réglée et asservie à un pendule très amorti. Avec ce dispositif on réalise un profil en travers, à la fois de pente convenable et de cote convenable.
-

### ➤ **Bétons bitumineux**

Les bétons bitumineux sont universellement répandus avec un finisseur équipé d'une poutre lisseuse flottante. Le finisseur est constitué par un châssis à chenilles comportant :

- Une trémie de réception des enrobés ;
- Un tapis à barrettes alimentant l'arrière ;
- Une vis hélicoïdale répartissant les enrobés en largeur. Le compactage est ensuite réalisé, comme pour les couches de base et de fondation, à l'aide de compacteurs de types variés.

### ➤ **Enduits superficiels**

Après balayage et nettoyage de la couche à revêtir, le liant est répandu avec une citerne mobile montée sur un camion et dotée d'un dispositif de pulvérisation permettant un dosage convenable. Le gravillon est ensuite répandu par des camions à bennes basculantes et munis d'un dispositif répartiteur (cylindre gaufré et bavettes de répartition) qui est asservi à la vitesse du camion et répand une nappe de gravillons sur le liant frais. Le camion circule en marche arrière pour pouvoir rouler sur les gravillons qu'il vient de répandre.

#### **I.6.4.2. La mise en œuvre des couches de chaussées rigides**

### ➤ **La mise en œuvre de béton**

Les chaussées en béton sont généralement réalisées par des machines à coffrage glissant. Toutefois pour de petits chantiers ou des sections particulières, le béton peut être mis en œuvre entre coffrages fixes, avec une machine roulant sur les coffrages ou manuellement, la vibration étant assurée à l'aide d'aiguilles vibrantes. Le principe des machines d'exécution est le suivant :

- La largeur de travail varie de 3 à 15 m,
- Le châssis principal est supporté par deux, trois ou quatre chenilles par l'intermédiaire de vérins,
- La machine est asservie en direction et nivellement,
- Le béton est moulé entre la couche de fondation, les coffrages latéraux et le coffrage supérieur,
- La répartition du béton est assurée par un chariot, ou par une double vis sans fin.

La mise en œuvre se fait par vibration à l'avant de la machine (pervibrateurs, tubes vibrants). La puissance de la vibration est réglée en fonction de la maniabilité du béton.

### ➤ **Mise en place des goujons**

Les transferts de charges entre dalles adjacentes seront assurés par la pose de goujons avant bétonnage pour les joints de retrait transversaux et par scellement dans le béton durci pour les joints de construction longitudinaux.

Les goujons sont disposés horizontalement au droit des joints, perpendiculairement à ceux-ci et à mi épaisseur des dalles. Les goujons en attente pour joints transversaux seront enduits d'un produit empêchant l'adhérence du béton et posés sur des paniers

## CHAPITRE I : Caractéristiques des chaussées souples

---

supports qui devront être fixés solidement au béton de fondation et conçus de manière telle qu'ils ne créent aucune liaison entre dalles séparées par le joint. Il s'agit généralement d'aciers de  $\varnothing 6$  mm sur lesquels les goujons sont fixés par ligatures.

### ➤ Pose des aciers

Les aciers ronds peuvent être posés soit sur des supports appelés distancier, soit être placés directement par la machine à coffrage glissant.

Il existe deux possibilités. Dans le cas de distancier, ceux-ci constituent eux-mêmes l'armature transversale. Sinon, on ajoute un acier transversal de couture des joints longitudinaux tous les mètres.

### I.6.5. Emploi dans les chaussées de matériaux synthétiques

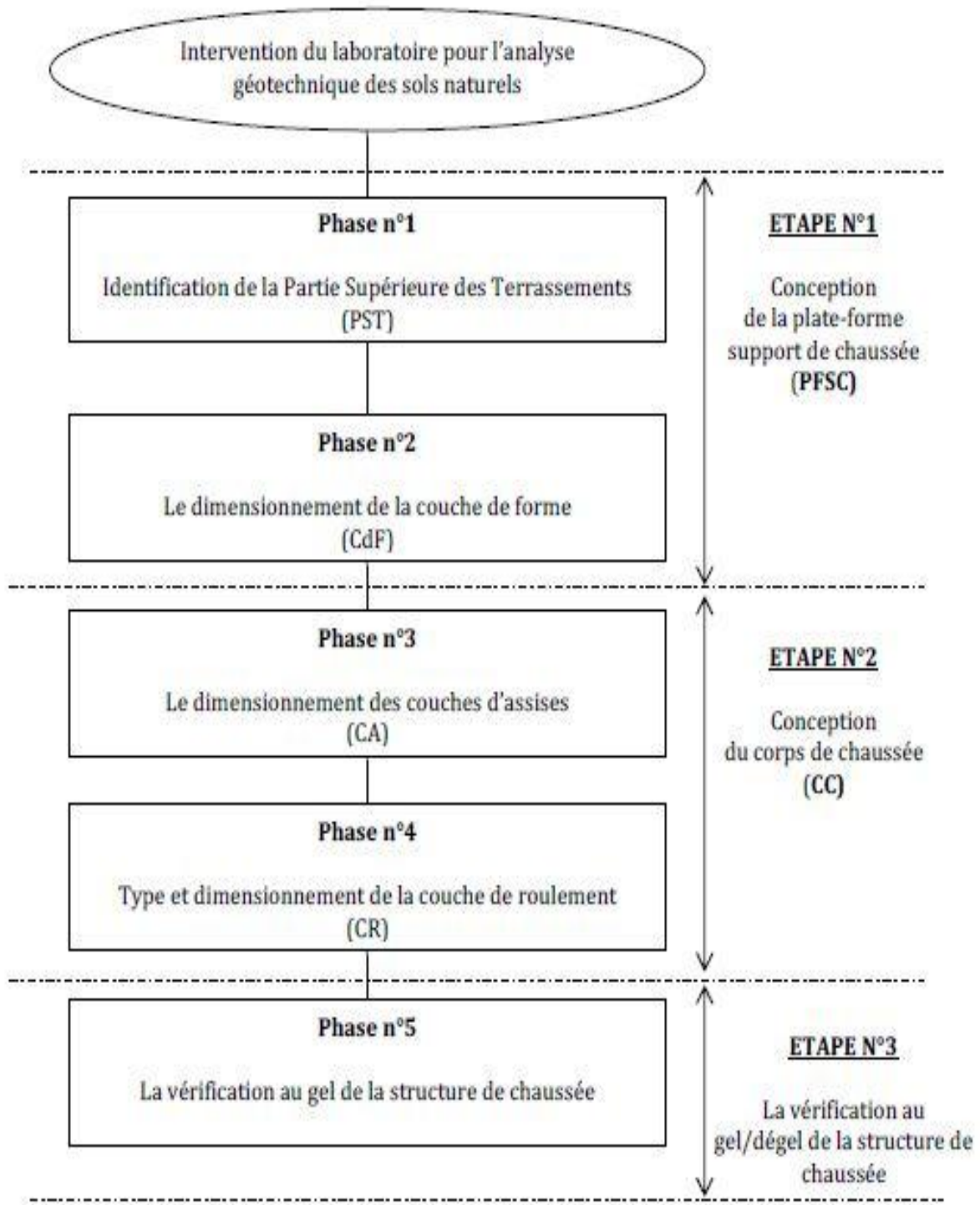
Les géotextiles, matériaux en fibres de polyesters, peuvent être tissés ou non tissés. Elles peuvent être soit perméables, soit imperméables (géo membranes), livrés en rouleaux pesant 100 à 400 g/m<sup>2</sup>, ils peuvent assurer dans les fondations de chaussées, des fonctions de renforcement (armatures), de séparation (anti-contaminants), de filtration et de drainage. Enfin, en vue d'obtenir en surface une rugosité exceptionnelle, on utilise des granulats artificiels présentant une haute résistance à l'abrasion (bauxite calcinée, céramique moulée, etc.).

### I.7. Principe de dimensionnement d'une chaussée ou d'un élargissement

Avant la conception de la chaussée, le laboratoire doit intervenir pour effectuer des sondages et des prélèvements de sols naturels en place, dans le but de les analyser et les classer suivant la norme NF P 11-300. La conception d'une chaussée neuve ou d'un élargissement comprend ensuite 3 grandes étapes :

- **Étape 1** : la conception de la plate-forme support de chaussée ;
- **Étape 2** : la conception du corps de chaussée ;
- **Étape 3** : la vérification au gel/dégel par calcul de la future structure de chaussée.

Le schéma suivant résume toutes les étapes de cette démarche.



**Figure I.8.** Les étapes de la conception d'une chaussée.

Pour dimensionner le corps de chaussée on tiendra compte de trois paramètres :

- la vocation de la voie (Voc),
- la classe de plate-forme visée à long terme (PFi),
- la classe de trafic poids lourds (PL) estimé (Ti),

## **CHAPITRE I : Caractéristiques des chaussées souples**

---

### **I.8. Comportement des chaussées**

#### **I.8.1. Principaux modes de dégradation des couches traitées aux liants hydrocarbonés**

Les matériaux bitumineux sont employés principalement dans les couches de surface et d'assise. Ils subissent l'action conjuguée du trafic routier (agression mécanique) et du climat (température, gel). Ainsi l'agression mécanique des charges roulantes provoque des écrasements et des flexions dans la structure routière.

❖ Leur répétition est à l'origine des phénomènes :

- d'orniérage (causé par les compressions successives des matériaux bitumineux, mais aussi par les déformations des couches éventuelles non liées) ;

- de fatigue par l'accumulation de micro-dégradations créées par les tractions transversales répétées qui peut entraîner la ruine du matériau ;

- de fissuration qui peut apparaître et se propager dans la chaussée.

❖ La température a deux effets mécaniques principaux outre le vieillissement du matériau :

- changement de la rigidité (module) du matériau dû au caractère thermo susceptible du mélange bitumineux et plus particulièrement du liant hydrocarboné ;

- création de contraintes et déformations au sein du matériau en raison des dilatations-contractions thermiques qui peut provoquer et faire se propager des fissures avec les cycles thermiques, surtout à basse température (les couches traitées aux liants hydrauliques sont sujettes quant à elles aux retraits thermique et de prise).

Dans ces conditions la caractérisation des matériaux bitumineux porte sur :

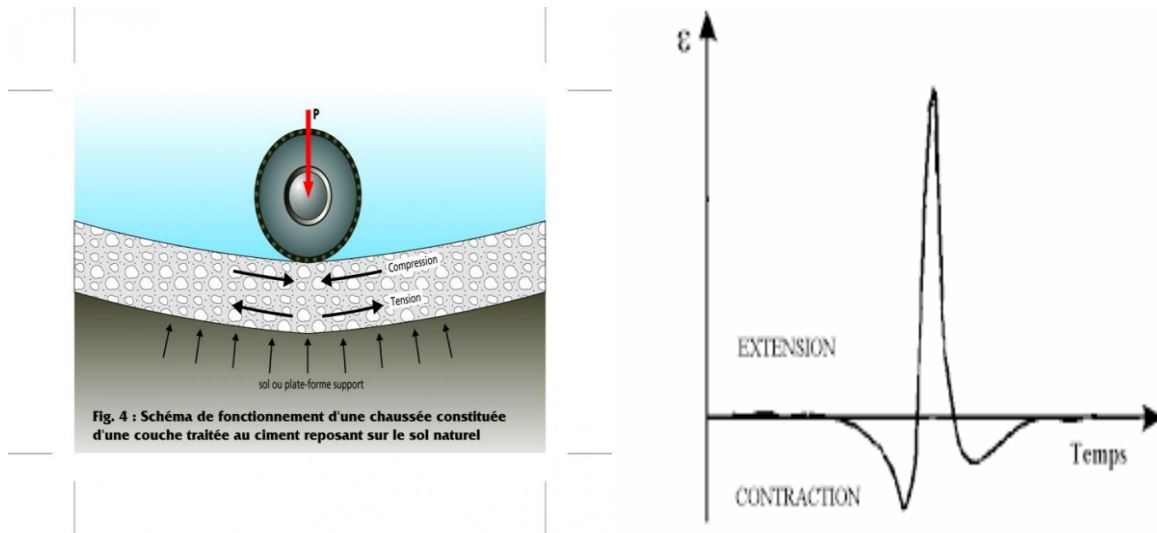
- la détermination du module de rigidité pour différentes conditions de température et de chargement ;

- la détermination de la résistance à la fatigue.

D'autres essais visent à déterminer les capacités de résistance du matériau à l'orniérage et aussi de caractériser la fissuration et sa propagation notamment à basse température.

### **I.9. Sollicitations dans la chaussée**

Le passage d'un véhicule engendre des contraintes normales et de cisaillement dans toutes les directions des couches de la chaussée. La couche d'assise constituée de matériau bitumineux subit essentiellement le phénomène de fatigue causé par les cycles de traction/compression dans la direction parallèle à l'axe de roulement. La figure I.9. Montre la déformation longitudinale à la base de la couche d'assise au passage d'une roue.



**Figure I.9.** Déformation longitudinale à la base d'une couche de chaussée : (a) Schéma du passage de la charge roulante et point de mesure (b) Déformation longitudinale résultante

A l'approche de la charge, le point de mesure est soumis à une contraction puis à une extension quand la charge en est suffisamment proche. De plus, les phases d'extension et de contraction sont fortement asymétriques et d'autant plus que la température est élevée.

A chaque passage de roue, la chaussée subit donc un chargement du même type : « contraction - extension - contraction ». C'est la répétition de ces sollicitations qui est à l'origine de la fatigue de la chaussée (à sa base et dans la direction longitudinale).

L'amplitude de la partie en extension du signal de sollicitation est environ trois à quatre fois plus grande que celle correspondant à la partie en contraction. En outre, la résistance de l'enrobé bitumineux en traction est beaucoup plus faible que sa résistance en compression. L'endommagement par fatigue se fait donc principalement dans la phase de traction de la flexion. La traction par flexion étant plus forte à la base de la chaussée (quand il s'agit des couches collées), l'amorce de la fissure doit se déclencher théoriquement à cet endroit.

La forme de ce signal et le nombre de paramètres qui la définissent (variation de température, de la charge, du trafic, de l'épaisseur des couches, de la portance du sol de fondation, des effets climatiques, ...) soulignent les difficultés de la reproduction du signal réel en laboratoire.

Le signal de la figure I.9. Peut être utilisé pour déterminer la fréquence de la sollicitation des essais de fatigue en laboratoire à partir de l'épaisseur de la couche sollicitée, la vitesse de la charge roulante et l'intervalle qui sépare les deux crêtes en contraction du signal.

## **CHAPITRE I : Caractéristiques des chaussées souples**

---

### **I.10. Résistance mécanique des chaussées**

Pour évaluer la résistance mécanique d'une chaussée, il est essentiel de connaître la circulation que la route devra supporter, y compris la valeur des charges les plus lourdes autorisées, ainsi que la fréquence des passages de chaque catégorie de véhicules. En particulier pour les véhicules lourds. Effectivement, la répétition de charges lourdes entraîne une aggravation significative des conditions de travail d'une chaussée. Il faudra également prendre en considération, si nécessaire, des circonstances exceptionnelles qui pourraient provoquer soit des chocs, soit des efforts horizontaux intenses. Différences, rotations de faible rayon, etc.). Il est nécessaire de définir de manière aussi précise que possible les caractéristiques du terrain sur lequel la chaussée devra être établie, ces caractéristiques qui déterminent « la portance » du sol, il est nécessaire de connaître les risques d'imbibition et de dessiccation auxquels il est exposé.

### **I.11. Conclusion**

En conclusion dans ce chapitre, on a revu les différentes chaussées, leur constitution, leur résistance ainsi que les éventuelles dégradations.

Le choix de la structure de chaussée doit être le résultat d'une analyse technico économique dans laquelle interviennent les objectifs de niveau de service retenus pour la chaussée ainsi que la stratégie d'investissement et d'entretien du maître d'ouvrage.

Dans le chapitre suivant on présentera la constitution et les caractéristiques d'une couche de forme dans les chaussées souples.

### **II.1. Introduction**

Dans un environnement commercial de plus en plus compétitif et dynamique, l'intégration des processus de développement et de marketing est cruciale pour garantir le succès des produits et services. Ce chapitre explore les différentes dimensions de cette intégration, son importance, et les meilleures pratiques à adopter pour aligner les équipes de développement et de marketing.

### **II.2. Compréhension des Besoins des Clients**

#### **II.2.1. Recherche et Analyse**

Il est primordial de réaliser des études de marché et des analyses de données clients pour identifier les attentes spécifiques. Cela peut inclure des enquêtes, des groupes de discussion ou l'analyse des tendances d'achat.

#### **II.2.2. Segmentation du Marché**

Segmenter le marché permet de cibler des groupes spécifiques de consommateurs. Cela aide à adapter les produits aux besoins particuliers de chaque segment, que ce soit en termes de fonctionnalités, de design ou de prix.

### **II.3. Flexibilité dans le Développement**

#### **II.3.1. Méthodologies Agiles**

L'adoption de méthodologies agiles permet aux équipes de développement d'être plus réactives. Les itérations rapides facilitent l'intégration des retours clients tout au long du processus de développement.

#### **II.3.2. Prototypage et Tests**

Le prototypage rapide et les tests auprès d'un échantillon de clients permettent d'obtenir des retours immédiats. Cela offre la possibilité de faire des ajustements avant le lancement officiel du produit.

### **II.4. Personnalisation**

#### **II.4.1. Offres Sur Mesure**

Proposer des options de personnalisation permet aux clients de choisir des caractéristiques qui répondent à leurs besoins spécifiques. Cela peut aller de la personnalisation des couleurs à des fonctionnalités techniques adaptées.

#### **II.4.2. Communication Ciblée**

Les stratégies marketing doivent mettre en avant les options de personnalisation, soulignant la capacité de l'entreprise à répondre aux besoins individuels des consommateurs.

### **II.5. Suivi et Amélioration Continue**

#### **II.5.1. Boucles de Feedback**

Instaurer des boucles de feedback après le lancement est essentiel. Les retours des utilisateurs permettent d'identifier rapidement les points à améliorer et de guider les évolutions futures du produit.

#### **II.5.2 Analyse des Performances**

Une analyse continue des performances du produit sur le marché aide à ajuster les stratégies d'adaptation. Cela peut inclure des mises à jour de produit ou des développements de nouvelles variantes.

### **II.6. Réaction aux Tendances du Marché**

#### **II.6.1. Veille Concurrentielle**

Surveiller la concurrence et les tendances du marché permet d'identifier les changements à anticiper. Adapter les produits en fonction des innovations concurrentes peut aider à maintenir une position compétitive.

#### **II.6.2 Innovations Technologiques**

Être à l'affût des nouvelles technologies et intégrer celles-ci dans les produits peut offrir un avantage significatif. L'innovation continue est souvent synonyme de succès sur le marché.

### **II.7. Nouveaux Modèles Économiques**

#### **II.7.1. Économie de Partage**

L'économie de partage repose sur l'utilisation collaborative des ressources. Des entreprises comme Airbnb et Uber illustrent ce modèle, où la communication se concentre sur la confiance et la communauté. Les campagnes mettent souvent en avant des témoignages d'utilisateurs pour établir la crédibilité.

#### **II.7.2 Modèle d'Abonnement**

De nombreuses entreprises adoptent des modèles d'abonnement (ex : Spotify, Netflix) qui garantissent un revenu récurrent. La stratégie de communication doit souligner la valeur continue, la commodité et l'accès exclusif à du contenu ou des services.

#### **II.7.3 Commerce Électronique Direct**

Les marques choisissent de vendre directement aux consommateurs (D2C), évitant ainsi les intermédiaires. Cela nécessite une communication axée sur la transparence, la relation directe et le dialogue avec le client, souvent par le biais des réseaux sociaux.

### **II.8. Adaptation de la Stratégie de Communication**

### II.8.1. Segmentation du Public

Une compréhension approfondie des différents segments de clients est essentielle. Les messages doivent être adaptés à chaque groupe pour résonner avec leurs besoins, préférences et comportements d'achat.

### II.8.2. Utilisation des Médias Sociaux

Les réseaux sociaux sont des canaux essentiels pour communiquer directement avec les consommateurs. Ils permettent un engagement en temps réel et offrent une plateforme pour partager des contenus authentiques et interactifs.

### II.8.3. Contenu Éducatif

Produire du contenu éducatif qui informe les clients sur les avantages des nouveaux modèles économiques peut aider à surmonter les résistances et à clarifier les bénéfices. Cela inclut des tutoriels, des articles de blog et des vidéos explicatives.

## II.9. Engagement et Fidélisation

### II.9.1. Interaction Personnalisée

L'utilisation des données clients pour personnaliser les communications renforce l'engagement. Les emails ciblés, les recommandations de produits et les offres spéciales peuvent améliorer l'expérience client.

### II.9.2. Programmes de Fidélité

Mettre en place des programmes de fidélité incite les clients à rester engagés. La communication autour de ces programmes doit mettre en avant les récompenses, la reconnaissance et les avantages exclusifs.

## II.10. Mesure de l'Efficacité

### II.10.1. Analyse des Données

Suivre les performances des campagnes de communication permet d'évaluer leur efficacité. Les indicateurs de performance clés (KPIs) doivent être définis pour mesurer l'engagement, la portée et la conversion.

### II.10.2. Ajustements Stratégiques

Être capable de s'adapter rapidement en fonction des résultats obtenus est essentiel. Cela nécessite une culture d'expérimentation et de réactivité au sein de l'entreprise.

## II.11. Conclusion

L'intégration du développement dans la stratégie marketing est un processus essentiel pour le succès des produits. En alignant les objectifs, en favorisant la communication et en utilisant

## **CHAPITRE II : L'intégration Du Développement Dans La Stratégie Marketing**

---

les données de manière stratégique, les entreprises peuvent non seulement répondre aux attentes des clients, mais aussi anticiper les tendances du marché. Cette synergie est un atout majeur dans un paysage commercial en constante évolution, permettant aux entreprises de rester compétitives et pertinentes.

## **CHAPITRE III : Stabilisation des sols**

---

### **III.1. Introduction**

La stabilisation des sols est un processus visant à renforcer les sols pour améliorer leur résistance et leur durabilité. On a pu envisager l'application de la stabilisation à la réalisation de pistes, de routes, pistes d'envol pour avion etc....

Le problème que pose l'utilisation traditionnelle de la terre, est donc un problème de durabilité. C'est ce qui explique en grande partie l'abandon de ce matériau primitif malgré son excellent avantage de d'isolation thermique. Alors le recours à la stabilisation pour améliorer les caractéristiques de la terre est le moyen qui attire l'attention des spécialistes.

### **III.2. Définition de la stabilisation des sols**

On appelle stabilisation des sols, l'ensemble des procédés permettant d'améliorer leurs caractéristiques. (LEONARDS.G.A, 1967).

### **III.3. Principaux objectifs de la stabilisation**

La stabilisation répond à un certains nombres d'objectifs qui sont :

- Réduire le volume des vides entre les particules solides (porosité).
- Colmater les vides qui ne peuvent pas être supprimé (perméabilité).
- Créer des liens ou améliorer lais liaisons existantes entre les particules (résistance mécaniques).

Ces trois objectifs permettent d'améliorer les caractéristiques du matériau et de :

- Obtenir de meilleures caractéristiques mécaniques : augmenter la résistance à la compression simple à l'état sec, à l'état humide et la résistance à la traction et au cisaillement ;
- Obtenir une meilleure cohésion ;
- Réduire la porosité et les variations de volume : gonflement-retrait à l'eau ;
- Améliorer la résistance à l'érosion du vent et de la pluie : réduire l'abrasion de surface et imperméabiliser ;
- Réduire sa sensibilité à l'eau : gonflement et retrait. Il est entendu que les améliorations obtenues doivent avoir un caractère irréversible.

### **III.4. Techniques de stabilisations**

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

- La stabilisation mécanique ;
- La stabilisation thermique ;
- La stabilisation hydraulique ;

## CHAPITRE III : Stabilisation des sols

- La stabilisation chimique.

### III.4.1. La stabilisation mécanique

#### III.4.1.1. Le compactage

Le compactage est, une étape importante de la stabilisation. Un simple compactage permet, de réduire la porosité du sol, en expulsant l'air emprisonné. Les caractéristiques optimales de compactage du sol sont, déterminées par l'essai Proctor (normal ou modifié). Les caractéristiques mesurées, c'est-à-dire la teneur en eau optimale, permettant l'obtention de la densité sèche du sol, la plus élevée sont utilisées lors des études de la stabilisation et aussi lors de la réalisation sur le chantier. (BEKKOUCHE A, AissaMAMOUNE, et DJEDID, 2002).

Les objectifs du compactage sont :

1. Limiter ou supprimer les vides (rapprochement des grains en modifiant leur arrangement) (Figure III.1) ;
2. Diminue la perméabilité du sol compacté ;
3. Améliorer les caractéristiques mécaniques du sol.

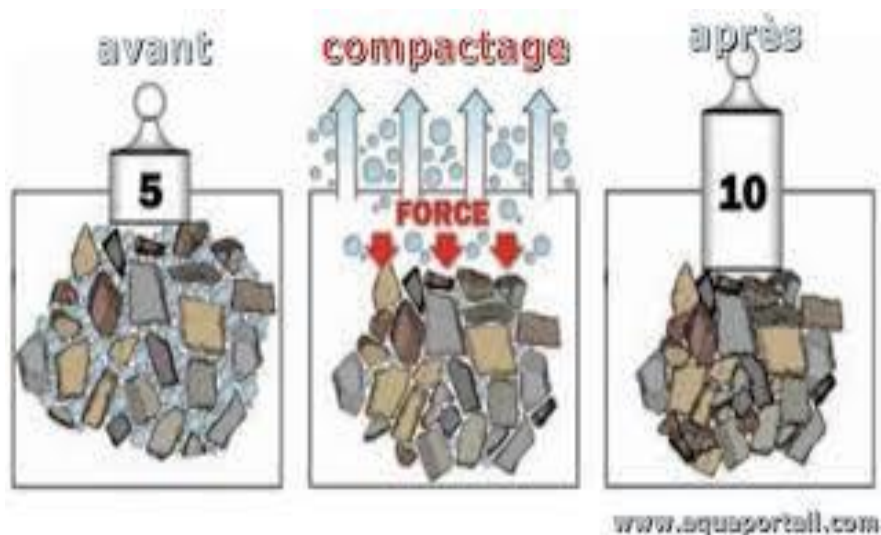


Figure III.1. Structure de sol avant et après compactage.

#### III.4.1.2. Les modes de compactage

Les modes de compactage sont nombreux, les plus importants peuvent être dynamique, statique et par vibration.

##### III.4.1.2.1. Compactage de surface

En général, le compactage de surface est employé jusqu'à une profondeur maximale d'environ 3 mètres. Ce procédé peut être réalisé sur des sols creusés ou des remblais disposés en couches minces. Les vibrations ont la capacité de générer une densification supplémentaire

## CHAPITRE III : Stabilisation des sols

---

dans les sols affichant une solidarité. Le compactage résulte d'une augmentation de la densité du sol, ce qui est dû à une meilleure disposition des grains et à l'élimination des espaces vides. Selon des études expérimentales, il a été démontré que le compactage adéquat des sols effectué sur des remblais ne provoquera pas de tassement ou très faible tassement. Il est donc nécessaire de trouver un optimum de compactage, c'est ce que le laboratoire cherche à établir.

### III.4.1.2.2. Compactage dynamique

Il est possible d'utiliser le compactage de surface jusqu'à une profondeur maximale de 3m. En plus de cette profondeur, il existe un autre type de compactage appelé compactage dynamique profond. Il s'agit d'une méthode qui implique de pilonner le sol en surface en utilisant une dame en chute libre d'une hauteur de 10 à 30 mètres, avec une masse de 10 à 35 tonnes. Chaque impact transmet une énergie qui pénètre dans le sol et provoque une déformation. Après quelques jours ou semaines, une réorganisation se produit qui conduit à une amélioration des caractéristiques de portance.



**Figure III.2.** Densification d'un terrain par compactage dynamique (cas réel de l'aéroport de Nice 1978, France).

### III.4.1.2.3. Vibrocompactage

Le Vibrocompactage, également appelé compactage par résonance vibratoire, implique la vibration de profilés spécialement conçus à l'aide de vibreurs verticaux à fréquence variable, installés et correctement fixés à la tête du profilé (Figure II.6). L'énergie vibratoire est transmise sur toute la longueur du profilé, ce qui entraîne le compactage du sol en place, sans avoir besoin d'un matériau de remplacement. Le fonctionnement optimal de ce type de compactage se produit dans des sols sableux saturés, où les vibrations créent des pressions interstitielles. La mobilité des particules de sable s'accroît, ce qui facilite leur réorganisation.

## CHAPITRE III : Stabilisation des sols

---

Il est important de signaler que les nuisances vibratoires liées à l'utilisation des compacteurs vibrants doivent être prises en considération par les concepteurs d'infrastructures. (GADOURI Hamid, 2017).

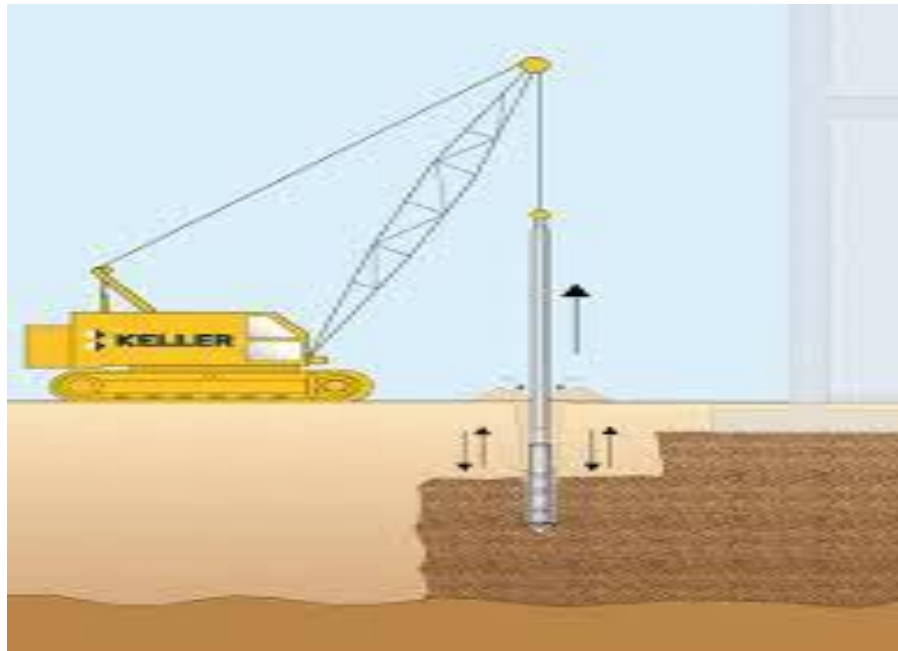


Figure III.3. Vibrocompactage

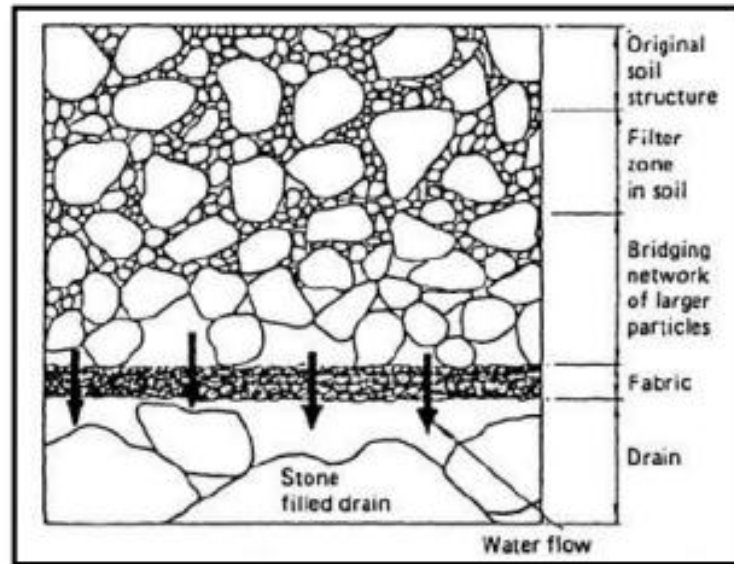
### III.4.2. La stabilisation thermique

La stabilisation thermique est un processus qui consiste à appliquer de la chaleur à un matériau, comme un sol ou un matériau granulaire, pour améliorer ses propriétés physiques. Ce procédé est utilisé dans la construction pour renforcer les sols en chauffant le matériau à des températures contrôlées. La chaleur peut augmenter la densité, réduire la teneur en eau, durcir les particules et améliorer la cohésion, renforçant ainsi le matériau et augmentant sa résistance, sa stabilité et sa résistance à la déformation. (BOUTOUCHE Silyouna,2017).

### III.4.3. La stabilisation hydraulique

#### III.4.3.1. Drainage

Le drainage est la technique la plus simple, c'est une méthode classique et ancienne, les systèmes de drainage sont fabriqués de filtres d'agrégats poreux pour collecter l'eau et ensuite la drainer ailleurs. Les drains doivent être capables de drainer toute l'eau qui s'y infiltre sans provoquer une accumulation excessive de la charge (Figure II.8) Les drains doivent être aussi conçus pour prévenir la migration des fines des sols adjacents et par la suite colmater les vides. Il est donc désirable de réduire la perte de charge due au flux à travers le filtre à une valeur basse compatible avec la granulométrie dictée. Le drain filtre d'agrégats peut être conçu par une couche d'agrégat fin gradué pour filtrer et d'une couche d'agrégat grossier à forte perméabilité pour drainer l'eau.



**Figure III.4.** Drain filtre [Bell, 1978].

### III.4.4. La stabilisation chimique

Son mécanisme repose sur l'emploi de substances chimiques, de solutions salines ou de liants pour accroître la concentration ionique de l'eau libre et diminuer les échanges indésirables.

Il existe deux catégories de liants :

- Les substances organiques (goudrons, bitume, résine naturelle, polymère, ...)
- Les installations hydrauliques (ciment, chaux, cendres volantes, pouzzolane)

Dans le cadre de notre recherche, nous nous pencherons sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques d'un matériau utilisé pour créer une couche de forme et une chaussée souple. Cette amélioration sera réalisée en ajoutant de ciment.

#### III.4.4.1. Utilisation de la chaux

La chaux est utilisée depuis longtemps et est obtenue en faisant bouillir du calcaire ( $\text{CO}_3\text{Ca}$ ) à une température environ  $900^\circ\text{C}$ .

En effet, certaines études ont montré que les propriétés mécaniques des sols traités à la chaux peuvent être modifiées de manière permanente, et cette technologie le permet :

- D'éviter des volumes de terrassement importants dans le cas de substitution des sols médiocres.
- De donner aux sols argileux d'une manière assez rapide une bonne consistance pour des dosages compris entre 1% et 2%. Ceci montre aussi l'intérêt économique de ce procédé.
- De modifier les propriétés du sol.

## CHAPITRE III : Stabilisation des sols

---

Il existe différents types de chaux :

- Chaux vive
- Chaux éteinte
- Le lait de chaux

### III.4.4.2. Utilisation de ciment

Le ciment est une substance en poudre qui, lorsqu'elle est mélangée avec de l'eau ou une solution saline, se transforme en une pâte homogène et plastique, capable de solidifier et de lier diverses substances. Il s'agit généralement de ciment Portland, qui est un mélange de clinker (un produit intermédiaire de la fabrication du ciment), de gypse, et d'ajouts éventuels. En géotechnique, le ciment est un matériau largement utilisé pour améliorer les caractéristiques du sol, notamment sa résistance, sa durabilité et sa capacité portante. Son application permet de traiter les sols faibles ou instables, de consolider les fondations ou de stabiliser les pentes.



**Figure III.5.** Processus de fabrication de ciment

Dans le domaine géotechnique, le ciment est souvent utilisé pour renforcer les sols afin d'améliorer leur capacité portante. Par exemple, dans la construction de fondations, on peut mélanger du ciment avec un sol argileux pour augmenter sa résistance et sa capacité de support. De même, dans la construction de routes, le ciment est souvent utilisé pour stabiliser les sols meubles, améliorer leur cohésion et réduire leur compressibilité, ce qui permet d'obtenir une surface plus solide et durable. Enfin, le ciment est également utilisé pour la construction de remblais, où il est mélangé avec des sols pour renforcer leur structure et augmenter leur capacité de charge.

#### **Autre utilisation du ciment :**

**a) - Amélioration de la résistance :** L'utilisation du ciment permet d'améliorer la résistance des sols, ce qui renforce leur capacité à supporter des charges. Cette propriété est essentielle

## CHAPITRE III : Stabilisation des sols

---

dans les projets de construction, car elle assure la stabilité des structures en exigeant des sols résistants.

**b) - Réduction de la plasticité :** En ajoutant du ciment, il est possible de réduire la plasticité des sols argileux, ce qui présente des bénéfices notables pour la construction de fondations. Cette réduction de la plasticité permet de diminuer la susceptibilité du sol à des déformations excessives.

**c) - Réaction chimique :** Quand le ciment est mélangé au sol, il se produit une réaction chimique qui entraîne la formation de liaisons hydratées, ce qui renforce la structure des sols. Cette réaction chimique est couramment désignée sous le terme d'hydratation et elle participe à la création d'une matrice plus rigide.

**d) - Application dans les techniques de traitement in situ :** Le ciment est couramment utilisé dans les techniques de traitement in situ, comme l'injection de coulis de ciment, l'ajout de ciment au sol en place ou la création de colonnes ballastées, afin de renforcer les sols et assurer la stabilité des fondations. Le béton est un matériau de construction largement utilisé dans les ouvrages de génie civil tels que les ponts, les barrages, les tunnels, les routes et les bâtiments. Sa fabrication repose principalement sur l'utilisation du ciment.

### III.4.4.2.1. Types de ciment

La norme NF- EN 197-1 subdivise le ciment en cinq type en fonction de leur composition à savoir :

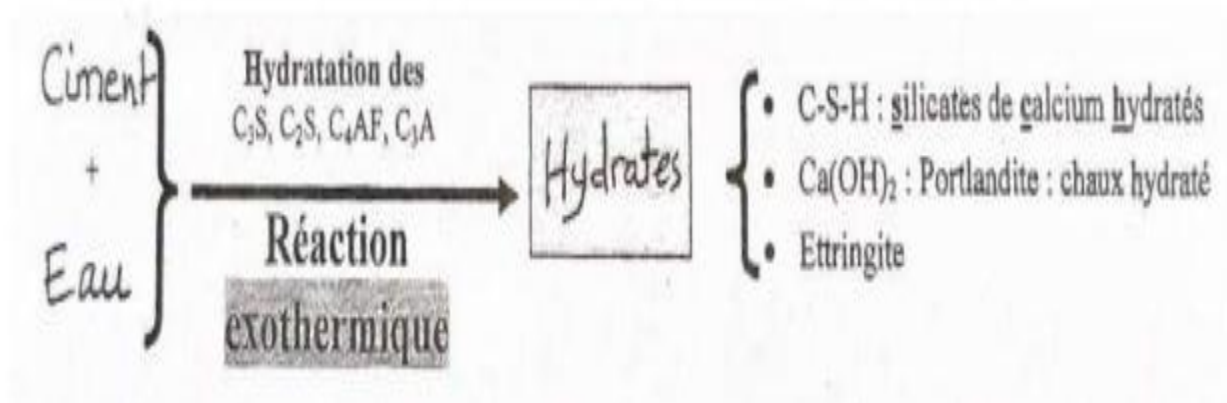
- Le ciment Portland (CEM I) ;
- Le ciment Portland composé (CEM II) ;
- Le ciment de haut-fourneau (CEM III) ;
- Le ciment pouzzolanique (CEM IV) ;
- Et le ciment composé (CEM V).

### III.4.4.2.2. Réaction chimique entre le ciment et l'argile

La stabilisation des sols implique principalement l'hydratation du ciment dans la réaction chimique entre le ciment et l'argile. Le processus d'hydratation du ciment est une réaction complexe où les composantes du ciment réagissent avec l'eau pour former des composés hydratés, ce qui renforce le sol. Cependant, il est important de noter que la réaction peut différer selon le type de ciment utilisé et les conditions du sol.

