

**République Algérienne Démocratique et  
Populaire Ministère de l'Enseignement  
Supérieure et de la Recherche Scientifique**  
**Université Djilali Bounaama de Khemis-Miliana**  
**Faculté des Sciences de la Nature et de la  
Vie et des Sciences de la Terre**  
**Département des Sciences de la Terre**  
**Spécialité : Géologie de l'ingénieur et  
géotechnique**



**Mémoire présenté pour l'obtention d'un diplôme  
de Master en Géologie de l'ingénieur et  
géotechnique**

## Thème

**Estimation des tassements des fondations superficielles par les  
approches analytiques et par simulation numérique**

**Présenter par :**

**Mr. ABDELLAH ELHIRTSI Abderrahmane**

**Mr. ABAIDIA Sawsen**

**Encadré par :**

**Dr. GADOURI Hamid**                      MCB    Université Djilali Bounaama    Promoteur

**Dr. AISSA Mohammed Hamza**        MCB    Université Djilali Bounaama    Co-Promoteur

**Examiné à distance par :**

**Dr. KELLOUCHE Yasmina**            MCB    Université Djilali Bounaama    Examinatrice

**Dr. MEZIANI Ibrahim**                MCB    Université Djilali Bounaama    Examineur

**Promotion : 2020-2021**



## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail accompagné d'un profond amour ;*

*A la lampe qui ne s'éteint jamais et qui on fait des énormes efforts  
au fils des années pour m'aider à escalader l'échelle de la réussite et qui étaient  
présents pour moi durant toute ma vie et m'ont submergé d'amour et de  
tendresse que Dieu les bénisse, mes parents.*

*A tous mes frères en témoignage des liens fraternels solides qui nous unissons.*

*A mon binôme Abaidia Sawsen.*

*A tous mes amies et mes collègues de l'Université de Djilali Bounaama.*

*A tous les enseignants de département des Sciences de la Terre.*

*A tous ceux qui me sont chers.*

**« Abderrahmane »**





## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail accompagné d'un profond amour ;*

*À celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoirs, à la source d'amour incessible,  
à la mère des sentiments fragiles qui m'a bénie par ces prières ...*

*Ma mère, Khebizi Sarah*

*À mon support dans ma vie, qui m'a appris, m'a supporté et m'a dirigé vers la  
gloire ...*

*Mon père, Abaidia Belkacem*

*À la personne la plus idéale dans ce monde, ma grand-mère maternelle, qui a  
été toujours à mes côtés et m'a encouragé, ses prières et ses conseils sont ceux  
qui m'ont poussé et me pousse toujours à suivre la voie de l'excellence.*

*À ma petite sœur adorable et mes deux frères, je leur souhaite un prospère et  
radieux avenir.*

*À l'ensemble de ma famille, je dédie ce travail dont le grand plaisir leurs revient  
en premier lieu pour leurs conseils, et leurs encouragements.*

*À mon binôme « Abderrahmane » pour son soutien moral, sa patience et sa  
compréhension tout au long de ce projet.*

*À toute la promotion du Master spécialité géotechnique de l'année 2020-2021.*



**« Sewsen »**

# Remerciement

## *Au nom de Dieu Le clément et le miséricordieux*

*En préambule à ce mémoire, nous remercions ALLAH qui nous a aidé et nous a donné la patience et le courage durant ces longues années d'étude « Alhamdùli'Allah ».*

*Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus vifs à notre encadreur Mr GADOURI Hamid, qui nous a guidé et nous a aidé dans ce travail avec beaucoup de tactiques et de gentillesse et qui nous a permis de découvrir un domaine très intéressant, ainsi notre Co-encadreur Mr Aïssa Mohamed Hamza pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter nos réflexions. Qu'ils trouvent ici notre estime et notre profond respect.*

*Nous remercions également les membres du jury qui ont fait l'honneur d'apporter leur jugement critique sur cette étude : Dr. KELLOUCHE Yasmîna et Dr. MEZIANI Ibrahim.*

*C'est avec une joie immense et le cœur ému que nous remercions nos parents, par leur solidarité, leur soutien, leurs encouragements qui ont contribué également à la réalisation de ce travail. Nous ne serons jamais arrivés là sans leurs bénédictions.*

*Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Nous remercions toute l'équipe du « Département de Science de la Terre et l'Univers » à l'université de Khemis Miliana.*

*Pour conclure, Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé à titre professionnel ou personnel à la réalisation de ce travail.*

*Merci à tous.*

# ملخص

في مجال الجيوتقنية، الذي يتميز ببناء هياكل تتكيف مع مشكلة معينة، من المهم لتطوير طرق الحساب دراسة سلوك هذه الهياكل وبيئتها. انضغاط الأساسات هو ظاهرة طبيعية يمكن أن تكون كبيرة الحجم وتسبب أضرارًا جسيمة. في بعض الحالات يمكن أن تسبب خسائر في الأرواح البشرية. بالإضافة إلى ذلك، الأساس هو عنصر أساسي في أي بناء من أجل ضمان استقرار الهيكل. يجب تصميم أسس الهياكل بحيث لا تتعرض التربة لفشل القص وعدم وجود انضغاط مفرط.

لتحقيق الهدف الرئيسي لمشروع نهاية الدراسة هذا والذي يهدف إلى إجراء دراسة تقديرية لانضغاط الأساسات السطحية عن طريق المحاكاة العددية باستخدام كود حساب بلاكسيس. بالإضافة إلى ذلك، تم إجراء تحليل نظري للمشكلة عن طريق الطرق التقليدية للسماح بإجراء مقارنة وتفسير النتائج العددية التي تم الحصول عليها بواسطة رمز الحساب

**الكلمات المفتاحية:** الانضغاط، أساس سطحي، بلاكسيس

# Résumé

Dans le domaine de la géotechnique, qui est caractérisé par la construction d'ouvrages adaptés à un problème spécifique, il est important pour le développement des méthodes de calcul d'étudier le comportement de ces ouvrages et de leur environnement. Le tassement des fondations est un phénomène naturel qui peut être de grandes ampleurs et provoque des dégâts considérables. Dans certains cas il peut causer des pertes en vies humaines. Par ailleurs, La fondation est un élément clé de toute construction dans le but d'assurer la stabilité d'un ouvrage. Les fondations des structures doivent être conçues de manière à ce que le sol ne subisse pas de rupture en cisaillement et qu'il n'y ait pas de tassement excessif.

Pour atteindre l'objectif principal de ce projet de fin d'étude qui est destiné à faire une étude d'estimation de tassement des fondations superficielles par simulation numérique au moyen du code de calcul Plaxis. De plus, une analyse théorique du problème effectuée au moyen des méthodes classiques pour permettre une comparaison et une interprétation des résultats numériques obtenus par le code de calcul.

**Mots clés :** tassement, fondation superficielle, Plaxis.

# Abstract

In the field of geotechnics, which is characterized by the construction of structures adapted to a specific problem, it is important for the development of calculation methods to study the behavior of these structures and their environment. Settlement of foundations is a natural phenomenon which can be of great magnitude and cause considerable damage. In some cases it can cause loss of human life. In addition, the foundation is a key element of any construction in order to ensure the stability of a structure. The foundations of structures must be designed so that the soil does not undergo shear failure and that there is no excessive settlement.

To achieve the main objective of this end-of-study project which is intended to carry out an estimation study of the settlement of shallow foundations by numerical simulation using the Plaxis calculation code. In addition, a theoretical analysis of the problem carried out by means of conventional methods to allow a comparison and an interpretation of the numerical results obtained by the calculation code.

**Keywords :** settlement, shallow foundation, Plaxis.

# Liste des notations et unités de mesure

## Minuscules latines

$c$	: La cohésion	[Pa]
$e$	: L'indice des vides	[-]
$h_D$	: La hauteur de drainage de la couche de sol	[m]
$q$	: La charge appliquée	[kN/m <sup>2</sup> ]
$q_a$	: La pression d'appui admissible	[kN/m <sup>2</sup> ]
$q^*$	: La pression de pied nette	[kN/m <sup>2</sup> ]
$r$	: Le rayon de la fondation circulaire	[m]
$s$	: Le tassement total	[m]
$s_c$	: Le tassement de consolidation primaire	[m]
$s_c^{oed}$	: Le tassement œdométrique total	[m]
$s_f$	: Le tassement de consolidation secondaire (tassement de fluage)	[m]
$s_i$	: Le tassement immédiat (instantané)	[m]
$t$	: Le temps de tassement	[s]
$z$	: La profondeur	[m]

## Majuscules latines

$A$	: Le coefficient de Skempton	[-]
$B$	: La largeur de fondation	[m]
$B_e$	: Le diamètre équivalent pour les fondations circulaires	[m]
$C_1$	: Le facteur de correction pour l'enfoncement de la fondation	[-]
$C_2$	: Le facteur de correction pour tenir compte du fluage dans le sol	[-]
$C_C$	: L'indice de compression	[-]
$C_d$	: La correction d'ancrage	[-]
$C_f$	: L'indice de fluage	[-]
$C_S$	: L'indice de gonflement	[-]
$C_v$	: Le coefficient de consolidation vertical	[m <sup>2</sup> /s]
$C_w$	: La correction de l'eau	[-]
$C_\alpha$	: L'indice de compression secondaire	[-]
$D$	: La profondeur d'encastrement de la fondation	[m]
$E_d$	: Le module PMT dans la zone du tenseur de déformation dévia torique	[Pa]
$E_c$	: Le module PMT dans la zone du tenseur sphérique	[Pa]
$E_M$	: Le module pressiométrique (initial)	[Pa]
$EpIp$	: Rigidité à la flexion	[kN. m <sup>2</sup> ]

$E_p$	: Module d'Young de la fondation	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_s$	: Module d'élasticité du sol	[Pa]
$F_c$	: Le facteur d'influence basé sur la forme de la semelle	[cm <sup>3</sup> /kg]
$F_s$	: Le coefficient de sécurité	[-]
$I_E$	: Le facteur de correction de l'enfoncement de la fondation	[-]
$I_G$	: Le facteur d'influence pour la variation de $E_s$ avec la profondeur	[-]
$I_R$	: Le facteur de correction de la rigidité de la fondation	[-]
$I_p$	: L'indice de plasticité	[-]
$K_0$	: Le coefficient des terres au repos	[-]
$K_F$	: Le facteur de flexibilité de la fondation	[-]
$L$	: La longueur de la fondation	[m]
$M$	: Le module de compressibilité	[Pa]
$N$	: Le nombre de coups SPT non corrigés	[-]
$N_c$	: Le nombre de coups SPT corrigés	[-]
$Q_U$	: La charge limite	[N]
$T_v$	: Le facteur temps	[-]
$W_l$	: La limite de liquidité	[%]
$W_p$	: La limite de plasticité	[%]

### Grecques

$\gamma$	: Le poids volumique	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_d$	: Le poids volumique de la roche sec	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_s$	: Le poids volumique des grains solides	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{sat}$	: Le poids volumique saturé	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{unsat}$	: Le poids volumique non saturé	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_P$	: Le poids volumique de fondation	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\sigma'_c$	: La contrainte effective de préconsolidation	[Pa]
$\sigma'_{v0}$	: La contrainte initiale effective verticale	[Pa]
$\sigma'_v$	: La contrainte effective verticale	[Pa]
$\lambda_{c,d}$	Les coefficients de forme	[-]
$\nu$	: Le coefficient de Poisson	[-]
$\varphi$	: L'angle de frottement	[%]
$\psi$	: L'angle de dilatance	[%]

# Liste des tableaux

<b>Tableau II-1</b> Marges recommandées du coefficient A de Skempton (Bouafia, 2019).....	36
<b>Tableau II-2</b> : Valeurs du coefficient $\alpha'$ (Bouafia, 2019). .....	37
<b>Tableau II-3</b> : Utilisation rapportée du pressiomètre pour les prévisions de tassement des fondations superficielles (Alan & Don, 1995).....	41
<b>Tableau II-4</b> : Valeurs du coefficient $\alpha$ (d'après fascicule 62, titre V) (Bouafia, 2019). .....	43
<b>Tableau II-5</b> : Valeurs des coefficients intervenant dans le calcul du tassement (selon fascicule 62 - titre V) (Alan & Don, 1995).....	43
<b>Tableau III-1</b> : Les paramètres d'entrée des fondations. ....	60
<b>Tableau III-2</b> : Les paramètres d'entrée des sols (Skikdaoui et Mahi, 2020). .....	60
<b>Tableau III-3</b> : Les résultats de tassement par la méthode de Harr (1966) pour un sol argileux.....	72
<b>Tableau III-4</b> : Les résultats de tassement par la méthode de Harr (1966) pour un sable argileux. ....	73
<b>Tableau IV-1</b> : Les paramètres d'entrées des fondations.....	89
<b>Tableau IV-2</b> : Résultats des essais au laboratoire (Caractéristiques physiques). .....	89
<b>Tableau IV-3</b> : Les paramètres d'entrées des sols (D'après Marques et al. 2021). .....	89
<b>Tableau IV-4</b> : Les propriétés de l'échantillon 2. ....	90
<b>Tableau IV-5</b> : Les valeurs de tassement par l'essai œdométrique pour toutes les fondations.....	92
<b>Tableau IV-6</b> : Les valeurs de tassement par les corrections de la méthode de Bjerrum & Skempton. ....	93
<b>Tableau IV-7</b> : Les valeurs de tassement par la méthode des éléments finis. ....	94
<b>Tableau IV-8</b> : Les valeurs de tassement par la méthode de Meyerhof ,1974 (essai SPT) pour toutes les fondations. ....	95
<b>Tableau IV-9</b> : les valeurs des tassements obtenus par les trois méthodes de calcul.....	96

# Liste des figures

<b>Figure I-1</b> : Type des fondations. ....	3
<b>Figure I-2</b> : Fondation superficielle (Philipponnat & Hubert, 2007).....	4
<b>Figure I-3</b> : Semelle filante (Reiffsteck, 2014).....	5
<b>Figure I-4</b> : Semelle isolée (Reiffsteck, 2014). ....	5
<b>Figure I-5</b> : Le radier (Reiffsteck, 2014). ....	6
<b>Figure I-6</b> : Radier à dalle plate.....	6
<b>Figure I-7</b> : Coupe transversale d'un radier nervuré. ....	7
<b>Figure I-8</b> : Radier champignon. ....	7
<b>Figure I-9</b> : Radier voûté. ....	7
<b>Figure I-10</b> : Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle (Sibille, 2018).....	8
<b>Figure I-11</b> : Représentation du faciès de rupture du sol sous une fondation superficielle. (Sibille, 2018).....	8
<b>Figure I-12</b> : Préparation de chantier et décapage de la terre végétale.....	9
<b>Figure I-13</b> : Creusement d'une tranchée pour fondation semelle filante. ....	9
<b>Figure I-14</b> : Coulage d'un béton de propreté en fond de fouille d'une fondation.....	10
<b>Figure I-15</b> : Ferrailage d'une semelle filante.....	10
<b>Figure I-16</b> : Coulage du béton dans les tranchées de fondation.....	10
<b>Figure I-17</b> : Reprise en sous œuvres des fondations superficielles (Bourokba Mrabent, 2016).....	12
<b>Figure I-18</b> : Réalisation des parois moulées et exemple d'application.....	13
<b>Figure I-19</b> : Les composantes de tassements. ....	14
<b>Figure I-20</b> : Tassement uniforme.....	15
<b>Figure I-21</b> : Tassement différentiel.....	16
<b>Figure I-22</b> : Origine de tassement différentiel liée au chargement. ....	16
<b>Figure I-23</b> : Palais des beaux-arts 'MEXICO CITY' 1932.....	18
<b>Figure I-24</b> : Tassement différentiel du Temple des Capucines – Mexico (Bustamante et al, 2003).....	19
<b>Figure I-25</b> : Phases de relevage à l'aide de pieux de contrôle (Cité de Mexico, Temple des Capucines) (Bustamante et al, 2003).....	20
<b>Figure I-26</b> : Tassement différentiel de la tour de pise 1173.....	21
<b>Figure II-1</b> : Les valeurs de $\alpha$ , $\alpha_v$ et $\alpha_r$ .....	23
<b>Figure II-2</b> : graphique de variation de Izen fonction de la profondeur z . ....	25
<b>Figure II-3</b> : Calcul de tassement élastique en utilisant le facteur d'influence de la déformation(E varie avec la profondeur).....	26
<b>Figure II-4</b> : Procédure de Mayne et Poulos pour le calcul du tassement (Mayne et Poulos, 1999).....	27
<b>Figure II-5</b> : Variation de IG avec $\beta$ (Mayne et Poulos, 1999). ....	28
<b>Figure II-6</b> : Variation de IR (Mayne et Poulos, 1999). ....	29
<b>Figure II-7</b> : Variation de IE (Mayne et Poulos, 1999). ....	29
<b>Figure II-8</b> : Représentation schématique d'une cellule œdométrique (Sibille, 2017). ....	30

<b>Figure II-9</b> : Courbes de consolidation.....	31
<b>Figure II-10</b> : Courbe de compressibilité œdométrique. ....	32
<b>Figure II-11</b> : Schéma de découpage du sol en des tranches (Bouafia, 2019). ....	35
<b>Figure II-12</b> : Influence du rapport B/H sur le tassement d'une fondation (Bouafia, 2019).....	36
<b>Figure II-13</b> : Valeurs du facteur de correction $\mu$ (Bouafia, 2019). ....	37
<b>Figure II-14</b> : Schématisation du fluage œdométrique (Bouafia, 2019).....	38
<b>Figure II-15</b> : Courbe de fluage œdométrique (Bouafia, 2019). ....	39
<b>Figure II-16</b> : Évaluation du module moyen harmonique (Alan & Don, 1995).....	44
<b>Figure II-17</b> : Relation entre N et l'angle de frottement $\varphi$ dans les sables. ....	47
<b>Figure III-1</b> : le modèle géométrique adapté dans cette étude. ....	61
<b>Figure III-2</b> : Présentation du model étudié. ....	61
<b>Figure III-3</b> : Génération typique du maillage. ....	62
<b>Figure III-4</b> : Les deux boutons dans le menu des conditions initiales. ....	62
<b>Figure III-5</b> : Valeur par défaut du coefficient K0. ....	63
<b>Figure III-6</b> : Les contraintes initiales.....	63
<b>Figure III-7</b> : La phase de calcul dans Plaxis 2D. ....	64
<b>Figure III-8</b> : Maillage déformé. ....	64
<b>Figure III-9</b> : Les déplacements verticales.....	65
<b>Figure III-10</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 1m par Plaxis 2D sur un sol argileux .....	65
<b>Figure III-11</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 2m par Plaxis 2D sur un sol argileux. ....	66
<b>Figure III-12</b> : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 3m par Plaxis 2D sur un sol argileux .....	66
<b>Figure III-13</b> : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de q = 100 kN par Plaxis 2D sur un sol argileux.....	67
<b>Figure III-14</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de q = 200 kN par Plaxis 2D sur un sol argileux.....	67
<b>Figure III-15</b> : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de q = 500 kN par Plaxis 2D sur un sol argileux.....	68
<b>Figure III-16</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 1m par Plaxis 2D sur un sol sableux.....	68
<b>Figure III-17</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 2m par Plaxis 2D sur un sol sableux.....	69
<b>Figure III-18</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 3m par Plaxis 2D sur un sol sableux.....	69
<b>Figure III-19</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 100kN par Plaxis 2D sur un sol sableux.....	70

<b>Figure III-20</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 200kN par Plaxis 2D sur un sol sableux..	70
<b>Figure III-21</b> : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 500kN par Plaxis 2D sur un sol sableux..	71
<b>Figure III-22</b> : : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de $B = 1\text{m}$ par la méthode de Mayne et Poulos.	75
<b>Figure III-23</b> : : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de $B = 2\text{m}$ par la méthode de Mayne et Poulos.	75
<b>Figure III-24</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de $B = 3\text{m}$ par la méthode de Mayne et Poulos.	76
<b>Figure III-25</b> : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 100kN par la méthode de Mayne et Poulos.	76
<b>Figure III-26</b> : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 100 kN par la méthode de Mayne et Poulos.	77
<b>Figure III-27</b> : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 500 kN par la méthode de Mayne et Poulos.	77
<b>Figure III-28</b> : : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de $B = 1\text{m}$ par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.	78
<b>Figure III-29</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de $B = 2\text{m}$ par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.	78
<b>Figure III-30</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de $B = 3\text{m}$ par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.	79
<b>Figure III-31</b> : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 100 kN par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.	79
<b>Figure III-32</b> : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 200 kN par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.	80
<b>Figure III-33</b> : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 500 kN par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.	80
<b>Figure III-34</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de $B = 1\text{m}$ par la méthode de Schmertmann et Hartman	82
<b>Figure III-35</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de $B = 2\text{m}$ par la méthode de Schmertmann et Hartman	82
<b>Figure III-36</b> : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de $B = 3\text{m}$ par la méthode de Schmertmann et Hartman.	83
<b>Figure III-37</b> : Le tassement en fonction de la charge par les deux méthodes (Plaxis 2D, Mayne et Poulos) sur un sol argileux.	84
<b>Figure III-38</b> : Le tassement en fonction de la charge par les deux méthodes (Plaxis 2D, Mayne et Poulos) sur un sol sableux.	84
<b>Figure IV-1</b> : Image satellitaire de la ville de Maringá.	86

<b>Figure IV-2</b> : Coupe lithologique du site.....	87
<b>Figure IV-3</b> : Les valeurs de N SPT en fonction de la profondeur.....	88
<b>Figure IV-4</b> : la distribution granulométrique en fonction de la profondeur.....	88
<b>Figure IV-5</b> : Les limites d'Atterberg en fonction de la profondeur. ....	88
<b>Figure IV-6</b> : Poids volumique des grains solides en fonction de la profondeur .....	88
<b>Figure IV-7</b> : Courbe de compressibilité œdométrique de l'échantillon 2.....	90
<b>Figure IV-8</b> : Schéma de cas de fondation 1. ....	92
<b>Figure IV-9</b> : Modèle géométrique adopté. ....	93
<b>Figure IV-10</b> : Modèle déformé en éléments finis. ....	94

# Tables des matières

Dédicace .....	i
Remerciement.....	ii
ملخص.....	I
Résumé .....	II
Abstract .....	III
Liste des notations et unités de mesure .....	IV
Liste des tableaux .....	VI
Liste des figures.....	VII
Tables des matières .....	XI

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
-----------------------------------	----------

## **Chapitre I : Généralités sur les fondations superficielles**

I.1	Introduction .....	3
I.2	Définition d'une fondation superficielle .....	4
I.3	Type des fondations superficielles .....	4
I.3.1	Les semelles filantes .....	5
I.3.2	Les semelles isolées .....	5
I.3.3	Les radiers (les dalles).....	6
I.4	Comportement d'une fondation superficielle soumise à une charge verticale.....	8
I.5	La réalisation et les conditions de mise en œuvre des fondations superficielles .....	9
I.6	Avantages et inconvénients des fondations superficielle .....	11
I.7	Problèmes posés par un projet de fondation superficielle.....	11
I.7.1	Méthode de calcul .....	11
I.7.2	Problèmes généraux liés à l'étude d'un projet de fondation.....	12
I.7.3	Autres problèmes .....	12
I.8	Définition de tassement .....	13

I.9	Les composantes de tassements .....	13
I.9.1	Tassement immédiat (instantané).....	14
I.9.2	Tassement de consolidation primaire.....	14
I.9.3	Tassement de consolidation secondaire (tassement de fluage).....	14
I.10	Type des tassements qui se manifestent sous une fondation superficielle .....	15
I.10.1	Le tassement uniforme .....	15
I.10.2	Le tassement différentiel .....	15
I.11	Causes des tassements sous une fondation superficielle .....	17
I.12	Quelques cas pathologiques des tassements .....	18
I.12.1	Tassement excessif 3 mètres de Palais des Beaux-Arts « MEXICO CITY » 1932 .....	18
I.12.2	Tassement différentiel du Temple des capucines « MEXICO CITY » 1787.....	19
I.12.3	Tassement différentiel de tour de Pise Italie 1173 .....	20
I.13	Conclusion .....	21

## **Chapitre II : Méthodes d'estimation des tassements des fondations superficielles**

II.1	Introduction.....	22
II.2	Méthodes de calcul qui se basent sur la théorie d'élasticité .....	22
II.2.1	Méthode de Harr (1966) .....	22
II.2.2	Méthode de Schmertmann et Hartman (1978).....	23
II.2.3	Méthode de Mayne et Poulos (1999).....	26
II.3	Méthodes de calcul basées sur les essais au laboratoire .....	30
II.3.1	Méthode d'établissement d'une courbe de compressibilité .....	32
II.3.2	Calcul de tassement de consolidation primaire sous une fondation superficielle .....	34
II.3.3	Calcul du tassement de consolidation secondaire ou de fluage sous une fondation superficielle.....	38
II.4	Méthodes de calcul basées sur les essais In-situ .....	41
II.4.1	Méthode de calcul basées sur l'essai pressiométrique.....	41
II.4.1.1	Méthode de Menard et Rousseau (1962) .....	42

II.4.1.2	Méthode de Martin (1977, 1987) .....	45
II.4.1.3	Méthode de Baguelin et al. (1978).....	45
II.4.1.4	Méthode de Briaud (1992) .....	45
II.4.2	Méthode de calcul basées sur l'essai de pénétromètre standard (SPT) .....	46
II.4.2.1	Méthode de Terzaghi et Peck, 1948 .....	48
II.4.2.2	Méthode de Meyerhof (1956, 1965) : .....	49
II.4.2.3	Méthode de Hough (1959, 1969) : .....	50
II.4.2.4	Méthode de Teng (1962) .....	52
II.4.2.5	Méthode de D'Appolonia et al. (1968) .....	52
II.4.2.6	Méthode de Peck and Bazaraa (1969) .....	53
II.4.2.7	Méthode de Webb (1969).....	54
II.4.2.8	Méthode de D'Appolonia et al. (1970) .....	55
II.4.2.9	Méthode de Schultze et Sherif (1973).....	55
II.4.2.10	Méthode de Peck et al. (1974).....	56
II.4.2.11	Méthode de Meyerhof (1974).....	56
II.5	Méthodes de calcul basées sur les éléments finis (logiciel Plaxis 2D) .....	57
II.5.1	Présentation de la méthode des éléments finis .....	57
II.5.2	Le logiciel Plaxis .....	58
II.6	Conclusion .....	59

## **Chapitre III : Étude paramétrique d'une semelle circulaire sous une charge axiale**

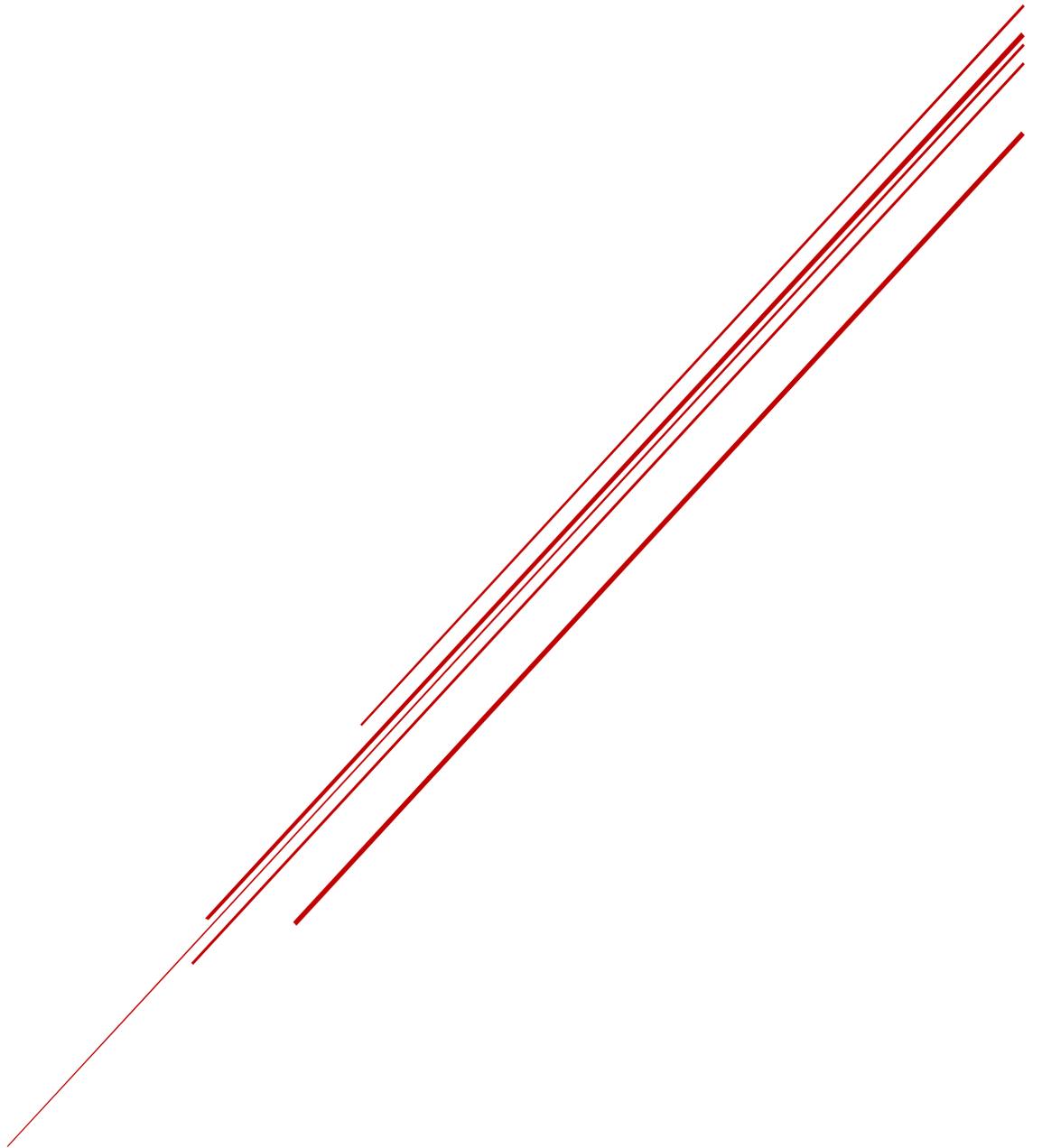
III.1	Introduction .....	60
III.2	Définition des paramètres de l'étude.....	60
III.3	Estimation des tassements par le logiciel (PLAXIS 2D) .....	61
III.3.1	Sol argileux.....	61
III.3.2	Un sol sableux .....	68
III.3.3	Interprétation des résultats.....	71
III.4	Estimation de tassement par la méthode de Harr (1966).....	72

III.4.1	Pour un sol argileux.....	72
III.4.2	Pour un sol sableux.....	73
III.4.3	Interprétation des résultats.....	73
III.5	Estimation de tassement par la méthode de Mayne et Poulos (1999).....	74
III.5.1	Sol argileux.....	74
III.5.2	Sol sableux .....	78
III.5.3	Interprétation des résultats.....	81
III.6	Schmertmann et Hartman.....	81
III.6.1	Interprétation des résultats.....	83
III.7	Comparaison entre les approches analytiques et la méthode des éléments finis.....	84
III.8	Conclusion.....	85

## **Chapitre IV : Calcul du tassement des argiles de Maringà**

IV.1	Introduction.....	86
IV.2	Présentation du site .....	86
IV.3	La description du sol.....	88
IV.4	Les paramètres de l'étude .....	89
IV.5	Estimation des tassements en se basant sur l'essai œdométrique .....	90
IV.5.1	Analyse et interprétation des résultat.....	90
IV.6	Estimation des tassements par logiciel (PLAXIS 2D).....	93
IV.7	Estimation des tassements en se basant sur l'essai de pénétromètre standard (SPT) .....	94
IV.8	Comparaison entre les résultats.....	96
IV.9	Conclusion .....	97
<b>Conclusion générale.....</b>		<b>98</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>		<b>99</b>

# INTRODUCTION GÉNÉRALE



# Introduction générale

La fondation est un élément essentiel d'un projet de construction, car la durabilité de la structure dépend de sa qualité. La fondation supporte toutes les charges permanentes, accidentelles et opérationnelles et les transmet au sol. Par conséquent, il est important de les calculer et de les exécuter très soigneusement.

Le tassement du sol sous les fondations est un problème majeur, nous obligeant à rechercher des types de fondations adaptés pour assurer la stabilité structurelle.

La fondation superficielle est une fondation faiblement encastree, transmet directement les efforts sur les couches superficielles de terrains, elle est utilisée sur un terrain qui possède des caractéristiques géomécaniques élevées et par conséquent une bonne capacité portante.

Ces recherches portent principalement sur le tassement des fondations superficielles. Ce comportement fait intervenir plusieurs paramètres, notamment les caractéristiques du sol, les caractéristiques de fondation et les conditions de l'interaction sol-fondation. Dans ce contexte les études géotechniques revêtent une importance pour la durabilité et la stabilité de ces structures. La modélisation constitue une étape importante dans l'étude géotechnique (**HASSINI, 2016**).

Dans le cadre de l'évaluation du tassement des fondations superficielles, il existe plusieurs méthodes théoriques et numériques, telles que la méthode des éléments finis.

La simulation numérique est effectuée ici en utilisant le logiciel Plaxis qui est un des logiciels utilisés classiquement dans la modélisation des problèmes en géotechnique. La version Plaxis 2D permet l'analyse en 2D des fondations, avec prise en compte de plusieurs aspects tel que la variation de certains paramètres de sol en fonction de la profondeur (Module d'Young du sol  $E_s$  par exemple) et l'hétérogénéité qui sont abondants dans la réalité.

L'objectif de ce travail de fin d'études est d'estimer les tassements d'une fondation superficielle avec les méthodes analytiques classiques en prenant des géométries différentes de la fondation et en considérant différents types du sol. Ensuite, une modélisation numérique des tassements de la fondation sera effectuée afin de comparer les résultats analytiques avec les résultats numériques obtenus.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé suivant le plan ci-dessous :

- ❖ Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique qui comprend toutes les notions de base concernant les fondations superficielles et les notions de tassement et ses types qui se manifestent sous une fondation superficielle et ses causes avec des nombreux exemples pathologiques.
- ❖ Le deuxième chapitre présente les méthodes d'estimation des tassements des fondations superficielles, on notera les méthodes de calcul qui se basent sur la théorie d'élasticité, les méthodes de calcul qui se basent sur les essais au laboratoire, les méthodes de calcul qui se basent sur les essais In-situ, la méthode de calcul

qui se base sur l'essai pressiométrique, la méthode de calcul qui se base sur l'essai de pénétromètre standard et les méthodes de calcul qui se basent sur les éléments finis.

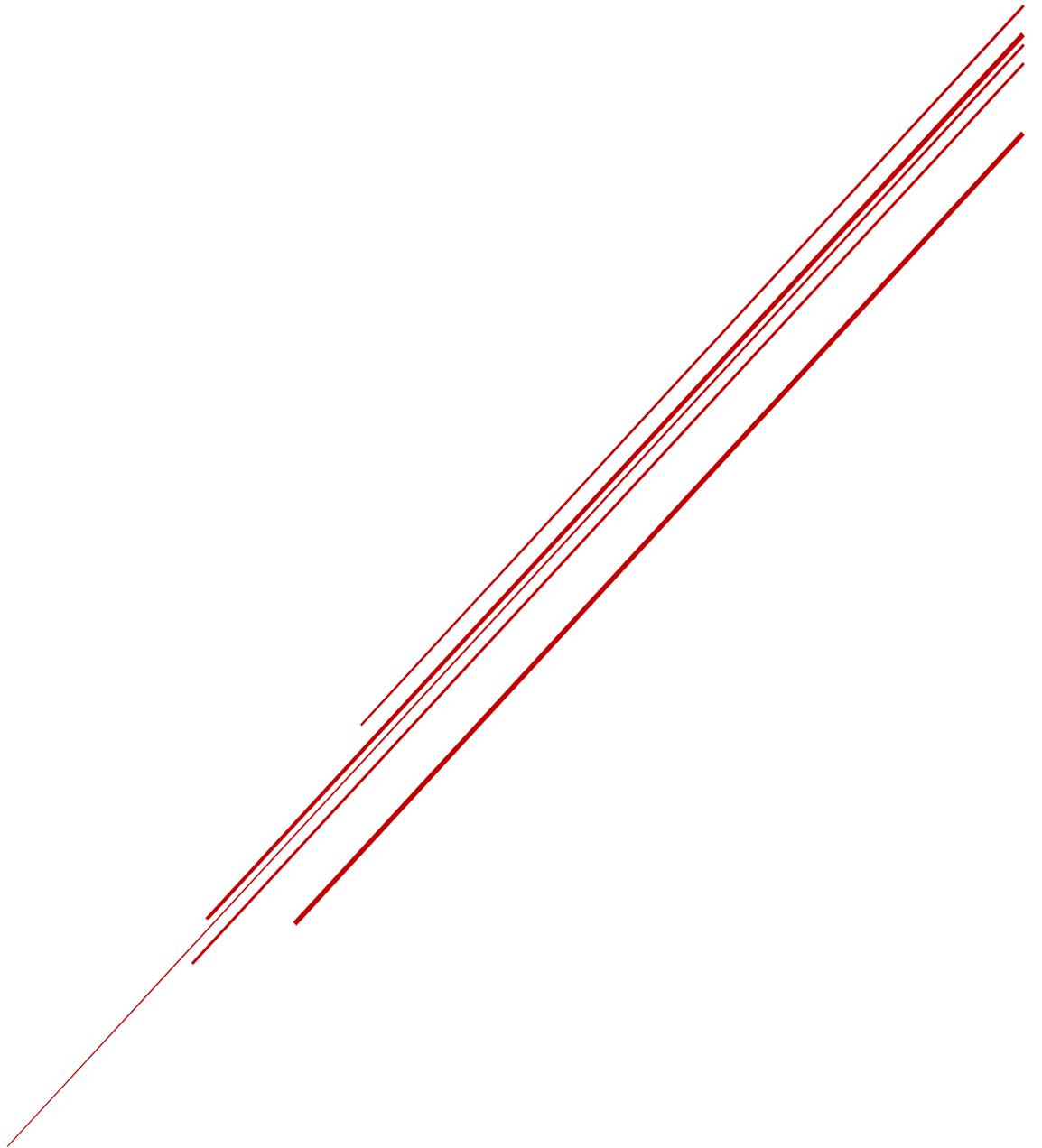
❖ Le troisième chapitre est consacré à la modélisation d'une fondation sous l'application des charges axiales et de réaliser des études paramétriques pour prédire les facteurs qui affectent son comportement et de faire une comparaison entre les méthodes de calcul. Plusieurs paramètres sont considérés : les paramètres structuraux (la largeur et l'épaisseur de la fondations) et la nature du sol (sol argileux et sol sableux).

