



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de
la Recherche Scientifique

UNIVERSITÉ HAMMA LAKHDAR EL OUED

Faculté des Sciences et de Technologies

Département de Génie Civil et Hydraulique

Mémoire de fin d'étude

MASTER ACADEMIQUE

Domaine: Genie Civil

Spécialité: matériaux en génie civil

Thème

**Amélioration de la portance de
sol en sable par la méthode de compactage**

Présenté par: ZEMALI Omar
LEBBIHI Mohammed

Devant le jury composé de :

Logbi abd abdelaziz	MAA	Président	Univ. El Oued
Mani Mohammed	MAA	Encadreur	Univ. El Oued
Frik ali	MAA	Examineur	Univ. El Oued
djedid tarek	MCA	Examineur	Univ. El Oued

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous remercions le Dieu, notre créateur de nous avoir données les forces, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

Nous adressons le grand remerciement à notre encadreur **Dr. Mohammed MANI** qui a proposé le thème de ce mémoire, pour ses conseils et ses directives du début à la fin de ce travail.

Comme je tiens à remercier vivement pour l'honneur qu'il me fait en présidant le jury de ce mémoire.

Mes remerciements vont également à Je remercie ensuite l'ensemble des membres du jury d'avoir accepté de juger mon travail.

D'ailleurs, nous remercions chaleureusement tous les membres de nos familles surtout nos parents pour leur effort et leur fatigue, nos professeurs dès la primaire jusqu'à l'universitaire.

Enfin que tous ceux qui n'ont pas été mentionnés et qui ont contribué à la réalisation, de près ou de loin, de ce travail reçoivent mes remerciements.

DÉDICACES

Nous dédions ce travail à :

Nos chers parents

Nos frères et nos surs

Nos amies

Et à tous nous familles.

RESUME

Résumé

Dans ce mémoire, nous avons donné l'étude d'amélioration la portance de sol par la méthode de reconstitution de sol

L'influence de la contrainte applique est diminuée avec l'augmentation de la profondeur si il ya couche ne résiste pas la charge appliqué on peut reconstituer cette couche par compactage soit en même matériaux si donne la contrainte admissible qui résiste cette charge si non on remplace par autre matériaux qui donné la contrainte admissible suffisant

Le compactage consiste à appliquer suffisamment d'énergie au sol pour réduire l'indice des vides et ainsi en accroître la compacité. Le poids volumique sec (ρ_d) d'un sol compacté sera donc supérieur à celui d'un sol non compacté.

ملخص

في هذه المذكرة ، قدمنا دراسة تحسين قدرة تحمل التربة من خلال طريقة دمك التربة

يتم تقليل تأثير الإجهاد المطبق مع زيادة العمق إذا كانت هناك طبقة لا تقاوم الحمل المطبق ، فمن الممكن إعادة تكوين هذه الطبقة بطريقة الدمك يكون في نفس المواد إذا أعطى الإجهاد المقبول الذي يقاوم هذا الحمل إن لم يستبدل أحد من المواد الأخرى التي أعطت ما يكفي من الإجهاد المسموح به

يتضمن الدمك استخدام ما يكفي من الطاقة على الأرض لتقليل نسبة الفراغ وبالتالي زيادة كثافة التربة. وبالتالي فإن الكثافة الجافة للتربة المضغوطة ستكون أكبر من كثافة التربة غير المضغوطة.

الكلمات المفتاحية: دمك - الاجهاد - اعادة تشكيل - الرمل - مقاومة - تحمل

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	08
------------------------------------	----

CHAPITRE I : LES SOLS

I.1. Généralité sur les sols.....	12
I.1.1. Définition du sol	12
I.2. Diverses Phases Du Sol.....	12
I.2.1. Phase gazeuse du sol	12
I.2.2. La phase liquide	13
I.2.3. La phase solide.....	14
I.3. La Texture	14
I.3.1. Définition :	14
I.3.2. Classes texturales	14
I.4. Eléments constitutifs des sols.....	15
I.4.1. Les sols grenus	15
I.4.2. Les limons (ou Silts)	16
I.4.3. Les argiles	17
I.4.3. 1. Les différents types d'argiles.....	17

CHAPITRE II : COMPACTAGE

II.1. Définition	20
II.2. Théorie du compactage	20
II.3. Facteurs d'influence du compactage	21
II.3.1. Influence de la teneur en eau	21
II.3.2. Influence de l'énergie de compactage	24
II.3.3. Influence de la nature du sol	25
II.4. Les effets de compactage sur certaines propriétés des sols	26
II.4.1. La structure des sols.....	26
II.4.2. La perméabilité	27
II.4.3. Le gonflement et le retrait.....	27
II.4.4. La compressibilité.....	27
II.4.5 La résistance au cisaillement	27

II.5. Essais de compactage en laboratoire	28
II.5.1 But de l'essai.....	28
II.5.2 Types de moules	28
II.6. Compactage in situ.....	29
II.6.1. Notion de planche d'essai	29
II.6.2. Influence de la vitesse de l'engin.....	30
II.6.3. Influence du nombre de passes	30
II.6.4. Degré de compacité (efficacité d'un compactage par rapport à ce qui est prescrit)	31

CHAPITRE III : APPLICATION A LE SABLE D'EL OUED

III.1 Introduction	33
III. 2. Caractéristiques physiques :	33
a) Analyse granulométrique :	33
b). Propriétés physiques.....	35
III.3. Analyse chimique	36
III. 4. Détermination Des Caractéristiques De Compactages.....	38
III.5. Essai pénétromètre dynamique.....	39
III.6. Estimation de la distribution des contraintes.....	41
III.7. Essai de plaque	44
III.7.1.But de l'essai	44
III.7.2. Appareillage	44
III.7.3.Exécution de l'essai	46
III. 8. Application Sur Une Immeuble R+3	49
III. 9. Application sur des immeuble R+6 ET R+9	55
III. 9.1. Application sur des immeuble R+6	55
III. 9.2. Application Sur Une Immeuble R+9	59
III. 8. Conclusion.....	63

CONCLUSION GENERALE	65
----------------------------------	-----------

BIBLIOGRAPHIE

LISTE DES FIGURE

Figure. 1-1. Différents états de l'eau dans les sols	13
Figure. 1-2. System classification de texture du sol	15
Figure. 1-3. Structure de la kaolinite	17
Figure. 1-4. Structure de la montmorillonite	18
Figure. 1-4. Structure d'illite.....	18
Figure. 2-1. Allure d'une courbe de compactage.....	22
Figure. 2-2. Courbe de compactage γ_d en fonction de w les lignes d'isodegré de saturation.	24
Figure 2-3 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.....	25
Figure.2-4. Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.	26
Figure.2-5 : Essai Proctor	28
Figure.2-6. Domaine d'emploi des principaux engins de compactage	30
Figure. 3-1. Série des tamis sur la tamiseuse	33
Figure . 3-2. Courbe granulométrique du sable d'oued (cité 08 mai)	34
Figure . 3-3. mode opératoire de l'équivalent de sable.	35
Figure . 3-4. Courbes Proctor de sol reconstitué	39
Figure . 3-5. Principe du pénétromètre dynamique à énergie constante	40
Figure . 3-6. Les contraintes dues aux surcharges.....	42
Figure . 3-7. Contrainte due à une charge rectangulaire uniforme.....	42
Figure . 3-8. Cas de calcul de l'excès de contrainte verticale dû à une charge rectangulaire.....	43
Figure . 3-9. valeur de coefficient d'influence pour une contrainte verticale sous coin d'une surface rectangulaire uniformément chargée	44
Figure . 3-10. vérin hydraulique, plaque de charge.....	46
Figure . 3-11. Poutre "Benkelman"	46
Figure . 3-12.Dispositif de l'essai plaque à vide.....	47
Figure . 3-13.Dispositif de l'essai plaque en charge.....	47
Figure. 3-14. Schéma explicatif	50
Figure . 3-15. Diagramme de variation de contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur	51

Figure. 3-16. Schéma explicatif	55
Figure. 3-17. Diagramme de variation de contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur	58
Figure . 3-18. Schéma explicatif	59
Figure. 3-19. Diagramme de variation de contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur	62

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 . Définition des classes de dimensions en granulométrie.....	14
Tableau.2-1 . Conditions des essais Proctor normal et Modifié.....	29
Tableau. 3-1. Analyse granulométrique du sable d'oued (cité 08 mai).....	34
Tableau . 3-2. Propriétés physiques du sable d'oued (cité 08 mai).....	36
Tableau . 3-3. Analyse chimique SD.....	37
Tableau . 3-4. Analyse chimique SO.....	37
Tableau . 3-5. Résultat d'essai Proctor sur le sol reconstitué	38
Tableau . 3-6. résultats d'essais de pénétration dynamique avant compactage	41
Tableau . 3-7. Contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur	51
Tableau . 3-8. Résultats d'essais de pénétration dynamique après compactage	53
Tableau . 3-9. Résultats de contrôle de compactage	54
Tableau. 3-10. Contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur	57
Tableau . 3-11. Contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur	61

NOTATION

AFNOR : Association Française de Normalisation

ASTM : American Society For Testing and Materials

GTR : Guide Technique pour la Réalisation des Remblais et des Couche de Forme

C : Cohésion

Cu : coefficient d'uniformité

CC: coefficient de courbure **CaCo3**:Teneur en carbonate

d10 : Diamètre des grains correspondant à 10% de passant

d30 : Diamètre des grains correspondant à 30% de passant

d60 : Diamètre des grains correspondant à 60% de passant

e : Indice des vides **e0**: Indice des vides initial

GS : Densité des grains solides

IP : Indice de plasticité

IS : Indice de retrait

IC : Indice de consistance

K:Perméabilité à l'eau

OPN : Optimum Proctor Normal

S_r: Degré de saturation

Ss : Surface spécifique totale

τ: Contrainte de cisaillement

VBS : valeur au bleu de méthylène

W: Teneur en eau

W_{OPN}: Teneur en eau optimale (OPN)

WL : limite de liquidité

WP : limite de plasticité

WR : limite de retrait

γ_d: Poids volumique sec

γ_w: Poids volumique de l'eau

γ_h: Poids volumique humide

σ: Contrainte normale total

σ' : Contrainte normale effective

φ: Angle de frottement.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Lorsque la construction d'un ouvrage est décidée sur un terrain constitué d'un sol faible de portance, en vue d'éviter la solution onéreuse de fondation profonde, il faut recourir à une opération d'amélioration de sol. Cette dernière, des points de vue coût et délai d'exécution, devra être avantageuse par rapport à toute autre solution de fondation envisageable.

Lorsqu'une technique d'amélioration est décidée, une vérification s'impose, au préalable, de la faisabilité de son exécution dans les conditions géotechniques du projet visé et de la quantification des performances pré dictées pour le sol amélioré. Cela implique la réalisation de plots d'essais sur une plateforme limitrophe à l'emplacement de l'ouvrage, ce qui pourrait amener de compléter la campagne géotechnique déjà faite.

Les techniques d'amélioration des sols sont nombreuses, on peut les classer en trois catégories:

- Dans la première catégorie on trouve les techniques classiques connues et pratiquées depuis des décennies, leur efficacité a fait sa preuve dans le terrain, on ne citera que quelques unes, celles qui sont le plus utilisées (le préchargement et les drains verticaux.)
- Dans la deuxième catégorie on trouve les techniques qui se basent sur le compactage de sol sans apport de matériaux. Elles conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol. On citera parmi ces méthodes, celles du compactage dynamique et du vibrocompactage.
- Dans la troisième catégorie on trouve les techniques de renforcement de sol par incorporation d'un nouveau matériau de bonne résistance dont les caractéristiques sont connues. On citera alors le jet-grouting , les inclusions souples et les inclusions rigides.

Le compactage des sols est une technique utilisée en génie civil visant à améliorer les caractéristiques mécaniques et hydrauliques d'un sol en vue de la réalisation de différents ouvrages (chaussées ; remblais, digues de barrages, briques en terre...). Les techniques adoptées sont très variées et différent selon le lieu d'utilisation (chantier ou laboratoire), le type de sol et le but recherché. Cependant l'ensemble de ces techniques font référence à des

valeurs de teneur en eau et de densité sèche de compactage déterminées au laboratoire par un essai portant le nom de son développeur, à savoir : l'essai Proctor. Ces deux valeurs définissent l'optimum Proctor normal et modifié. Cet essai consiste à appliquer au sol une énergie constante de compactage au moyen d'une dame de masse « m », chutant d'une hauteur bien définie. Donc de par son principe, il est qualifié de mode de compactage dynamique. Au chantier, on a recours à des engins de compactage, permettant à un nombre de passages sur le sol compacté d'atteindre la densité sèche voulue. Au laboratoire, on a souvent besoin de reconstituer des éprouvettes aux conditions de l'optimum Proctor.

ce mémoire est composé de trois chapitres, entamées par une introduction générale. la première chapitre sera consacrée à l'étude des les paramètres d'état et d'identification menant à la classification géotechnique des sols.

On étudie dans le Chapitre II les différentes notions sur le compactage et les sols dans le Chapitre III On étudie l'amélioration portance du sol d'eloud et enfin, une conclusion générale sur les principaux résultats obtenus sera donnée.

CHAPITRE I

LES SOLS:

**ELEMENTS CONSTITUTIFS ET
DEFINITIONS**

I.1. Généralité sur les sols

Les sols sont des systèmes multiphasiques complexes et hétérogènes, composés d'air, d'eau et de solide (sable, limon, argile, matière organique (MO), nutriments, écosystèmes, ...etc.) en outre, les sols sont des médias ouverts et dynamiques, échangeant de la matière et de l'énergie avec l'atmosphère, la biosphère et l'hydrosphère, ils doivent accomplir cinq fonctions principales de base :

- Offrir un habitat physique, chimique et biologique pour les organismes vivants ;
- Réguler les flux d'eau, le stockage et le recyclage des cycles des nutriments et d'autres éléments ;
- Maintenir les activités et diversités biologiques pour subvenir à la croissance des plantes et la productivité des animaux ;
- Filtrer, tamponner, transformer, immobiliser et détoxifier les substances organiques et inorganiques ;
- Fournir un support mécanique aux organismes vivants et à leurs structures.

I.1.1. Définition du sol

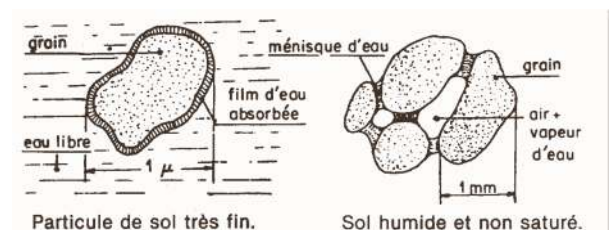
Le sol est la couche superficielle meuble de la lithosphère terrestre, présentant une épaisseur variable de quelques centimètres à plusieurs mètres. Il est constitué par un mélange de matériaux minéraux et organiques, qui sert de support et milieu naturel pour la croissance des plantes. Qui est dénommée couverture pédologique, est la résultante au cours du temps de plusieurs facteurs génétiques :

- La roche-mère sur laquelle s'est développé ;
- Environnementaux tels que le climat, le relief et la végétation.

I.2. Diverses Phases Du Sol

Un échantillon de sol est constitué de trois phases :

- Une phase gazeuse ;
- Une phase liquide ;
- Une phase solide.



I.2.1. Phase gazeuse du sol

Dans un sol bien aéré, les gaz qui règnent dans l'atmosphère du sol sont :

- L'azote (78 à 80%) ;
- L'oxygène (18 à 20%) ;
- Le dioxyde de carbone (0,2 à 3%).

D'autres molécules gazeuses d'origine anthropique telles que les pesticides ou les HAP peuvent également être détectées dans l'atmosphère du sol. Ces gaz peuvent exister dans le sol :

- Soit à l'état libre ;
- Soit dissous dans la solution du sol.

Cependant, dans certaines conditions (d'hydromorphie par exemple), la phase gazeuse peut être absente ; tout l'espace poral du sol est alors occupé par l'eau et le sol est dit saturé.

I.2.2. La phase liquide

Au sein d'un échantillon de sol fin (dimensions $<2\mu$), on distingue plusieurs catégories d'eau :

- L'eau de constitution qui rentre dans la composition chimique des feuilletts;
- L'eau liée ou eau adsorbée qui constitue un film autour de chaque grain. Elle n'est pas mobile et ne s'évacue qu'à des températures très élevées ($<300^{\circ}\text{C}$) ;
- L'eau Interstitielle qui peut être soit l'eau libre soit l'eau capillaire. L'eau libre a la faculté de circuler librement entre les grains ; l'eau capillaire est une partie de l'eau libre qui remonte par capillarité entre les grains. L'eau interstitielle s'évapore complètement si l'échantillon de sol est porté à une température supérieure à 100°C .

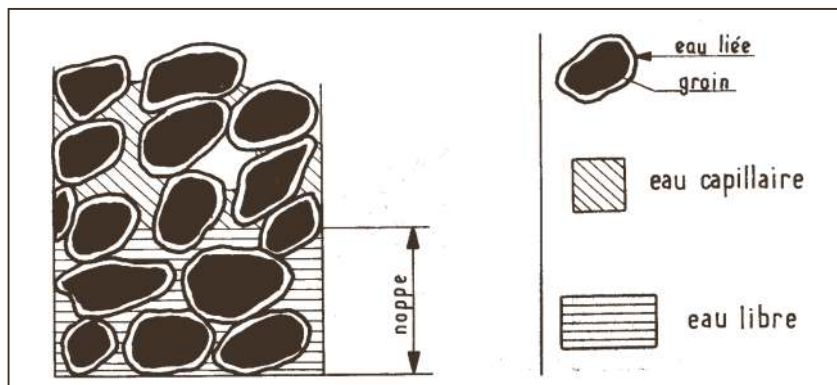


Figure. 1-1. Différents états de l'eau dans les sols

Lorsque le sol est humide et non saturé, l'eau libre est en général concentrée aux points de contact entre les grains. Elle est retenue à ces endroits par des forces de capillarité qui créent entre les grains des forces d'attraction.

I.2.3. La phase solide

On a vu que les sols résultent de l'altération physique ou mécanique des roches. On conçoit aisément que les grains solides aient la même constitution minéralogique que la roche mère. Ils ont en général des dimensions supérieures à 2μ .

Les sols de dimension inférieurs à 2μ résultent d'attaques chimiques qui se sont superposées à l'altération physique ou mécanique. Ces processus chimiques sont la dissolution sous l'action de l'eau, la combinaison et la recristallisation. Il en résulte que les particules d'un sol fin n'ont pas la même structure cristalline que la roche mère. Ces plus petites particules ainsi formées constituent ce que l'on appellera désormais les argiles. Ces derniers matériaux ont un comportement complexe qui nécessite pour bien être compris une étude à l'échelle moléculaire qui dépasse largement le cadre de ce cours.

I.3. La Texture

I.3.1. Définition

La texture est définie par les proportions relatives (%) de particules argileuses, limoneuses et sableuses qui constituent la terre fine de l'horizon.

Les classes de dimensions les plus couramment utilisées pour classer granulométriquement ces particules sont les suivantes :

- les blocs rocheux	$D > 200\text{mm}$
- les cailloux	$20\text{mm} < D < 200\text{mm}$
- les graviers	$2\text{mm} < D < 20\text{mm}$
- les sables grossiers	$0,2\text{mm} < D < 2\text{mm}$
- les sables fins	$20\ \mu\text{m} < D < 0,2\text{mm}$
- les silts ou limons	$2\ \mu\text{m} < D < 20\ \mu\text{m}$
- les argiles	$D < 2\ \mu\text{m}$

Tableau 1.1 : Définition des classes de dimensions en granulométrie

I.3.2. Classes texturales :

La texture peut s'apprécier sur le terrain ou être déduite d'une analyse granulométrique (Laboratoire).

La détermination de la texture permet d'attribuer au matériau observé le nom d'une classe texturale (exemple : limon fin, argile sableuse,...). Ces classes texturales sont définies et représentées sur des « triangles de texture ».

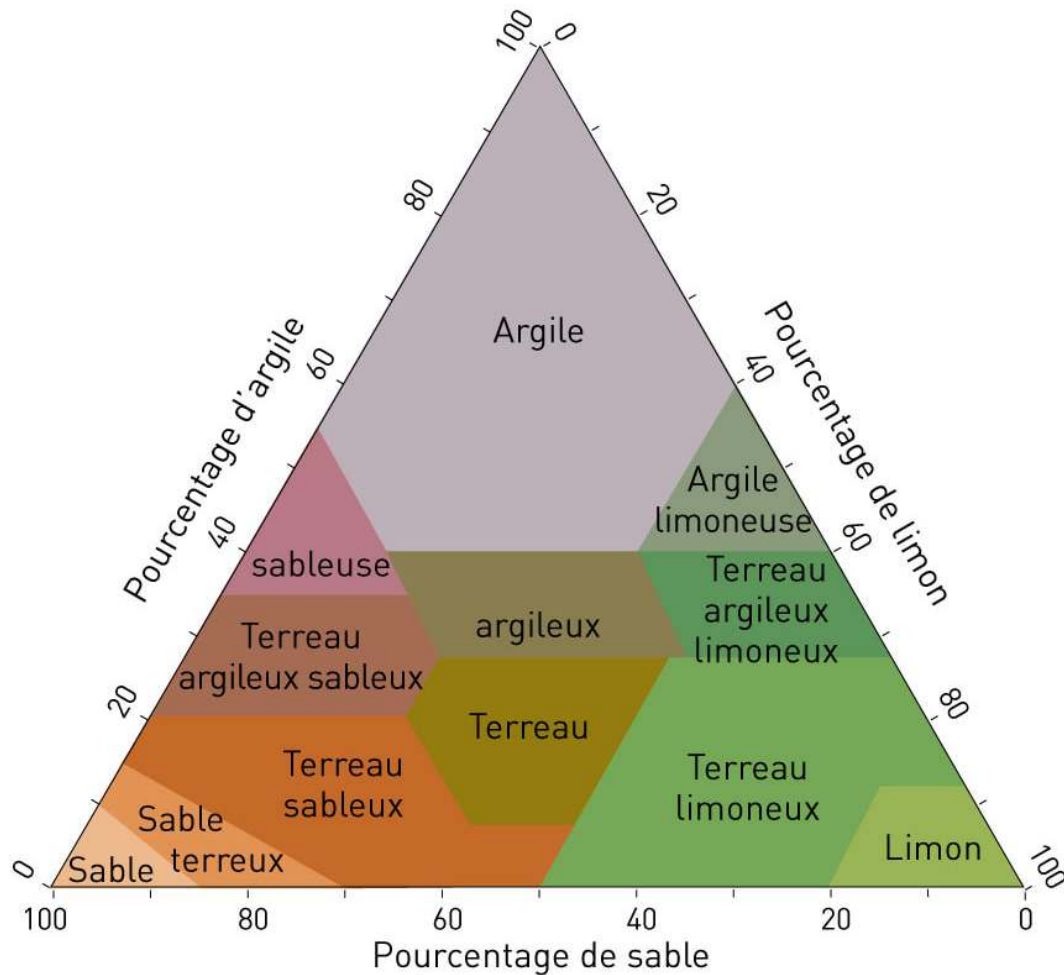


Figure. 1-2. System classification de texture du sol

I.4. Eléments constitutifs des sols

I.4.1. Les sols grenus

Les sols grenus sont ceux pour lesquels les caractéristiques géotechniques sont déterminées par des forces de volume ou de pesanteur. Ils sont en général pulvérulents. Ils sont surtout définis granulométriquement

On distingue principalement deux sous-familles :

Sables	50% des grains au moins sont compris entre 0,02 et 2 mm
Graviers	50% des grains au moins sont compris entre 2 et 20 mm

A noter : Les dimensions extrêmes varient légèrement suivant le système de classement.