#### III.4.4.2.2.1. Réaction d'hydratation

Au contact de la poudre de ciment à l'eau les réactions d'hydratation se développent. Il se produit alors une cristallisation qui aboutit à un nouveau système de constituants hydratés stables sont donc la formation d cristaux en aiguilles plus au moins enchevêtrées produisant ainsi la prise.



**Figure III.6.** Les réactions d'hydratation

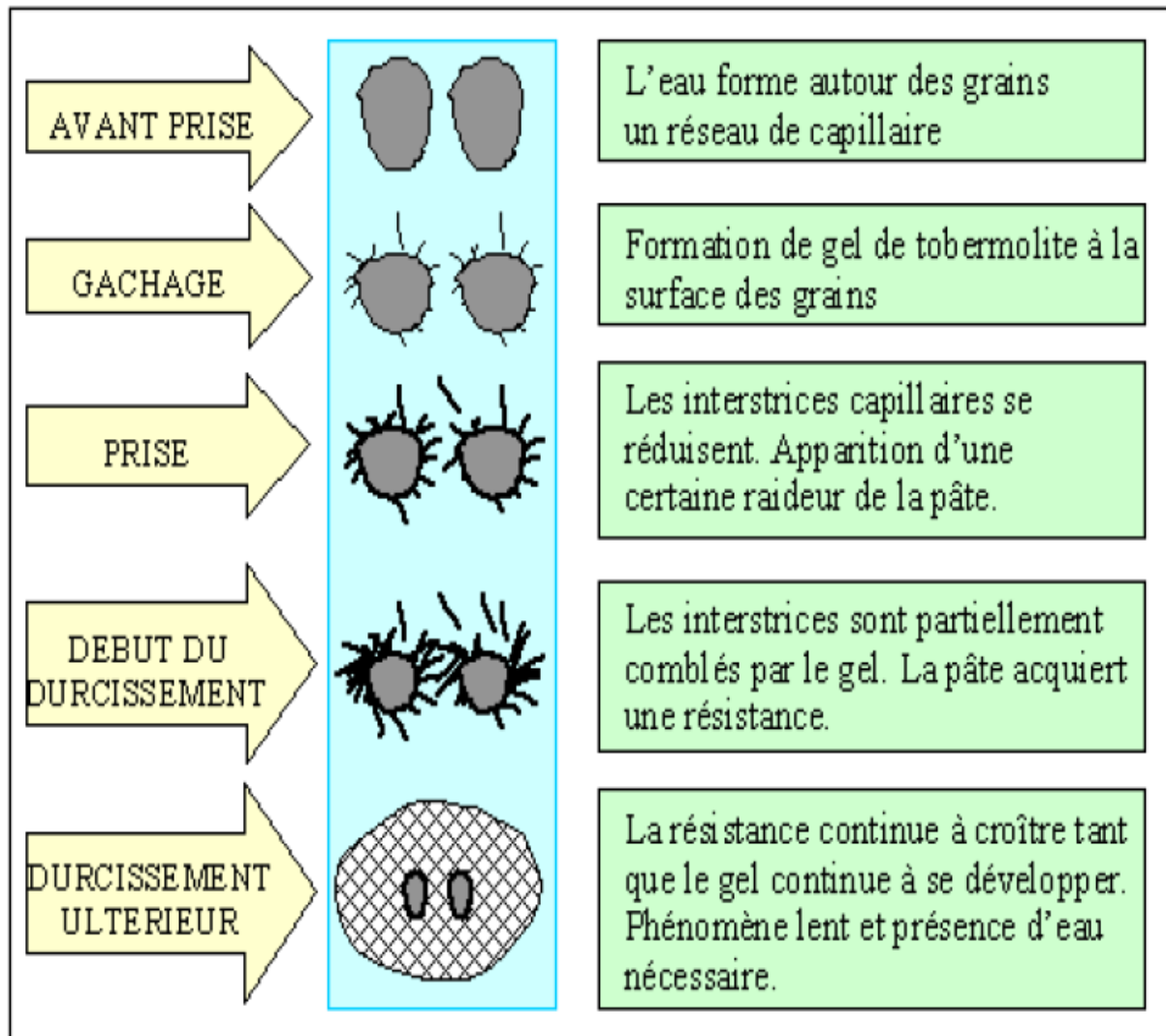
Les réactions d'hydratation sont « EXOTHERMIQUES » elles s'accompagnent d'un dégagement de chaleur plus ou moins important selon les ciments et la rapidité de la prise.

Les hydrates formés sont composés de :

- Silicate de Calcium Hydratés : C-S-H 70%
- Portlandite :  $Ca(OH)_2$  20%
- Ettringite : 10%

### III.4.2.2.1.1. Prise et durcissement du ciment

Cinétiques des réactions d'hydratation : les réactions d'hydratation se font en 4 phases :



**Figure III.7.** Evolution de la réaction d'hydratation au cours du temps et transformation de la pâte du ciment

### III.4.4.2.2.1.2. Formation du gel et Renforcement du sol

Les espaces entre les particules d'argile sont remplis par un gel issu des composés hydratés, qui recouvre les espaces entre les particules d'argile. Grâce à cette matrice, la portance, la cohésion et d'autres caractéristiques mécaniques du sol sont améliorées.

### III.4.4.2.2.1.3. Réduction de la plasticité

La plasticité de l'argile est réduite par l'hydratation du ciment, ce qui la rend moins susceptible de subir des déformations excessives sous charge.

Il convient de noter que la réaction chimique ne constitue qu'une étape du processus d'adaptation du sol au ciment. Il est fréquent de réaliser des études de laboratoire et des essais sur le terrain afin d'évaluer la réalisation spécifique de la stabilisation du sol au ciment dans un contexte spécifique.

## **CHAPITRE III : Stabilisation des sols**

---

### **III.4.4.3. Paramètres influençant les réactions d'hydratation**

Les réactions d'hydratation sont liées à de nombreux paramètres tels :

- La nature du ciment.
- La finesse du ciment, plus le ciment est fin plus le temps de prise est court.
- La température ambiante, ainsi :
  - En temps chaud (température ambiante  $> 30^{\circ}\text{C}$ ), les réactions chimiques s'accélèrent.
  - En temps froid (température ambiante  $< 10^{\circ}\text{C}$ ), les réactions chimiques ralentissent.
- La présence de matières organiques dans l'eau ou dans les constituants du béton.
- L'excès d'eau de gâchage a une action retardatrice sur la prise.

### **III.4.4.4. Traitement mixte (chaux et ciment)**

Dans le cas où le sol est humide (on préconise la chaux) et peu argileux (on préconise le ciment), on utilise d'abord la chaux à faible et ensuite le ciment, ces liants ayant une action complémentaire. Le traitement préalable à l'ajout du Ciment conjointement avec la chaux aide à augmenter les propriétés mécaniques du sol traité. Généralement, le sol est traité dans un premier temps avec la chaux. En préparation à l'ajout du ciment. Cette première étape permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau et nécessite seulement une faible application de chaux de l'ordre de 1 %. Ce processus de modification réduit considérablement l'indice de plasticité rendant le sol friable et donc plus maniable. L'ajout du ciment vient ensuite fournir au mélange les pouzzolanes nécessaires afin que le sol puisse gagner de la résistance mécanique dans le temps. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine, ont besoin de cet apport en ciment si les réactions pouzzolanique (stabilisation) sont désirées.

### **Cas du Traitement de la couche de forme**

Le rôle de ce traitement est d'améliorer les performances mécaniques (portance) de cette couche, de baisser sa sensibilité à l'eau et au gel (protection), d'homogénéiser et de valoriser les matériaux utilisés.

Le traitement au ciment semble être un produit stabilisant très efficace. Par contre, son coût élevé et le fait qu'il doit être mélangé au matériau et tenu à l'écart de l'humidité avant son application limite son utilisation. Par contre, il offre une perspective intéressante en s'avérant utile et efficace lors de problèmes de détériorations extrêmes de la route.

## **III.5. Conclusion**

Ce chapitre met en évidence l'importance de l'argile et du ciment dans le contexte géotechnique en soulignant les interactions complexes entre ces matériaux. De nombreux chercheurs ont étudié la stabilisation des sols argileux. De nombreuses techniques et

## **CHAPITRE III : Stabilisation des sols**

---

dispositifs ont été développés afin de déterminer l'impact de l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux.

Afin de garantir la continuité entre les recherches menées aux laboratoires et leurs réalisations in situ, il est essentiel de considérer des méthodes de stabilisation pratiques et celles dont le coût de revient est le moins élevé.

## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux

---

### IV.1. Introduction

Les différents matériaux utilisés dans la construction routière, doivent répondre à des impératifs de qualité, et à des caractéristiques propres, à chaque usage. Les granulats étant d'origines diverses : naturelle, alluvionnaire, calcaire, éruptive, voire artificielle ou provenant de sous-produits industriels, il est nécessaire d'en établir les caractéristiques par différents essais de laboratoire, dans le but de choisir une classification convenable.

Dans ce chapitre, sont présentés les différents résultats, obtenus après essais d'identification, sur les matériaux utilisés dans la couche de forme, d'une chaussée souple (teneur en eau, masse volumique des grains solides, masse volumique sèche, indice des vides, porosité, degré de saturation, analyse granulométrique, etc....).

### IV.2. Identification des matériaux

#### IV.2.1. Sol

##### IV.2.1.1. L'argile

Ce matériau a été prélevé dans le chantier qui est localisé à TAMDA wilaya de Tizi Ouzou. Le matériau est préparé de manière à ne pas modifier ses caractéristiques. Après prélèvement du sol, des échantillons ont été soumis au séchage dans une étuve à une température de 50°C, ensuite concassés et tamisés au tamis de 20 mm.



Figure IV.1. Site de prélèvement.

## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux

---

### IV.2.1.2. Gravier :

Une grave non traitée est un mélange à granularité continue, de cailloux, de graviers et de sable, avec généralement une certaine proportion de particules fines. Dans la pratique courante, le granulat naturel provient du concassage et du criblage d'alluvions ou de roches massives.

Les granulats utilisés dans le laboratoire proviennent d'un matériau local avec des grains de tailles allant de 0 à 20 mm.

On utilise différentes catégories de matériaux granulaires : fines (0 /2) mm, sable de classe (2/4) mm, gravillons de classe (4/6.3) mm, (6.3/10) mm, (10/16) mm et (16/20) mm, acquis par l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.



**Figure IV.2.** Dépôt des classes granulaire de l'université MOULOU D Mammeri de Tizi-Ouzou.

### IV.2.2. Les ajouts

#### IV.2.2.1. Le ciment

Le ciment Portland est un liant hydraulique qui réagit avec l'eau pour donner une masse dure. Il est fabriqué par mélange de clinker de Portland et 5% de gypse. Sa surface spécifique varie entre 300-550 m<sup>2</sup> / kg. Il comporte des silicates aluminates et sulfates de calcium (Figure IV.3). Le ciment est une substance en poudre qui, lorsqu'elle est mélangée avec de l'eau ou une solution saline, se transforme en une pâte homogène et plastique, capable de solidifier et de lier diverses substances. Il s'agit généralement de ciment Portland, qui est un mélange de clinker (un produit intermédiaire de la fabrication du ciment), de gypse, et d'ajouts éventuels. En géotechnique, le ciment est un matériau largement utilisé pour améliorer les caractéristiques du sol, notamment sa résistance, sa durabilité et sa capacité portante. Son application permet de traiter les sols faibles ou instables, de consolider les fondations ou de stabiliser les pentes. Dans le domaine géotechnique, le ciment est souvent utilisé pour renforcer les sols afin d'améliorer leur capacité portante. Par exemple, dans la construction de fondations, on peut mélanger du ciment avec un sol argileux pour augmenter sa résistance et sa capacité de support. De même, dans la construction de routes, le ciment est souvent utilisé pour stabiliser les sols meubles, améliorer leur cohésion et réduire leur compressibilité, ce qui permet d'obtenir une surface plus solide et durable. Enfin, le ciment est également utilisé pour la construction de remblais, où il est mélangé avec des sols pour renforcer leur structure et augmenter leur capacité de charge.



Figure IV.3. Le ciment utilisé.

### IV.3. Programme des essais au laboratoire

#### IV.3.1. Essais d'identifications pour l'argile

##### IV.3.1.1. La teneur en eau (NF P 94-049-1)

La teneur en eau est le quotient de la masse de l'eau interstitielle ( $M_w$ ) par la masse des grains solides ; est déterminée selon la norme NFP94-050 (méthode par étuvage).

L'essai consiste à déterminer la masse d'eau qui s'est évaporée après un séchage prolongé du sol, dans une étuve pendant 24 h à 75°, et de la rapporter à la masse sèche du sol.

#### Appareillage :

- Des tares
- balance
- Etuve.

#### Mode opératoire :

- Les échantillons humides sont pesés et placés dans des tares.
- Mettre les échantillons dans une étuve.
- Laisser les échantillons sécher jusqu'à obtention d'une masse sèche constante.

## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux

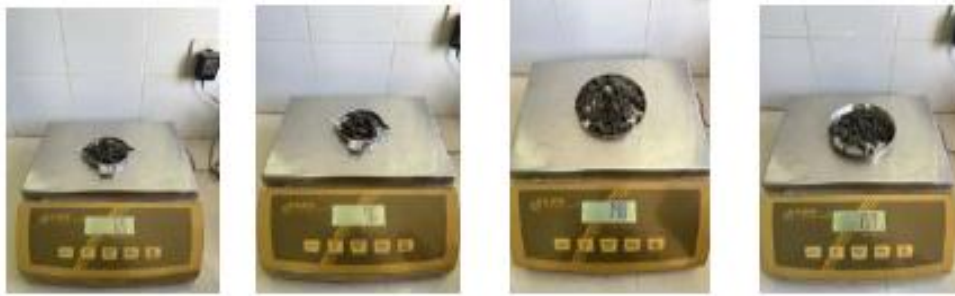


Figure IV.4. L'échantillon humide dans des tares.



Figure IV.5. L'échantillon sec après séchage dans l'étuve.

La teneur en eau est calculée comme suit :

$$W(\%) = \frac{Mh - Ms}{Ms} * 100$$

Avec :

**W**: teneur en eau.

**Mh**: masse de sol humide.

**Ms**: masse de sol sec.

Tableau IV.1. Les résultats d'essai.

N° d'échantillons	Masse humide + tare	Masse sèche + tare	Masse de la tare	Teneur en eau W(%)	La moyenne W(%)
1	148	135	64	18.31	<b>17.81</b>
2	76	68	32	22.22	
3	65	61	31	13.33	
4	157	149	103	17.39	

### IV.3.1.2. La masse volumique des particules solides des sols (NF P 94-054)

Selon la norme NF P 94-054, la masse volumique des particules solides est déterminée à l'aide du pycnomètre (Figure IV.6.), elle s'applique sur des échantillon d'éléments de dimension inférieure à 2 mm.

## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux

### Mode opératoire

- 1- Peser le pycnomètre et son bouchon à vide (M1) ;
- 2- Introduire un échantillon sec de 50g dans le pycnomètre ;
- 3- Peser le pycnomètre contient le sol (M2) ;
- 4- Remplir le pycnomètre avec de l'eau distillée jusqu'au trait de niveau en prenant soin d'éliminer toute les bulles d'air ;
- 5- Mettre l'ensemble sur la plaque chauffante à plus de 60° jusqu'à l'ébullition ;
- 6- Peser l'ensemble pycnomètre + sol +eau distillée (M3) ;
- 7- Vider le pycnomètre et le bien nettoyé par la suite le remplir avec l'eau distillé et le mettre sur la plaque chauffante pendant 30 min.



**Figure IV.6.** Essai de pycnomètre.

La masse volumique des particules solides est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\rho_d = \frac{\rho_w(M_2 - M_1)}{(M_4 - M_1 + M_2 - M_3)}$$

Avec :

- $M_1$  : Masse du pycnomètre vide+bouchon ;
- $M_2$  : Masse du pycnomètre+bouchon+échantillon ;
- $M_3$  : Masse du pycnomètre+bouchon+eau+échantillon ;
- $M_4$  : Masse du pycnomètre+bouchon+eau ;
- $\rho_w$  : masse volumique de l'eau égale à 1000 kg/cm<sup>3</sup>.

### Résultat de l'essai :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2.** Résultats de la détermination de la masse volumique des particules solides.

Paramètre	Valeur (g)
M1	206
M2	256.5
M3	785.6
M4	762.3

$$\rho_d = \frac{\rho_w(M_2 - M_1)}{(M_4 - M_1 + M_2 - M_3)}$$

$$\rho_d = 1.87 \text{ g/cm}^3$$

### IV.3.1.3. Densité :

La masse volumique sèche d'un matériau est déterminée selon la norme NF P94-064 (novembre 1993). Elle représente le rapport de la masse des particules de sol sec au volume total de la même masse de sol, y compris le volume des vides. On l'exprime par la formule :

$$\rho_d = \frac{M_s}{V}$$

$$\rho_d = 1.65 \text{ g/cm}^3$$

### IV.3.1.4. Indice des vides

L'indice des vides permet de savoir si les vides sont importants ou non, c'est-à-dire, si notre matériau est dans un état serré ou lâche. Il est défini comme étant le rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Sachant que l'indice des vides dépend aussi de la masse volumique des grains solides et de la masse volumique sèche selon la formule :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

$$e = 0.13$$

### IV.3.1.5. Limite d'Atterberg (NF P 94-051)

Les limites d'Atterberg sont des caractéristiques géotechniques conventionnelles d'un sol qui marquent les seuils entre :

- Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique : limite de liquidité (WL),
- Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide : limite de plasticité (Wp).

Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec.

La différence entre la limite de liquidité et de plasticité qui définit l'étendue du domaine plastique est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité.



Figure IV.7. Appareillage d'usage courant.

### a. Détermination de la limite de liquidité

La limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui correspond à fermeture d'un cm (1cm) des lèvres de la rainure après 25chocs.

La limite de liquidité se détermine à l'aide de l'appareil de Casagrande qui est constitué d'une coupelle dans laquelle on met l'échantillon et d'une came mue par une manivelle qui soulève la coupelle et la laisse brusquement retomber sur un socle rigide. On étale environ 70g de sol dans la coupelle (b), puis avec l'outil à rainure on creuse au milieu de la coupelle un sillon dans la pâte (c). On soumet alors la coupelle à un certain nombre de chocs jusqu'à ce que le sillon se referme sur 1(cm) (d).

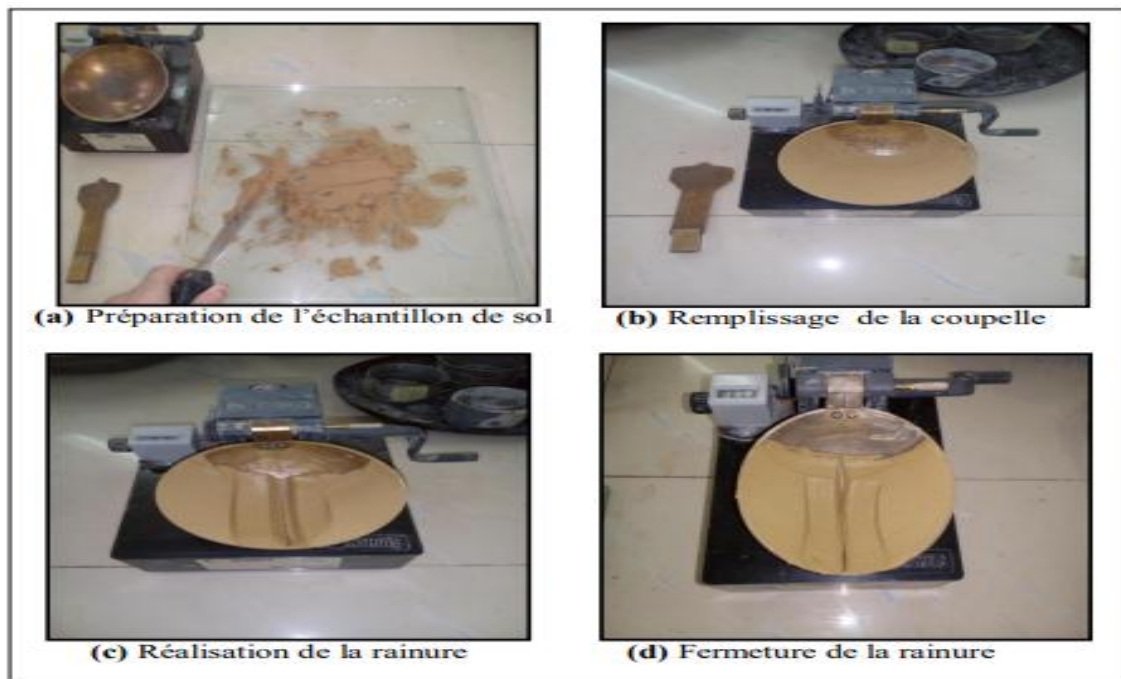
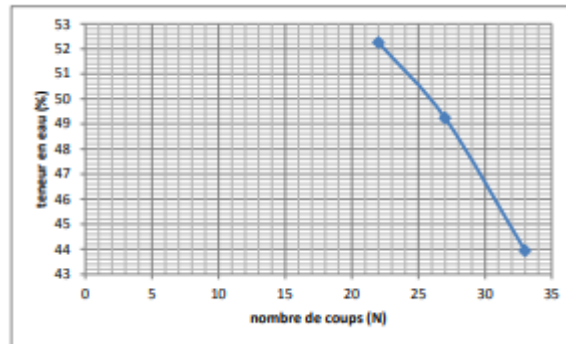


Figure IV.8. Détermination de la limite de liquidité.

## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux

**Tableau IV.3.** Résultats obtenu dans l'essai des limites d'Atterberg pour déterminer WI (l'argile seule).

Essais	Nombre de coups (N)	Masse humide (Mh)	Masse sèche (Ms)	W (%)
1	22	27.1	17.8	52.25
2	27	29.4	19.7	49.23
3	33	19	13.2	43.94



**Figure IV.9.** Variations de la teneur en eau en fonction de nombre de coup (argile seule).

### b. Détermination de la limite de plasticité

On prélève une portion d'échantillon préparée auparavant afin de former une boule. Celle-ci est roulée à la main sur une plaque lisse, le but d'obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre. Au moment où il atteint 3 mm de diamètre, le rouleau doit mesurer environ 10 à 15 cm de long (**Figure IV.5**). La limite de plasticité est obtenue lorsque simultanément le rouleau se fissure et que son diamètre est de  $3 \text{ mm} \pm 0.5 \text{ mm}$ .



**Figure IV.10.** Détermination de la limite de plasticité.

Une fois les fissures apparues, le central du rouleau est prélevé et placé dans une boîte et peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve, afin de déterminer sa teneur en eau. Effectuer un deuxième essai sur une nouvelle boulette.

## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux

**Tableau IV.4.** Les résultats d'essai obtenus au laboratoire.

Essai	Masse humide (Mh)		Teneur en eau W(%)	La moyenne
1	3.4	2.8	21.42	22.25
2	3.2	2.6	23.07	

### c. Détermination de l'indice de plasticité

L'indice de plasticité (IP) représente la différence entre les valeurs des limites de liquidité et de plasticité, cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

$$Ip(\%) = Wl - Wp$$

$$Ip = 28.15\%$$

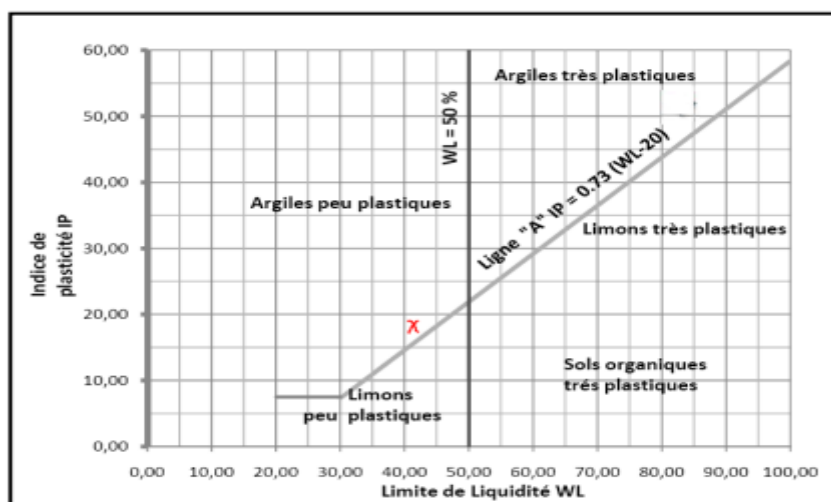
**Tableau IV.5.** Résultats de l'indice de plasticité.

La limite de liquidité WL(%)	50.4
La limite de plasticité WP (%)	22.25
L'indice de plasticité Ip	28.15

Selon le diagramme de Casagrande (**Figure IV.11**) et le tableau on peut classer le sol étudié comme étant **une argile inorganique de plasticité moyenne**.

**Tableau IV.6.** Classification de sol selon l'indice de plasticité.

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < IP < 5$	Sol non plastique
$5 < IP < 30$	Sol peu plastique
$30 < IP < 50$	Sol plastique
$IP > 50$	Sol très plastique



**Figure IV.11.** Diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert.1997).

### d. Détermination de l'indice de consistance $I_c$

L'indice de consistance permet de caractériser l'état de sol étudié, cet indice est calculé par la formule suivante :

$$I_c = \frac{Wl - Wp}{Ip}$$

$$I_c = \frac{50.4 - 22.25}{28.15} = 1$$

#### IV.3.1.6. Essai au bleu de méthylène (NF P 94-068)

L'essai au bleu constitue un des essais d'identification et de la classification des sols. Il concerne les sols et les certains matériaux rocheux. Il a pour objectif la détermination de la quantité de particules argileuses présentes dans un échantillon de matériau. En d'autres termes, il caractérise l'argilosité d'un matériau (déterminer la propreté d'un sol) et de connaître le type d'argile qu'il contient.

#### Principe de l'essai :

L'essai a été effectué sur un échantillon de fraction inférieure à 5mm car ce sont principalement les éléments les plus fins (inférieurs à 2mm) qui contiennent la fraction argileuse. Celle-ci donne l'essentiel de la réaction au bleu de méthylène et exprime donc de manière quantifiée la sensibilité du sol à l'eau. On prépare 50 g de fraction 0/5 mm sèche que l'on met à tremper dans 400 ml d'eau déminéralisée et dispersé à l'aide d'un agitateur à ailettes tournant à 600 tr/min pendant au moins 10 minutes. Pour la suite de l'essai, la vitesse de rotation est maintenue à 300 tr/min. Le dosage consiste à injecter successivement des quantités précises de bleu de méthylène dans la suspension jusqu'à atteindre la saturation des particules d'argile (**Figure IV.12**). Le test à la tache permet de repérer l'instant de cette saturation. On prélève une goutte de liquide dans le bûcher contenant le sol imbibé de bleu, et on dépose celle-ci sur le papier filtre (diamètre du dépôt compris entre 8 et 12 mm) (**Figure IV.13**).

Deux cas sont possibles :

- La goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide incolore : le test est négatif,
- La goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide teintée de bleu : le test est positif.



Figure IV.12. Matériels utilisés.

### Résultats :

Pour les matériaux dont le  $D_{max}$  est inférieur à 5 mm, l'expression du résultat est :

$$VBS = 100 * \frac{B}{m0}$$

$$V = Vb * 0.01$$

Avec :

$m0$  : Masse sèche de la prise d'essai

$Vb$  : Le volume de la solution de bleu utilisée

D'après les résultats obtenus, la valeur de bleu de méthylène est : **6.6**



**Figure IV.13.** Les gouttes de bleu méthylène sur un papier filtré.

**Tableau IV.7.** Classement de la valeur VBS.

Valeur de bleu de méthylène VBS	Catégorie de sol
$VBS < 0.1$	Sol insensible à l'eau
$0.2 \leq VBS < 1.5$	Sol sablo limoneux, sensible à l'eau
$1.5 \leq VBS$	Sol sablo argileux, peu plastique
$2.5 \leq VBS < 6$	Sol limoneux de plasticité moyenne
$6 \leq VBS < 8$	Sol argileux
$VBS < 8$	Sol très argileux

Selon la classification des sols [Norme NF P 11 300 et G.T.R] (**Tableau IV.7**). **Le sol étudié est classé comme sol argileux.**

### IV.3.1.7. Analyse granulométrique par sédimentation

L'analyse granulométrique est un essai qui consiste à déterminer la répartition en poids des grains du sol suivant leur dimension. Pour les particules de dimensions supérieures à 80  $\mu\text{m}$ , la séparation se fait par tamisage. Au-delà on utilise le tamisage par sédimentométrie. L'analyse granulométrique par sédimentométrie, complète le tamisage pour déterminer la répartition selon le diamètre des grains de fraction fine de sol inférieure à 80  $\mu\text{m}$ .

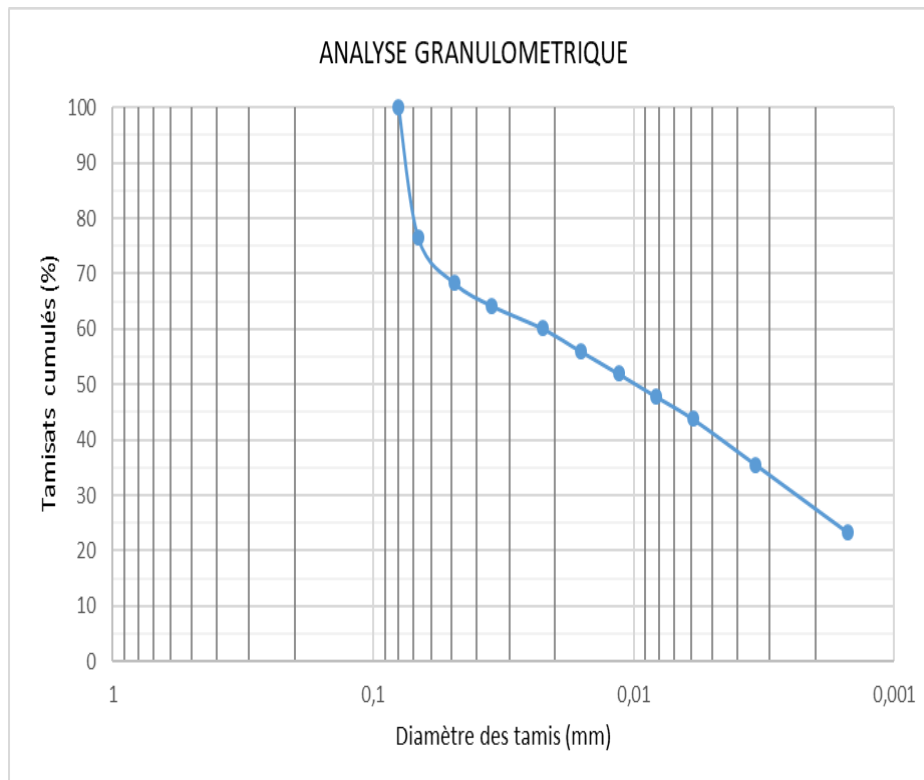
## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux



**Figure IV.14.** L'analyse granulométrique par sédimentation.

Cette analyse a été effectuée au laboratoire mds de l'université MOULOUD Mammeri de Tizi Ouzou.

Les résultats de l'essai sont présentés ci-dessous :



Tamis (mm)	Tamisats (%)
<b>0.08</b>	<b>100</b>
<b>0.0673</b>	<b>76.49</b>
<b>0.0488</b>	<b>68.31</b>
<b>0.035</b>	<b>64.22</b>
<b>0.0224</b>	<b>60.13</b>
<b>0.016</b>	<b>56.04</b>
<b>0.0114</b>	<b>51.95</b>
<b>0.0082</b>	<b>47.86</b>
<b>0.0059</b>	<b>43.77</b>
<b>0.0034</b>	<b>35.59</b>
<b>0.0015</b>	<b>23.32</b>

**Figure IV.15.** Les résultats des analyses granulométriques par sédimentation.

## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux

### IV.3.2. Essais d'identifications pour gravier

#### IV.3.2.1. Analyse granulométrique (NF P 94-057)

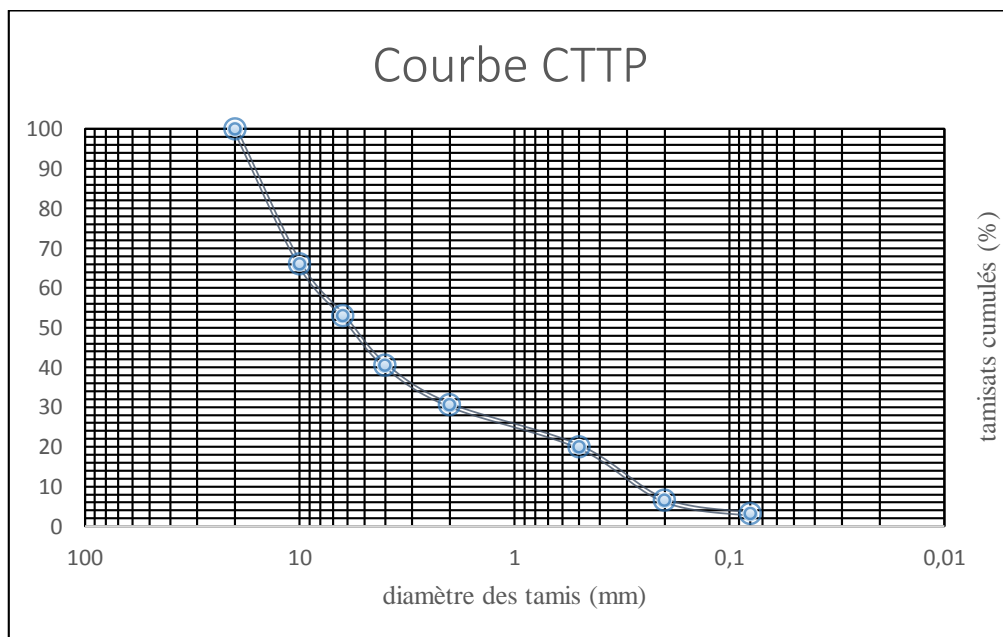
Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments supérieurs à 80  $\mu\text{m}$  (NF P94-056) et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à 80  $\mu\text{m}$  (NF P94-057). L'analyse granulométrique sol jusqu'au diamètre de 80  $\mu\text{m}$  se fait en utilisant une série de tamis (NF P94-056).

Selon la norme NFP 94-056 l'analyse granulométrique a pour objet la classification des granulats d'après les dimensions de leurs grains à l'aide d'une série de tamis normalisés à mailles carrés ou circulaires (passoires).

**Tableau IV.8.** L'analyse granulométrique d'un mélange idéal CTPP.

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
20	0	0	0	100
10	1700	1700	34	66
6.3	650	2350	47	53
4	625	2975	59.5	40.5
2	500	3475	69.5	30.5
0.5	525	4000	80	20
0.2	674	4674	93.48	6.52
0.08	170	4844	96.88	3.12
Fond	156	5000	100	0

La courbe granulométrique moyenne obtenue selon le fuseau du CTPP est représentée sur la



**Figure IV.16.** Courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.

## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux

---

### IV.3.2.2. La teneur en eau (NF P 94-049-1)

La teneur en eau est le quotient de la masse de l'eau interstitielle ( $M_w$ ) par la masse des grains solides ; est déterminée selon la norme NFP94-050 (méthode par étuvage).

L'essai consiste à déterminer la masse d'eau qui s'est évaporée après un séchage prolongé du sol, dans une étuve pendant 24 h à 75°, et de la rapporter à la masse sèche du sol. Donc la teneur en eau pondérale est calculée comme suit :

$$W = \frac{M_h - M_s}{M_s} * 100$$
$$W = \frac{3000 - 2998}{2998} * 100$$

**Tableau IV.9.** Détermination de la teneur en eau.

Matériau	W(%)
Gravier	0.067

Le matériau étudié présente **une teneur en eau faible** ; ceci peut être expliqué par le fait que le matériau est prélevé en période estivale et donc influencé par l'effet de la température.

### IV.3.2.3. L'indice des vides

L'indice des vides est le rapport entre le volume des vides et le volume des particules solides. Il permet de savoir si notre matériau est serré ou lâche. Il est déterminé par la relation suivante :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{L'indice des vides peut être supérieure à 1}).$$

Sachant que l'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés ( $\rho_s$  et  $\rho_d$ ) selon la formule :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (\text{Nombre absolue}).$$

$$e = 0.11$$

### IV.3.2.4. Masse volumique sèche par pesée hydrostatique

La pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné) permet de calculer la masse volumique sèche d'un échantillon de roche conformément à la norme NF P94-064. L'essai implique la pesée de l'échantillon à l'air libre, puis une seconde pesée après paraffinage, et enfin la repesée du tout dans l'eau.

## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux



Figure IV.17. Mode opératoire de la pesée hydrostatique.

La masse volumique déterminée par l'équation suivante :

$$\rho_s = \frac{M_r}{\frac{M_{rp} - M'_{rp}}{\rho_w} + \frac{M_{rp} - M_r}{\rho_p}}$$

Avec :

$M_r$  : Masse de la roche ;

$M_{rp}$  : Masse de la roche paraffinée à l'air libre ;

$M'_{rp}$  : Masse de la roche paraffinée dans l'eau ;

$\rho_p$  : Masse volumique de la paraffine = 0,88g/cm<sup>3</sup> ;

$\rho_w$  : Masse volumique de l'eau = 1g/cm<sup>3</sup>.

**Résultat de l'essai :**

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10.** Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.

Paramètres	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Masse de la roche ( $M_r$ )	6.6	4.4	4.1
Masse de la roche paraffinée à l'air libre ( $M_{rp}$ )	7.4	5.3	4.5
Masse de la roche paraffinée dans l'eau ( $M'_{rp}$ )	4	2.5	2.5
Masse volumique sèche ( $\rho_s$ )	2.64	2.47	2.65
Moyenne		$\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$	

## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux

---

Le tableau ci-dessous qui présente la classification des matériaux selon la masse volumique sèche permet de classer le matériau utilisé.

**Tableau IV.11.** Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche.

$\rho_s$	appréciation
<1.6	Faible
1.6-1.8	Moyen
>1.8	Dense

En se référant au **tableau**, on constate que les matériaux utilisés sont **des graves denses**. (Norme NF P94-064)

### IV.3.2.5. Détermination de la masse volumique des particules solides des sols (NF P 94-054)

La norme NF P94-054 (octobre 1991) a pour but de mesurer la masse volumique des grains solides de sol à l'aide d'un pycnomètre à eau distillée ou déminéralisée. Il s'agit d'échantillons d'éléments de taille inférieure à 2 mm.

On sèche l'échantillon de sol à l'étuve avant de le peser. On déduit le volume des particules en utilisant un pycnomètre pour remplacer l'eau de masse volumique connue par des particules solides.

La densité des particules solides est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\rho_d = \frac{\rho_w(M_2 - M_1)}{(M_4 - M_1 + M_2 - M_3)}$$

Avec :

$M_1$  : Masse du pycnomètre vide+bouchon ;

$M_2$  : Masse du pycnomètre+bouchon+échantillon ;

$M_3$  : Masse du pycnomètre+bouchon+eau+échantillon ;

$M_4$  : Masse du pycnomètre+bouchon+eau ;

$\rho_w$  : masse volumique de l'eau égale à 1000 kg/cm<sup>3</sup>.

#### Mode opératoire :

- Peser le pycnomètre et son bouchon à vide ( $M_1$ ) ;
- Introduire un échantillon sec de 50g dans le pycnomètre ;
- Peser le pycnomètre contient le sol ( $M_2$ ) ;
- Remplir le pycnomètre avec de l'eau distillé jusqu'au trait de niveau en prenant soin d'éliminer toute les bulles d'air ;
- Mettre l'ensemble sur la plaque chauffante à plus de 60° jusqu'à l'ébullition ;
- Peser l'ensemble pycnomètre + sol +eau distillée ( $M_3$ ) ;

## CHAPITRE IV : Présentation et identification des matériaux

- Vider le pycnomètre et le bien nettoyé par la suite le remplir avec l'eau distillé et le mettre sur la plaque chauffante pendant 30 min ;
- Enfin peser l'ensemble pycnomètre + l'eau distillée (M4).