❖ Le quatrième chapitre présente une étude de cas. Le site de la ville de Maringá en Brésil a été considéré. Dans cette partie des différentes charges ont été appliquées sur les trois fondations superficielles proposées afin d'estimer les tassements générés sous l'effet de l'effort appliqué sur la fondation suivant les approches citées dans le 2ème chapitre. L'objectif est d'effectuer une comparaison entre les méthodes afin de ressortir la meilleure approche de calcul des tassements sous une fondation superficielle

En fin nous terminerons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre étude.

# CHAPITRE I

## Généralités sur les fondations superficielles



## I.1 Introduction

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés.

Si les efforts sont reportés à la surface du sol les fondations seront dites superficielles par contre si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop inadmissibles) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

Si on désigne par  $D$  la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par  $B$  sa largeur et par  $L$  sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle :  $\frac{D}{B} \leq 4 \text{ à } 5$
- Fondation profonde :  $\frac{D}{B} \geq 10$
- Fondation semi-profonde :  $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$

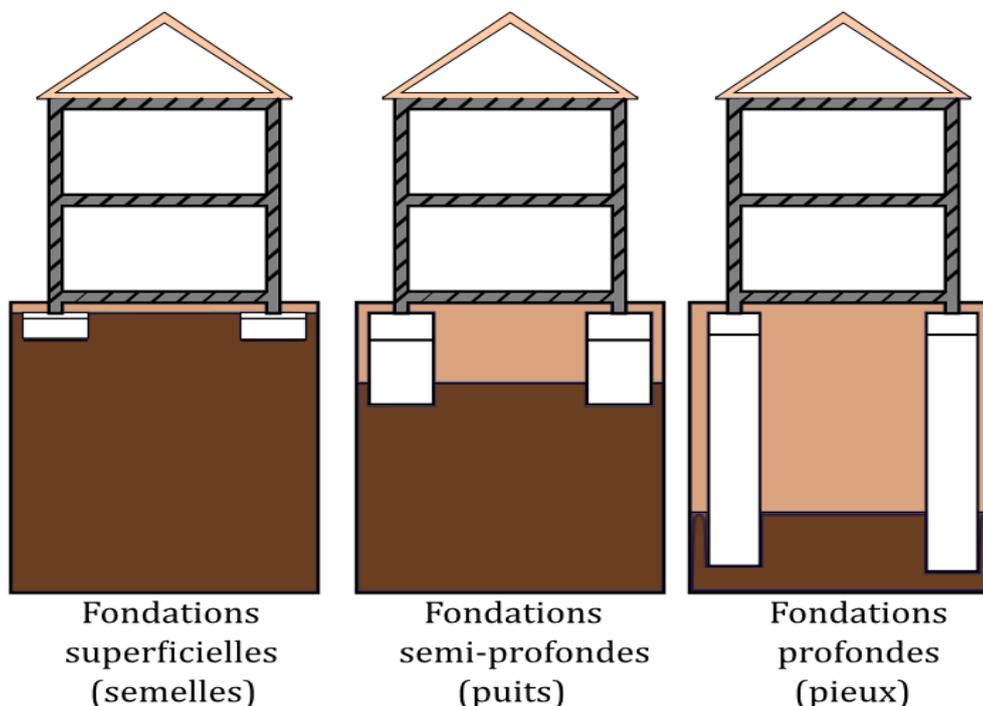


Figure I-1 : Type des fondations.

## I.2 Définition d'une fondation superficielle

La fondation superficielle, c'est une fondation faiblement encastrée, transmet directement les efforts sur les couches superficielles de terrains, elle est utilisée sur un terrain qui possède des caractéristiques géomécaniques élevées et par conséquent une bonne capacité portante, c'est le type des fondations le plus courant. Suivant la résistance du terrain, et l'importance de la structure on a choisi le type de fondation superficielle.

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont :

- ❖ B : la largeur de la fondation ;
- ❖ L : la longueur de la fondation ;
- ❖ D : l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.

Une fondation est dite superficielle si :

$$D \leq 1.5 B ;$$

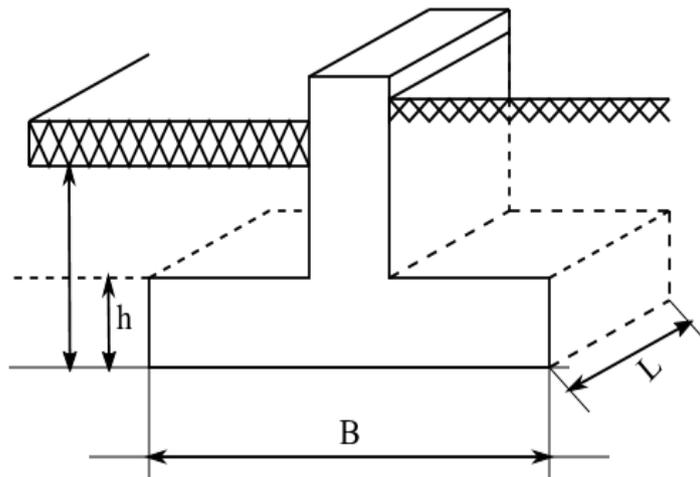


Figure I-2 : Fondation superficielle (Philipponnat & Hubert, 2007).

## I.3 Type des fondations superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles :

- ❖ Les semelles filantes ;
- ❖ Les semelles isolées ;
- ❖ Les radiers ou dallages.

### I.3.1 Les semelles filantes

Les semelles filantes encore appelées semelles continues, sont la fondation superficielle la plus courantes et généralement de largeur  $B$  modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur  $L$  ( $L/B > 10$ ).

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée, on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'élément de l'ouvrage.

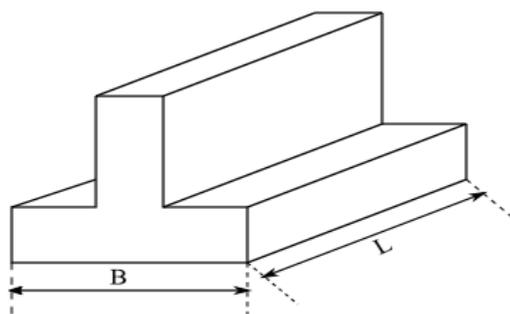


Figure I-3 : Semelle filante (Reiffsteck, 2014).

### I.3.2 Les semelles isolées

Une semelle isolée est une partie discontinue des fondations qui n'est pas (forcément) reliée à l'ensemble des fondations. C'est pour cette raison qu'elle est qualifiée d'isolée, par opposition au radier et à la semelle filante qui sont continus le long du périmètre de l'ouvrage. La semelle isolée est donc une partie ponctuelle d'un élément de la structure comme un pilier ou un poteau isolé dont la base doit reposer au sol sur un socle de fondation.

La charge de la construction (pilier, poteau...) ne doit pas forcément être parfaitement centrée sur une semelle isolée, l'important est que la semelle ponctuelle soit de dimensions suffisantes pour accueillir cette base. Sa forme peut être carrée ou rectangulaire, mais sa surface doit être supérieure à celle de la base de l'élément de structure à supporter.

Les fondations isolées, dont les dimensions en plan  $B$  et  $L$  sont toutes les deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L = 1$ ) et les semelles circulaire (de diamètre  $B$ ).

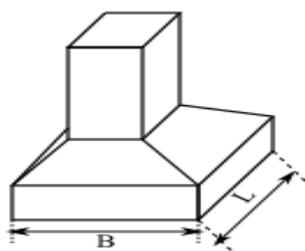
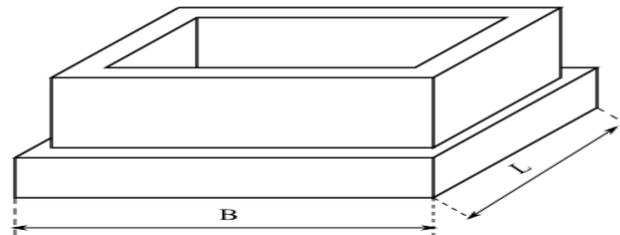


Figure I-4 : Semelle isolée (Reiffsteck, 2014).

### I.3.3 Les radiers (les dalles)

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme maçonnée qui est la base de départ d'un bâtiment qui possède des dimensions B et L importantes.

Ce système permet la répartition des charges sur un terrain peu stable. La réalisation d'un radier nécessite une étude préalable du béton armé, avec vérification du tassement général de la construction (**Pierre-Mickaël, 2017**).



**Figure I-5 :** Le radier (**Reiffsteck, 2014**).

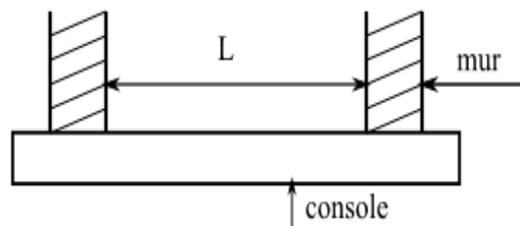
Il existe quatre types de radiers :

#### 1- Radier-dalle ou radier à dalle plate :

Convient aux charges assez faibles et aux bâtiments de petite emprise ;

Facilité et rapidité d'exécution ;

Les murs ou les poteaux viennent s'appuyer directement sur la dalle avec possibilité de renforcer les sections de béton au droit des appuis.



**Figure I-6 :** Radier à dalle plate.

#### 2- Radier nervuré :

Lorsque les charges sont importantes, pour que l'épaisseur du radier ne devienne pas excessif, on dispose des travures de poutres (nervures) pour rigidifier la dalle ; elles peuvent être disposées dans un seul sens ou dans deux ; cela dépend de la portée, de la disposition des murs ou des poteaux l'ensemble donne des alvéoles qu'il est nécessaire de remblayer si on veut utiliser le sous-sol ou faire une deuxième dalle en partie haute les poteaux et les murs portent sur les poutres.

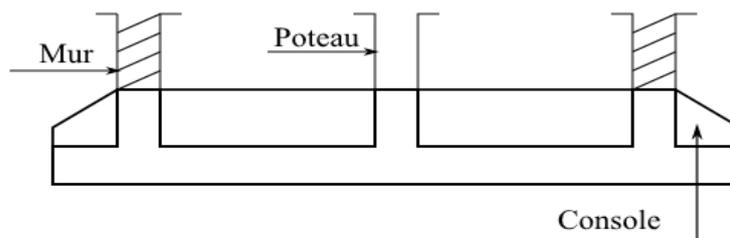


Figure I-7 : Coupe transversale d'un radier nervuré.

### 3- Radier champignon :

Dans le cas d'une construction ossature on peut traiter le radier selon le principe des planchers champignons ; il ne comporte pas de nervure, ce qui permet d'avoir une surface plate et dégagée pour de grandes portées.

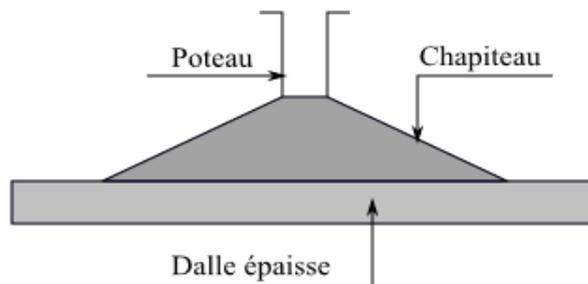


Figure I-8 : Radier champignon.

### 4- Radier voûté :

L'axe des voûtes est perpendiculaire à la grande dimension du radier. Les voûtes permettent d'augmenter les portées (distance entre les éléments porteurs) sans augmenter sensiblement l'épaisseur du radier.

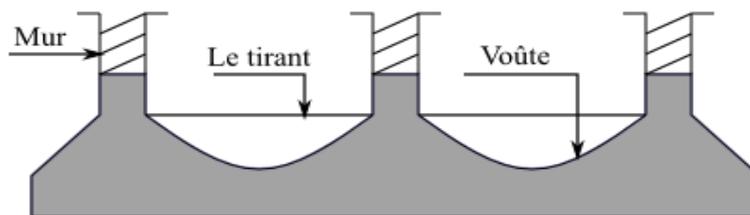


Figure I-9 : Radier voûté.

## I.4 Comportement d'une fondation superficielle soumise à une charge verticale

Sur la figure I-10 est présentée la courbe typique  $Q - s$  obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle (où  $Q$  représente la charge appliquée à la fondation et  $s$  son déplacement vertical) :

- ❖ Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire et élastique ;
- ❖ Pour des valeurs de  $Q$  suffisamment élevées, il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation ; le déplacement vertical  $s$  s'accélère ;

- ❖ À partir d'une certaine charge, il y a poinçonnement du sol (le déplacement  $s$  devient très important), le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure, il est en rupture. La force provoquant la rupture du sol est appelée la force ultime  $Q_U$ .

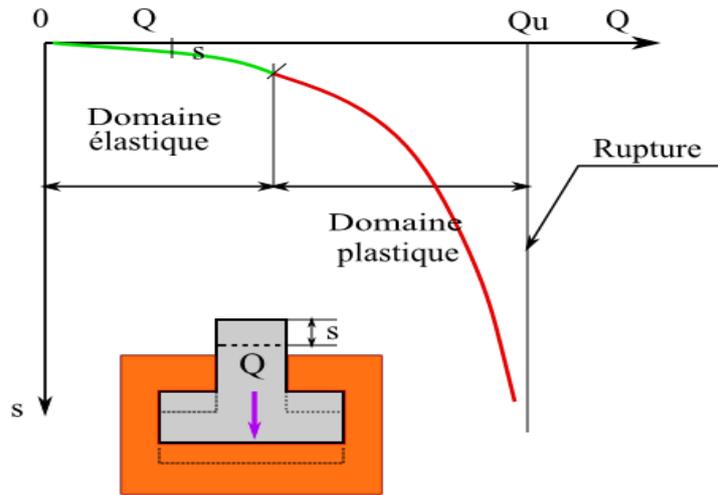


Figure I-10 : Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle (Sibille, 2018).

La figure I-11 montre de manière simplifiée le faciès de rupture du sol sous une fondation superficielle lorsque la charge  $Q_U$  ultime est atteinte. On peut distinguer trois zones :

- ❖ **Zone I** : il se forme sous la base de la semelle un poinçon de sol qui s'enfonce en refoulant le sol de part et d'autre jusqu'à la surface ;
- ❖ **Zone II** : le sol de cette zone est refoulé vers la surface, il est entièrement plastifié (rupture par cisaillement sur des facettes orientées de manière complexe), et subi des déplacements importants ;
- ❖ **Zone III** : les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne mettent pas le sol en rupture.

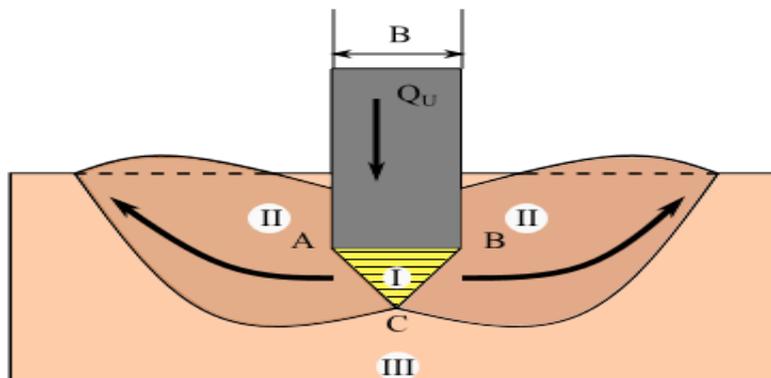


Figure I-11 : Représentation du faciès de rupture du sol sous une fondation superficielle. (Sibille, 2018).

## I.5 La réalisation et les conditions de mise en œuvre des fondations superficielles

Les étapes de la réalisation d'une fondation superficielle sont donc les suivantes :

- a) **L'implantation** : Elle consiste à délimiter la surface que va couvrir la construction. Dans l'idéal, il faut effectuer au préalable une étude de sol
- b) **Décapage et préparation du sol** : on retire une couche appelée « terre végétale » qui sera stockée en un lieu précis sur le chantier, en vue de son utilisation à la fin des travaux, pour aménager les abords de la construction.



**Figure I-12** : Préparation de chantier et décapage de la terre végétale.

- c) **Le terrassement** : A ce niveau, l'on procède, après vérification de la stabilité du terrain aux fouilles, au nivellement du terrain et à la pose des canaux d'évacuation. Ces différentes opérations sont effectuées à une profondeur convenable afin d'éliminer tout risque de gel qui pourrait affecter la stabilité de la construction



**Figure I-13** : Creusement d'une tranchée pour fondation semelle filante.

d) **Coulage du béton de propreté** : il permet de prévenir les nuisances boueuses et de protéger les armatures contre la rouille.



Figure I-14 : Coulage d'un béton de propreté en fond de fouille d'une fondation.

e) **Ferraillage de la fondation** : C'est l'étape de la mise en place des armatures ou du fer qui va renforcer le béton.



Figure I-15 : Ferraillage d'une semelle filante

f) **Coulage du béton dans les tranchées de fondation** : Elle consiste à recouvrir le coffrage ou le ferraillage du béton préparé, qui sera étalé sur toute la surface de la fondation.



Figure I-16 : Coulage du béton dans les tranchées de fondation.

## Les conditions de mise en œuvre

- ❖ Les terrassements se font à la pelle mécanique (rarement à la main) ;
- ❖ L'implantation des ouvrages doit être parfaite avant les terrassements. ;
- ❖ On évitera le terrassement par temps de pluie. ;
- ❖ L'assise doit être horizontale (redans si nécessaire) ;
- ❖ Mise en œuvre d'un béton de propreté ;
- ❖ Calage des aciers.

## I.6 Avantages et inconvénients des fondations superficielle

Dans les constructions, on peut toujours citer quelques avantages et inconvénients concernant les matériaux, l'ouvrage proprement dit ou les mises en œuvre. Voici donc en quelques lignes d'une part les avantages et d'autre part les inconvénients de ce type de fondation

### Les avantages :

- ❖ Les fondations superficielles sont assez simples à réaliser. Vous n'avez pas besoin de creuser trop profondément le sol et coûte moins cher par rapport aux autres techniques ;
- ❖ Assurent la transmission et la répartition des charges supportées par l'ouvrage dans le sol ;
- ❖ Elles sont constituées par des semelles ayant une plus grande largeur que l'élément supporté, pour que le taux de compression de sol ne dépasse pas le taux de compression admissible.

### Les inconvénients :

- ❖ Tassements excessifs pouvant entraîner des défauts ou ruptures dans la structure porté
- ❖ Elles sont limitées en termes de dimension ;
- ❖ Interaction sol-Structure : le tassement du terrain sous la fondation dû à l'application des charges peut amener une déformation de la structure pouvant avoir des conséquences sur sa résistance. C'est ce qu'on appelle l'interaction sol-structure ;
- ❖ Elles sont de faible profondeur, et sont ainsi adaptées aux constructions situées sur un bon terrain qui ne nécessite pas des renforts particuliers au niveau de fondations.

## I.7 Problèmes posés par un projet de fondation superficielle

### I.7.1 Méthode de calcul

Un projet de fondation nécessite en premier lieu un calcul de mécanique des sols qui consiste à un :

- a) Calcul à la rupture concernant le massif du sol sous la fondation qui utilise la théorie de la plasticité parfaite en introduisant un coefficient de sécurité  $F_s = 3$ .

On notera qu'il y a lieu de se préoccuper du comportement à court terme et à long terme.

b) Calcul des tassements sous les fondations : le niveau de fondation ayant été décidé, on calcule la contrainte admissible du sol. On calcule également le tassement prévisible sous la fondation. On vérifie que le tassement prévisible est inférieur ou égal au tassement admissible

### I.7.2 Problèmes généraux liés à l'étude d'un projet de fondation

Il est impératif de connaître des renseignements très précis sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant les terrains de fondation, la reconnaissance géotechnique du terrain n'est pas limitée uniquement sur les sondages, il existe d'autres méthodes d'investigation.

### I.7.3 Autres problèmes

- a) Effet du gel : il faut encasturer la fondation à une profondeur convenable, afin de la protéger contre l'effet du gel.
- b) Fondation sur terrain en pente : il faut vérifier en premier lieu que les charges n'entraînent pas de mouvement de l'ensemble du terrain.
- c) Construction adjacente : si on envisage de réaliser des fondations à un niveau plus bas que celui des fondations des anciens bâtiments il faut utiliser soit :

- **La technique de reprise en sous-œuvre**

- 1 - Les fondations d'un bâtiment en construction doivent descendre au niveau de celles du bâtiment voisin existant (1).
- 2- Les fondations du bâtiment voisin doivent être descendues au niveau du bâtiment en construction. On parle alors de reprise en sous-œuvre (2).

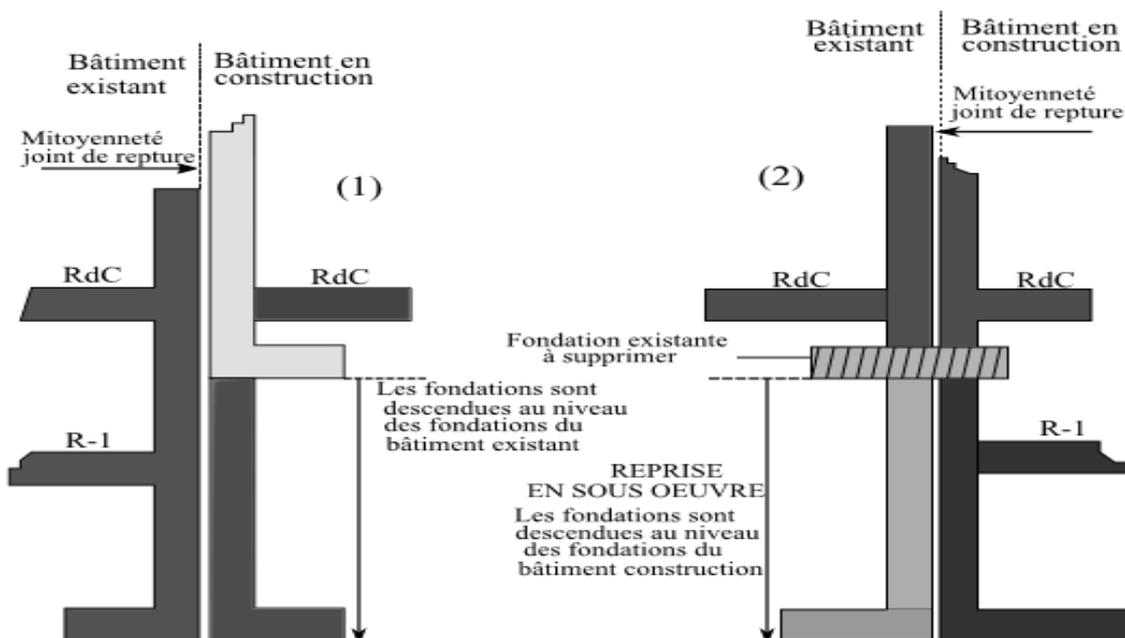


Figure I-17 : Reprise en sous œuvres des fondations superficielles (Bourokba Mrabent, 2016).

### • Les parois moulées

La paroi moulée est un écran vertical en béton armé ou non, coulé directement dans une tranchée profonde sans drainage ni coffrage. Les dimensions de cet écran peuvent avoir les grandeurs suivantes :

- ❖ Épaisseur : de 0,5 à 1,5 m.
- ❖ Profondeur : de 10 à 20 m, jusqu'à 90 m.
- ❖ Largeur : de 3 à 5 m.

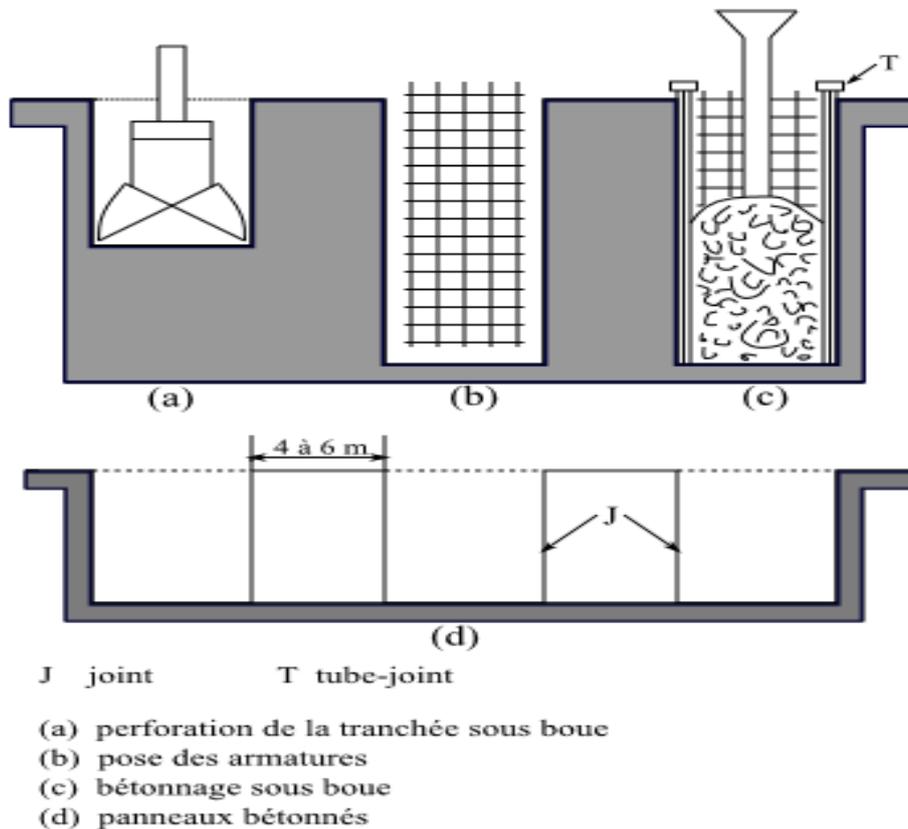


Figure I-18 : Réalisation des parois moulées et exemple d'application

## I.8 Définition du tassement

Le tassement est le déplacement vertical descendant d'un ouvrage. Il s'agit d'un phénomène d'interaction sol/fondation qui se manifeste soit à cause de l'action de la fondation sur le sol, par le biais des surcharges qui lui sont transmises, soit à cause de l'action du sol sur la fondation, comme c'est le cas de l'effet de la proximité d'un nouvel ouvrage, L'amplitude du tassement du sol dépend de sa nature, des conditions de drainage, du temps, des charges appliquées, de la géométrie ... (Bouafia ,2009).

## I.9 Les composantes de tassements

Le tassement  $s$  d'une fondation est en général la résultante de trois composantes qui ne se manifestent pas simultanément, telles que :

$$s = s_i + s_c + s_f \text{ (Bouafia ,2009).}$$

Où :

$s$  = Tassement total.

$s_i$  = Tassement immédiat (instantané).

$s_c$  = Tassement de consolidation primaire.

$s_f$  = Tassement de consolidation secondaire (tassement de fluage).

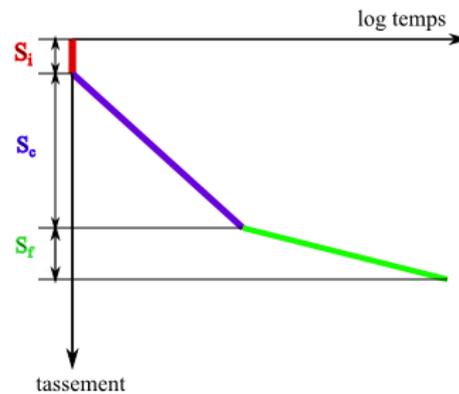


Figure I-19 : Les composantes de tassements.

### I.9.1 Tassement immédiat (instantané)

Le tassement  $s_i$ , dit tassement immédiat (instantané), est indépendant du temps, manifeste dans le début du chargement, suite à une déformation du sol à volume constant. Dans les sols fins saturés, il s'agit d'un tassement correspondant à un comportement non drainé. Ce type de tassement est prépondérant dans les sols pulvérulents et les sols non saturés (Bouafia, 2009).

L'évaluation de tassement immédiat est généralement basée sur la théorie d'élasticité.

### I.9.2 Tassement de consolidation primaire

Le tassement  $s_c$ , dit tassement de consolidation primaire, est causé par une consolidation primaire du sol. Il est prépondérant dans les sols fins saturés tels que les limons, les argiles saturées, l'argile sableuse, l'argile limoneuse, la marne...etc.

L'évaluation du tassement de consolidation est généralement basée sur un essai de laboratoire, l'essai de consolidation œdométrique (Bouafia, 2009).

### I.9.3 Tassement de consolidation secondaire (tassement de fluage)

Le tassement  $s_f$ , dit tassement de consolidation secondaire (tassement de fluage), ce tassement intervient après qu'a cessé tout excès de pression interstitielle, c'est à dire à la fin de tassement primaire, dans laquelle la déformation du sol évolue lentement sous des contraintes effectives constantes dans le

temps. On décrit ce phénomène comme un réarrangement lent des grains sous des contraintes stationnaires. Ce tassement est prépondérant dans les sols organiques, les argiles molles, les vases et les tourbes (**Bouafia, 2009**).

Différentes méthodes de calcul permettent d'approcher la valeur de ce tassement secondaire à partir des résultats d'essai œdométrique.

Cependant, on rappellera que le phénomène de la compression secondaire ne peut pas être dissocié en fait de celui de la consolidation primaire, et que leur importance relative dépend du sol étudié et de sa puissance. On retiendra que dans les couches épaisses dont la consolidation primaire est importante, on a généralement tendance à négliger la compression secondaire.

## I.10 Type des tassements qui se manifestent sous une fondation superficielle

### I.10.1 Le tassement uniforme

Le tassement uniforme, que nous voyons dans la figure I-20 appelé aussi tassement absolue c'est un tassement qui est constant sur la surface chargée, ce type de tassement est peu préjudiciable surtout si l'ouvrage possède une certaine raideur et il pourrait être non gênant lorsqu'il n'est pas trop important mais le problème que nous avons sur ce tassement c'est son raccordement avec les éléments extérieurs donc, lui il ne subit pas de dégâts sur ces éléments structurels car il va tasser de la même façon c'est comme un bloc monolithique mais le raccordement avec les éléments extérieurs qui sera menacé.

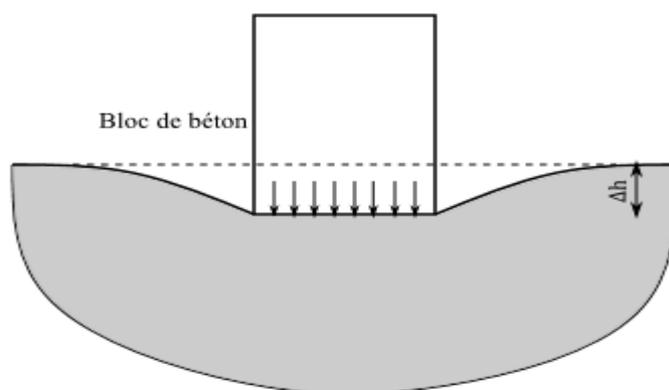


Figure I-20 : Tassement uniforme.

### I.10.2 Le tassement différentiel

Il est défini comme étant la différence du tassement entre deux points différents de la surface chargée qui va provoquer un basculement de l'ouvrage, ce type de tassement est le plus redoutable car il peut créer des désordres graves à savoir basculement ou carrément renversement des constructions, il provoque aussi une augmentation importante des structures hyper statiques.

Les tassements différentiels lorsqu'ils sont importants ils provoquent des déformations graves comme par exemple la dislocation de maçonnerie, des fissurations dans le béton, et ils pourraient provoquer aussi une rotation de l'ensemble de l'ouvrage (une inclinaison de tout l'ouvrage par rapport à la verticale)

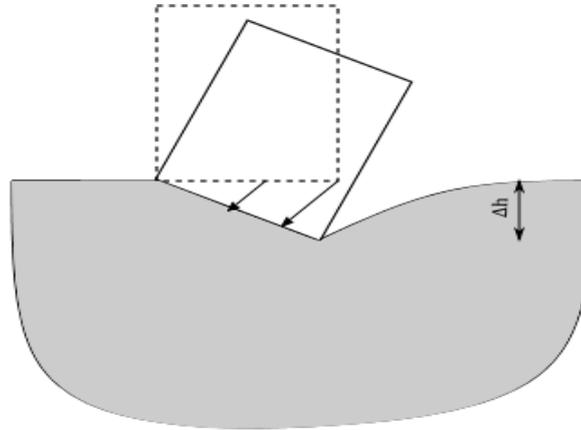


Figure I-21 : Tassement différentiel.

Les tassements différentiels peuvent avoir plusieurs origines :

**Origine liée au chargement**

- ❖ Inégalité de l'intensité des charges d'un appui à l'autre ;
- ❖ Aires des surfaces chargées différentes d'un appui à l'autre.

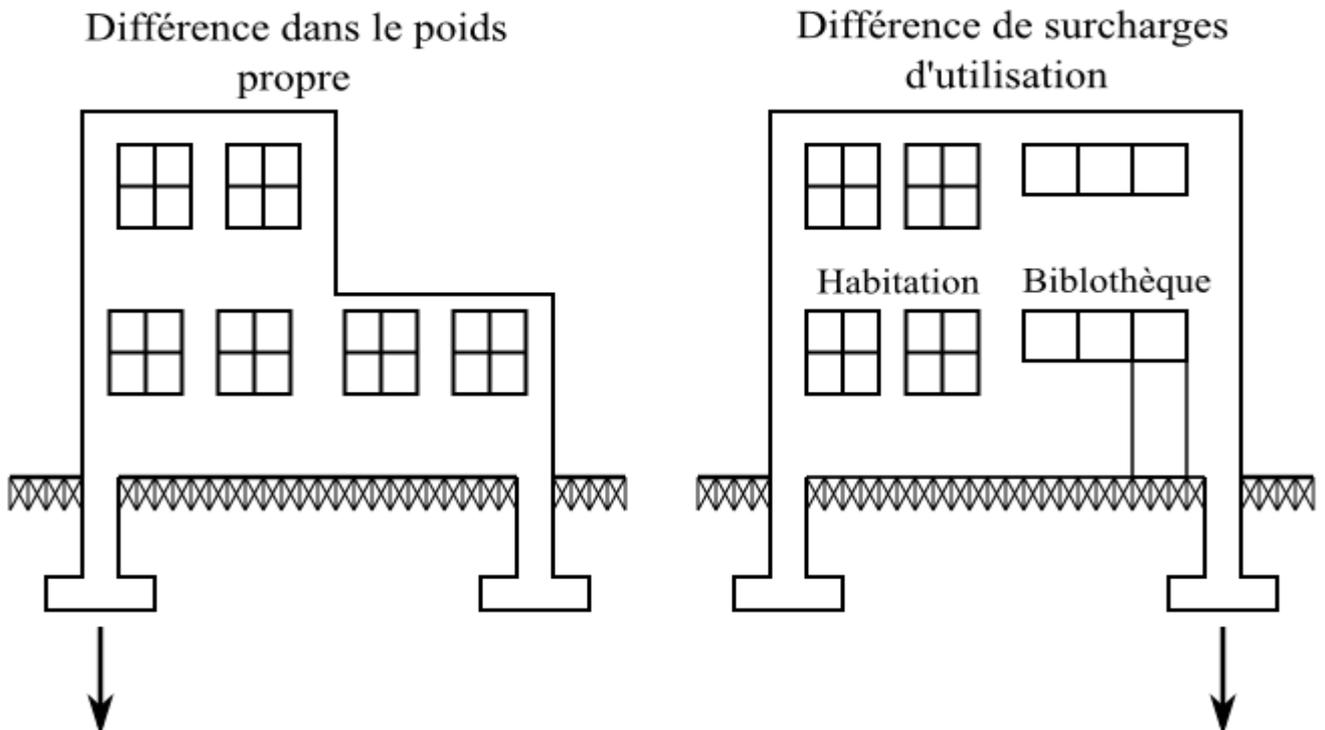


Figure I-22 : Origine de tassement différentiel liée au chargement.