On peut ajouter pour préciser ces sols, d'autres caractères :

- Nature minéralogique (composition chimique même de la roche mère) ;
- Forme des grains (liée à la genèse de l'altération mécanique) ;
- Gisement et tri (ségrégation ou non).

Ainsi de part leurs altérations mécaniques on distingue :

- **Les sables éoliens** : transportés par le vent, se rencontrent généralement sous forme de dunes marines ou continentales.
- **Les sables fluviaux** : se rencontrent dans les alluvions fluviales quelques fois sous forme de terrasses.
- **Les sables marins** : Comprennent aussi bien les sables littoraux que les sables marins anciens.
- **Les sables résiduels ou arènes** : Produits de la fragmentation sur place d'une roche mère propice.

, et donnant alors aux Formes de grains les aspects suivantes :

- Emoussés luisants : caractéristique du transport par l'eau ;
- Ronds mats, émoussés et piquetés caractéristiques du transport ;
par le vent
- Non usé : caractéristiques des grains non transportés.

I.4.2. Les limons (ou Silts)

La définition la plus admise est celle d'un sol dont la majeure partie des grains est comprise entre 2 et 20 μ (définition purement descriptive).

Ils sont en grande partie formés de quartz.

On distingue suivant leurs origines :

- ✓ Les limons éluviaux formés par altération sur place d'un substratum favorables (à l'altération) ;

- ✓ Les limons de ruissellement et d'inondation qui se présentent en strates.

I.4.3. Les argiles

L'argile est une roche sédimentaire composée pour une large part de minéraux argileux, en général des silicates d'aluminium plus ou moins hydratés présentant une structure feuilletée (phyllosilicates) expliquant leur plasticité, ou fibreuse (sépiolite et palygorskite) expliquant leurs qualités d'absorption.

I.4.3. 1. Les différents types d'argiles

Les types d'argiles les plus fréquents sont :

- **Kaolinite**

La kaolinite est constituée d'une succession alternée de feuillets en tétraèdre (silice) et de feuillets en octaèdre aluminium ou gibbsite). Les deux feuillets sont liés de telle manière que les sommets du feuillet de silice et ceux d'une des couches du feuillet en octaèdre ne qu'une seule et même couche (Fig. 1.3).

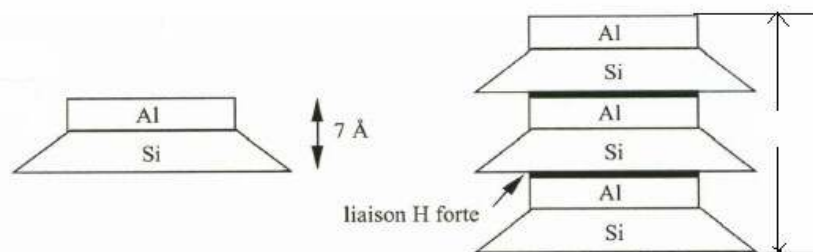


Figure. 1-3. Structure de la kaolinite

- **Montmorillonite**

La montmorillonite, parfois appelée Smectite, est un minéral argileux important composé de deux feuillets de Silice et d'un feuillet d'Alumine (Gibbsite). Les feuillets en octaèdres se trouvent entre deux feuillets de Silice et les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet en octaèdre pour ne former qu'une seule couche.

Les sols qui contiennent de la montmorillonite peuvent être gonflants lorsque leur teneur en eau augmente. Les pressions de gonflements qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères et pavages (Fig. 1.4).

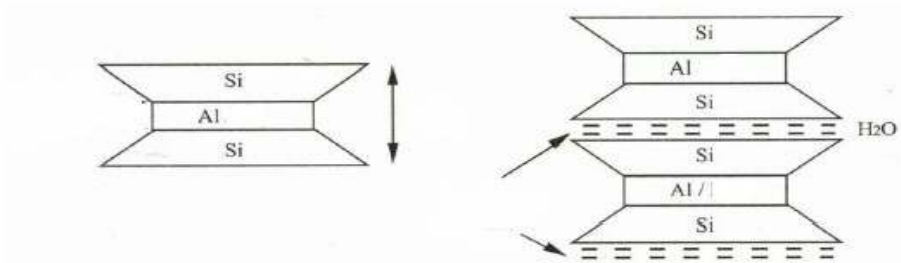


Figure. 1-4. Structure de la montmorillonite

- **Illite :**

L'illite est une autre composante importante des sols argileux, elle a une structure analogue la montmorillonite mais il ya des ions de potassium intercalés entre les feuillets tétraédriques. Grâce à ces ions la liaison est relativement forte et les molécules d'eau ne peuvent pratiqueront plus s'intercaler.

Aux extrémités de la particule d'argile, il y a également des déséquilibres électriques et adsorption de cations Ces cations dits échangeables jouent un rôle important dans le comportement des argiles

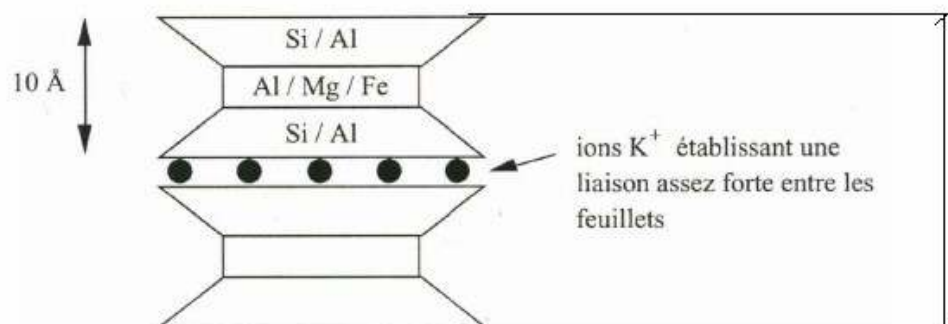


Figure. 1-5. Structure d'illite

CHAPITRE II

COMPACTAGE

II.1. Définition

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol. En faisant, la texture du sol est resserrée ce qui réduit les déformations et tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité portante. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodromes.

Le compactage vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols. Il peut en outre :

- réduire ou éliminer le risque de tassement ;
- augmenter la résistance des sols et la stabilité des talus ;
- améliorer la capacité portante des infrastructures routières ;
- limiter les variations de volume indésirables causées, par exemple, par l'action du gel, le gonflement et le retrait.

II.2. Théorie du compactage

Les principes fondamentaux du compactage des sols cohérents sont relativement nouveaux. Dans les années 30, R.R. Proctor construisait des barrages pour l'ancien Bureau de l'Aqueduc de Los Angeles ; il a exposé les principes du compactage dans une série d'articles parus dans Engineering News Record (Proctor, 1933). L'essai de compactage qu'il a mis au point s'appelle essai Proctor. Proctor a démontré que le compactage est fonction de quatre variables :

- 1° la masse volumique du sol sec,
- 2° la teneur en eau,
- 3° l'énergie de compactage et
- 4° le type de sol (étalement granulométrique, présence de minéraux argileux, etc.).

L'énergie de compactage est une mesure de l'énergie mécanique appliquée à une masse de sol. Sur le terrain, l'énergie de compactage correspond au nombre de passages d'un rouleau d'un certain type et de poids donné, sur un volume de sol déterminé. En laboratoire, on utilise le compactage par impact (dynamique), par pétrissage et par pression statique.

- **Essai de Proctor normalisé (Norme N° D-698 de l'ASTM)**

Le procédé consiste à faire chuter un marteau de **2.459 kg** (5.5 lb) d'une hauteur de **304.88 mm**.

On dispose le sol en **3 couches** dans un moule d'une capacité d'environ 1 litre ($0.944 \times 10^{-3} \text{ m}^3$ ou $1/30 \text{ pi}^3$), chaque couche reçoit **25 coups**.

L'énergie spécifique du compactage est calculée comme suit:

L'énergie spécifique de compactage se calcule de la façon suivante :

$$E = \frac{\sum \dot{E}nergie}{V} = \frac{3 \text{ couches} \times \frac{25 \text{ coups}}{\text{couche}} \frac{mv^2 / 2}{\text{coup}}}{V} = \frac{75 \frac{m(\sqrt{2Hg})^2}{2}}{V} = \frac{75mgH}{V}$$

$$= \frac{75 \times 2.495 \text{ kg} \times 9.81 \text{ m/s}^2 \times 0.3048 \text{ m}}{0.944 \times 10^{-3} \text{ m}^3} = 592.7 \times 10^3 \text{ J/m}^3 = 592.7 \text{ kJ/m}^3$$

- **Essai de Proctor modifié (Norme N° D-1557 modifié de l'ASTM)**

Le procédé consiste à faire chuter un marteau de **4.536 kg** (10 lb) d'une hauteur de **457 mm** (1.5 pi). On dispose le sol en **5 couches** dans un moule Proctor (soit, une capacité de $0.944 \times 10^{-3} \text{ m}^3$ ou $1/30 \text{ pi}^3$), chaque couche reçoit **25 coups**.

L'énergie spécifique du compactage devient:

$$E = \frac{\sum \dot{E}nergie}{V} = \frac{5 \text{ couches} \times \frac{25 \text{ coups}}{\text{couche}} \frac{mv^2 / 2}{\text{coup}}}{V} = \frac{125 \frac{m(\sqrt{2Hg})^2}{2}}{V} = \frac{125mgH}{V}$$

$$= \frac{125 \times 4.536 \text{ kg} \times 9.81 \text{ m/s}^2 \times 0.457 \text{ m}}{0.944 \times 10^{-3} \text{ m}^3} = 2692.8 \times 10^3 \text{ J/m}^3 = 2692.8 \text{ kJ/m}^3$$

II.3. Facteurs d'influence du compactage

II.3.1. Influence de la teneur en eau

L'influence de la teneur en eau sur le résultat d'un compactage a été étudiée dès 1933 par l'ingénieur américain Proctor, qui a mis au point l'essai de compactage qui porte son nom. Si un sol est compacté par une série de chocs que lui impriment les chutes d'une masse, la déformation du sol, c'est-à-dire la diminution de son volume, absorbe une énergie égale à l'énergie potentielle de la masse (m) tombant d'une hauteur h multipliée par le nombre de coups donnés. Cette énergie s'appelle énergie de compactage. Ce

compactage est qualifié de *dynamique* du fait qu'il est réalisé en subissant des chocs par une masse.

Si l'on porte en graphique les γ_d obtenus suite au compactage d'un échantillon de sol, en réalisant une série d'essais de compactage, chacun correspondant à une teneur en eau différente (maîtrisée par adjonction d'eau) mais toujours avec une énergie de compactage identique, on obtient une courbe comme celle-ci (figure .2-1).

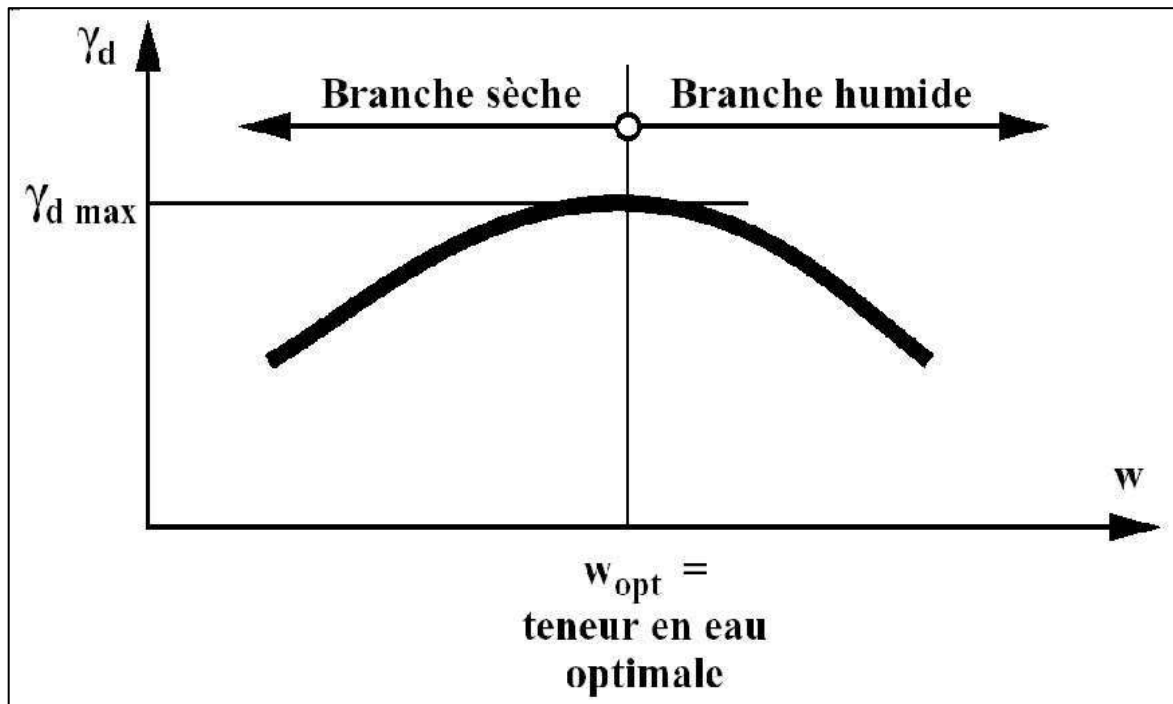


Figure. 2-1. Allure d'une courbe de compactage.

La courbe a l'allure d'une cloche, elle passe par un γ_d maximum que l'on appelle optimum proctor. Cet optimum correspond à une teneur en eau optimale w_{opt} . Dans la pratique courante, on parlera de côté « sec » pour les teneurs en eau inférieures à l'optimum et du côté « humide » pour celles qui sont supérieures à l'optimum. L'explication et surtout la compréhension de la forme de cette courbe sont très importantes. D'une manière élémentaire, on peut considérer que dans le cas des sols fins et dans le domaine de teneur en eau considéré, ces sols se présentent en unités élémentaires (mottes) plutôt que sous la forme de grains minéraux indépendants. On parlera souvent de sols à double porosité : Macros pores (la porosité inter-mottes) et Micropores (la porosité intra-mottes).

Considérons que ces mottes sont soumises à une action mécanique (impact d'une dame, chargement statique ou quasi-statique). Pour des teneurs en eau relativement faibles

(à gauche de l'optimum), ces mottes seront peu déformables et obtenir un « bon » arrangement sera difficile. Si l'on augmente la teneur en eau, la déformabilité augmentera et on comprend intuitivement que l'arrangement pourra s'améliorer.

Initialement et du fait du foisonnement antérieur, ces sols ne sont pas saturés, le gain de compacité se fait par déformations et réarrangement des mottes, et il se traduit par une diminution de la teneur en air (très compressible) qui peut être partiellement chassé : ceci entraîne une augmentation du degré de saturation global du sol.

La quantité de solides et d'eau présente dans un état donné du sol ne change pas en cours de compactage et, en considérant que ces éléments sont très peu déformables (en pratique incompressibles), leur volume est constant.

Le calcul montre que pour une teneur en eau donnée, le maximum de compacité, donc de γ_d correspond à un degré de saturation égal à 1, soit :

$$\gamma_d = \frac{S_r \cdot \gamma_s}{S_r + w \frac{\gamma_s}{\gamma_w}}$$

Avec S_r degré de saturation du sol

γ_s Poids volumique des grains solides

γ_w Poids volumique de l'eau

Avec G_s la densité des grains solides, et w_{sat} la teneur en eau de saturation

En pratique, on constate expérimentalement que le degré de saturation maximum obtenu par compactage ne dépasse pas 80 à 90% en moyenne pour les sols fins. Ce « blocage » correspond en fait à une variation très brutale de la perméabilité du sol vis-à-vis de l'air, en effet lorsque le pourcentage de vide d'air devient inférieur à 5 ou 10%, le sol devient pratiquement imperméable à l'air et l'air résiduel reste occlus dans les macrospores. A ce stade, le sol peut toujours se déformer, mais à volume constant (coefficient de Poisson égal à 0,5) dans la pratique, on parlera du phénomène de coussin de caoutchouc ou de sur compactage.

Il est commode de tracer les courbes de compactage dans le plan (w, γ_d) en dessinant de plus les courbes d'iso-degré de saturation (S_r), ces courbes ont pour équation :

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$$

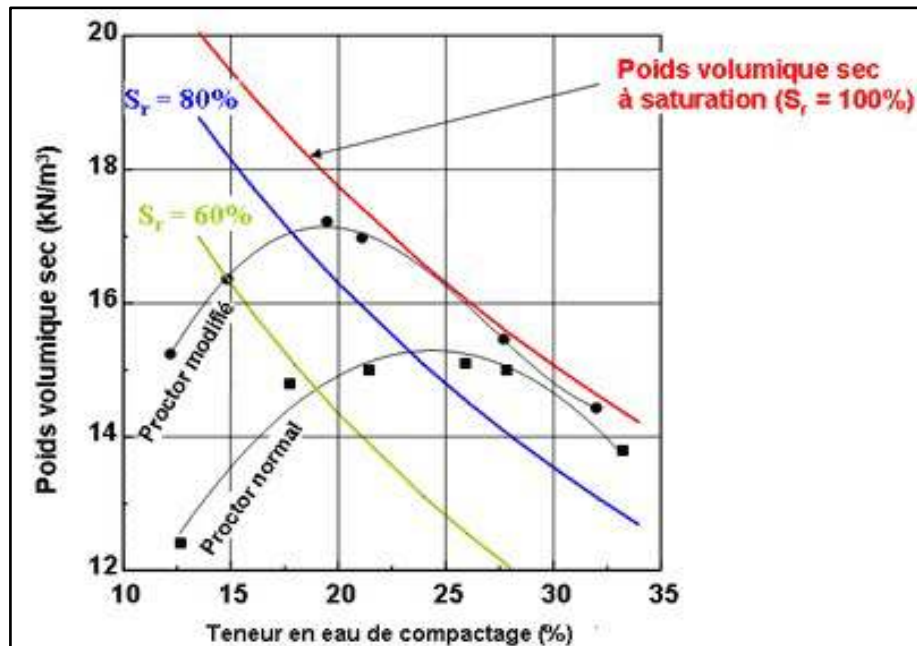


Figure. 2-2. Courbe de compactage γ_d en fonction de w les lignes d'iso-degré de saturation.

On peut suivre dans ce diagramme l'augmentation progressive du degré de saturation du sol du côté sec (branche gauche de la courbe) et on constate lorsque l'optimum est dépassé que la courbe de compactage est à peu près une courbe d'iso-degré de saturation (ou de teneur en air constante).

II.3.2. Influence de l'énergie de compactage

L'énergie de compactage est l'énergie mécanique transmise à un volume de sol pour y réduire l'indice des vides. Sur le chantier, on applique cette énergie par pression statique, pression statique et vibration, pétrissage statique, ou impacts, selon le type de compacteur. La quantité d'énergie transmise au sol varie en fonction du nombre de passes du compacteur sur le sol et de sa masse. Plus le nombre de passes du compacteur est élevé ou plus le compacteur est lourd, plus l'énergie transférée au sol est importante. En laboratoire, le compactage des échantillons du sol se fait principalement par impact et par pression statique et vibrations.

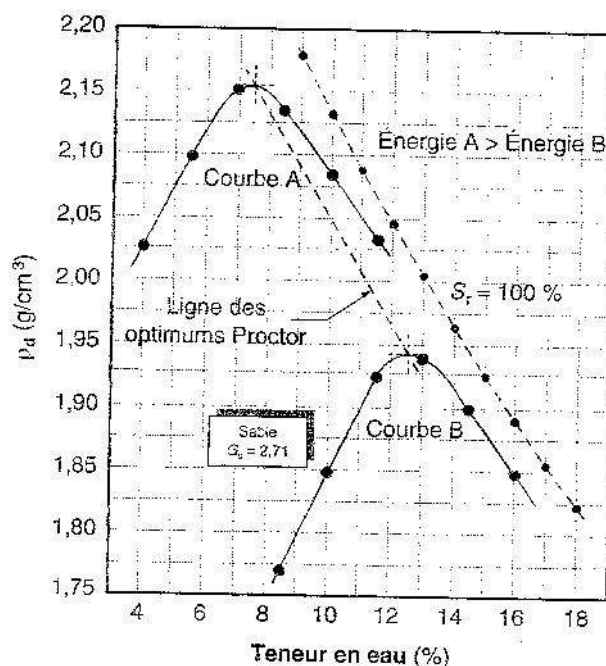


Figure 2-3 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor

L'influence de l'énergie de compactage sur la valeur du poids volumique sec maximal est aussi importante que celle de l'eau. A la figure 2-3, on présente les résultats de deux compactages effectués sur le même sol, mais avec des énergies différentes (l'énergie du compactage A est différente de l'énergie du compactage B). On constate qu'une hausse de l'énergie de compactage fait augmenter le poids volumique sec maximal et diminue la teneur en eau optimale. Le déplacement de l'optimum Proctor suit une ligne que l'on appelle **ligne des optimums Proctor**, qui est sensiblement parallèle à la courbe de saturation $S_r = 100\%$.