Figure IV.18. Mode opératoire de l'essai au pycnomètre.

### Résultat de l'essai :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .12. Résultats de la détermination de la masse volumique des particules solides.

Paramètre	Valeur (g)
M1	207
M2	257
M3	787.5
M4	758.6

$$\rho_d = 2.37 \text{ g/cm}^3$$

### IV.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats d'essais d'identification réalisés au laboratoire, ce qui a permis d'avoir une idée sur leurs natures.

D'une façon générale, on conclut que :

- Du point de vue consistance, l'argile employée est de plasticité moyenne (d'après la classification de Casagrande). Le sol étudié est classé comme sol argileux.
- Les matériaux utilisés sont des graves denses. Le matériau étudié présente une teneur en eau faible.

En effet, les paramètres d'identification permettent une classification intéressante des sols et roches, mais ne permettent pas de prévoir leur comportement mécanique. Dans ce qui suit, nous allons entamer l'étude de leur comportement mécanique commençant d'abord par les essais de compactage, portance CBR et les essais de compression et traction qui feront l'objet du prochain chapitre.

### V.1. Introduction

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur stabilité mécanique et d'améliorer leur performance. La technique de stabilisation la plus reconnue est sans doute le compactage physico-mécanique qui augmente la stabilité mécanique d'un sol. Dans ce chapitre, sont présentées les différentes sollicitations auxquelles on a soumis les matériaux étudiés. On distingue quatre essais : les essais CBR pour la couche de forme seule et la couche de forme + la couche de fondation, et les essais de compression et de traction pour la couche de forme seule. Ces essais sont réalisés au laboratoire de mécanique des sols de l'institut de génie civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou et au laboratoire central des travaux publics de Tizi-Ouzou.

### V.2. Essai de compactage

#### V.2.1. Définition de compactage

Compacter un matériau, c'est réduire le volume des vides de ce matériau et réorganiser la structure des grains de manière à obtenir un assemblage plus stable. Cette opération qui s'appelle le compactage peut être obtenue par des sollicitations statiques (compactage statique), dynamiques (compactage dynamique), ou par vibrations (compactage in situ). L'opération de compactage conduit à une diminution des vides remplis d'air sans expulsion d'eau. C'est la différence fondamentale entre le compactage et la consolidation. (Degoutte, 2002).

#### V. 2.2. Objectif du compactage

Il a pour but d'améliorer la capacité portante du sol par le resserrement des grains et la réduction du volume des vides existants.

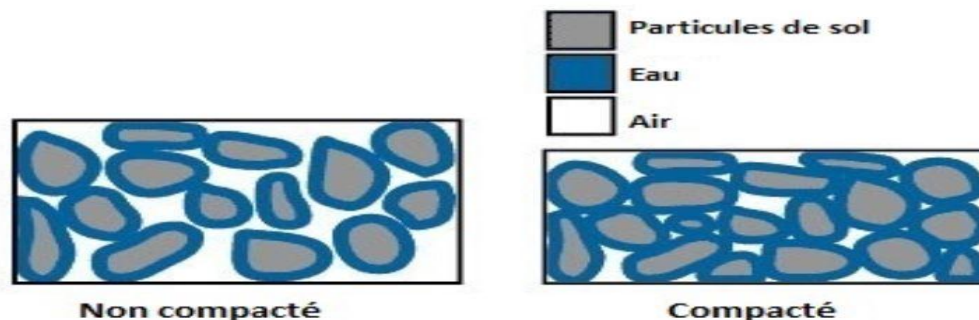


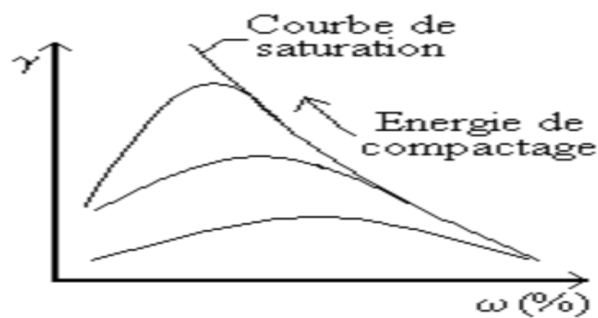
Figure V.1. Différence de porosité entre un sol compacté et un sol non compacté (DeJong-Hughes, 2001).

### V.3. Facteurs influençant le compactage

A partir de 1930, il est devenu nécessaire de mieux comprendre le phénomène de compactage et son influence sur les propriétés du sol afin de mieux contrôler le compactage et de développer les engins de compactage. C'est à l'ingénieur américain R. PROCTOR que l'on doit les premières études. (Djedid et al ,1998).

### V.3.1. Energie de compactage

Plus l'énergie de compactage est grande, plus la densité sèche maximale est grande, on obtient une meilleure imbrication des particules de terre, d'où une meilleure résistance au cisaillement et une étanchéité accrue. Pour des énergies de compactage de plus en plus grandes en prenant les terres avec leur teneur en eau optimale, qui donne un éventail de droite qui montrent que la cohésion  $c$  et l'angle de frottement interne  $\phi$  augmentent avec l'énergie de compactage. POST et LONDE, dans leur livre sur les barrages en terre compactée, signalent que ces conclusions ne s'entendent que pour les résistances de cisaillement supérieure à celle des terres sableuses, tout au moins pour de très fortes énergies de compactage. (Varlet, 1966).



**Figure V.2.** Influence de l'énergie de compactage (Bekkouche et Benyelles, 2016).

### V.3.2. Teneur en eau

La teneur en eau joue un rôle crucial dans la conduite du compactage. En fonction de sa valeur, les résultats obtenus peuvent varier en efficacité pour une même quantité d'énergie appliquée. Lors d'un essai de compactage, si on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et qu'on trace la variation de la densité sèche ( $\gamma_d$ ) en fonction de la teneur en eau ( $w$ ), on obtient une courbe en forme de cloche. Cette forme est due à l'effet des forces capillaires qui offrent une résistance au réarrangement des grains. (Varlet, 1966)



**Faible teneur en eau**  
Frottements internes élevés  
Faible densité

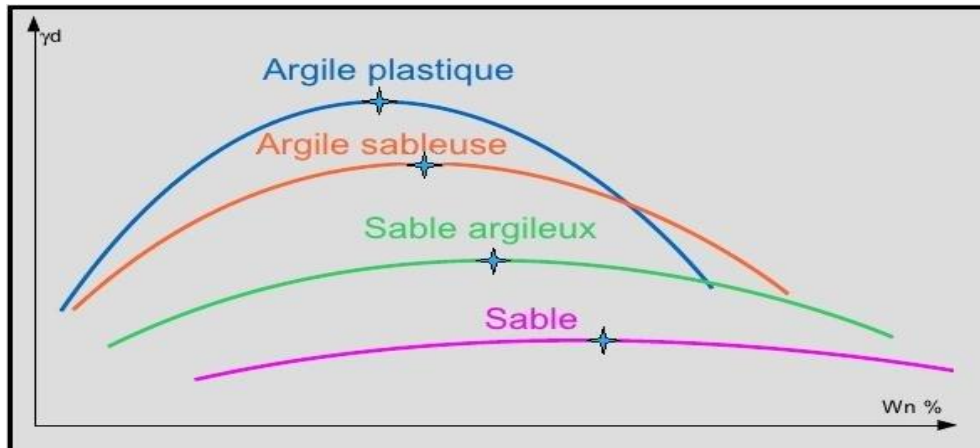
**Teneur en eau optimale**  
meilleur compactage  
densité maximale

**Teneur en eau élevée**  
pression élevée de l'eau  
faible densité

**Figure V.3.** Influence de la teneur en eau sur le compactage. (Varlet, 1966).

### V.3.3. Nature du sol

L'allure des courbes de compactage varie avec la nature du sol. Un sol dont le compactage sera fortement influencé par la teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. A l'inverse, un sol dont la teneur en eau influence peu le compactage sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols de ce type font généralement les meilleurs remblais.



**Figure V.4.** Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor. (Hadji, 2020).

### V.4. Les essais de compactage au laboratoire

Les essais de compactage réalisés en laboratoire permettent de déterminer la densité sèche maximale pour une énergie de compactage spécifique. En comparant cette valeur obtenue en laboratoire avec la densité sèche mesurée sur le chantier, on peut vérifier si le compactage a été suffisant et ainsi s'assurer de la qualité des travaux (Robitaille et Tremblay, 1997).

Les principaux types d'essais de compactage en laboratoire pratiqués sont les suivants :

- Les essais Proctor ;
- L'essai à la table vibrante.

#### V.4.1. Essai Proctor normal (NF P 94-093)

L'essai consiste à mesurer le poids volumique sec d'un sol disposé en trois couches dans un moule de volume connu, chaque couche étant compactée avec une masse tombant d'une hauteur libre.

On répète l'essai plusieurs fois, en faisant varier la teneur en eau du sol, puis on trace la courbe de compactage.

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

### IV.4.2. Essai Proctor modifié (NF P 94-093)

L'essai est réalisé en cinq couches de plus ou moins 2,5 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR.

On répète l'essai plusieurs fois, en faisant varier la teneur en eau du sol, puis on trace la courbe de compactage.

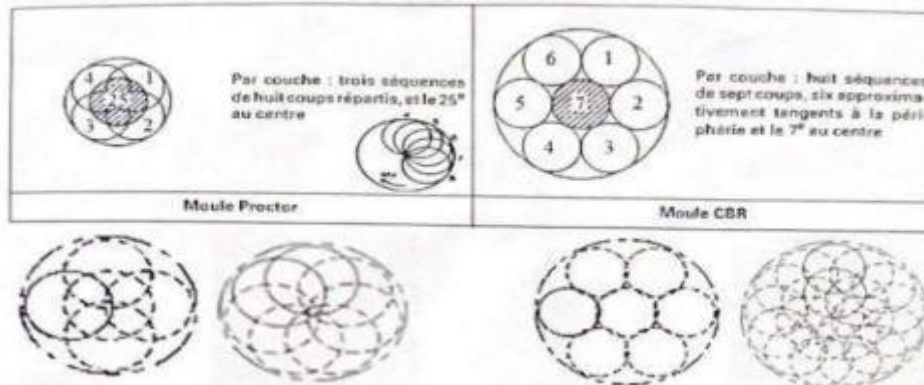


Figure V.5. Schéma de principe de la répartition des coups de dame sur une couche

#### Principe de l'essai :

Le matériau est humidifié en plusieurs teneur en eau, puis compacter en couches successives avec un pilon normalisé selon une énergie conventionnelle. En mesurant la masse volumique apparente du sol à chaque teneur en eau, on peut établir une courbe de compactage qui permet de déterminer la teneur en eau optimale et la densité maximale du sol.

En somme, la courbe appelée courbe Proctor met en évidence un pic représentant la masse volumique sèche maximale, qui ne se produit que pour une certaine teneur en eau. C'est cette paire de valeurs (**figure V.6**) qui est nommée les propriétés de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié, en fonction de l'expérience réalisée.

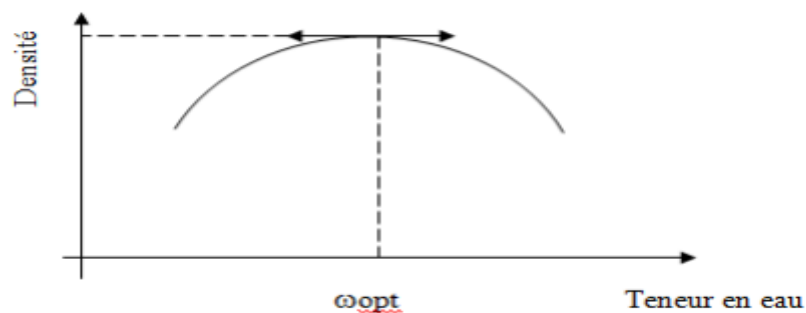


Figure V.6. Diagramme courbe Proctor.

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

Le tableau ci-dessous résume les conditions de chaque essai selon la norme retenue (NF P 94-093).

**Tableau V.1.** Modalités d'exécution des essais Proctor Normal et modifié (NF P 94-093).

Nature de l'essai	Caractéristiques de l'essai	Moule A	Moule B	Schéma récapitulatif
Essai Proctor Normal	Masse de la dame	2 500 g	2 500 g	<p>3 couches, à raison de:</p> <p>25 coups par couche      56 coups par couche</p> <p>Moule Proctor      Dame Proctor normal      Moule CBR</p>
	Diamètre du mouton	50 mm	50 mm	
	Hauteur de chute	305 mm	305 mm	
	Nombre de couches	3	3	
	Nombre de coups par couche	25	56	
Essai Proctor Modifié	Masse de la dame	4 500 g	4 500 g	<p>5 couches, à raison de:</p> <p>25 coups par couche      56 coups par couche</p> <p>Moule Proctor      Dame Proctor modifié      Moule CBR</p>
	Diamètre du mouton	50 mm	50 mm	
	Hauteur de chute	457 mm	457 mm	
	Nombre de couches	5	5	
	Nombre de coups par couche	25	56	

### Matériels nécessaire

- Moule PROCTOR ;
- Balance ;
- Dame PROCTOR ;
- Récipient pour la mesure des teneurs en eau ;
- Règle à raser ;
- Etuve ;
- Pinceau ;
- Bacs pour préparation du matériau.

### Mode opératoire

Pour l'essai PROCTOR MODIFIÉ, le remplissage se fait en 5 couches avec 56 coups. L'ensemble de la surface doit être compactée pour chaque couche comme suit :

- Placer le moule sur un socle en béton.
- Humidifier le sol à la teneur en eau voulue, bien homogénéiser.
- Séparer le mélange en 5 couches.
- Introduire la 1ère couche et la compacter avec la dame PROCTOR.
- Recommencer l'opération pour les 4 couches qui suivent.
- Après la dernière couche, enlever la rehausse.

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

---

- Araser soigneusement à partir du centre, il ne faut pas laisser des vides.
- Oter l'embase.
- Peser l'ensemble juste arasé.



**Figure V.7.** Les images illustrant le déroulement de l'essai Proctor modifié sur le matériau argileux au Laboratoire MDS de l'UMMTO.



**Figure V.8.** Les mélanges de granulats pour l'essai Proctor modifié au Laboratoire MDS de l'UMMTO.

### Résultats

- Argile

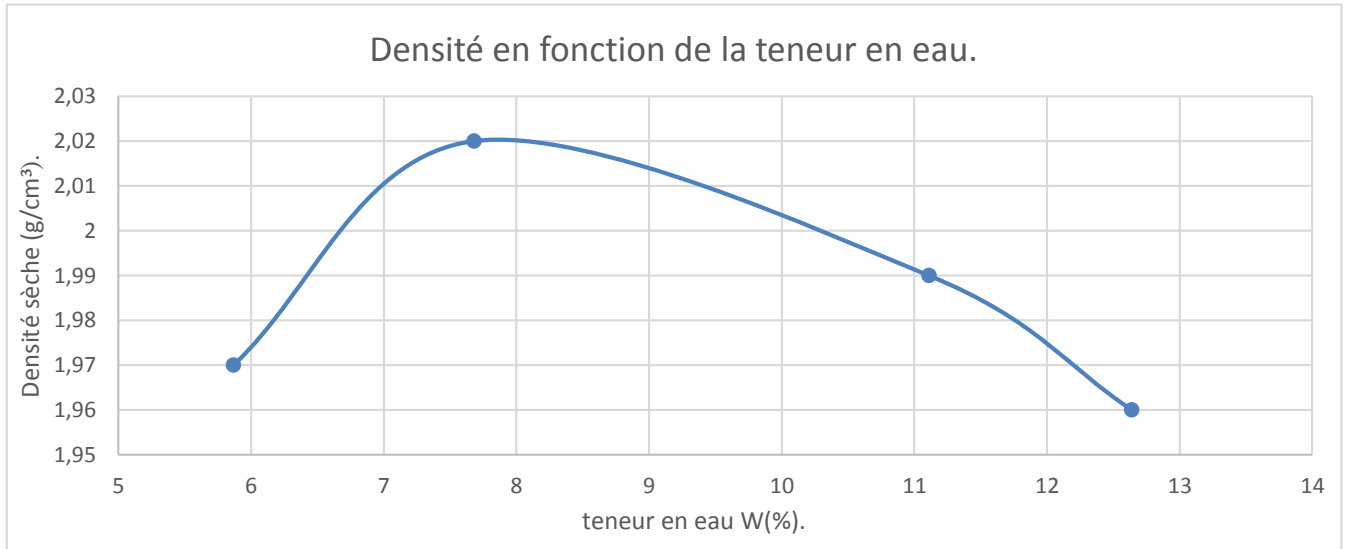
Les résultats de l'essai Proctor modifié des argiles sont présentés dans **Tableau V.2.**

**Tableau V.2. :** Les résultats de l'essai Proctor d'argile.

Pourcentage d'eau ajoutée (%).	Masse humide (g).	Masse sèche (g).	Teneur en eau (%).	Masse Volumique (g/cm <sup>3</sup> ).
6%	4435	4189	5.87	1.97
8%	4623	4293	7.68	2.02
10%	4700	4230	11.11	1.99
12%	4625	4165	12.64	1.96

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

On trace de la courbe  $\rho_d = f(w)$  pour déterminer la valeur maximale de la masse volumique sèche  $\rho_{dmax}$  et la teneur en eau correspondante. On constate que la courbe obtenue a une forme d'une cloche (**Figure V.9**).



**Figure V.9.** Courbe Proctor (argile seule).

La courbe de **la figure V.9** montre un pic de densité  $2,02 g/m^3$  correspondant à une teneur en eau de  $7,68\%$ . Cette valeur sert de référence pour vérifier la teneur en eau naturel ( **$W_{nat}$** ) des sols compactés. Nous pouvons rencontrer trois cas de figures :

**$W_{nat} > W_{opn}$**  : cela signifie que le sol est plus humide qu'à son état optimal donc il faudra l'aérer pour le sécher avant le compactage.

**$W_{nat} < W_{opn}$**  : cela signifie que le sol est trop sec pour être optimal, il faudra dans ce cas l'arroser avant le compactage.

**$W_n = W_{opn}$**  : le compactage peut être effectué.

Dans notre cas :

$$W_{nat} = 8,31\%$$

$$W_{opn} = 7,68\%$$

On peut le considérer que  **$W_{nat} > W_{opn}$**  donc il faut aérer le sol avant le compactage

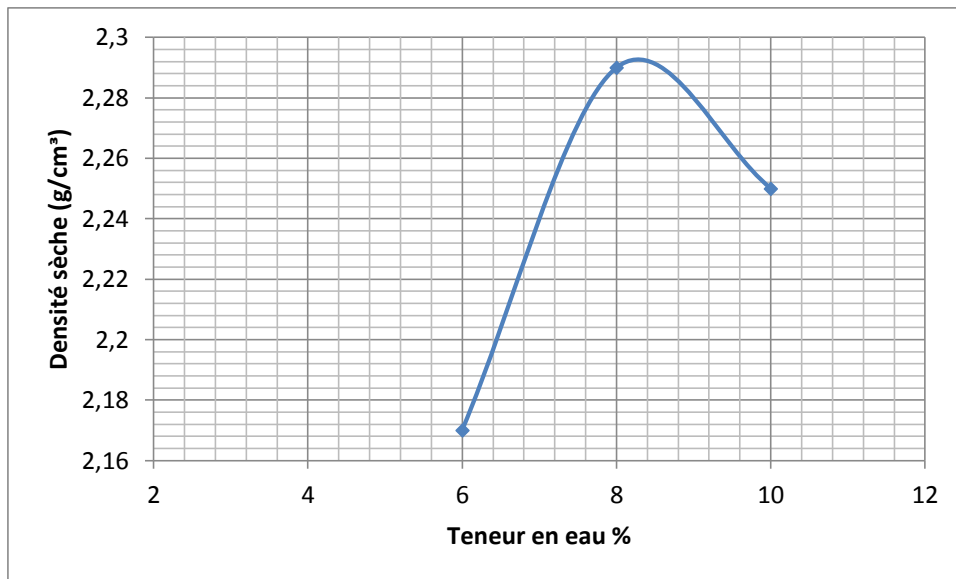
## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

- Granulats

Les résultats de l'essai Proctor du mélange idéal selon le fuseau CTTP sont présentés dans **Tableau V.3**.

**Tableau V.3.** Résultats de l'essai Proctor mélange idéal selon le fuseau CTTP.

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm <sup>3</sup> )
6	4860	4614	5.06	2.17
8	5242	4870	7.63	2.29
10	5145	4800	7.18	2.25



**Figure V.10.** Courbe Proctor de mélange idéal CTTP.

Les caractéristiques obtenues pour ce mélange idéal (**figure V.10**) sont :

- La densité sèche optimale :  $\gamma_{\text{dopt}}=2.292 \text{ g/cm}^3$ .
- La teneur en eau optimale :  $W_{\text{opt}}= 8.2\%$ .

### V.3. ESSAI DE PORTANCE CBR (California Bearing Ratio) (NF P 94-078)

#### V.3.1. Définition

Le test Proctor modifié du California Bearing Ratio (CBR) est une méthode de test qui combine les principes du test Proctor modifié et du CBR pour évaluer la capacité portante du sol c'est-à-dire leur capacité à supporter des charges. Il est utilisé pour évaluer la capacité portante du sol

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

---

et donner une indication de la capacité portante du sol dans les applications de génie civil telles que les routes, les aéroports et les parkings.

### V.3.2. But de l'essai

Cet essai a pour but de déterminer la portance du sol ou d'un matériau utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussées, c'est-à-dire sa résistance à la rupture (l'amplitude des matériaux à supporter les charges). Cette caractéristique est indispensable dans les travaux routiers, en particulier pour la confection des remblais et les couches de forme, dans lesquels on ne peut admettre que de faible déformation.

Les essais CBR permettent de déterminer :

-**Indice Portant Immédiat (IPI)** pour évaluer l'amplitude d'un sol ou d'un matériau a supporté la circulation des engins pendant la réalisation du chantier. Le matériau est compacté à sa teneur en eau naturelle ou dans la plage de teneurs en eau dans laquelle est susceptible d'évoluer. L'échantillon est compacté à l'énergie Proctor Normale dans le cas d'un sol et à l'énergie Proctor Modifier dans le cas d'un matériau d'assise de chaussée.

-**L'indice CBR Immédiat (CBR Immédiat)** pour l'échantillon est généralement humidifié à la teneur en eau optimale déterminée de Proctor Normal et ensuite compacté à l'énergie Proctor Modifiée.

-**L'indice CBR Apres Immersion (CBR Immersion)** pour évaluer la portance d'un sol ou d'un matériau à supporter les charges appliquées dans les plus mauvaises conditions hydrométriques (présence d'eau, climat agressif). Le matériau est immergé dans l'eau pendant 4 jours.

L'indice CBR, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, définit le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part, et dans le matériau type d'autre part.

### V.3.3. Principe de l'essai

Le matériau est poinçonné par un piston de 19,35cm<sup>2</sup> de section enfoncée a une vitesse constante de 1,27mm /mn. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2,5 et 5 mm sont alors rapportées aux valeurs 13,35 et 20 KN qui sont les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

L'indice CBR est par convention, la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$I(2,5) = \frac{\text{Effort de pénétration a 2,5mm d'enfoncement (en KN)} \times 100}{13,5}$$

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

---

$$I(5) = \frac{\text{Effort de pénétration à 5mm d'enfoncement(en KN)} \times 100}{19,93}$$

La capacité portante du sol est d'autant meilleure que l'indice CBR est plus élevé. Dans le cas de l'indice CBR Immersion, on calcule le gonflement linéaire relatif G :

$$G = \left( \frac{\Delta h}{H} \right) \times 100$$

Avec :

$\Delta h$  : gonflement mesuré (mm).

H : Hauteur initiale de l'éprouvette 116,4mm.

### V.3.4. Appareillage

- Le Moule CBR et le matériel de compactage (Proctor normal et modifié).
- Les accessoires : disque d'espacement, règle à araser, rehausse.
- Le matériel à usage courant : balance, bacs, étuve.
- Le matériel de poinçonnement : Plateau de gonflement, support comparateur, anneau de surcharge rond (2,3kg), anneau de surcharge fendu (2,3kg), comparateur 30mm/0,1mm, Bac d'immersion.



Figure V.11. Appareillage pour CBR immersion.

#### • Matériel de poinçonnement

Selon la norme NF P 94-078, il comprend une presse d'une capacité efficace d'au moins 50 KN et possédant une course d'au moins 10 mm. Cette presse doit être équipée :

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

---

- D'un poinçon cylindrique en acier de  $49,6 \text{ mm} \pm 0,1 \text{ mm}$  de diamètre, soit une section circulaire de  $19,32 \text{ cm}^2 \pm 0,08 \text{ cm}^2$ , et d'une dizaine de centimètres de longueur minimum ;
- D'un dispositif permettant l'enfoncement du poinçon dans le matériau à une vitesse de  $1,27 \text{ mm/min} \pm 0,1 \text{ mm/min}$  ;
- D'un dispositif de mesure de l'enfoncement du poinçon garantissant la mesure avec une incertitude absolue maximum de  $0,1 \text{ mm}$  ;
- D'un dispositif de mesure des efforts de poinçonnement. La capacité de ce dispositif doit être adaptée à l'effort mesuré. Sa précision doit garantir la mesure avec une incertitude relative maximum de  $1 \%$ .



**Figure V.12.** La machine de poinçonnement Load Trac II (LGEA).

### V.3.5. Mode opératoire (NF P 94-078)

Les échantillons sont humidifiés à leurs teneurs en eau optimales de compactage reproduisant leur état réel de mise en œuvre, et sont soumis ensuite aux essais CBR avant et après immersion selon la norme NF P 94-078 permettant d'étudier respectivement leur portance immédiate (IPI) et leur portance après immersion (CBRimm).

#### Confection des éprouvettes

Il convient tout d'abord de choisir les différents ensembles de conditions d'état du sol (masse volumique sèche, teneur en eau, état de saturation), pour lesquels on veut réaliser l'essai. Lorsque la dimension maximale des éléments du sol à étudier est inférieure à  $20 \text{ mm}$ , l'intégralité du sol est soumise à l'essai. Si le sol contient des éléments supérieurs à  $20 \text{ mm}$  dans une proportion inférieure à  $30\%$ , ils sont éliminés par tamisage. L'essai est alors réalisé sur la fraction restante.

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

---

Pour chaque ensemble de conditions d'état considéré, il convient de préparer, 5,5 kg minimum de matériau dans le cas où l'on recherche l'indice CBR immédiat ou l'IPI et 7 kg minimum de matériau dans le cas où l'on recherche l'indice CBR immersion. On procède ensuite à la préparation du sol et au compactage dans les moules suivant les modalités décrites dans la norme NF P 94-093. Dans le cas où l'on détermine l'indice CBR immersion, la teneur en eau de confection de l'éprouvette est déterminée à partir du surplus de matériau, selon une des méthodes normalisées.

Le moule contenant l'éprouvette est ensuite désolidarisé de sa plaque de base, retourné pour que la face supérieure de l'éprouvette se retrouve en contact avec l'embase. Celle-ci est alors à nouveau solidarisée avec le moule. Procéder à l'extraction du disque d'espacement puis à l'exécution du poinçonnement ou à la mise en immersion selon l'indice recherché.

### Exécution du poinçonnement

Les modalités d'exécution du poinçonnement diffèrent selon que l'on détermine l'IPI, l'I.CBR immédiat ou l'I.CBR immersion.

- Si l'objet de l'essai est la détermination de l'IPI, placer l'ensemble embase, moule, éprouvette sur la presse, en position centrée par rapport au piston de poinçonnement et procéder au poinçonnement de la manière suivante : mettre en contact la surface supérieure de l'éprouvette avec le piston ; initialiser les dispositifs de mesure des forces et des enfoncements ; exécuter le poinçonnement en maintenant la vitesse de pénétration à  $1,27 \text{ mm/min} \pm 0,1 \text{ mm/min}$ ; établir la courbe effort-déformation correspondant, au moins, aux enfoncements de 1,25 mm ; 2 mm; 2,5 mm; 5 mm; 7,5 mm et 10 mm; déterminer la teneur en eau de l'éprouvette selon une des méthodes normalisées.
- Si l'objet de l'essai est la détermination de l'indice CBR immédiat, interposer deux surcharges dans le volume libéré par le disque d'espacement. S'il est prévu que la contrainte apportée par la chaussée sur le sol soit supérieure aux 4,6 kg des surcharges ainsi constituées, il y a lieu d'ajouter autant de surcharges que nécessaire. L'ensemble moule plaque de base et surcharges est alors posé sur la presse. Exécuter ensuite le poinçonnement comme indiqué précédemment.
- Si l'objet de l'essai est la détermination de l'indice CBR immersion : positionner le disque de gonflement sur l'éprouvette avant de mettre en place les surcharges comme indiqué précédemment ; mettre en place et initialiser le dispositif de mesure de gonflement ; immerger l'ensemble de sorte que l'éprouvette soit recouverte par une hauteur d'eau d'au moins 20 mm et qu'une lame d'eau d'au moins 10 mm de hauteur soit présent sous le moule. Après quatre jours d'immersion ( $\pm 2 \text{ h}$ ), relever la valeur de gonflement total atteint. Retirer le moule et l'éprouvette du bac à immersion et après égouttage, exécuter le poinçonnement comme indiqué précédemment.

### Résultats

Une série d'essais CBR a été réalisée dans la présente étude sur des échantillons d'argile et de ciment, afin de déterminer les indices portant immédiats (IPI) et les indices CBR après immersion.

a) Pour la couche de forme

✓ CBR immédiat

Les principaux résultats sont illustrés sur les figures V.13 à V.24 et regroupés dans le tableau V.4.

• Argile + 2% ciment (1jour) :

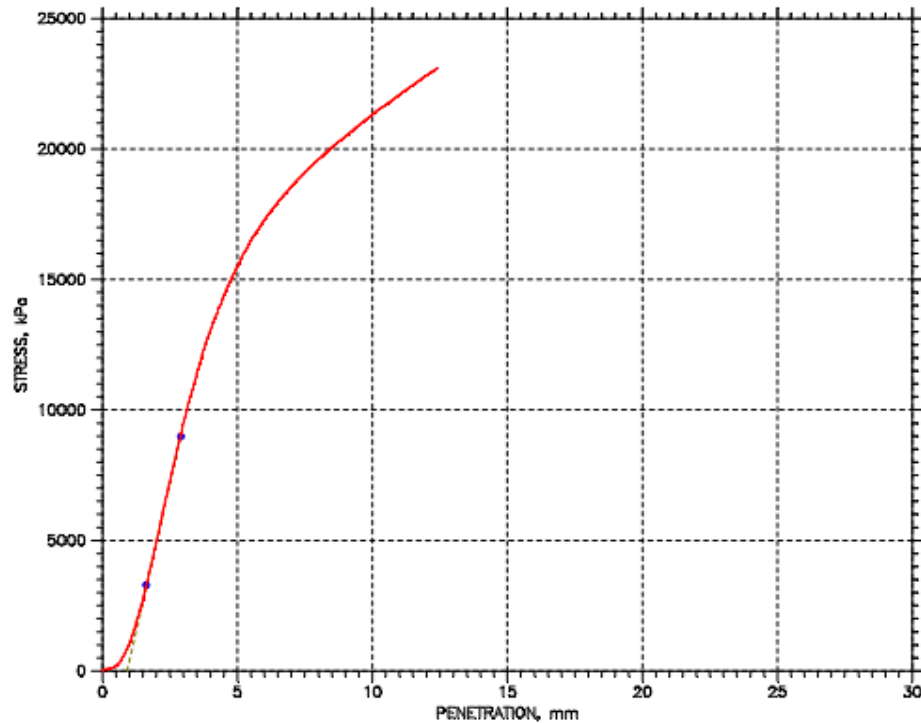


Figure V.13. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 1 jour (CBR immédiat).

# CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

- Argile + 4% ciment (1jours) :

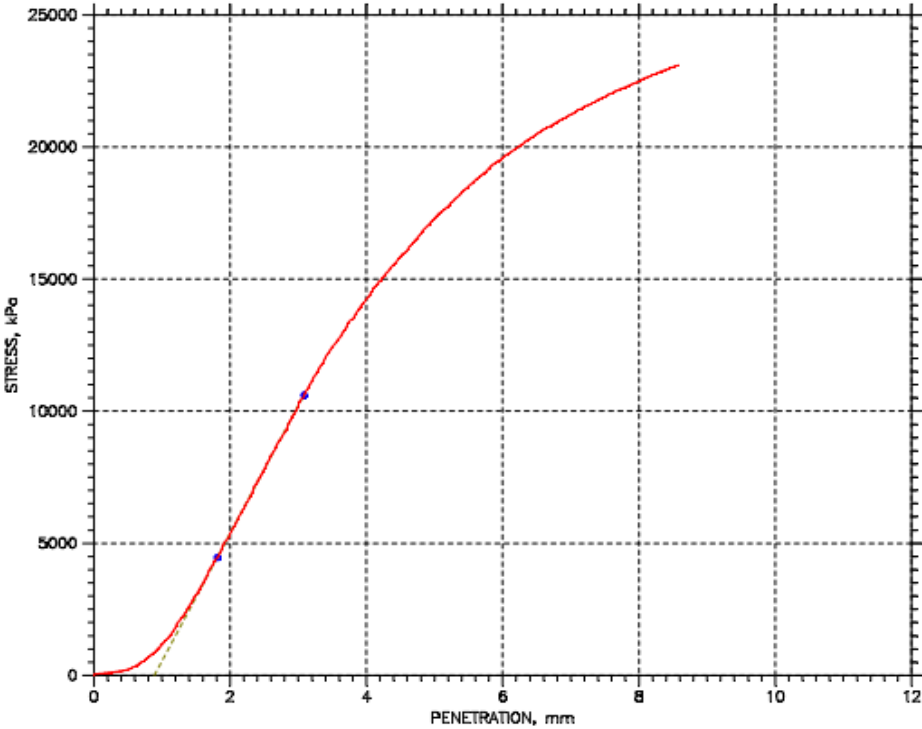


Figure V.14. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 1 jour (CBR immédiat).

- Argile + 6% ciment (1jours) :

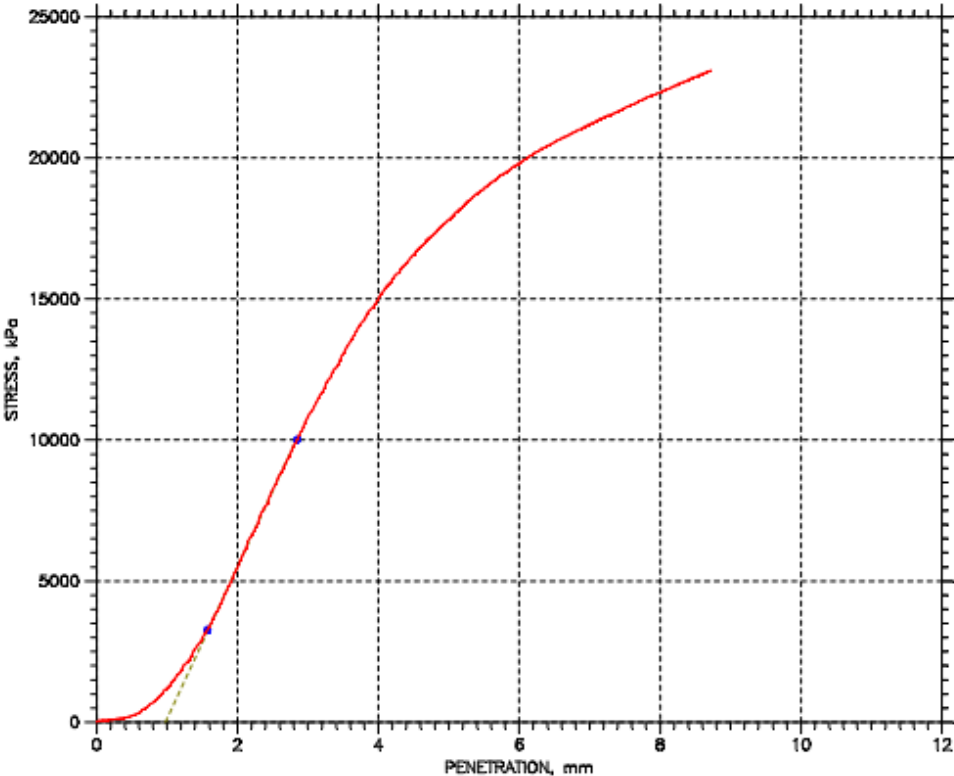


Figure V.15. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 1 jour (CBR immédiat).

# CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

- Argile + 2% ciment (7 jours) :

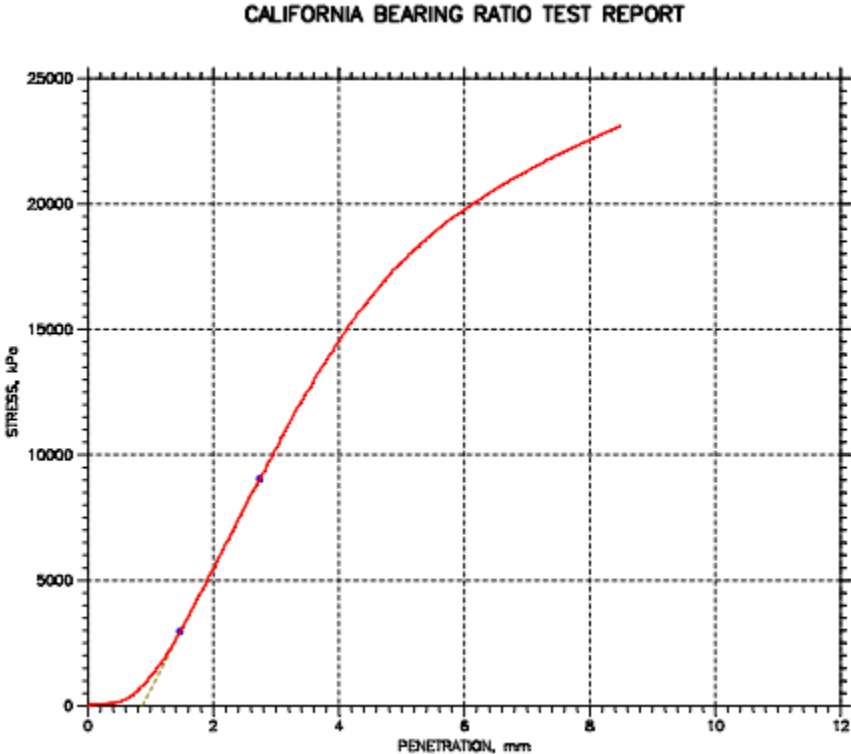


Figure V.16. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 7 jour (CBR immédiat).

- Argile + 4% ciment (7jours) :

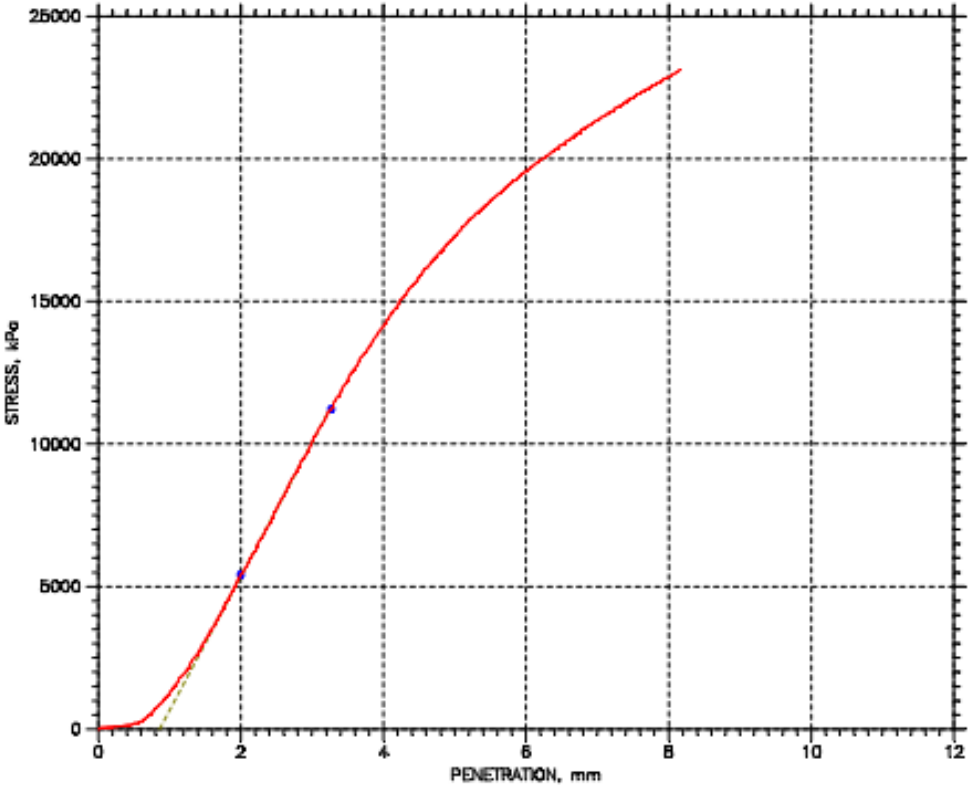


Figure V.17. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 7 jour (CBR immédiat).