### Origine liée aux appuis

- ❖ Géométrie des appuis (dimensions, profondeur) ;
- ❖ Rigidité des appuis.

### Origine liée au site

- ❖ Variations des caractéristiques géométriques des couches ;
- ❖ Variabilité de lithologie

## I.11 Causes des tassements sous une fondation superficielle

Les pathologies des fondations superficielles peuvent avoir plusieurs causes (**Bustamante et al, 2003**), qui peuvent se combiner le cas échéant. Ces causes sont imputables :

- ❖ Aux sols gonflants ;
- ❖ À la compressibilité des sols mous et aux phénomènes de subsidence régionale ;
- ❖ À la nature de sol d'assise hétérogène : un côté sur de l'argile et un autre côté sur du calcaire ou présence de points durs (roches) et de points mous (compressibles comme du remblai non compacté) ;
- ❖ À la construction sur remblais de sol instables comme un ancien dépôt de gravats, le rebouchage d'un ancien passage souterrain ou d'une carrière ;
- ❖ À la proximité de racines, la présence d'une source souterraine, la configuration topographique (dénivelés, pente importante) ;
- ❖ Importance des surcharges ;
- ❖ À la présence de karsts et aux conséquences des travaux et exploitations souterrains ;
- ❖ Aux risques sismiques, à cause de la liquéfaction de sol (concerne le plus souvent des couches de sol mou à dominante sableuse et saturé en eau) provoquée par le séisme ;
- ❖ Enfin, à des facteurs aussi divers que le vieillissement des matériaux constitutifs, les destructions occasionnées par la végétation, mais aussi les polluants d'origine industrielle ou organiques naturels.

## I.12 Quelques cas pathologiques des tassements

### I.12.1 Tassement excessif 3 mètres de Palais des Beaux-Arts « MEXICO CITY » 1932

Le palais des Beaux-Arts, projeté par A. Boari et commencé en 1904, constitue un cas remarquable de pathologie. Il fut élevé sur l'emplacement d'une ancienne église espagnole, fondée sur pieux de bois.

Sans tenir compte de cette particularité, il fut décidé de fonder le palais en raison de son poids très élevé, sur un radier de béton d'épaisseur variable, comprise entre 1,8 et 3,0 m ; d'où une pression au sol à 120 kPa, une partie importante étant imputable au poids propre du radier.

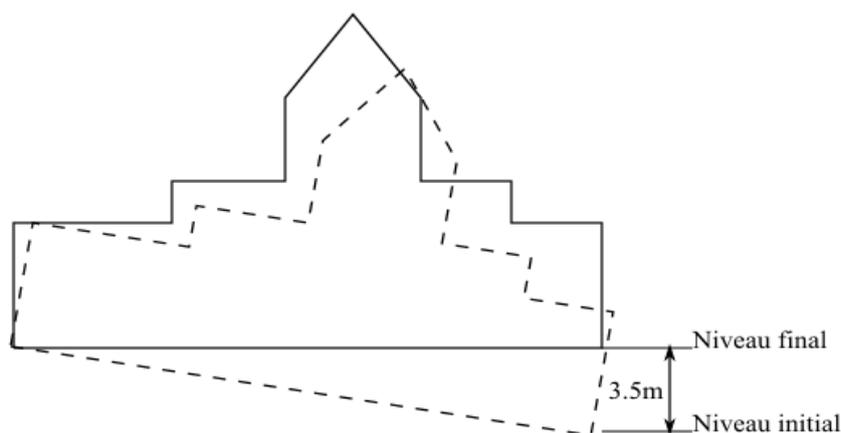
Les premiers tassements différentiels, de l'ordre de 38 mm, apparurent lors du bétonnage du radier. Des mesures de nivellement révélèrent que l'édifice tassait à raison de 43 mm par mois, alors que se produisait simultanément le soulèvement d'une pergola voisine. En dépit de l'opinion du directeur des travaux, qui proposait de casser le radier et d'édifier une structure plus légère, une commission ministérielle décida de ceinturer le Palais avec un rideau de palplanches pour parer à toute éventualité de fluage latéral, et d'injecter sous le radier l'équivalent de 70.000 sacs de ciment et environ 1.300 m<sup>3</sup> de sable. Après ces premiers travaux confortatifs, le tassement du Palais fut ramené à 11 mm par mois et le soulèvement de la pergola s'en trouva ralenti (**Bustamante et al, 2003**).



**Figure I-23** : Palais des beaux-arts 'MEXICO CITY' 1932.

### I.12.2 Tassement différentiel du Temple des capucines « MEXICO CITY » 1787

La figure I -24 montre les tassements différentiels d'un autre monument célèbre de la Cité de Mexico, le Temple des Capucines, construit par les Espagnols en 1787. Il s'agit d'un édifice dont la maçonnerie est liée au mortier de chaux. Des fissures étant apparues au niveau des fondations, dans les murs, les voûtes et le dôme, il fut décidé de procéder à la réparation générale du monument. Les fissures les plus importantes furent lavées sous pression, puis injectées avec des mortiers sans retrait. Les murs furent consolidés et le dôme ceinturé avec des câbles acier et sa base équipée d'un chaînage.



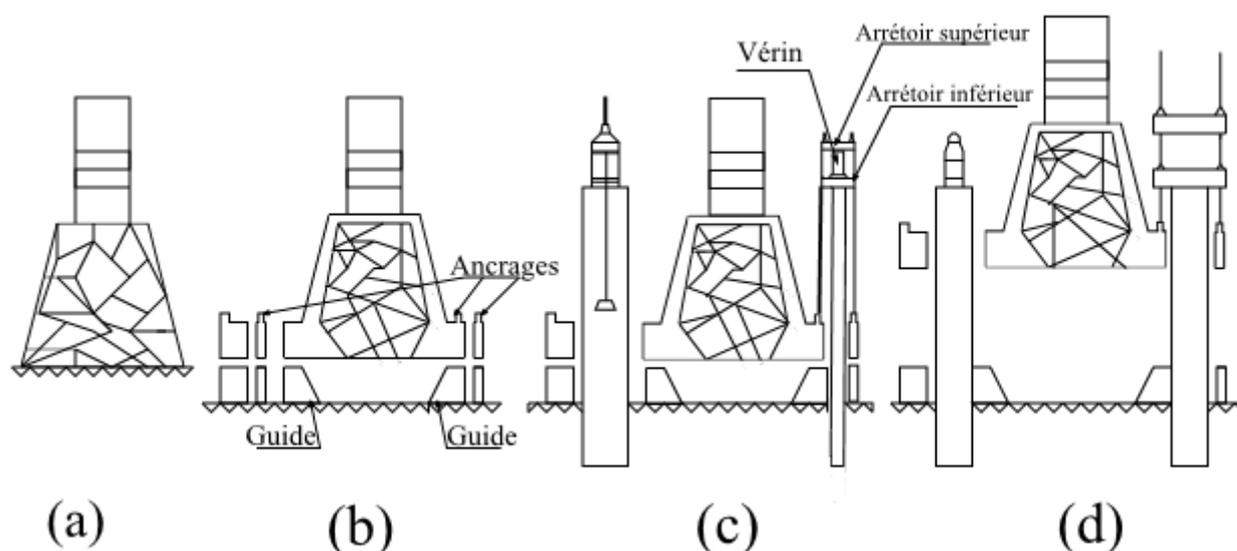
**Figure I-24 :** Tassement différentiel du Temple des Capucines – Mexico (**Bustamante et al, 2003**).

On procéda ensuite au redressement du Temple par l'intermédiaire de 159 pieux de contrôle, encastrés entre 15 et 30 m de profondeur.

La figure I -25 montre les phases caractéristiques ayant permis le relevage et la remise à niveau du Temple :

- a) géométrie de la fondation originale en maçonnerie ;
- b) enrobage de la fondation avec un corset de béton armé;
- c) pieux de contrôle avec leurs vérins et leur cadre de relevage ;
- d) processus de veinage avant le calage de l'ensemble .

On rappelle que les pieux de contrôle, qui constituent une solution de fondation courante à Mexico, comportent un dispositif de vérinage, de régulation de la charge appliquée en tête du pieu et de blocage, une fois la cote de remise à niveau atteinte. Pour le Temple des Capucines, les pieux de contrôle ont été implantés parallèlement aux piliers et aux murs (Fig. I -25). Après le relevage des anciennes fondations et leur remise à niveau, on a procédé à l'installation d'un calage entre le sol et les fondations en suspension puis l'ensemble a été bétonné avec les piliers. Les pieux à charge contrôlée ont été laissés en place, en vue de futures opérations de relevage (**Bustamante et al, 2003**).



**Figure I-25** : Phases de relevage à l'aide de pieux de contrôle (Cité de Mexico, Temple des Capucines) (Bustamante et al, 2003).

### I.12.3 Tassement différentiel de tour de Pise Italie 1173

La construction de cette tour fut commencée en 1173 par « Bonnano Pisano », et achevée en 1350. De forme cylindrique, elle comporte 8 étages de 207 colonnes superposées et une hauteur de 54.60 m. La fondation repose sur une couche de sable argileux de 4 m d'épaisseur, surmontant du sable. Ce dernier surmonte une couche d'argile molle. La pression transmise au sol en cas de la verticalité est de  $514 \text{ KN/m}^2$  et de  $916 \text{ KN/m}^2$  au maximum après son inclinaison. Il s'agit d'un exemple concret de tassement différentiel dû à la consolidation lente de l'argile molle, cette dernière n'étant pas homogène. Actuellement, on note une vitesse de tassement d'environ 1 mm/an. Le tassement de la partie penchée a atteint 150 cm (Bouafia, 2016).

Inclinaison de la tour au fil des années :

- 1350 : 1,47 degré ;
- 1817 : 3,99 degrés ;
- 1993 : 5,66 degrés ;
- 2006 : 4,72 degrés ;
- 2008 : 4,19 degrés.

Un système de refroidissement a été mis en place en 1995 mais malheureusement cela a augmenté son inclinaison. En 1998/1999 des piliers ont été mis en place pour renforcer les fondations,  $60 \text{ m}^3$  d'argiles sont retirés du dessous de la tour, et l'intérieur de la tour s'est vu poser une armature pour la stabiliser. A partir de 2013 la tour a commencé à se redresser sans la moindre intervention. En 2018 elle se serait redressée d'environ 4 cm.



Figure I-26 : Tassement différentiel de la tour de pise 1173.

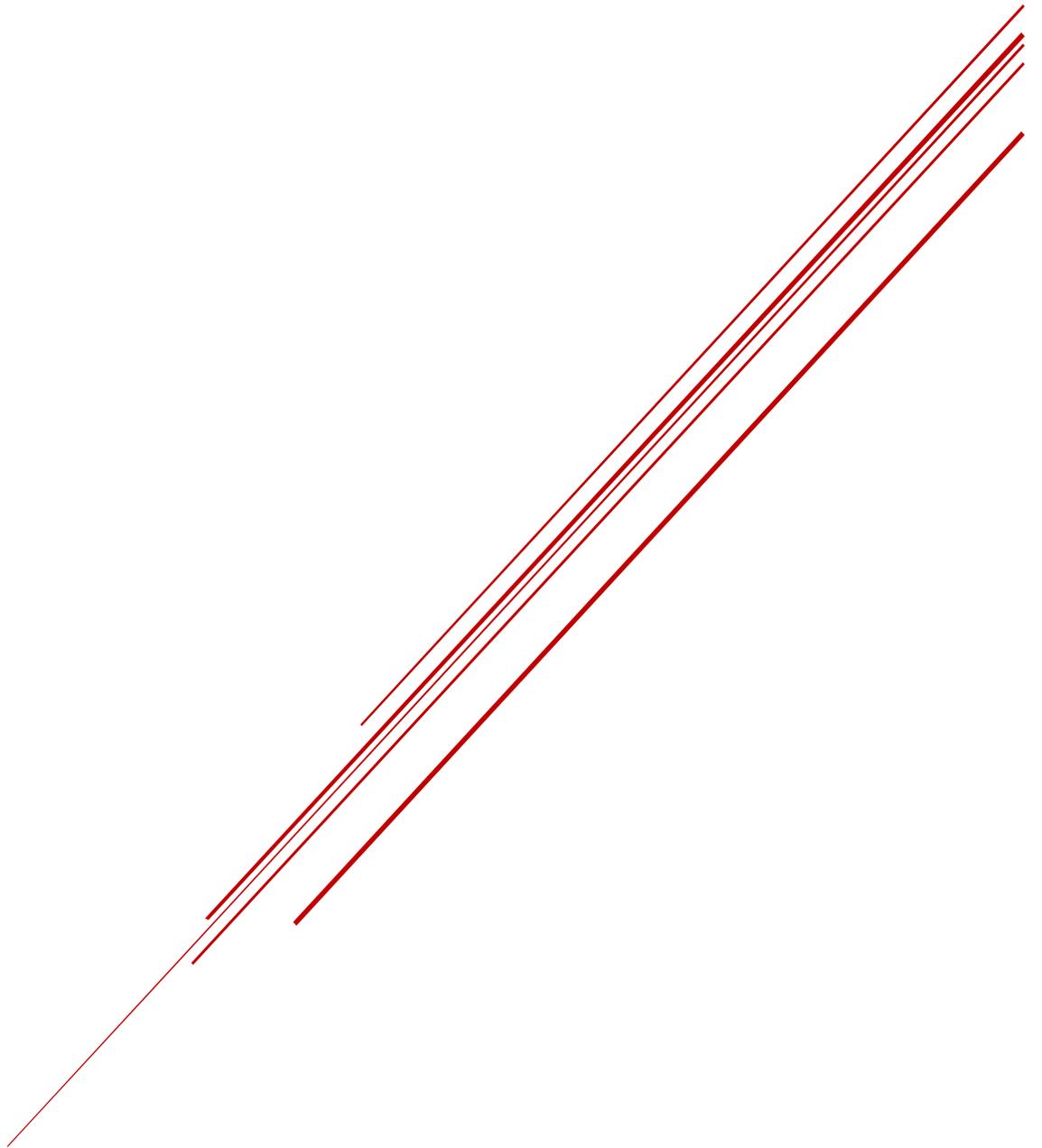
### I.13 Conclusion

À la lumière de cette recherche bibliographique, nous pouvons conclure ce qui suit :

- La fondation d'un ouvrage est l'élément de liaison fondamental entre celui-ci et le sol, elle a pour fonction de transmettre à ce dernier des charges et des surcharges engendrées par la construction en service. Une fondation est considérée comme superficielle lorsque le rapport  $D/B$  est faible, et surtout lorsque la justification de la fondation ne prend en compte que la résistance du sol sous le niveau d'assise. La nature de rupture et la distribution des contraintes dans le sol à la charge ultime est en fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité de la semelle et la compressibilité relative du sol.
- La détermination de tassement des fondations est l'un des problèmes les plus importants de physique des sols, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture de sol. Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble, et pour empêcher l'apparition des fissures localisées rendraient l'ouvrage inutilisable.

# CHAPITRE II

Méthodes d'estimation des tassements des  
fondations superficielles



## II.1 Introduction

Lorsqu'un sol est soumis à des charges (fondations, remblais, digues, barrages, murs de soutènement, etc.) il se produit des déformations dans le milieu. Comme ces charges sont le plus souvent verticales, ces déformations sont particulièrement marquées dans la direction même des forces appliquées qui s'ajoutent à la pesanteur : les déformations verticales du sol prennent alors le nom de tassement. La détermination de tassement des fondations est l'un des problèmes les plus importants de physique des sols. Il existe trois grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

- ❖ Méthodes de calcul qui se basent sur la théorie d'élasticité ;
- ❖ Méthodes de calcul basées sur les essais au laboratoire ;
- ❖ Méthodes de calcul basées sur les essais In-situ.
- ❖ Méthodes de calcul basées sur les éléments finis (Plaxis 2D).

Dans ce chapitre nous mentionnerons quelques-unes des méthodes et les détaillerons.

## II.2 Méthodes de calcul qui se basent sur la théorie d'élasticité

Un certain nombre de solutions ont été suggérées pour calculer le tassement des fondations superficielles basé sur des méthodes élastiques. Ce titre du mémoire traite de l'approche élastique généralisée basée sur la théorie de l'élasticité et ses modifications.

### II.2.1 Méthode de Harr (1966)

Harr (1966) a proposé :

- Fondation Flexible

Au coin de la fondation

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \nu^2) \frac{\alpha}{2} \quad (\text{II} - 1)$$

Au centre de la fondation

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \nu^2) \alpha \quad (\text{II} - 2)$$

Au milieu

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \nu^2) \alpha_{av} \quad (\text{II} - 3)$$

- Fondation rigide

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \nu^2) \alpha_r \tag{II - 4}$$

D'où :

$E_s$  = Module d'élasticité du sol ;

$B$  = Largeur de la fondation ;

$L$  = Longueur de fondation ;

$\nu$  = Coefficient de Poisson du sol ;

$\alpha$  = la forme et de la flexibilité de la fondation et l'emplacement des points concernés.

- Fondation souple : au centre  $\alpha' = \alpha$  , en coin  $\alpha' = \alpha / 2$ , moyenne  $\alpha' = \alpha_{ave}$  ;
- Fondation rigide :  $\alpha' = \alpha_r$ .

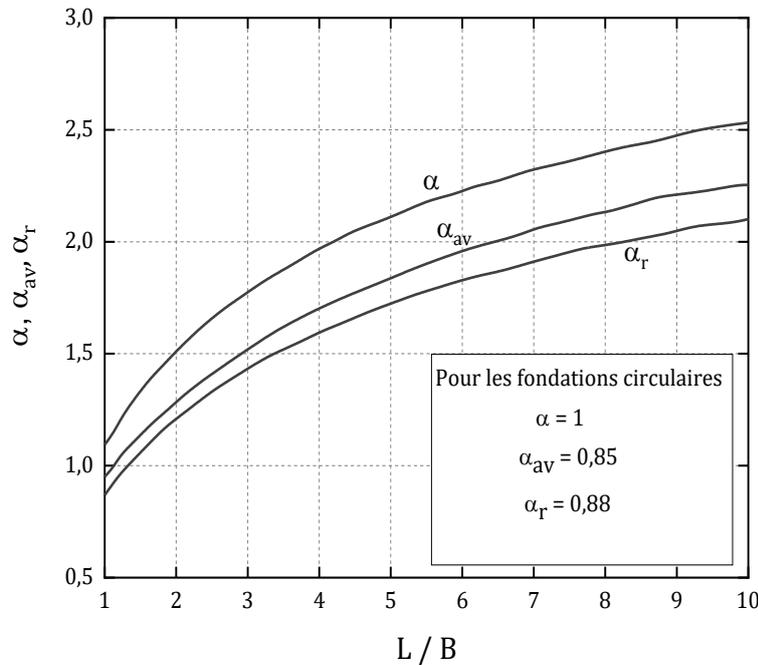


Figure II-1 : Les valeurs de  $\alpha$ ,  $\alpha_{av}$  et  $\alpha_r$ .

### II.2.2 Méthode de Schmertmann et Hartman (1978)

Schmertmann 1970 a proposé une méthode pour calculer les tassements des fondations superficielles sur les sables en subdivisant la zone compressible sous la semelle en couches individuelles et en additionnant le tassement de chaque sous-couche. La méthode repose fortement sur une répartition des déformations verticale supposée qui se développe sous la semelle, où  $B$  est la largeur de la fondation, qui montre l'approximation de la déformation diagramme d'influence développé par Schmertmann pour calculer le tassement sur une zone d'influence égale à  $2B$  sous la fondation (Hassan, 2017).

Le tassement du sable granulaire peut également être évalué par l'utilisation du facteur d'influence de déformation semi-empirique proposé par Schmertmann et Hartmann 1978, de ce que le diagramme d'influence des déformations doit être construit pour chaque cas individuel. Ses dimensions sont basées sur la forme de la semelle, telle que mesurée par le rapport longueur / largeur, L/B, et l'intensité de chargement net, q. Le diagramme varie des semelles carrées aux semelles plates, où L/B = 1 à L/B = 10, respectivement.

Une autre différence par rapport à la méthode de 1970 est le calcul du module d'élasticité pour chaque couche de sol. Ceci est également basé sur L / B ainsi que les valeurs de CPT ou SPT (**Hassan, 2017**).

$$s = C_1 C_2 q_n \sum_{i=1}^{i=n} \left( \frac{I_z}{E_s} \right)_i \Delta z_i \tag{II - 5}$$

Où :

C<sub>1</sub> = facteur de correction pour l'enfoncement de la fondation ;

$$C_1 = 1 - 0,5 \frac{q_0}{q_n} ; \tag{II - 6}$$

C<sub>2</sub> = facteur de correction pour tenir compte du fluage dans le sol ;

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \frac{t}{0,1} \rightarrow t = \text{temps en années} ; \tag{II - 7}$$

E<sub>si</sub> = module du sol pour la couche i, recommandé en utilisant une moyenne pondérée de E<sub>s</sub> ;

$$E_s = 2,5q_c \text{ (pour fondations carrées et circulaires)} ; \tag{II - 8}$$

$$E_s = 3,5q_c \text{ (pour les fondations en bandes)} ; \tag{II - 9}$$

q<sub>c</sub> = résistance à la pénétration du cône ;

$$E_{s(\text{rectangle})} = \left( 1 + 0,4 \log \frac{L}{B} \right) \times E_{s(\text{carrée})} ; \tag{II - 10}$$

E<sub>s</sub> = Module de Young du milieu élastique ;

I<sub>zi</sub> = facteur d'influence de la déformation pour la couche i ;

q<sub>n</sub> = L'intensité de la charge uniformément répartie à la base de la fondation ;

$$q_n = q_u - \gamma D_f ; \tag{II - 11}$$

q<sub>u</sub> = Stress au niveau de la fondation ;

Δz<sub>i</sub> = épaisseur de couche de constante E<sub>si</sub> ;

i = la couche i ;

n = nombre total de couches .

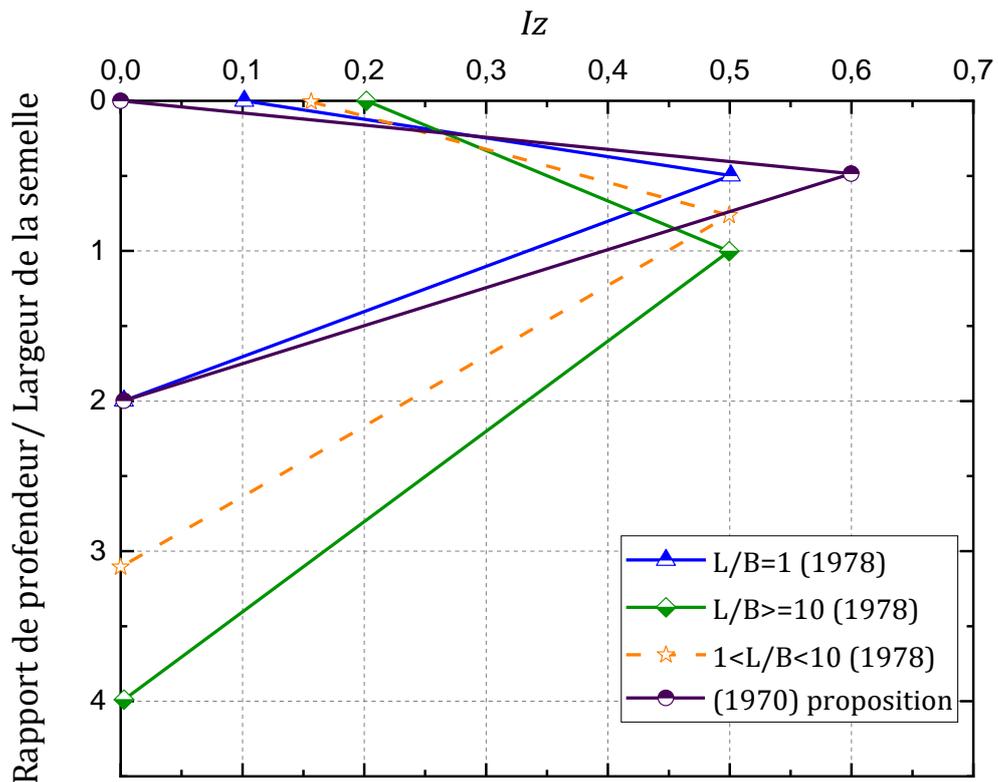


Figure II-2 : graphique de variation de  $I_z$  en fonction de la profondeur  $z$ .

La variation du facteur d'influence de la déformation avec la profondeur sous la fondation est illustrée dans la figure II -3.

Notez que, pour les fondations carrées ou circulaires :

$$I_z = 0,1 \text{ à } z = 0$$

$$I_z = 0,5 \text{ à } z = 0,5B$$

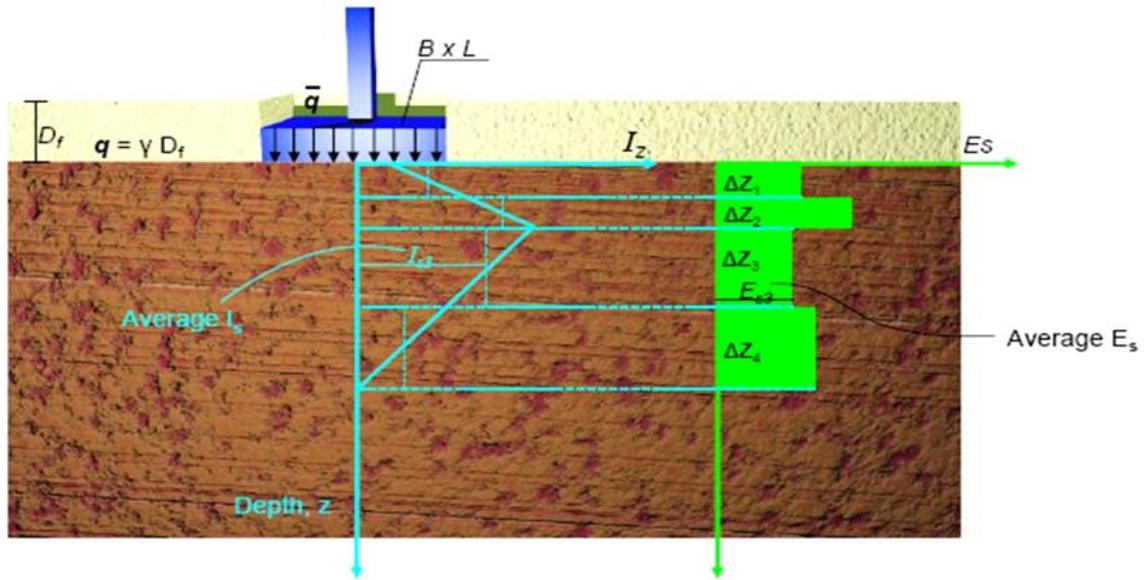
$$I_z = 0 \text{ à } z = 2B$$

De même, pour les fondations avec  $L / B \geq 10$  :

$$I_z = 0,2 \text{ à } z = 0$$

$$I_z = 0,5 \text{ à } z = B$$

$$I_z = 0 \text{ à } z = 4B$$



**Figure II-3** : Calcul de tassement élastique en utilisant le facteur d'influence de la déformation( $E$  varie avec la profondeur).

**II.2.3 Méthode de Mayne et Poulos (1999)**

Mayne et Poulos ont proposés une formule améliorée pour calculer le tassement élastique des fondations. Cette formule prend en compte la rigidité de la fondation, la profondeur d'ancrage de la fondation, l'augmentation du module d'élasticité du sol avec la profondeur et la position de la couche rigide à une profondeur finie. Utilisez les équations de Mayne et Poulos pour déterminer le diamètre équivalent  $B_e$  de la fondation rectangulaire (Braja, 2017), où :

$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}} \tag{II - 12}$$

Où :

$B$  = Largeur de fondation ;

$L$  = Longueur de fondation.

Pour les fondations circulaires :  $B = B_e$  .

La figure II -4 montre une fondation de diamètre équivalent  $B_e$  située à une profondeur de  $D_f$  sous la surface du sol. Soit l'épaisseur de la fondation  $t$  et le module d'élasticité du matériau de fondation  $E_f$ . Une couche rigide est située à une profondeur  $H$  sous le bas de la fondation. Le module d'élasticité de la couche compressible de sol peut être donnée comme :

$$E_s = E_0 + kz \tag{II - 13}$$

Avec les paramètres précédents définis, le tassement élastique sous le centre de la fondation est :

$$S_e = \frac{qB_e I_G I_R I_E}{E_0} (1 - \nu^2) \tag{II - 14}$$

D'où :

$I_G$  = Facteur d'influence pour la variation de  $E_s$  avec la profondeur ;

$$I_G = \left( \beta = \frac{E_0}{kB_e}, \frac{H}{B_e} \right) \tag{II - 15}$$

$I_R$  = Facteur de correction de la rigidité de la fondation ;

$I_E$  = Facteur de correction de l'enfoncement de la fondation.

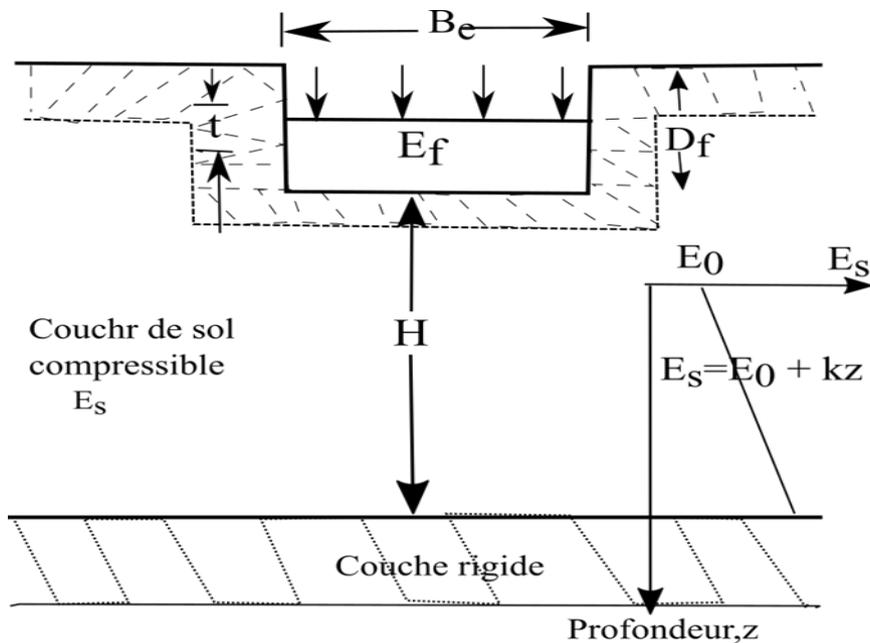


Figure II-4 : Procédure de Mayne et Poulos pour le calcul du tassement (Mayne et Poulos, 1999).

Le figure II-4 montre la variation de  $I_G$  avec

$$\beta = \frac{E_0}{kB_e} \text{ et } \frac{H}{B_e} \tag{II - 16}$$

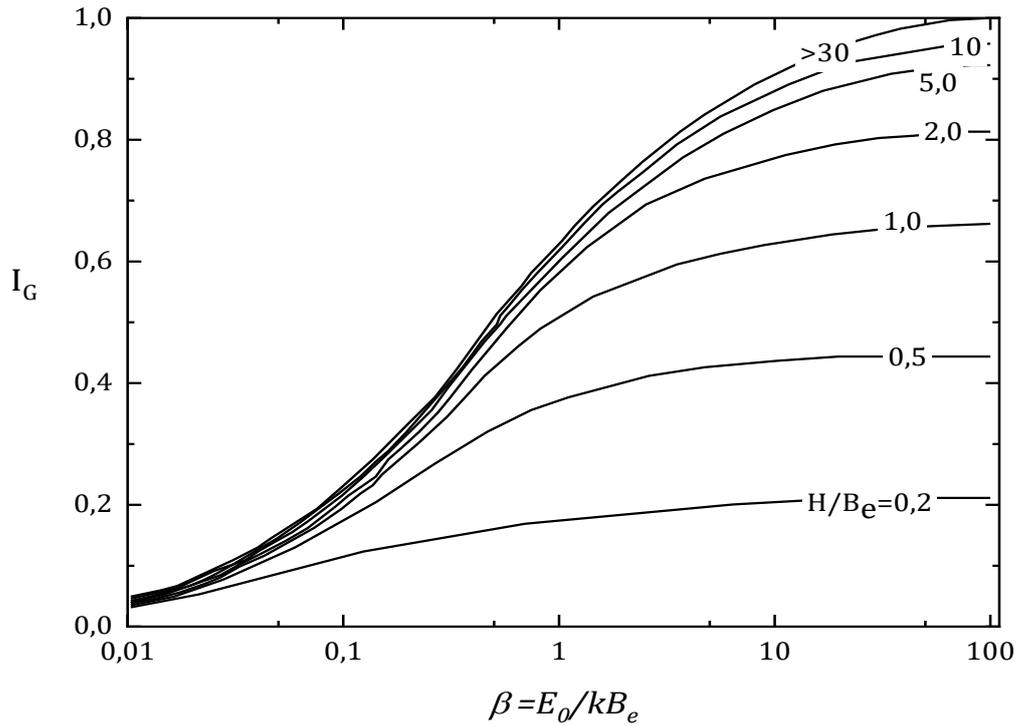


Figure II-5 : Variation de  $I_G$  avec  $\beta$  (Mayne et Poulos, 1999).

Le facteur de correction de la rigidité de la fondation peut  $I_R$  être exprimé comme

$$I_R = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10 \left[ \frac{E_f}{E_0 + 0.5B_e k} \right] \left( \frac{2t}{B_e} \right)^3} \tag{II - 17}$$

$K_F$  =Le facteur de flexibilité de la fondation et est fonction du module du sol ainsi que du module, épaisseur et rayon de la fondation.

$$K_F = \left[ \frac{E_f}{E_0 + 0.5 \frac{B_e}{2} k} \right] \left( \frac{2t}{B_e} \right)^3 \tag{II - 18}$$

De même, le Facteur de correction de l'enfoncement de la fondation  $I_E$  est :

$$I_E = 1 - \frac{1}{3.5 \exp(1.22\mu_s - 0.4) \left[ \left( \frac{B_e}{D_f} \right) + 1.6 \right]} \tag{II - 19}$$

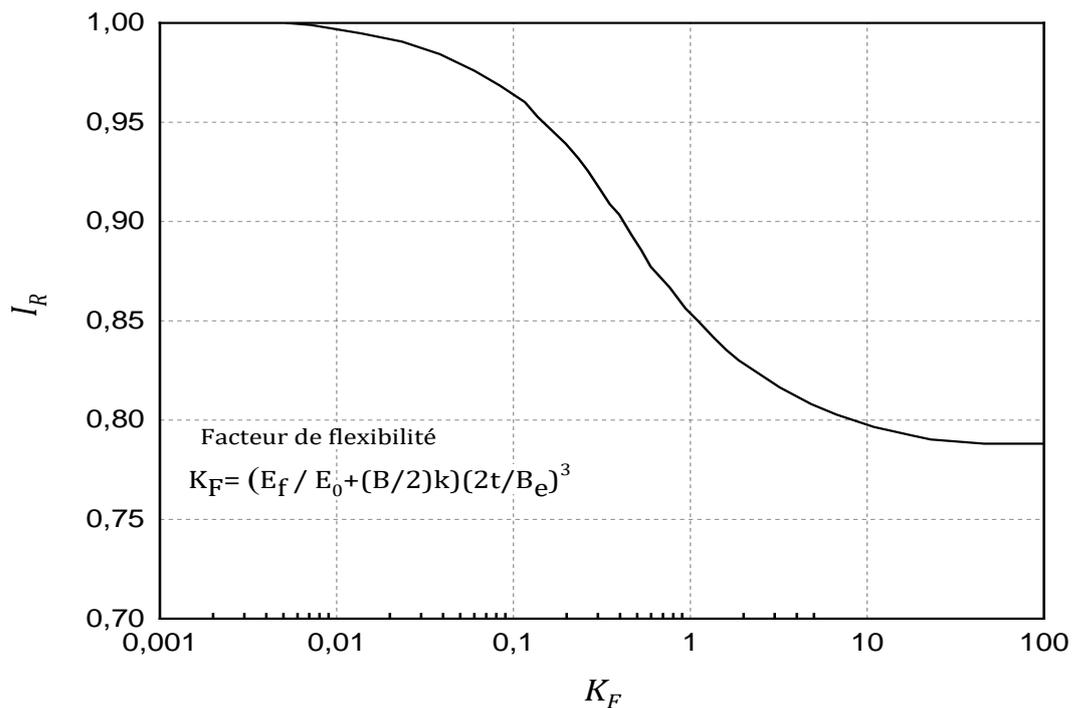


Figure II-6 : Variation de  $I_R$  (Mayne et Poulos, 1999).