II.3.3. Influence de 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. La figure suivante donne quelques exemples des allures que peuvent présenter les courbes de compactage des sols courants.

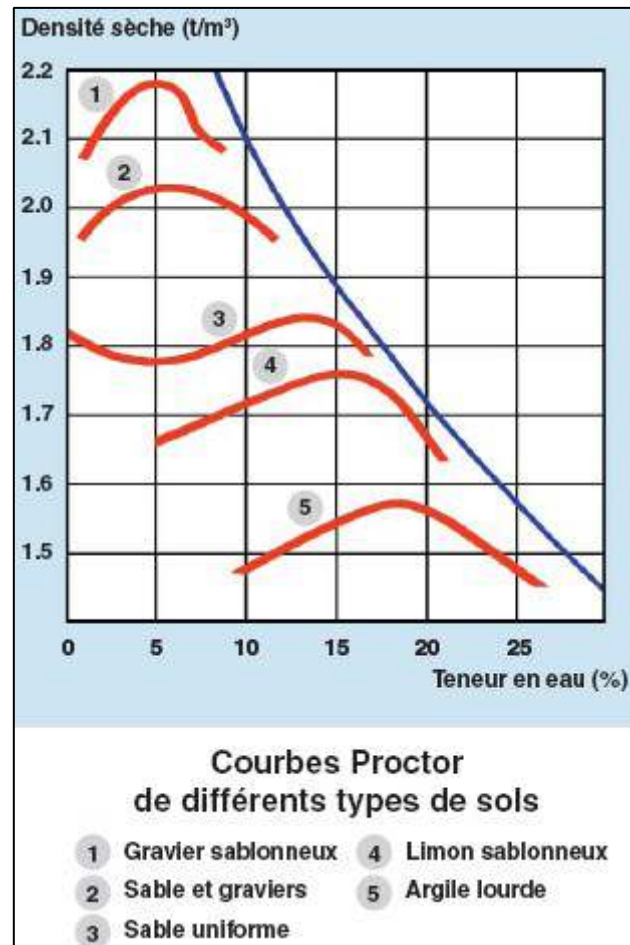


Figure.2-4. Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.

On voit que les sables sont très peu sensibles à l'eau en ce qui concerne le compactage, tandis que s'ils contiennent une fraction argileuse, leur courbe s'infléchit de manière importante. On voit en effet, la courbe du compactage se déplacer vers le haut et la gauche du diagramme à mesure que le nombre de coups augmente.

II.4. Les effets de compactage sur certaines propriétés des sols

Le compactage augmente la stabilité des sols et leur capacité à supporter des charges mais il modifie en même temps certaines de leurs propriétés en particulier la structure des sols, la perméabilité, le gonflement et le retrait, la compressibilité, ainsi que la résistance au cisaillement.

II.4.1. La structure des sols

le compactage réduit l'indice des vides et densifie la structure à grains uniques des sols pulvérulents. Dans les sols cohérents, il entraîne plutôt une réorganisation des particules d'argile, qui tendent à devenir parallèles et à adopter une structure dispersée.

L'augmentation de l'énergie de compactage et une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale rendent la structure de plus en plus dispersée.

II.4.2. La perméabilité

le compactage diminuant le volume des vides dans le sol, rend la circulation de l'eau plus difficile. Si on augmente l'énergie de compactage, la quantité des vides diminue davantage ce qui se traduit par une baisse de la perméabilité. Dans les sols argileux, la perméabilité la plus faible s'obtient lorsque la teneur en eau est égale ou supérieure à la teneur en eau optimale pendant le compactage. La diminution de la perméabilité est un inconvénient dans le cas des sols pulvérulents utilisés comme matériaux de fondation qu'il faut drainer rapidement.

II.4.3. Le gonflement et le retrait

en réduisant ainsi l'indice des vides et la perméabilité des sols, on diminue à la fois la quantité d'eau qu'ils peuvent contenir et celle qu'ils sont susceptibles de recevoir. Ce faisant, on limite les variations de volume causées, entre autre, par le gonflement et le retrait. Cependant, il faut noter que l'argile compactée alors que sa teneur en eau est supérieure à la teneur en eau optimale sera davantage sujette au retrait, tandis que celle qui est compactée alors que sa teneur en eau est inférieure à la teneur en eau optimale sera plus sujette au gonflement.

II.4.4. La compressibilité

plus le volume occupé par les vides dans un sol est élevé, plus la compressibilité de ce sol est grande et plus les tassements peuvent y être importants. Ainsi, en réduisant les vides d'un sol par compactage, on le rend moins compressible, et les risques de tassements s'atténuent.

II.4.5 La résistance au cisaillement

dans les sols pulvérulents, plus les particules sont resserrées les unes contre les autres par le compactage, plus le frottement et l'enchevêtrement deviennent importants et plus la résistance au cisaillement augmente. Dans les sols cohérents, les forces de cohésion constituent le facteur principal de la résistance au cisaillement. Or, plus la distance entre les particules est faible, plus les forces de cohésion sont élevées. En réduisant les distances qui séparent les particules, le compactage augmente donc la résistance au cisaillement. De

façon générale, la résistance au cisaillement des sols argileux est plus importante quand la teneur en eau est inférieure à la teneur en eau optimale pendant le compactage.

Puisqu'on augmente la résistance au cisaillement d'un sol en le compactant, on y augmente également l'angle de frottement interne ϕ ce qui se traduit par une augmentation de la capacité portante.

II.5. Essais de compactage en laboratoire

II.5.1 But de l'essai

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale (w_{opt}) pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe ($\gamma_d > \gamma_w ; w$) ; on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale (γ_{dopt}).

II.5.2 Types de moules

On utilise pour ces essais deux types de moules de dimensions différentes :

Le moule Proctor ($\Phi_{moule} = 101,6 \text{ mm} / H_{sol} = 117 \text{ mm}$) lorsque le matériau est suffisamment fin (pas d'éléments supérieurs à 5mm ; $\Phi \leq 5 \text{ mm}$),

Le moule CBR (California Bearing Ratio) pour des matériaux de dimensions supérieures à 5mm et inférieures à 20mm ($\Phi_{moule} = 152 \text{ mm} / H_{sol} = 152 \text{ mm}$).

Avec chacun de ces moules, on peut effectuer (énergie normalisée de compactage choisie) respectueusement l'essai Proctor normal (pour le compactage en bâtiment et/ou de barrage) et l'essai Proctor modifié (pour le compactage routier essentiellement).

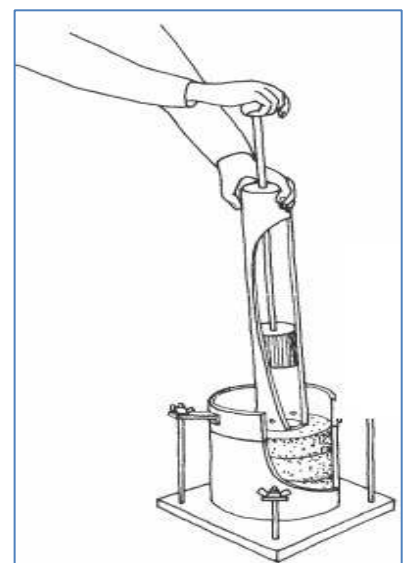


Fig.2.5 : Essai Proctor

Le tableau ci-dessous précise les conditions de chaque essai.

Essai Proctor	Masse de la dame (Kg)	Hauteur de Chute (cm)	Nombre de coups par couche	Nombre de couches	Energie de compactage KJ/dm³
<i>Normal</i>	2,490	30,50	25 (moule Proctor)	3	0,59
			55 (moule CBR)	3	0,53
<i>Modifié</i>	4,540	45,70	25 (moule Proctor)	5	2,71
			55 (moule CBR)	5	2,41

Tab.2.1 : Conditions des essais Proctor normal et Modifié

II.6. Compactage in situ

Malgré l’extrême diversité des engins de compactage, il est possible de dégager un certain nombre de facteurs intervenant principalement sur l’efficacité d’un engin sur un sol donné.

Nous trouverons bien sûr des facteurs propres au terrain compacté (nature, teneur en eau,...) mais aussi des facteurs caractérisant l’engin et la séquence de compactage (nombre de passes, vitesse, pression de contact, fréquence et intensité de vibration...)

Quels que soient les engins utilisés le compactage sur chantier devra s’effectuer par couche de faible épaisseur 20 à 30cm (TX de route) ou encore 10 à15 cm (TX de bâtiment).

II.6.1. Notion de planche d’essai

Une grande partie des difficultés des projets de terrassement vient du fait que la mise en place d’un sol (remblai par exemple) dépend souvent des conditions atmosphériques au moment des travaux.

La planche d’essai permet avant l’ouverture d’un chantier de terrassement, de fixer les paramètres de compactage lié à l’engin utilisé, au sol considéré au moment des travaux

(teneur en eau, vitesse des engins, nombre de passe, ...), et ce, en vue d'obtenir la compacité à atteindre (compacité prescrite).

II.6.2. Influence de la vitesse de l'engin

Pour un engin donné et des exigences de qualité fixées, il existe une vitesse optimale, fonction de l'épaisseur de la couche et de la nature du matériau permettant d'obtenir une compacité maximale. Plus les exigences de qualité sont sévères, plus la vitesse de translation optimale a une valeur réduite.

Il est recommandé de limiter la vitesse de la plupart des compacteurs à 8km/h. Dans le cas des compacteurs vibrants, la vitesse optimale se situe autour de 5km/h pour que les vibrations puissent agir efficacement sur toute l'épaisseur de la couche.

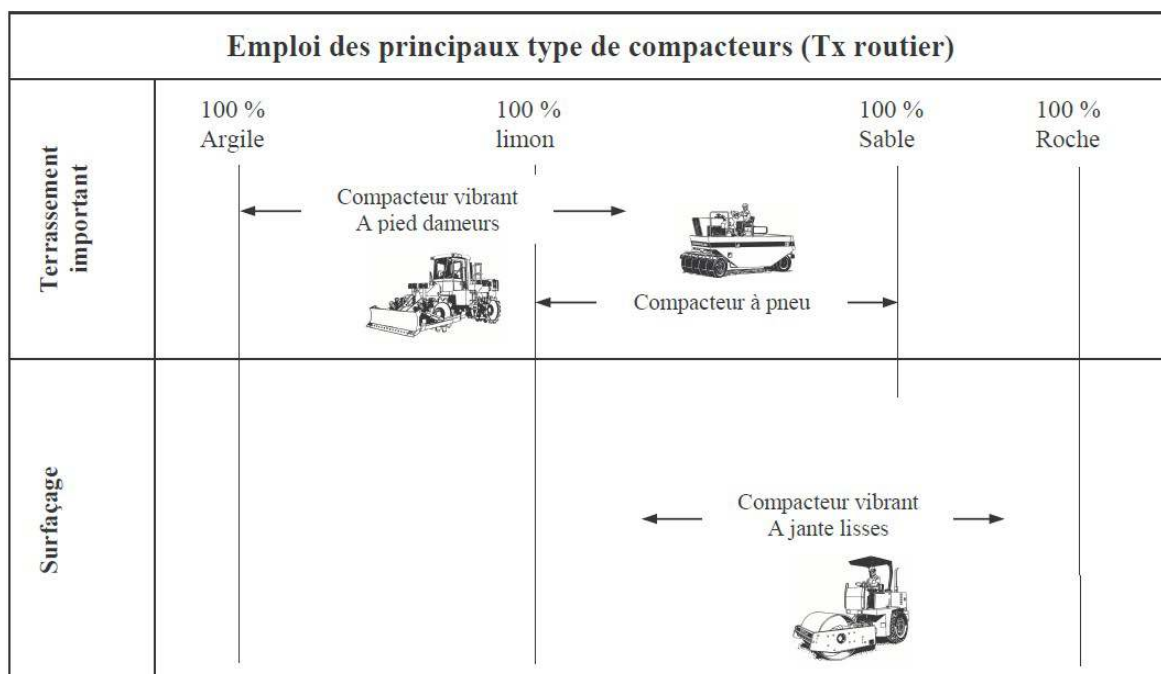


Figure.2-6. Domaine d'emploi des principaux engins de compactage

II.6.3. Influence du nombre de passes

Pour un engin donné et des paramètres de qualité fixés, il existe un nombre de passes optimales fonction de la vitesse de l'engin, de l'épaisseur de la couche et de la nature du matériau permettant d'obtenir une compacité maximale. Plus les exigences de qualité sont sévères, plus le nombre de passe optimale est élevé.

De façon générale il faut 3 à 8 passes pour compacter une couche de sol de 30 cm d'épaisseur, mais ce nombre peut facilement atteindre 12 en fonction du type de sol, de la teneur en eau et de la masse du compacteur. Si la compacité voulue n'est pas atteinte après

12 passes dans les conditions optimales d'humidité, on conclut que les opérations de compactage n'ont pas atteint leur but et que le compacteur utilisé n'est probablement pas adéquat.

En pratique la teneur en eau fixée à la valeur optimale de l'essai Proctor est obtenue par étalonnage de la citerne à eau. Pour chaque vitesse de l'engin considéré on détermine le nombre de passes permettant d'obtenir les spécifications prescrites. On peut ainsi représenter la courbe (Vitesse de l'engin, Nombre de passes) et déterminer son optimum qui donne les paramètres liés à l'engin.

II.6.4. Degré de compacité (efficacité d'un compactage par rapport à ce qui est prescrit)

En comparant le poids volumique du sol sec sur le chantier ($\gamma_{d\text{chantier}}$) avec le poids volumique sec maximal (optimum Proctor $\gamma_{d\text{opt}}$) on établit le degré de compacité Dc ou pourcentage de compactage à l'aide de l'équation :

$$Dc = \frac{\gamma_{d\text{chantier}}}{\gamma_{d\text{opt}}}$$

Le degré de compacité est l'un des critères sur lesquels on s'appuie pour accepter ou refuser un compactage. Ce degré qui s'exprime en pourcentage, tend vers 100% lorsque la valeur de ($\gamma_{d\text{chantier}}$) tend vers celle de ($\gamma_{d\text{opt}}$). En général le cahier des charges impose $Dc \geq 95\%$. Plus Dc est élevé, plus la compacité du sol est grande et plus le compactage a été efficace.

CHAPITRE III

APPLICATION A LE SABLE D'EL OUED

III.1 Introduction

Dans ce chapitre on présentera une étude pour améliorer la portance de sol d'el oued (cité 08 mai) mai par méthode de reconstitution de sol on présentera les éléments constitutifs et les différentes propriétés physiques et leur composition chimique et on fait étude pour reconstitution de ce sol par compactage qui consiste en une densification des sols par application d'énergie mécanique dans le but d'améliorer les propriétés géotechniques des sols.

III. 2. Caractéristiques physiques :

Les caractéristiques physiques étudiées sont

a) - Analyse granulométrique :

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis (5-2-0.125-0.63-0.315-0.160et0.08mm).



Figure. 3-1. Série des tamis sur la tamiseuse

Emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissant du haut vers le bas.

La variation de la masse du passant en fonction de la dimension de la maille du tamis est représentée par une courbe granulométrique.

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. Cet essai est défini par la norme NF P 18-560.

Tamis (mm)	Tamisât (%)
5	100
2.00	89.4
1.25	80.3
0.63	65.9
0.315	33.1
0.160	18.7
0.08	1.1

Tableau. 3-1. Analyse granulométrique du sable d'oued (cité 08 mai)

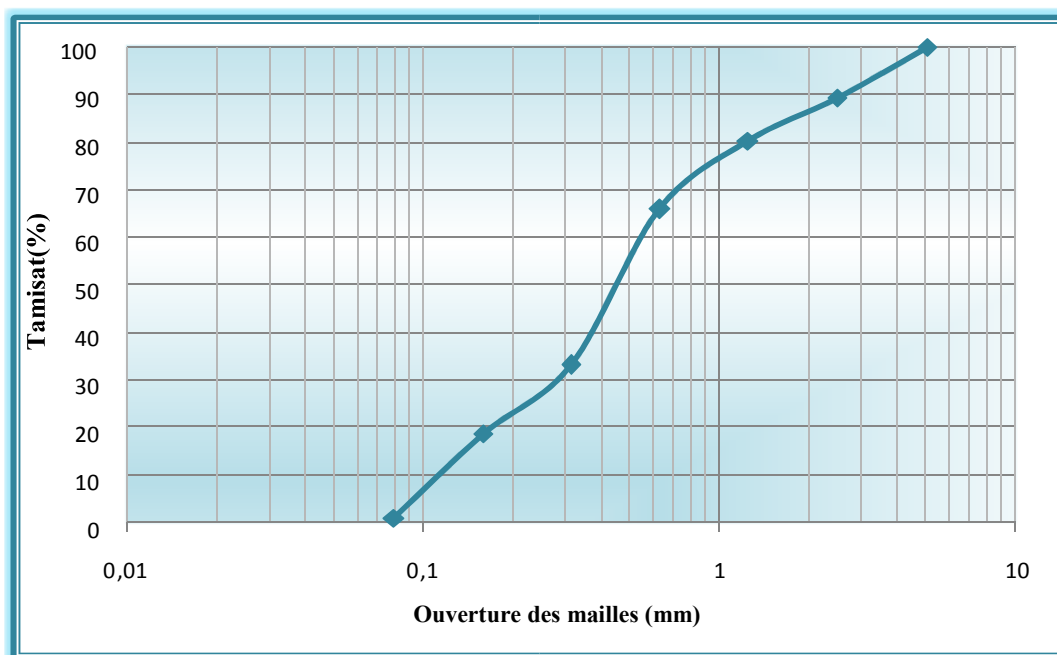


Figure . 3-2. Courbe granulométrique du sable d'oued (cité 08 mai)

b). Propriétés physiques

- **Masse volumique absolue (γ_s):** c'est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister entre les grains.

$$\gamma_s = \frac{M_s}{V_s}$$

Où M_s est la masse des grains solides et V_s est le volume des grains solides

- **Masse volumique apparente (γ):** c'est la masse du matériau par unité de volume, celui-ci intégrant à la fois les grains et les vides.

$$\gamma = \frac{M}{V}$$

Où M est le masse du matériau et V est le volume total du matériau.

- **Equivalent de sable :** cet essai, référencé par la norme **NF P18 598**, est utilisé pour évaluer la propreté des sables entrant dans la composition des bétons. Il est effectué sur la fraction 0/5 mm du matériau à étudier. On lave l'échantillon selon un processus normalisé et on laisse reposer le tout. Au bout de 20 mn, on mesure les éléments suivants :
 - la hauteur h_1 : sable propre + éléments fins
 - la hauteur h_2 : sable propre seulement

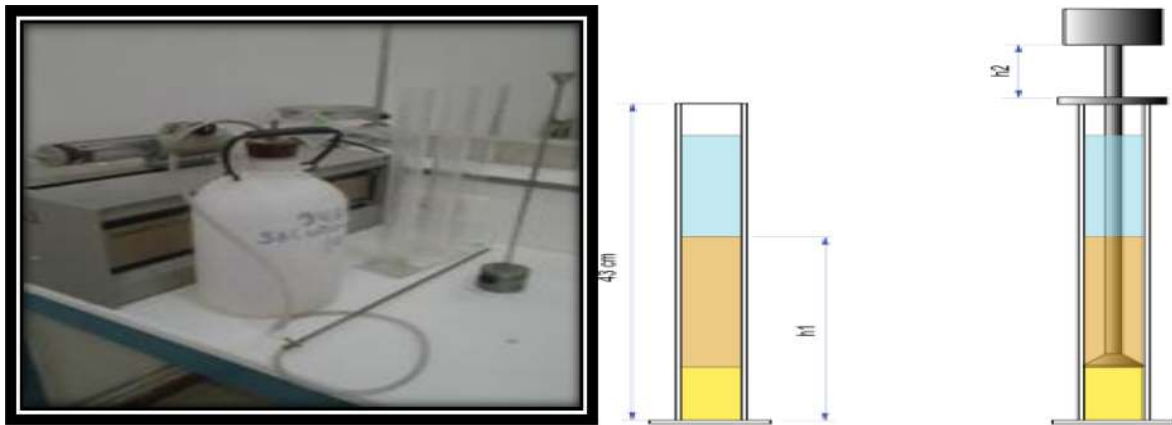


Figure . 3-3. mode opératoire de l'équivalent de sable.

On en déduit l'équivalent de sable qui est par convention :

$$ES = \left(\frac{h_2}{h_1} \right) \times 100$$

Avec :

- ES = 100 Sable pur ;
- ES > 80 Sable propre pour béton ;
- 35 < ES < 40 Sable pouvant être utilisé pour couche de fondation ;
- ES = 0 Argile pure

➤ **Propriétés physiques :**

Équivalent de sable (%)	92.7 %
Masse volumique apparente (g/cm ³)	1.50
Masse volumique absolue (g/cm ³)	2.61
Compacité (%)	64 %

Tableau . 3-2. Propriétés physiques du sable d'oued (cité 08 mai)

III.3. Analyse chimique

les analyses chimiques sont effectuées au niveau de laboratoire de la cimenterie de AIN-TOUTA.