- Argile + 6% ciment (7 jours) :

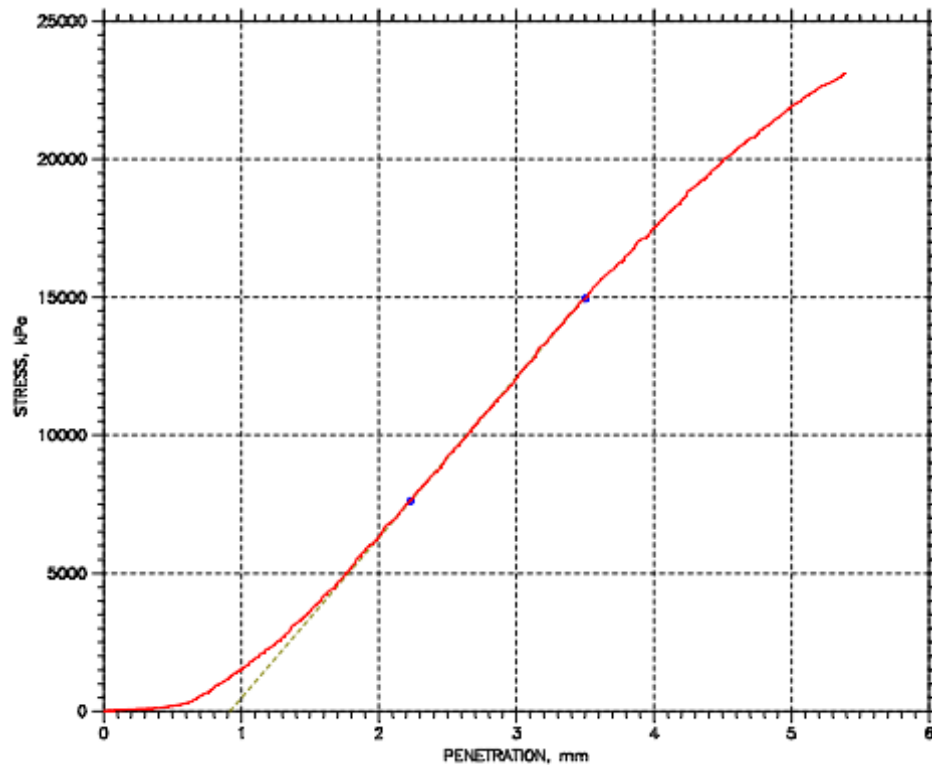


Figure V.18. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 7 jour (CBR immédiat).

- Argile + 2% ciment (14 jours)

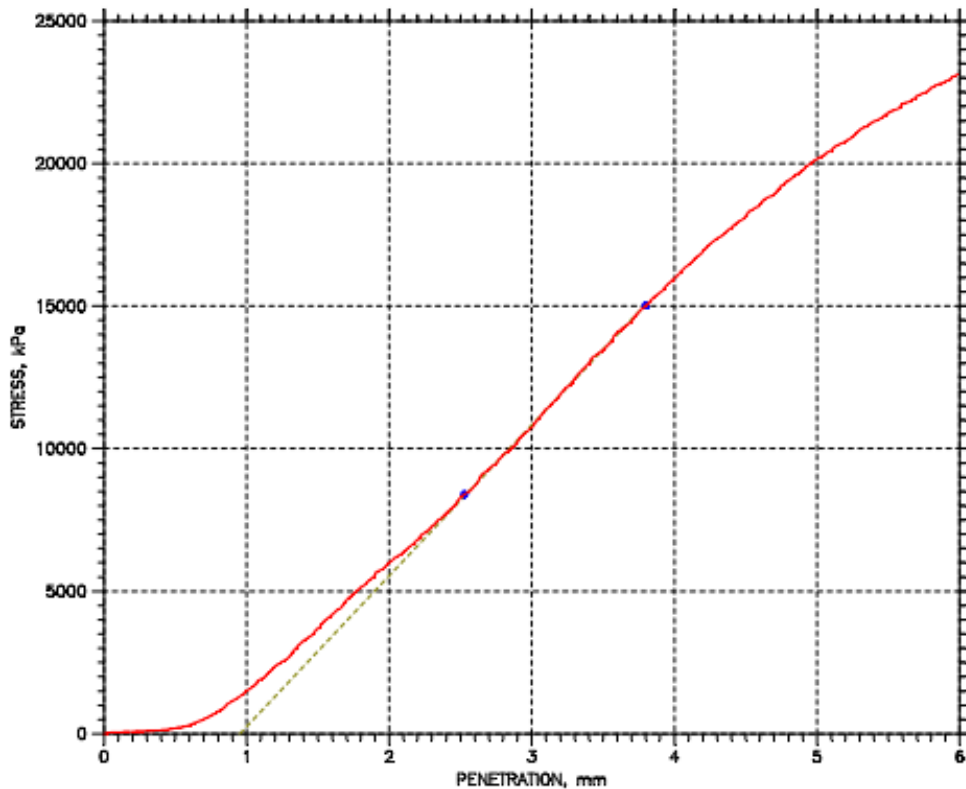


Figure V.19. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 14 jour (CBR immédiat).

- Argile + 4% ciment (14 jours)

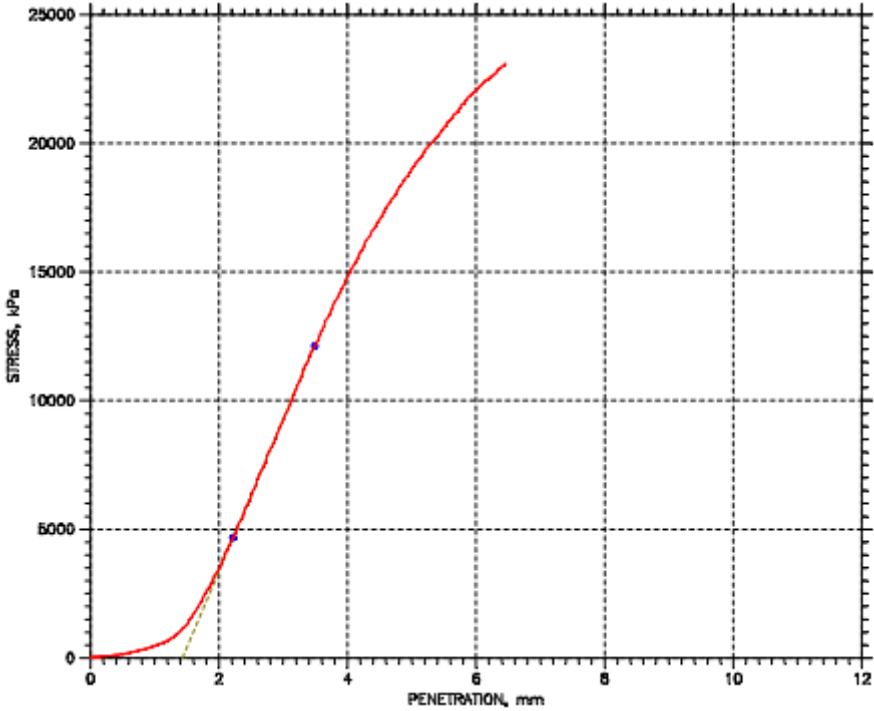


Figure V.20. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 14 jour (CBR immédiat).

- Argile + 6% ciment (14 jours)

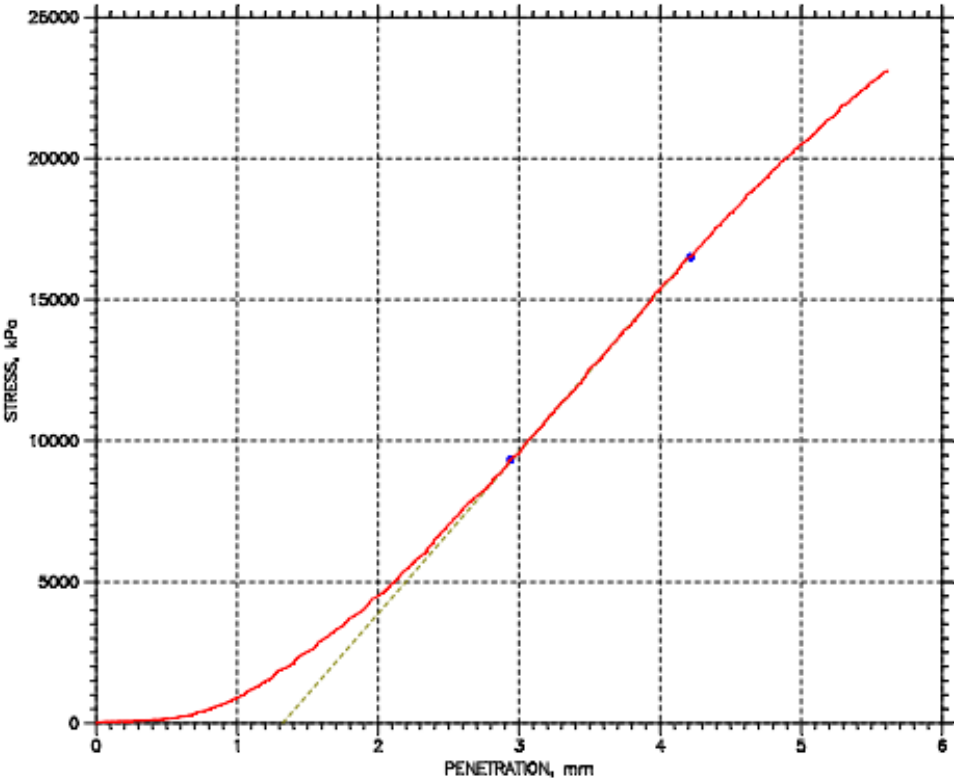


Figure V.21. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 14 jour (CBR immédiat).

- Argile + 2% ciment (21 jours) :

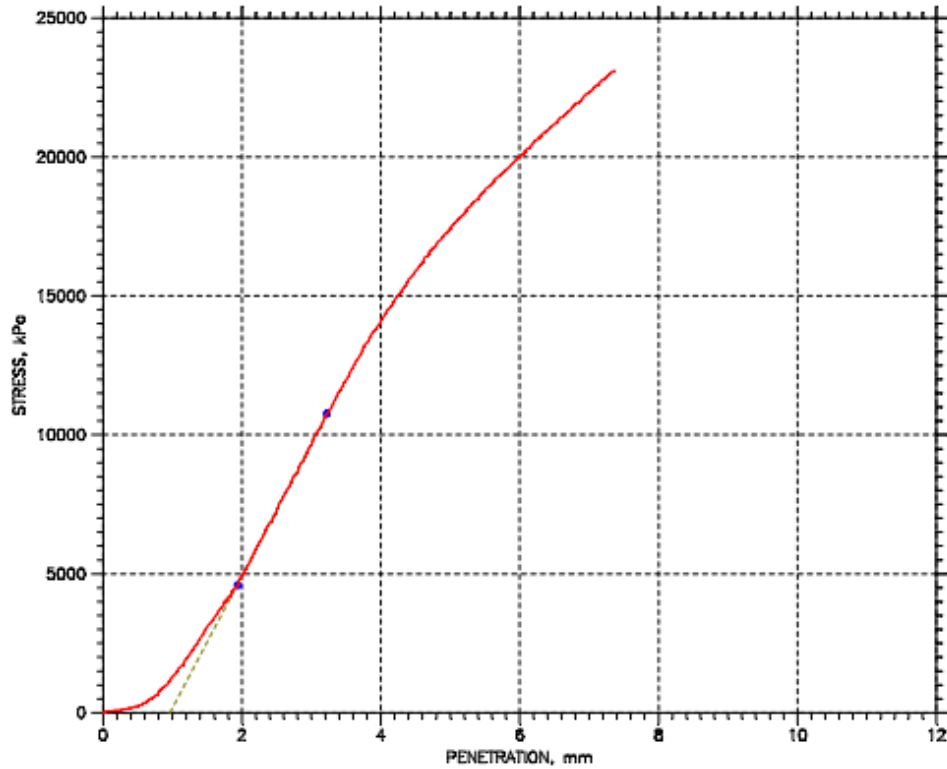


Figure V.22. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 21 jour (CBR immédiat).

- Argile + 4% ciment (21 jours) :

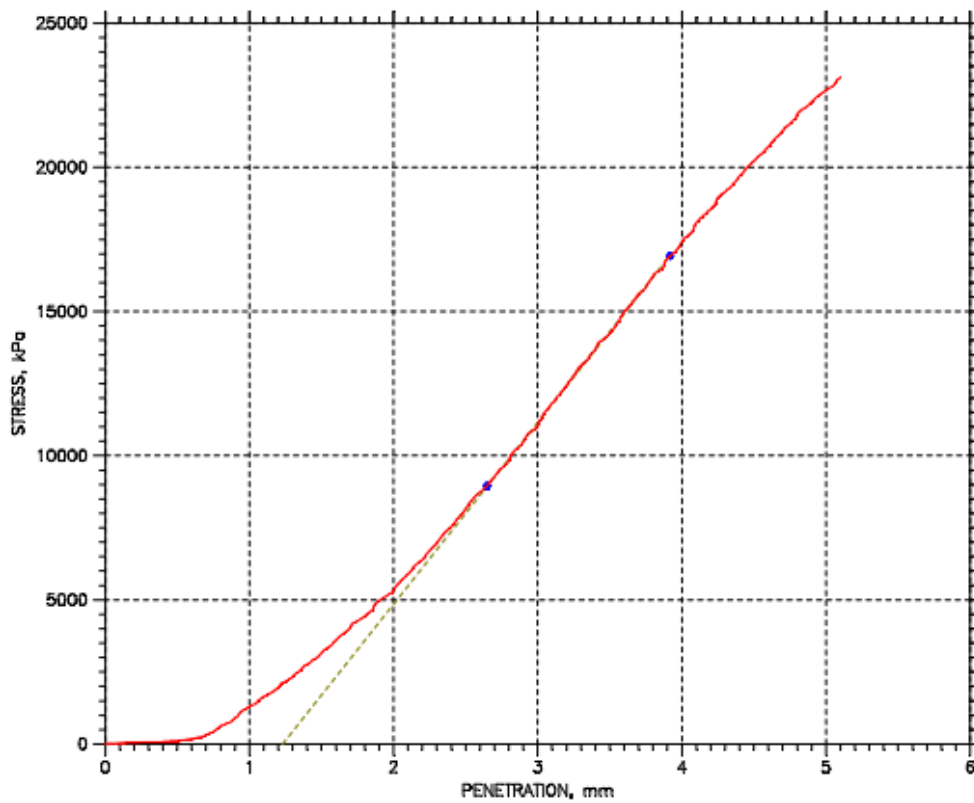


Figure V.23. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 21 jour (CBR immédiat).

- Argile + 6% ciment (21 jours) :

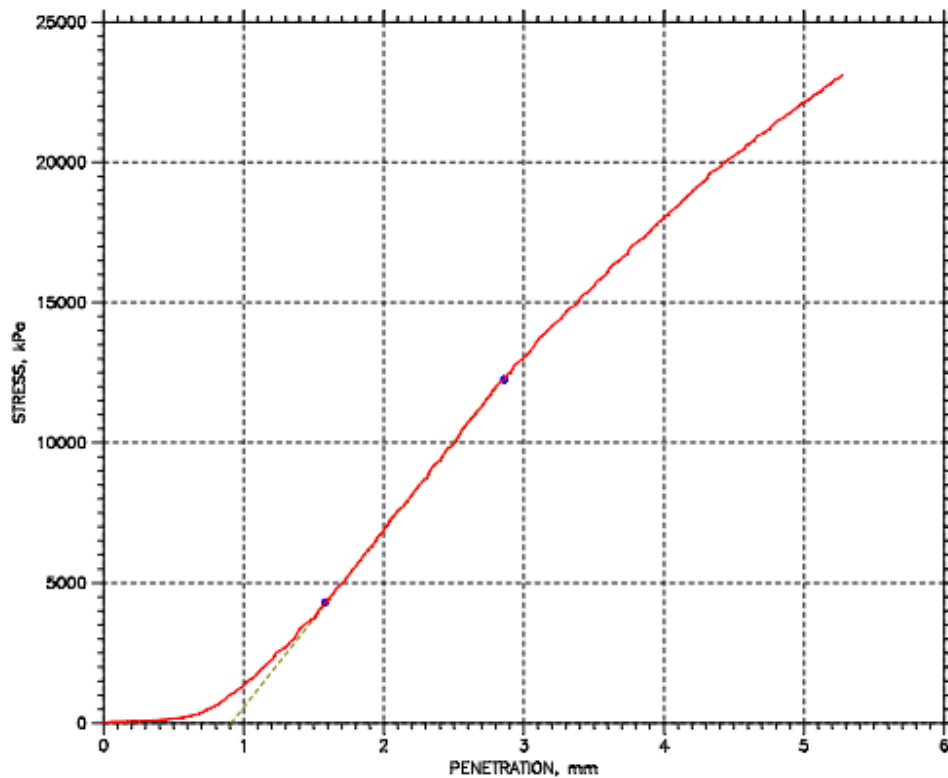
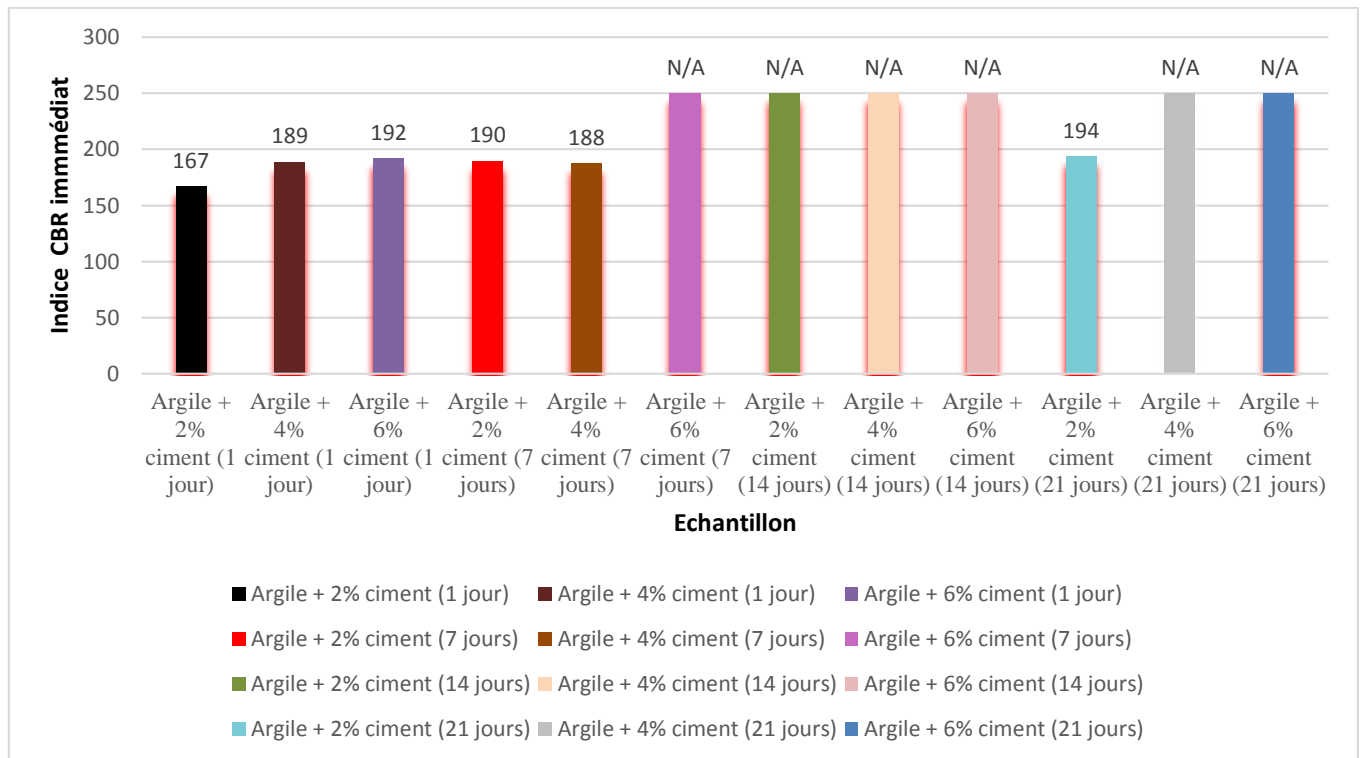


Figure V.24. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 21 jour (CBR immédiat).

Tableau V.4. Résultats des essais CBR immédiat.

Echantillons	Indice CBR immédiat (CBR)		
	I(2,5)	I(5)	CBR (%)
Argile + 2% ciment (1 jour)	163	167	167
Argile + 4% ciment (1 jour)	176	189	189
Argile + 6% ciment (1 jour)	190	192	192
Argile + 2% ciment (7 jours)	176	190	190
Argile + 4% ciment (7 jours)	171	188	188
Argile + 6% ciment (7 jours)	215	N/A	N/A
Argile + 2% ciment (14 jours)	195	N/A	N/A
Argile + 4% ciment (14 jours)	213	N/A	N/A
Argile + 6% ciment (14 jours)	211	N/A	N/A
Argile + 2% ciment (21 jours)	174	194	194
Argile + 4% ciment (21 jours)	232	N/A	N/A
Argile + 6% ciment (21 jours)	223	N/A	N/A

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols



**Figure V.25.** Evolution des indices CBR immédiat en fonction de temps.

La figure V.25 nous permet de comparer les résultats obtenus du CBR immédiat en fonction du temps.

### ✓ CBR immersion

Les résultats obtenus sont illustrés sur les figures V.26 à V.38 et regroupés dans le tableau V.5.

- **Argile + 2% ciment (1 jour)**

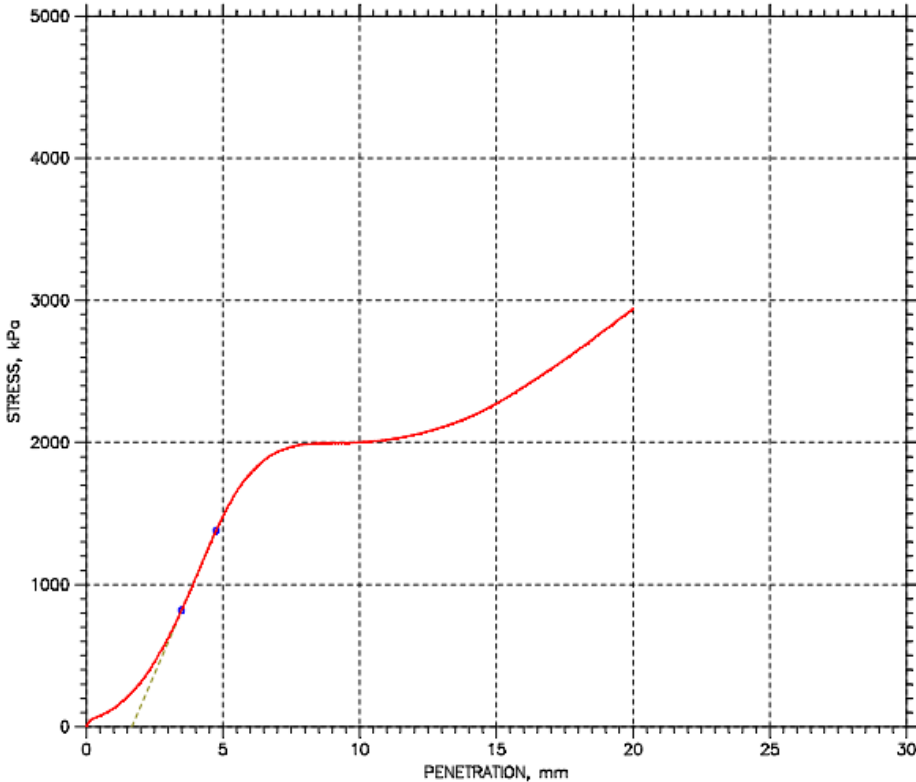


Figure V.26. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 1 jour (CBR immersion).

- Argile + 4% ciment (1 jour)

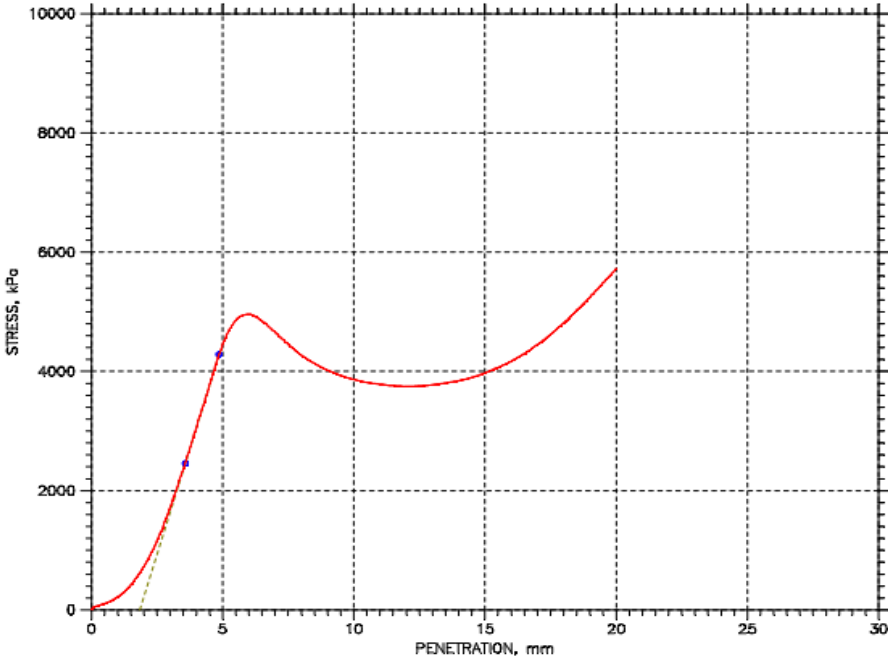


Figure V.27. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 1 jour (CBR immersion).

- Argile + 6% ciment (1 jour)

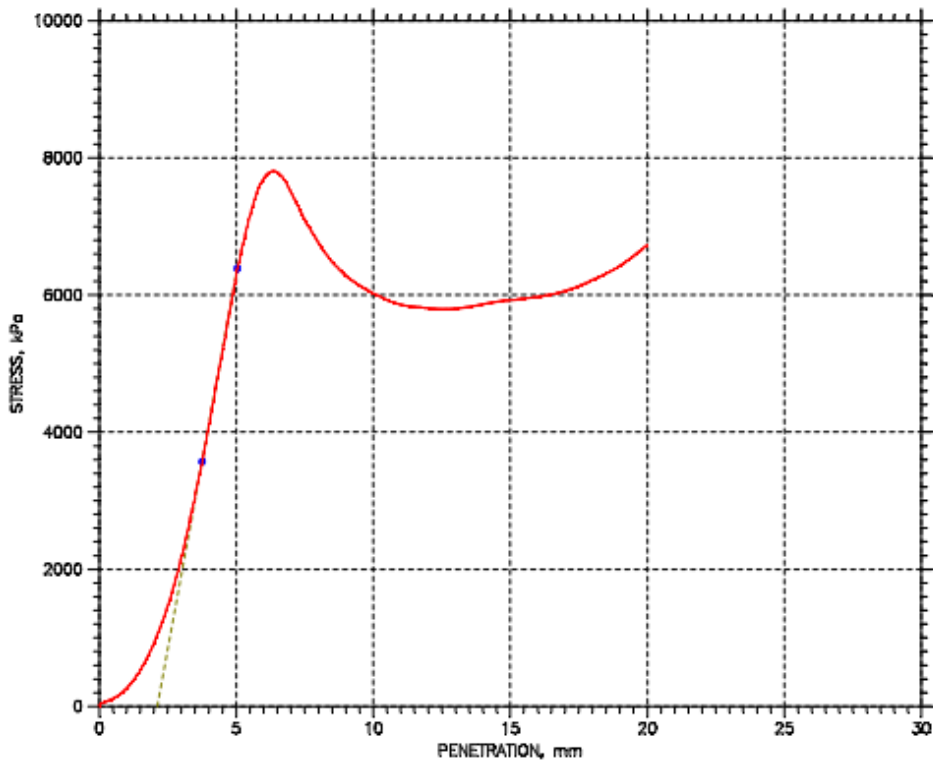


Figure V.28. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 1 jour (CBR immersion).

- Argile + 2% ciment (7 jours)

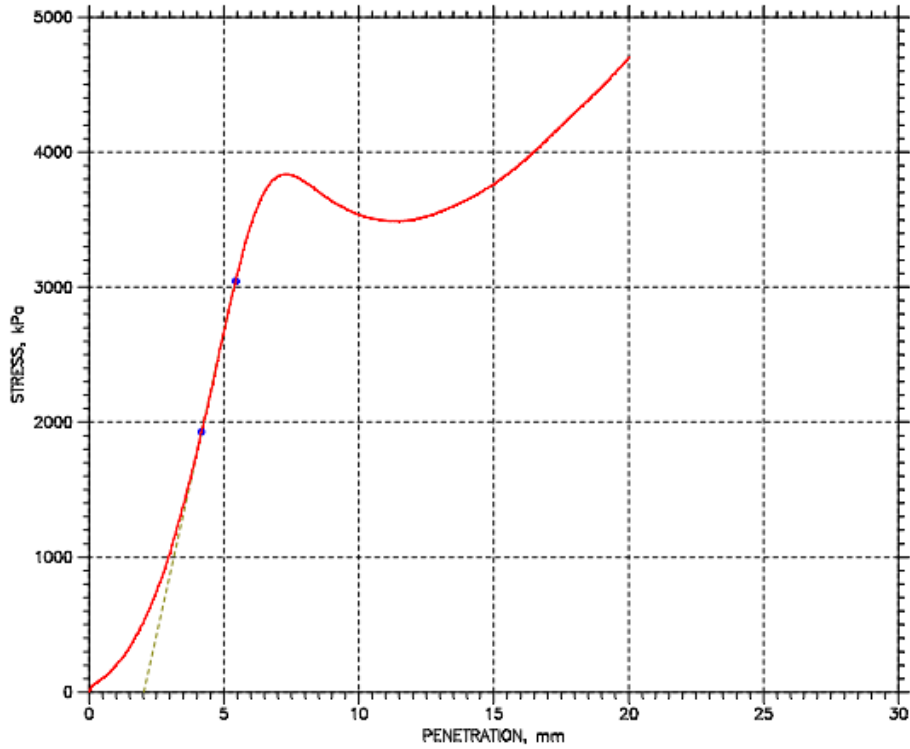


Figure V.29. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 7 jour (CBR immersion).

- Argile + 4% ciment (7 jours)

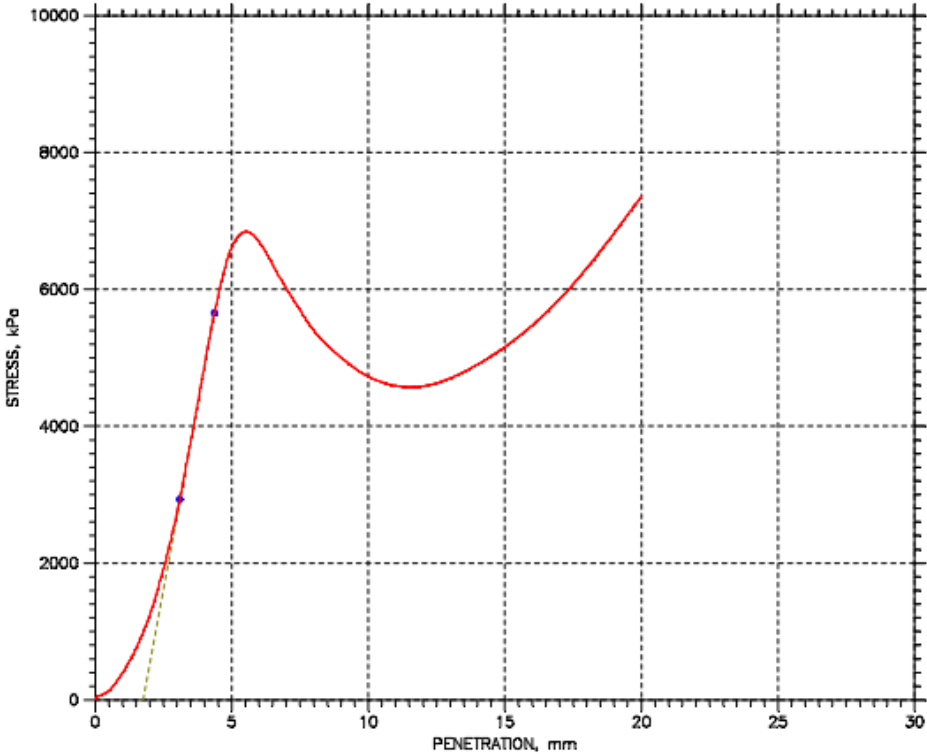


Figure V.30. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 7 jour (CBR immersion).

- Argile + 6% ciment (7 jours)

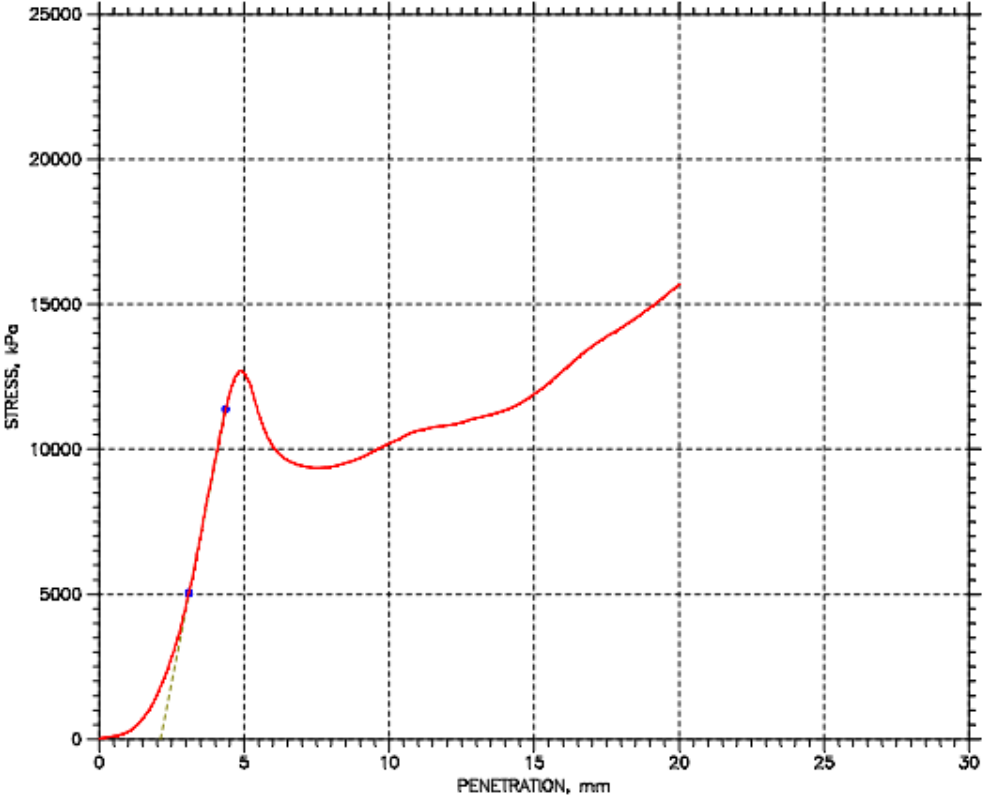


Figure V.31. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 7 jour (CBR immersion).

- Argile + 2% ciment (14 jours)

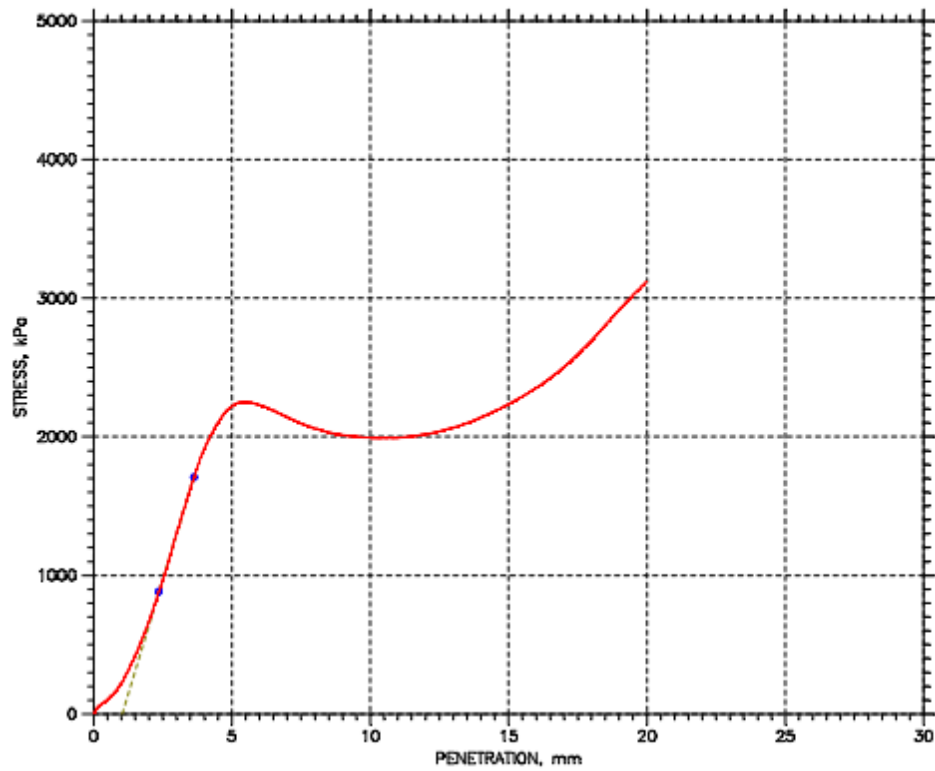


Figure V.32. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 14 jour (CBR immersion).

- Argile + 4% ciment (14 jours)

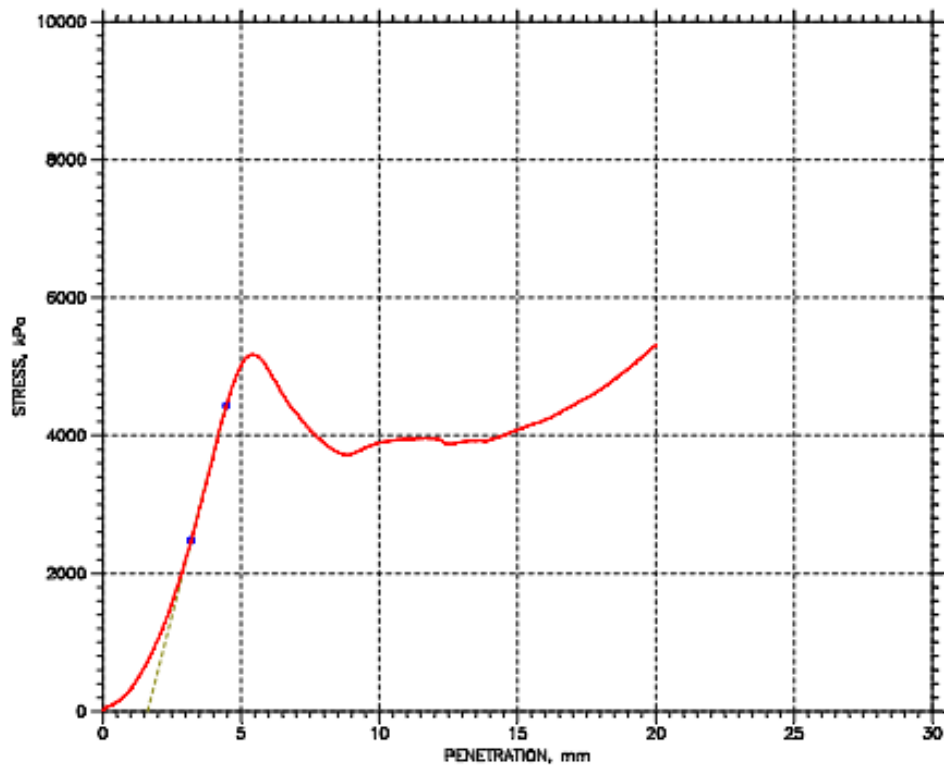


Figure V.33. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 14 jour (CBR immersion).