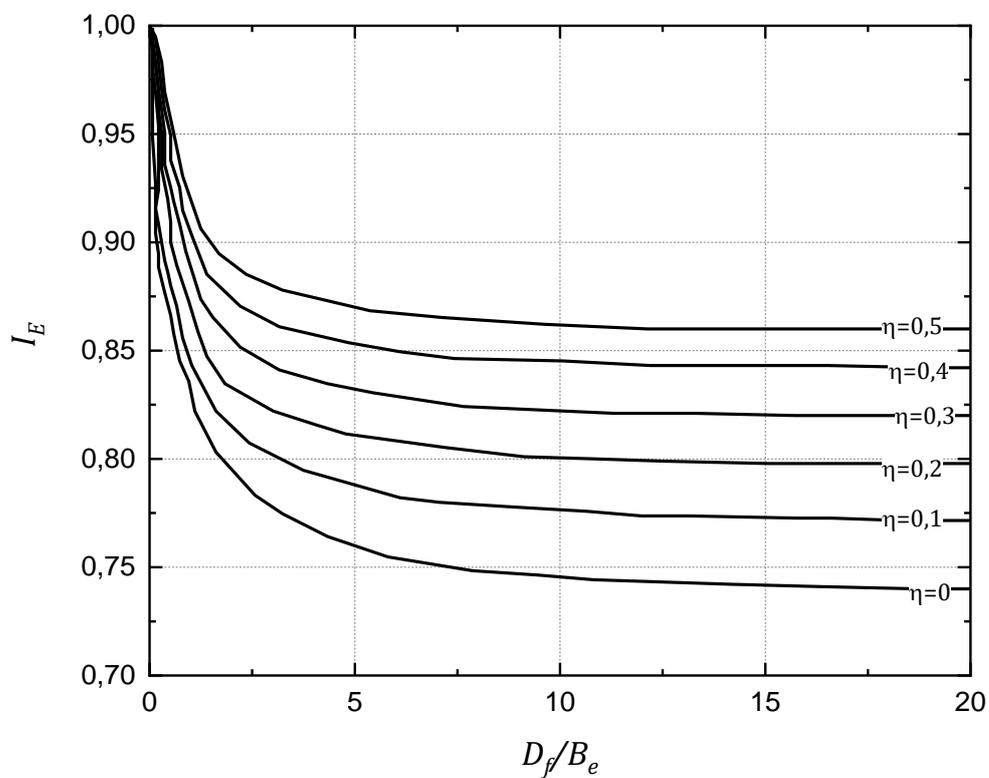


Figure II-7 : Variation de  $I_E$  (Mayne et Poulos, 1999).

### II.3 Méthodes de calcul basées sur les essais au laboratoire

Pour une bonne durabilité des ouvrages construits (bâtiments, ponts, routes ou maisons...) il est important d'évaluer pour les sols rencontrés la hauteur du tassement final produit et le temps nécessaire pour atteindre ce tassement final.

L'essai œdométrique c'est l'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sol fin cohérents.

L'œdomètre est un appareil de chargement permettant la réalisation de compressions verticales pour lesquelles les déformations horizontales sont empêchées par une bague (moule métallique rigide).

L'appareil comprend une cellule et un bâti de chargement.

- ❖ **La cellule** : elle est présentée sur la figure 1. L'échantillon de sol à étudier, de forme cylindrique (section  $S$ , hauteur initiale  $h_0$ ), est placé entre deux pierres poreuses saturées, dans une bague de même diamètre intérieur que l'échantillon.
- ❖ **Le bâti de chargement** : il permet d'appliquer sur le piston reposant sur la pierre poreuse supérieure une force  $Q$  et de la maintenir constante pendant un temps donné.

On impose ainsi à l'échantillon :

- ❖ Une contrainte totale verticale constante :  $\sigma = \frac{Q}{S}$
- ❖ Des déformations radiales (horizontales) nulles,
- ❖ Le système de drainage permet à l'eau de s'évacuer ou d'entrer dans l'échantillon suivant des trajets verticaux ascendant et descendant, tout en permettant au sol de rester saturé.

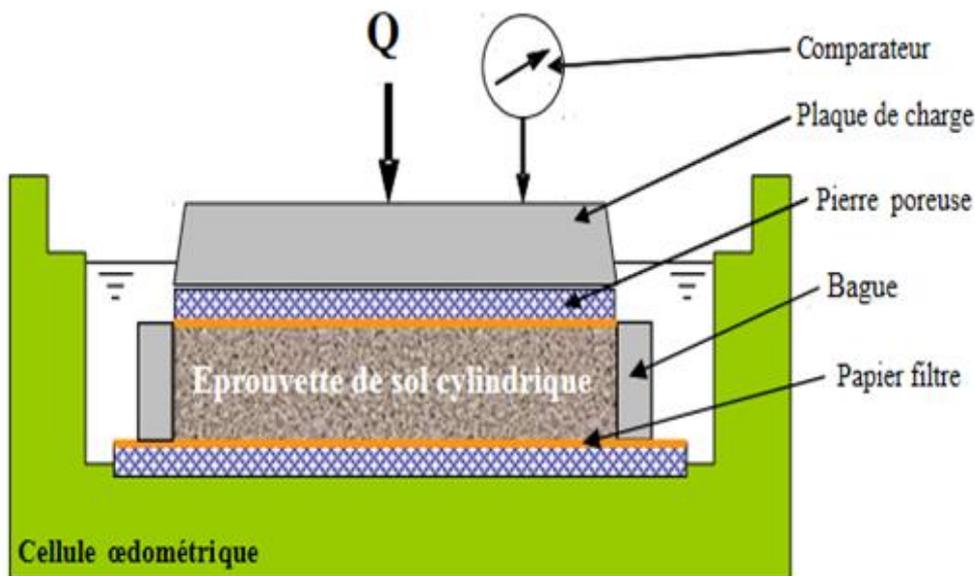


Figure II-8 : Représentation schématique d'une cellule œdométrique (Sibille, 2017).

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une enceinte cylindrique rigide, un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné deux types de courbes (Sibille, 2017) :

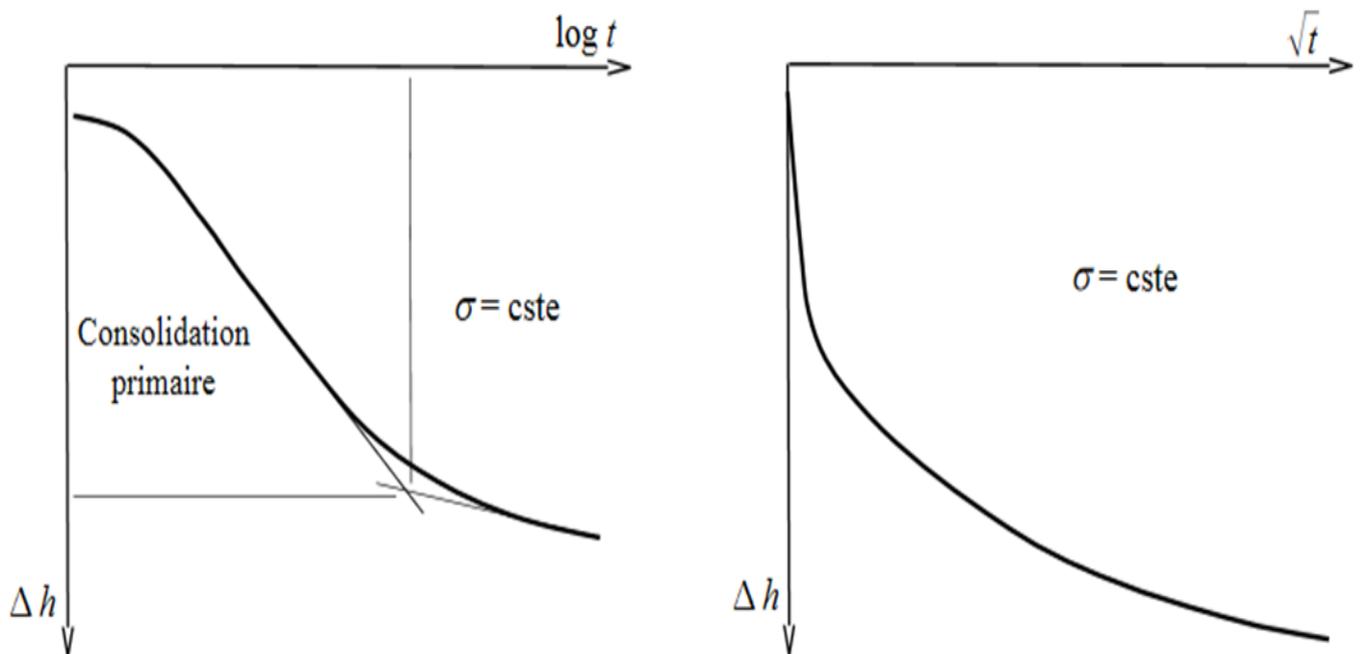
**1- La courbe de consolidation**

La mesure du tassement  $s$  en fonction du temps  $t$  permet de tracer la courbe de consolidation sous la forme  $s = f(\log t)$  ou  $s = f(\sqrt{t})$  pour une contrainte de chargement donnée. A partir de ces courbes on peut calculer le coefficient de consolidation  $C_v$  ( $m^2 / s$ ) grâce auquel on peut calculer le temps de tassement d'une couche de sol en place sous une charge quelconque en utilisant la relation :

$$t = \frac{T_v \times h_D^2}{C_v} \tag{II - 20}$$

D'où :

- ❖  $t$  : Le temps de tassement (s) ;
- ❖  $h_D$  : La hauteur de drainage de la couche de sol (m) ;
- ❖  $T_v$ : Le facteur temps (un paramètre sans dimension).



**Figure II-9 :** Courbes de consolidation.

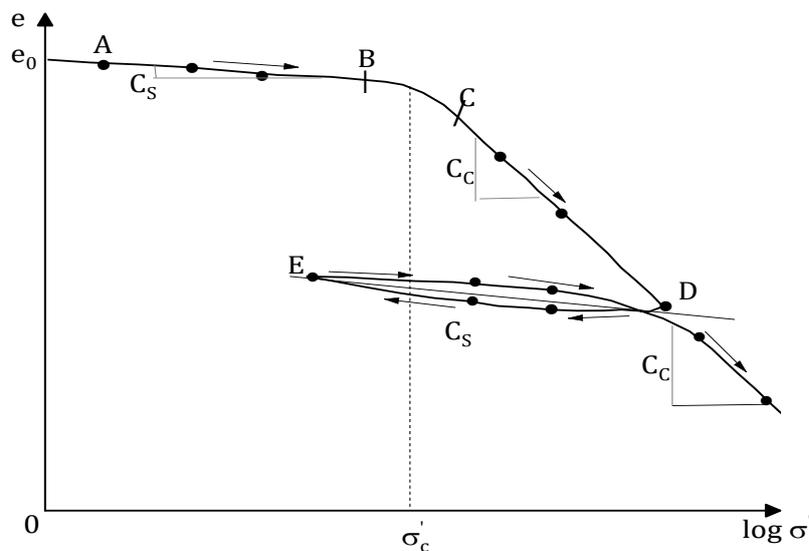
La courbe de consolidation permet de mettre en évidence à la fois la consolidation primaire et la consolidation secondaire. L'intersection des tangentes aux deux branches de la courbe relatives à ces deux types de consolidation définit conventionnellement la fin de la consolidation primaire correspondant à  $s_{100}$  et  $t_{100}$ . Par une série de constructions graphiques on peut déduire la valeur du coefficient de consolidation vertical  $C_v$  ( $m^2 / s$ ) qui permettra de calculer ensuite les vitesses de tassement des couches de sol.

**2- la courbe de compressibilité :** qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée

**II.3.1 Méthode d'établissement d'une courbe de compressibilité**

Des contraintes normales sont appliquées à l'échantillon par paliers successifs en présence d'eau. Le tassement est mesuré sur chaque palier de chargement jusqu'à ce qu'une stabilisation soit pratiquement atteinte. La durée d'application de chaque charge est généralement de 24 heures.

Les résultats sont présentés sous forme de variation de l'indice des vides du sol  $e$  en fonction du  $\log \sigma'$ .



**Figure II-10 :** Courbe de compressibilité œdométrique.

Un cycle de déchargement (DE) et rechargement (ED) a été réalisé, résultat en un gonflement (accroissement de  $e$ ) puis a nouveau un tassement (diminution de  $e$ ). Enfin, au-delà du point D l'accroissement de la charge a été poursuivi créant un tassement supplémentaire

On observe que :

- ❖ Les portions AB et ED de la courbe sont à peu près linéaires et sensiblement parallèles,
- ❖ Les portions CD et au-delà de D sont également à peu près linéaires et présentent une même pente.

A partir de cette courbe on peut déterminer :

**a) Contrainte effective de préconsolidation  $\sigma'_c$  :**

La contrainte effective de préconsolidation est la plus grande contrainte effective supportée par le sol au cours de son histoire.

La méthode la plus simple pour déterminer la pression de préconsolidation  $\sigma'_c$  consiste à prolonger les deux portions rectilignes de la courbe de consolidation, on obtient un point d'intersection qui définit la contrainte de préconsolidation «la plus probable ».

Avant de construire un ouvrage, il faut connaître l'état initial du sol. Cet état initial dépend de son histoire géologique ou plus récemment d'un chargement anthropique.

Pour déterminer cet état, d'une part on calcule la contrainte verticale effective actuelle  $\sigma_{v0}$  à une profondeur donnée  $z$ , et d'autre part on détermine la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_c$ .

Selon les valeurs respectives de  $\sigma_{v0}$  et  $\sigma'_c$  trois cas peuvent se présenter :

- 1) Sol normalement consolidé lorsque  $\sigma_{v0} = \sigma'_c$  (Le sol a seulement été consolidé par le poids des couches supérieures actuellement présentes).
- 2) Sol sur consolidé lorsque  $\sigma_{v0} < \sigma'_c$  (Le sol a été soumis dans le passé à une pression de préconsolidation plus importante que le poids des couches supérieures maintenant présentes sur le terrain).
- 3) Sol sous-consolidé lorsque  $\sigma_{v0} > \sigma'_c$  (ces sols sont en cours de consolidation sous l'effet de son propre poids (remblais récents, mal ou non compactés, vases etc.). Ce sont des sols généralement inconstructibles, ils continuent à se déformer même en l'absence de surcharge).

**b) Indice de compression  $C_c$  :**

On appelle indice de compression  $C_c$  la pente de la partie CD de la courbe de compressibilité œdométrique, soit :

Pour  $\sigma'_{v0} \geq \sigma'_c$

$$C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right| \quad (\text{II} - 21)$$

On peut considérer qu'un sol est :

- peu compressible lorsque  $C_c < 0,2$ ,
- compressible lorsque  $0,2 < C_c < 0,7$ ,
- très compressible lorsque  $0,7 < C_c$ .

Lorsqu'il n'y a pas d'essai œdométrique réalisé, Skempton a proposé une relation empirique, valable dans le cas des argiles normalement consolidées :

$$C_c = 0.009(W_L - 10) \quad (\text{II} - 22)$$

Où  $W_L$  est la teneur en eau à la limite de liquidité exprimée en pour-cent.

### c) Indice de gonflement $C_s$ :

On appelle indice de gonflement  $C_s$  la pente de la partie AB de la courbe de compressibilité œdométrique, soit :

$$C_s = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right| \quad (\text{II} - 23)$$

Pour  $\sigma'_{v0} < \sigma'_c$

On définit le degré de sur consolidation OCR (Over Consolidation Ratio) comme suit :

$$\text{OCR} = \frac{\sigma_c}{\sigma_{v0}} \quad (\text{II} - 24)$$

Un sol est dit :

- ❖ Sur consolidé si  $\text{OCR} > 1$ ,
- ❖ Normalement consolidé si  $\text{OCR} = 1$
- ❖ Sous-Consolidé si  $\text{OCR} < 1$  (**Daoud, 2020**).

### d) Le module œdométrique $E_{eod}$ :

Module de déformation calculé entre deux points de la courbe de chargement qui n'a pas une valeur constante. Ce module permet de calculer les tassements des sols.

## II.3.2 Calcul du tassement de la consolidation primaire sous une fondation superficielle

Le calcul du tassement de consolidation primaire est généralement basé sur les résultats de l'essai de compressibilité œdométrique. Habituellement, la méthode d'intégration par tranches est utilisée. Son principal avantage est qu'il peut effectuer une analyse non linéaire du tassement en fonction des contraintes. Le tassement calculé correspond à la fin de consolidation primaire et le raisonnement doit se faire par conséquent en contraintes effectives. La référence de profondeur correspond au bas de la fondation (Figure II -11). Méthodes comme ci-dessous (**Bouafia, 2019**) :

- ❖ Découper le sol en  $N$  tranches suffisamment minces telles que la contrainte effective  $\sigma'_v$  varie linéairement au sein de la tranche. Ainsi la valeur de la contrainte au milieu de la tranche sera la valeur moyenne représentative de  $\sigma'_v$  dans toute la tranche. Le découpage continue jusqu'à ce que  $\Delta\sigma'_v$  devient négligeable dans un massif semi-infini, ou jusqu'à la base du sol étudié dans le cas d'un sol d'épaisseur finie,
- ❖ Utiliser les méthodes d'élasticité pour calculer  $\Delta\sigma_v$  au milieu de la tranche  $i$ ,
- ❖ Calculer la contrainte effective

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v, \quad (\text{II} - 25)$$

❖ Calculer le tassement  $s_c(i)$  de la tranche  $i$  sous  $\sigma'_v(i)$ ,

Le calcul du tassement diffère selon que  $\sigma'_v$  est supérieure ou inférieure à  $\sigma'_c$ .

Dans le cas où  $\sigma'_v > \sigma'_c$ :

$$s_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0(i)} \left( C_s \cdot \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right) \tag{II - 26}$$

Dans le cas où  $\sigma'_v < \sigma'_c$ :

$$s_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0(i)} \left( C_c \cdot \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \right) \tag{II - 27}$$

Notons qu'en cas d'un essai correctement fait, la présence éventuelle du point représentant  $\sigma_{v0}$  sur la partie vierge de la courbe œdométrique (donc  $\sigma_{v0} > \sigma_c$ ), correspond à un sol récent en train de se consolider sous son poids propre, ce qui exige l'utilisation d'une technique de renforcement de ce sol.

❖ Calculer le tassement œdométrique total :

$$s_c^{oed} = s_c(1) + \dots + s_c(N) \tag{II - 28}$$

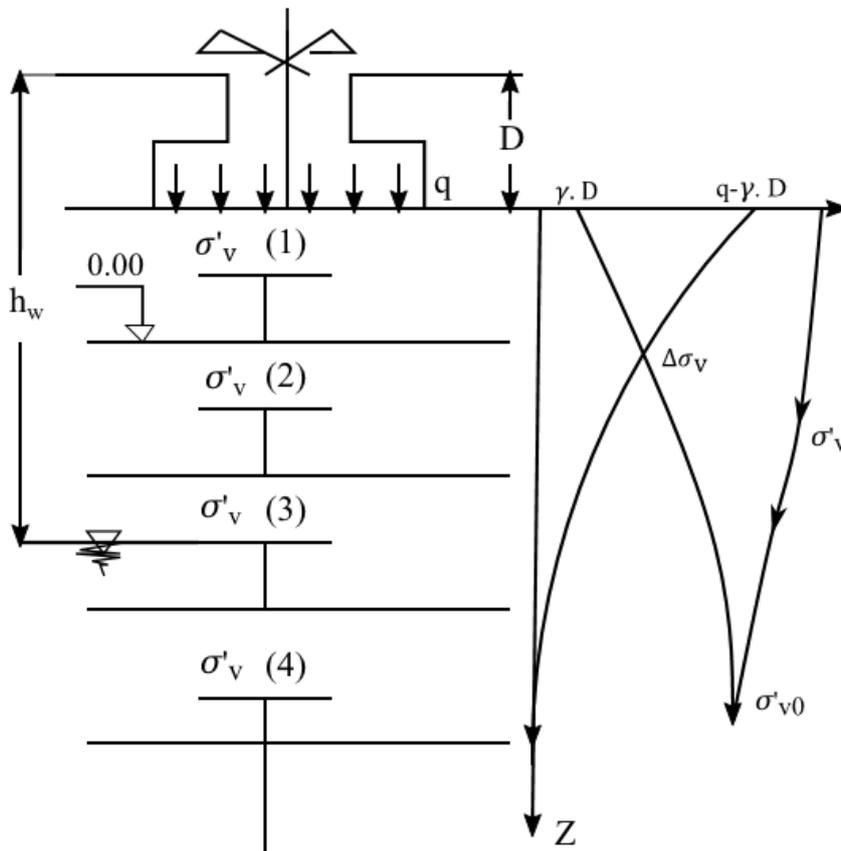


Figure II-11 : Schéma de découpage du sol en des tranches (Bouafia, 2019).

Le tassement calculé est dit œdométrique car il correspond à des déformations horizontales nulles du sol. Ce cas se rencontre dans les fondations de dimensions très grandes devant l'épaisseur de la couche du sol argileux, tel qu'un radier fondé sur une couche argileuse mince surmontant un substratum, ou une

semelle continue ayant B/H très grand (figure II-12). Par contre, si le rapport B/H est faible, les déformations latérales sont non négligeables et influencent considérablement le tassement des fondations. Dans ce cas, le tassement œdométrique ainsi calculé, est à corriger par la méthode de Bjerrum & Skempton, pour tenir compte de l'influence des déformations latérales, comme suit :

$$s_c = \mu \cdot s_c^{oed} = [\alpha' \cdot (1 - A) + A] \cdot s_c^{oed} \tag{II - 29}$$

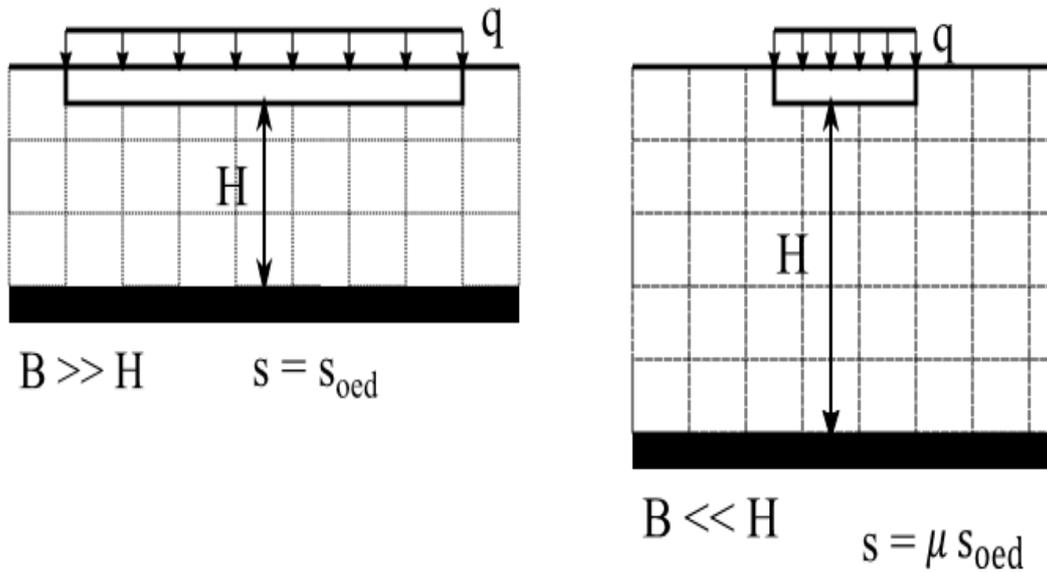


Figure II-12 : Influence du rapport B/H sur le tassement d'une fondation (Bouafia, 2019).

A est le coefficient de pression interstitielle (coefficient de Skempton), à mesurer à partir d'un essai triaxial non drainé avec mesure de pression interstitielle (essai UU + u).

En absence de mesure du coefficient A, Skempton recommande les marges suivantes pour les matériaux argileux, dans le tableau II -1.

Tableau II-1 Marges recommandées du coefficient A de Skempton (Bouafia, 2019).

Sol	Marge de A
Argile molle	A > 1.0
Argile normalement consolidée	0.50-1.00
Argile sur consolidée	0.25-0.50
Argile sableuse fortement sur consolidée	0.00-0.25

Le coefficient  $\alpha'$  est déduit de la théorie d'élasticité selon la géométrie de la fondation et l'épaisseur de la couche du sol. Les valeurs de  $\alpha'$  sont regroupées au tableau II -2.

Tableau II-2 : Valeurs du coefficient  $\alpha'$  (Bouafia, 2019).

H/B	0.0	0.25	0.50	1.0	2.0	4.0	10.0	$\infty$
Fondation circulaire	$\alpha' = 1.0$	0.67	0.50	0.38	0.30	0.28	0.26	0.25
Fondation continue	$\alpha' = 1.0$	0.74	0.53	0.37	0.26	0.20	0.14	0.00

La figure II -13 donne directement la valeur du Facteur de correction  $\mu$  en fonction du coefficient A.

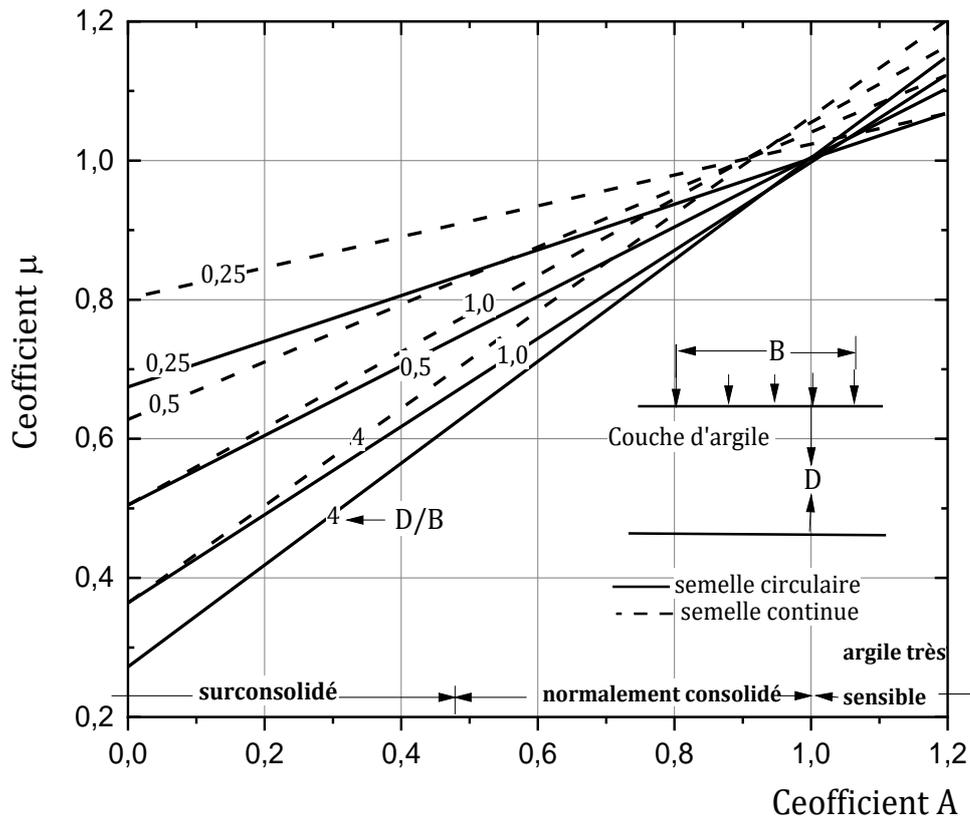


Figure II-13 : Valeurs du facteur de correction  $\mu$  (Bouafia, 2019).

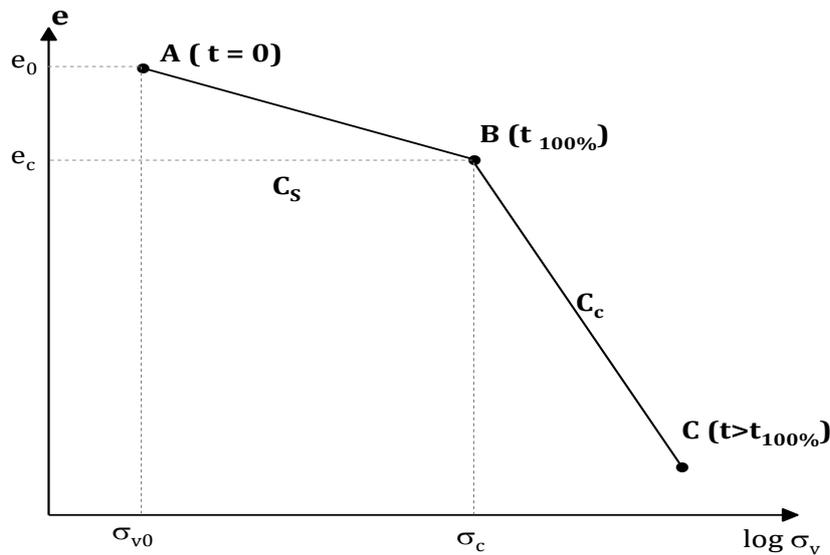
Il est à noter que selon le règlement français fascicule 62, en cas d'un sol argileux formé de couches de compressibilités différentes, la correction du tassement œdométrique  $s_k$  de la couche k se fait par le coefficient correspondant, soit  $\mu_k$  et le tassement total sera :

$$s = \sum \mu_k \cdot s_k \tag{II - 30}$$

En outre, ce même règlement recommande que la solution de fondation superficielle soit à exclure en cas où le facteur  $\mu$  est supérieur à 1, ce qui correspond en fait à une argile molle très sensible. Il y'a lieu d'améliorer les propriétés de ce sol par les différentes techniques de renforcement du sol.

**II.3.3 Calcul du tassement de consolidation secondaire ou de fluage sous une fondation superficielle**

L'évolution de l'histoire des contraintes d'un sol fin en cours de consolidation illustre dans la figure II - 14, l'état initial est représenté par le point A ( $e_0, \sigma'_{v0}$ ). L'état final de consolidation primaire est repéré par le point B ( $e_c, \sigma'_c$ ).



**Figure II-14** : Schématisation du fluage œdométrique (Bouafia, 2019).

Le point C( $e(t), \sigma'_c$ ) variable dans le temps, représente l'évolution de l'indice des vides au cours de la consolidation secondaire ou fluage. Le passage du point A au point C aboutit à un indice des vides  $e$  tel que pour  $t \gg t_{100\%}$ :

$$e = e_0 - C_s \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} - C_f \log \frac{t}{t_{100\%}} \tag{II - 31}$$

$C_f$ , appelé indice de fluage, est la pente de la partie de la courbe  $e - \log(t)$ , tendant généralement vers une droite pour  $t \gg t_{100\%}$ . Ce paramètre s'obtient à partir de l'essai odométrique de fluage au laboratoire, tel que :

$$C_f = \frac{e_2 - e_1}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \tag{II - 32}$$

Dans un tassement œdométrique par fluage, la courbe donnant l'évolution de la déformation verticale, c'est-à-dire le rapport du tassement  $s$  sur l'épaisseur  $H$  de la couche, en fonction du logarithme décimal du temps, est pratiquement caractérisée par une variation linéaire, selon une pente  $C_\alpha$ , appelée indice de compression secondaire est :

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta \varepsilon}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \tag{II - 33}$$

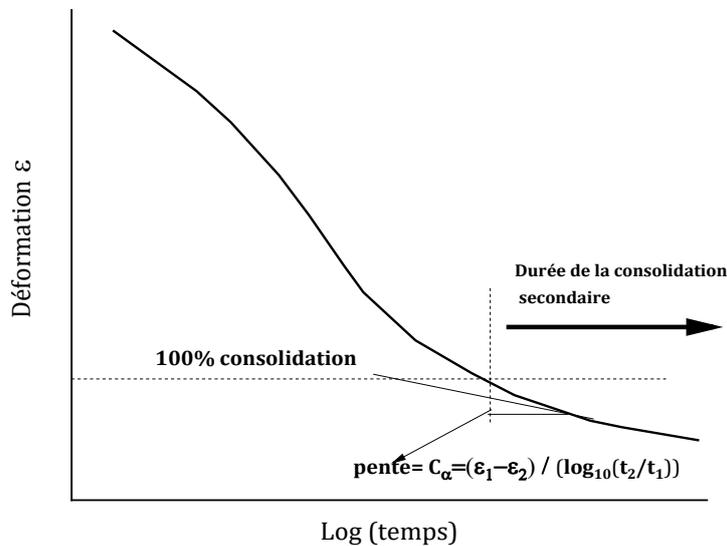


Figure II-15 : Courbe de fluage œdométrique (Bouafia, 2019).

La relation entre les indices de fluage et de compression secondaire est :

$$C_{\alpha} = \frac{C_f}{1 + e_0} \tag{II - 34}$$

Il existe des nombreuses méthodes pour évaluer le tassement de consolidation secondaire, dont le point essentiel de divergence est la définition du temps  $t_0$  de début de ce phénomène.

Certains chercheurs suggèrent de considérer le temps de fin de consolidation primaire  $t_{100\%}$  est utilisée comme début de la consolidation secondaire. Par conséquent, ces deux phénomènes sont séparés dans le temps, et selon d'autres phénomènes la consolidation secondaire se déclenche dès le début de chargement (Bouafia, 2019).

Parmi les méthodes courantes, citons l'équation de Bjerrum (1972) valable pour  $\sigma'_v > \sigma'_c$  :

$$s_f = H_0 C_{\alpha} \log \frac{t}{t_0} \tag{II - 35}$$

Citons aussi la méthode de Koppejan (1948), permettant de calculer le tassement de fluage œdométrique  $s_f$ , comme suit (Bouafia, 2019)

Si  $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_c$

$$s_f = \frac{H_0}{C_k} \log_{10} \frac{t}{t_0} \ln \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \tag{II - 36}$$

Si  $\sigma'_{v0} < \sigma'_c < \sigma'_v$

$$s_f = H_0 \log_{10} \left( \frac{t}{t_0} \right) \left[ \frac{1}{C_k} \ln \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} + \frac{1}{C'_k} \ln \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right] \quad (\text{II} - 37)$$

Dans un pays comme les Pays-Bas qui a fait de grands progrès dans la construction sur sol mou, selon le calcul conventionnel, la durée totale de tassement du fluage est de 30 ans et le temps  $t_0$  est de 1 jour.

Les coefficients  $C_k$  et  $C'_k$  sont respectivement appelés indice de compression secondaire Koppejan, en deçà de la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_c$  et au-delà de  $\sigma'_c$ . Ils sont déterminés à partir de l'essai oedométrique de fluage.

Notons aussi que le coefficient  $C'_k$  est lié à  $C_\alpha$  comme suit :

$$C_\alpha = \frac{1}{C'_k} \ln \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \quad (\text{II} - 38)$$

Enfin, il est recommandé d'utiliser la méthode de Baghery & Magnan (1981) pour estimer le tassement du fluage des sols sous les remblais de géométrie courante. Cette méthode suppose que le tassement est oedométrique, et évalué comme suit :

$$s_f(t) = H_0 \max\{f_1(t), f_2(t)\} \quad (\text{II} - 39)$$

$$f_1(t) = \frac{C_f}{4(1 + e_0)} \log_{10}(t) \quad (\text{II} - 40)$$

$$f_2(t) = \frac{C_f}{(1 + e_0)} \left[ \frac{5}{2} \log_{10}(t) - \frac{3}{2} \log_{10}(t_{99\%}) \right] \quad (\text{II} - 41)$$

$H_0$  est la distance de drainage, et le temps  $t$  est compté du début de chargement du massif (en minutes). Le temps  $t_{99\%}$  est, selon les auteurs, le temps de fin de consolidation primaire.

Ces méthodes peuvent être appliquées, en découpant le sol en des tranches représentatives et en calculant le tassement de chaque tranche. Le tassement de fluage oedométrique total est la somme des tassements des tranches (Bouafia, 2019).