Éléments	Proportion (%)
SiO ₂	74.99
Al ₂ O ₃	0.06
Fe ₂ O ₃	1.44
CaO	15.76
MgO	0.65
K ₂ O	0.21
Na ₂ O	0.01
SO ₃	0.06
Cl	0.02
PAF	4.67

Tableau . 3-3. Analyse chimique SD

Éléments	Proportion (%)
SiO ₂	74.08
Al ₂ O ₃	0.14
Fe ₂ O ₃	1.05
CaO	9.51
MgO	0.44
K ₂ O	0.14
Na ₂ O	0.05
SO ₃	0.07
Cl	0.02
PAF	03.34

Tableau . 3-4. Analyse chimique SO

III. 4. Détermination Des Caractéristiques De Compactages

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un sol dénommé respectivement la teneur en eau optimum et la masse volumique sèche maximale, sont des caractéristiques très utilisées pour identifier les sols et pour définir les spécifications de compactage qui leurs sont applicables lorsqu'ils sont utilisés dans la construction des remblais, des couches de forme et des assises de chaussées.

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un sol sont déterminées à partir des essais dits: essai Proctor Normal ou essai Proctor Modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, sauf que les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée sont différentes.

Masse de la tare + sol humide(g)	4 908,00	4 948,00	5 020,00	5 103,00	5 060,00
Teneur en eau (%)	10,00%	12,00%	14,00%	16,00%	18,00%
Masse de l'eau (g)	147,64	178,29	213,19	250,90	270,92
Masse de la tare (g)	3 284,00	3 284,00	3 284,00	3 284,00	3 284,00
Masse du sol sec (g)	1 476,36	1 485,71	1 522,81	1 568,10	1 505,08
Masse du sol humide (g)	1 624,00	1 664,00	1 736,00	1 819,00	1 776,00
γ_d (g/cm ³)	1,56	1,57	1,61	1,65	1,59

Tableau . 3-5. Résultat d'essai Proctor sur le sol reconstitué

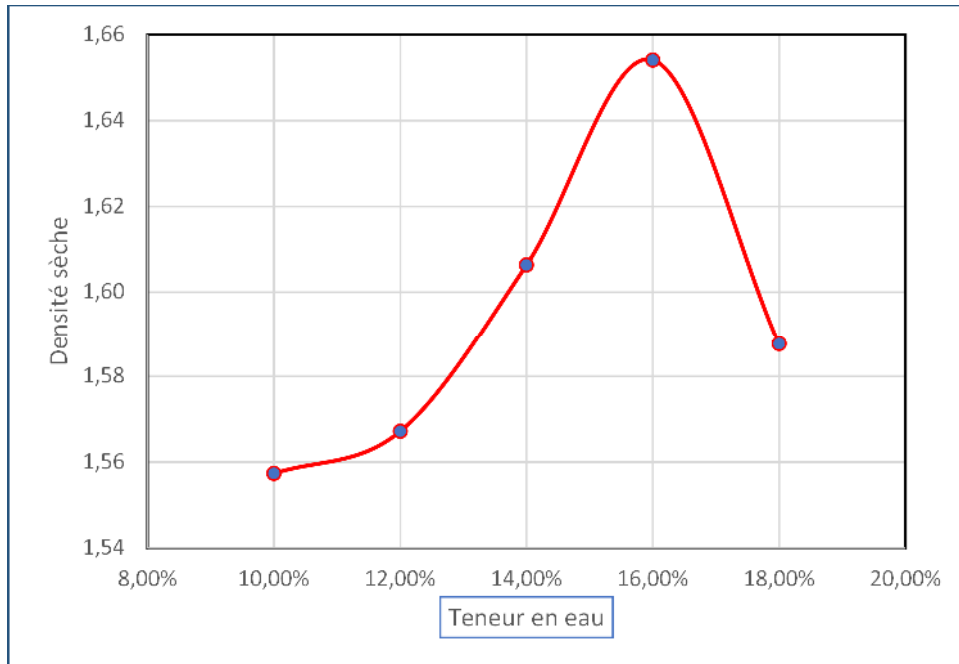


Figure . 3-4. Courbes Proctor de sol reconstitué

Les caractéristiques optimales de compactage à l'énergie Proctor Normal sont :
 $\gamma_d = 1.65 \text{ t/m}^3$ et $W_{opn} = 16\%$.

La courbe Proctor $\gamma_d = f(w\%)$ relativement plate : le matériau garde pratiquement la même densité autour de la teneur en eau optimale : $\gamma_d = 1,60 \text{ t/m}^3$.

III.5. Essai pénétromètre dynamique

L'essai a pour principe d'enfoncer dans le sol, par battage au moyen d'un mouton d'une masse donnée tombant d'une hauteur constante, un train de tiges pourvu d'une pointe à son extrémité. C'est le pénétromètre dynamique classique, dont il existe de nombreuses

Variantes (fig. 3.5). Pour chaque coup donné par la masse tombante d'une hauteur constante, on mesure la pénétration de la tige dans le sol, ce qui permet de calculer la résistance de pointe dynamique par une formule comme celle des Hollandais :

$$q_d = \frac{M \cdot g \cdot h}{A \cdot e} \cdot \frac{M}{M + P} \quad \text{Avec (les dimensions sont données comme exemple ; d'autres sont possibles) :}$$

q_d = résistance de pointe dynamique [Pa]

M = masse frappante (mouton) [kg]

P = masse morte entraînée (enclume, tiges, pointe, capteur, etc.) [kg]

- g = accélération de la pesanteur [m.s⁻²]
- h = hauteur de chute [m]
- A = section de la pointe [m²]
- e = pénétration moyenne pour un coup de la masse frappante [m].

La résistance de pointe q_d doit, en principe, être corrigée par la déduction du frottement latéral du cône. Cela se fait en mesurant la résistance au rebattage. Cependant, pour un contrôle du compactage réalisé par battage sur seulement quelques mètres, cette correction n'est pas nécessaire.

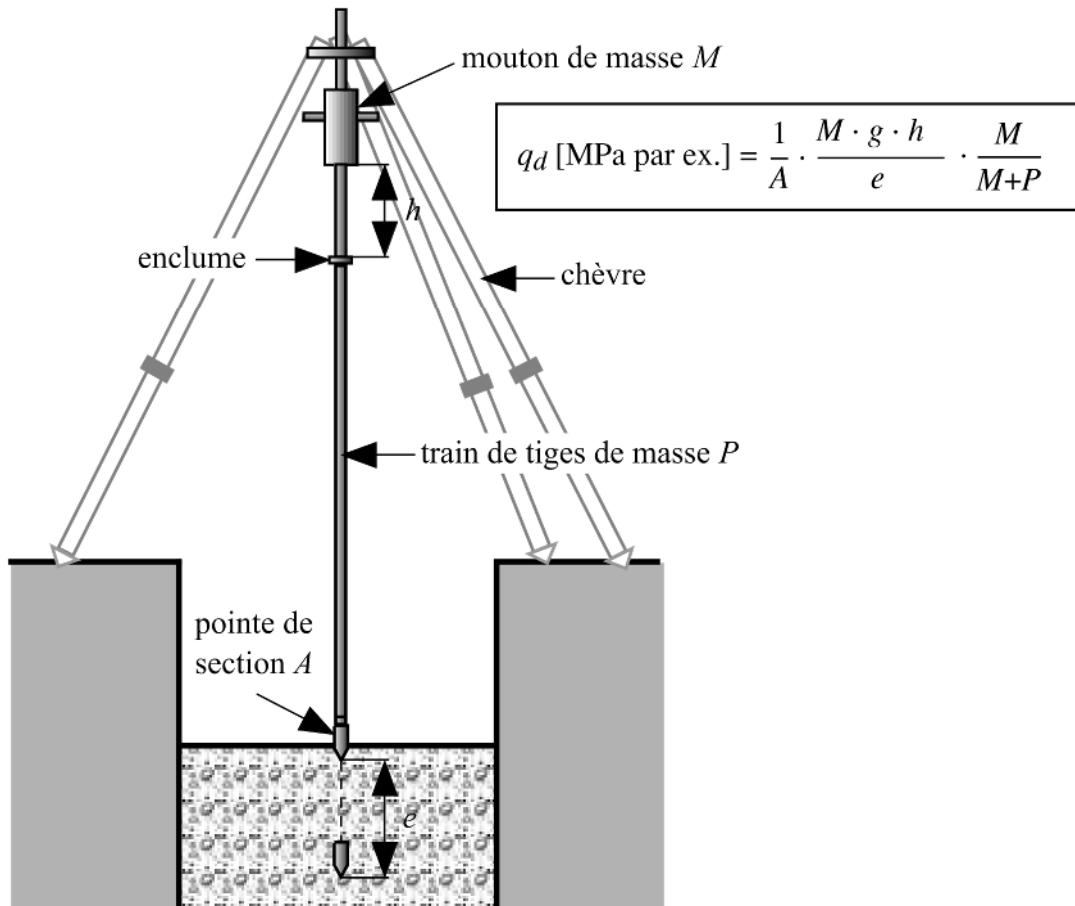


Figure . 3-5. Principe du pénétromètre dynamique à énergie constante

• **Exploitation Des Résultats**

Le calcul de contrainte admissible de sol se fera à l'aide d'un pénétromètre dynamique enfoncé tous les 20 cm.

Pour le calcul des contraintes admissibles du sol à différentes profondeurs, on prend les cas les plus défavorables des résultats d'essais de pénétration dynamique en appliquant la formule suivante : $Q_{adm} = R_d / 40$:

Prof (cm)	Point N°1		Point N°2		Point N°3		Point N°4	
	Rd	Contrainte admissible du sol (bar)	Rd	Contrainte admissible du sol (bar)	Rd	Contrainte admissible du sol (bar)	Rd	Contrainte admissible du sol (bar)
0,20	13	0,33	9	0,23	10	0,25	9	0,23
0,40	22	0,55	14	0,35	17	0,43	14	0,35
0,60	25	0,63	22	0,55	24	0,60	23	0,58
0,80	35	0,88	25	0,63	29	0,73	27	0,68
1,00	32	0,80	27	0,68	39	0,98	29	0,73
1,20	34	0,85	28	0,70	37	0,93	38	0,95
1,40	42	1,05	30	0,75	44	1,10	31	0,78
1,60	43	1,08	32	0,80	38	0,95	27	0,68
1,80	38	0,95	35	0,88	34	0,85	33	0,83
2,00	45	1,13	38	0,95	31	0,78	38	0,95
2,20	53	1,33	43	1,08	37	0,93	36	0,90
2,40	49	1,23	45	1,13	42	1,05	45	1,13
2,60	45	1,13	48	1,20	46	1,15	47	1,18
2,80	50	1,25	49	1,23	50	1,25	49	1,23
3,00	51	1,28	52	1,30	54	1,35	52	1,30
3,20	52	1,30	53	1,33	53	1,33	53	1,33
3,40	54	1,35	54	1,35	55	1,38	56	1,40
3,60	56	1,40	52	1,30	54	1,35	55	1,38
3,80	62	1,55	56	1,40	62	1,55	57	1,43
4,00	68	1,70	71	1,78	70	1,75	72	1,80
4,20	69	1,73	74	1,85	73	1,83	75	1,88
4,40	71	1,78	78	1,95	75	1,88	74	1,85
4,60	73	1,83	77	1,93	76	1,90	78	1,95
4,80	77	1,93	75	1,88	78	1,95	76	1,90
5,00	83	2,08	86	2,15	84	2,10	79	1,98

Tableau . 3-6. résultats d'essais de pénétration dynamique avant compactage

III.6. Estimation de la distribution des contraintes

A partir de la formule de Boussinesq on détermine par intégration, et en appliquant le principe de superposition, l' excès de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ dans un massif semi-infini élastique non pesant, dû à différentes distributions de charges verticales

L'excès de contrainte $\Delta\sigma_z$ sous le coin d'une telle répartition de charge rectangulaire est donnée par l'expression :

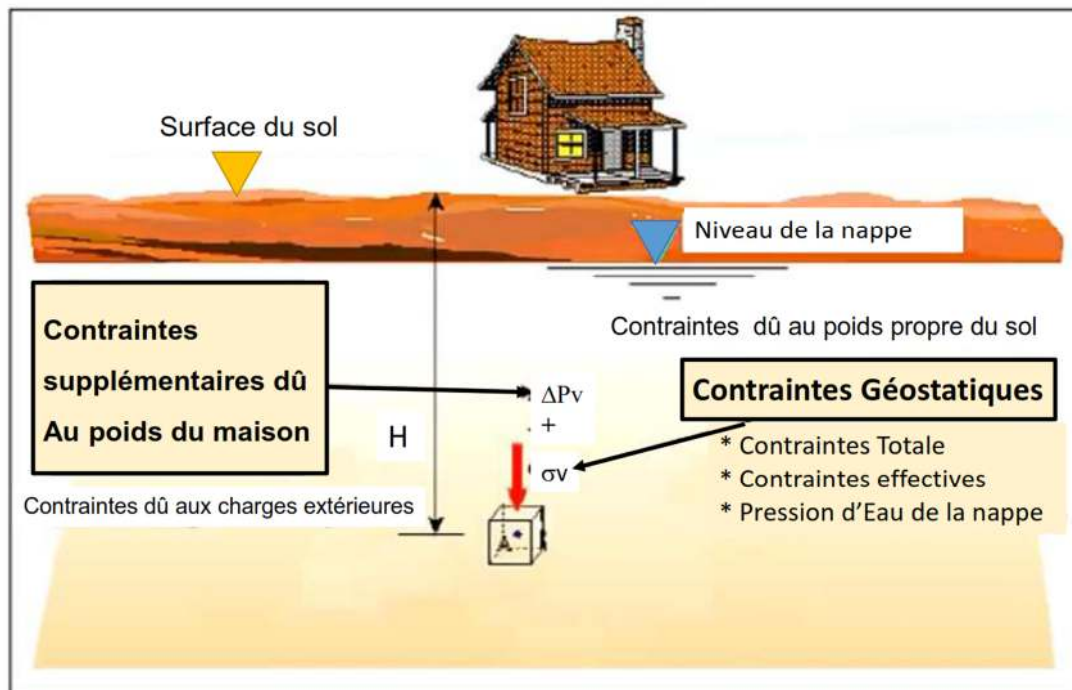


Figure . 3-6. Les contraintes dues aux surcharges

$$\Delta\sigma_z = I Q$$

Où I est un facteur sans dimension déterminé à partir de l'abaque de Boussinesq en

fonction des paramètres permutable : $m = \frac{a}{z}$ et $n = \frac{b}{z}$

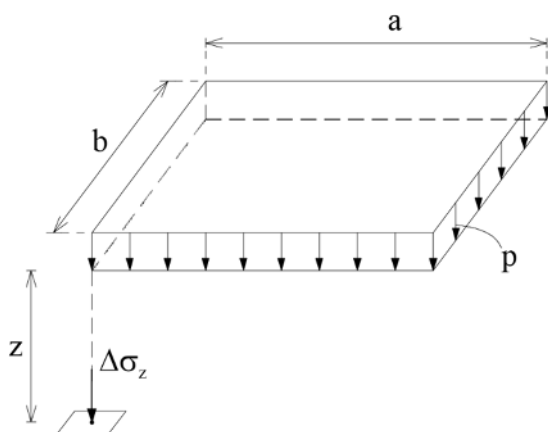


Figure . 3-7. Contrainte due à une charge rectangulaire uniforme

La contrainte à l'aplomb d'un point quelconque A est obtenue en construisant, à partir du rectangle initial et du point considéré A, d'autres rectangles ayant chacun un sommet au point A.

La contrainte recherchée est la somme (à un signe près) des excès de contrainte produits par les rectangles considérés d'après le principe de superposition. Les excès de contrainte verticale pour les cas de la figure 3-8 sont :

(a) $(\Delta\sigma_z)_A = I.(q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$

(b) $(\Delta\sigma_z)_A = I.(q_1 + q_2 - q_3 - q_4)$

(c) $(\Delta\sigma_z)_A = I.(q_1 - q_2)$

(d) $(\Delta\sigma_z)_A = I.(q_1 - q_2 - q_3 - q_4)$

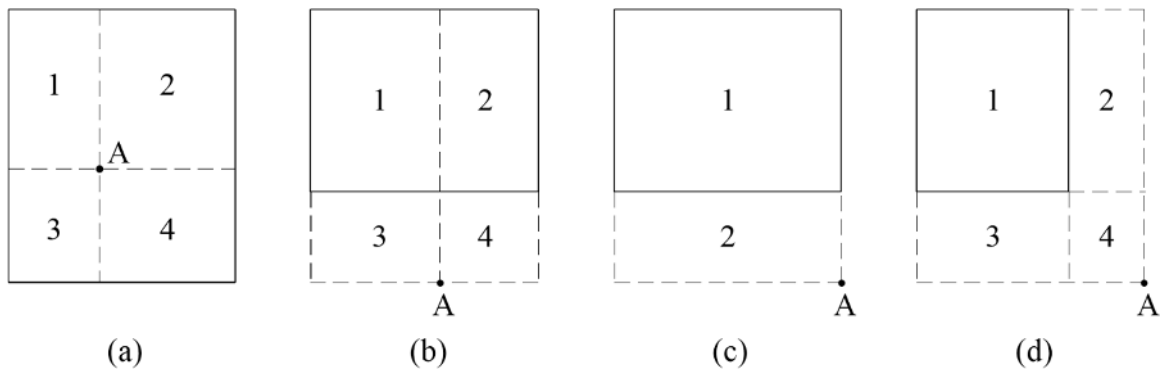


Figure . 3-8. Cas de calcul de l'excès de contrainte verticale dû à une charge rectangulaire

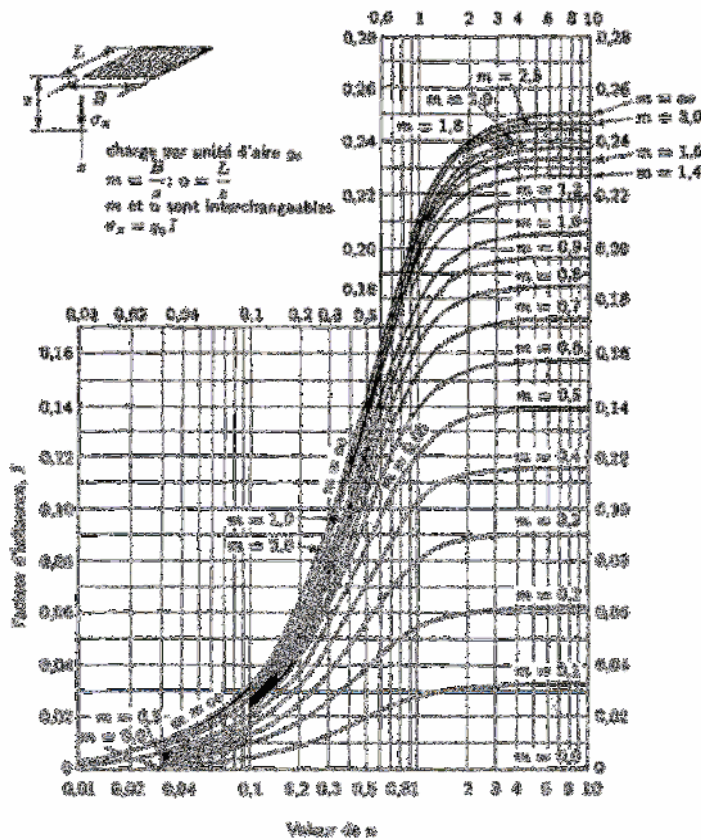


Figure . 3-9. valeur de coefficient d'influence pour une contrainte verticale sous coin d'une surface rectangulaire uniformément chargée

III.7. Essai de plaque

III.7.1. But de l'essai

L'essai consiste à mesurer à l'aide d'un appareillage défini. Le déplacement vertical du point de la surface du sol situé à l'aplomb du centre de gravité d'une plaque rigide chargée. Ce déplacement est appelé déflexion (W).

III.7.2. Appareillage

- **Massif de réaction**

Pour pouvoir appliquer la charge sur la plaque de charge, le vérin doit prendre appui sur un objet solide et immobile appelé "massif de réaction". On utilise en général un engin présent sur le chantier comme un 6X4 ou une pelle hydraulique.

- **Plaque de charge**

Une plaque de 600 mm de diamètre. Les dimensions, forme et matière de cette plaque doivent conformes à celles indiquées. Une liaison à couche doit être prévue entre la plaque et la tige de commande du vérin.

- **Vérin**

Il prend appuis entre le massif de réaction et la plaque de charge. Ce vérin est équipé d'une pompe hydraulique qui permet de mettre en charge le système. Un manomètre est généralement intégré à la pompe afin de contrôler la charge à appliquer

- **Poutre dite de "Benkelman" composée**

- ✓ **d'une partie fixe**, horizontale, posée sur la plate-forme dont on veut mesurer la déformation. Cette partie fixe sert de support au **comparateur de précision**. Elle supporte également la partie mobile par l'intermédiaire d'un axe de rotation.
- ✓ **d'une partie mobile**, qui fait la liaison la liaison entre la **plaque de charge** et le **comparateur**. Cette partie pivote autour de l'axe de rotation lorsque la plaque s'enfonce dans la plateforme sous l'effet de la charge, et transmet la déflexion (l'enfoncement) du sol au comparateur.

- **Le comparateur de précision**

Placé à l'extrémité de la poutre, il mesure la déflexion (l'enfoncement) du sol sous la poussée du vérin placé entre la plaque de charge et le massif de réaction.