- Argile + 6% ciment (14 jours)

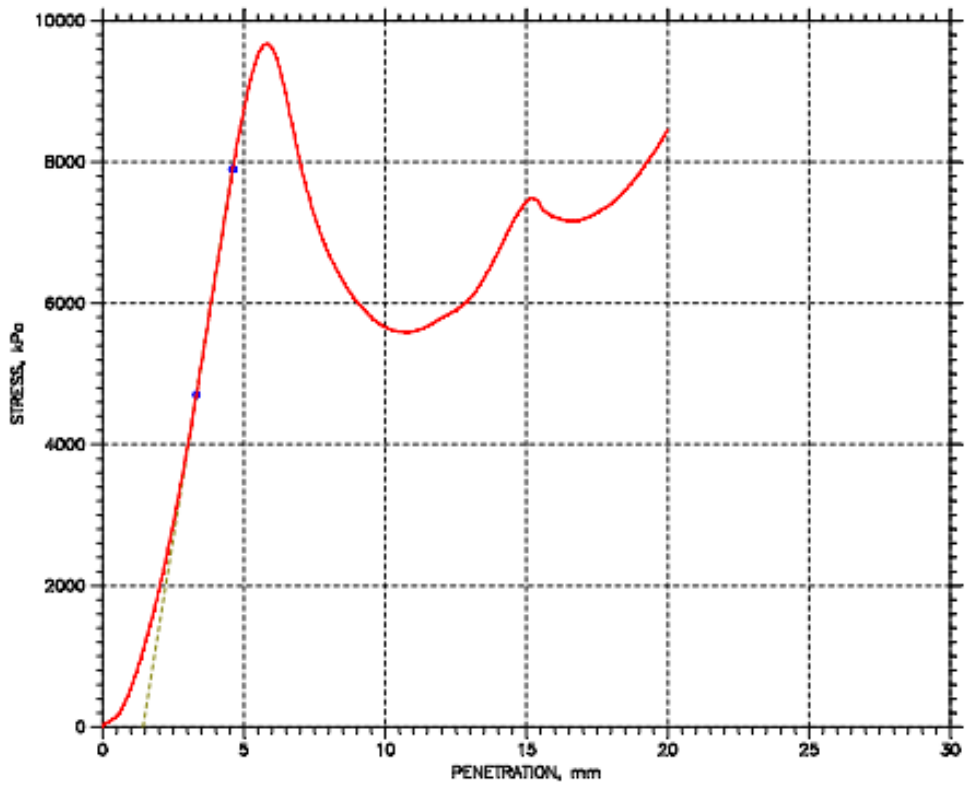


Figure V.34. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 14 jour (CBR immersion).

- Argile + 2% ciment (21 jours)

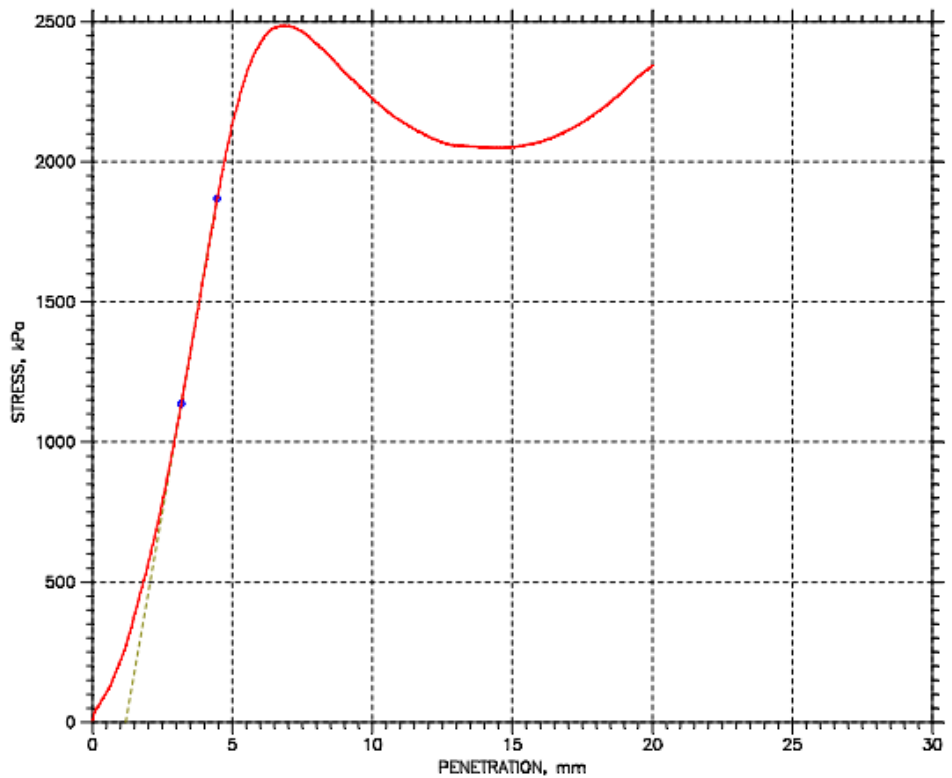


Figure V.35. Courbe enfoncements-forces d'argile+2% ciment 21 jour (CBR immersion).

- Argile + 4% ciment (21 jours)

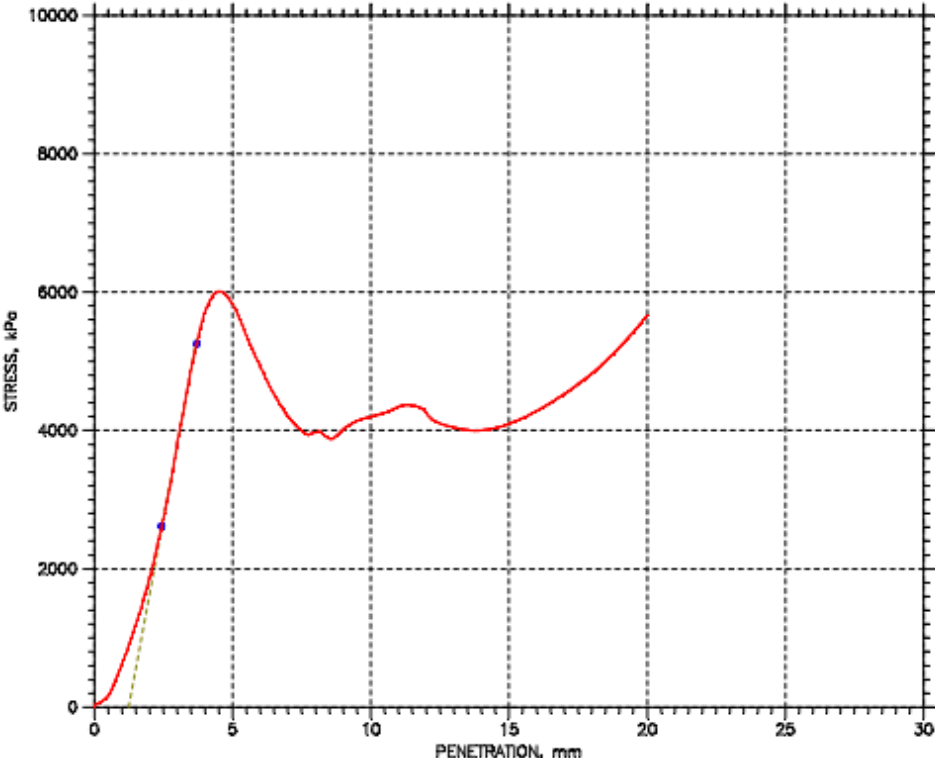


Figure V.36. Courbe enfoncements-forces d'argile+4% ciment 21 jour (CBR immersion).

- Argile + 6% ciment (21 jours)

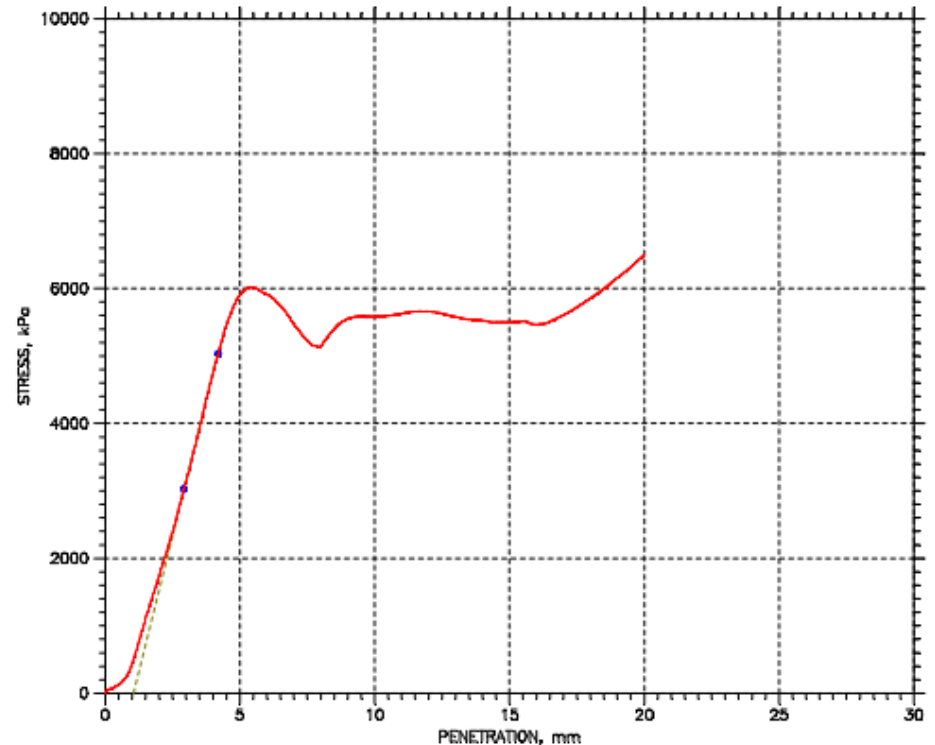


Figure V.37. Courbe enfoncements-forces d'argile+6% ciment 21 jour (CBR immersion).

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

Tableau V.5. Résultats des essais CBR immersion.

Echantillons	Indice CBR immersion (CBR)		
	I(2,5)	I(5)	CBR (%)
Argile + 2% ciment (1 jour)	17	18	18
Argile + 4% ciment (1 jour)	52	45	52
Argile + 6% ciment (1 jour)	81	71	81
Argile + 2% ciment (7 jours)	33	37	37
Argile + 4% ciment (7 jours)	80	59	80
Argile + 6% ciment (7 jours)	180	91	180
Argile + 2% ciment (14 jours)	24	21	24
Argile + 4% ciment (14 jours)	58	43	58
Argile + 6% ciment (14 jours)	92	86	92
Argile + 2% ciment (21 jours)	21	24	24
Argile + 4% ciment (21 jours)	78	45	78
Argile + 6% ciment (21 jours)	59	57	59

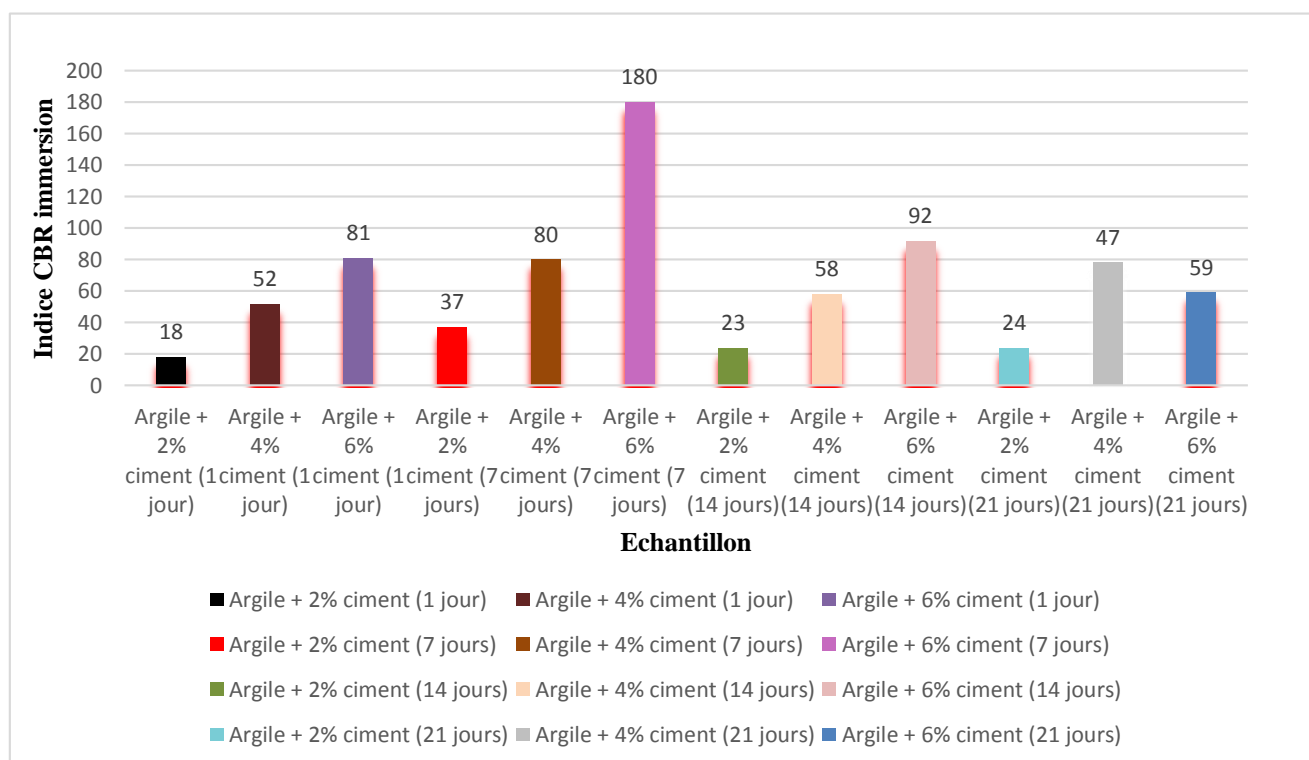


Figure V.38. Evolution des indices CBR immersion en fonction de temps.

Pour faciliter la comparaison les résultats sont présentés dans la figure V.38 sous forme d'histogramme.

### b) Pour couche de forme + couche de fondation

#### ✓ CBR immédiat

Les résultats sont illustrés sur les figures V.39 à V.50 et regroupés sur le tableau V.6.

- Mélange + 2% ciment (1 jour)

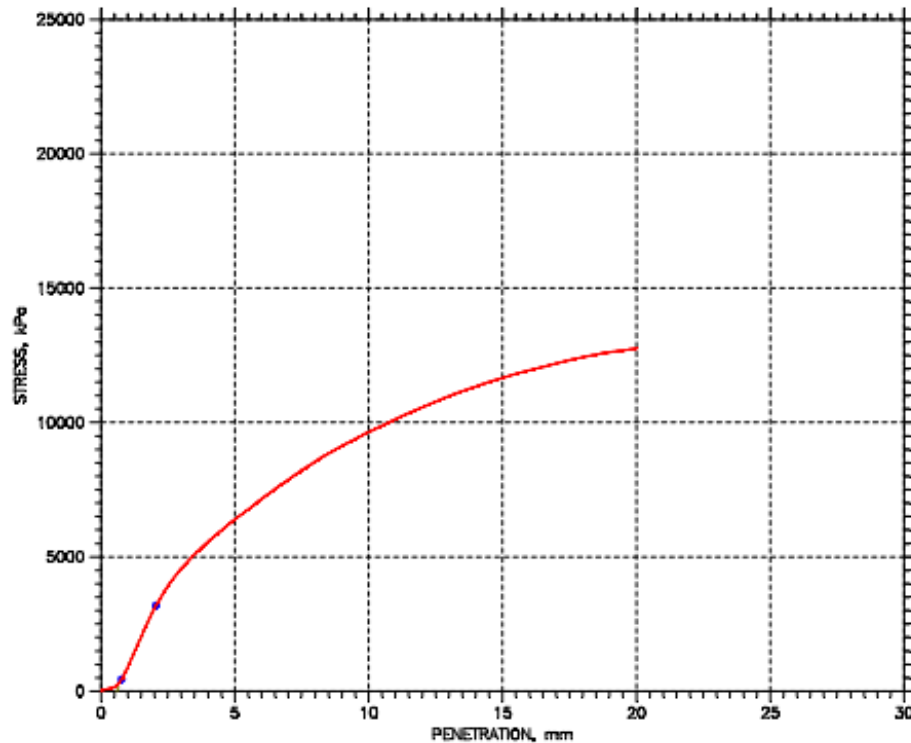


Figure V.39. Courbe enfoncements-forces de mélange+2% ciment 1 jour (CBR immédiat).

- Mélange + 4% ciment (1 jour)

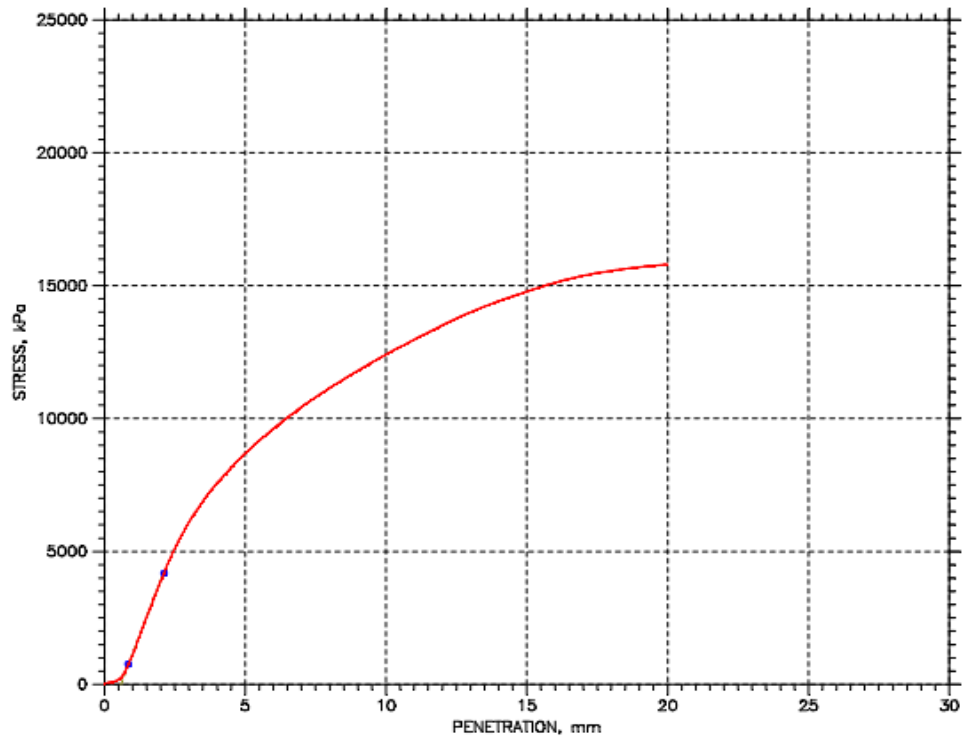


Figure V.40. Courbe enfoncements-forces de mélange+4% ciment 1 jour (CBR immédiat).

- **Mélange + 6% ciment (1 jour)**

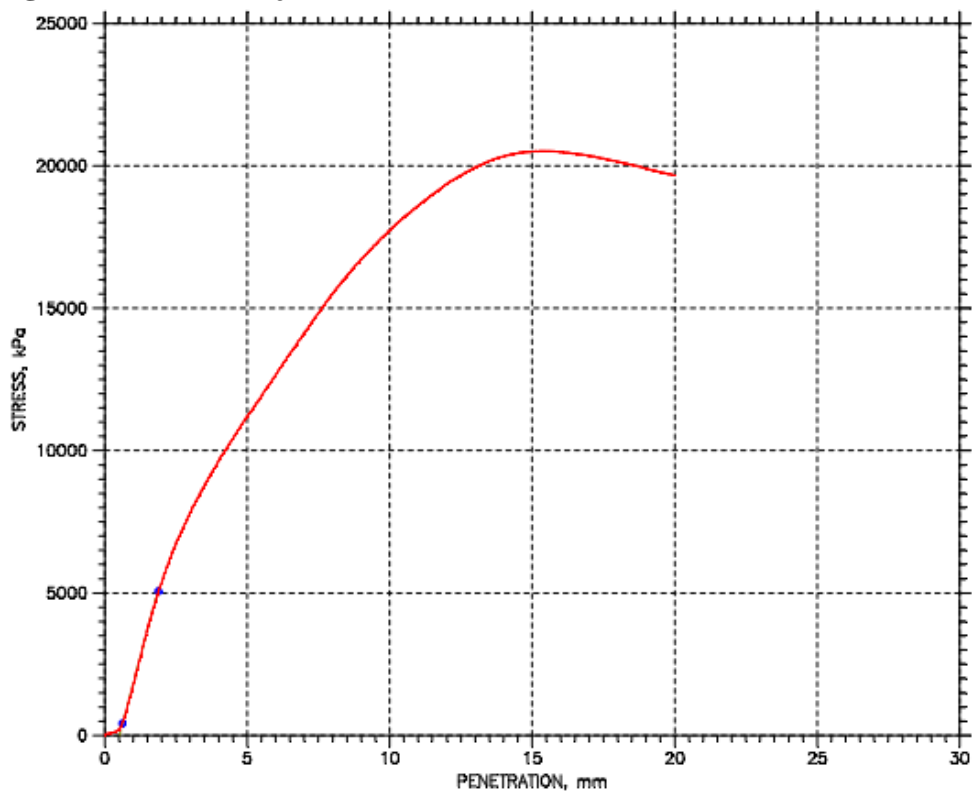


Figure V.41. Courbe enfoncements-forces de mélange+6% ciment 1 jour (CBR immédiat).

- Mélange + 2% ciment (7 jours)

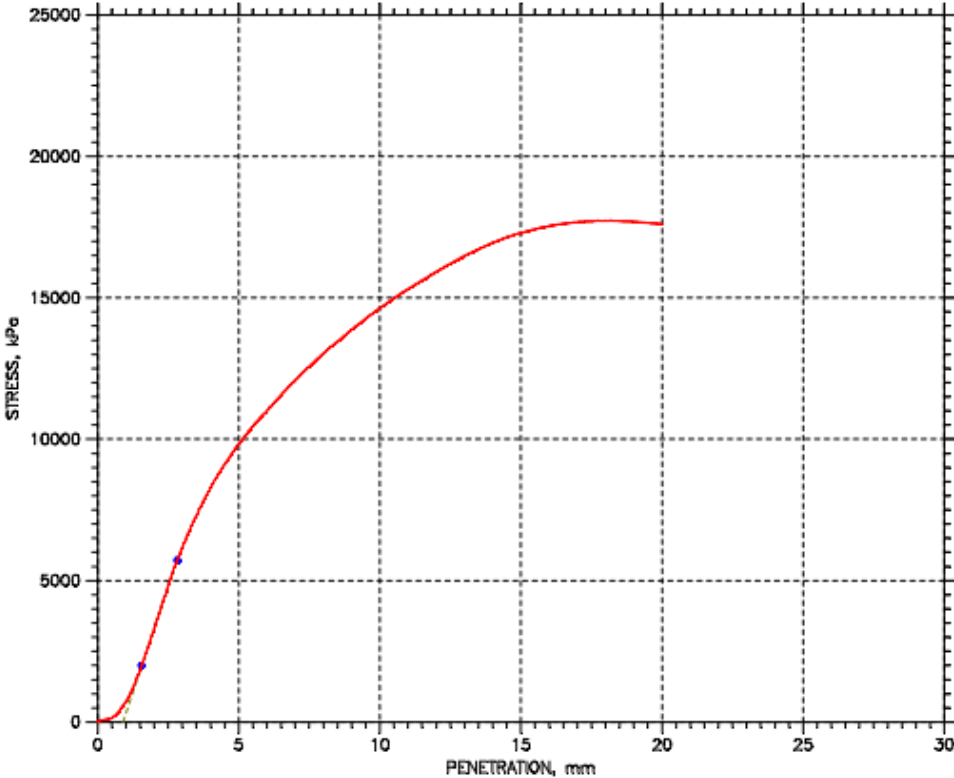


Figure V.42. Courbe enfoncements-forces de mélange+2% ciment 7 jour (CBR immédiat).

- Mélange + 4% ciment (7 jours)

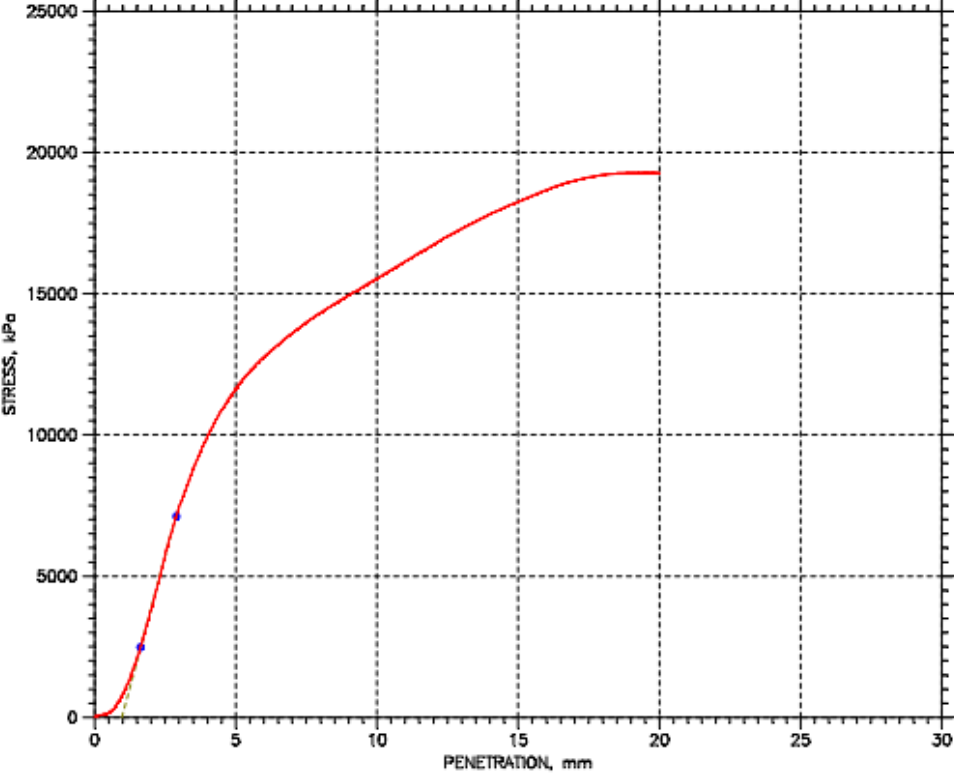


Figure V.43. Courbe enfoncements-forces de mélange+4% ciment 7 jour (CBR immédiat).

# CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

- Mélange + 6% ciment (7 jours)

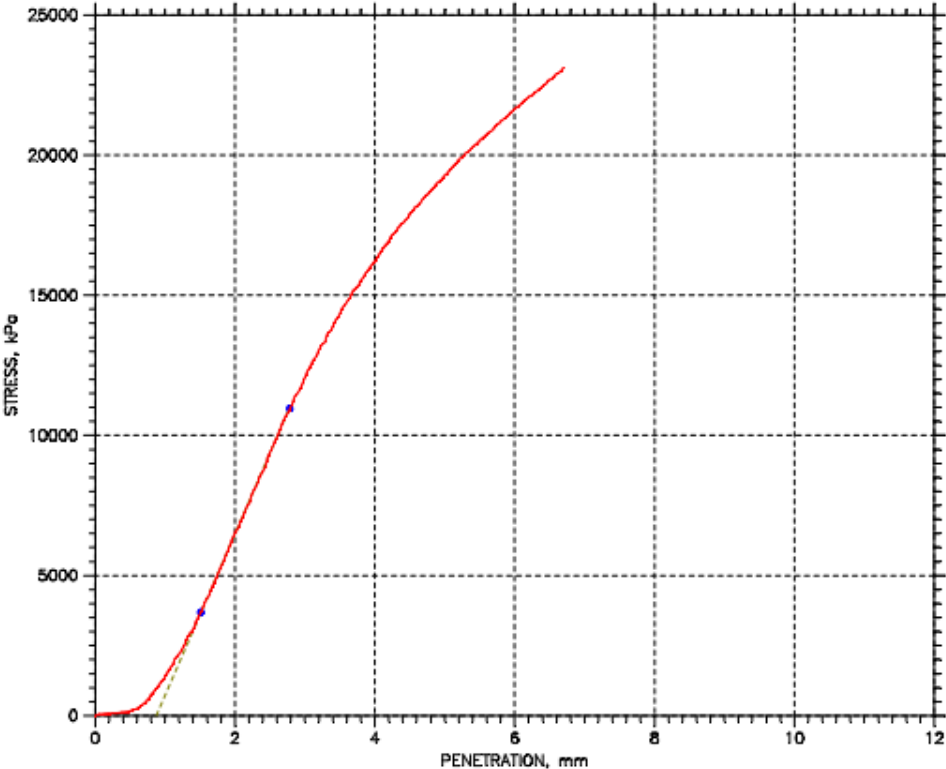


Figure V.44. Courbe enfoncements-forces de mélange+6% ciment 7 jour (CBR immédiat).

- Mélange + 2% ciment (14 jours)

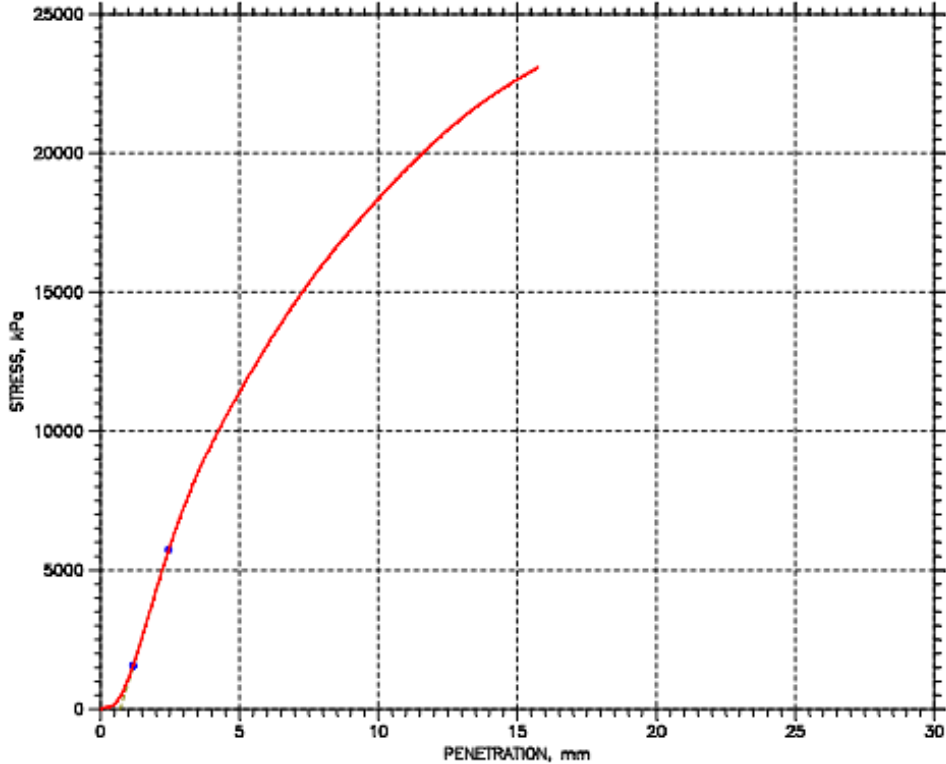


Figure V.45. Courbe enfoncements-forces de mélange+2% ciment 14 jour (CBR immédiat).

- Mélange + 4% ciment (14 jours)

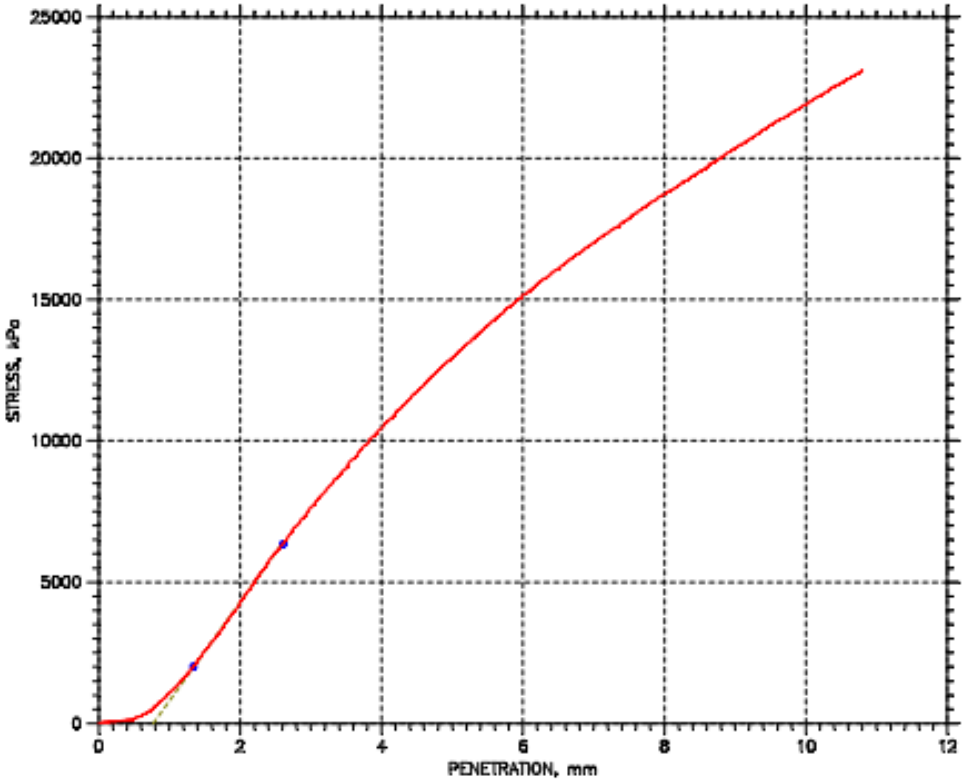


Figure V.46. Courbe enfoncements-forces de mélange+4% ciment 14 jour (CBR immédiat).

- Mélange + 6% ciment (14 jours)

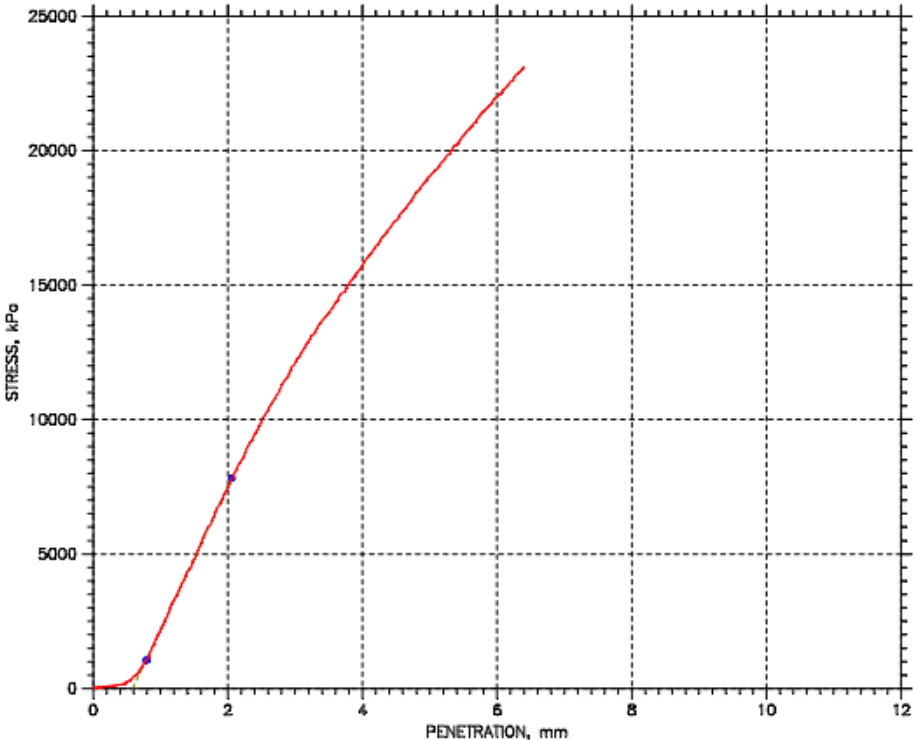


Figure V.47. Courbe enfoncements-forces de mélange+6% ciment 14 jour (CBR immédiat).

- Mélange + 2% ciment (21 jours)

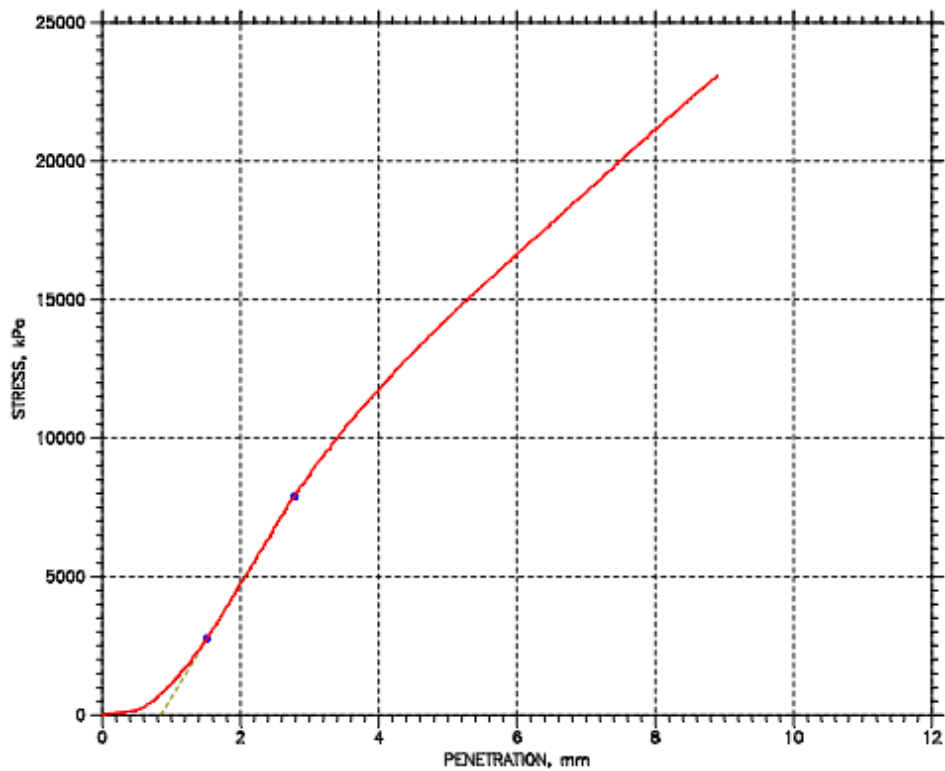


Figure V.48. Courbe enfoncements-forces de mélange+2% ciment 21 jour (CBR immédiat).