## II.4 Méthodes de calcul basées sur les essais In-situ

### II.4.1 Méthode de calcul basées sur l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique connaît un départ innombrable. Ce succès est dû à de nombreux avantages tel que la simplicité d'exécution de l'essai et la rapidité de mesure. En réalité, le pressiomètre est le seul appareil d'essai in situ qui mesure à la fois une caractéristique de déformabilité, et une caractéristique de résistance de sol. Les prédictions de tassement pour les fondations superficielles réalisées à partir des résultats des tests pressiométriques reposent principalement sur l'évaluation du module pressiométrique,  $E_M$ . Un certain nombre de cas ont été décrit dans la littérature sur l'utilisation réussie du PMT à cette fin.

Un résumé des rapports les cas de diverses conditions du sol sont présentés dans le tableau II -3. Cette section du rapport décrit un nombre de méthodes différentes actuellement disponibles, Les méthodes suivantes sont décrites :

- 1) Menard and Rousseau (1962) ;
- 2) Martin (1977, 1987) ;
- 3) Baguelin et al. (1978) ;
- 4) Briaud (1991).

**Tableau II-3 : Utilisation rapportée du pressiomètre pour les prévisions de tassement des fondations superficielles (Alan & Don, 1995).**

Fondation	Type de sol	Référence
Divers cas	Divers	Calhoun (1969)
Inconnue	Till, sable et gravier, roche	Eisenstein & Morrison (1973)
Inconnue	Gravier	Burgess & Eisenstein (1977)
Divers cas	Divers	Baguelin et al. (1978)
2.8mx 14.0m 3.3mx 14.5m	Sable sable	Wennerstrand (1979)
400mx70m	Sable argileux	Withiam & Christiano (1981)
9.5m x 10.1m 5m x8.5m	Sable et gravier sable	Bergdahl & Ottosson (1982)
Inconnue	Résiduel	Barksdale et al. (1986)
4.3mx4.3m 2.7mx2.7m 4.0mx4.0m	Till glaciaire décharge, remblai de gravats sable limoneux	Lukas (1985)
3.5mx 6.9m	Résiduel	Borden et al. (1988)
Inconnue	Sable et gravier	Kummerle & Dumas (1988)
1.1mx1.3m 2.3mx 2.5m 0.6mx0.55m 1.6mx2.0m  inconnue  20mx50m	Dense    sable meuble  mélange sable dense, limon, argile sableuse	Hansbo & Pramborg (1990)

1mx 1m 1.5mx 1.5m 2.5m x2.5m 3mx3m	Sable	Briaud & Gibbens (1994)
---	-------	-------------------------

**II.4.1.1 Méthode de Menard et Rousseau (1962)**

Menard et Rousseau (1962) ont suggéré que dans un sol homogène uniforme, une estimation fiable du tassement pourrait être obtenue à partir du PMT et serait composée de deux composantes, l'une provenant du tenseur de déformation dévia torique et l'autre du tenseur de déformation sphérique (Alan & Don, 1995). Ils ont suggéré l'expression semi-empirique suivante :

$$s = \frac{2}{9E_M} q^* B_0 \left[ \lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \frac{\alpha}{9E_M} q^* \lambda_c B \tag{II - 42}$$

Qui peut s'écrire :

$$s = \frac{q^*}{9E_M} \left[ 2B_0 \left( \lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha \lambda_c B \right] \tag{II - 43}$$

Où :

s = tassement ;

q\* = pression de pied nette ;

B = largeur de la semelle ;

B<sub>0</sub> = largeur de référence égale à 0,60 m ;

E<sub>M</sub> = module pressiométrique (initial) ;

λ<sub>d</sub>, λ<sub>c</sub> = coefficients de forme, fonction du rapport L / B (cf. tableau II -5) ;

α = coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (cf. tableau II -4).

Cette méthode est également présentée et discutée par Baguelin et al. (1978) et Briaud (1992). Les valeurs de λ<sub>c,d</sub> et α peuvent être obtenues à partir de tableau II -4 et du tableau II -5 respectivement. On notera que les valeurs de α peuvent également être choisies sur la base du rapport E<sub>M</sub>/P\*<sub>L</sub> où P\*<sub>L</sub> est égal à la pression limite nette obtenue à partir du test ; c'est-à-dire, P<sub>L</sub> - P<sub>0</sub>.

Tableau II-4 : Valeurs du coefficient  $\alpha$  (d'après fascicule 62, titre V) (Bouafia, 2019).

Type de sol	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	$\frac{E_M}{p^*_L}$	$\alpha$	$\frac{E_M}{p^*_L}$	a	$\frac{E_M}{p^*_L}$	a	$\frac{E_M}{p^*_L}$	a	$\frac{E_M}{p^*_L}$	a
Sur consolidé			>16	1	> 14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé		1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche			7 à 9	1/2		1/2		1/3		1/4
Roche	Extrêmement fracturé $\alpha = 1/3$		Autre $\alpha = 1/2$		Légèrement fracturé ou extrêmement altéré $\alpha = 2/3$					

Dans l'équation (II – 42), le premier terme représente le tassement résultant de la déformation de cisaillement résultant du tenseur de déformation dévia torique, tandis que le deuxième terme représente le tassement résultant de la déformation volumétrique résultant du tenseur de déformation sphérique. La déformation dévia torique est significative jusqu'à une profondeur d'au moins 2B sous la semelle. La déformation sphérique diminue rapidement avec l'augmentation de la profondeur sous la semelle de sorte que le tassement volumétrique n'est important qu'à faible profondeur, de l'ordre de B/2 sous la semelle. Pour une fondation large sur une couche mince, le tassement volumétrique dominera, tandis que pour les semelles sur des dépôts profonds relativement uniformes, le tassement de cisaillement dominera.

Tableau II-5 : Valeurs des coefficients intervenant dans le calcul du tassement (selon fascicule 62 - titre V) (Alan & Don, 1995).

L/B	Cercle	Carrée	2	3	5	20
$\lambda_c$	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Afin de reconnaître la déformation résultant de ces deux composants, il est recommandé de modifier l'équation (II – 43) comme suit :

$$s = \frac{2}{9E_d} q^* B_0 \left[ \lambda_d + \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \frac{\alpha}{9E_c} q^* \lambda_c B \tag{II – 44}$$

D'où :

$E_d$  = module PMT dans la zone du tenseur de déformation dévia torique ;

$E_c$  = module PMT dans la zone du tenseur sphérique.

Dans la plupart des dépôts de sol, la valeur du module PMT peut varier avec la profondeur, auquel cas des valeurs équivalentes du module PMT, c'est-à-dire  $E^*_d$  et  $E^*_c$  doivent être obtenues. Pour ce faire, le sol sous la semelle est divisé en une série de couches individuelles ayant chacune une épaisseur égale à  $B/2$  jusqu'à une profondeur de  $8B$ .

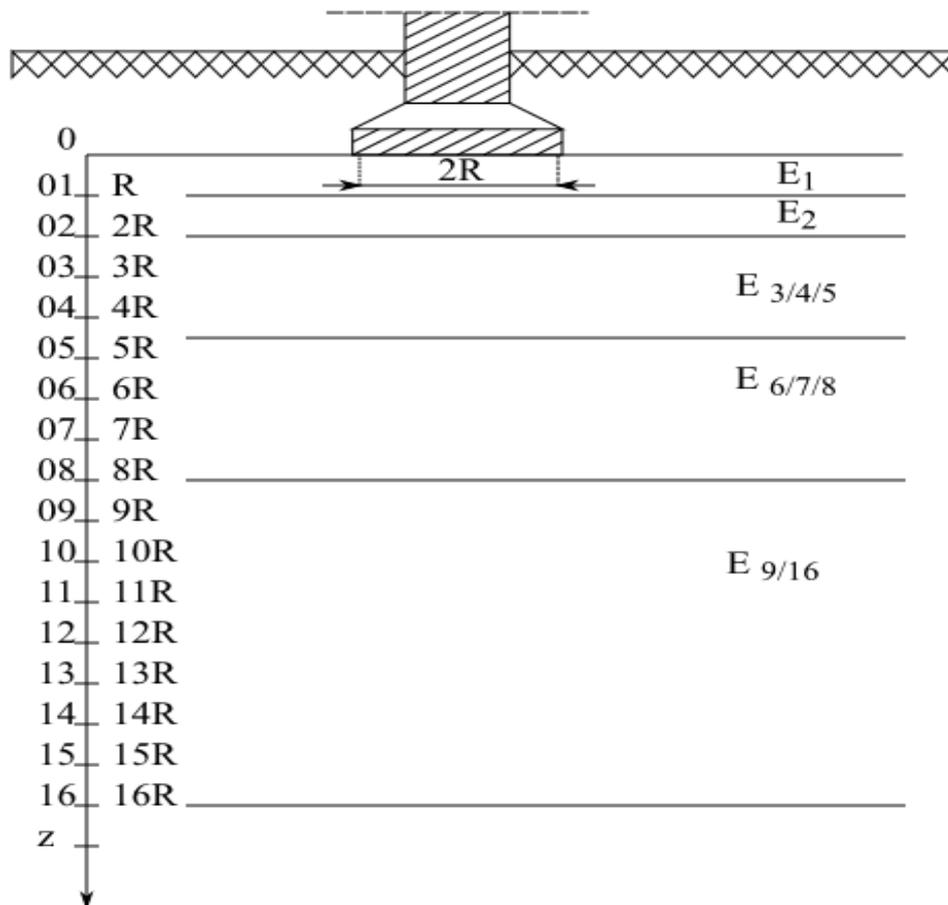
La valeur de  $E_c$  est prise de la première couche comme  $E_1$ , ( $E_c = E_1$ ).  $E_d$  est pris comme module équivalent dans les 16 couches (chacune d'épaisseur  $B/2$ ) sous la semelle ainsi que :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left( \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9/16}} \right) \tag{II - 45}$$

D'où :

$E_{p/q}$  = la moyenne harmonique des modules des couches p à q.

Cette procédure est illustrée dans la figure II-16. Dans les cas où les données PMT ne sont pas disponibles dans des couches individuelles, ce qui sera souvent le cas, la valeur de  $E_1$  pour chaque couche individuelle doit être estimée sur la base d'autres données ou informations de site. Si une limite rigide est rencontrée dans une profondeur de  $2B$  sous la semelle, cette technique peut conduire à des erreurs substantielles.



**Figure II-16 : Évaluation du module moyen harmonique (Alan & Don, 1995)**

**II.4.1.2 Méthode de Martin (1977, 1987)**

Martin (1977, 1987) a suggéré une méthode pour prédire les tassements de fondations dans les sols résiduels de piedmont en utilisant la méthode du module PMT et du facteur d'influence de la déformation suggérée par Schmertmann (1970) pour les sables. Menard (1965) a développé un facteur rhéologique,  $\alpha$ , à  $E_s$ , comme suit (Alan & Don, 1995) :

$$E_s = \alpha E_M \tag{II - 46}$$

Pour différents types de sols, Menard a suggéré différentes valeurs de  $\alpha$  comme : (1) sable et gravier, 1/3 ; (2) limon, 1/2 ; (3) de l'argile, 2/3 ; (4) tourbe, 1. Sur la base de la corrélation présentée entre les tassements mesurés et prévus, Martin (1977) a constaté que le module PMT,  $E_M$ , se rapproche étroitement du module du sol,  $E_s$ , c'est-à-dire  $\alpha = 1$ , pour les sols étudiés en utilisant le facteur d'influence de la déformation  $2B - 0.6$  de Schmertmann.

**II.4.1.3 Méthode de Baguelin et al. (1978)**

Baguelin et al. (1978) présentent une approche simplifiée de l'estimation des tassements de fondation pour la conception préliminaire comme suit :

$$s = \left[ \frac{q_{net}}{E_M} \right] f \tag{II - 47}$$

Où :

$s$  = tassement ;

$q_{net}$  = pression de pied nette =  $q - \gamma D = q^*$  ;

$\gamma$  = poids unitaire total du sol ;

$D$  = profondeur de fondation ;

$f$  = un coefficient empirique qui est fonction du type de sol et de la géométrie de la semelle ;

$E_M$  = module PMT à une profondeur de  $2B$  sous la semelle.

La valeur de  $E_M$  doit être ajustée pour donner la moyenne pondérée des valeurs obtenues dans la zone  $2B$  sous la semelle si le sol n'est pas uniforme.

$E_M$  et  $q_{net}$  doivent avoir les mêmes unités.

**II.4.1.4 Méthode de Briaud (1992)**

Une approche alternative présentée par Baguelin et al. (1978) et Briaud (1992) (Alan & Don, 1995) consiste à utiliser une solution élastique simple pour calculer le tassement en tant que :

$$s = I_0 I_1 (1 - \nu^2) q \left( \frac{B}{E} \right) \tag{II - 48}$$

Où :

$s$  = tassement ;

$I_0, I_1$  = facteurs d'influence ;

$\nu$  = coefficient de Poisson ;

$q$  = pression de roulement ;

$B$  = largeur de la semelle ;

$E$  = module PMT dans la zone d'influence.

Cette approche est essentiellement la même que les autres méthodes élastiques présentées, à l'exception du fait que le module du sol est obtenu directement à partir du PMT.

#### **II.4.2 Méthode de calcul basées sur l'essai de pénétromètre standard (SPT)**

Cet essai est normalisé par la norme NF P 94-1. Il s'agit de l'essai le plus ancien et le plus pratiqué dans le monde bien que rudimentaire. C'est un moyen d'investigation simple et rapide ; son domaine d'application est limité aux sols fins et aux sols grenus dont les grains n'excèdent pas 20 mm. Cet essai consiste à battre dans le sol, au fond d'un forage, un carottier de caractéristiques, et de dimensions définies :

❖ Carottier :

Longueur utile :  $\geq 450$  mm

Diamètre intérieur : 35 mm

Diamètre extérieur : 51 mm

❖ Masse du mouton : 64 kg

❖ Hauteur de dune : 75 cm

Après avoir réalisé le forage maintenu par une boue ou par un tubage, le carottier y est descendu puis battu en trois étapes. Le nombre de coups  $N$ , nécessaires à chaque enfoncement de 15 cm est relevé, soit :

$N_0$ : enfoncement d'amorage de 0 à 15 cm.

$N_1$ : premier enfoncement d'essai de 15 à 30 cm.

$N_2$  : deuxième enfoncement d'essai de 30 à 45 cm.

Le nombre  $N = N_1 + N_2$  est appelé résistance à la pénétration.

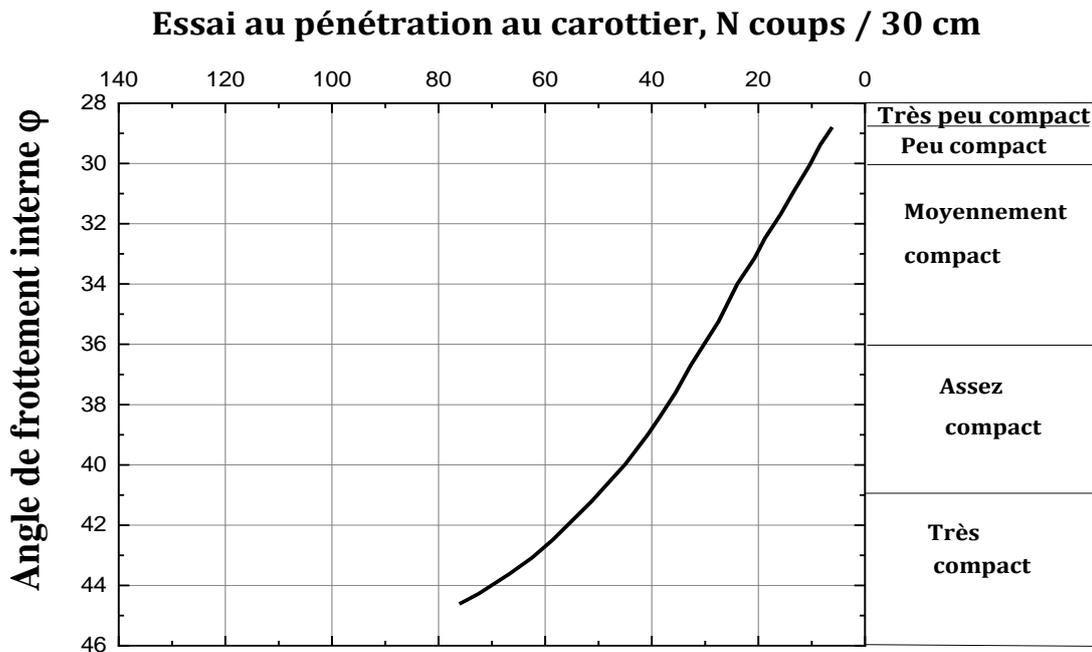
Lorsqu'un nombre de coups supérieur à 50 ne permet pas d'obtenir un enfoncement de 15 cm, l'essai est arrêté et l'enfoncement correspondant noté. En fin de battage, la carotte est récupérée afin d'apprécier la nature du sol testé.

À partir de milliers d'essais, réalisés en particulier aux États-Unis, des corrélations ont été établies entre  $N$  et les caractéristiques suivantes :

- ❖ La compacité des sables et leur angle de frottement interne ;
- ❖ La résistance des sols la compression simple ;

- ❖ La capacité portante des fondations ;
- ❖ Le risque de liquéfaction des sables.

La figure II -16 présente une corrélation entre le nombre N et l'angle de frottement interne des sables. Toutefois, l'utilisation de ces corrélations impose une extrême prudence en raison de la dispersion imposante qui leur est attachée.



**Figure II-17 :** Relation entre N et l'angle de frottement  $\phi$  dans les sables.

En résumé, l'essai de pénétration au carottier est un essai simple fournissant essentiellement des caractéristiques de rupture, il doit être utilisé avec prudence, notamment dans les sols cohérents, et nécessite un étalonnage avec d'autres essais in situ (**Philipponnat & Hubert, 2007**).

L'utilisation du test de pénétration standard pour estimer le tassement des fondations superficielles est profondément ancré dans la pratique du génie géotechnique. Les auteurs se sentent confiant dans l'idée que ce test a été et reste l'outil le plus couramment utilisé pour ce type d'estimation. Cela est dû en partie au fait que le test est largement disponible, facile à comprendre et faible coût.

En raison de la large utilisation historique du SPT dans les études de site, au cours des 45 dernières années, un grand nombre de méthodes ont été proposées pour utiliser les résultats des tests pour prédire le tassement des fondations superficielles.

La plupart des méthodes décrites dans ce titre sont empiriques. Autrement dit, ils sont basés sur la corrélation directe entre la valeur moyenne (corrigée ou non corrigée) du nombre de coups N et le tassement observé, soit sur la valeur du nombre de coups est utilisée pour obtenir un paramètre de conception intermédiaire dont la corrélation est basée sur les observations.

Il serait presque impossible de répertorier toutes les applications ou tous les historiques de cas pour lesquels les résultats du SPT ont été utilisés pour prédire le règlement.

Et parmi ces méthodes, nous mentionnons (Alan & Don, 1995) :

**II.4.2.1 Méthode de Terzaghi et Peck, 1948**

La méthode de règlement de Terzaghi et Peck repose principalement sur des tableaux de capacité portante de fondation superficielles, développé en utilisant l'équation de la capacité portante proposée par Meyerhof (1956). Les tableaux sont utilisés pour obtenir la capacité portante admissible (bien que la F.S. utilisée ne soit pas indiquée) pour différentes largeurs de semelle et valeurs de décompte de soufflage SPT avec un tassement maximal non supérieur à 25 mm et un tassement différentiel ne dépassant pas 19 mm (3/4 po) à une portance admissible donnée. Selon Terzaghi et Peck, des semelles carrées et continues de même largeur montrent un comportement de tassement similaire pour le même sol et la même intensité de chargement (Alan & Don, 1995) . Le tassement est donné comme :

$$s = \left(\frac{8q}{N}\right) (C_w C_d) \quad (\text{Pour } B < 4\text{ft}); \quad (\text{II} - 49)$$

$$s = \left(\frac{12q}{N}\right) \left[\frac{B}{(B + 1)}\right]^2 C_w C_d \quad (\text{Pour } B > 4\text{ft}); \quad (\text{II} - 50)$$

$$s = \left(\frac{12q}{N}\right) (C_w C_d) \quad (\text{Pour radier}). \quad (\text{II} - 51)$$

Ces expressions peuvent également être énoncées sous une forme générale :

$$s = \left(\frac{3q}{N}\right) \left[\frac{2B}{(B + 1)}\right]^2 C_w C_d \quad (\text{II} - 52)$$

Où :

s = tassement (en inches) ;

q = contrainte de pied nette (en tsf) ;

N = nombre de coups non corrigés (sur le terrain) ;

B = largeur de semelle (en ft) ;

C<sub>w</sub> = correction de l'eau

$$= 2 - \left(\frac{W}{2B}\right) < 2.0 \quad \text{pour semelles de surface}$$

$$= 2 - 0.5 \left(\frac{D}{B}\right) < 2.0 \quad \text{pour complètement submerger, pied intégré ; } W < D$$

$C_d$  = correction d'ancrage.

$$= 1 - 0.25 \left(\frac{D}{B}\right)$$

Où :

$W$  = profondeur de la nappe phréatique (en ft) ;

$D$  = profondeur de semelle (en ft).

Les données non corrigées sur le nombre de coups SPT sont utilisées pour les calculs de tassement. Cependant, si le sable est dense, saturé, très fin ou fertile (par exemple, une teneur en fines abondante), il est recommandé de corriger le nombre de coups selon les méthodes suivantes :

$$N_c = 15 + 0.5 (N - 15) \quad \text{pour } N > 15. \quad (\text{II} - 53)$$

La correction pour la nappe phréatique s'applique aux cas où les eaux souterraines se situent au niveau ou au-dessus de la base de la semelle (cas complet submergé). Pour une submersion partielle (eau située entre  $D$  et  $D + B$ ), un facteur de correction est donné pour les semelles de surface (sans ancrage) uniquement. En pratique courante, la correction de l'eau est souvent omise des estimations du tassement à l'aide de cette méthode, car elle est généralement considérée comme trop prudente.

#### II.4.2.2 Méthode de Meyerhof (1956, 1965) :

Meyerhof (1956) a suggéré que les pressions d'appui admissibles pour une semelle sur les sols pourraient être estimés sur la base des résultats des ascensions SPT. La pression admissible comprend un facteur de sécurité minimum de 3 contre la défaillance de la capacité portante et peut être inférieur à la pression de sécurité ( $\frac{q_{ult}}{3}$ ) si le tassement résultant de la pression de sécurité est excessif. En supposant que la pression d'appui admissible provoque un tassement total de 25 mm, Meyerhof (1956) a proposé l'expression suivante pour les sables secs et humides (Alan & Don, 1995) :

$$q_a = \left(\frac{N}{8}\right) \quad (\text{pour } B < 4\text{ft}); \quad (\text{II} - 54)$$

$$q_a = N \left[ \frac{(1 + 1/B)^2}{12} \right] \quad (\text{Pour } B > 4\text{ft}); \quad (\text{II} - 55)$$

$$q_a = \left(\frac{N}{10}\right) \quad (\text{approximativement, pour tout } B). \quad (\text{II} - 56)$$

Où :

$q_a$  = pression d'appui admissible (tsf) ;

$N$  = nombre de coups SPT non corrigé ;

$B$  = largeur de semelle (ft) ;

Dans les sables très fins ou limoneux saturés, Meyerhof a suggéré d'utiliser les valeurs de  $N$  équivalentes si  $N > 15$  comme suit :

$$N_c = 15 + 0.5(N - 15). \tag{II - 57}$$

Le tassement pour toute semelle chargée à un niveau de contrainte autre que  $q_a$  (probablement moins) pourrait alors être obtenu en proportionnant le tassement de 25 mm à une proportion du rapport  $q / q_a$ .

Meyerhof (1965) a suggéré une légère modification par rapport à son expression antérieure pour augmenter la capacité portante admissible en donnant un tassement de 25 mm sur 50% afin de tenir compte du fait que la méthode précédente avait tendance à être conservatrice. Ensuite, l'expression de règlement devient :

$$s = \left(\frac{4q}{N}\right) \quad (\text{pour } B < 4\text{ft}); \tag{II - 58}$$

$$s = \left(\frac{6q}{N}\right) \left[\frac{B}{(B + 1)}\right]^2 \quad (\text{pour } B > 4\text{ft}); \tag{II - 59}$$

$$s = \left(\frac{6q}{N}\right) \quad (\text{pour radier}). \tag{II - 60}$$

Où :

$s$  = tassement (en inches);

$q$  = contrainte au sol (en tsf);

$N$  = nombre de coups non corrigés ;

$B$  = largeur de semelle (en ft);

$C_d$  = facteur de correction d'ancrage.

#### II.4.2.3 Méthode de Hough (1959, 1969) :

Hough (1959) a proposé une méthode de calcul du tassement des fondations sur le sable (**Alan & Don, 1995**), qui est similaire à la méthode de calcul du tassement de la consolidation unidimensionnelle des structures sur l'argile. Le sous-sol est divisé en plusieurs couches appropriées, qui varient verticalement.

La compression de la couche est calculée. L'expression générale pour le tassement est :

$$s = \sum \left( \frac{1}{c} \right) \Delta z \log \left[ \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (\text{II} - 61)$$

Où :

$s$  = tassement (en ft);

$$C = \text{indice de capacité portante} = x \frac{1 + e_0}{C_c} ;$$

$\Delta z$  = épaisseur de la couche (en ft);

$\sigma'_{v0}$  = contrainte initiale effective verticale à mi – hauteur de la couche ;

$\Delta\sigma'_v$  = variation de la contrainte effective verticale à mi – hauteur de la couche ;

$z$  = épaisseur de la zone compressible.

La variation de la contrainte effective verticale résultant de la charge de la fondation est obtenue à partir de diagrammes simples de répartition des contraintes de la théorie élastique, tels que ceux de Bousinesq. L'épaisseur sur laquelle la compression a lieu est supposée être égale à la profondeur à laquelle la contrainte augmente, c'est-à-dire  $\frac{\Delta\sigma'_v}{q}$  qu'est égal à 10%. Alternativement, il a été suggéré que l'on puisse utiliser une méthode approximative de distribution de contrainte pour obtenir  $\Delta\sigma'_v$  comme :

$$\Delta\sigma'_v = \frac{p}{(B + h)^2} \quad (\text{pour semelle carrée}); \quad (\text{II} - 62)$$

$$\Delta\sigma'_v = \frac{p}{(B + h)(L + h)} \quad (\text{pour semelle rectangulaire}). \quad (\text{II} - 63)$$

Où :

$p$  = charge appliquée ;

$L$  = longueur de la semelle ;

$h$  = profondeur.

Hough (1959) n'a pas mentionné l'application de facteurs de correction aux comptes de nombre de coups du SPT; par conséquent, l'indice de capacité de charge  $C$  a été présenté à l'origine par Hough (1959) en fonction des comptes de soufflage du champ non corrigés, Même dans son dernier ouvrage sur la mécanique des sols, Hough (1969) ne fait aucune mention de la correction du nombre de coups SPT, mais présente un nouveau graphique montrant la relation entre le nombre de coup  $N$  et l'indice de capacité portante.

**II.4.2.4 Méthode de Teng (1962)**

Teng (1962) a présenté une interprétation du diagramme de capacité de Terzaghi et Peck (1948) afin d'estimer le tassement des fondations superficielles sur le sable. Teng (1962) a placé le graphique de Terzaghi et de Peck (1948) comme une équation. Le tassement est déterminé à :

$$s = \left[ \frac{q}{720(N_c - 3)} \right] \left[ \frac{2B}{(B + 1)} \right]^2 \left[ \frac{1}{(C_w C_d)} \right] \tag{II - 64}$$

Où :

s = tassement (en inches);

q = contrainte à la semelle nette (en psf);

N<sub>c</sub> = nombre de coups corrigé ;

B = largeur de semelle (en ft);

C<sub>w</sub> = correction de la nappe phréatique =  $0.5 + 0.5 \left( \frac{W/D}{B} \right)$  pour l'eau sur et sous la semelle ;

C<sub>d</sub> = correction d'ancrage =  $1 + \left( \frac{D}{B} \right) \leq 2.0$  .

**II.4.2.5 Méthode de D'Appolonia et al. (1968)**

Dans une étude approfondie des performances de tassement d'un grand nombre de semelles sur le sable, D'Appolonia et al. (1968) ont utilisé une modification des méthodes de Terzaghi et Peck (1948, 1967) et de Meyerhof (1956, 1965) pour prédire le tassement. Sur la base de leurs observations, ils ont suggéré que le tassement devrait être estimé comme suit :

$$s = \left[ \frac{16q}{3N_c} \right] C_d \tag{pour B \le 4ft}; \tag{II - 65}$$

$$s = \left[ \frac{8q}{N_c} \right] \left[ \frac{B}{(B + 1)} \right]^2 C_d \tag{pour B > 4ft}; \tag{II - 66}$$

$$s = \left[ \frac{8q}{N_c} \right] C_d \tag{pour radier}. \tag{II - 67}$$

D'où :

s = tassement (en inches);

q = contrainte au sol (en tsf);

B = largeur de semelle (en ft);

N<sub>c</sub> = nombre de coups corrigés ;

$$C_d = \text{correction de l'incorporation} = 1 - 0.25 \left( \frac{D}{B} \right).$$

Le facteur de correction de profondeur ou d'ancrage est le même que celui proposé par Meyerhof (1956). Les coupes doivent être corrigées selon la méthode décrite par Gibbs et Holtz (1957). De plus, on notera qu'aucune correction de la nappe phréatique n'est utilisée avec cette méthode.

Les comparaisons du tassement de semelle présentées par D'Appolonia et al. (1968) concernaient du sable de dune compacté par vibration et seraient probablement considérés comme sur consolidés. Cela doit être pris en compte lors de l'utilisation de cette procédure.

#### II.4.2.6 Méthode de Peck and Bazaraa (1969)

Peck et Bazaraa (1969) ont proposé une méthode similaire à la méthode de Terzaghi et Peck (1948, 1967) en discutant de l'article publié par D'Appolonia et al. (1968). Il semble que cette méthode dérive principalement des travaux proposés dans la thèse de doctorat de Bazaraa (1967). Cette méthode recommande une correction supplémentaire du nombre de coups pour résoudre le problème de surcharge et augmenter la capacité portante admissible obtenue par Terzaghi et Peck de 50%. Cette dernière modification était incorporée pour fournir des estimations moins prudentes. De plus, des effets sur la nappe phréatique et une correction de l'intégration ont été proposés (Alan & Don, 1995). Le tassement est calculé selon la formule suivante :

$$s = \left( \frac{16q}{3N_c} \right) C_w C_d \quad (\text{pour } B \leq 4\text{ft.}); \quad (\text{II} - 68)$$

$$s = \left( \frac{8q}{N_c} \right) \left[ \frac{B}{(B+1)} \right]^2 C_w C_d \quad (\text{pour } B > 4\text{ft}); \quad (\text{II} - 69)$$

$$s = \left( \frac{8q}{N_c} \right) C_w C_d \quad (\text{pour radier}). \quad (\text{II} - 70)$$

D'où :

$s$  = tassement (en inches) ;

$q$  = contrainte au sol (en tsf) ;

$N_c$  = nombre de coups corrigé ;

$B$  = largeur de semelle (en ft) ;

$$C_d = \text{correction d'ancrage} = 1.0 - 0.4 \left( \frac{\gamma D}{q} \right)^{0.5}.$$

Où :

$\gamma$  = poids total unitaire du sol ;

$$C_w = \text{correction de la nappe phréatique} = \frac{\sigma'_v \text{ sèche}}{\sigma'_v \text{ humide}}$$

Où  $\sigma'_v$  est calculé à  $\frac{D + B}{2}$ .

Le facteur de correction  $C_w$  de la nappe phréatique est le rapport entre la contrainte de surcharge effective à  $D + B/2$  du sol sec et la contrainte de surcharge effective à  $D + B/2$  l'emplacement de la nappe phréatique. Si la nappe phréatique est située sous la profondeur  $D + B/2$ , alors  $C_w = 10$ .

La valeur corrigée du nombre de coups est obtenue à partir de :

$$N_c = \frac{4N}{1 + 2p'} \quad \text{pour } p' \leq 1.5 \text{ ksf}; \tag{II - 71}$$

$$N_c = \frac{4N}{3.25 + 0.5p'} \quad \text{pour } p' > 1.5 \text{ ksf}. \tag{II - 72}$$

Où :

$p'$  = contrainte de surcharge effective (en ksf) à une profondeur d'environ  $D + B/2$ .

**II.4.2.7 Méthode de Webb (1969)**

De toute évidence, Webb (1969) a été l'un des premiers auteurs à proposer l'utilisation d'une méthode de stratification pour estimer le tassement total à partir d'une semelle reposant sur du sable (Alan & Don, 1995). Le tassement est calculé selon l'expression suivante :

$$s = \sum \frac{\sigma_{zi}}{E} \Delta z_i \tag{II - 73}$$

Où :

$s$  = tassement (en ft) ;

$\sigma_{zi}$  = contrainte verticale dans la couche de sol  $i$  produite par la contrainte de fondation  $q$  (en psf) ;

$\Delta z_i$  = épaisseur de la couche  $i$  (en ft);

$E$  = module d'élasticité du sol (en psf) ;

Le module d'élasticité du sol à utiliser dans l'équation précédente est obtenu directement à partir de la matrice non corrigée.

Les résultats du SPT sont :

$$E = 5(N + 15) \quad \text{pour les sables fins à moyens submergés}. \tag{II - 74}$$

$$E = 3.33(N + 5) \quad \text{pour les sables argileux}. \tag{II - 75}$$

$$E = 4(N + 12) \quad \text{pour les profils moyens.} \quad (\text{II} - 76)$$

Ces corrélations ont été développées à partir d'observations empiriques entre les résultats SPT et les tests de chargement de plaques sur le terrain.

#### II.4.2.8 Méthode de D'Appolonia et al. (1970)

À la fermeture de leur article de 1968 sur l'ASCE, D'Appolonia et al (1970) ont suggéré une autre méthode de prédiction du tassement basée plus ou moins sur une solution élastique. La méthode nécessite une estimation du module de compressibilité du sol,  $M$ , qui est obtenue à partir de soufflages SPT (**Alan & Don, 1995**). Le tassement est calculé à partir de l'équation générale de la solution élastique, comme indiqué ci-dessous :

$$s = \frac{q B I}{M} \quad (\text{II} - 77)$$

$s$  = tassement (en ft) ;

$q$  = contrainte au sol (en tsf) ;

$B$  = largeur de semelle (en ft) ;

$I$  = un facteur d'influence ;

$M$  = module de compressibilité.

#### II.4.2.9 Méthode de Schultze et Sherif (1973)

Sur la base des résultats d'une étude des colonies observées sur 48 sites, Schultze et Sherif (1973) ont mis au point une méthode empirique pour estimer le tassement des fondations superficielles sur du sable en utilisant les résultats du SPT (**Alan & Don, 1995**). L'expression de tassement est donnée comme suit :

$$s = \frac{Q F_c}{N^{0.87} C_d} \quad (\text{II} - 78)$$

$s$  = tassement (en cm) ;

$Q$  = c ontrainte de semelle brute (supplément non soustrait)(kg/cm<sup>2</sup>) ;

$F_c$  = facteur d'influence basé sur la forme de la semelle (en cm<sup>3</sup>/kg) ;

$N$  = nombre de coups non corrigé ;

$C_d$  = correction d'ancrage =  $1 + 0.4 \left( \frac{D}{B} \right) \leq 1.4$ .

L'exposant de 0,87 sur la valeur  $N$  dans l'équation précédente est basé sur une évaluation statistique de leur résultat. Le facteur d'influence  $F_c$ , est fonction de la géométrie de la semelle ainsi que de la profondeur sous le pied  $D_s$ , en une couche incompressible.

**II.4.2.10 Méthode de Peck et al. (1974)**

Dans leur manuel d'ingénierie de base, Peck, Hanson et Thornburn (1974) ont suggéré une modification de la méthode de Terzaghi et Peck (1948, 1967) en ajoutant principalement un nombre de coups facteur de correction pour la contrainte des morts-terrains et une correction pour les eaux souterraines situées près de la base du pied (Alan & Don, 1995).

Les expressions pour le tassement sont :

$$s = \frac{q}{0.11N_c C_w} \quad \text{pour les semelles de taille moyenne (B > 2ft);} \quad (\text{II} - 79)$$

$$s = \frac{q}{0.22N_c C_w} \quad \text{pour les radiers.} \quad (\text{II} - 80)$$

Où :

s = tassement (en inches) ;

q = contrainte au sol (en tsf) ;

$N_c$  = nombre de coups corrigé =  $NC_n$  ;

$C_w$  = correction de la nappe phréatique =  $0.5 + 0.5 \left( \frac{W}{D + B} \right)$ .

La correction des morts-terrains pour les empreintes de champ peut être obtenue à partir de l'expression :

$$C_n = 0.77 \log \left( \frac{20}{p'} \right) \quad (\text{II} - 81)$$

D'où :

$p'$  = contrainte de surcharge effective (en tsf) pour le nombre de coups mesuré à  $D + \frac{B}{2} \geq 0.25$  tsf.