Figure . 3-10. vérin hydraulique, plaque de charge

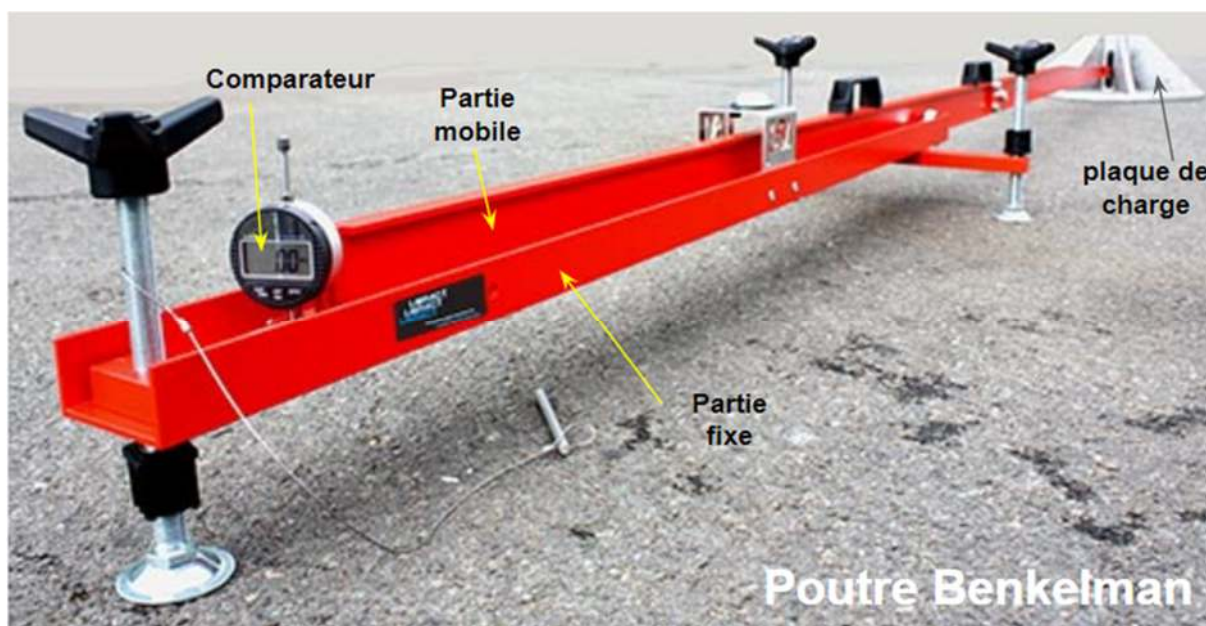


Figure . 3-11. Poutre "Benkelman"

III.7.3.Exécution de l'essai

Pour cet essai, utiliser exclusivement la plaque de diamètre 600 mm et exécuter un chargement à deux cycles

Charger la plaque, à raison de 5000 daN/mm (environ), de 0 à 7000 daN, ce qui correspond à une pression moyenne sous la plaque de 2,5 bars. Lorsque cette pression est atteinte, attendre la stabilisation de la déflexion.

De la même façon, charger la plaque à raison 5000 daN/mm, de 0 à 5000 daN, ce qui correspond à une pression moyenne sous la plaque de 2 bars. Lorsque la stabilisation est atteinte, l'essai proprement dit est terminé.

Sur une feuille d'essai, en trace la courbe et noter la valeur des déflexions obtenues après atteinte de la stabilisation à la suite :

- Du premier cycle de chargement, soit W_1 mm ;
- Du deuxième cycle de chargement, soit W_2 mm 3

Dispositif à vide

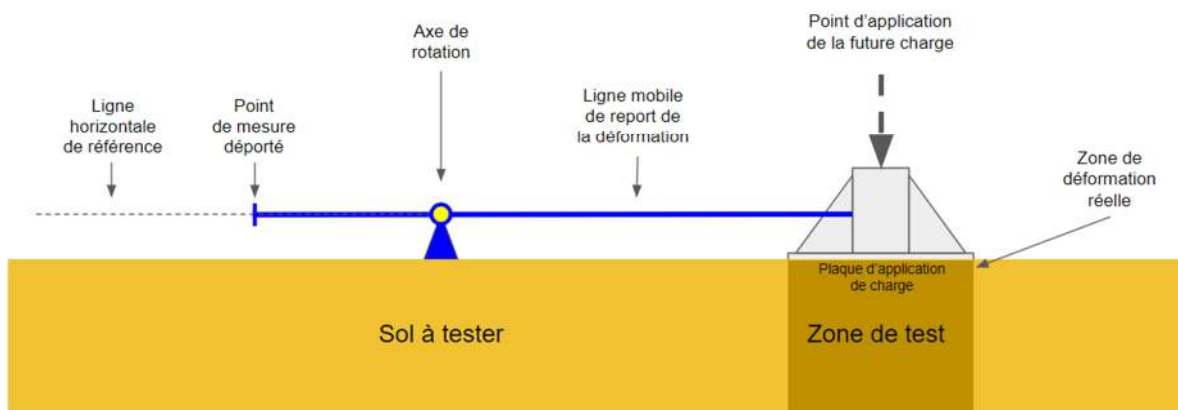
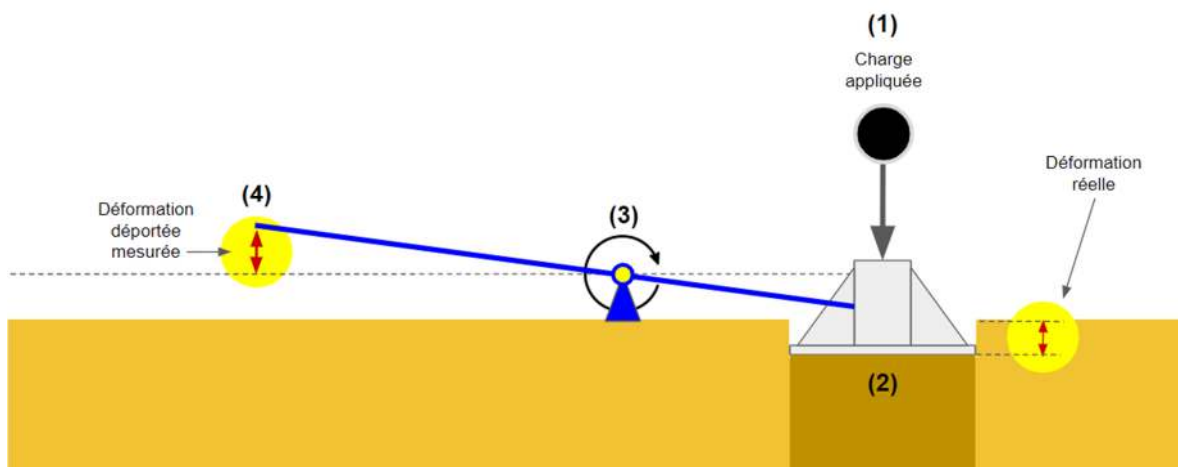


Figure . 3-12. Dispositif de l'essai plaque à vide

Dispositif en charge



. Figure . 3-13. Dispositif de l'essai plaque en charge

• **Exploitation Des Résultats**

A partir des résultats mesurer sur la feuille d'essai, on calcule les modules de déformations relatifs à chacun des deux cycles de chargement d'après la formule générale donnant la déflexion totale à la surface d'un massif indéfini, homogène et élastique soumis à une charge sur une plaque circulaire rigide :

$$W = \frac{1.5 Q a}{E v} (1 - \delta^2)$$

Dans laquelle

W : Déflexion du massif au centre de la plaque, en mm

Ev : Module de déformation à la plaque, en bois

Q : Pression moyenne sous la plaque, en bois

a : Rayon de la plaque, en mm

δ: Coefficient Pression considéré égal à 0,25

Compte tenu des valeurs, de la pression moyenne retenues, du diamètre de la plaque et en assimilant l'expression $(1 - \delta^2)$ à 1, les modules de déformation au premier et au second chargement se calculent d'après les formules ci-après :

$$EV1 = \frac{1125}{W1(mm)}$$

$$EV2 = \frac{900}{W2(mm)}$$

$$k = \frac{EV2}{EV1}$$

K1=1.86

K3=1.95

K4=1.73

le rapport $K = EV2/EV1$ à donner des résultats inférieur à 2 selon ces résultats nous avons constaté que le tassement est très faible ; donc on dit que le sol est stable .

III. 8. Application Sur Une Immeuble R+3

Un immeuble à usage d'habitation R+3 la force appliquée sur la semelle la plus sollicitée dont la valeur est égale à 750 KN.

Avant d'entamé le calcul de dimension de structure on commence par l'étude du sol et levée topographique.

D'après les essais de pénétration dynamique on remarque que la contrainte du sol est faible jusqu'à la profondeur de 3,10 m , pour ces contraintes on ne peut pas utiliser des semelles isolées, même si on descende jusqu'à une profondeur plus de 3.10m on tombe sur un autre problème qui est la hauteur des avant poteaux supérieurs à 2.00 m qui exige la solution de double longrine, qui est une solution non économique.

Donc on a réfléchi sur une autre solution qui s'appelle **la reconstitution du sol** par la méthode de compactage.

La contrainte au-dessous de la semelle après reconstitution du sol (Méthode de compactage) en sable de dune $\sigma_{adm} = 2.2 \text{ bar}$ (on creuse 30 cm avant l'achèvement du gros béton) qui s'appelle la contrainte admissible.

La surface du semelle (L X B) sera déterminer en vérifiant la condition suivante
La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{adm} \quad \Rightarrow \quad S \geq \frac{N}{\sigma_{adm}}$$

$$S = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{750}{200} = 3.40 \text{ m}^2$$

On prend L=1.9 B=1.9

$$1.9 \times 1.9 = 3.61 > 3.4$$

Et la charge (q) appliquée sur la surface rectangulaire de la semelle (1.90 x 1.90 m)
 $q = 750 / (1.90 \times 1.90) = 207.75 \text{ kn/m}^2$ et aussi = 2.07 bar , qui est inferieur a
 $\sigma_{adm} = 2.2 \text{ bar}$

Nous essayons à rechercher les contraintes sur la médiatrice de la semelle sur des profondeurs différentes.

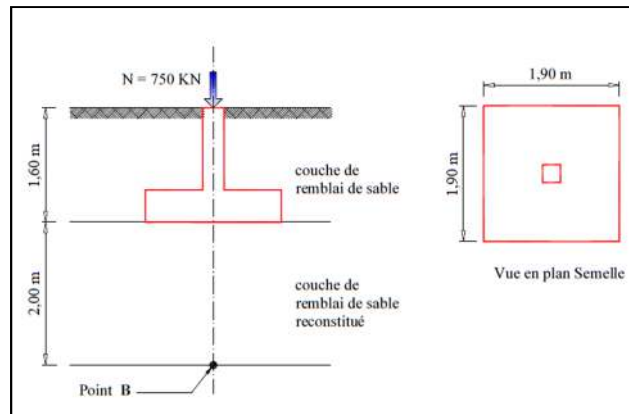


Figure. 3-14. Schéma explicatif

- **Calcul de contrainte du au surcharge (q)**

Le calcul ne peut être effectué qu'après la détermination du coefficient d'influence (I_b)

Sur le point (B) a une profondeur de 2.00 m au-dessous de la semelle (I_b) = **0.0781**

$$\Delta\sigma_b = 4 \times q \times I_b = 4 \times 2007.75 \times 0.0781 = \mathbf{64.91 \text{ kpa}}$$

- **Calcul de contrainte du au charge massive des couches de sable**

$$\sigma_b = D \times \gamma_1 + Z \times \gamma_2$$

D : longueur d'ancrage (m) ;

γ_1 : poids volumique du la 1ere couche ;

γ_2 : poids volumique du la couche reconstituée ;

Z : la profondeur de la couche reconstituée.

$$D = 1.6 \text{ m} \quad \gamma_1 = 15 \text{ kn/m}^3 \quad \gamma_2 = 16 \text{ kn/m}^3 \quad Z = 2.00 \text{ m}$$

$$\sigma_b = 1.60 \times 0.15 + 2.00 \times 0.16 = \mathbf{0.56 \text{ bar}}$$

$$\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_b + \sigma_b \quad \text{soit} \quad \sigma_{\text{tot}} = 0.649 + 0.56 = \mathbf{1.2 \text{ bar}}$$

Pour la profondeur de 3.60 m le résultat le plus défavorable d'essai pénétromètre dynamique

$$Q_{\text{adm}} = 1.30 \text{ bar} ;$$

Donc la contrainte admissible en ce Pointe (B) $\sigma_{\text{adm}} = \mathbf{1.30 \text{ bar}}$;

$$\text{Donc} \quad \sigma_{\text{tot}} < \sigma_{\text{adm}}$$

• Variation de contrainte dues aux surcharges

$\gamma_{tot} \text{ (kn/m}^3\text{)} = 16 \text{ kn/m}^3$

$q_0 \text{ (kPa)} = 207.75$

$B \text{ (m)} = 0.95$

$L \text{ (m)} = 0.95$

z (m)	m	n	l	$\Delta\sigma_z$ (KPa)
0				207,75
1	0,950	0,950	0,169	140,29
1,5	0,633	0,633	0,114	94,81
2	0,475	0,475	0,078	64,91
2,5	0,380	0,380	0,056	46,13
3	0,317	0,317	0,041	34,07
3,5	0,271	0,271	0,031	26,03
4	0,238	0,238	0,025	20,45
4,5	0,211	0,211	0,020	16,46
5	0,190	0,190	0,016	13,51

Tableau . 3-7. Contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur

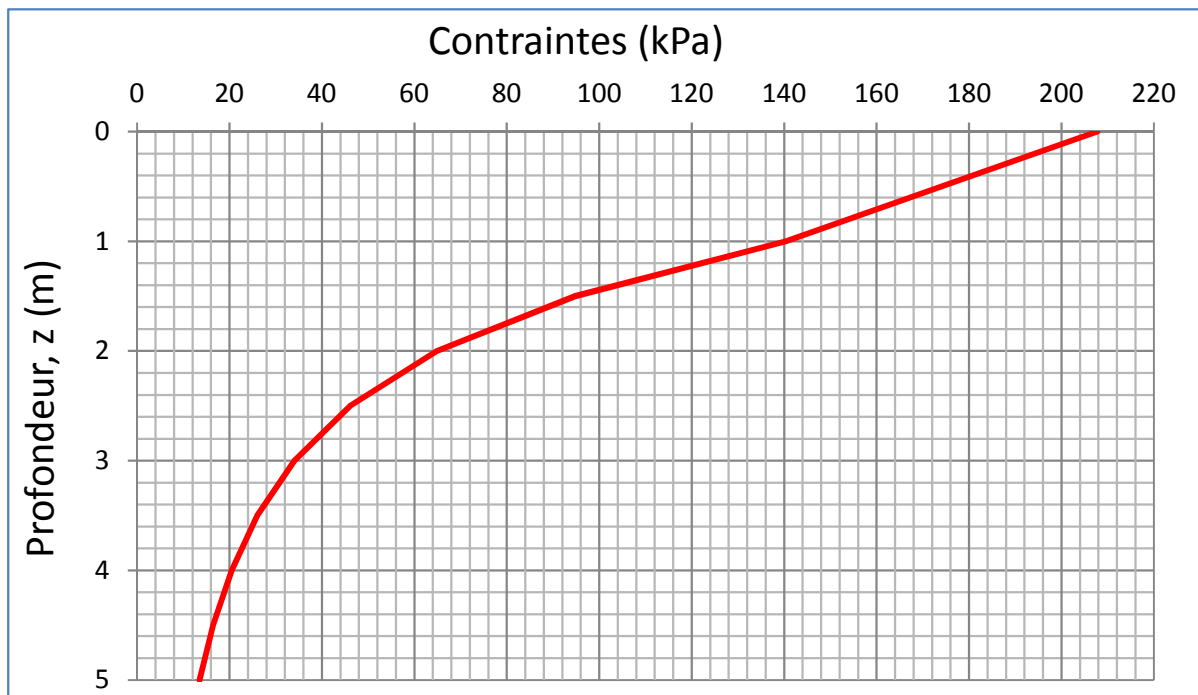


Figure . 3-15. Diagramme de variation de contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur

Nous faisons une excavation sur un profondeur de 3.60 m (la hauteur d'ancrage pris 1.60) et la contrainte à cette profondeur = 1.30 bar qui assure que la contrainte au-dessous de la semelle sur la profondeur cité est inférieure à la contrainte trouvé par la pénétromètre dynamique sur cette profondeur.

Puis on essaye de faire le remblayage couche par couche d'une épaisseur qui ne dépasse pas 30 cm . Ces travaux se font par un grand chargeur qui assure le déblai et le remblai et le compactage avec une citerne d'eau d'arrosage.

Après cette opération on réessaye une deuxième fois des essais de pénétration dynamique après reconstitution du sol.

- **Estimation de contrainte admissible du sol après reconstitution**

Le calcul de contrainte admissible de sol se fera à l'aide d'un pénétromètre dynamique enfoncé tous les 10 cm et après le compactage et l'arrosage chaque couche jusqu'à atteindre le niveau -3,60 m par rapport au niveau du terrain naturel. La couche en sable de dune compacté est de 2,30 m de profondeur

Prof (cm)	Point N°1		Point N°2		Point N°3		Point N°4	
	Rd	Contrainte admissible du sol (bar)	Rd	Contrainte admissible du sol (bar)	Rd	Contrainte admissible du sol (bar)	Rd	Contrainte admissible du sol (bar)
0,10	53	1,32	46	1,16	50	1,25	45	1,13
0,20	75	1,88	70	1,75	71	1,77	70	1,74
0,30	90	2,25	88	2,20	91	2,28	90	2,26
0,40	93	2,32	90	2,26	88	2,21	92	2,31
0,50	97	2,42	92	2,30	90	2,26	91	2,28
0,60	95	2,38	93	2,33	93	2,33	94	2,36
0,70	96	2,41	88	2,20	89	2,23	90	2,26
0,80	89	2,22	87	2,18	94	2,36	94	2,35
0,90	96	2,41	94	2,35	97	2,42	99	2,47
1,00	94	2,36	89	2,22	102	2,55	101	2,52
1,10	104	2,61	92	2,31	99	2,48	105	2,63
1,20	101	2,52	97	2,42	106	2,65	105	2,62
1,30	106	2,66	102	2,55	106	2,64	102	2,54
1,40	108	2,71	94	2,36	109	2,72	100	2,49
1,50	103	2,58	99	2,48	108	2,69	94	2,35
1,60	105	2,63	104	2,59	99	2,48	99	2,48
1,70	108	2,71	106	2,66	104	2,61	102	2,54
1,80	113	2,82	108	2,71	109	2,72	104	2,61
1,90	114	2,85	101	2,52	110	2,76	107	2,67
2,00	110	2,76	106	2,66	112	2,81	102	2,56
2,10	106	2,65	111	2,78	111	2,77	99	2,48
2,20	115	2,88	104	2,61	108	2,69	106	2,64
2,30	110	2,75	113	2,83	106	2,65	108	2,70

Tableau . 3-8. Résultats d'essais de pénétration dynamique après compactage

- **Contrôle de compactage**

Les valeurs de compacité contrôlées avec gamma densimètre

SECTION		Teneur en eau %	Densité sèche (g /cm ³)	Compactage %
1ère couche	P 01	15,6	1,607	97,39
	P 02	15,8	1,622	98,30
	P 03	16	1,611	97,64
2ème couche	P 01	15,9	1,612	97,70
	P 02	16	1,605	97,27
	P 03	16,1	1,605	97,27
3ème couche	P 01	16,2	1,592	96,48
	P 02	15,8	1,583	95,94
	P 03	15,6	1,592	96,48
4ème couche	P 01	15,4	1,583	95,94
	P 02	15,9	1,618	98,06
	P 03	16,2	1,608	97,45
5ème couche	P 01	15,9	1,614	97,82
	P 02	16	1,592	96,48
	P 03	15,6	1,573	95,33
6ème couche	P 01	15,3	1,588	96,24
	P 02	15,6	1,596	96,73
	P 03	15,8	1,612	97,70
7ème couche	P 01	15,1	1,589	96,30
	P 02	16,3	1,615	97,88
	P 03	15,5	1,612	97,70
OPN (g /cm ³)		1,65		
Compacité %		97,05		

Tableau . 3-9. Résultats de contrôle de compactage

Les valeurs des compacités de la couche de remblais en sable de dune relevées varient de 95,33 % à 98,30 % à raison de 97,72 % de moyenne, ce qui dénote un bon compactage.

III. 9. Application sur des immeuble R+6 ET R+9

III. 9.1. Application sur des immeuble R+6

Un immeuble à usage d'habitation R+6 la force appliquée sur la semelle la plus sollicitée dont la valeur est égale à 1350 KN.

La contrainte au-dessous de la semelle après reconstitution du sol (Méthode de compactage) en sable de dune est supérieur à 2.2 bar.

Et la charge (q) appliquée sur la surface rectangulaire de la semelle (2.20 x 2.20 m) $q = 1350 / (2.20 \times 2.20) = 278.92 \text{ kn/m}^2$ et aussi = 2.78 bar, qui est supérieur à $\sigma_{adm} = 2.2 \text{ bar}$.

Dans ce cas la contrainte provient de la surcharge de la semelle est supérieur à 2.2 bar, on utilise un autre matériau intermédiaire moins chère et disponible qui est le sable gypseux entre la semelle et le sol reconstitué, par ce que la contrainte de sable gypseux est supérieur à 10 bars. La même procédure suivie dans l'application précédente, avec une différence de profondeur d'excavation et la hauteur de la couche de sable reconstitué.

La couche de sable gypseux est de 1,50 m de profondeur

Nous essayons à rechercher les contraintes sur la médiatrice de la semelle sur des profondeurs différentes.