- Mélange + 4% ciment (21 jours)

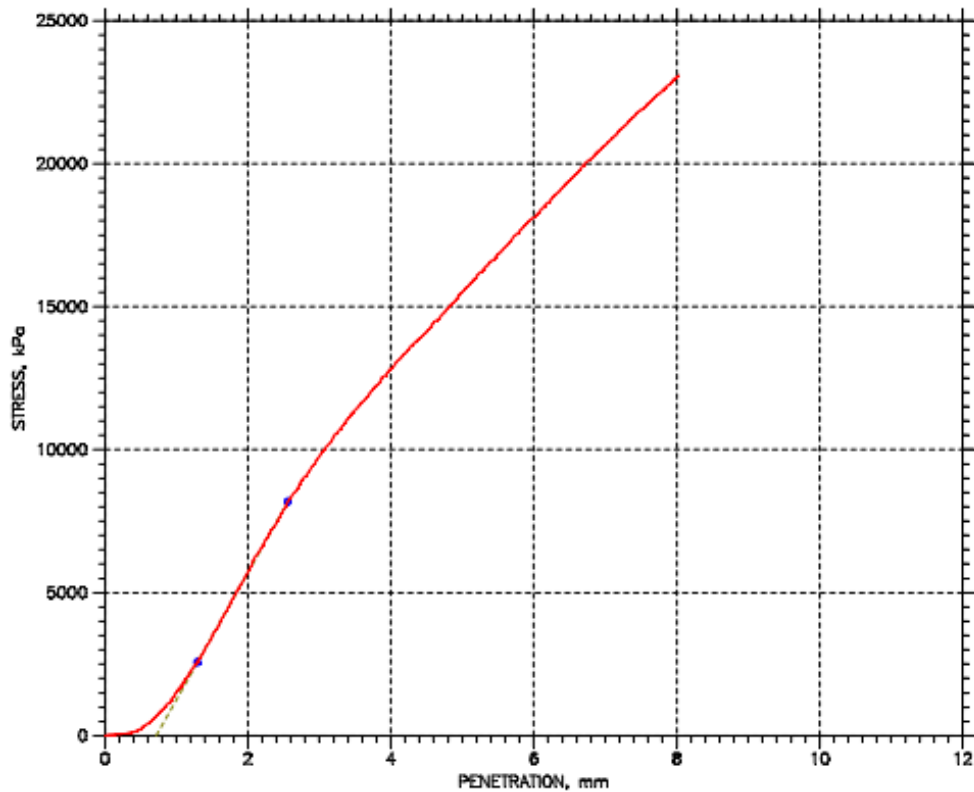


Figure V.49. Courbe enfoncements-forces de mélange+4% ciment 21 jour (CBR immédiat).

- Mélange + 6% ciment (21 jours)

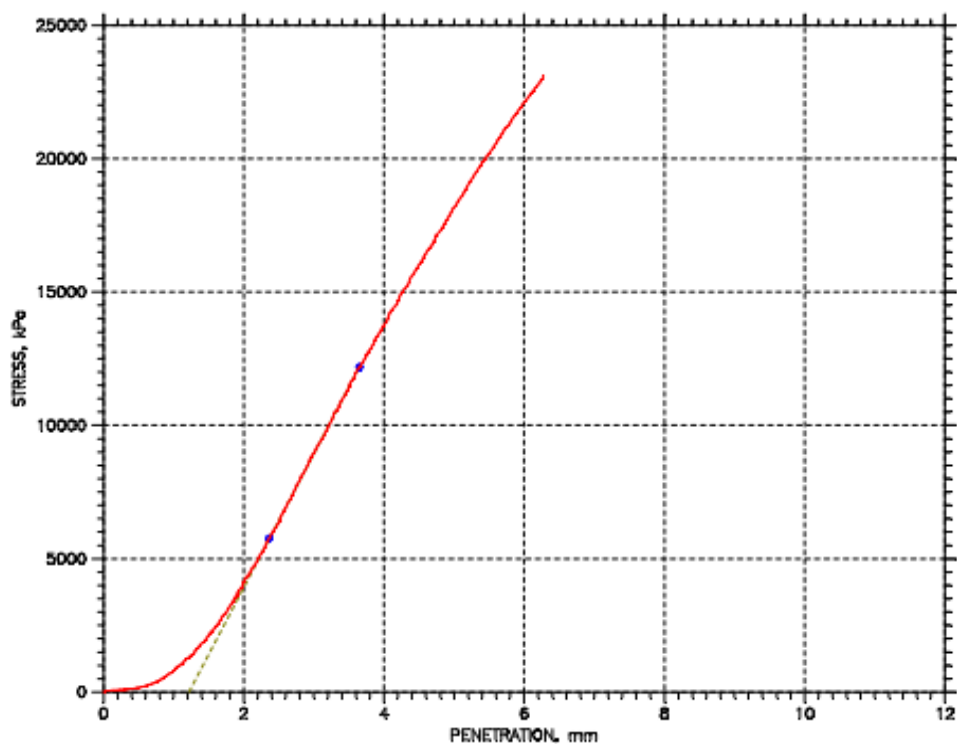
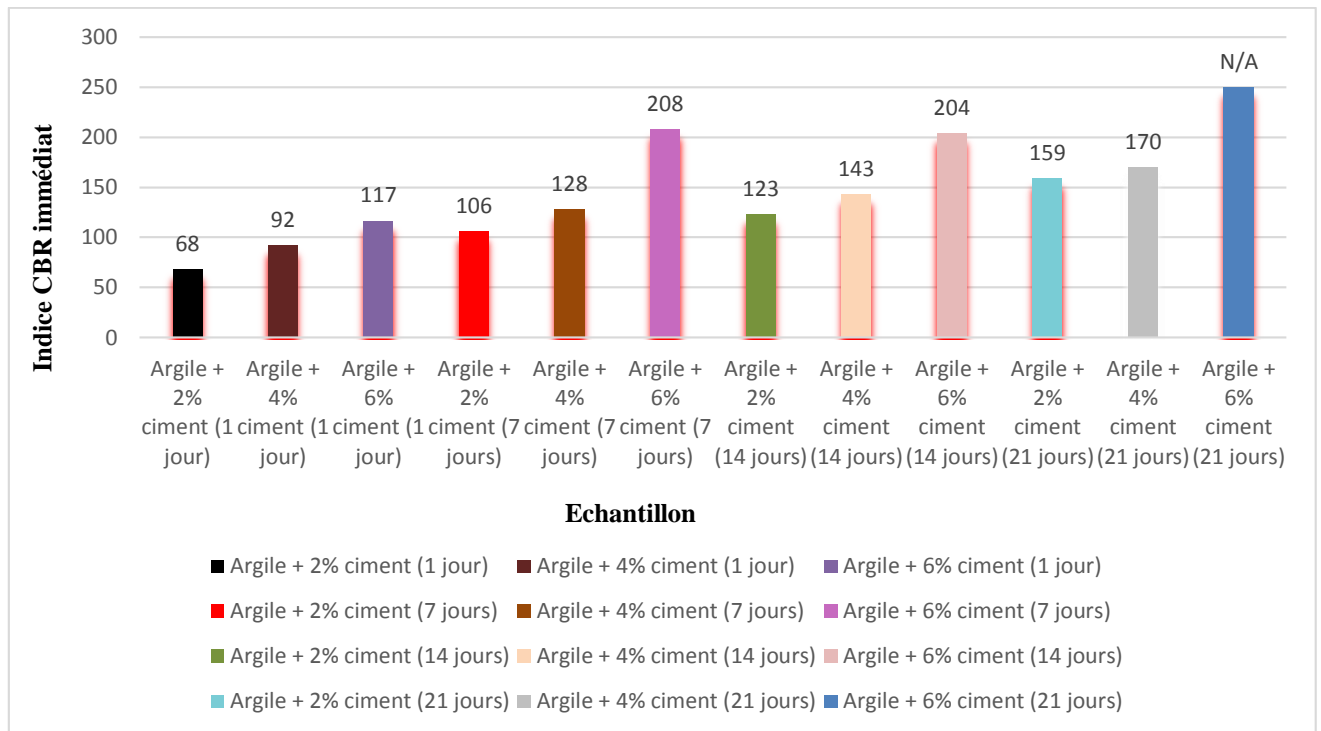


Figure V.50. Courbe enfoncements-forces de mélange+6% ciment 21 jour (CBR immédiat).

Tableau V.6. Résultats des essais CBR immédiat.

Echantillons	Indice CBR immédiat (CBR)		
	I(2,5)	I(5)	CBR (%)
Mélange + 2% ciment (1 jour)	68	67	68
Mélange + 4% ciment (1 jour)	92	90	92
Mélange + 6% ciment (1 jour)	115	117	117
Mélange + 2% ciment (7 jours)	104	106	106
Mélange + 4% ciment (7 jours)	128	124	128
Mélange + 6% ciment (7 jours)	203	208	208
Mélange + 2% ciment (14 jours)	114	123	123
Mélange + 4% ciment (14 jours)	124	143	143
Mélange + 6% ciment (14 jours)	183	204	204
Mélange + 2% ciment (21 jours)	144	159	159
Mélange + 4% ciment (21 jours)	154	170	170
Mélange + 6% ciment (21 jours)	184	N/A	N/A

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols



**Figure V.51.** Evolution des indices CBR immédiat en fonction de temps.

Pour faciliter la comparaison, les résultats sont présentés sous forme d'historgramme sur la figure V.51.

### ✓ CBR immersion

Les résultats sont illustrés sur les figures V.52 à V.63 et regroupés sur le tableau V.7.

- Mélange + 2% ciment (1 jour)

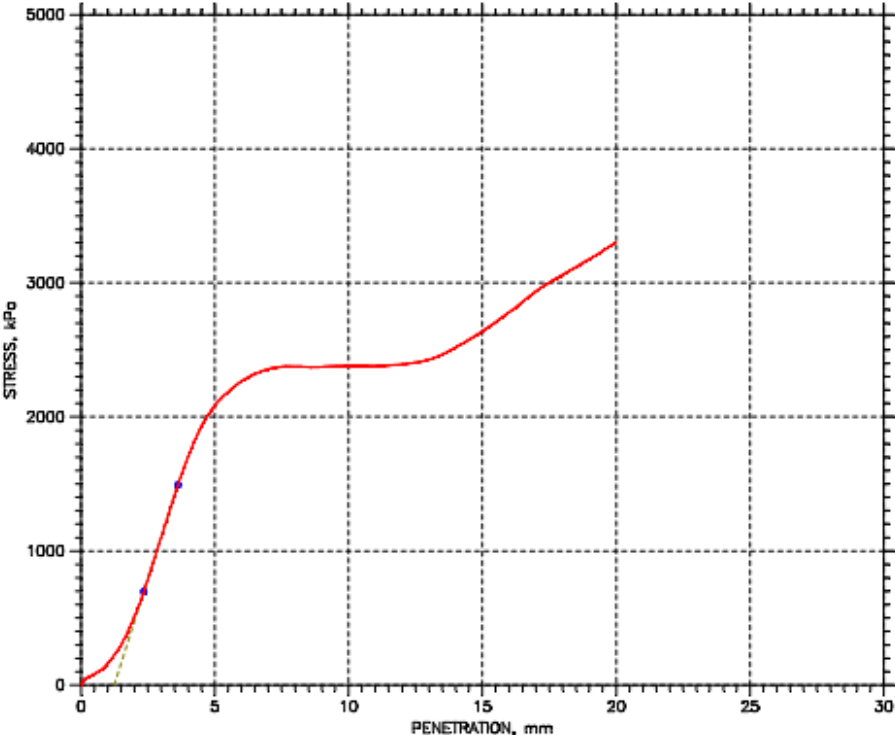


Figure V.52. Courbe enfoncements-forces mélange+2% ciment 1 jour (CBR immersion).

- Mélange + 4% ciment (1 jour)

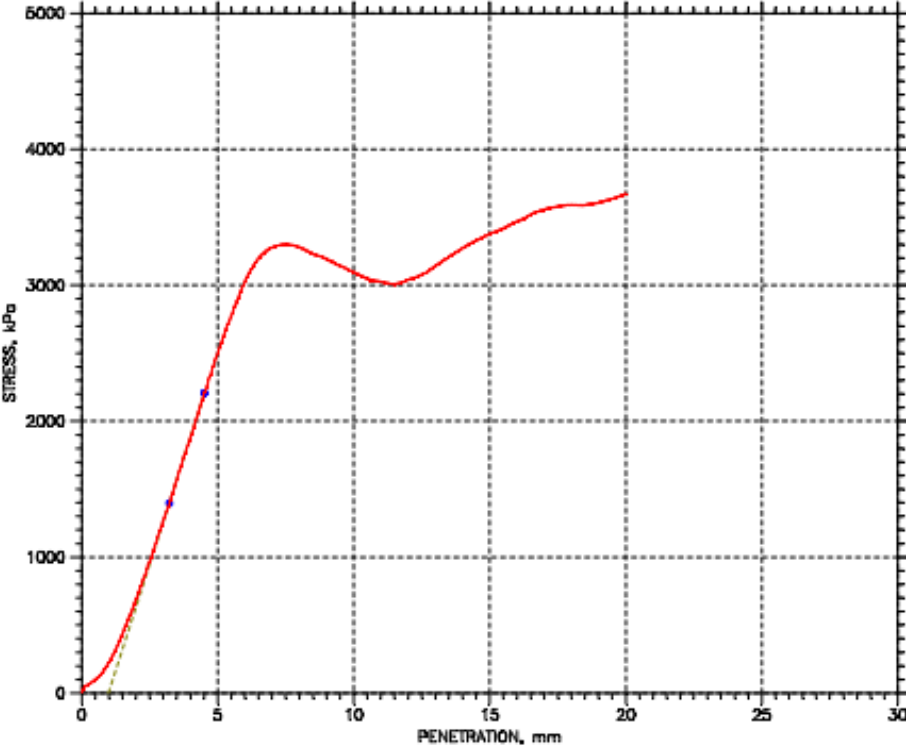


Figure V.53. Courbe enfoncements-forces mélange+4% ciment 1 jour (CBR immersion).

- Mélange + 6% ciment (1 jour)

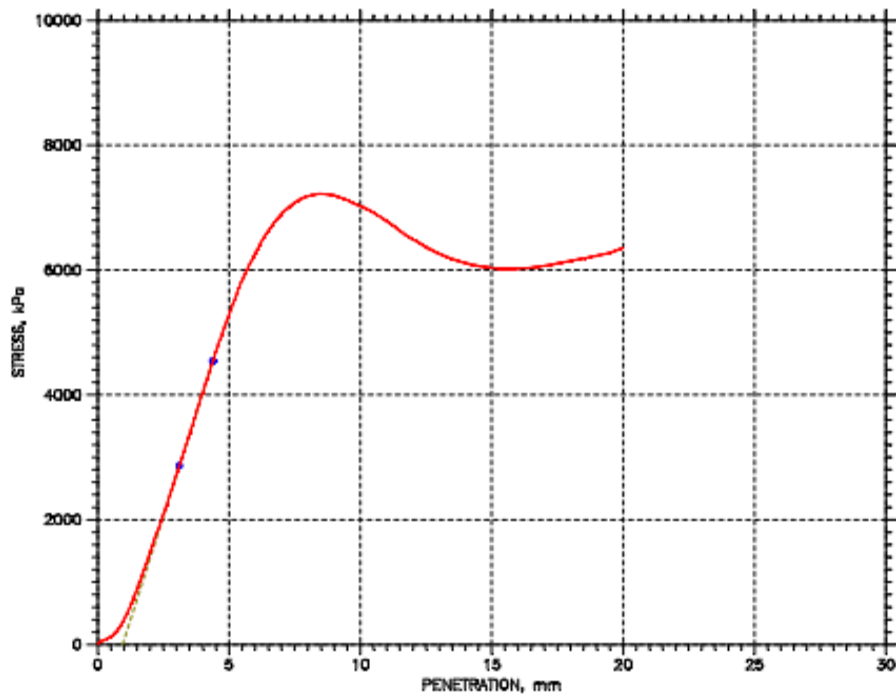


Figure V.54. Courbe enfoncements-forces mélange+6% ciment 1 jour (CBR immersion).

- Mélange + 2% ciment (7 jours)

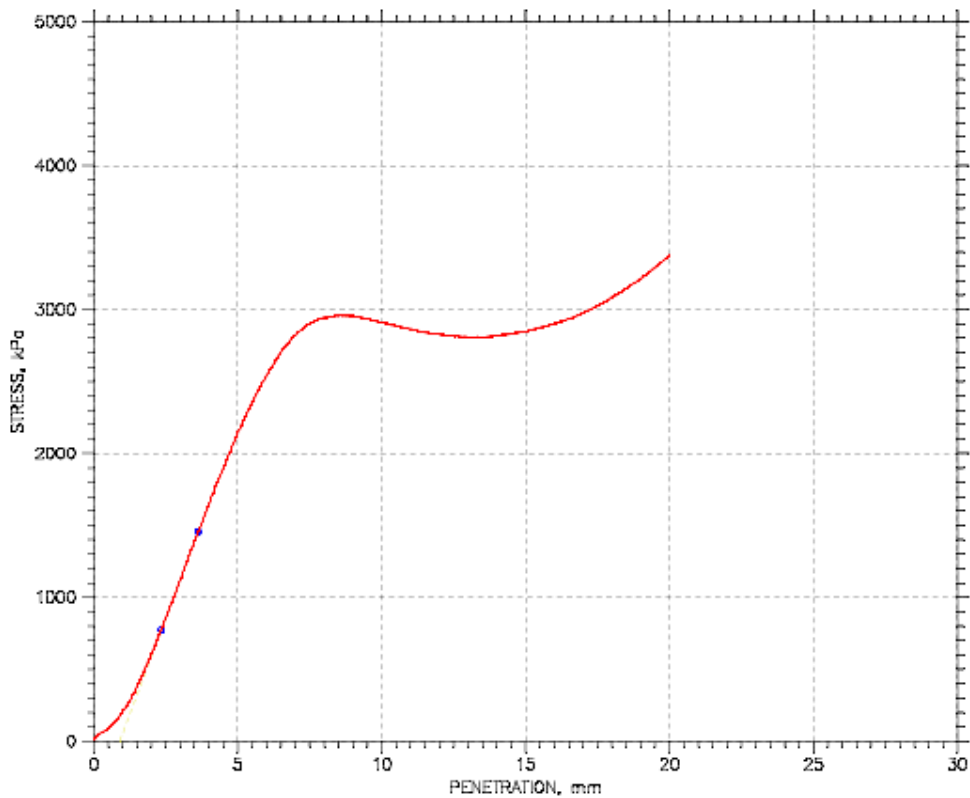


Figure V.55. Courbe enfoncements-forces mélange+2% ciment 7 jour (CBR immersion).

- Mélange + 4% ciment (7 jours)

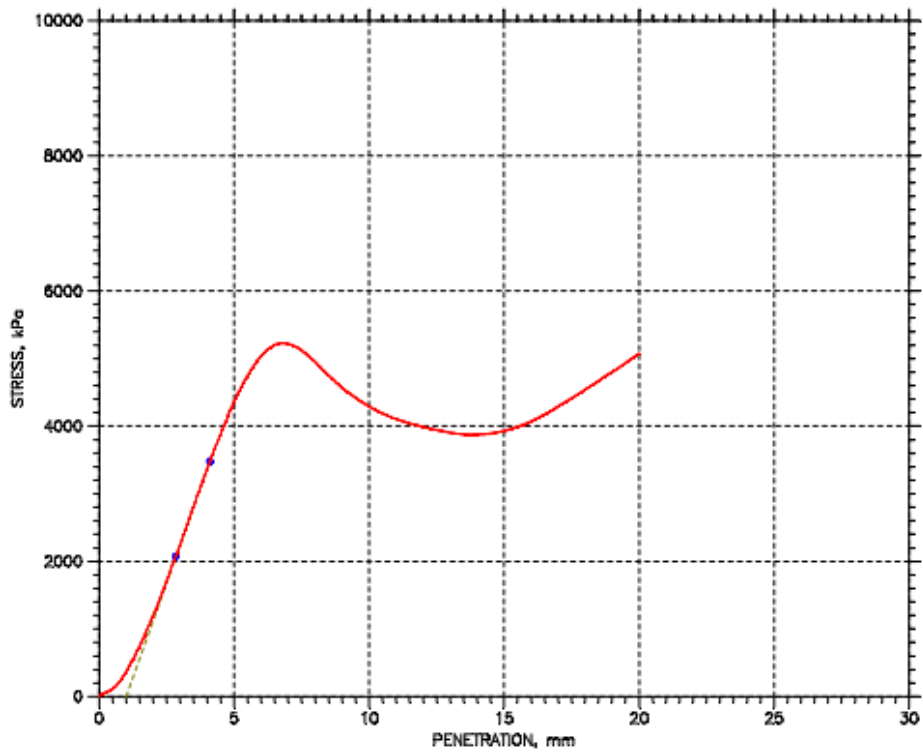


Figure V.56. Courbe enfoncements-forces mélange+4% ciment 7 jour (CBR immersion).

- Mélange + 6% ciment (7 jours)

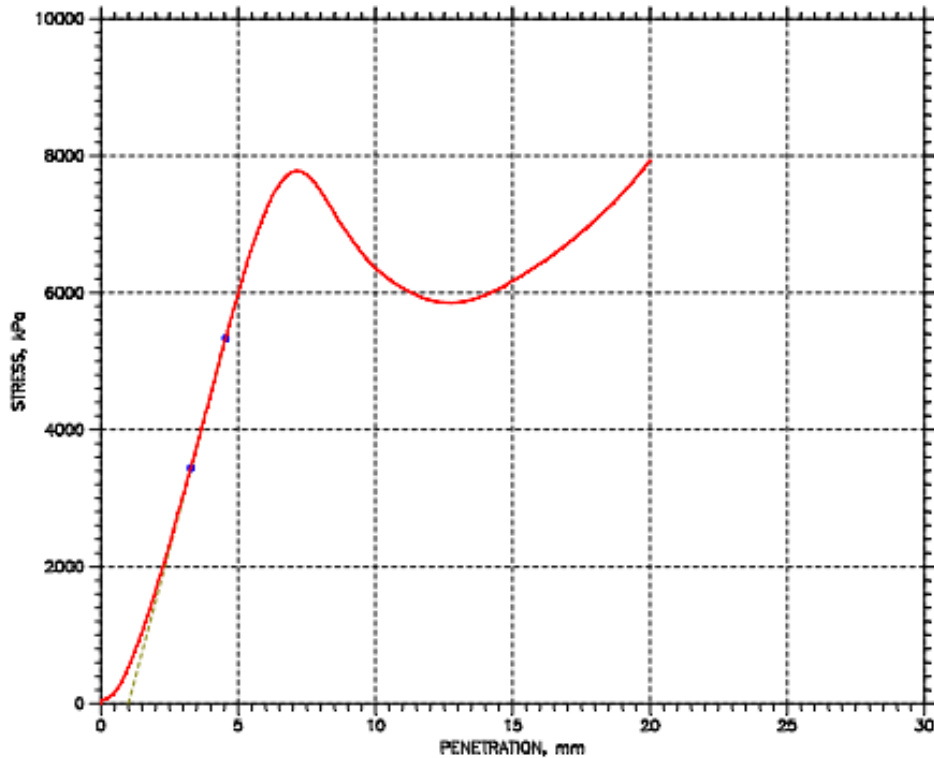


Figure V.57. Courbe enfoncements-forces mélange+6% ciment 7 jour (CBR immersion).

- Mélange + 2% ciment (14 jours)

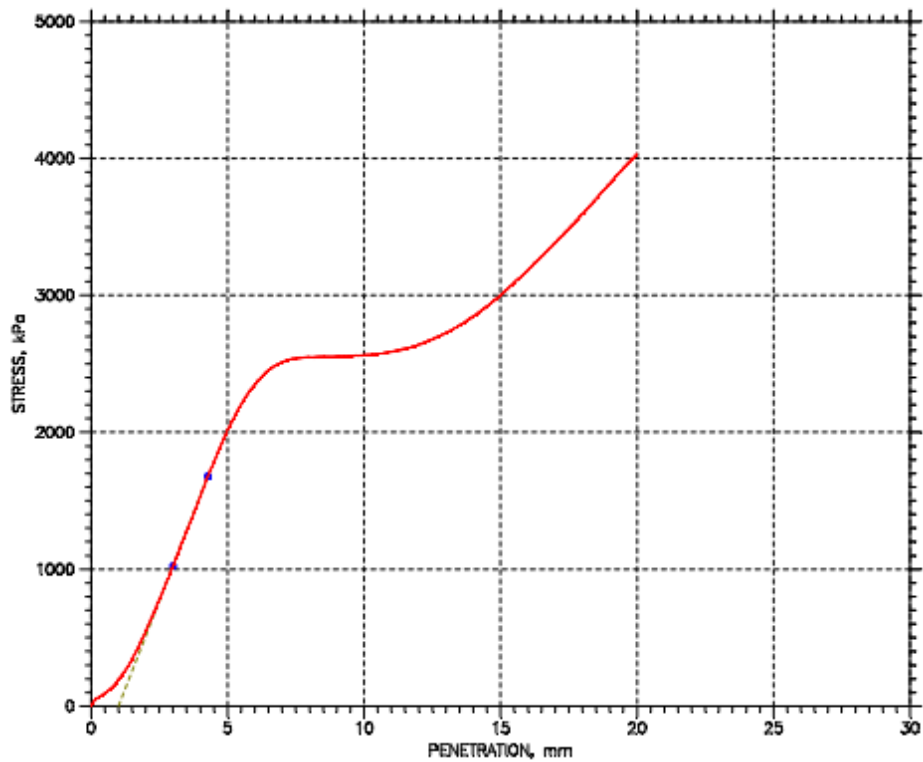


Figure V.58. Courbe enfoncements-forces mélange+2% ciment 14 jour (CBR immersion).

- Mélange + 4% ciment (14 jours)

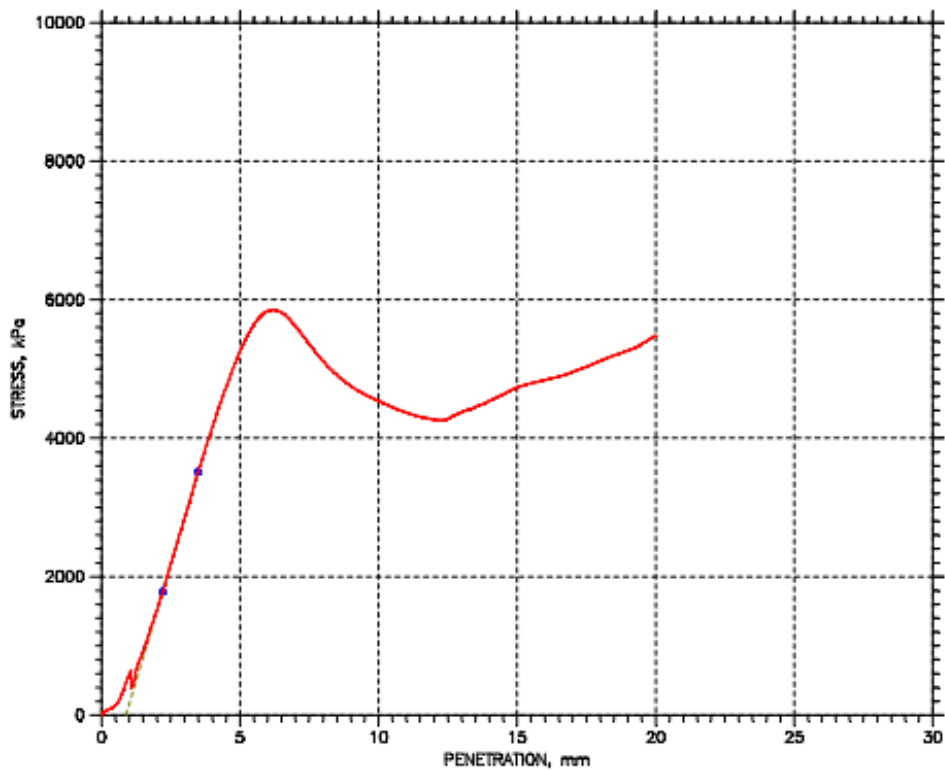


Figure V.59. Courbe enfoncements-forces mélange+4% ciment 14 jour (CBR immersion).

- Mélange + 6% ciment (14 jours)

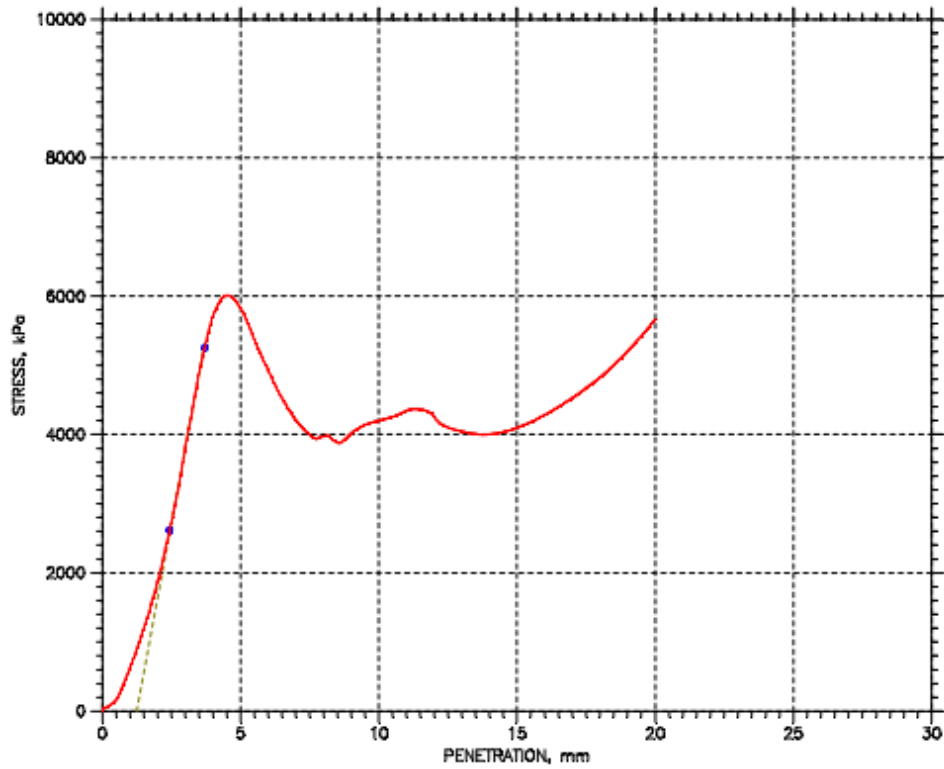


Figure V.60. Courbe enfoncements-forces mélange+6% ciment 14 jour (CBR immersion).

- Mélange + 2% ciment (21 jours)

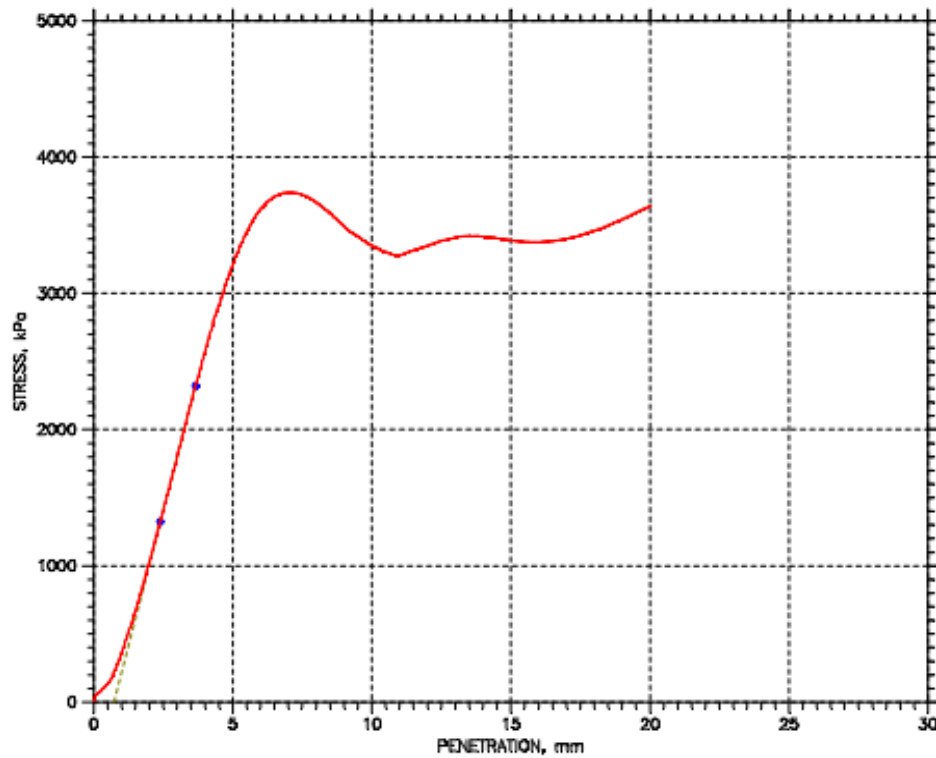


Figure V.61. Courbe enfoncements-forces mélange+2% ciment 21 jour (CBR immersion).

- Mélange + 4% ciment (21 jours)

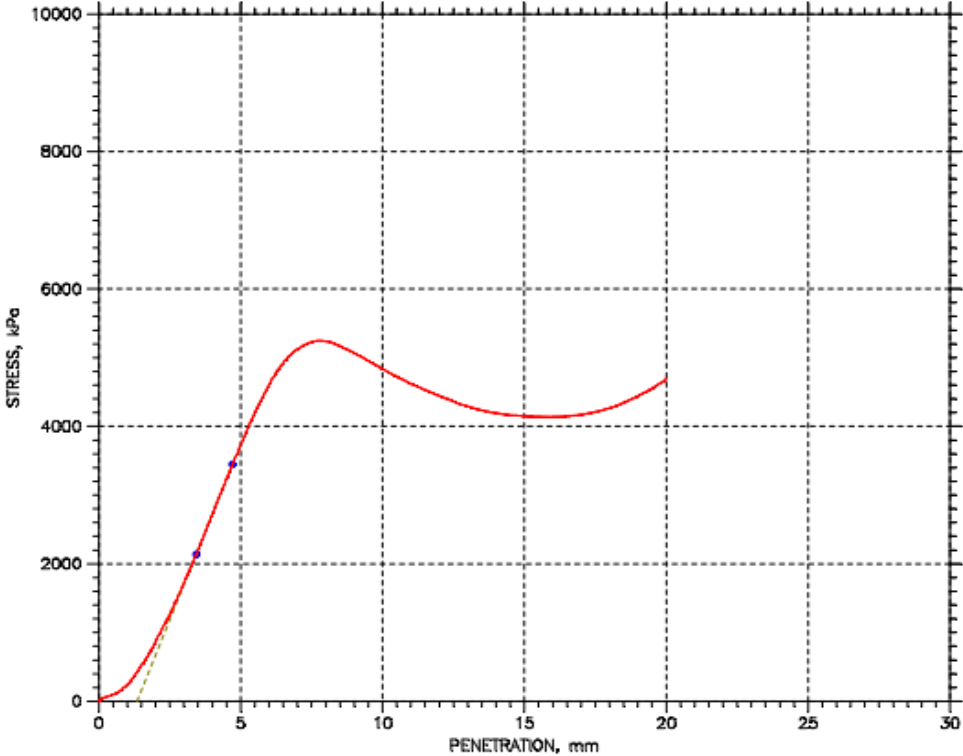


Figure V.62. Courbe enfoncements-forces mélange+4% ciment 21 jour (CBR immersion).

- Mélange + 6% ciment (21 jours)

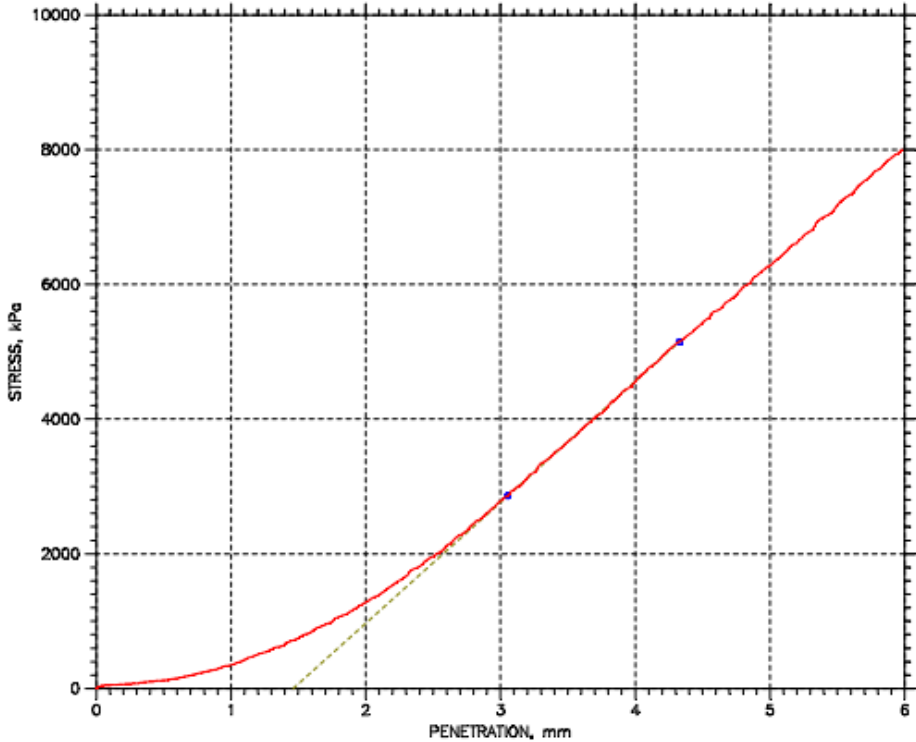


Figure V.63. Courbe enfoncements-forces mélange+6% ciment 21 jour (CBR immersion).

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

Tableau V.7. Résultats des essais CBR immersion.

Echantillons	Indice CBR immersion (CBR)		
	I(2,5)	I(5)	CBR (%)
Mélange + 2% ciment (1 jour)	23	22	23
Mélange + 4% ciment (1 jour)	23	30	30
Mélange + 6% ciment (1 jour)	49	61	61
Mélange + 2% ciment (7 jours)	22	24	24
Mélange + 4% ciment (7 jours)	41	49	49
Mélange + 6% ciment (7 jours)	56	70	70
Mélange + 2% ciment (14 jours)	19	23	23
Mélange + 4% ciment (14 jours)	50	56	56
Mélange + 6% ciment (14 jours)	78	45	78
Mélange + 2% ciment (21 jours)	29	34	34
Mélange + 4% ciment (21 jours)	38	47	47
Mélange + 6% ciment (21 jours)	66	N/A	N/A

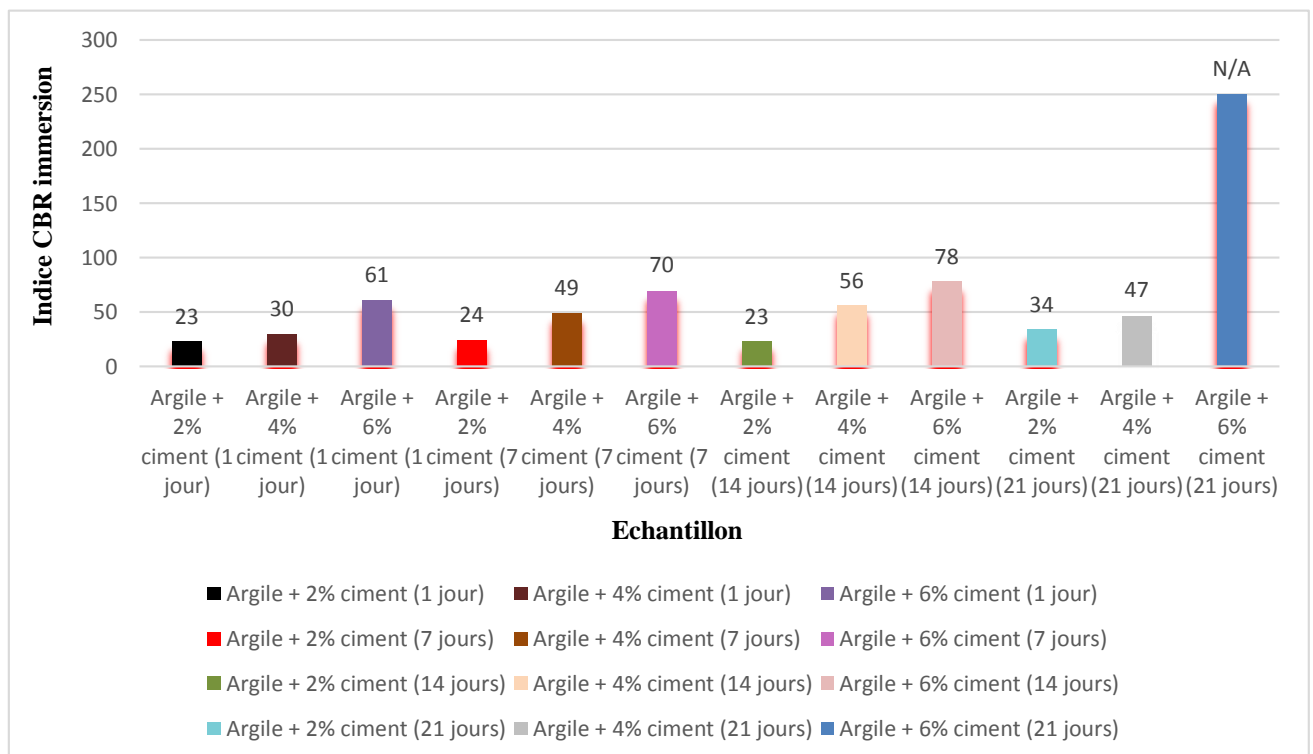


Figure V.64. Evolution des indices CBR immersion en fonction de temps.