Pour des contraintes de surcharge effectives inférieures à 0.25 tsf (généralement dans la partie supérieure de 15 m (5 ft), la valeur  $C_n$  entre 1.5 et 2.0 peut être supposé.

**II.4.2.11 Méthode de Meyerhof (1974)**

Les expressions de tassement les plus récentes de Meyerhof sont des modifications ultérieures des équations données (Meyerhof 1956, 1965) généralement considérées comme conservatrices (Alan & Don, 1995).

Dans ce cas, le tassement est donné comme suit :

$$s = \left[ \frac{(q)(B)^{1/2}}{(2N)} \right] [C_d] \quad (\text{II} - 82)$$

$$s = \left[ \frac{(q)(B)^{1/2}}{(N)} \right] [C_d] \text{ (pour les sables très fin ou limoneux submergé)} \quad (\text{II} - 83)$$

D'où :

$s$  = tassement (en inches) ;

$q$  = contrainte au sol (en tsf) ;

$B$  = largeur de semelle (en inches) ;

$N$  = nombre de coups non corrigé ;

$C_d$  = correction d'ancrage =  $1 - 0.25 \frac{D}{B}$ .

## II.5 Méthodes de calcul basées sur les éléments finis (logiciel Plaxis 2D)

### II.5.1 Présentation de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est largement utilisée dans la pratique de l'ingénierie depuis plus de 30 ans. Jusqu'à récemment, il a été largement utilisé pour l'analyse de problèmes géotechniques. Cela peut être dû au fait qu'il existe de nombreuses questions complexes spécifiquement pour l'ingénierie géotechnique, et les réponses à ces questions n'ont été découvertes que récemment.

Si cette méthode est utilisée correctement, elle peut produire des résultats réalistes et aider à trouver des solutions aux problèmes d'ingénierie des sols. Une bonne analyse qui simule le vrai comportement du sol permet aux ingénieurs de mieux comprendre ces problèmes.

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF consiste à remplacer la structure physique étudiée par un nombre limité d'éléments ou de composants discrets qui représentent la grille. Ces éléments sont reliés entre eux par de nombreux points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu.

## II.5.2 Le logiciel Plaxis

En raison de nombreux codes d'éléments finis, l'analyse d'ingénierie géotechnique devient possible. (Par exemple : Plaxis). Les ingénieurs expérimentés dans ce domaine savent que le poids des hypothèses de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il savait que la terminologie des éléments finis était parfois offensante – il ne voulait pas interférer avec la numérotation des nœuds, des éléments et certains choix réservés aux nombres. Il espère utiliser des codes sur PC pour gérer au quotidien sa bureautique et sa technologie afin d'effectuer des recherches paramétriques sur des problèmes délicats. Plus important encore, il a demandé à sa journée de ne pas être dérangé par la saisie de données et l'interprétation de documents.

Le code Plaxis est un logiciel couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980.

Ce programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows 7.

Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élastoviscoplastiques en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. **(BRAHMI , 2015).**

**II.6 Conclusion**

Ce chapitre présente les différentes méthodes d'estimations des tassements des fondations superficielles, le but de ce chapitre était d'examiner de manière critique les méthodes analytiques basées sur la théorie d'élasticité, les méthodes basées sur des essais au laboratoire (essai odométrique), Méthodes de calcul basées sur les éléments finis (Plaxis 2D) et les méthodes basées sur les essais in-situ (PMT, SPT) comme moyen de prédire le tassement des fondations superficielles.

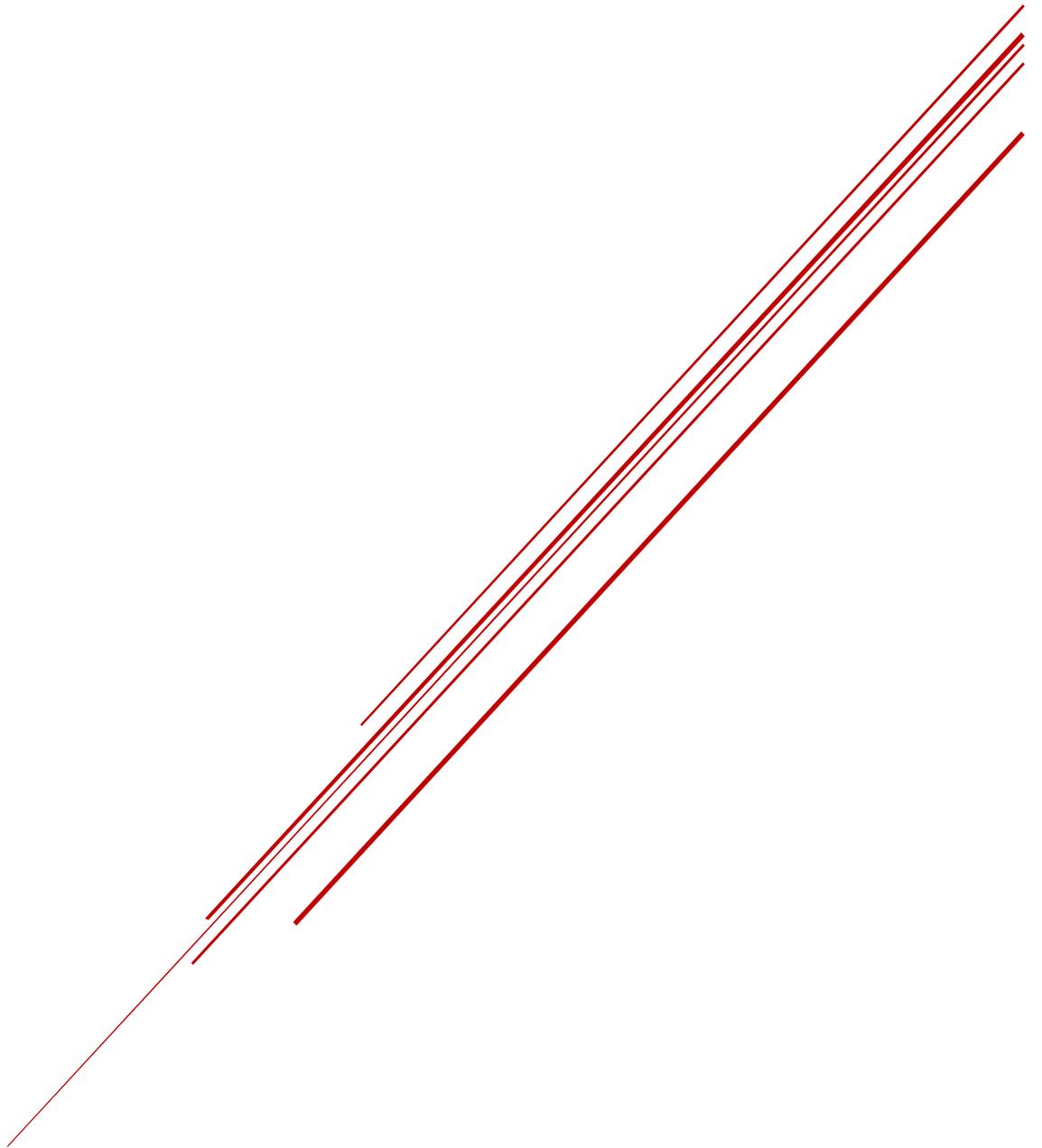
Le tassement est généralement causé par l'application directe de charges structurelles sur la fondation qui à leur tour provoquent la compression du matériau support tel que le sol ou la roche.

Bien que des fondations sans tassement soient idéales, ce n'est pas un objectif réalisable. La contrainte et la déformation vont toujours de pair, de sorte que l'imposition de charges à partir de la fondation provoque toujours un tassement dans les sols sous-jacents.

Par conséquent, la question qui se pose à l'ingénieur de conception géotechnique n'est pas de savoir si la fondation se tassera, mais plutôt de définir la valeur de tassement qui serait admissible et de concevoir la fondation pour répondre aux exigences de service de l'ouvrage.

# CHAPITRE III

Étude paramétrique d'une semelle  
circulaire sous une charge axiale



### III.1 Introduction

Cette étude paramétrique vise d'étudier le tassement de trois fondations de différentes dimensions ancrées dans deux types de sol (Argile et sable) sous trois charges axiales en utilisant les différentes approches analytiques ((Harr, 1966), (Schmertmann et Hartman, 1978), (Mayne et Poulos, 1999)), et les approches numériques (Méthode des éléments finis) en utilisant le logiciel Plaxis 2D, et faire une comparaison entre les approches analytiques et la méthode des éléments finis, tout cela pour choisir la meilleure méthode pour l'estimation de tassement des fondations superficielles.

### III.2 Définition des paramètres de l'étude

Les principaux paramètres du sol et de fondation sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III-1** : Les paramètres d'entrée des fondations.

Fondation	B (m)	D (m)	r (m)	$\gamma_p$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$E_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$I_p$ (m <sup>4</sup> )	$E_p I_p$ (kN.m <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	EA (kN)
1	1	0.866	0.5	25	0.25	$21 \times 10^7$	0,0490625	10303125	0,785	164850000
2	2	1.732	1	25	0.25	$21 \times 10^7$	0,785	164850000	3,14	659400000
3	3	2.598	1.5	25	0.25	$21 \times 10^7$	3,9740625	834553125	7,065	1483650000

**Tableau III-2** : Les paramètres d'entrée des sols (Skikdaoui et Mahi, 2020).

Les paramètres	Sol sableux	Sol argileux
Poids volumique naturel $\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>2</sup> )	18	16.5
Poids volumique saturé $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>2</sup> )	21	19.0
Module d'Young du sol $E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	20000	15000
Coefficient de Poisson $\nu$	0.3	0.35
Coefficient des terres au repos $K_0$	0.4	0.6

Modèle géométrique

Le modèle sol-fondation utilisé dans cette étude est représenté dans la figure (III.1). La fondation est en béton armé de poids volumique  $\gamma_P$ , de diamètre B et d'une épaisseur D.

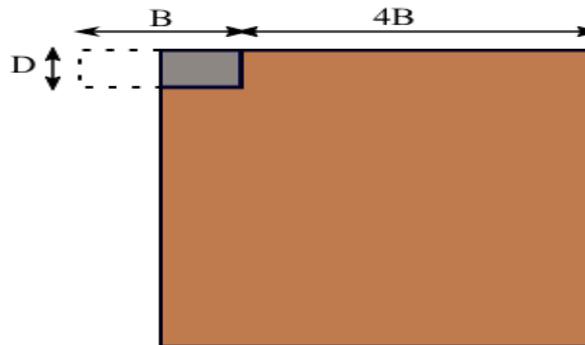


Figure III-1 : Le modèle géométrique adapté dans cette étude.

III.3 Estimation des tassements par le logiciel (PLAXIS 2D)

III.3.1 Sol argileux

Le système sol-fondation sera simulé à l'aide du logiciel Plaxis 2D avec un modèle « axisymmetry ».

La fondation est implantée dans deux différents types de sol (sol sableux et sol argileux), soumise à une charge axiale q de 100, 200 et 500kN.

Le modèle de comportement affecté pour la structure (la fondation) et le sol est le modèle élastique linéaire vue qu'on envisage de calculer dans ce chapitre.

Le modèle géométrique après l'inclusion des paramètres de la fondation implantée dans le sol argileux avec l'application de la charge est représenté dans la figure (III.2) :

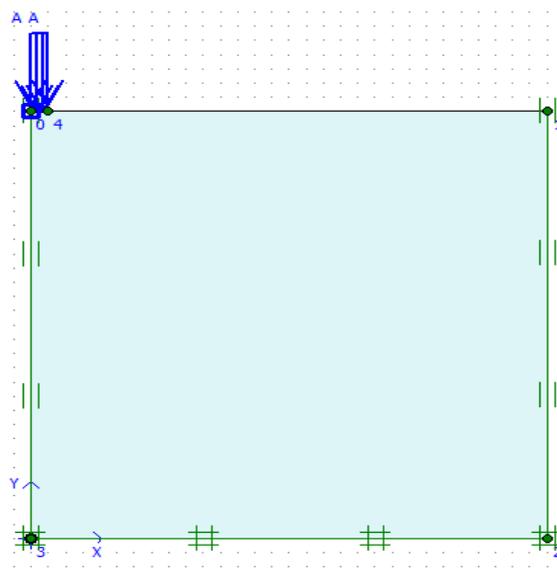


Figure III-2 : Présentation du modèle étudié.

Plaxis offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 06 nœuds.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les faces verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure.

La figure (III.3) représente la déformation du maillage correspondant du modèle.

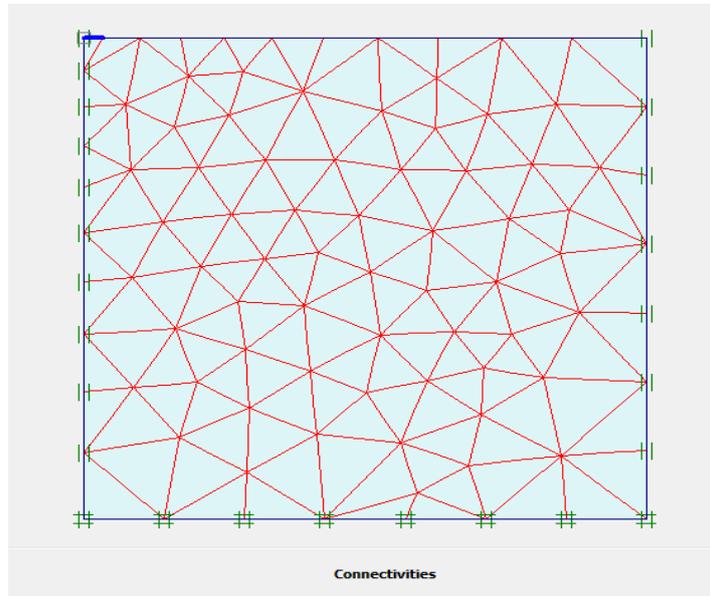


Figure III-3 : Génération typique du maillage.

Par «initial conditions» on accède au menu des conditions initiales

- ❖ Valider ou changer le poids volumique de l'eau proposé par défaut dans Plaxis.
- ❖ Laisser la nappe en profondeur (Admettant l'absence d'une nappe d'eau).
- ❖ Cliquez sur le bouton gauche pour générer les contraintes initiales :

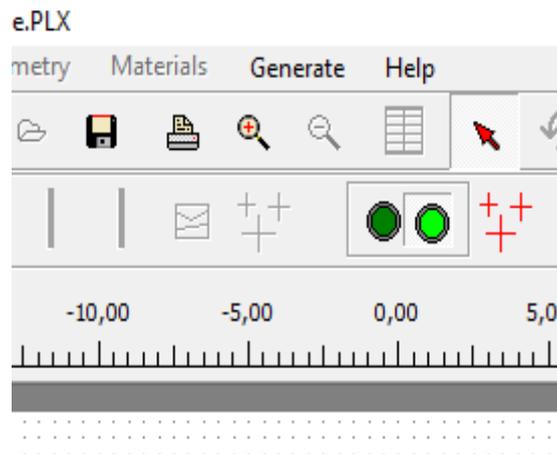


Figure III-4 : Les deux boutons dans le menu des conditions initiales.

On obtient alors la fenêtre ci-dessous afin d'entrer la valeur de coefficient des terres au repos  $K_0$  :

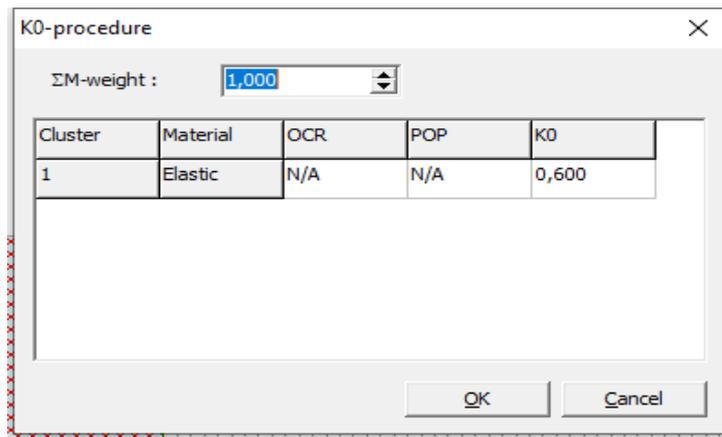


Figure III-5 : Valeur par défaut du coefficient  $K_0$ .

Les contraintes initiales sont alors calculées.

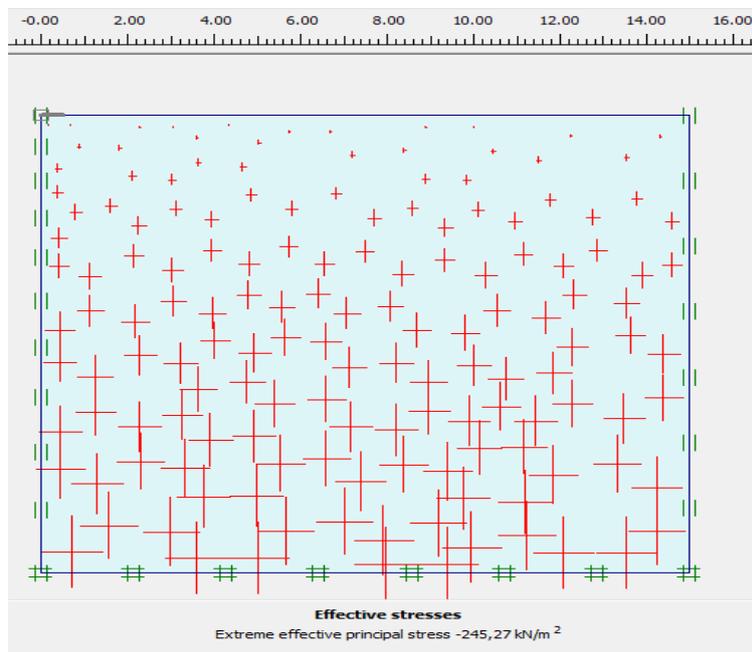


Figure III-6 : Les contraintes initiales.

On doit alors sauvegarder les données avant de rentrer dans le programme de calcul (Calculations) : PLAXIS le propose automatiquement.

On utilise le type de calcul « analyse plastique » pour déterminer le tassement élastique.

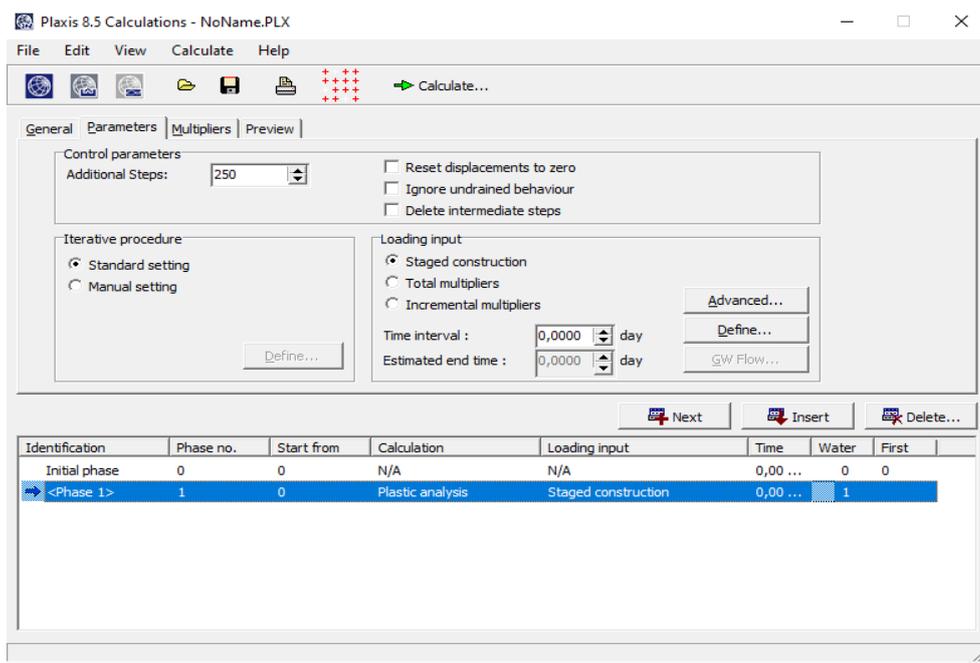


Figure III-7 : La phase de calcul dans Plaxis 2D.

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés et les déplacements. Le résultat est présenté dans les figures III-8 et III-9 :

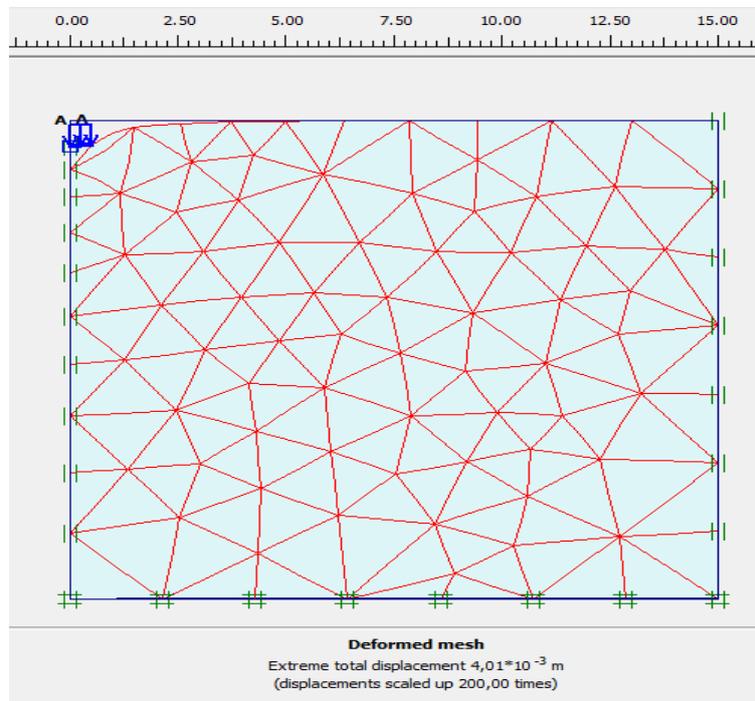


Figure III-8 : Maillage déformé.

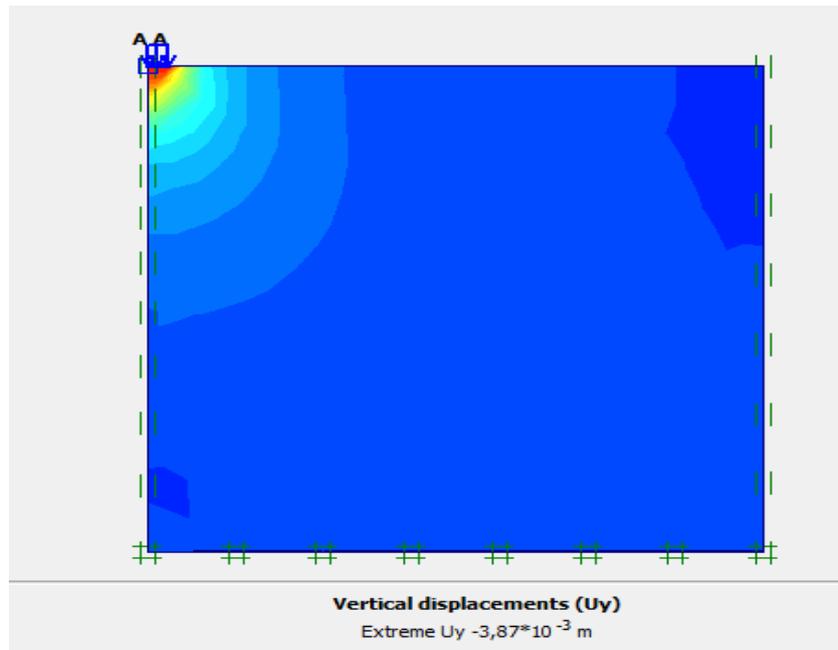


Figure III-9 : Les déplacements verticales.

On procède avec les mêmes étapes dans les autres cas (Changement de la géométrie de la fondation, augmentation de la charge, changement du type du sol).

On trace les tassements sous la fondation en fonction de la profondeur. Les résultats obtenus sont représentés dans les figures III-10, III-11, III-12, III-13, III-14 et III-15.

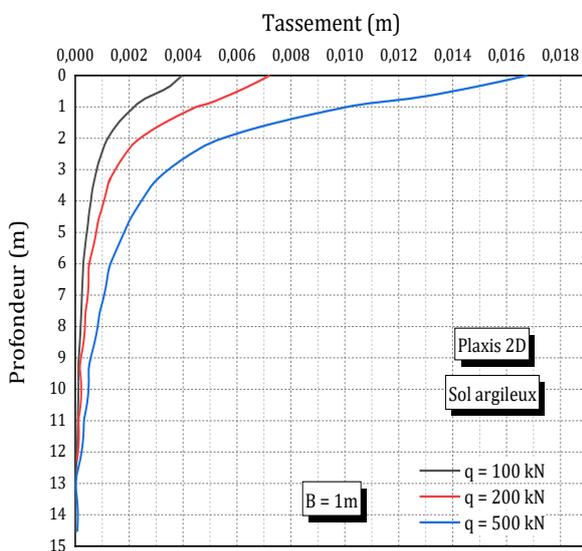


Figure III-10 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 1m par Plaxis 2D sur un sol argileux.

La figure III-10 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 1m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol argileux par Plaxis 2D.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0.004 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 8 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0.007 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 9 m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0.017 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 11 m.

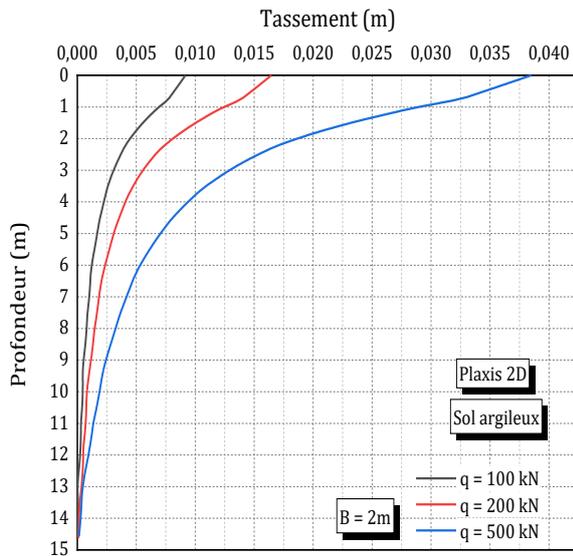


Figure III-11 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 2m par Plaxis 2D sur un sol argileux.

La figure III-11 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 2m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol argileux par Plaxis 2D.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0.009 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 9 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0.016 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 10 m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0.038 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 12m.

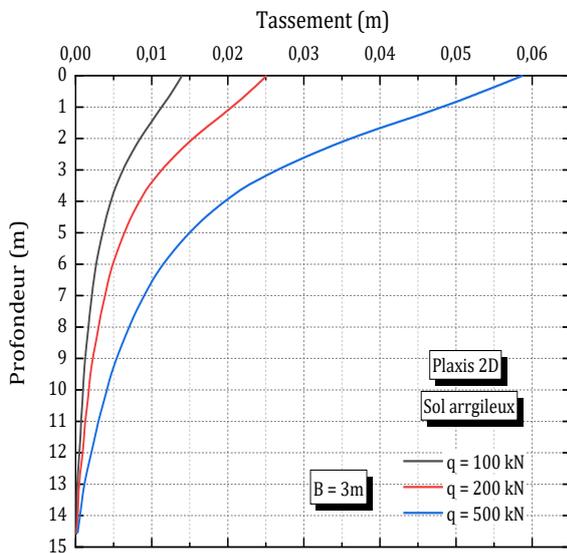


Figure III-12 : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 3m par Plaxis 2D sur un sol argileux.

La figure III-12 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 3m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol argileux par Plaxis 2D.

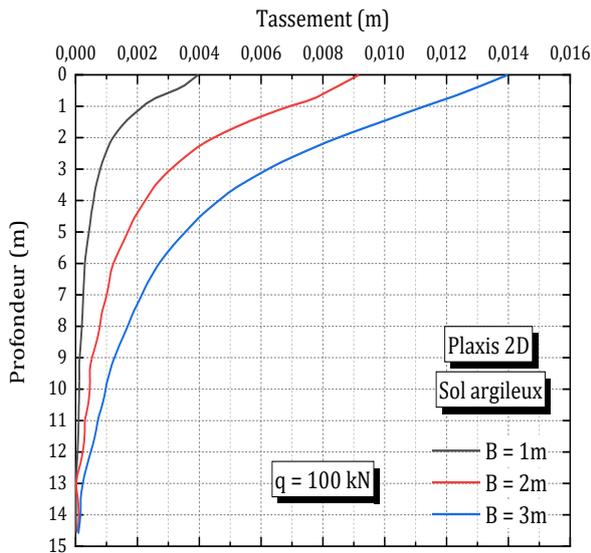
Les trois courbes sont décroissantes

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0.014 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 13 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0.025m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 13 m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0.058m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 13 m.



**Figure III-13 :** les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de  $q = 100 \text{ kN}$  par Plaxis 2D sur un sol argileux.

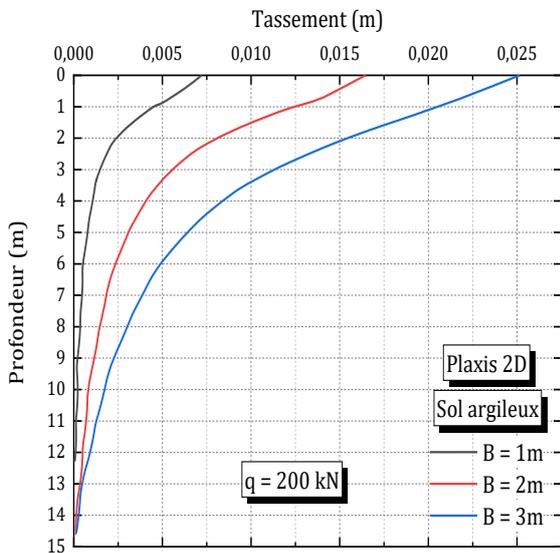
La figure III-13 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de  $q = 100 \text{ kN}$  pour les trois largeurs  $B = 1\text{m}$ ,  $B = 2\text{m}$ ,  $B = 3\text{m}$  sur un sol argileux par Plaxis 2D.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une largeur de fondation  $B = 1\text{m}$  le tassement diminue de  $0,004 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 9 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 2\text{m}$  le tassement diminue de  $0,009 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 11 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 3\text{m}$  le tassement diminue de  $0,014 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 13 m.



**Figure III-14 :** Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de  $q = 200 \text{ kN}$  par Plaxis 2D sur un sol argileux.

La figure III-14 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de  $q = 100 \text{ kN}$  pour les trois largeurs  $B = 1\text{m}$ ,  $B = 2\text{m}$ ,  $B = 3\text{m}$  sur un sol argileux par Plaxis 2D.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une largeur de fondation  $B = 1\text{m}$  le tassement diminue de  $0,007 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 9 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 2\text{m}$  le tassement diminue de  $0,016 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 14 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 3\text{m}$  le tassement diminue de  $0,025 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

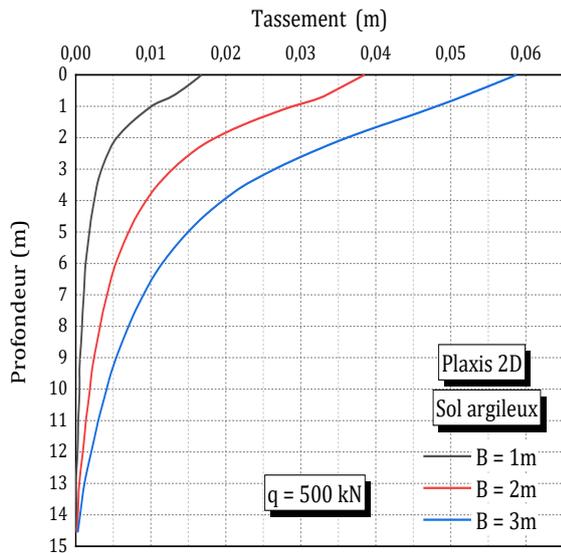


Figure III-15 : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de q = 500 kN par Plaxis 2D sur un sol argileux.

La figure III-15 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de q = 500 kN pour les trois largeurs B = 1m, B = 2m, B = 3m sur un sol argileux par Plaxis 2D.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une largeur de fondation B = 1m le tassement diminue de 0.017 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 9 m.

Pour une largeur de fondation B = 2m le tassement diminue de 0.038 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 12m.

Pour une largeur de fondation B = 3m le tassement diminue de 0.058 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 13m.

### III.3.2 Un sol sableux

Faire la même chose pour le sol sableux.

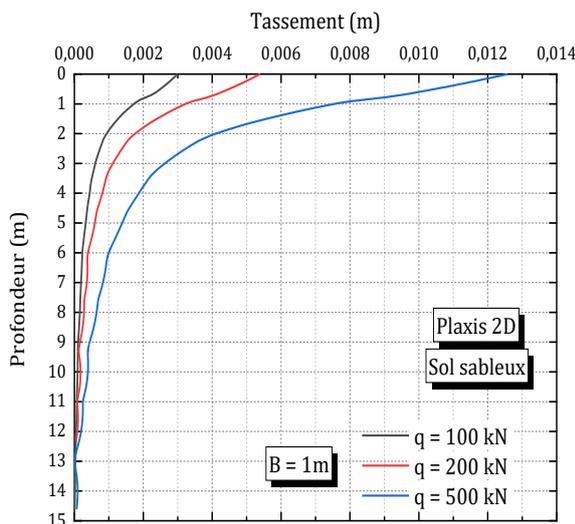


Figure III-16 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 1m par Plaxis 2D sur un sol sableux.

La figure III-16 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 1m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol sableux par Plaxis 2D.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0.003 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 8 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0.005 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 9 m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0.0125 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 11 m.

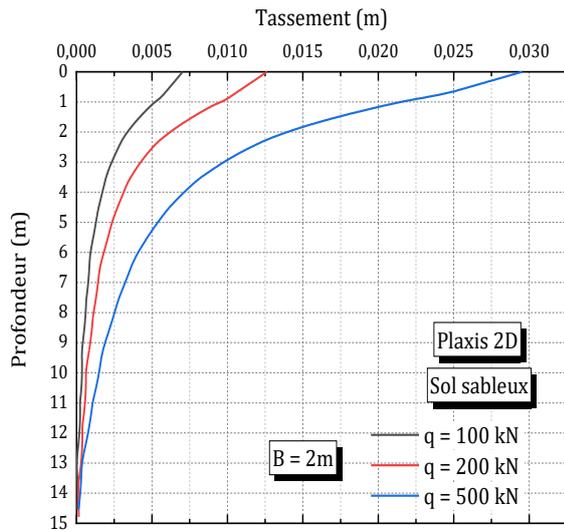


Figure III-17 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 2m par Plaxis 2D sur un sol sableux

La figure III-17 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 1m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol sableux par Plaxis 2D.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0.007 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 8 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0.013 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 9 m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0.03 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 11 m.

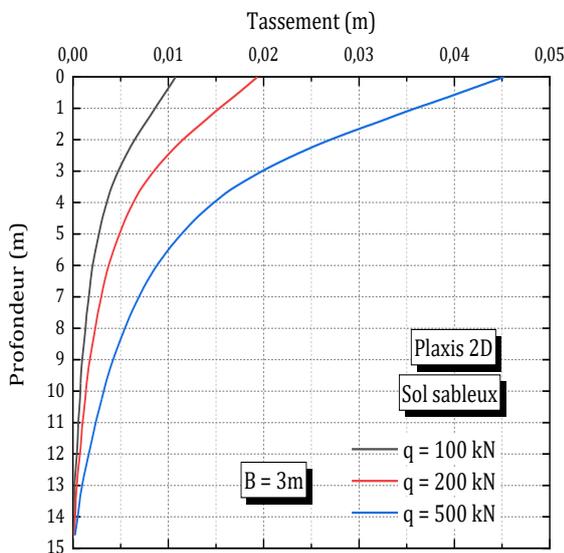


Figure III-18 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 3m par Plaxis 2D sur un sol sableux.

La figure III-18 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 3m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol sableux par Plaxis 2D.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0.01 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 14 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0.019 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 14 m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0.045 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 14 m.