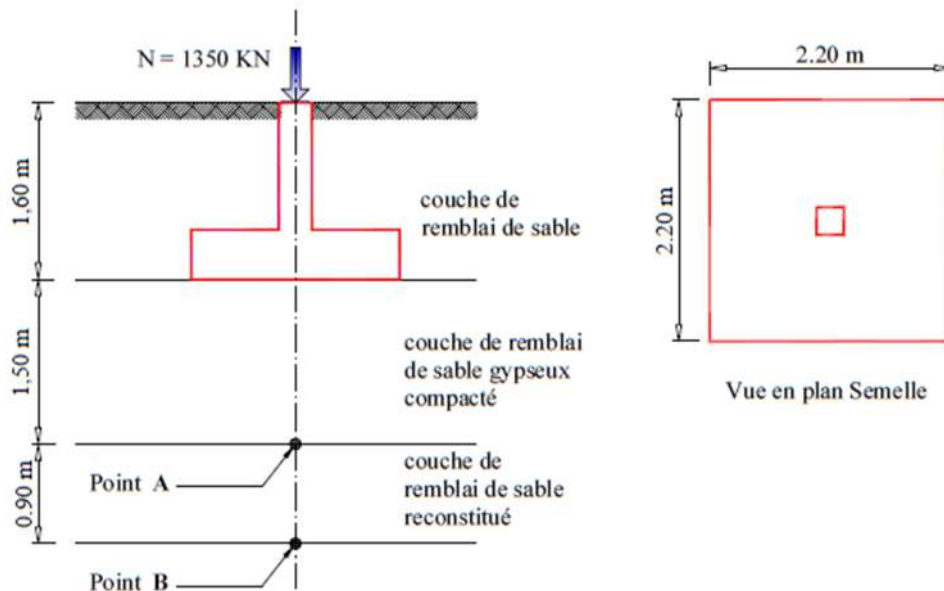


Figure. 3-16. Schéma explicatif

- **Calcul de contrainte du au surcharge (q)**

Le calcul ne peut être effectué qu'après la détermination du coefficient d'influence (I_b)

. Sur le point (A) a une profondeur de 1.50 m au-dessous de la semelle

$$(I_a) = 0.1341$$

$$\Delta\sigma_a = 4 \times q \times I_a = 4 \times 2.78 \times 0.1341 = 1.49 \text{ bar}$$

- **Calcul de contrainte du au charge massive des couches de sable + sable gypseux**

$$\sigma_a = D \times \gamma_1 + Z \times \gamma_3$$

D : longueur d'ancrage (m) ;

γ_1 : poids volumique du la 1ere couche ;

γ_3 : poids volumique du la couche sable gypseux ;

Z : la profondeur de la couche sable gypseux.

$$D = 1.6 \text{ m} \quad \gamma_1 = 15 \text{ kn/m}^3 \quad \gamma_3 = 18 \text{ kn/m}^3 \quad Z = 1.50 \text{ m}$$

$$\sigma_a = 1.60 \times 0.15 + 1.50 \times 0.18 = 0.51 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_a + \sigma_a \quad \text{soit} \quad \sigma_{\text{tot}} = 1.49 + 0.51 = 2 \text{ bar}$$

Et la contrainte admissible en ce Pointe (A) $\sigma_{\text{adm}} = 2.2 \text{ bar}$;

Cette contrainte représente la contrainte admissible du sable reconstitué ;

$$\text{Donc} \quad \sigma_{\text{tot}} < \sigma_{\text{adm}}$$

- Sur le point (B) a une profondeur de 2.40 m au-dessous de la semelle

$$(I_b) = 0.0741$$

$$\Delta\sigma_b = 4 \times q \times I_b = 4 \times 2.78 \times 0.0741 = 0.823 \text{ bar}$$

- **Calcul de contrainte du au charge massive des couches de sable**

$$\sigma_b = D \times \gamma_1 + Z \times \gamma_3 + Z_1 \times \gamma_2$$

D : longueur d'ancrage (m) ;

γ_1 : poids volumique de la 1ere couche ;

γ_2 : poids volumique de la couche reconstitué ;

γ_3 : poids volumique de la couche de sable gypseux ;

Z : la profondeur de la couche de sable gypseux ;

Z1 : la profondeur de la couche reconstituée au-dessous de la couche de sable gypseux.

$$D = 1.6 \text{ m} \quad \gamma_1 = 15 \text{ kn/m}^3 \quad \gamma_2 = 16 \text{ kn/m}^3 \quad \gamma_3 = 18 \text{ kn/m}^3 \quad Z = 1.50 \text{ m}$$

$$Z_1 = 0.90 \text{ m}$$

$$\sigma_b = 1.60 \times 0.15 + 1.50 \times 0.18 + 0.90 \times 0.16 = 0.654 \text{ bar}$$

$\sigma_{tot} = \Delta\sigma_b + \sigma_b$ soit $\sigma_{tot} = 0.823 + 0.654 = 1.47$ bar

Pour la profondeur de 4.00 m le résultat le plus défavorable d'essai pénétromètre dynamique

$Q_{adm} = 1.70$ bar ;

Donc la contrainte admissible en ce Pointe (B) $\sigma_{adm} = 1.70$ bar ;

Donc $\sigma_{tot} < \sigma_{adm}$

• Variation de contrainte dues aux surcharges

$\gamma_{tot} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 16 \text{ kN/m}^3$

$q_0 \text{ (kpa)} = 278.92$ $B \text{ (m)} = 1.10$ $L \text{ (m)} = 1.10$

z (m)	m	n	l	$\Delta\sigma_z$ (KPa)	σ_v (KPa)
0				278,92	278,92
1	1,100	1,100	0,186	208,02	232,02
1,5	0,733	0,733	0,134	149,64	189,64
2	0,550	0,550	0,096	106,72	162,72
2,5	0,440	0,440	0,070	77,84	149,84
3	0,367	0,367	0,052	58,46	154,46
3,5	0,314	0,314	0,040	45,16	173,16
4	0,275	0,275	0,032	35,77	195,77
4,5	0,244	0,244	0,026	28,94	28,94
5	0,220	0,220	0,021	23,86	23,86

Tableau. 3-10. Contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur

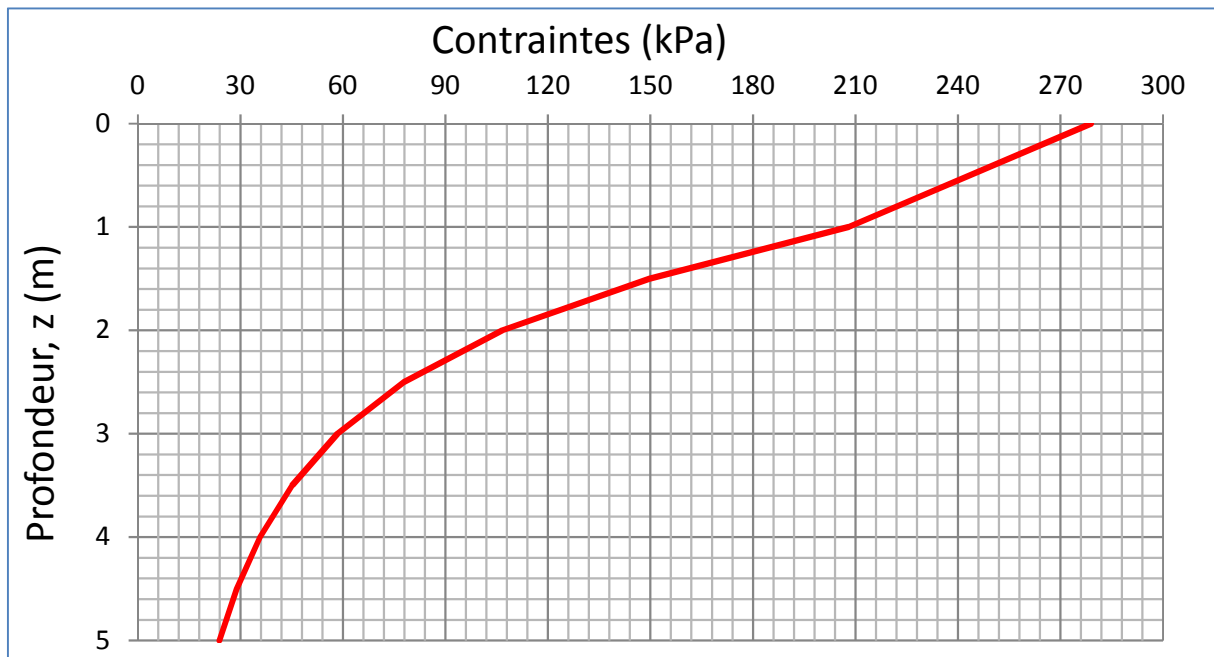


Figure. 3-17. Diagramme de variation de contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur

III. 9.2. Application Sur Une Immeuble R+9

Un immeuble à usage d'habitation R+9 la force appliquée sur la semelle la plus sollicitée dont la valeur est égale à 2010 KN.

La contrainte au-dessous de la semelle après reconstitution du sol (Méthode de compactage) en sable de dune est supérieur à 2.2 bar .

Et la charge (q) appliquée sur la surface rectangulaire de la semelle (2.20 x 2.20 m) $q = 2010 / (2.20 \times 2.20) = 415.28 \text{ kn/m}^2$ et aussi $\sigma_{adm} = 4.15 \text{ bar}$, qui est supérieur à $\sigma_{adm} = 2.2 \text{ bar}$

Dans ce cas la contrainte provient de la surcharge de la semelle est supérieur à 2.2 bar , on utilise un autre matériau intermédiaire moins chère et disponible qui est le sable gypseux entre la semelle et le sol reconstitué , par ce que la contrainte de sable gypseux est supérieur à 10 bars. La même procédure suivie dans l'application précédente, avec une différence de profondeur d'excavation et la hauteur de la couche de sable reconstitué. La couche de sable gypseux est de 2, 00 m de profondeur

Nous essayons à rechercher les contraintes sur la médiatrice de la semelle sur des profondeurs différentes.

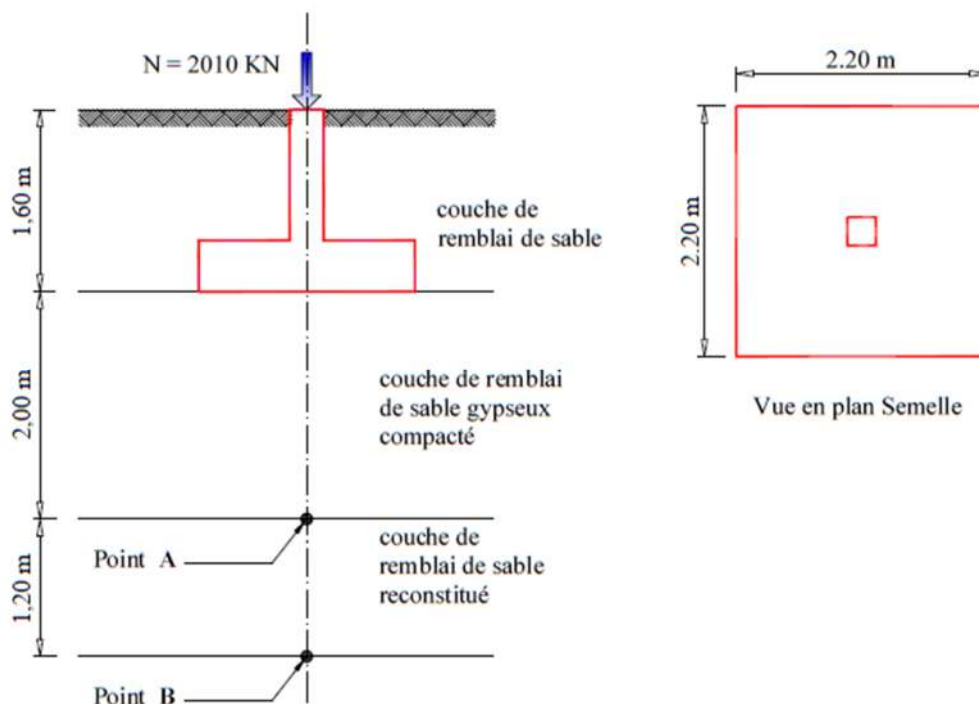


Figure . 3-18. Schéma explicatif

- **Calcul de contrainte du au surcharge (q)**

Le calcul ne peut être effectué qu'après la détermination du coefficient d'influence (I_b)

- **Sur le point (A)** a une profondeur de 2.00 m au-dessous de la semelle

$$(I_a) = 0.0956$$

$$\Delta\sigma_a = 4 \times q \times I_a = 4 \times 4.15 \times 0.0956 = 1.58 \text{ bar}$$

- **Calcul de contrainte du au charge massive des couches de sable + sable gypseux :**

$$\sigma_a = D \times \gamma_1 + Z \times \gamma_3$$

D : longueur d'ancrage (m) ;

γ_1 : poids volumique du la 1ere couche ;

γ_3 : poids volumique du la couche sable gypseux ;

Z : la profondeur de la couche sable gypseux.

$$D = 1.6 \text{ m} \quad \gamma_1 = 15 \text{ kn/m}^3 \quad \gamma_3 = 18 \text{ kn/m}^3 \quad Z = 2.00 \text{ m}$$

$$\sigma_a = 1.60 \times 0.15 + 2.00 \times 0.18 = 0.6 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_a + \sigma_a \quad \text{soit} \quad \sigma_{\text{tot}} = 1.58 + 0.6 = 2,18 \text{ bar}$$

Et la contrainte admissible en ce Pointe (A) $\sigma_{\text{adm}} = 2.2 \text{ bar}$;

Cette contrainte représente la contrainte admissible du sable reconstitué.

$$\text{Donc} \quad \sigma_{\text{tot}} < \sigma_{\text{adm}}$$

- **Sur le point (B)** a une profondeur de 3.20 m au-dessous de la semelle (I_b) = 0.0741

$$\Delta\sigma_b = 4 \times q \times I_b = 4 \times 4.15 \times 0.0741 = 0.781 \text{ bar}$$

- **Calcul de contrainte du au charge massive des couches de sable**

$$\sigma_b = D \times \gamma_1 + Z \times \gamma_3 + Z_1 \times \gamma_2$$

D : longueur d'ancrage (m) ;

γ_1 : poids volumique de la 1ere couche ;

γ_2 : poids volumique de la couche reconstitué ;

γ_3 : poids volumique de la couche de sable gypseux ;

Z : la profondeur de la couche de sable gypseux ;

Z1 : la profondeur de la couche reconstituée au-dessous de la couche de sable gypseux.

$$D = 1.6 \text{ m} \quad \gamma_1 = 15 \text{ kn/m}^3 \quad \gamma_2 = 16 \text{ kn/m}^3 \quad \gamma_3 = 18 \text{ kn/m}^3 \quad Z = 2.00 \text{ m}$$

$$Z_1 = 1.20 \text{ m}$$

$$\sigma_b = 1.60 \times 0.15 + 2.00 \times 0.18 + 1.20 \times 0.16 = \mathbf{0.792 \text{ bar}}$$

$$\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_b + \sigma_b \quad \text{soit} \quad \sigma_{\text{tot}} = 0.781 + 0.792 = \mathbf{1.57 \text{ bar}}$$

Pour la profondeur de 4.80 m le résultat le plus défavorable d'essai pénétromètre dynamique

$$Q_{\text{adm}} = 1.89 \text{ bar} ;$$

Donc la contrainte admissible en ce Pointe (B) $\sigma_{\text{adm}} = \mathbf{1.88 \text{ bar}}$

$$\text{Donc} \quad \sigma_{\text{tot}} < \sigma_{\text{adm}}$$

• **Variation de contrainte dues aux surcharges**

$$\gamma_{\text{tot}} (\text{kn/m}^3) = 16 \text{ kn/m}^3$$

$$q_0 (\text{kpa}) = 415.28 \quad B (\text{m}) = 0.95 \quad L (\text{m}) = 0.95$$

z (m)	m	n	l	$\Delta\sigma_z (\text{kpa})$
0				415,28
1	1,100	1,100	0,186	309,72
1,5	0,733	0,733	0,134	222,80
2	0,550	0,550	0,096	158,90
2,5	0,440	0,440	0,070	115,89
3	0,367	0,367	0,052	87,03
3,5	0,314	0,314	0,040	67,23
4	0,275	0,275	0,032	53,25
4,5	0,244	0,244	0,026	43,09
5	0,220	0,220	0,021	35,52

Tableau . 3-11. Contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur

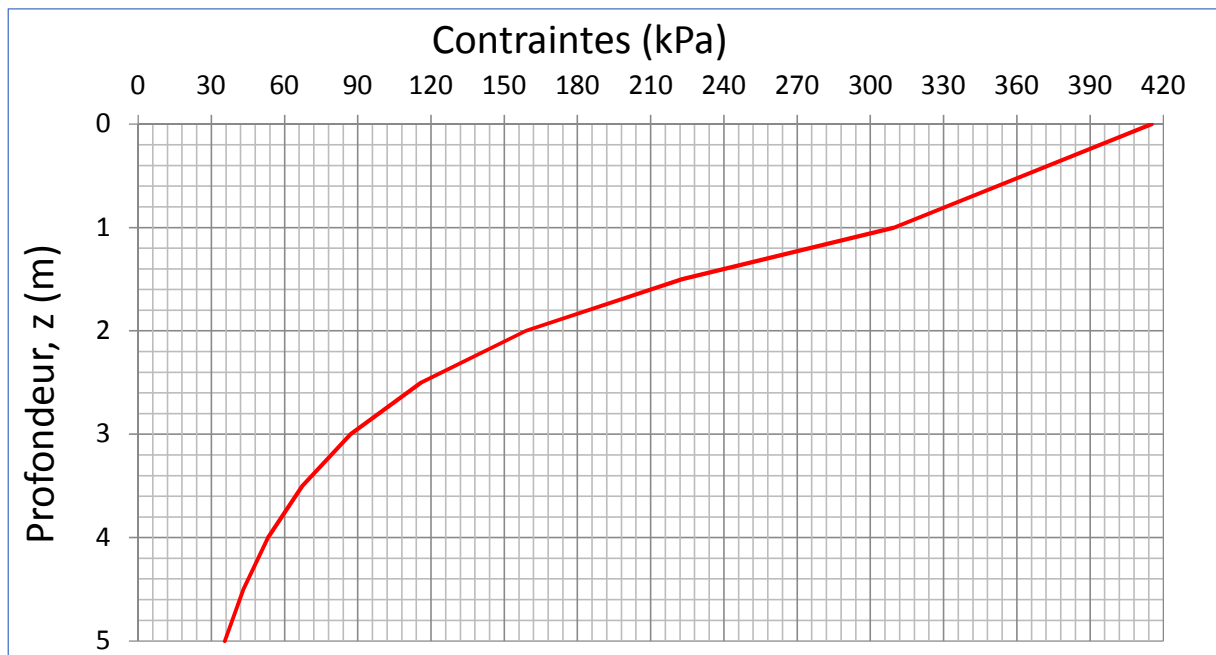


Figure. 3-19. Diagramme de variation de contrainte dues aux surcharges en fonction de la profondeur

III. 10. Conclusion

La qualité géotechnique du sable de dune d'el oued composant le remblai est bonne (équivalent de sable = 92.7 %), sable propre.

Les valeurs des compacités de la couche de remblais en sable de dune relevées varient de 95,33 à 98,30 % à raison de 97,72 % de moyenne, ce qui dénote un bon compactage.

Le compactage a consisté à appliquer suffisamment d'énergie au sol pour y réduire l'indice des vides et ainsi en accroître la compacité. Le poids volumique sec (γ_d) d'un sol compacté sera donc supérieur à celui d'un sol non compacté donc la portance de sol la augmente .

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire, nous avons donné l'étude d'amélioration la portance de sol par la méthode de reconstitution de sol

L'influence de la contrainte applique et diminue avec l'augmentation de la profondeur donc il ya couche ne résiste pas cette charge donc il faut reconstituer cette couche par compactage soit en même matériaux si donne la contrainte admissible qui résiste cette charge si non on remplace par autre matériaux qui donné la contrainte admissible suffisant

Le compactage consiste à appliquer suffisamment d'énergie au sol pour y réduire l'indice des vides et ainsi en accroître la compacité. Le poids volumique sec (γ_d) d'un sol compacté sera donc supérieur à celui d'un sol non compacté. C'est d'ailleurs cette caractéristique qui permet de vérifier l'efficacité du compactage la teneur en eau ; l'énergie de compactage ; la granulométrie.

Le compactage augmente la stabilité des sols et leur capacité à supporter des charges mais il modifie en même temps certaines de leurs propriétés en particulier la structure des sols, la perméabilité, le gonflement et le retrait, la compressibilité, ainsi que la résistance au cisaillement.

Le compactage réduit l'indice des vides et densifie la structure à grains uniques des sols pulvérulents. Dans les sols cohérents, il entraîne plutôt une réorganisation des particules d'argile, qui tendent à devenir parallèles et à adopter une structure dispersée. L'augmentation de l'énergie de compactage et une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale rendent la structure de plus en plus dispersée.

Le compactage diminuant le volume des vides dans le sol, rend la circulation de l'eau plus difficile. Si on augmente l'énergie de compactage, la quantité des vides diminue davantage ce qui se traduit par une baisse de la perméabilité. Dans les sols argileux, la perméabilité la plus faible s'obtient lorsque la teneur en eau est égale ou supérieure à la teneur en eau optimale pendant le compactage. La diminution de la perméabilité est un inconvénient dans le cas des sols pulvérulents utilisés comme matériaux de fondation qu'il faut drainer rapidement.

En réduisant ainsi l'indice des vides et la perméabilité des sols, on diminue à la fois la quantité d'eau qu'ils peuvent contenir et celle qu'ils sont susceptibles de recevoir. Ce faisant, on limite les variations de volume causées, entre autres, par le gonflement et le retrait.

Cependant, il faut noter que l'argile compactée alors que sa teneur en eau est supérieure à la teneur en eau optimale sera davantage sujette au retrait, tandis que celle qui est compactée alors que sa teneur en eau est inférieure à la teneur en eau optimale sera plus sujette au gonflement.

Plus le volume occupé par les vides dans un sol est élevé, plus la compressibilité de ce sol est grande et plus les tassements peuvent y être importants. Ainsi, en réduisant les vides d'un sol par compactage, on le rend moins compressible, et les risques de tassements s'atténuent.

Dans les sols pulvérulents, plus les particules sont resserrées les unes contre les autres par le compactage, plus le frottement et l'enchevêtrement deviennent importants et plus la résistance au cisaillement augmente. Dans les sols cohérents, les forces de cohésion constituent le facteur principal de la résistance au cisaillement. Or, plus la distance entre les particules est faible, plus les forces de cohésion sont élevées. En réduisant les distances qui séparent les particules, le compactage augmente donc la résistance au cisaillement. De façon générale, la résistance au cisaillement des sols argileux est plus importante quand la teneur en eau est inférieure à la teneur en eau optimale pendant le compactage.

Puisqu'on augmente la résistance au cisaillement d'un sol en le compactant, on y augmente également l'angle de frottement interne ϕ ce qui se traduit par une augmentation de la capacité portante.