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

---

Pour faciliter la comparaison les résultats sont présentés sous forme d'histogramme (**figure V.64**) en fonction du temps.

### V.4. Résistance à la compression et à la traction

#### V.4.1. Compression

Essai à la compression uni-axiale des éprouvettes : l'éprouvette est placée sur un plateau de compression, qui est constitué de deux pistons. Un piston supérieur fixe sur lequel est placé un capteur de force qui enregistre les efforts appliqués sur l'échantillon et un piston inférieur mobile à l'aide d'un volant, qui permet de mettre en contact l'échantillon avec le piston supérieur. Deux disques sont placés, l'un au-dessus et l'autre au-dessous de l'échantillon pour bien répartir la pression sur l'éprouvette. Un comparateur de déplacement est fixé sur le piston supérieur pour évaluer la déformation de l'échantillon lors de l'écrasement. Dès que l'éprouvette est mise en place sur le plateau de l'essai, le volant est manié manuellement dans le sens de l'aiguille d'une montre. Le piston inférieur monte avec l'éprouvette jusqu'au contact avec le piston supérieur et c'est à ce moment que le capteur de force et le comparateur de déplacement commencent à enregistrer respectivement l'effort exercé par le bâti sur l'échantillon jusqu'à la rupture de cette éprouvette. Une fois que la rupture a eu lieu, l'effort de rupture et la valeur de déformation sont relevés. Le dispositif de l'essai est illustré sur la (**Figure V.63**). La mesure de la résistance à la compression est donnée par la formule :

$$\sigma_c = \frac{F_r}{S}$$

**Avec :**

$F_r$  : la force de rupture (N) ;

$S$  : la section de l'éprouvette (mm<sup>2</sup>) ;

$\sigma_c$  : résistance à la compression (MPa).

#### Exécution de l'essai



Figure V.65. Les étapes de l'essai de compression simple.

### Résultats des essais de compression

Les résultats sont illustrés sur les figures V.66 à V.77 et regroupés dans le tableau V.8.

- Eprouvette argile+2%ciment- 1 jour

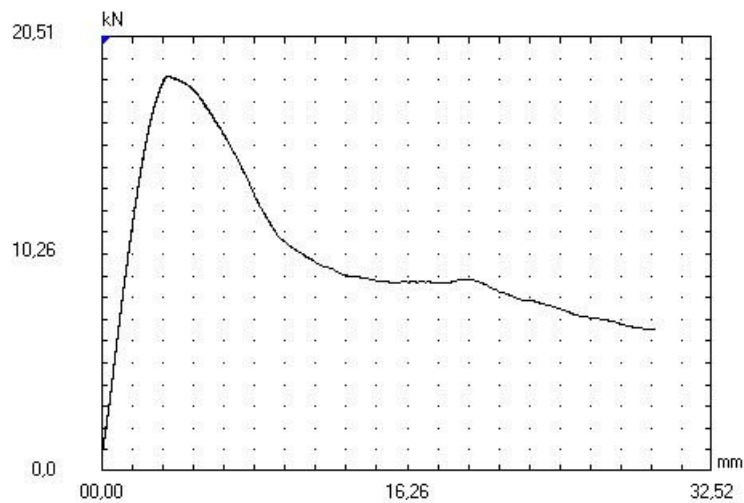
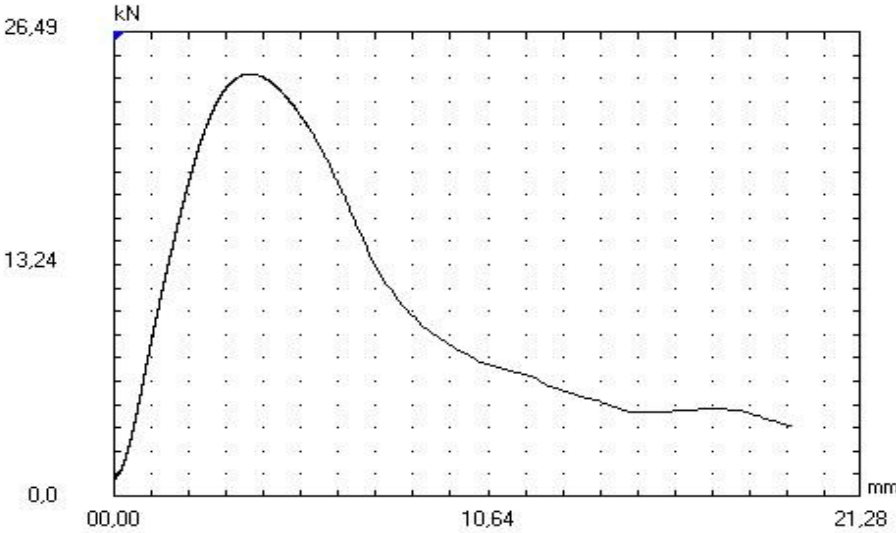


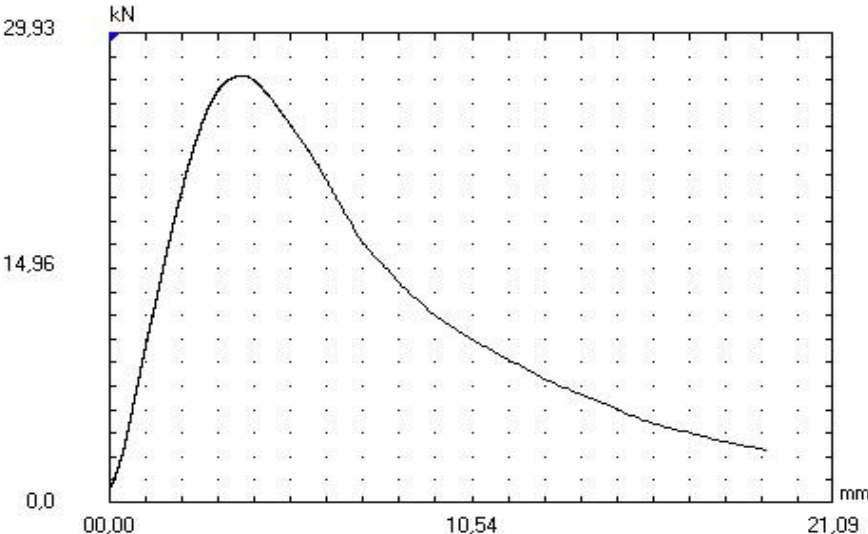
Figure V.66. Courbe d'essai de compression simple (échantillon 2% ciment -1jour).

- **Eprouvette argile+4%ciment- 1 jour**



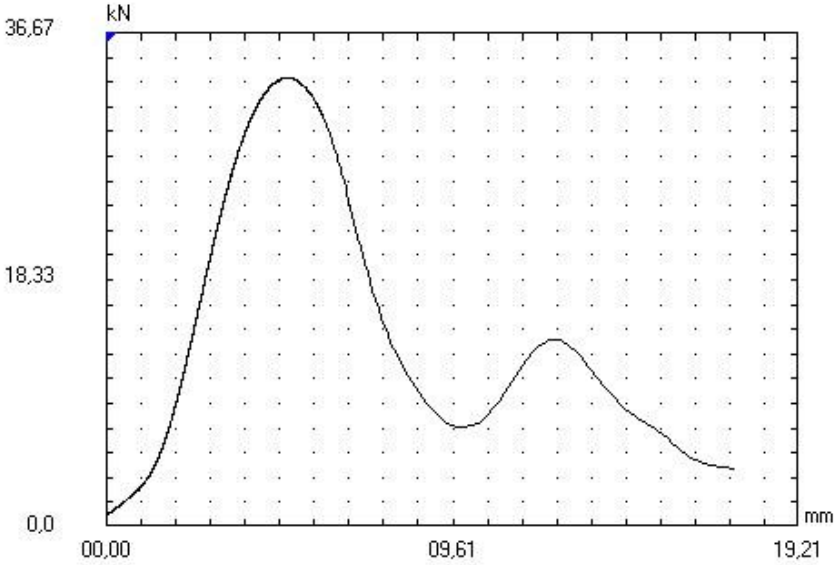
**Figure V.67.** Courbe d’essai de compression simple (éprouvette 4%ciment -1jour).

- **Eprouvette argile+6%ciment- 1 jour**



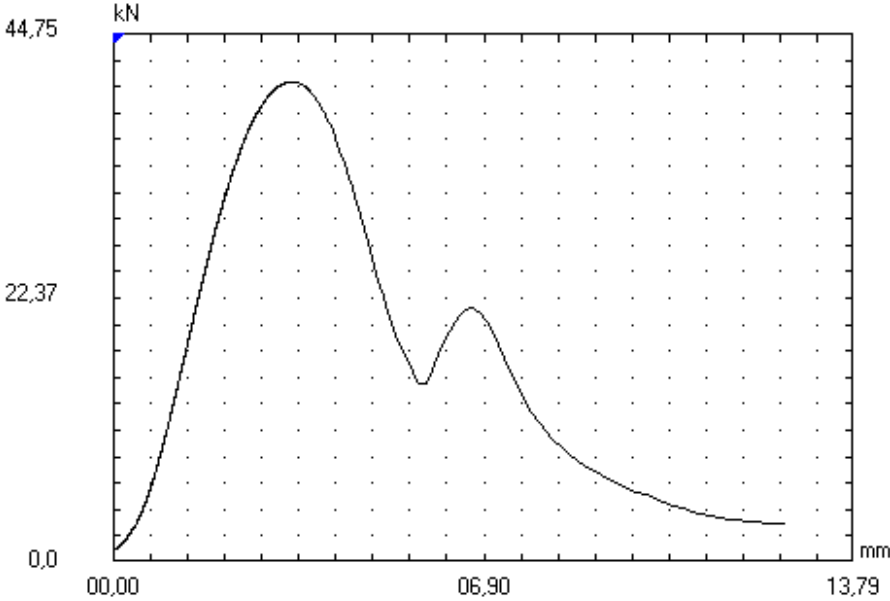
**Figure V.68.** Courbe d’essai de compression simple (éprouvette 6%ciment -1jour).

- **Eprouvette argile+2%ciment- 7 jour**



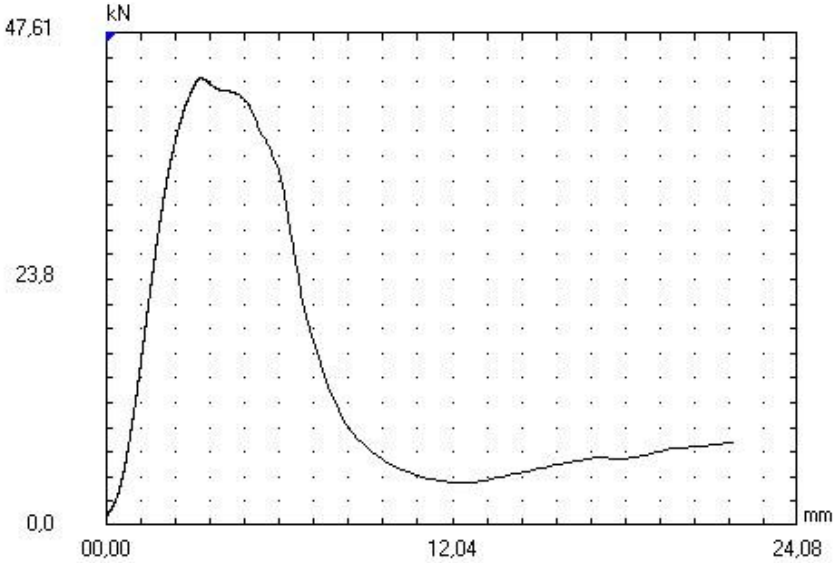
**Figure V.69.** Courbe d’essai de compression simple (éprouvette 2%ciment -7jours).

- **Eprouvette argile+4%ciment- 7 jour**



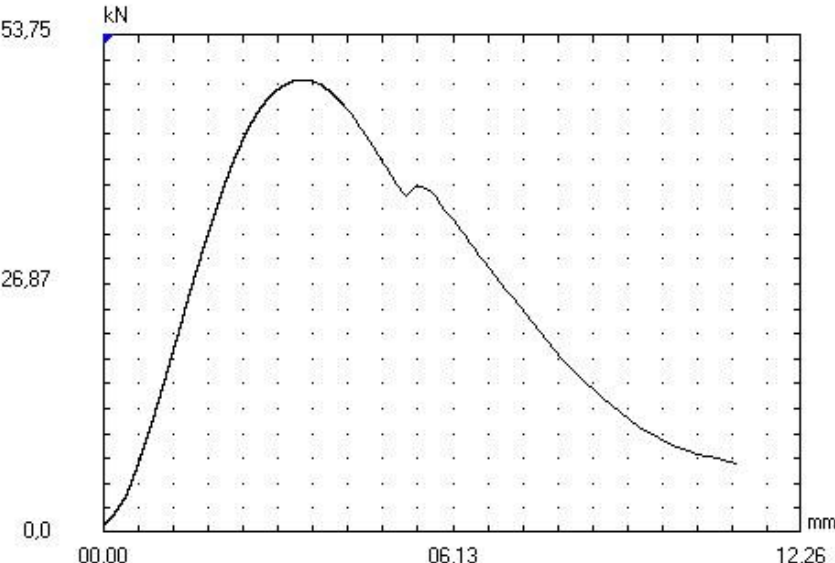
**Figure V.70.** Courbe d’essai de compression simple (éprouvette 4%ciment -7jours).

- **Eprouvette argile+6%ciment- 7 jour**



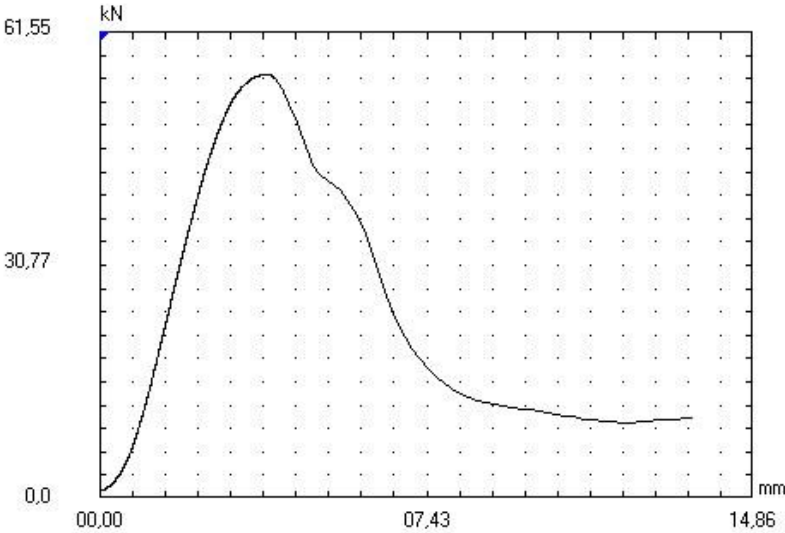
**Figure V.71.** Courbe d’essai de compression simple (éprouvette 6%ciment -7jours).

- **Eprouvette argile+2%ciment- 14 jour**



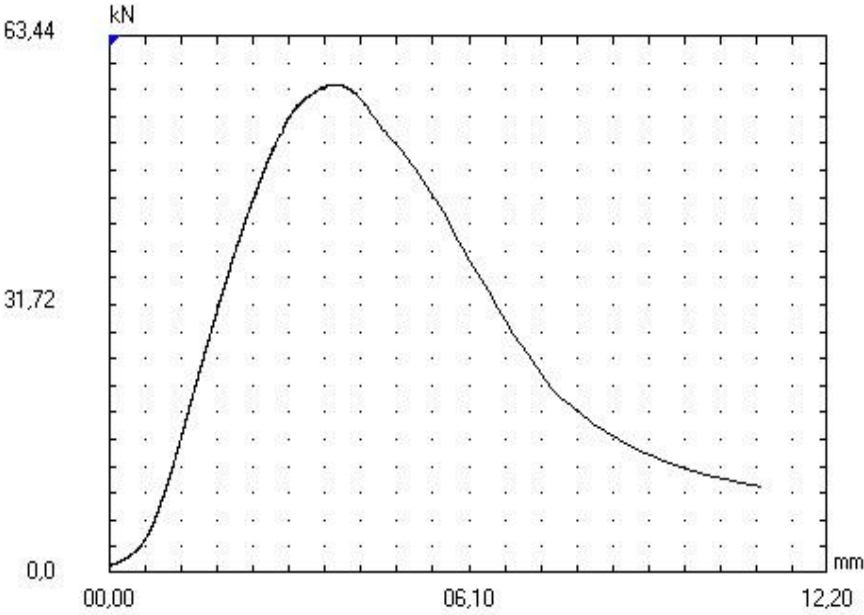
**Figure V.72.** Courbe d’essai de compression simple (éprouvette 2%ciment -14jours).

- **Eprouvette argile+4%ciment- 14 jour**



**Figure V.73.** Courbe d’essai de compression simple (éprouvette 4%ciment -14jours).

- **Eprouvette argile+6%ciment- 14 jour**



**Figure V.74.** Courbe d’essai de compression simple (éprouvette 6%ciment -14jours).

- Epreuve argile+2%ciment- 21 jour

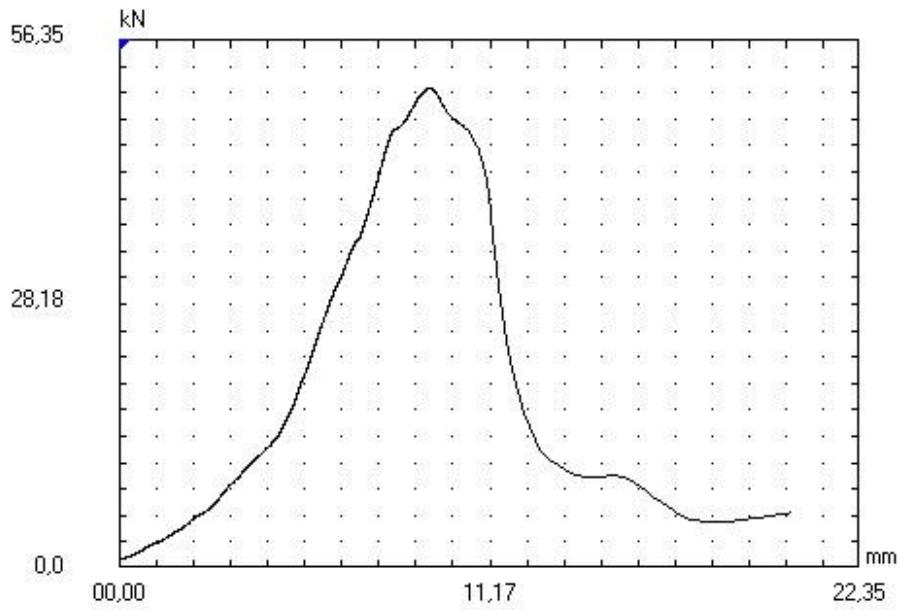


Figure V.75. Courbe d'essai de compression simple (épreuve 2%ciment -21jours).

- Epreuve argile+4%ciment- 21 jour

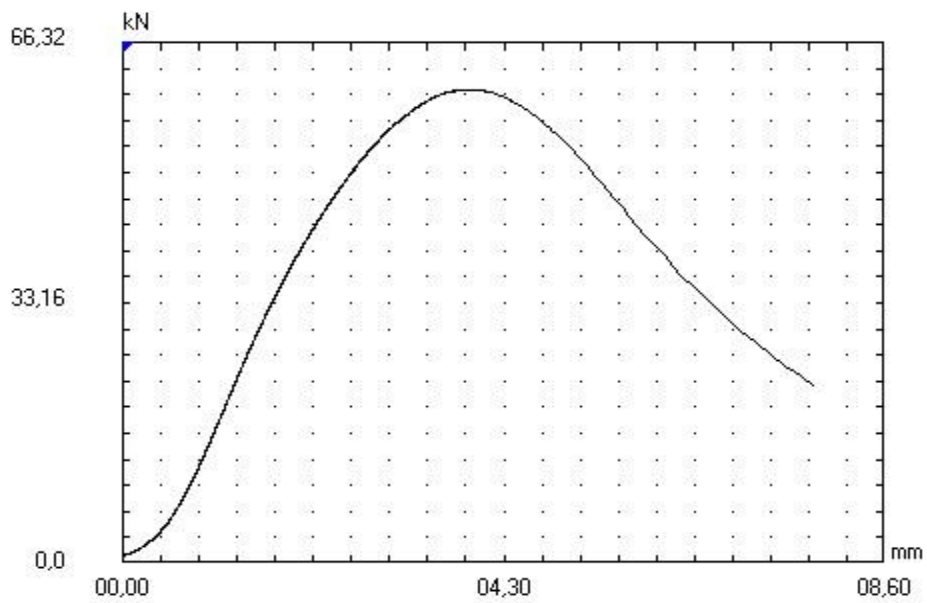
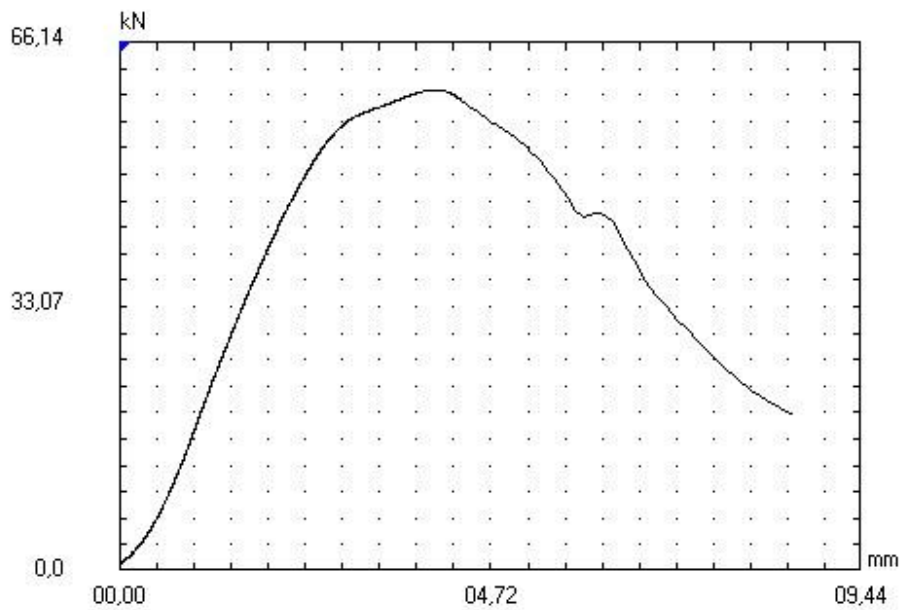


Figure V.76. Courbe d'essai de compression simple (épreuve 4%ciment -21jours).

- Epreuve argile+6%ciment- 21 jour



**Figure V.77.** Courbe d'essai de compression simple (épreuve 6%ciment -21jours).

**Tableau V.8.** Résistance à la compression des éprouvettes.

Epreuve	Résistance à la compression (Rc) (MPa)
Epreuve argile+2%ciment-1jour	1,055
Epreuve argile+4%ciment-1jour	1,363
Epreuve argile+6%ciment-1jour	1,540
Epreuve argile+2%ciment-7jour	1,886
Epreuve argile+4%ciment-7jour	2,302
Epreuve argile+6%ciment-7jour	2,449
Epreuve argile+2%ciment-14jour	2,765
Epreuve argile+4%ciment-14jour	3,166
Epreuve argile+6%ciment-14jour	3,264
Epreuve argile+2%ciment-21jour	2,899
Epreuve argile+4%ciment-21jour	3,412
Epreuve argile+6%ciment-21jour	3,402

### V.4.2. Traction

La résistance à la traction des matériaux est généralement faible. Les ouvrages en terre sont disposés à travailler uniquement à l'effort de compression. Cette mesure est rare, mais pour des nécessités, elle est déterminée par des essais indirects tels que la flexion trois point sur les éprouvettes prismatiques et l'essai brésilien (ou de fendage) sur les éprouvettes cylindriques. Dans ce travail de recherche, l'essai est utilisé pour déterminer la résistance à la traction. L'équipement utilisé pour la mesure de la résistance à la traction est le même que celui de la résistance à la compression. L'essai s'effectue sur un échantillon transversal circulaire et comprimé suivant deux plateaux diamétralement opposés. L'éprouvette est centrée sur le piston inférieur mobile. A l'aide du volant, ce dernier est effectif lorsque l'aiguille du comparateur de force repart à 0. Le dispositif est illustré sur (la **Figure V.78**). La valeur de la résistance à la traction est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_t = \frac{2 \times F_{tmax}}{\pi \times D \times H}$$

**Avec :**

$\sigma_t$  : la résistance à la traction (MPa) ;

$F_{tmax}$  : effort maximal de traction (N) ;

D : diamètre de l'éprouvette (mm) ;

H : hauteur de l'éprouvette (mm).

### Exécution de l'essai

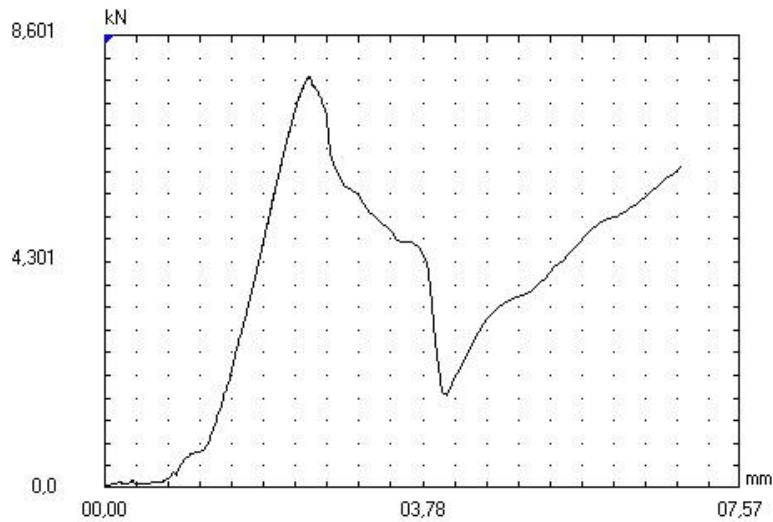


**Figure V.78.** Les étapes de l'essai de traction simple.

### Résultats des essais de la traction

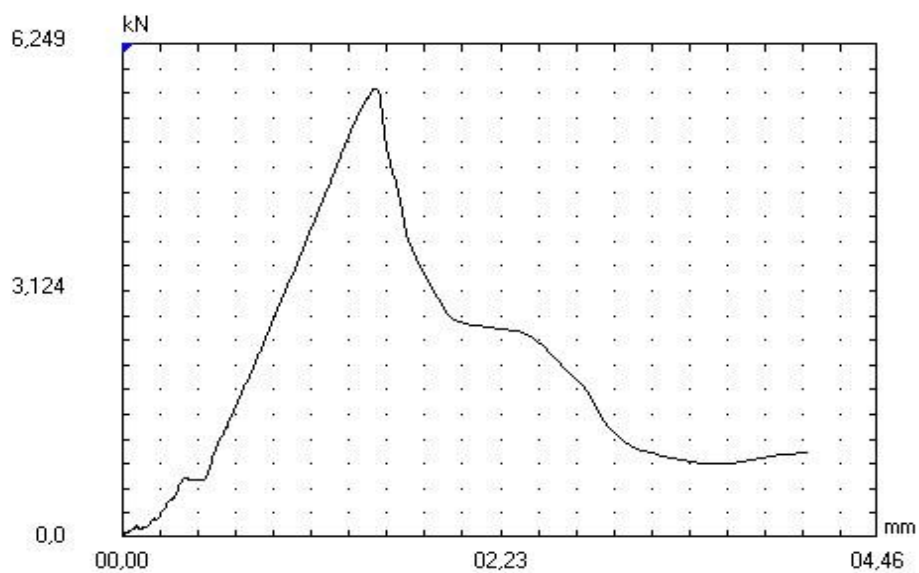
Les résultats sont illustrés sur les figures V.79 à V.90 et regroupés dans le tableau V.9.

- Eprouvette argile+2%ciment- 1 jour



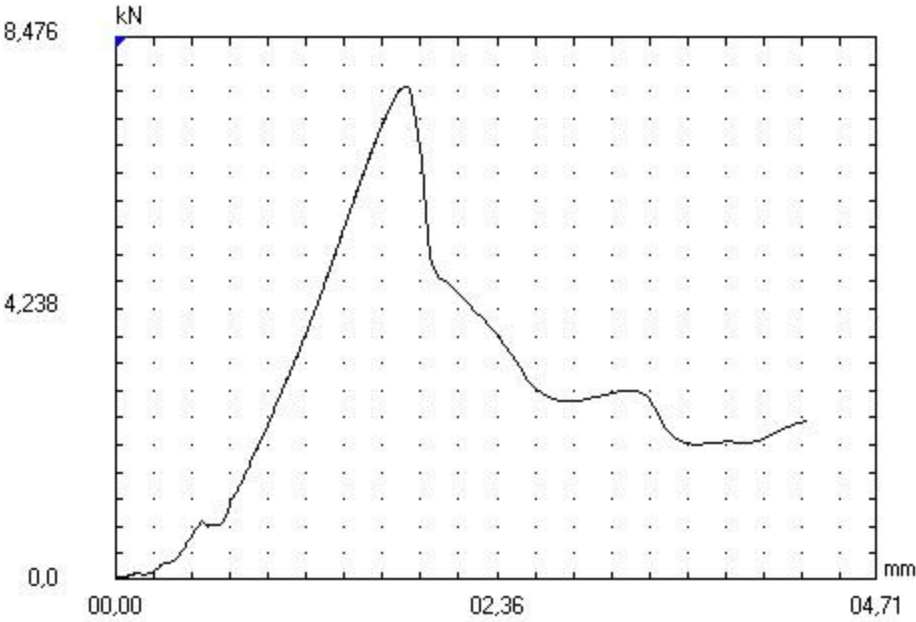
**Figure V.79.** Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 2%ciment -1jours).

- Eprouvette argile+4%ciment- 1 jour



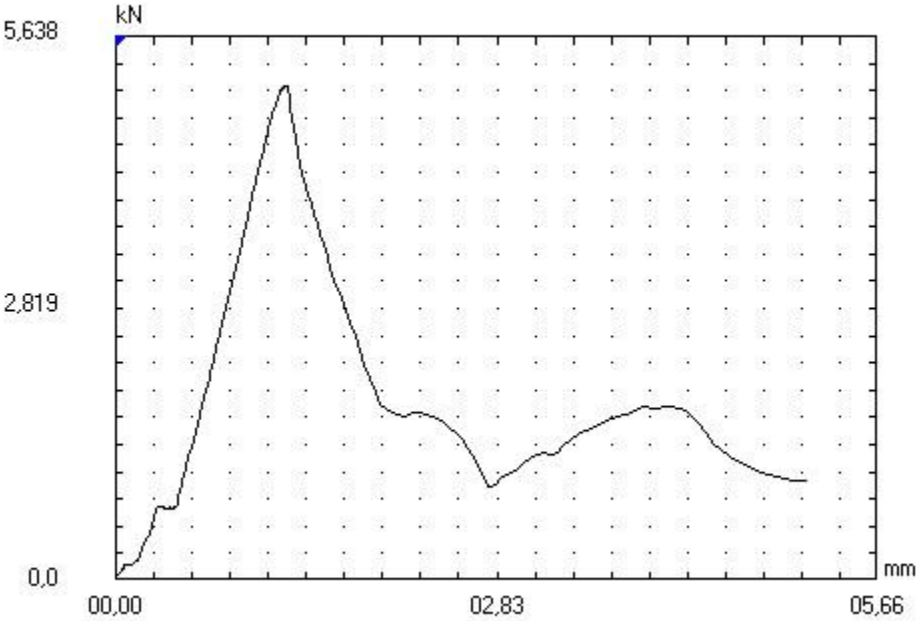
**Figure V.80.** Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 4%ciment -1jours).

- **Eprouvette argile+6%ciment- 1 jour**



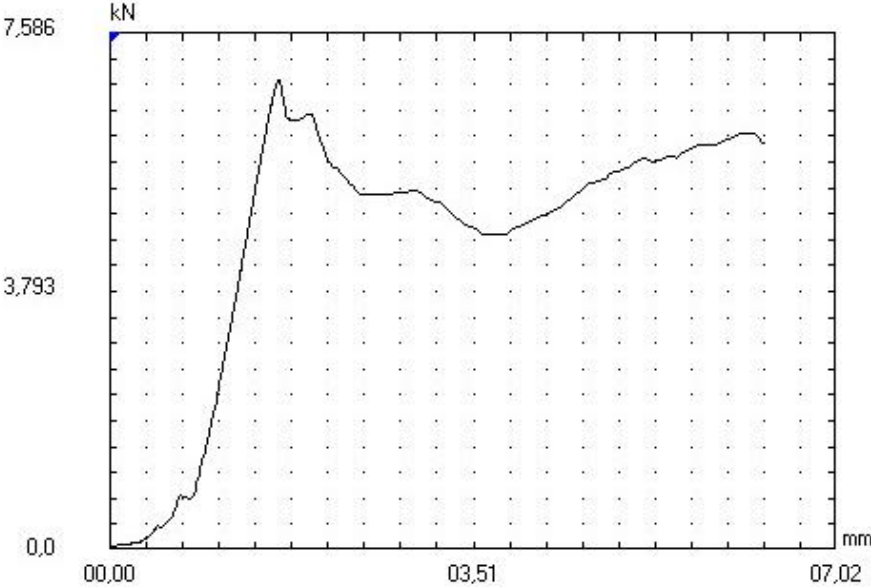
**Figure V.81.** Courbe d’essai de traction simple (éprouvette 6%ciment -1jours).

- **Eprouvette argile+2%ciment- 7 jour**



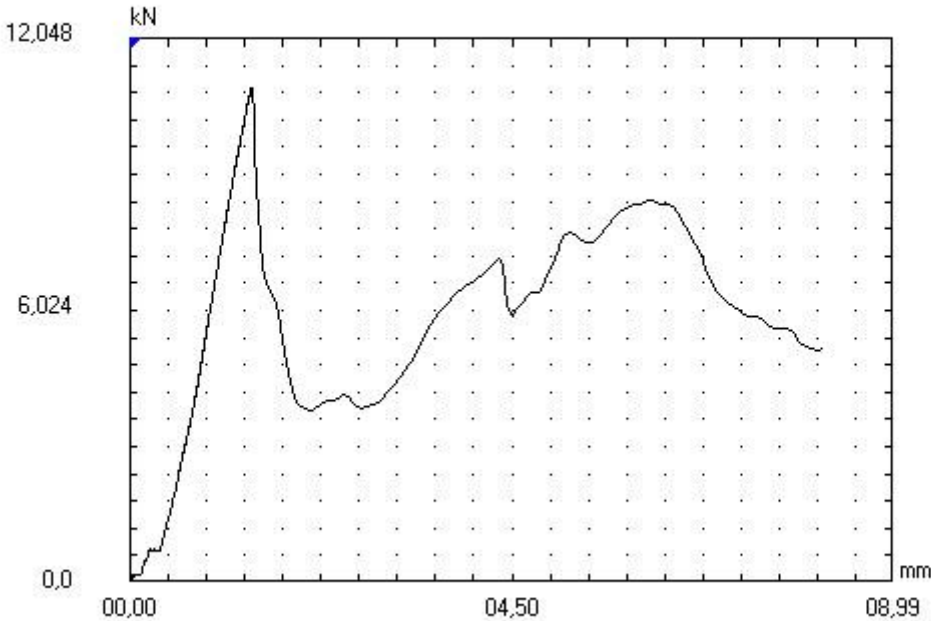
**Figure V.82.** Courbe d’essai de traction simple (éprouvette 2%ciment -7jours).

- **Eprouvette argile+4%ciment- 7 jour**



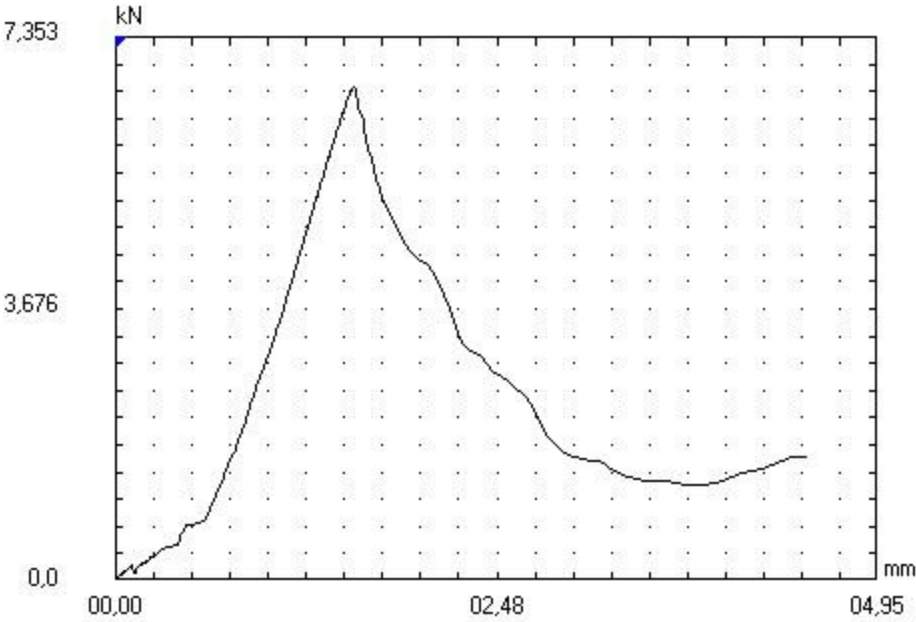
**Figure V.83.** Courbe d’essai de traction simple (éprouvette 4%ciment -7jours).

- **Eprouvette argile+6%ciment- 7 jour**



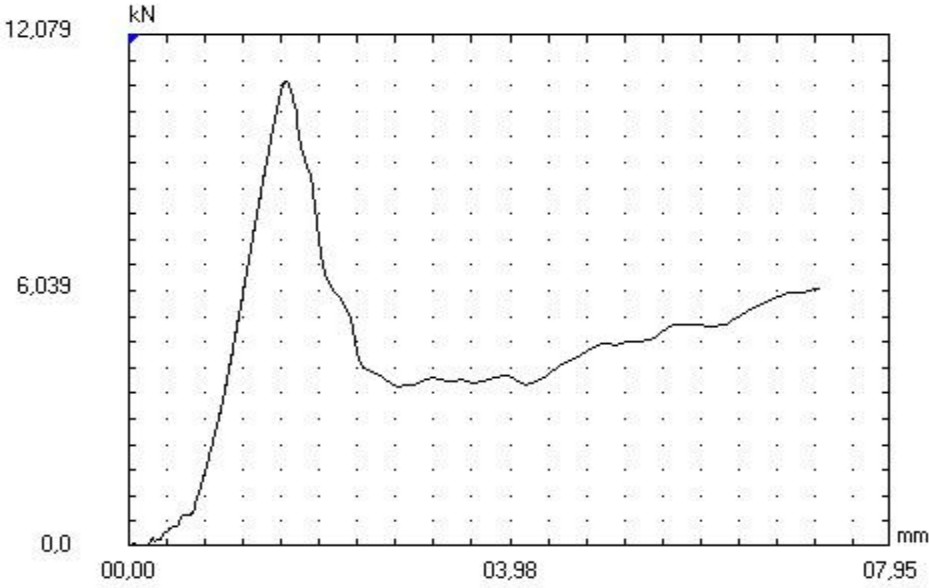
**Figure V.84.** Courbe d’essai de traction simple (éprouvette 6%ciment -7jours).