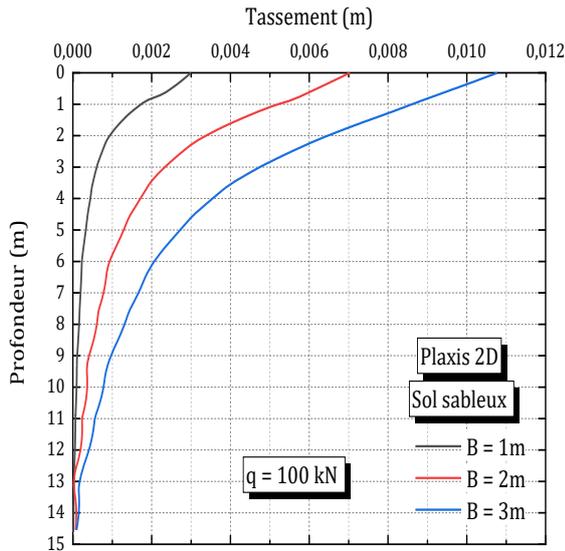


Figure III-19 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 100kN par Plaxis 2D sur un sol sableux.

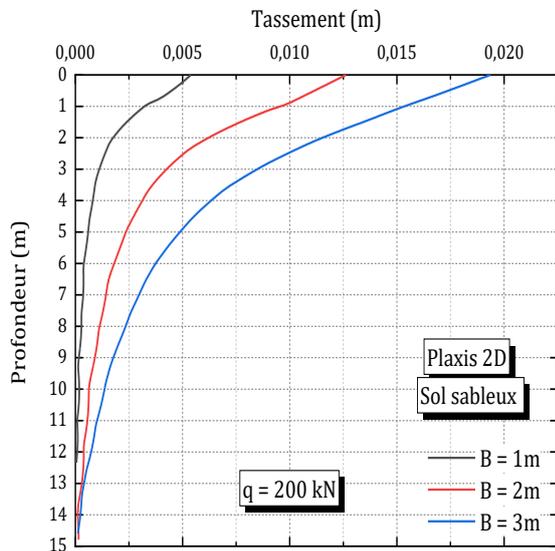


Figure III-20 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 200kN par Plaxis 2D sur un sol sableux.

La figure III-19 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de  $q = 100 \text{ kN}$  pour les trois largeurs  $B = 1\text{m}$ ,  $B = 2\text{m}$ ,  $B = 3\text{m}$  sur un sol sableux par Plaxis 2D.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une largeur de fondation  $B = 1\text{m}$  le tassement diminue de  $0,003 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 9 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 2\text{m}$  le tassement diminue de  $0,007 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 12m.

Pour une largeur de fondation  $B = 3\text{m}$  le tassement diminue de  $0,011 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 13m

La figure III-20 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de  $q = 200 \text{ kN}$  pour les trois largeurs  $B = 1\text{m}$ ,  $B = 2\text{m}$ ,  $B = 3\text{m}$  sur un sol sableux par Plaxis 2D.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une largeur de fondation  $B = 1\text{m}$  le tassement diminue de  $0,0053 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 9 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 2\text{m}$  le tassement diminue de  $0,013 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 12m.

Pour une largeur de fondation  $B = 3\text{m}$  le tassement diminue de  $0,013 \text{ m}$  jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 13m

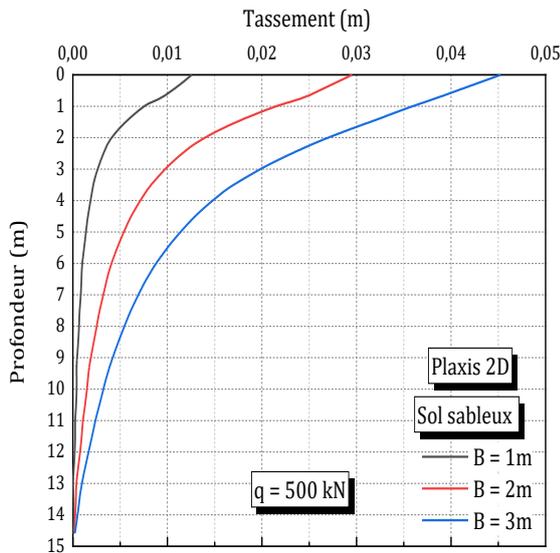


Figure III-21 : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 500kN par Plaxis 2D sur un sol sableux.

La figure III-21 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de  $q = 100 \text{ kN}$  pour les trois largeurs  $B = 1\text{m}$ ,  $B = 2\text{m}$ ,  $B = 3\text{m}$  sur un sol sableux par Plaxis 2D.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une largeur de fondation  $B = 1\text{m}$  le tassement diminue de 0.012 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 9 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 2\text{m}$  le tassement diminue de 0.029 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 12m.

Pour une largeur de fondation  $B = 3\text{m}$  le tassement diminue de 0.045 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 13m

### III.3.3 Interprétation des résultats

D'après les figures III-10, III-11, III-12, III-13, III-14, III-15, III-16, III-17, III-18, III-19, III-20 et III-21 nous remarquons que les tassements sous la fondation ont plusieurs facteurs qui contrôlent leur intensité et les affectent tels que :

#### ❖ Effet de la profondeur

Nous remarquons que le tassement diminue avec l'augmentation de la profondeur sous la fondation, au fur et à mesure que la profondeur sous la fondation augmente, le tassement diminue.

#### ❖ Effet de la charge

Nous remarquons que le tassement augmente avec l'augmentation de la charge pour les trois fondations, au fur et à mesure que la charge appliquée sur la même fondation augmente, le tassement augmente également.

#### ❖ Effet de la largeur de fondation

Nous remarquons que le tassement augmente avec l'augmentation de la largeur de fondation, au fur et à mesure que la largeur de fondation augmente, le tassement augmente également.

❖ Effet du type de sol

Nous remarquons que le tassement dans le sol argileux de  $E_s = 15000 \text{ kN/m}^2$  est important par rapport au sol sableux de  $E_s = 20000 \text{ kN/m}^2$ . Cela est due à l'augmentation des paramètres d'élasticité (Module d'Young) qui contribue dans l'augmentation des performances mécaniques du sol vis à vis les charges appliquées et par conséquent la diminution des tassements générés sous la fondation.

**III.4 Estimation de tassement par la méthode de Harr (1966)**

Harr (1966) a proposé une méthode pour le calcul des tassements. L'équation de la méthode est :

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha'$$

Pour fondations circulaires

$$\alpha' = \alpha_r = 0.88$$

Les résultats de calcul des tassements des trois fondations sous les trois charges axiales suivant la méthode de Harr sont présentés dans les tableaux suivants :

**III.4.1 Pour un sol argileux**

Le tableau III-3 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) pour une fondation de largeur  $B = 1\text{m}$ ,  $B = 2\text{m}$ ,  $B = 3\text{m}$ , ancrée dans un sol argileux soumise à une charge axiale  $q$ .

**Tableau III-3 :** Les résultats de tassement par la méthode de Harr (1966) pour un sol argileux.

	<b>B</b> Largeur de la fondation (m)	<b>S<sub>e</sub></b> Le tassement (m)
Sur une charge de 100 kN	1	0,005148
	2	0,010296
	3	0,015444
Sur une charge de 200 kN	1	0,010296
	2	0,020592
	3	0,030888
Sur une charge de 500 kN	1	0,02574
	2	0,05148
	3	0,07722

### III.4.2 Pour un sol sableux

Le tableau III-4 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) pour une fondation de largeur  $B = 1\text{m}$ ,  $B = 2\text{m}$ ,  $B = 3\text{m}$ , ancrée dans un sol sableux soumise à une charge axiale  $q$ .

**Tableau III-4** : Les résultats de tassement par la méthode de Harr (1966) pour un sable argileux.

	<b>B</b> Largeur de la fondation (m)	<b>S<sub>e</sub></b> Le tassement (m)
Sur une charge de 100 kN	1	0,004004
	2	0,008008
	3	0,012012
Sur une charge de 200 kN	1	0,008008
	2	0,016016
	3	0,024024
Sur une charge de 500 kN	1	0,02002
	2	0,04004
	3	0,06006

### III.4.3 Interprétation des résultats

D'après les deux tableaux (III-3 et III-4) nous remarquons que les tassements sous la fondation ont plusieurs facteurs qui contrôlent leur intensité et les affectent lequel :

#### ❖ Effet de la profondeur

La méthode de Harr (1966) ne prend pas en compte la profondeur sous la fondation dans le calcul de tassement.

#### ❖ Effet de la largeur de fondation

Nous remarquons que le tassement augmente avec l'augmentation de la largeur de fondation au fur et à mesure que la largeur de fondation augmente, le tassement augmente également.

#### ❖ Effet de la charge

Nous remarquons que le tassement augmente avec l'augmentation de la charge pour les trois fondations, au fur et à mesure que la charge appliquée sur la même fondation augmente, le tassement augmente également.

**❖ Effet du type de sol**

Nous remarquons que le tassement dans le sol argileux de  $E_s = 15000 \text{ kN/m}^2$  est important par rapport au sol sableux de  $E_s = 20000 \text{ kN/m}^2$ . Cela est due à l'augmentation des paramètres d'élasticité (Module d'Young) qui contribue dans l'augmentation des performances mécaniques du sol vis à vis les charges appliquées et par conséquent la diminution des tassements générés sous la fondation.

**III.5 Estimation de tassement par la méthode de Mayne et Poulos (1999)**

La méthode de Mayne et Poulos est une méthode pour les calculs de tassement élastique sous les fondations superficielles, nous l'appliquons sur les deux types du sol. La formule générale de cette méthode est :

$$S_e = \frac{q B_e I_G I_R I_E}{E_0} (1 - \nu^2)$$

**III.5.1 Sol argileux**

Les résultats obtenus en appliquant la formule précédente sur le sol argileux sont représentés dans les figures III-22, III-23, III-24, III-25, III-26 et III-27 :

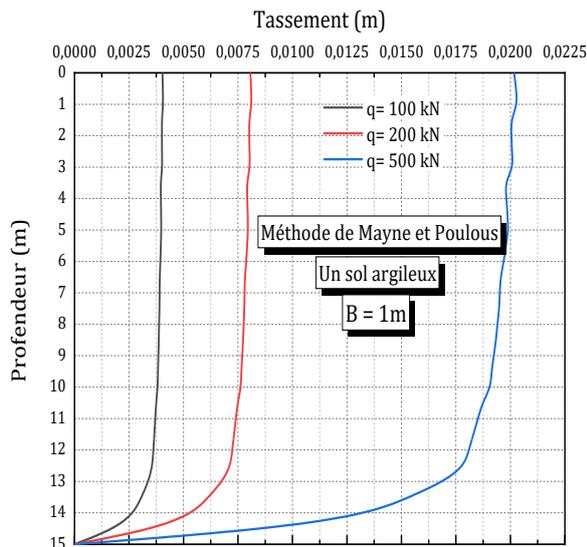


Figure III-22 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 1m par la méthode de Mayne et Poulos.

La figure III-22 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 1m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol argileux par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0.004 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0.008 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0.02 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m

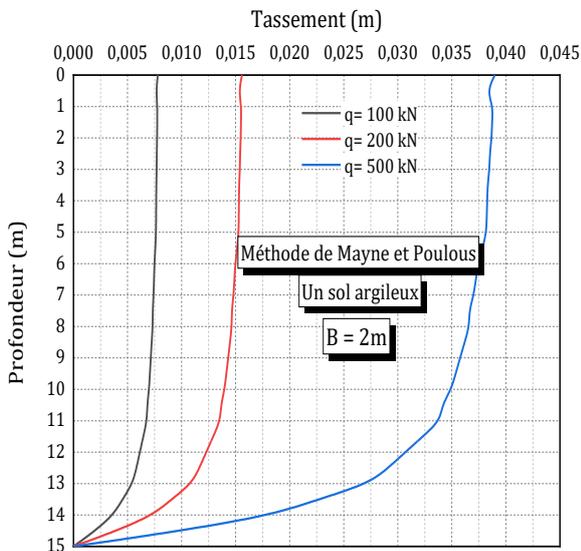


Figure III-23 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 2m par la méthode de Mayne et Poulos.

La figure III-23 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 2m pour les trois charges pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol argileux par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0.008 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0.016 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0.039 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 12m

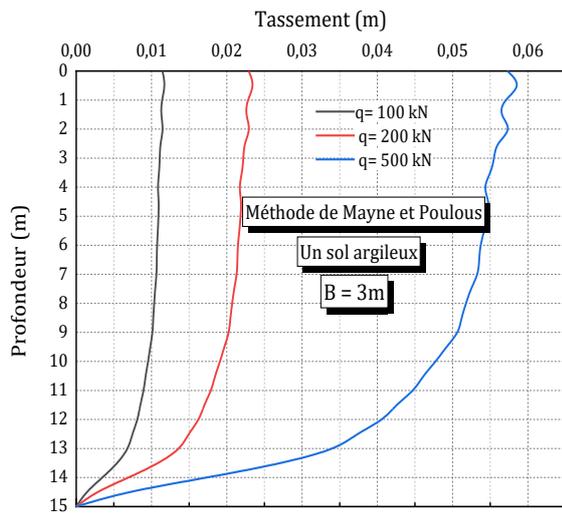


Figure III-24 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 3m par la méthode de Mayne et Poulos.

La figure III-24 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 3m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol argileux par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0.011m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0.023 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0.058 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m

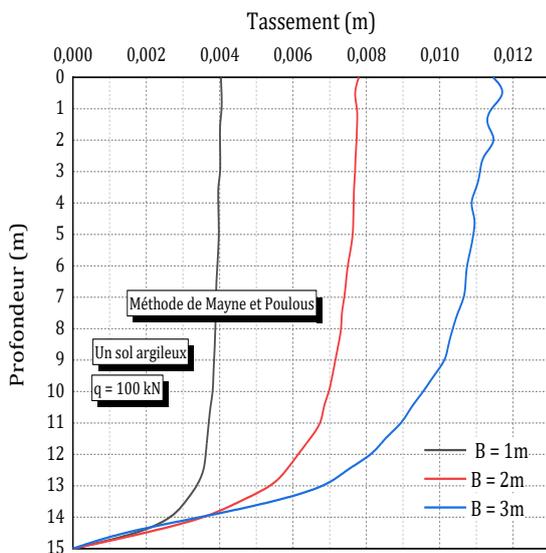


Figure III-25 : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 100kN par la méthode de Mayne et Poulos.

La figure III-25 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de q = 100 kN pour les trois largeurs B = 1m, B = 2m, B = 3m, sur un sol argileux par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une largeur de fondation B = 1m le tassement diminue de 0.004 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une largeur de fondation B = 2m le tassement diminue de 0.008 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

Pour une largeur de fondation B = 3m le tassement diminue de 0.0115 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

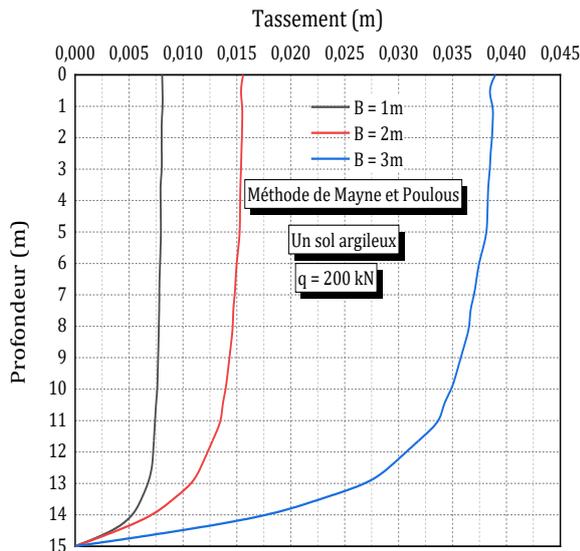


Figure III-26 : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 100 kN par la méthode de Mayne et Poulos.

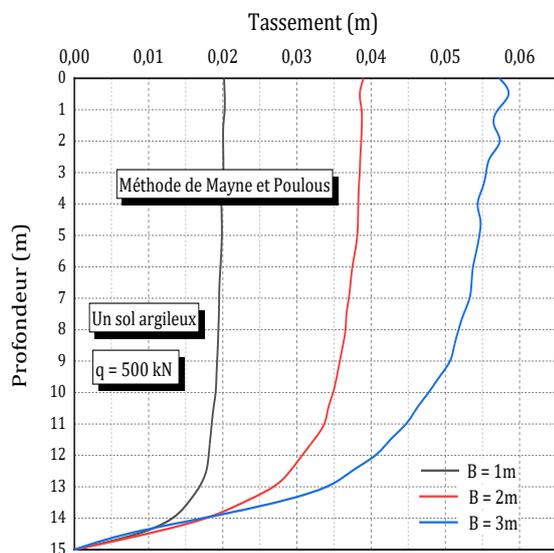


Figure III-27 : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 500 kN par la méthode de Mayne et Poulos.

La figure III-26 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de  $q = 200$  kN pour les trois largeurs  $B = 1$  m,  $B = 2$  m,  $B = 3$  m, sur un sol argileux par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une largeur de fondation  $B = 1$  m le tassement diminue de 0,008 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 2$  m le tassement diminue de 0,016 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 3$  m le tassement diminue de 0,039 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

La figure III-27 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de  $q = 500$  kN pour les trois largeurs  $B = 1$  m,  $B = 2$  m,  $B = 3$  m, par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une largeur de fondation  $B = 1$  m le tassement diminue de 0,02 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 2$  m le tassement diminue de 0,039 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 3$  m le tassement diminue de 0,058 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

III.5.2 Sol sableux

Les résultats obtenus en appliquant la formule précédente sur le sol sableux sont représentés dans les figures III-28, III-29, III-30, III-31, III-32 et III-33 :

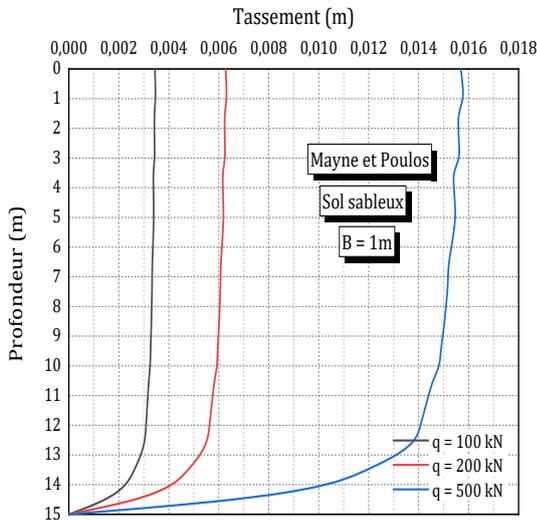


Figure III-28 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 1m par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.

La figure III-28 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 1m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol sableux par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0,003 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0,006 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0,0157 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m

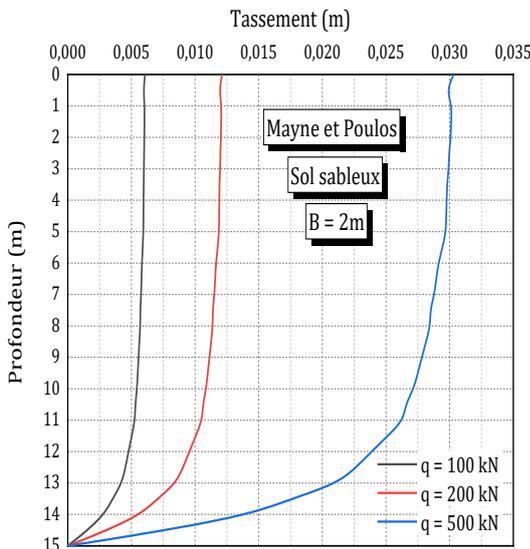


Figure III-29 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 2m par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.

La figure III-29 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 1m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol sableux par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0,006 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0,012 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0,03 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m

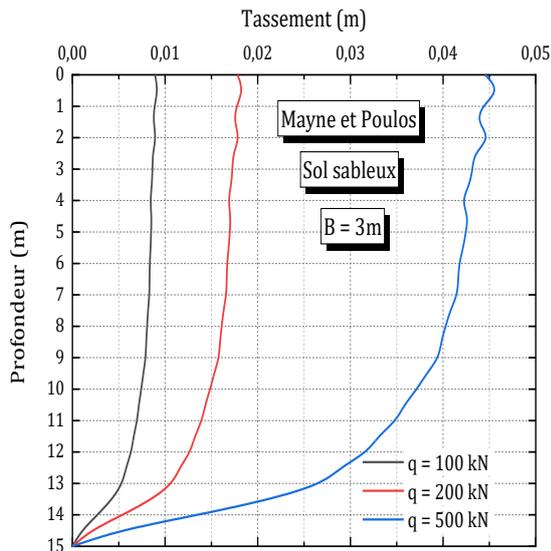


Figure III-30 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 3m par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.

La figure III-30 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 1m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol sableux par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une charge de 100 kN le tassement diminue de 0.09 m jusqu'à des valeurs proches à 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une charge de 200 kN le tassement diminue de 0.018 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

Pour une charge de 500 kN le tassement diminue de 0.44 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m

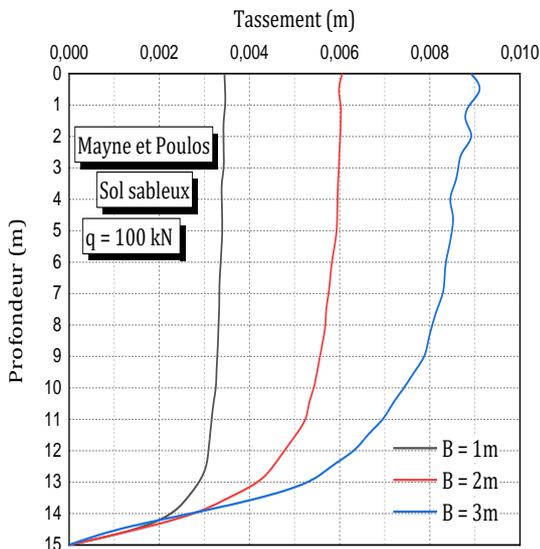


Figure III-31 : les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 100 kN par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.

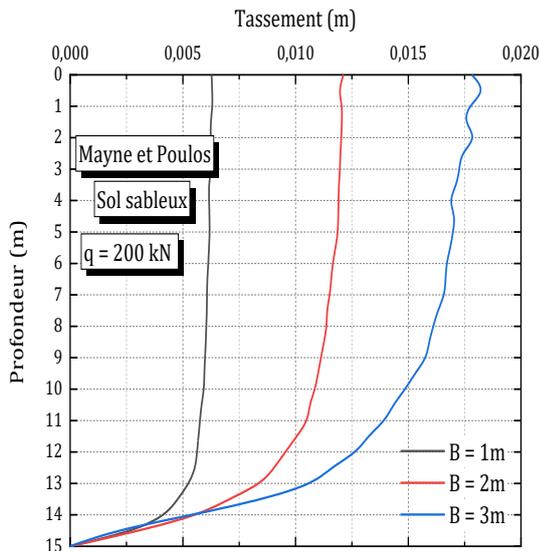
La figure III-31 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de q = 100 kN pour les trois largeurs B = 1m, B = 2m, B = 3m, sur un sol sableux par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

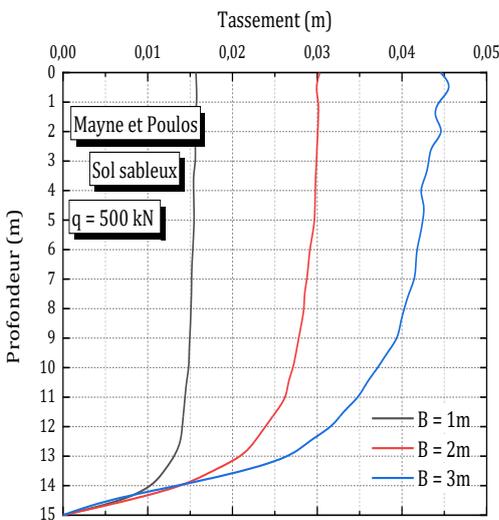
Pour une largeur de fondation B = 1m le tassement diminue de 0.003 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une largeur de fondation B = 2m le tassement diminue de 0.006 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

Pour une largeur de fondation B = 3m le tassement diminue de 0.009 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.



**Figure III-32 :** les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 200 kN par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.



**Figure III-33 :** les tassements en fonction de la profondeur de la fondation pour une charge de 500 kN par la méthode de Mayne et Poulos sur un sol sableux.

La figure III-32 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de  $q = 200 \text{ kN}$  pour les trois largeurs  $B = 1\text{m}$ ,  $B = 2\text{m}$ ,  $B = 3\text{m}$ , sur un sol sableux par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une largeur de fondation  $B = 1\text{m}$  le tassement diminue de 0.006 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 2\text{m}$  le tassement diminue de 0.012 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

Pour une largeur de fondation  $B = 3\text{m}$  le tassement diminue de 0.018 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

La figure III-33 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) en appliquant une charge de  $q = 500 \text{ kN}$  pour les trois largeurs  $B = 1\text{m}$ ,  $B = 2\text{m}$ ,  $B = 3\text{m}$ , sur un sol sableux par la méthode de Mayne et Poulos.

Les trois courbes sont décroissantes.

Pour une largeur de fondation  $B = 1\text{m}$  le tassement diminue de 0.016 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15 m.

Pour une largeur de fondation  $B = 2\text{m}$  le tassement diminue de 0.03 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

Pour une largeur de fondation  $B = 3\text{m}$  le tassement diminue de 0.0445 m jusqu'à des valeurs proches a 0 avec l'augmentation de profondeur de 0 jusqu'à 15m.

### III.5.3 Interprétation des résultats

D'après les figures ci-dessous nous remarquons que les tassements sous la fondation ont plusieurs facteurs qui contrôlent leur intensité et les affectent lequel :

#### ❖ Effet de la profondeur

Nous remarquons que le tassement diminue avec l'augmentation de la profondeur sous la fondation, au fur et à mesure que la profondeur sous la fondation augmente, le tassement diminue.

#### ❖ Effet de la largeur de fondation

Nous remarquons que le tassement augmente avec l'augmentation de la largeur de fondation, au fur et à mesure que la largeur de fondation augmente, le tassement augmente également.

#### ❖ Effet de la charge

Nous remarquons que le tassement augmente avec l'augmentation de la charge pour les trois fondations, au fur et à mesure que la charge appliquée sur la même fondation augmente, le tassement augmente également.

#### ❖ Effet du type de sol

Nous remarquons que le tassement dans le sol argileux de  $E_s = 15000 \text{ kN/m}^2$  est important par rapport au sol sableux de  $E_s = 20000 \text{ kN/m}^2$ . Cela est due à l'augmentation des paramètres d'élasticité (Module d'Young) qui contribue dans l'augmentation des performances mécaniques du sol vis à vis les charges appliquées et par conséquent la diminution des tassements générés sous la fondation.

### III.6 Schmertmann et Hartman

La méthode de Schmertmann et Hartman est une méthode pour les calculs de tassement élastique sous les fondations superficielles, cette méthode est destinée au calcul des tassements dans la formule générale de cette méthode est :

$$s = C_1 C_2 q_n \sum_{i=1}^{i=n} \left( \frac{I_z}{E_s} \right)_i \Delta z_i$$

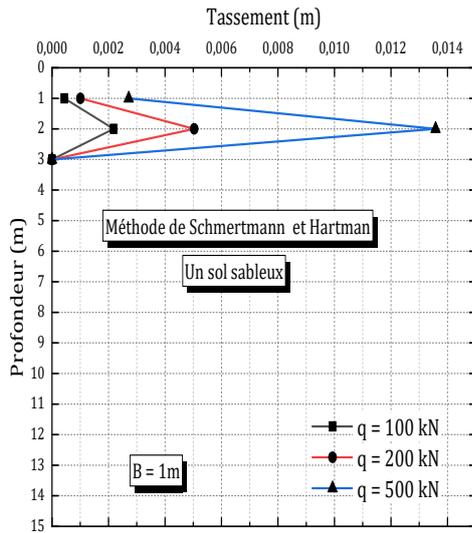


Figure III-34 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 1m par la méthode de Schmertmann et Hartman

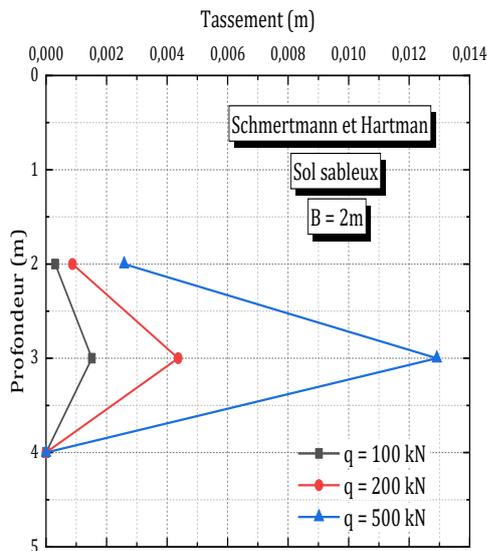


Figure III-35 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 2m par la méthode de Schmertmann et Hartman.

La figure III-34 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 1m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol sableux par la méthode de Schmertmann et Hartman.

Pour une charge de 100 kN le tassement a une valeur minimale sous la fondation 0.0004 m et une valeur maximale de 1m sous la fondation 0.002 m et revient à 0 dans 3m.

Pour une charge de 200 kN le tassement a une valeur minimale sous la fondation 0.001 m et une valeur maximale de 1m sous la fondation 0.005 m et revient à 0 dans 3m.

Pour une charge de 500 kN le tassement a une valeur minimale sous la fondation 0.0027 m et une valeur maximale de 1m sous la fondation 0.0135 m et revient à 0 dans 3m.

La figure III-35 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 2m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol sableux par la méthode de Schmertmann et Hartman.

Pour une charge de 100 kN le tassement a une valeur minimale sous la fondation 0.0003 m et une valeur maximale de 1m sous la fondation 0.0015 m et revient à 0 dans 4m.

Pour une charge de 200 kN le tassement a une valeur minimale sous la fondation 0.00087 m et une valeur maximale de 1m sous la fondation 0.004 m et revient à 0 dans 4m.

Pour une charge de 500 kN le tassement a une valeur minimale sous la fondation 0.0025 m et une valeur maximale de 1m sous la fondation 0.013 m et revient à 0 dans 4m.

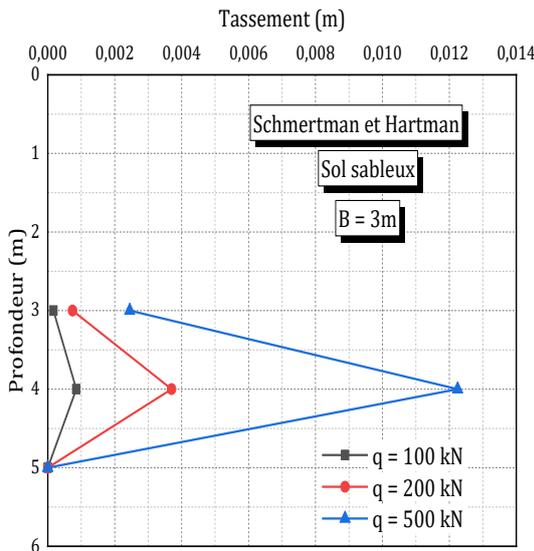


Figure III-36 : Les tassements en fonction de la profondeur de la fondation de B = 3m par la méthode de Schmertmann et Hartman.

La figure III-36 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la profondeur sous la fondation (en mètre) dans une fondation de largeur B = 3m pour les trois charges 100, 200 et 500kN sur un sol sableux par la méthode de Schmertmann et Hartman.

Pour une charge de 100 kN le tassement a une valeur minimale sous la fondation 0.00017 m et une valeur maximale de 1m sous la fondation 0.0008 m et revient à 0 dans 5m.

Pour une charge de 200 kN le tassement a une valeur minimale sous la fondation 0.0007 m et une valeur maximale de 1m sous la fondation 0.0037 m et revient à 0 dans 5m.

Pour une charge de 500 kN le tassement a une valeur minimale sous la fondation 0.0024 m et une valeur maximale de 1m sous la fondation 0.012 m et revient à 0 dans 5m.

### III.6.1 Interprétation des résultats

#### ❖ Effet de la profondeur

Nous remarquons qu'avec l'augmentation de la profondeur sous la fondation il n'y a pas de changement significatif dans le tassement. De cela, nous concluons que l'effet de l'augmentation de la profondeur sous la fondation est presque nul. Donc la profondeur n'a aucun effet sur le tassement.

#### ❖ Effet de la largeur de fondation

Nous remarquons qu'avec l'augmentation de la largeur de fondation il n'y a pas de changement significatif dans le tassement. De cela, nous concluons que l'effet de l'augmentation de la largeur de fondation est presque nul. Donc la largeur de fondation n'a aucun effet sur le tassement.

#### ❖ Effet de la charge

Nous remarquons que le tassement augmente avec l'augmentation de la charge pour les trois fondations et c'est ce qui est attendu, au fur et à mesure que la charge appliquée sur la même fondation augmente, le tassement augmente également. De cela, nous concluons que l'augmentation de la charge appliquée sur la fondation a un effet positif et utile sur le tassement.

III.7 Comparaison entre les approches analytiques et la méthode des éléments finis

A partir des résultats que nous avons obtenus précédemment, on peut comparer les résultats de la méthode des éléments finis et la méthode de Mayne et Poulos parce que les deux méthodes calculent le tassement en fonction de la profondeur. Le tassement sous la fondation directement qui a été calculé par la méthode des éléments finis (Plaxis 2D) est approximativement égal à celui calculé par la méthode de Mayne et Poulos et le tassement diminue en fonction de la profondeur dans les méthodes.

Contrairement aux deux autres méthodes, la méthode de Harr calcule le tassement en fonction de la largeur de fondation et la charge appliquée ne prend pas en compte la profondeur sous la fondation dans le calcul de tassement et elle donne une valeur unique de tassement directement sous la fondation. De plus, cette méthode surestime les tassements sous la fondation (Méthode conservative).

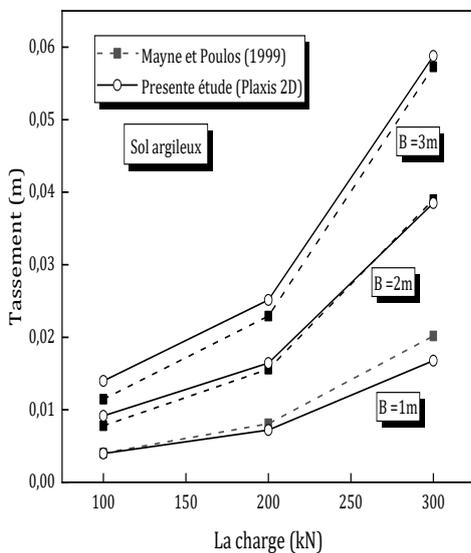


Figure III-37 : Le tassement en fonction de la charge par les deux méthodes (Plaxis 2D, Mayne et Poulos) sur un sol argileux.

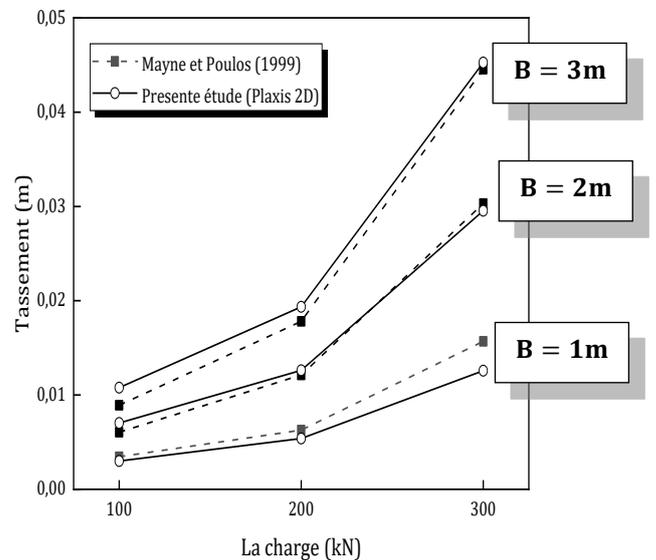


Figure III-38 : Le tassement en fonction de la charge par les deux méthodes (Plaxis 2D, Mayne et Poulos) sur un sol sableux.

La méthode de Schmertmann et Hartman calcule le tassement en fonction de la profondeur mais elle donne 2 valeurs de tassement, une valeur minimale directement sous la fondation et une valeur maximale à 0.5 B et une valeur nulle à une profondeur égale à 4B. De plus, cette méthode ne prend pas en compte le changement de largeur de fondation dans la variation de tassement. Donc, si nous voulons obtenir des réelles, il est recommandé d'éviter le calcul par cette méthode est c'est aussi limité au déterminer le tassement dans les sols sableux.

### III.8 Conclusion

L'objectif de ce travail est d'étudier le tassement de fondations superficielles par les différentes approches analytiques et par un logiciel en éléments finis (Plaxis 2D), avec l'application des différentes charges. L'étude a été faite avec deux types de sol (sable et argile), pour différents types de fondations superficielles circulaires (3 fondations).

Les résultats numériques obtenus dans ce travail, ont permis de caractériser l'effet de plusieurs paramètres sur le tassement de fondations superficielles :

- ❖ La charge appliquée ;
- ❖ La profondeur sous la fondation ;
- ❖ La géométrie de fondation ;
- ❖ La nature de sol.