L'amélioration de la portance de sol par la méthode de reconstitution de sol est une solution économique et avantageuse dans les sols faible portance

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- 1) J.Costet & G.Sanglerat , Cours pratique de mécanique des sols ,
Dunod paris 1969
- 2) Tchouani Nana, J. M . Cours de mécanique des sols: propriétés des sols
Institut International de l'Eau et de l'Environnement
- 3) Robert D. Holtz & William D. Kovacs.: Introduction à la géotechnique
Presses inter Polytechnique
- 4) François Schlosser , Exercices de mécanique des sols , Presse ponts et chaussées 1995
- 5) Ali Bouafia , Mécanique des sols appliquée , Office des Publications
Universitaires 2000
- 6) Braja M.Das & Khaled Sobhan , Principales of Géotechnical engineering , Cengage
Learning , Eighth edition 2012
- 7) Mehrez Khamakhem , Les essais de la géotechnique routière ,
ISTE de Sfax – ATMS – AIT
- 8) Bechiri Farouk: Effet de la nature du sable sur les propriétés des mortiers. Mémoire
De Magister l'Université de Guelma (2009/20110).
- 9) Ait Ahmed Fatiha: (L'effet de compactage sur le comportement sismique des barrages
en terre) .Mémoire De Magister université de boumerdès (2010/2011).

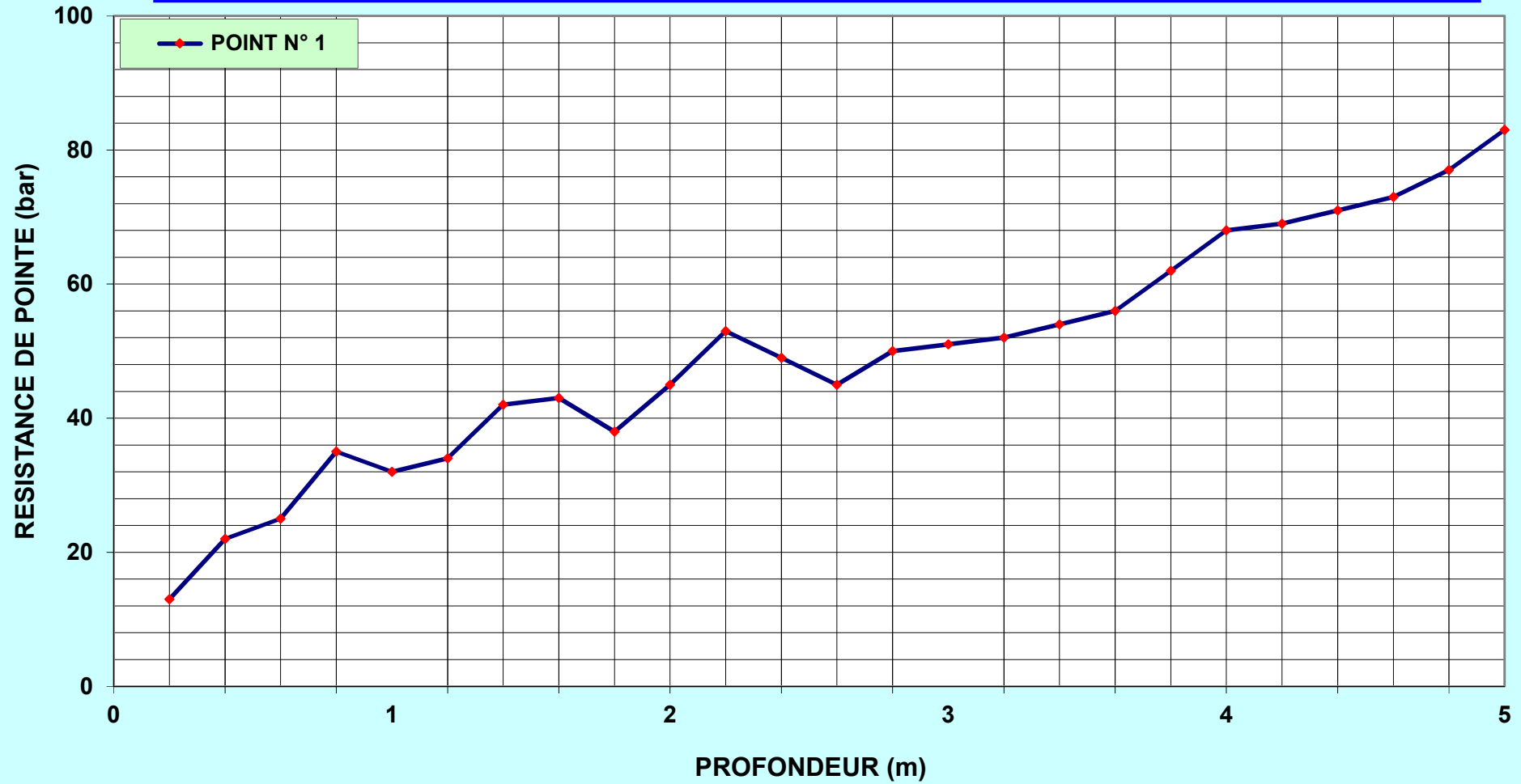
❖ **. Normes :**

- **AFNOR .(1991).** Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau. NF P94-054
- **AFNOR .(1992).** Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols – Méthode par sédimentation. NF P94-057
- **AFNOR .(1995).** Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage .NF P94-050
- **AFNOR .(1995).** Sols : reconnaissance et essais -Identification granulométrique – Méthode de tamisage par voie humide. XP P94-041.
- **AFNOR .(1999).** Sols : reconnaissance et essais – Détermination des références de compactage d'un matériau – Essai Proctor normal- Essai Proctor modifié. NF P94-093

ANNEXE

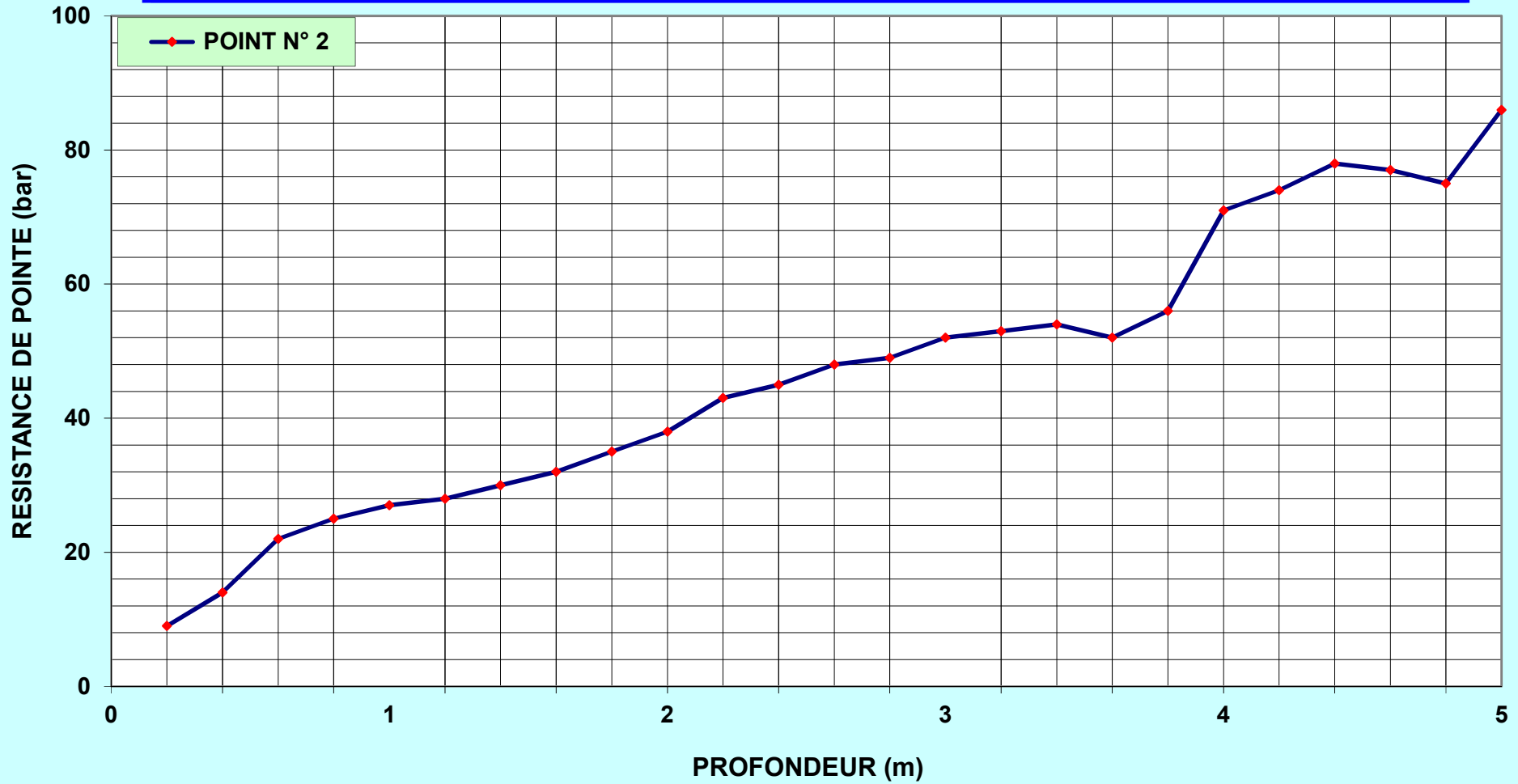
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE AVANT COMPACTAGE

**Projet de Fin d'Études
Amélioration portance de sol en sable fin**



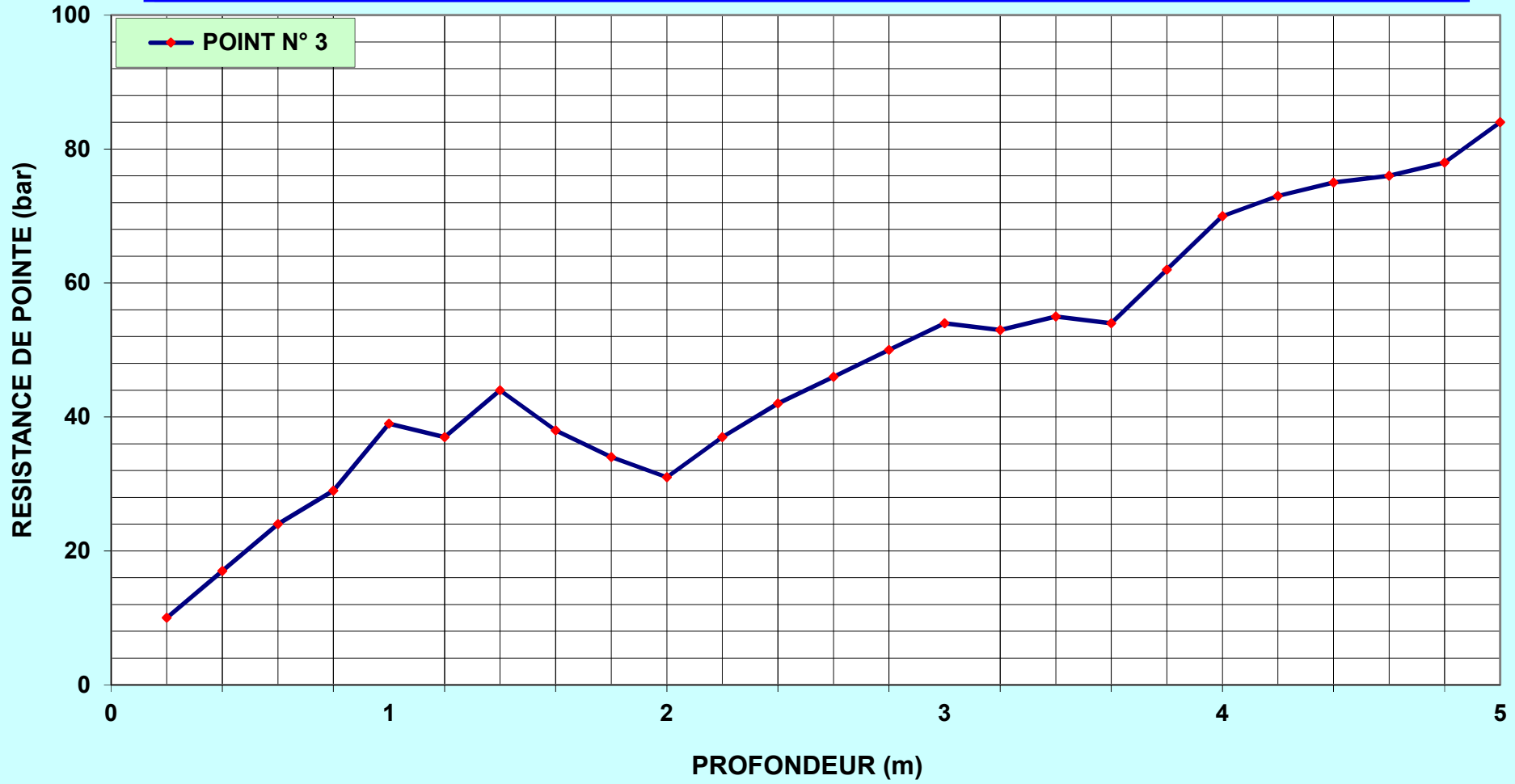
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE AVANT COMPACTAGE

Projet de Fin d'Études
Amélioration portance de sol en sable fin



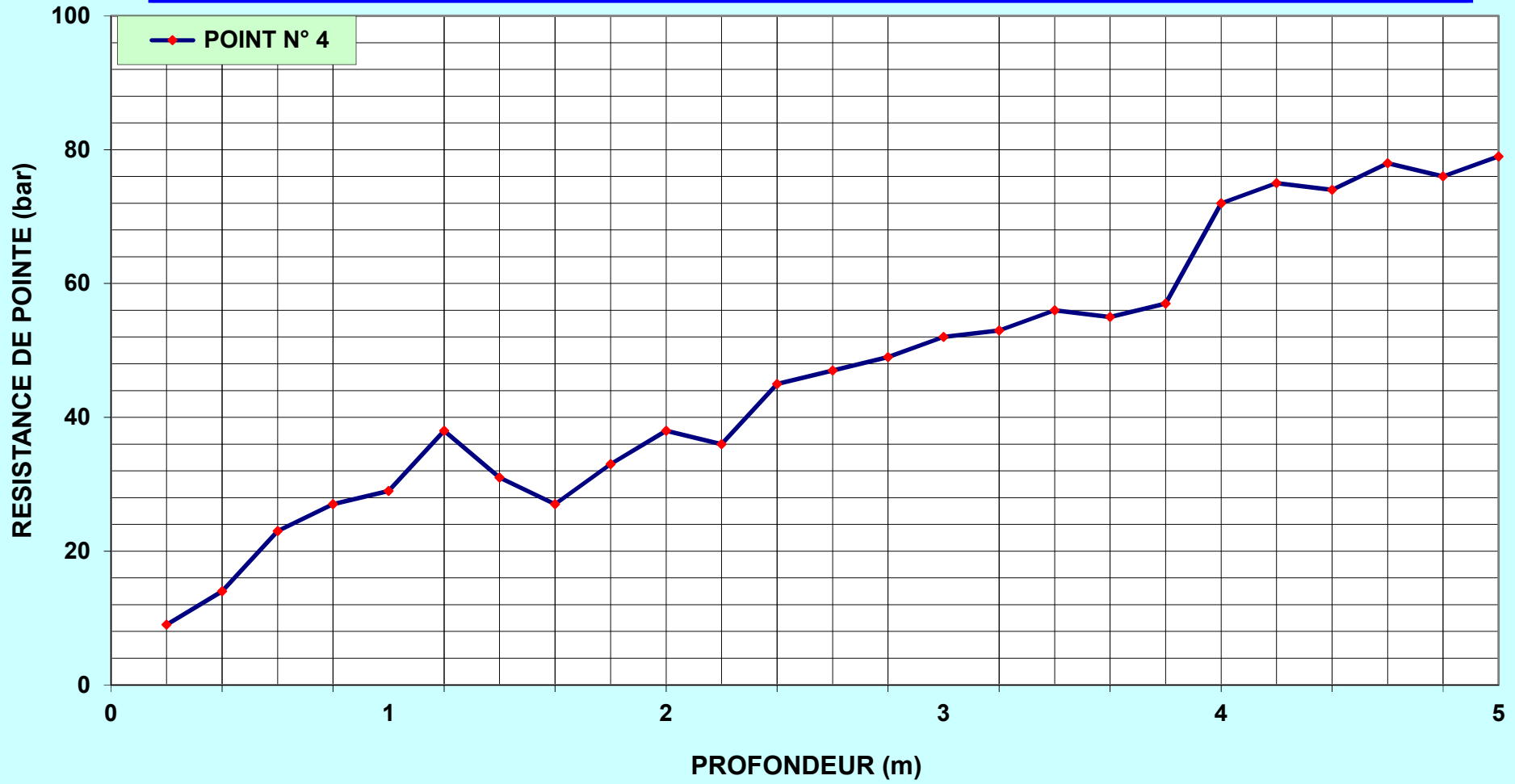
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE AVANT COMPACTAGE

Projet de Fin d'Études
Amélioration portance de sol en sable fin



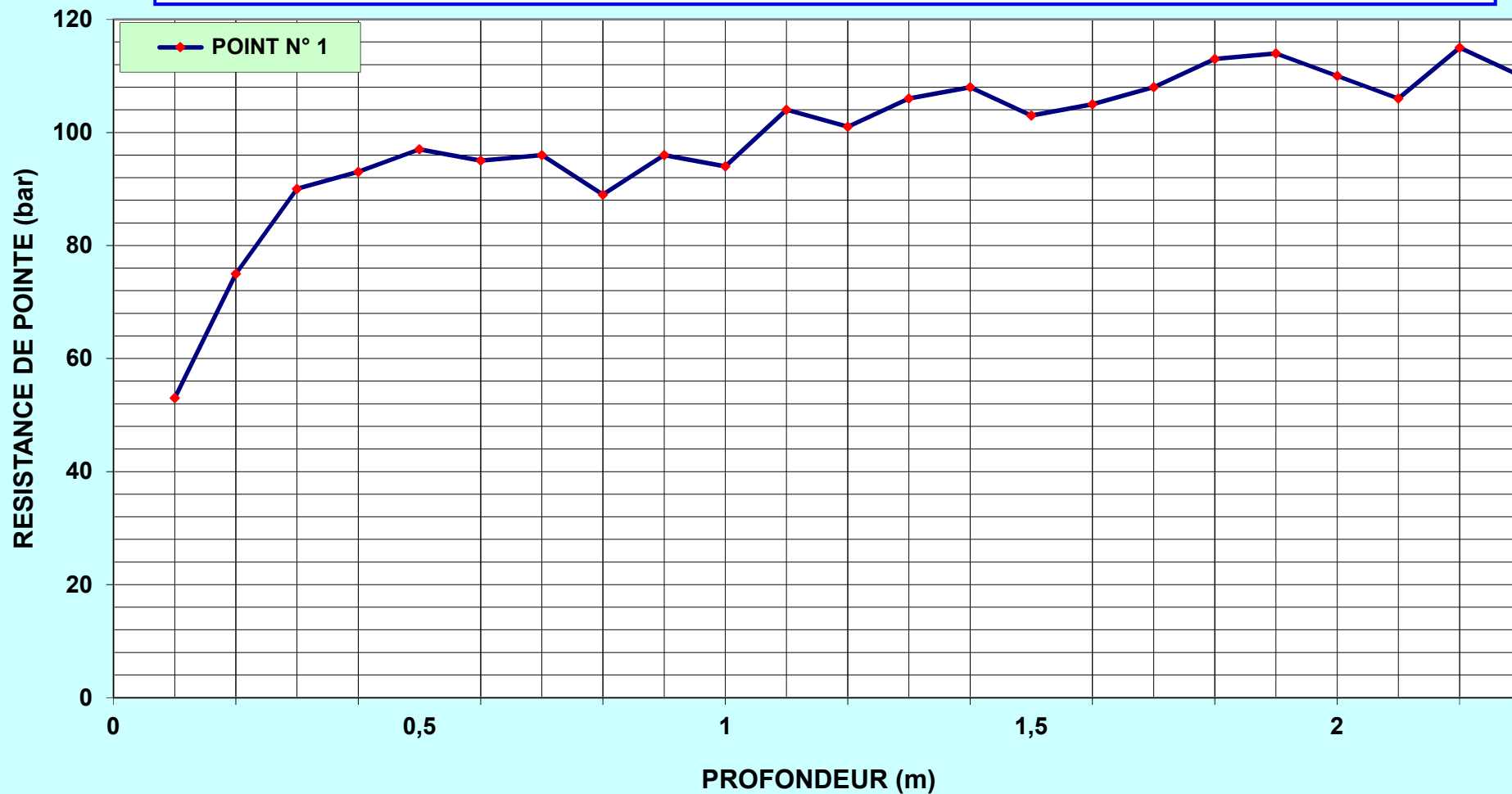
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE AVANT COMPACTAGE