- **Eprouvette argile+2%ciment- 14 jour**



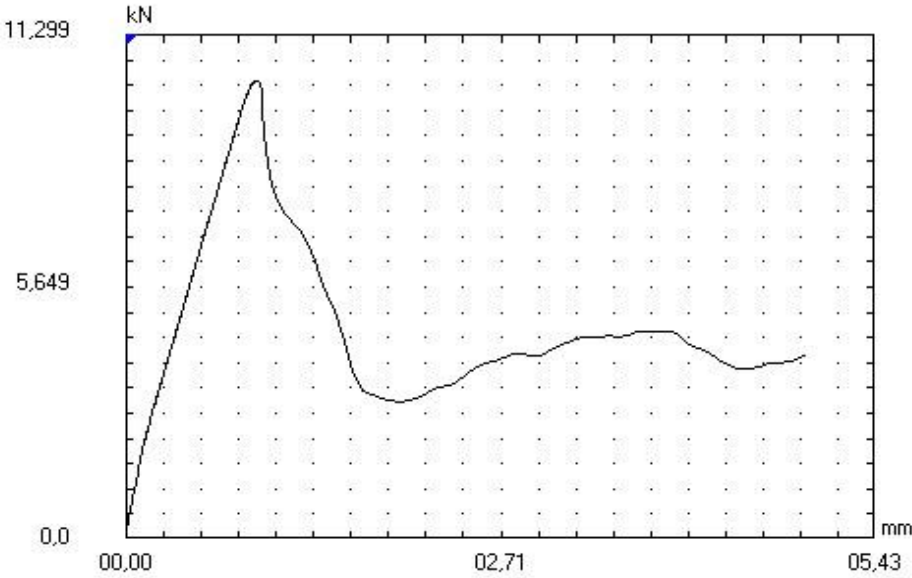
**Figure V.85.** Courbe d’essai de traction simple (éprouvette 2%ciment -14jours).

- **Eprouvette argile+4%ciment- 14 jour**



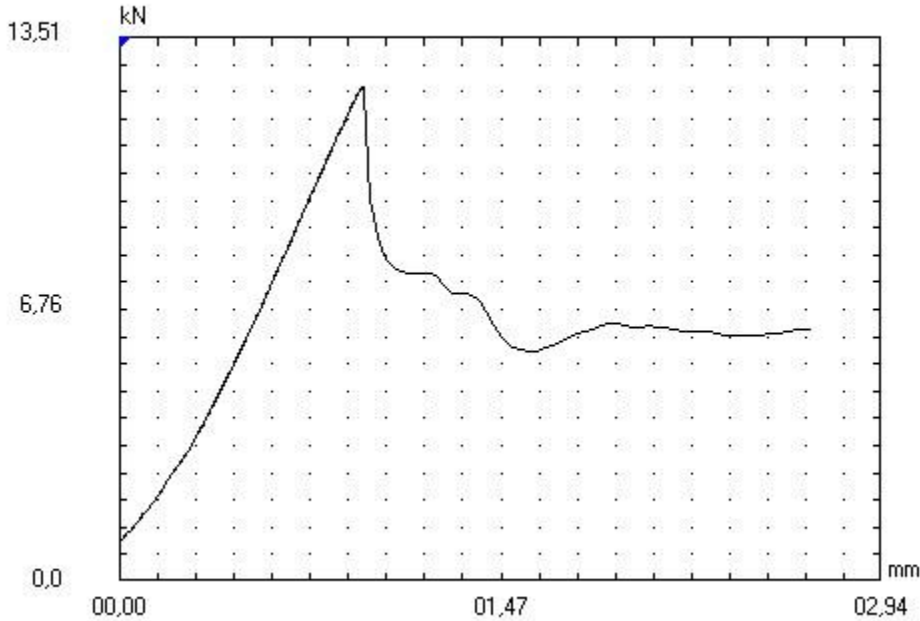
**Figure V.86.** Courbe d’essai de traction simple (éprouvette 4%ciment -14jours).

- **Eprouvette argile+6%ciment- 14 jour**



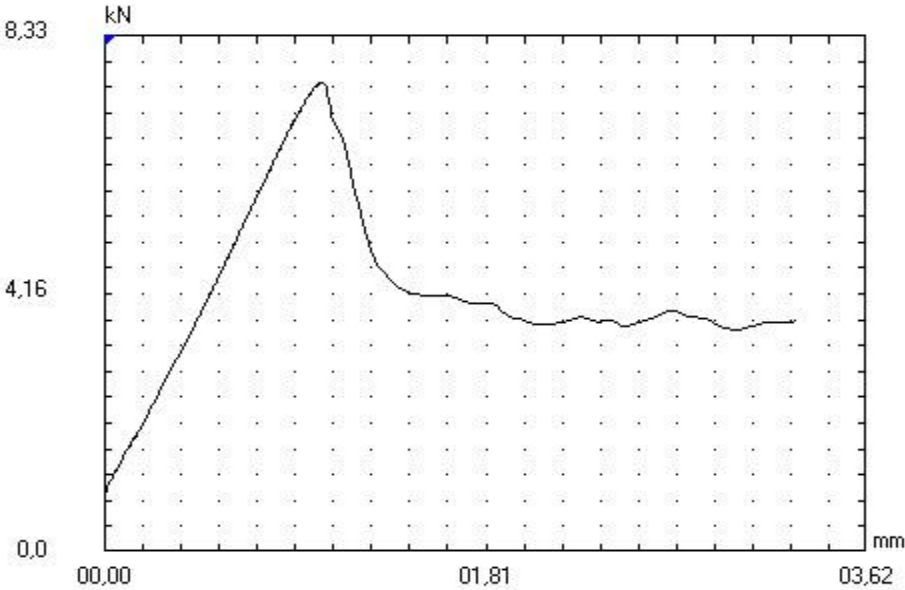
**Figure V.87.** Courbe d’essai de traction simple (éprouvette 6%ciment -14jours).

- **Eprouvette argile+2%ciment- 21 jour**



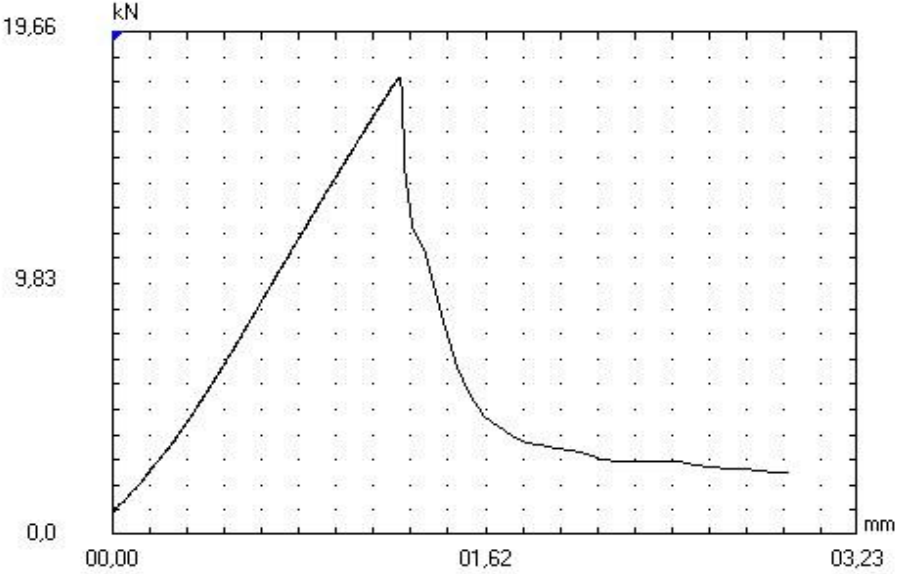
**Figure V.88.** Courbe d’essai de traction simple (éprouvette 2%ciment -21jours).

- **Eprouvette argile+4%ciment- 21 jour**



**Figure V.89.** Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 4%ciment -21jours).

- **Eprouvette argile+6%ciment- 21 jour**



**Figure V.90.** Courbe d'essai de traction simple (éprouvette 6%ciment -21jours).

## CHAPITRE V : Compactage et portance des sols

---

**Tableau V.9.** Résistance à la traction des éprouvettes.

Eprouvette	Résistance à la traction (Rt) (MPa)
Eprouvette argile+2%ciment-1jour	0,7080
Eprouvette argile+4%ciment-1jour	0,5143
Eprouvette argile+6%ciment-1jour	0,6976
Eprouvette argile+2%ciment-7jour	0,4641
Eprouvette argile+4%ciment-7jour	0,6244
Eprouvette argile+6%ciment-7jour	0,9917
Eprouvette argile+2%ciment-14jour	0,6052
Eprouvette argile+4%ciment-14jour	0,9942
Eprouvette argile+6%ciment-14jour	0,9300
Eprouvette argile+2%ciment-21jour	0,695
Eprouvette argile+4%ciment-21jour	0,428
Eprouvette argile+6%ciment-21jour	1,011

### V.5. Conclusion

Dans ce chapitre, sont présentés les résultats obtenus aux essais de compactage Proctor et aux essais de portance CBR, ainsi que les résultats de la résistance à la compression et à la traction.

Le chapitre suivant, contient toutes les interprétations des résultats obtenus lors des différents essais réalisés dans ce travail.

### VI1. Introduction

Dans ce chapitre, nous nous proposons d'analyser et d'interpréter les résultats obtenus au cours de notre étude.

### VI2. L'essai de compactage

#### Pour l'argile seule

La courbe de la figure V.9 montre un pic de densité **2,02 g/m<sup>2</sup>** de sur l'axe horizontal a une valeur de **7,68%**. Cette valeur sert de référence pour vérifier la teneur en eau naturel (**W<sub>nat</sub>**) des sols compactés. Pour illustrer, prenons trois cas de figures très simple,

**W<sub>nat</sub> > W<sub>opn</sub>** : cela signifie que le sol est plus humide qu'à son état optimal donc il faudra aérer le sol avant le compactage

**W<sub>nat</sub> < W<sub>opn</sub>** : cela signifie que le sol est trop sec pour être optimal, il faudra dans ce cas l'arroser avant le compactage.

**W<sub>n</sub> = W<sub>opn</sub>** : le compactage est effectué.

Dans notre cas :

**W<sub>nat</sub> = 8,31%**

**W<sub>opn</sub> = 7,68%**

**W<sub>nat</sub> > W<sub>opn</sub>** donc il faut aérer le sol avant le compactage.

#### Pour le gravier seul

- La densité sèche optimale :  $\gamma_{dopt} = 2.292 \text{ g/cm}^3$ .
- La teneur en eau optimale : **W<sub>opt</sub> = 8.2%**.

### VI3. L'essai de portance CBR

#### a) Pour la couche de forme

##### ✓ CBR immédiat

Les résultats des essais de portance CBR réalisés avant immersion présentés dans le tableau V.4 et illustrés sur les figures V.13 à V.24 et la figure V.25 permettent de constater qu'il est utile de tracer des courbes montrant l'évolution du CBR en fonction de temps pour différents pourcentage d'ajouts de ciment. Cela permet de visualiser comment chaque pourcentage d'ajout évolue au fil de temps. Allant de 167% jusqu'à 194%. Les résultats présentés montrent que la portance à chaque pourcentage d'ajout augmente au fil de temps. Les résultats peuvent augmenter lentement à mesure que le matériau s'hydrate et se stabilise.

Cela est souvent dû à une meilleure interrelation entre l'argile et le ciment qui favorise une structure plus solide et une meilleure performance mécanique.

**Tableau V.4.** Résultats des essais CBR immédiat.

<b>Echantillons</b>	<b>Indice CBR immédiat (CBR)</b>		
	<b>I(2,5)</b>	<b>I(5)</b>	<b>CBR (%)</b>
<b>Argile + 2% ciment (1 jour)</b>	163	167	167
<b>Argile + 4% ciment (1 jour)</b>	176	189	189
<b>Argile + 6% ciment (1 jour)</b>	190	192	192
<b>Argile + 2% ciment (7 jours)</b>	176	190	190
<b>Argile + 4% ciment (7 jours)</b>	171	188	188
<b>Argile + 6% ciment (7 jours)</b>	215	N/A	N/A
<b>Argile + 2% ciment (14 jours)</b>	195	N/A	N/A
<b>Argile + 4% ciment (14 jours)</b>	213	N/A	N/A
<b>Argile + 6% ciment (14 jours)</b>	211	N/A	N/A
<b>Argile + 2% ciment (21 jours)</b>	174	194	194
<b>Argile + 4% ciment (21 jours)</b>	232	N/A	N/A
<b>Argile + 6% ciment (21 jours)</b>	223	N/A	N/A

Particulièrement les mélanges ci-dessous ont développé une portance très élevée (mentionnée N/A) dépassant la capacité maximale de la presse CBR disponible dans notre laboratoire :

Argile+6% ciment (7jours) ;

Argile+2% ciment et Argile+4% ciment et Argile+6% ciment (14jours) ;

Argile+4% ciment et Argile+6% ciment (21 jours) ;

Dans ce cas le ciment a la capacité de durcir et de lier les particules d'argile, ce qui renforce la structure globale. Il réagit avec l'eau pour former des composés qui agissent comme des agents de liaison, augmentant ainsi la cohésion et la solidité du mélange.

Aussi le ciment aide à stabiliser le sol en réduisant la plasticité et en améliorant la portance. Cela est particulièrement utile dans des applications telles que les fondations ou les routes, où une résistance accrue est nécessaire.

## CHAPITRE VI: Interprétation des résultats

---

### ✓ CBR immersion

Les résultats des essais de portance CBR réalisés après immersion présentés dans le tableau V.5 et illustrés sur les figures V.26 à V.37 et la figure V.38 permettent de constater que la portance des mélanges augmente avec l'augmentation d'ajout de ciment au fil de temps.

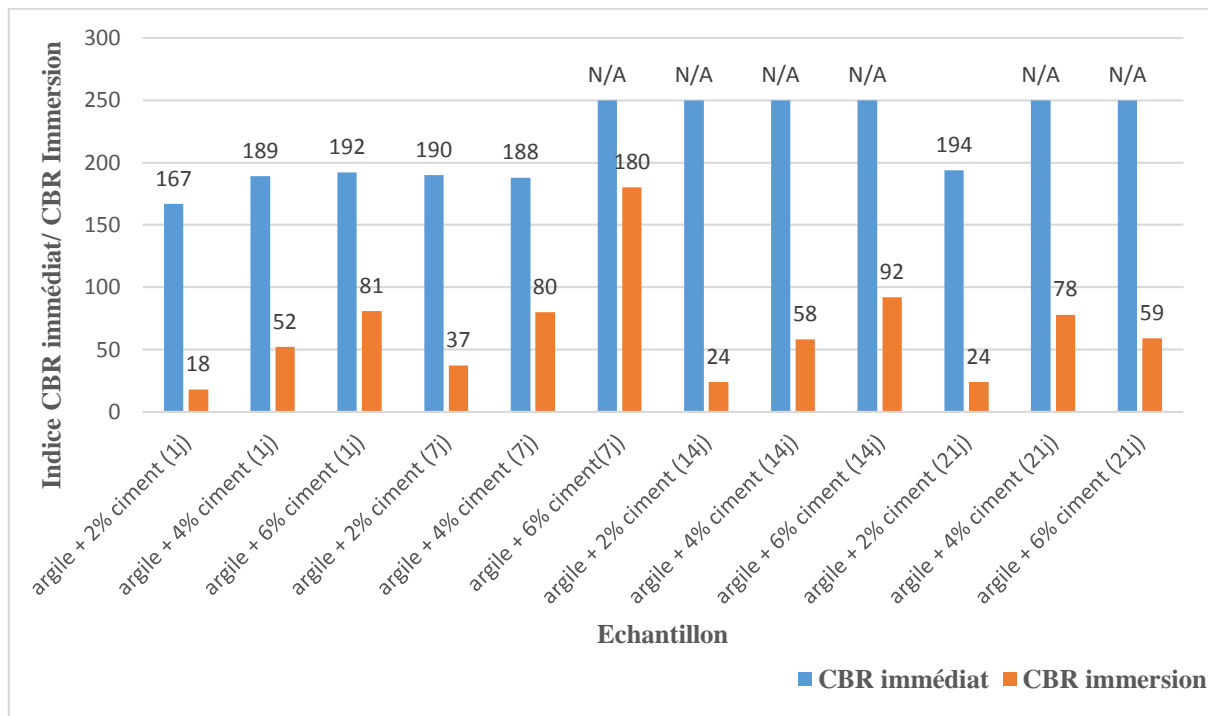
Le CBR augmente pendant la première semaine puis diminue au fil de temps pour chaque pourcentage.

On remarque que le mélange argile+6% ciment à (7jours) montre la portance la plus élevée.

La présence de ciment dans l'argile permet d'améliorer l'indice CBR d'immersion en renforçant la cohésion et la résistance mécanique de celle-ci. Au départ, le ciment interagit avec l'eau, créant des liens qui maintiennent la structure en place. Or, avec le temps, une humidité excessive ou une saturation peuvent entraîner une réduction de la résistance, ce qui entraîne une diminution de l'indice CBR. En bref, le ciment consolide l'argile, mais il peut avoir des résultats moins performants si les conditions d'humidité ne sont pas idéales.

**Tableau V.5.** Résultats des essais CBR immersion.

Echantillons	Indice CBR immersion (CBR)		
	I(2,5)	I(5)	CBR (%)
Argile + 2% ciment (1 jour)	17	18	18
Argile + 4% ciment (1 jour)	52	45	52
Argile + 6% ciment (1 jour)	81	71	81
Argile + 2% ciment (7 jours)	33	37	37
Argile + 4% ciment (7 jours)	80	59	80
Argile + 6% ciment (7 jours)	180	91	180
Argile + 2% ciment (14 jours)	24	21	24
Argile + 4% ciment (14 jours)	58	43	58
Argile + 6% ciment (14 jours)	92	86	92
Argile + 2% ciment (21 jours)	21	24	24
Argile + 4% ciment (21 jours)	78	45	78
Argile + 6% ciment (21 jours)	59	57	59



**Figure VI91.** Comparaison des indices CBR immédiat et CBR immersion des différents pourcentage d’ajout en fonction de temps.

A titre de comparaison, les résultats présentés permettent de constater que les portances développées par les échantillons avant immersion sont nettement supérieures à celles après immersion car la plupart des matériaux perdent de leurs résistances à l’état humide. Pour les indices CBR immédiat les résultats obtenus varient de 167% jusqu’à 194% par contre les indices CBR immersion varient de 18% jusqu’à 9%, sauf Argile + 6% ciment (7 jours) qui atteint une valeur de 180%.

Les résultats montrant des portances supérieures avant immersion par rapport à après immersion sont souvent dus à la saturation du matériau, à des réactions chimiques et physiques qui se produisent lors de l'exposition à l'eau, et à des modifications dans les propriétés du sol stabilisé. L'immersion peut affaiblir la résistance en provoquant une saturation excessive, une dégradation des produits d'hydratation du ciment, ou une perte de cohésion entre les particules. Pour obtenir des performances optimales, il est crucial de concevoir les matériaux stabilisés au ciment avec une capacité adéquate à résister aux conditions d'humidité prévues.

**b) Pour couche de forme + couche de fondation**

✓ **CBR immédiat**

Les résultats des essais de portance CBR réalisés avant immersion présentés dans le tableau V.6 et illustrés sur les figures V.39 à V.50 et la figure V.51 permettent de constater que la portance des mélanges augmente de plus en plus avec augmentation de l’ajout de ciment et en fonction de temps.

## CHAPITRE VI: Interprétation des résultats

On remarque que les mélanges de 6% de ciment ont présentés les portances les plus élevés allant de premier jour au 21 jours (117%, 208%, 204%), particulièrement le mélange Argile+6% ciment à (21jours) (mentionnée N/A) présente une portance élevée qui dépasse la capacité maximale de la presse CBR disponible dans notre laboratoire.

Le ciment aide à réduire les risques de retrait et de fissuration qui peuvent se produire lorsque l'argile sèche ou est soumise à des variations d'humidité. Cela contribue à maintenir la forme et la stabilité de la structure.

**Tableau V.6.** Résultats des essais CBR immédiat.

Echantillons	Indice CBR immédiat (CBR)		
	I(2,5)	I(5)	CBR (%)
Mélange + 2% ciment (1 jour)	68	67	68
Mélange + 4% ciment (1 jour)	92	90	92
Mélange + 6% ciment (1 jour)	115	117	117
Mélange + 2% ciment (7 jours)	104	106	106
Mélange + 4% ciment (7 jours)	128	124	128
Mélange + 6% ciment (7 jours)	203	208	208
Mélange + 2% ciment (14 jours)	114	123	123
Mélange + 4% ciment (14 jours)	124	143	143
Mélange + 6% ciment (14 jours)	183	204	204
Mélange + 2% ciment (21 jours)	144	159	159
Mélange + 4% ciment (21 jours)	154	170	170
Mélange + 6% ciment (21 jours)	184	N/A	N/A

### ✓ CBR immersion

Les résultats des essais de portance CBR réalisés après immersion présentés dans le tableau V.7 et illustrés sur les figures V.52 à V.63 et la figure V.64 permettent de constater que la portance varie à court terme et à long terme. Les résultats présentés montrent que la portance augmente pour certains pourcentages et diminue pour certains d'autres au fil de temps.

Particulièrement le mélange Argile+6% ciment à (21jours) (mentionnée N/A) présente une portance élevée qui dépasse la capacité maximale de la presse CBR disponible dans notre laboratoire.

Le ciment améliore la cohésion et la résistance mécanique de l'argile en favorisant des réactions chimiques qui lient les particules. Cela peut augmenter la portance en réduisant la

## CHAPITRE VI: Interprétation des résultats

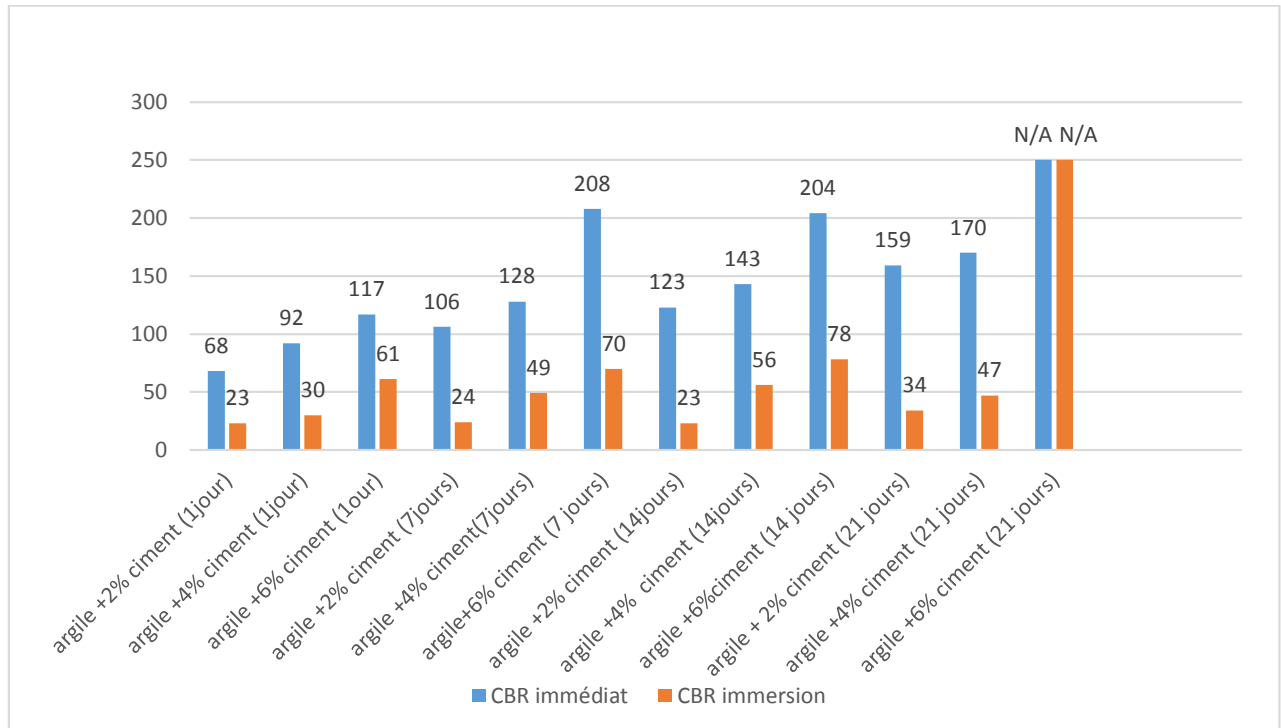
---

plasticité et en renforçant la structure, permettant ainsi une meilleure performance dans le temps.

**Tableau V.7.** Résultats des essais CBR immersion.

Echantillons	Indice CBR immersion (CBR)		
	I(2,5)	I(5)	CBR (%)
Mélange + 2% ciment (1 jour)	23	22	23
Mélange + 4% ciment (1 jour)	23	30	30
Mélange + 6% ciment (1 jour)	49	61	61
Mélange + 2% ciment (7 jours)	22	24	24
Mélange + 4% ciment (7 jours)	41	49	49
Mélange + 6% ciment (7 jours)	56	70	70
Mélange + 2% ciment (14 jours)	19	23	23
Mélange + 4% ciment (14 jours)	50	56	56
Mélange + 6% ciment (14 jours)	78	45	78
Mélange + 2% ciment (21 jours)	29	34	34
Mélange + 4% ciment (21 jours)	38	47	47
Mélange + 6% ciment (21 jours)	66	N/A	N/A

En se basant sur ces résultats, on peut dire que leur utilisation en couches inférieures de chaussées est envisageable.



**Figure VI92.** Comparaison des indices CBR immédiat et CBR immersion des différents pourcentage d’ajout en fonction de temps.

A titre de comparaison, les résultats présentés permettent de constater que les portances développées par les échantillons avant immersion sont nettement supérieures à celles après immersion car la plupart des matériaux perdent de leurs résistances à l’état humide. Pour les indices CBR immédiat les résultats obtenus varient de 68% jusqu’à 208% par contre les indices CBR immersion varient de 23% jusqu’à 78%.

Les résultats montrant des portances supérieures avant immersion par rapport à après immersion sont souvent dus à la saturation du matériau, à des réactions chimiques et physiques qui se produisent lors de l'exposition à l'eau, et à des modifications dans les propriétés du sol stabilisé. L'immersion peut affaiblir la résistance en provoquant une saturation excessive, une dégradation des produits d'hydratation du ciment, ou une perte de cohésion entre les particules. Pour obtenir des performances optimales, il est crucial de concevoir les matériaux stabilisés au ciment avec une capacité adéquate à résister aux conditions d'humidité prévues.

#### **VI4. Résistance à la compression et à la traction**

##### **VI4.1. La compression**

Les résultats illustrés sur les figures V.66 à V.77 et regroupés dans le tableau V.8 montre que la résistance à la compression augment avec l’augmentation de pourcentage d’ajout au fil de temps. Ces tests à différents âges montrent comment la résistance à la compression évolue.

Pour la première semaine la résistance varie de 1,055 jusqu’à 2,449Mpa, pour la deuxième semaine elle varie entre 2,765 jusqu’à 3,264Mpa et la dernière semaine elle varie entre 2,899 jusqu’à 3,412.

**Tableau V.8.** Résistance à la compression des éprouvettes.

Eprouvette	Résistance à la compression (Rc) (MPa)
Eprouvette argile+2%ciment-1jour	1,055
Eprouvette argile+4%ciment-1jour	1,363
Eprouvette argile+6%ciment-1jour	1,540
Eprouvette argile+2%ciment-7jour	1,886
Eprouvette argile+4%ciment-7jour	2,302
Eprouvette argile+6%ciment-7jour	2,449
Eprouvette argile+2%ciment-14jour	2,765
Eprouvette argile+4%ciment-14jour	3,166
Eprouvette argile+6%ciment-14jour	3,264
Eprouvette argile+2%ciment-21jour	2,899
Eprouvette argile+4%ciment-21jour	3,412
Eprouvette argile+6%ciment-21jour	3,402

Les résultats montrent généralement une tendance à l'augmentation de la résistance à la compression avec l'augmentation du pourcentage de ciment. Cela peut être attribué à une meilleure densité et cohésion du matériau, réduisant les pores et les vides dans les éprouvettes d'argile.

La résistance à la compression augmente généralement avec le temps, car l'argile continue de durcir et de gagner en résistance.

#### **VI4.2. La traction**

Les résultats illustrés sur les figures V.79 à V.90 et regroupés dans le tableau V.9 montre que la résistance à la traction augmente avec l'augmentation de pourcentage d'ajout au fil de temps. Ces tests à différents âges montrent comment la résistance à la traction évolue.

Pour la première semaine la résistance varie de 0,7080 jusqu'à 0,9917Mpa, pour la deuxième semaine elle varie entre 0,6052 jusqu'à 0,9300Mpa et la dernière semaine elle varie entre 0,695 jusqu'à 1,011.

**Tableau V.9.** Résistance à la traction des éprouvettes.

Eprouvette	Résistance à la traction (Rt) (MPa)
Eprouvette argile+2%ciment-1jour	0,7080
Eprouvette argile+4%ciment-1jour	0,5143
Eprouvette argile+6%ciment-1jour	0,6976
Eprouvette argile+2%ciment-7jour	0,4641
Eprouvette argile+4%ciment-7jour	0,6244
Eprouvette argile+6%ciment-7jour	0,9917
Eprouvette argile+2%ciment-14jour	0,6052
Eprouvette argile+4%ciment-14jour	0,9942
Eprouvette argile+6%ciment-14jour	0,9300
Eprouvette argile+2%ciment-21jour	0,695
Eprouvette argile+4%ciment-21jour	0,428
Eprouvette argile+6%ciment-21jour	1,011

Le rapport entre la compression et la traction est fondamental en mécanique des matériaux. La compression désigne la force qui réduit le volume d'un matériau, tandis que la traction fait référence à la force qui l'étire. En général, les matériaux ont des résistances différentes à ces deux types de charges

Les résultats des essais de traction peuvent montrer une amélioration de la résistance à la traction avec l'augmentation du ciment, mais l'effet est souvent moins prononcé que pour la compression. Le ciment améliore la cohésion et la résistance aux fissures.

La résistance à la traction tend à augmenter avec le temps, bien que de manière plus lente que la résistance à la compression. Le béton continue de se renforcer avec le temps.

Le rapport entre la compression et la traction est fondamental en mécanique des matériaux. La compression désigne la force qui réduit le volume d'un matériau, tandis que la traction fait référence à la force qui l'étire. En général, les matériaux ont des résistances différentes à ces deux types de charges.

A titre de comparaison, la résistance à la traction est plus faible par rapport à la résistance à la compression. En moyenne, la résistance à la traction peut être environ 10 à 15 % de la résistance à la compression, dans notre cas la résistance à la traction est 29.36% de la résistance à la compression.

### VI5. Conclusion

En conclusion de ce chapitre, nous récapitulerons les principales interprétations tirées des résultats obtenus.

Le traitement de cette argile a été effectué en utilisant les dosages suivant :

- 2% de ciment
- 4% de ciment
- 6% de ciment

Les résultats d'essais obtenus étaient en accord avec les études antérieures, le traitement au ciment, conduit à une amélioration des propriétés du sol. On peut d'ailleurs noter que :

L'ajout de ciment augmente la portance du l'indice CBR immédiat et augmente l'indice CBR immersion, Cependant, les meilleures performances sont obtenues pour un dosage de 6% de ciment au fil de temps. Ces résultats suggèrent que les matériaux peuvent être utilisés dans les couche de fondation ou sous-fondation pour les routes.

Les essais de compression ont permis de déterminer la résistance maximale à la compression des échantillons, révélant que (la résistance la plus élevée est de 3,412Mpa). Cette information est cruciale pour évaluer la capacité des matériaux à résister à des contraintes mécaniques importantes, notamment dans le cadre des chaussées souples.

Les essais de traction ont mis en évidence les capacités des matériaux à résister aux forces de traction, avec des résultats en fonction des critères de performance. Cela permet de conclure que ces matériaux sont adaptés pour des applications où des forces de traction sont prédominantes.

En résumé, ces résultats fournissent des informations essentielles pour le dimensionnement et l'optimisation des matériaux dans la construction des infrastructures routières.

### Conclusion générale

L'étude sur l'emploi du sol stabilisé comme couche de forme dans les chaussées souples met en évidence plusieurs avantages notables ainsi que quelques considérations importantes.

Le sol stabilisé a démontré une amélioration significative des propriétés mécaniques par rapport aux sols non stabilisés. La stabilisation renforce la résistance à la compression, réduit la plasticité et minimise les déformations, contribuant ainsi à une meilleure capacité portante de la chaussée. Ces améliorations se traduisent par une meilleure durabilité et une réduction des réparations nécessaires au cours de la vie de la chaussée.

L'utilisation de sols stabilisés permet d'exploiter des matériaux locaux, souvent disponibles en quantités suffisantes à moindre coût, réduisant ainsi la dépendance aux granulats de haute qualité et les coûts de transport. Cette approche peut conduire à des économies significatives sur les projets de construction routière.

La stabilisation du sol offre une alternative durable aux matériaux de construction traditionnels, réduisant l'impact environnemental associé à l'extraction et au transport de ces matériaux. De plus, la stabilisation peut contribuer à une meilleure gestion des ressources en utilisant des sols disponibles localement.

Le succès de l'utilisation d'un sol stabilisé dépend de la qualité du sol initial et des méthodes de stabilisation choisies. Il est essentiel de procéder à une évaluation approfondie des caractéristiques du sol et de choisir les agents de stabilisation appropriés pour garantir la performance optimale de la couche de forme. Les tests en laboratoire et les essais sur site jouent un rôle crucial dans cette évaluation.

Les résultats obtenus à l'issue des essais réalisés sur des échantillons reconstitués en mélanges à base de l'argile et ciment permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les matériaux étudiés ont présenté des résistances au poinçonnement très intéressantes et répondent amplement aux exigences des normes en vigueur notamment après immersion. Toutefois, l'écart de portance parfois important avant et après immersion, doit être impérativement pris en considération pour éviter les instabilités éventuelles des matériaux présentés face aux variations climatiques (périodes hivernales et estivales).
- D'après les résultats obtenus, il ressort que les mélanges d'argiles et de ciment présentent des caractéristiques mécaniques similaires, voire supérieures, à celles de certains matériaux classiques utilisés dans la construction routière. Leur résistance et leur comportement dans différents contextes. Les critères de charge confirment leur capacité à être utilisés dans des applications comme les couches de fondation ou base des chaussées. En outre, l'emploi de ce sol stabilisé apporte une contribution.
- Les essais de compression et de traction fournissent des informations clés sur les caractéristiques mécaniques des matériaux, telles que leur résistance, leur ductilité, et leur comportement sous des charges extrêmes. Tandis que l'essai de compression évalue comment un matériau résiste aux forces qui le compriment, l'essai de traction mesure sa résistance à l'étirement. Les données obtenues de ces essais sont cruciales pour la conception et l'analyse de structures et de composants dans de nombreux domaines de l'ingénierie et de la science des matériaux. En combinant les résultats de ces deux types d'essais, on obtient une vue complète des propriétés mécaniques d'un

matériau, ce qui est essentiel pour garantir la sécurité et la performance des produits dans diverses applications industrielles.

En intégrant un sol stabilisé dans la conception des chaussées souples, on peut prolonger la durée de vie des structures routières en offrant une meilleure répartition des charges et en réduisant les risques de déformations et de fissures.

En conclusion, l'intégration de sols stabilisés comme couche de forme dans les chaussées souples représente une solution viable et prometteuse, alliant amélioration des performances mécaniques, avantages économiques, et bénéfices environnementaux. Cette approche offre une alternative efficace aux matériaux traditionnels, contribuant ainsi à des infrastructures routières plus durables et plus résilientes.

### Référence bibliographiques

BEKKOUCHE A., Aissa MAMOUNE S. M. et DJEDID A., (2002), "Techniques de stabilisation des sols expansifs", Journées d'Études sur les Sols Gonflants(JÉSG), Université de AboubakrBelkaïd, Tlemcen.

Boudlal, O. (2016). Principaux Essais de mécanique des sols et de géotechnique routière (ESSAIS DE LABORATOIRE). Algérie.

BOUTOUCHE Silyouna, (2017). Stabilisation d'un sol argileux par traitement à la chaux et au ciment cas de site : Lotissement MOKADAM.

Chevalier, C., & Petit, G. (2012). Congrès de L'IDRRIM. Techniques d'entretien des Chaussées routières : Les chaussées en béton. Lyon Euro expo.

DeJong-Hughes, J, & ; "Impact du compactage du sol sur le développement des cultures". [En ligne]. <https://www.agrifind.fr/impact-compactage-du-sol-developpement-cultures/> [consulté Le 8 juin 2024].

Fabien SZYMKIEWICZ, "Évaluation des propriétés mécaniques d'un sol traité au ciment" <https://theses.hal.science/tel-00808139> [consulté le 5 Avril 2013].

GADOURI Hamid. Influence de la présence des sulfates sur le traitement des sols argileux par des ajouts minéraux. Université Yahia Farès – Médéa – 2017.

Kettar, J. "Notions générales sur les structures routières". Cours génie civil. 2011. [En ligne]. <https://www.geniecivil.com/2018/02/structures-des-routes-notions-generales.html#0> [Consulté le 30 mai 2024].

LCPC, (1994). Laboratoire centrale des ponts et chaussées. Guide Technique. Conception et Dimensionnement des structures de chaussées.

LCPC, (1998). Laboratoire centrale des ponts et chaussées. Catalogue des dégradations de Surface des chaussées.

LEONARDS.G.A. 1967.Traduction adaptée de l'ouvrage publié en langue anglaise sous-titre "Foundation Engineering. Lafayette, Indiana : par Mc Graw-Hill Book Company, INC.

LOKMANE Leiza, (2017). "Étude expérimentale des techniques de traitement d'une chaussée souple".

Magnan J.P, Youssefian G (1989) Essai au bleu de méthylène et classification géotechnique des sols. Laboratoire centrale des ponts et chaussées (LCPC). Bull, liaison Labo P. et Ch.159- janv.-févr. 1989 – Réf.3378.

Meraga, A et Meghaouzel, A (2020). Analyse et conception du corps de chaussées de l'infrastructure d'un viaduc du tronçon routier de la liaison autoroutière 4ème rocade M'sila-Boussaâda. Mémoire de master, université Saad Dahleb de Blida, Algérie.

NF P 94-050 (1995) Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux. Méthode par étuvage.

NF P 94-054 (1991) Norme française, Sols : reconnaissance et essais. Détermination de la masse volumique des particules solides des sols. Méthode du pycnomètre à eau.

NF P 94-051 (1993) Norme française, Sols : Reconnaissance et essais. Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité à la coupelle- Limite de plasticité au rouleau.

NF P 94-068 (1998) Norme française, Sols : Reconnaissance et essais. Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux. Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche.

NF P 94-057 (1992) Norme française, Sols : Reconnaissance et essais. Analyse granulométrique des sols. Méthode par sédimentation.

NF P 94-093 (2014) Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Détermination des références de compactage d'un matériau. Essais Proctor normal\_ Essai Proctor modifié.

NF P 94-078 (1997) Norme Française, Sols : reconnaissance et essais. Indice CBR après immersion- indice CBR immédiat\_ indice portant immédiat. Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR.

SETRA-LCPC (2000) Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes-Laboratoire Central des Ponts et chaussées. Guide technique, Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule I, Principes généraux. 2eme édition.

Tp demain, "les différents types de chaussées " [En ligne].

<http://tpdemain.com/module/les-differents-types-de-chaussees> [consulté le 1 juin 2024].