Projet de Fin d'Études
Amélioration portance de sol en sable fin



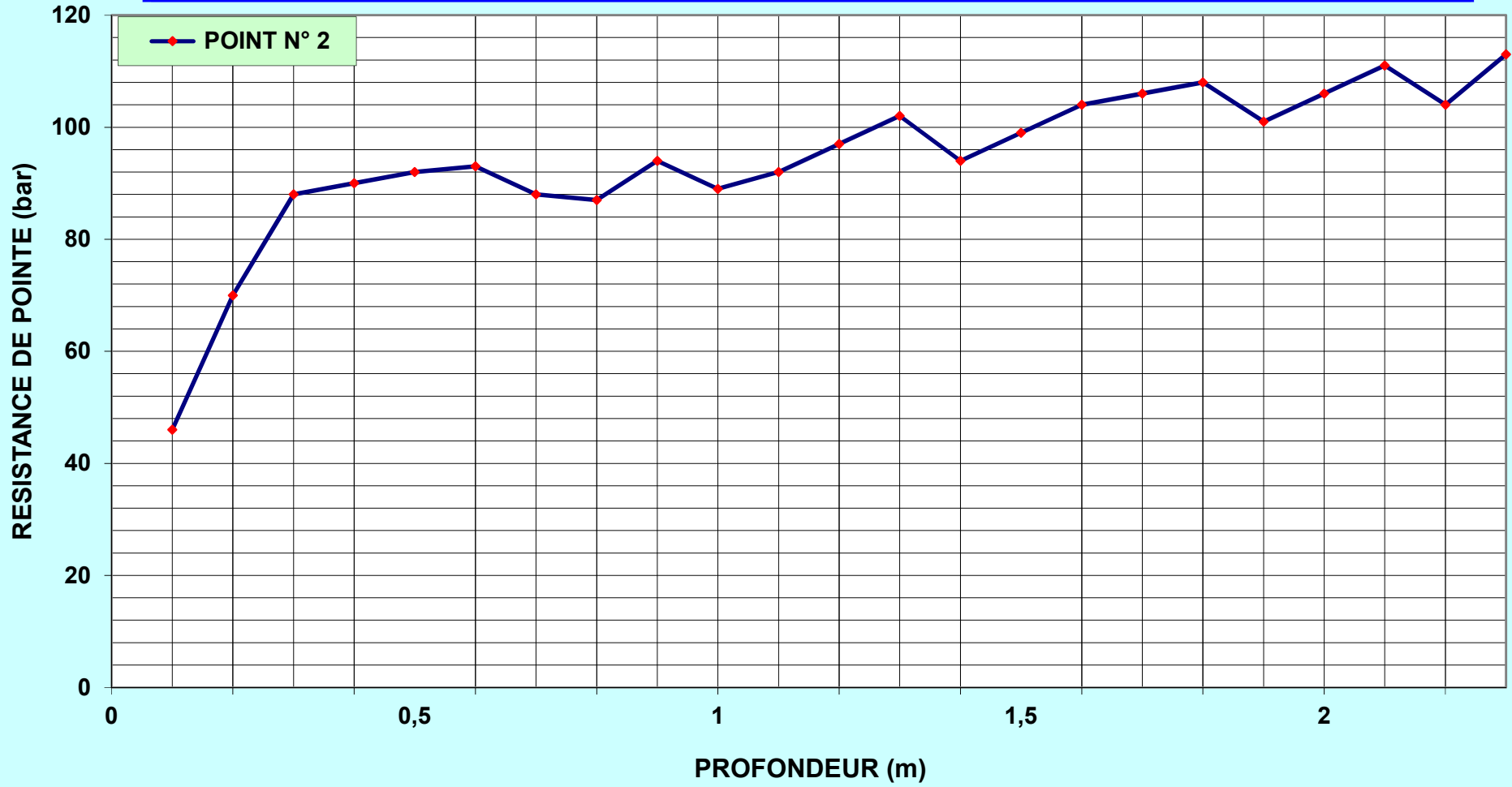
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE APRES COMPACTAGE

**Projet de Fin d'Études
Amelioration portance de sol en sable fin**



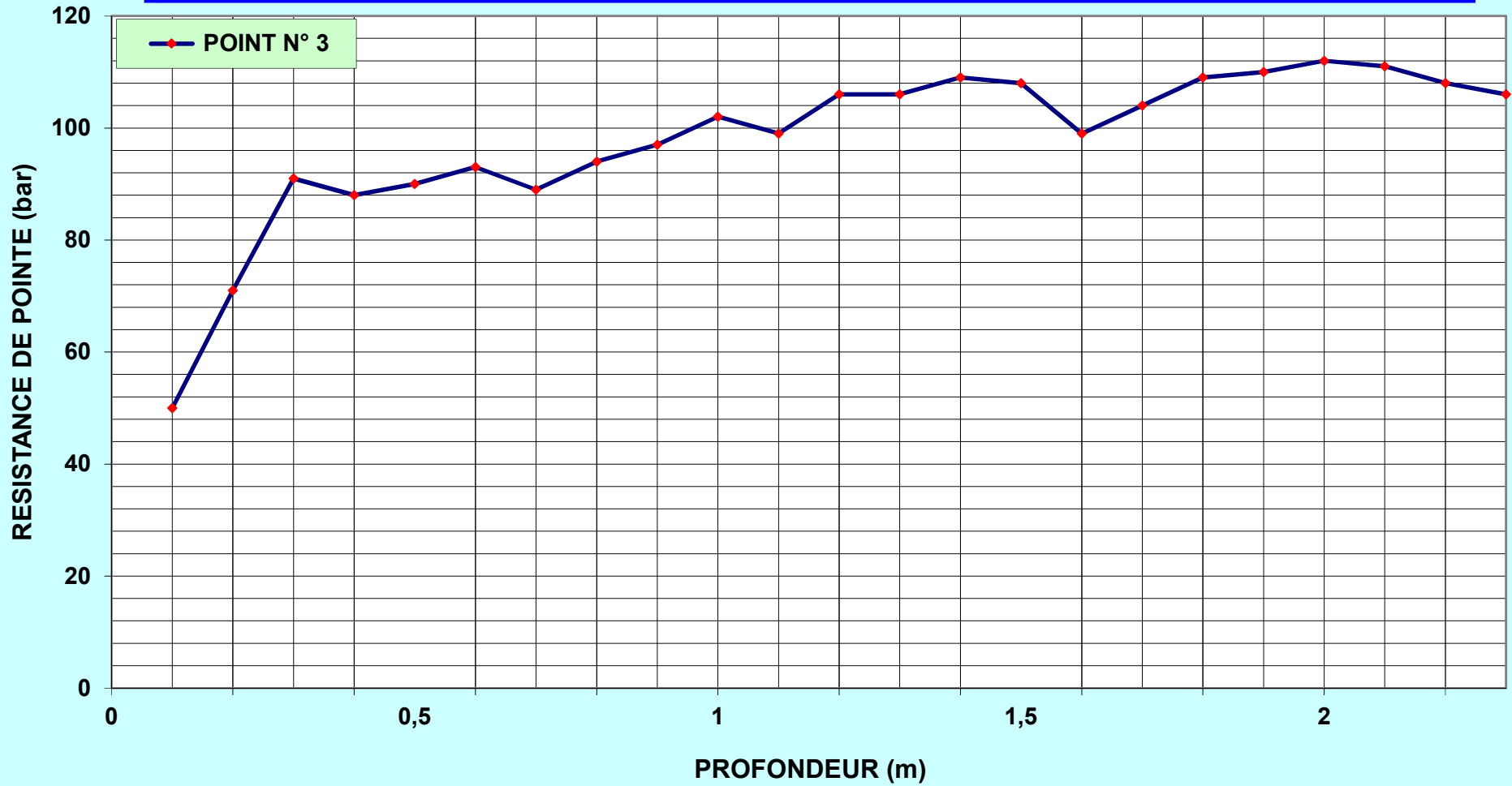
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE APRES COMPACTAGE

Projet de Fin d'Études
Amélioration portance de sol en sable fin



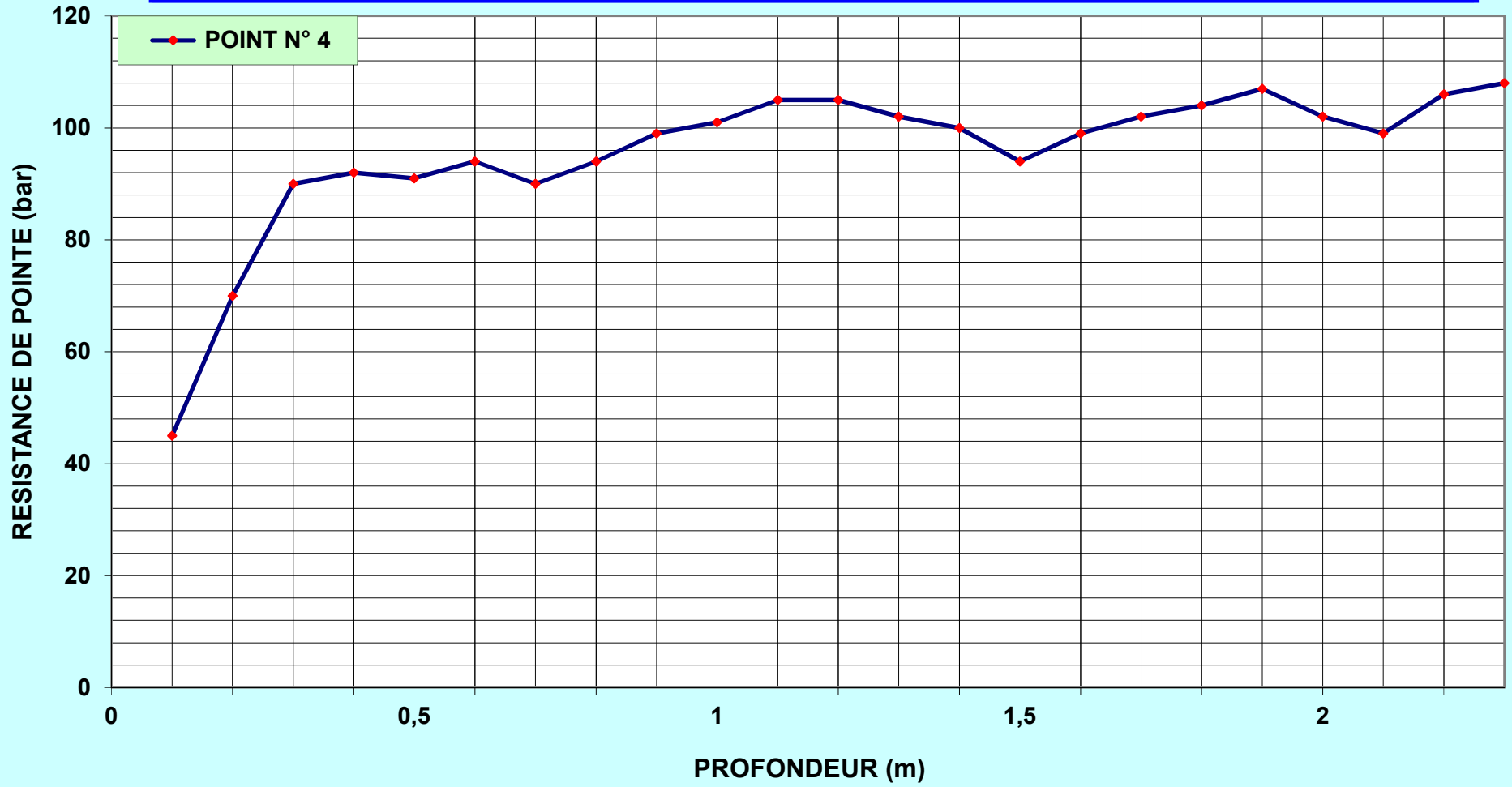
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE APRES COMPACTAGE

Projet de Fin d'Études
Amélioration portance de sol en sable fin



ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE APRES COMPACTAGE

Projet de Fin d'Études
Amélioration portance de sol en sable fin



Variation of $\Delta\sigma_z/q$ with $2z/B$ and $2x/B$

$2z/B$	$2x/B$											
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
0.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.000
0.10	1.000	1.000	0.999	0.999	0.999	0.998	0.997	0.993	0.980	0.909	0.500	
0.20	0.997	0.997	0.996	0.995	0.992	0.988	0.979	0.959	0.909	0.775	0.500	
0.30	0.990	0.989	0.987	0.984	0.978	0.967	0.947	0.908	0.833	0.697	0.499	
0.40	0.977	0.976	0.973	0.966	0.955	0.937	0.906	0.855	0.773	0.651	0.498	
0.50	0.959	0.958	0.953	0.943	0.927	0.902	0.864	0.808	0.727	0.620	0.497	
0.60	0.937	0.935	0.928	0.915	0.896	0.866	0.825	0.767	0.691	0.598	0.495	
0.70	0.910	0.908	0.899	0.885	0.863	0.831	0.788	0.732	0.662	0.581	0.492	
0.80	0.881	0.878	0.869	0.853	0.829	0.797	0.755	0.701	0.638	0.566	0.489	
0.90	0.850	0.847	0.837	0.821	0.797	0.765	0.724	0.675	0.617	0.552	0.485	
1.00	0.818	0.815	0.805	0.789	0.766	0.735	0.696	0.650	0.598	0.540	0.480	
1.10	0.787	0.783	0.774	0.758	0.735	0.706	0.670	0.628	0.580	0.529	0.474	
1.20	0.755	0.752	0.743	0.728	0.707	0.679	0.646	0.607	0.564	0.517	0.468	
1.30	0.725	0.722	0.714	0.699	0.679	0.654	0.623	0.588	0.548	0.506	0.462	
1.40	0.696	0.693	0.685	0.672	0.653	0.630	0.602	0.569	0.534	0.495	0.455	
1.50	0.668	0.666	0.658	0.646	0.629	0.607	0.581	0.552	0.519	0.484	0.448	
1.60	0.642	0.639	0.633	0.621	0.605	0.586	0.562	0.535	0.506	0.474	0.440	
1.70	0.617	0.615	0.608	0.598	0.583	0.565	0.544	0.519	0.492	0.463	0.433	
1.80	0.593	0.591	0.585	0.576	0.563	0.546	0.526	0.504	0.479	0.453	0.425	
1.90	0.571	0.569	0.564	0.555	0.543	0.528	0.510	0.489	0.467	0.443	0.417	
2.00	0.550	0.548	0.543	0.535	0.524	0.510	0.494	0.475	0.455	0.433	0.409	
2.10	0.530	0.529	0.524	0.517	0.507	0.494	0.479	0.462	0.443	0.423	0.401	
2.20	0.511	0.510	0.506	0.499	0.490	0.479	0.465	0.449	0.432	0.413	0.393	
2.30	0.494	0.493	0.489	0.483	0.474	0.464	0.451	0.437	0.421	0.404	0.385	
2.40	0.477	0.476	0.473	0.467	0.460	0.450	0.438	0.425	0.410	0.395	0.378	
2.50	0.462	0.461	0.458	0.452	0.445	0.436	0.426	0.414	0.400	0.386	0.370	
2.60	0.447	0.446	0.443	0.439	0.432	0.424	0.414	0.403	0.390	0.377	0.363	
2.70	0.433	0.432	0.430	0.425	0.419	0.412	0.403	0.393	0.381	0.369	0.355	
2.80	0.420	0.419	0.417	0.413	0.407	0.400	0.392	0.383	0.372	0.360	0.348	
2.90	0.408	0.407	0.405	0.401	0.396	0.389	0.382	0.373	0.363	0.352	0.341	
3.00	0.396	0.395	0.393	0.390	0.385	0.379	0.372	0.364	0.355	0.345	0.334	
3.10	0.385	0.384	0.382	0.379	0.375	0.369	0.363	0.355	0.347	0.337	0.327	
3.20	0.374	0.373	0.372	0.369	0.365	0.360	0.354	0.347	0.339	0.330	0.321	
3.30	0.364	0.363	0.362	0.359	0.355	0.351	0.345	0.339	0.331	0.323	0.315	
3.40	0.354	0.354	0.352	0.350	0.346	0.342	0.337	0.331	0.324	0.316	0.308	
3.50	0.345	0.345	0.343	0.341	0.338	0.334	0.329	0.323	0.317	0.310	0.302	
3.60	0.337	0.336	0.335	0.333	0.330	0.326	0.321	0.316	0.310	0.304	0.297	
3.70	0.328	0.328	0.327	0.325	0.322	0.318	0.314	0.309	0.304	0.298	0.291	
3.80	0.320	0.320	0.319	0.317	0.315	0.311	0.307	0.303	0.297	0.292	0.285	
3.90	0.313	0.313	0.312	0.310	0.307	0.304	0.301	0.296	0.291	0.286	0.280	
4.00	0.306	0.305	0.304	0.303	0.301	0.298	0.294	0.290	0.285	0.280	0.275	
4.10	0.299	0.299	0.298	0.296	0.294	0.291	0.288	0.284	0.280	0.275	0.270	
4.20	0.292	0.292	0.291	0.290	0.288	0.285	0.282	0.278	0.274	0.270	0.265	
4.30	0.286	0.286	0.285	0.283	0.282	0.279	0.276	0.273	0.269	0.265	0.260	
4.40	0.280	0.280	0.279	0.278	0.276	0.274	0.271	0.268	0.264	0.260	0.256	
4.50	0.274	0.274	0.273	0.272	0.270	0.268	0.266	0.263	0.259	0.255	0.251	
4.60	0.268	0.268	0.268	0.266	0.265	0.263	0.260	0.258	0.254	0.251	0.247	
4.70	0.263	0.263	0.262	0.261	0.260	0.258	0.255	0.253	0.250	0.246	0.243	
4.80	0.258	0.258	0.257	0.256	0.255	0.253	0.251	0.248	0.245	0.242	0.239	
4.90	0.253	0.253	0.252	0.251	0.250	0.248	0.246	0.244	0.241	0.238	0.235	
5.00	0.248	0.248	0.247	0.246	0.245	0.244	0.242	0.239	0.237	0.234	0.231	

(continued)

$2z/B$	$2x/B$									
	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	0.091	0.020	0.007	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
0.20	0.225	0.091	0.040	0.020	0.011	0.007	0.004	0.003	0.002	0.002
0.30	0.301	0.165	0.090	0.052	0.031	0.020	0.013	0.009	0.007	0.005
0.40	0.346	0.224	0.141	0.090	0.059	0.040	0.027	0.020	0.014	0.011
0.50	0.373	0.267	0.185	0.128	0.089	0.063	0.046	0.034	0.025	0.019
0.60	0.391	0.298	0.222	0.163	0.120	0.088	0.066	0.050	0.038	0.030
0.70	0.403	0.321	0.250	0.193	0.148	0.113	0.087	0.068	0.053	0.042
0.80	0.411	0.338	0.273	0.218	0.173	0.137	0.108	0.086	0.069	0.056
0.90	0.416	0.351	0.291	0.239	0.195	0.158	0.128	0.104	0.085	0.070
1.00	0.419	0.360	0.305	0.256	0.214	0.177	0.147	0.122	0.101	0.084
1.10	0.420	0.366	0.316	0.271	0.230	0.194	0.164	0.138	0.116	0.098
1.20	0.419	0.371	0.325	0.282	0.243	0.209	0.178	0.152	0.130	0.111
1.30	0.417	0.373	0.331	0.291	0.254	0.221	0.191	0.166	0.143	0.123
1.40	0.414	0.374	0.335	0.298	0.263	0.232	0.203	0.177	0.155	0.135
1.50	0.411	0.374	0.338	0.303	0.271	0.240	0.213	0.188	0.165	0.146
1.60	0.407	0.373	0.339	0.307	0.276	0.248	0.221	0.197	0.175	0.155
1.70	0.402	0.370	0.339	0.309	0.281	0.254	0.228	0.205	0.183	0.164
1.80	0.396	0.368	0.339	0.311	0.284	0.258	0.234	0.212	0.191	0.172
1.90	0.391	0.364	0.338	0.312	0.286	0.262	0.239	0.217	0.197	0.179
2.00	0.385	0.360	0.336	0.311	0.288	0.265	0.243	0.222	0.203	0.185
2.10	0.379	0.356	0.333	0.311	0.288	0.267	0.246	0.226	0.208	0.190
2.20	0.373	0.352	0.330	0.309	0.288	0.268	0.248	0.229	0.212	0.195
2.30	0.366	0.347	0.327	0.307	0.288	0.268	0.250	0.232	0.215	0.199
2.40	0.360	0.342	0.323	0.305	0.287	0.268	0.251	0.234	0.217	0.202
2.50	0.354	0.337	0.320	0.302	0.285	0.268	0.251	0.235	0.220	0.205
2.60	0.347	0.332	0.316	0.299	0.283	0.267	0.251	0.236	0.221	0.207
2.70	0.341	0.327	0.312	0.296	0.281	0.266	0.251	0.236	0.222	0.208
2.80	0.335	0.321	0.307	0.293	0.279	0.265	0.250	0.236	0.223	0.210
2.90	0.329	0.316	0.303	0.290	0.276	0.263	0.249	0.236	0.223	0.211
3.00	0.323	0.311	0.299	0.286	0.274	0.261	0.248	0.236	0.223	0.211
3.10	0.317	0.306	0.294	0.283	0.271	0.259	0.247	0.235	0.223	0.212
3.20	0.311	0.301	0.290	0.279	0.268	0.256	0.245	0.234	0.223	0.212
3.30	0.305	0.296	0.286	0.275	0.265	0.254	0.243	0.232	0.222	0.211
3.40	0.300	0.291	0.281	0.271	0.261	0.251	0.241	0.231	0.221	0.211
3.50	0.294	0.286	0.277	0.268	0.258	0.249	0.239	0.229	0.220	0.210
3.60	0.289	0.281	0.273	0.264	0.255	0.246	0.237	0.228	0.218	0.209
3.70	0.284	0.276	0.268	0.260	0.252	0.243	0.235	0.226	0.217	0.208
3.80	0.279	0.272	0.264	0.256	0.249	0.240	0.232	0.224	0.216	0.207
3.90	0.274	0.267	0.260	0.253	0.245	0.238	0.230	0.222	0.214	0.206
4.00	0.269	0.263	0.256	0.249	0.242	0.235	0.227	0.220	0.212	0.205
4.10	0.264	0.258	0.252	0.246	0.239	0.232	0.225	0.218	0.211	0.203
4.20	0.260	0.254	0.248	0.242	0.236	0.229	0.222	0.216	0.209	0.202
4.30	0.255	0.250	0.244	0.239	0.233	0.226	0.220	0.213	0.207	0.200
4.40	0.251	0.246	0.241	0.235	0.229	0.224	0.217	0.211	0.205	0.199
4.50	0.247	0.242	0.237	0.232	0.226	0.221	0.215	0.209	0.203	0.197
4.60	0.243	0.238	0.234	0.229	0.223	0.218	0.212	0.207	0.201	0.195
4.70	0.239	0.235	0.230	0.225	0.220	0.215	0.210	0.205	0.199	0.194
4.80	0.235	0.231	0.227	0.222	0.217	0.213	0.208	0.202	0.197	0.192
4.90	0.231	0.227	0.223	0.219	0.215	0.210	0.205	0.200	0.195	0.190
5.00	0.227	0.224	0.220	0.216	0.212	0.207	0.203	0.198	0.193	0.188