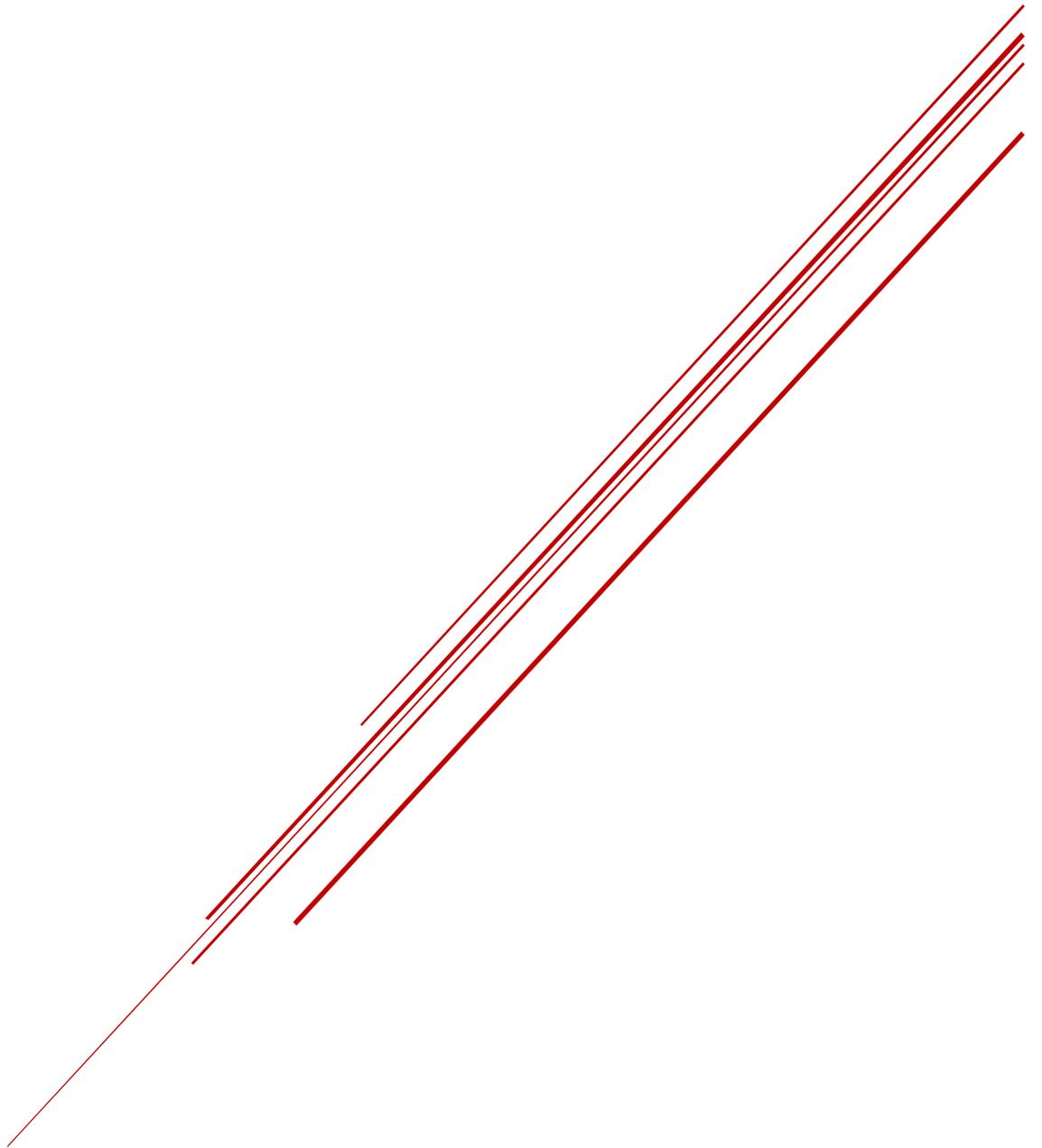
Les résultats montrent que :

- ❖ La valeur de tassement sous la fondation directement est la valeur maximale de tassement ;
- ❖ Le tassement augmente en fonction de la charge appliquée ;
- ❖ Le tassement diminue en fonction la profondeur ;
- ❖ Les tassements dans l'argile sont beaucoup plus importants que celles obtenus dans le sable, pour la même géométrie des fondations et les mêmes charges, donc à chaque fois les paramètres d'élasticité de sol augmentent, la valeur de tassement de sol diminue.
- ❖ Pour obtenir des valeurs de tassement proche de la réalité, il faut choisir les meilleures méthodes pour les calculer et éviter les méthodes qui donnent des résultats irréalistes.

A travers ce qui précédé, il est clair que la méthode des éléments finis représente un excellent choix pour les concepteurs dans le calcul du tassement immédiat des sols (Tassement élastique). Cependant une attention particulière doit se faire dans la détermination des paramètres géomécaniques ainsi la définition des limites du modèle géométrique qui doit tenir compte des dimensions de la fondation et le type ainsi que l'intensité de la charge appliquée.

# CHAPITRE IV

## Calcul du tassement des argiles de Maringà



## IV.1 Introduction

Les données du présent chapitre ont été acquises dans la littérature en se basant sur les travaux de **Gutierrez et al. (2008)**. L'objectif de ce chapitre est de calculer les tassements de consolidation dans les argiles de Maringá d'une part, d'autre part la comparaison entre le calcul des tassements avec trois différentes méthodes :

- La méthode de calcul en se basant sur les essais In-situ (SPT).
- La méthode de calcul en se basant sur les essais au laboratoire (Essai œdométrique).
- La méthode de calcul en se basant sur les éléments finis (Plaxis 2D).

## IV.2 Présentation du site

La ville de Maringá, est un site établi pour la réalisation des d'essais d'une zone tropicale argileuse d'un sol dérivé de basalte, est situé dans la région nord de l'état du Paraná, Sud du Brésil Avec les coordonnées  $23^{\circ} 25' 38''$  Sud et  $51^{\circ} 65' 15''$ Ouest, et une latitude de -23.4273, et une longitude de -51.9375, avec une altitude de 551 m.

La réalisation de cette expérience sur le terrain nécessite une détermination précise des caractéristiques du site afin que le tassement de fondation superficielle puisse être compris à partir des caractéristiques du sol.

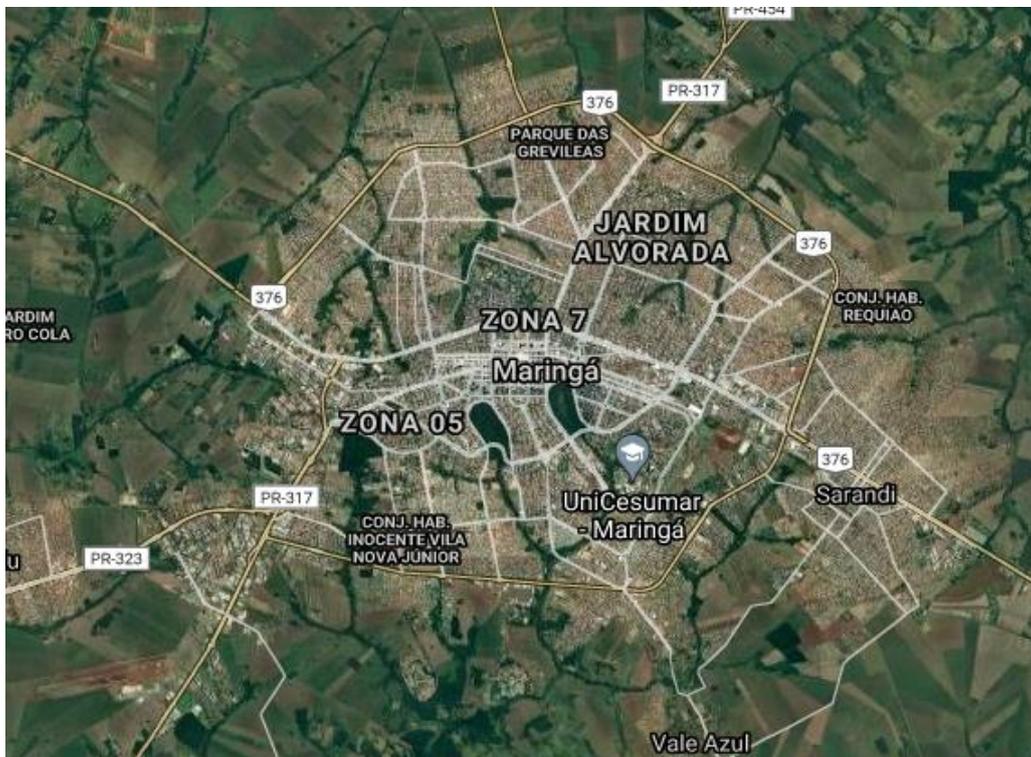


Figure IV-1 : Image satellitaire de la ville de Maringá.

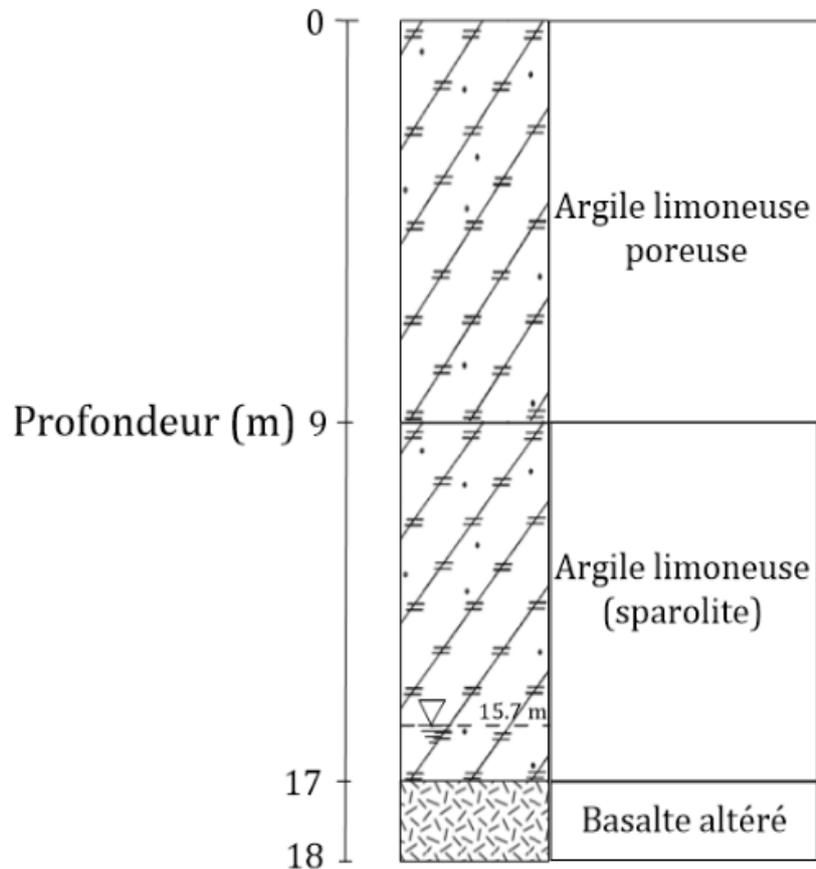
**IV.3 La description du sol**

La plupart des études de site ont été effectuées à une profondeur de 0 à 18 m. Les figures présentent une coupe lithologique du sol, nombre de coups N SPT des sondages B1 à B3 et les résultats des essais de granulométrie, les limites d'Atterberg et poids volumique des grains solides. Les essais In-situ et les essais au laboratoire ont permis de distinguer la lithologie du sol en deux formations :

La formation supérieure, composé d'argile limoneuse présentait des valeurs SPT N variant de 1 à 4 en surface à 8 entre 7,0 et 9,0 m de profondeur. Le poids volumique des grains solides variait de 29,8 à 30,8 kN/m<sup>3</sup>. La limite de liquidité était comprise entre 57 et 73% ; les valeurs les plus élevées se situant près de la base (à la transition vers la formation inférieure). L'indice de plasticité se situait entre 15 et 24%.

La formation inférieure, composé de saporolite présent à partir d'environ 9 m jusqu'à 17 m de profondeur, Les valeurs de SPT N étaient plus élevées que celles du groupe supérieur, bien qu'avec une certaine variation en profondeur. La limite de liquide était supérieure à 80%, atteignant jusqu'à 96%. L'indice de plasticité varie de 24 à 41%. Le poids volumique des grains solides varie de 29,7 à 30,5 kN/m<sup>3</sup>. Le niveau de la nappe phréatique a été trouvé à environ 15,7 m de profondeur.

Sous ces deux formations, à une profondeur d'environ 17 m, on a trouvé du basalte avec divers degrés d'altération.



**Figure IV-2 :** Coupe lithologique du site.

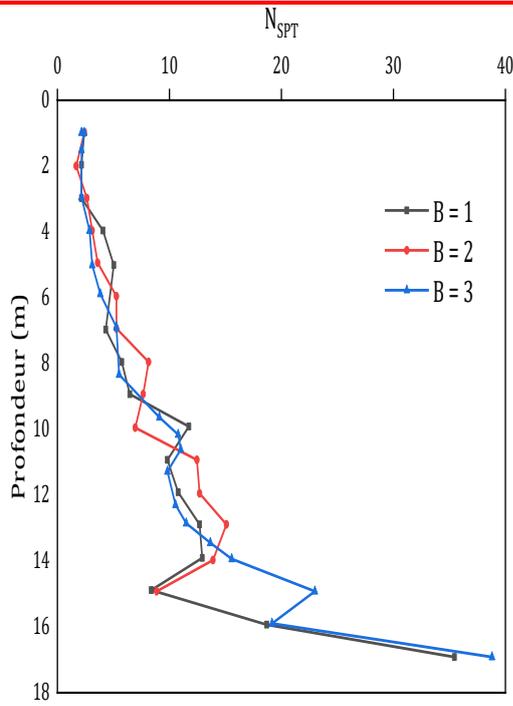


Figure IV-3 : Les valeurs de N SPT en fonction de la profondeur.

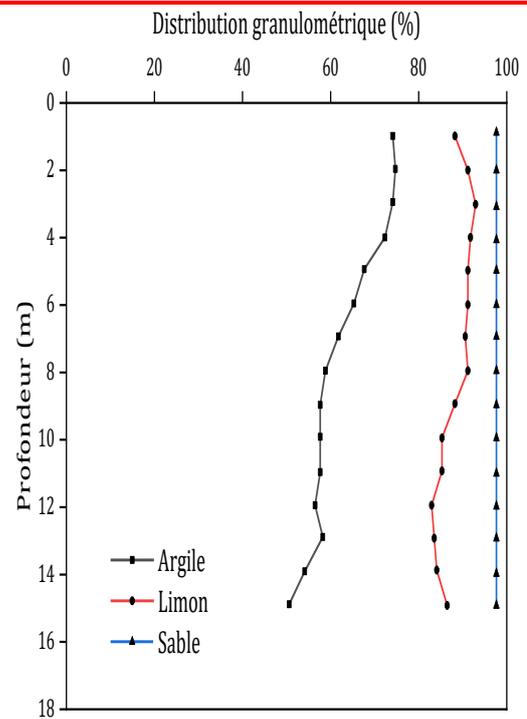


Figure IV-4 : la distribution granulométrique en fonction de la profondeur

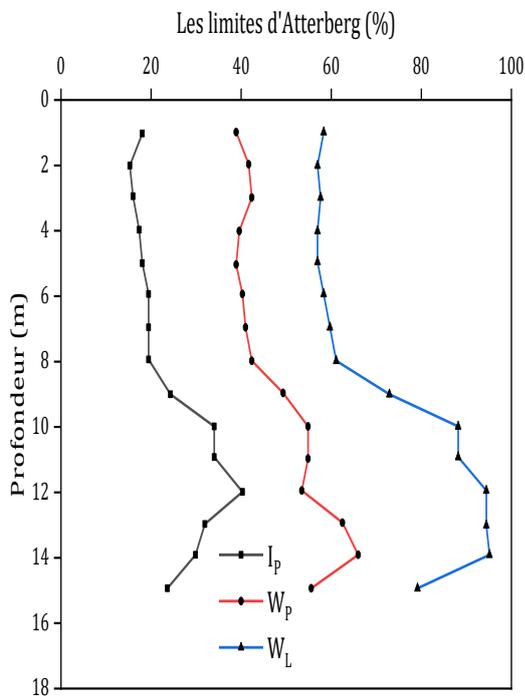


Figure IV-5 : Les limites d'Atterberg en fonction de la profondeur.

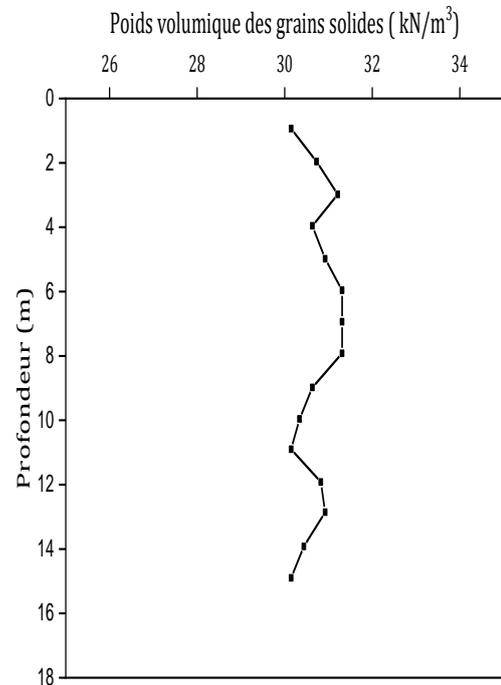


Figure IV-6 : Poids volumique des grains solides en fonction de la profondeur

### IV.4 Les paramètres de l'étude

Les principaux paramètres du sol et de fondation sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV-1 :** Les paramètres d'entrée des fondations.

Fondation	B (m)	D (m)	r (m)	$\gamma_P$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$E_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$I_p$ (m <sup>4</sup> )	$E_p I_p$ (kN.m <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	EA (kN)
1	1	0.866	0.5	25	0.25	$21 \times 10^7$	0,0490625	10303125	0,785	164850000
2	2	1.732	1	25	0.25	$21 \times 10^7$	0,785	164850000	3,14	659400000
3	3	2.598	1.5	25	0.25	$21 \times 10^7$	3,9740625	834553125	7,065	1483650000

**Tableau IV-2 :** Résultats des essais au laboratoire (Caractéristiques physiques).

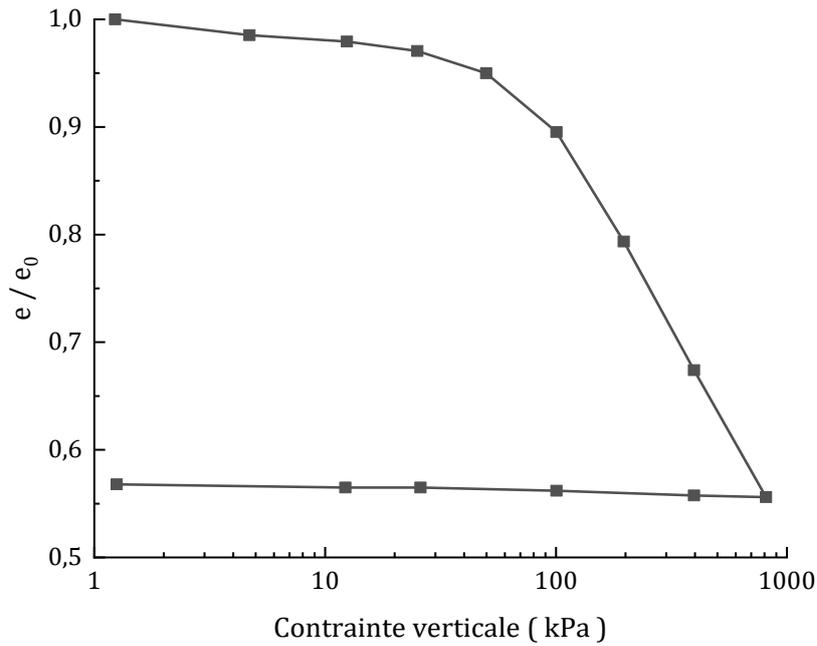
	1	2	3	4	5	6
Profondeur (m)	0.50	1.60	3.20	4.70	6.25	7.80
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	13.75-13.85	13.06-13.85	11.43-13.48	14.19-16.24	15.41-16.15	14.37-16.20
w (%)	32.5-32.8	31.1-32.4	30.8-32.3	30.1-30.6	29.5-30.7	31.3-31.9
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	10.36-11.51	9.90-10.64	8.72-10.28	10.86-12.47	11.85-12.38	10.94-12.31
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	29.8	30.3	30.7	30.3	30.8	30.8
e	1.590-1.877	1.897-2.062	1.986-2.523	1.429-1.789	1.488-1.598	1.502-1.814
$w_p$ (%)	40	42	42	39	40	42
$w_l$ (%)	58	57	58	57	59	61
$I_p$ (%)	18	15	16	18	19	19
Argile (%)	76	76	76	69	67	60
Limon (%)	14	17	19	23	26	32
Sable (%)	10	7	5	8	7	8

**Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-3 :** Les paramètres d'entrée des sols (D'après Marques et al. 2021).

Les paramètres	Couche 01	Couche 02
Poids volumique naturel $\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>2</sup> )	14.5	16.75
Poids volumique saturé $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>2</sup> )	16.97	17.33
Cohésion (kN/m <sup>2</sup> )	20	65
Angle de frottement $\varphi$ (%)	29.5	24
Angle de dilatance $\psi$ (%)	0	0
Module d'Young du sol $E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	10000	10000
Coefficient de Poisson $\nu$	0.35	0.35
Coefficient des terres au repos $K_0$	0.6	0.6

**IV.5 Estimation des tassements en se basant sur l’essai œdométrique**

L’essai œdométrique est l’un des essais importants pour le calcul de tassement de fondation superficielle et qui donne des résultats plus proches de la réalité. Dans ce sol l’essai œdométrique est appliqué sur l’échantillon 2 de profondeur 1.6 m et les résultats de cet essai sont présentés sous forme de variation de l’indice des vides du sol  $e$  en fonction des contraintes verticales dans la courbe de compressibilité œdométrique ci-dessous :



**Figure IV-7 :** Courbe de compressibilité œdométrique de l’échantillon 2.

**Tableau IV-4 :** Les propriétés de l’échantillon 2.

Propriétés Sol	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_v$ (m <sup>2</sup> /s)	$C_c$	$C_s$	$\sigma'_c$ (kPa)	$e_0$
Argile	14.5	$2.1 * 10^{-7}$	0.64	0.005	85.15	1.9795

**IV.5.1 Analyse et interprétation des résultat**

Cas de fondation de largeur  $B = 1\text{m}$  et de  $D = 0.866\text{m}$  avec une charge de 100 kPa.

❖ **Calcul de  $T_v$**

$$T_v = \frac{C_v * t}{d^2}$$

Pour  $t = 1$  ans

$$T_v = \frac{2.1 * 10^{-7} * (24 * 3600 * 356)}{8.134^2} = 0.1$$

#### ❖ Calcul de $\Delta U$ (la pression interstitielle)

$$\Delta U = 2 * \sigma * \sum_{i=0}^{i=1} \sin\left(\frac{M * Z}{H}\right) * e^{-M * t_v}$$

H = L'épaisseur totale de la couche de sol ;

Z = La distance entre le point où on veut calculer le tassement et le point le plus bas de la couche ;

$$M = \frac{2i + 1}{2} \pi$$

Pour i = 0 : M = 1.57 ;

Pour i = 1 : M = 4.71

$$\Delta U = 2 * 100 * \left[ \frac{1}{1.57} * \sin\left(\frac{1.57 * 12.067}{9}\right) * e^{-1.57^2 * 0.1} + \frac{1}{4.71} * \sin\left(\frac{4.71 * 12.067}{9}\right) * e^{-4.71^2 * 0.1} \right]$$

$$\Delta U = 68.77 \text{ kPa}$$

#### ❖ Calcul des contraintes

$$\sigma'_{v0} = \gamma * z = 14.5 * (4.067 + 0.866) = 71.52 \text{ kPa.}$$

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + (\Delta\sigma - \Delta U) = 71.52 + (100 - 85.83) = 85.7 \text{ kPa.}$$

#### ❖ Calcul e tassement œdométrique

On a Sol sur consolidé lorsque  $\sigma_{v0} < \sigma'_c$

Dans le cas où  $\sigma'_v > \sigma'_c$  donc :

$$s_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0(i)} \left( C_s \cdot \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right)$$

$$s_c^{\text{œd}} = \frac{8.134}{1 + 1.9795} \left( 0.005 \log \frac{85.15}{71.52} + 0.64 \log \frac{85.7}{85.15} \right)$$

$$s_c^{\text{œd}} = 0,0058 \text{ m}$$

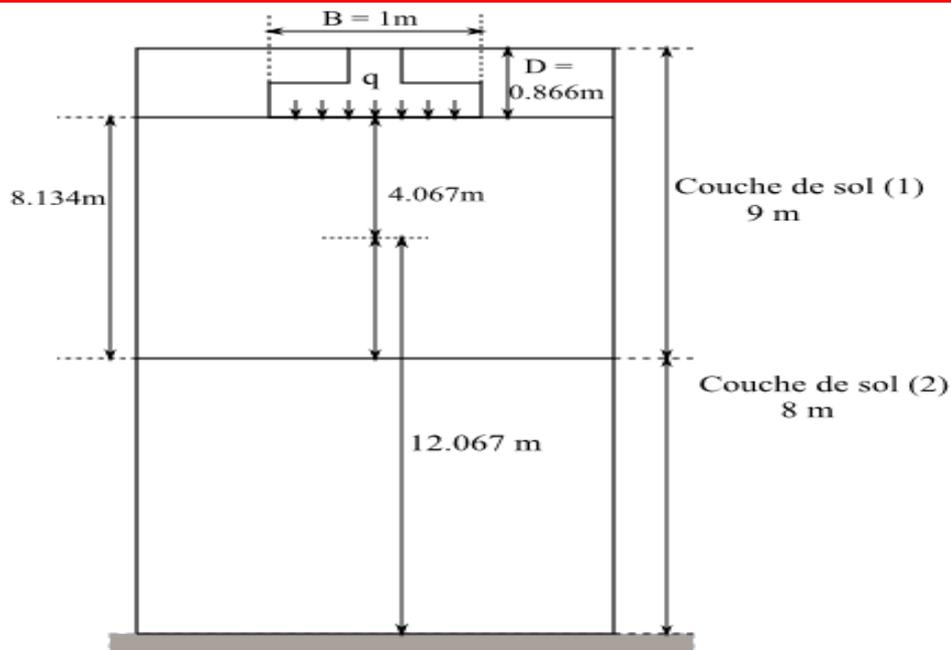


Figure IV-8 : Schéma de cas de fondation 1.

Nous effectuons les mêmes opérations sur les trois fondations avec une application des trois charges, et nous enregistrons les résultats dans le tableau ci-dessous :

Le tableau IV-5 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la charge appliquée et la géométrie de fondation par l'essai œdométrique.

Tableau IV-5 : Les valeurs de tassement par l'essai œdométrique pour toutes les fondations.

Propriétés Fondation	B (m)	D (m)	H <sub>0</sub> (m)	q (kPa)	ΔU(kPa)	σ'v0 (kPa)	σ'v (kPa)	T <sub>v</sub>	s <sub>c</sub> <sup>oed</sup> (m)
1	1	0.866	8.134	100	85.83	71.52	85.7	0.1	0,0058
				200	171.66		100		0.123
				500	429.17		142.35		0.39
2	2	1.732	7.268	100	84.4	77.80	93.406	0.12	0.063
				200	168.8		109.01		0.168
				500	422.02		155.79		0.41
3	3	2.598	6.402	100	79.14	84.04	104.94	0.16	0.125
				200	158.29		125.79		0.233
				500	395.73		188.35		0.474

Les résultats obtenus doivent être corrigés par la méthode de Bjerrum & Skempton, pour tenir compte de l'influence des déformations latérales, comme suit :

$$s_c = \mu \cdot s_c^{oed} = [\alpha' \cdot (1 - A) + A] \cdot s_c^{oed}$$

Nous avons un sol argileux sur consolidés donc d'après le tableau (II -1) A = 0.375, et d'après le tableau (II -2) α' = 0.27, donc :

$$s_c = 0.54375 \cdot s_c^{oed}$$

Tableau IV-6 : Les valeurs de tassement par les corrections de la méthode de Bjerrum & Skempton.

Propriétés Fondation	B (m)	D (m)	H <sub>0</sub> (m)	q (kPa)	s <sub>c</sub> <sup>oed</sup> (m)	s <sub>c</sub> (m)
1	1	0.866	8.134	100	0,0058	0.0031
				200	0.123	0.0669
				500	0.39	0.2121
2	2	1.732	7.268	100	0.063	0.0034
				200	0.168	0.0913
				500	0.41	0.2229
3	3	2.598	6.402	100	0.125	0.0679
				200	0.233	0.1267
				500	0.474	0.2577

Nous remarquons que le tassement augmente avec l’augmentation de la charge pour les trois fondations, au fur et à mesure que la charge appliquée sur la même fondation augmente, le tassement augmente également.

Nous remarquons que le tassement augmente avec l’augmentation de l’encrage et la largeur de fondations, au fur et à mesure que l’encrage et la largeur de fondation augmente, le tassement augmente également

**IV.6 Estimation des tassements par logiciel (PLAXIS 2D)**

Les trois fondations circulaires sont implantées dans un sol de deux couches, avec l’application des trois charges q = 100 kN/m<sup>2</sup>, q = 200 kN/m<sup>2</sup>, q = 200 kN/m<sup>2</sup>. Pour calculer le tassement dans une 1 année.

Le model géométrique après l’inclusion des paramètres de fondation, dans le sol avec la charge représenté dans la figure IV.9 :

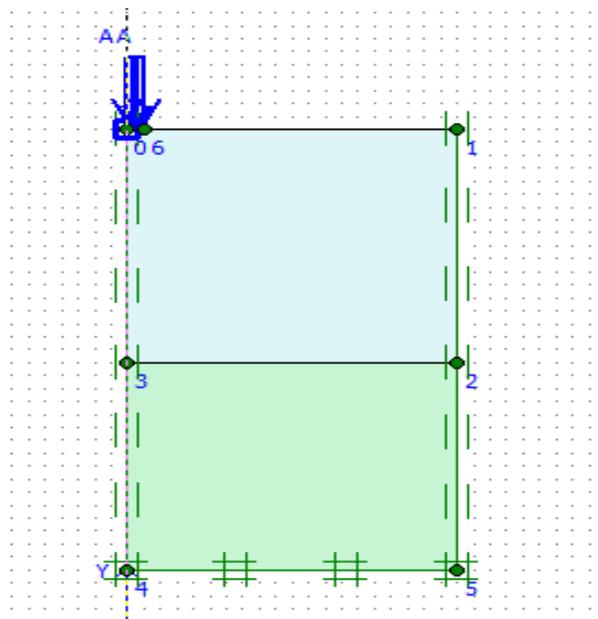


Figure IV-9 : Modèle géométrique adopté.

La figure IV.10 représente la déformé du maillage correspondant du modèle.

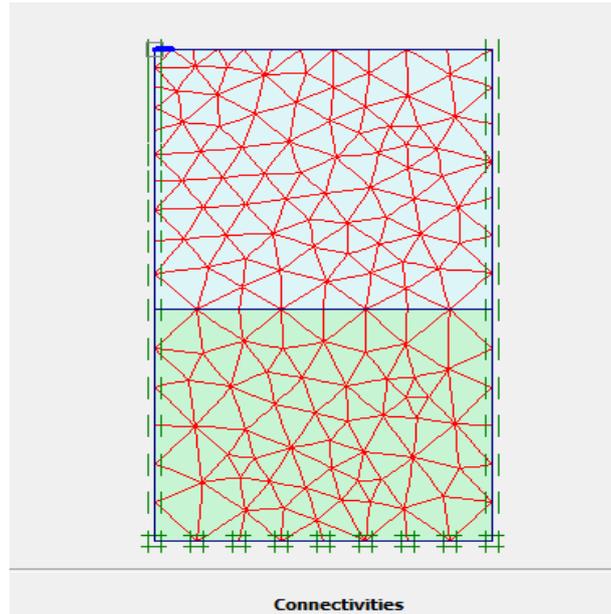


Figure IV-10 : Modèle déformé en éléments finis.

Et on calcule le tassement dans le milieu de la couche de sol  $(1)(\frac{H_0}{2} + D)$  pour faire une comparaison avec les résultats de l’essai œdométrique.

Nous enregistrons les résultats dans le tableau ci-dessous :

Propriétés Fondation	B (m)	D (m)	H <sub>0</sub> (m)	$\frac{H_0}{2} + D$ (m)	q (kPa)	s (m)
1	1	0.866	8.134	4.933	100	0.0006
					200	0.0012
					500	0.0031
2	2	1.732	7.268	5.366	100	0.0032
					200	0.0042
					500	0.0093
3	3	2.598	6.402	5.799	100	0.0054
					200	0.0085
					500	0.019

### IV.7 Estimation des tassements en se basant sur l’essai de pénétromètre standard (SPT)

Cet essai in situ est l’un des essais importants pour le calcul de tassement sous les fondations superficielles. et cet essai a été réalisé par des nombreux chercheurs qui ont extrait des méthodes de calcul de tassement avec cet essai. Parmi ces méthodes la méthode de Meyerhof (1974) que nous avons calculé et appliqué à nos fondations parce que la plupart des méthodes intéressés pour les sables.

Les expressions de la méthode peuvent également être énoncées sous une forme générale :

$$s = \left[ \frac{(q)(B)^{1/2}}{(2N)} \right] [C_d]$$

s = tassement (en inches) ;

q = contrainte de pied nette (en tsf) ;

N = nombre de coups non corrigés (sur le terrain) ;

B = largeur de semelle (en ft) ;

C<sub>d</sub> = correction d'ancrage.

$$= 1 - 0.25 \left( \frac{D}{B} \right)$$

D'où :

D = profondeur de semelle (en ft).

Nous appliquons l'équation précédente à toutes les fondations par l'application des trois charges. Les résultats obtenus sont répertoriés dans le tableau ci-dessous :

Le tableau IV-7 exprime la variation de tassement (en mètre) en fonction de la charge appliquée et la géométrie de fondation par la méthode de Terzaghi et Peck, 1948 (l'essai de pénétromètre standard SPT).

**Tableau IV-7 :** Les valeurs de tassement par la méthode de Meyerhof ,1974 (essai SPT) pour toutes les fondations.

Propriétés Fondation	B (m)	D (m)	q (kPa)	N	s (m)
1	1	0.866	100	2.21	0,008
			200		0.014
			500		0,021
2	2	1.732	100		0.012
			200		0.02
			500		0.03
3	3	2.598	100		0,015
			200		0,024
			500		0.037

Nous remarquons que le tassement augmente avec l'augmentation de la charge pour les trois fondations et c'est ce qui est attendu, au fur et à mesure que la charge appliquée sur la même fondation augmente, le tassement augmente également.

Nous remarquons que le tassement augmente avec l'augmentation de l'encrage et la largeur de fondations, au fur et à mesure que l'encrage et la largeur de fondation augmente, le tassement augmente également, paracerque cette méthode ne prend pas en compte la largeur de la couche sous la fondation.

### IV.8 Comparaison entre les résultats

Le tableau suivant combine les résultats obtenus précédemment :

**Tableau IV-8** : les valeurs des tassements obtenus par les trois méthodes de calcul.

Propriétés Fondation	B (m)	D (m)	H <sub>0</sub> (m)	q (kPa)	s (m) (Plaxis 2D)	s <sub>c</sub> (m) (Edométrique)	s (m) (SPT)
1	1	0.866	8.134	100	0.0006	0.0031	0,008
				200	0.0012	0.0669	0.014
				500	0.0031	0.2121	0,021
2	2	1.732	7.268	100	0.0032	0.0034	0.012
				200	0.0042	0.0913	0.02
				500	0.0093	0.2229	0.03
3	3	2.598	6.402	100	0.0054	0.0679	0,015
				200	0.0085	0.1267	0,024
				500	0.019	0.2577	0.037

Compte tenu des résultats obtenus précédemment, on peut comparer les valeurs des tassements avec les trois méthodes :

Les résultats de calcul par la méthode des éléments finis (Plaxis 2D) donnent des valeurs des tassement proches à les valeurs obtenus par la méthode de calcul en se basant sur les essais In-situ (SPT), bien qu'ils soient légèrement plus grand que le premier.

Contrairement aux résultats obtenus par téléphone, qui sont très importants par rapport à ce que nous avons obtenu lors des deux expériences précédentes. Cela peut être dû à une erreur dans la réalisation de l'essai ou dans la conservation de l'échantillon de sol.

---

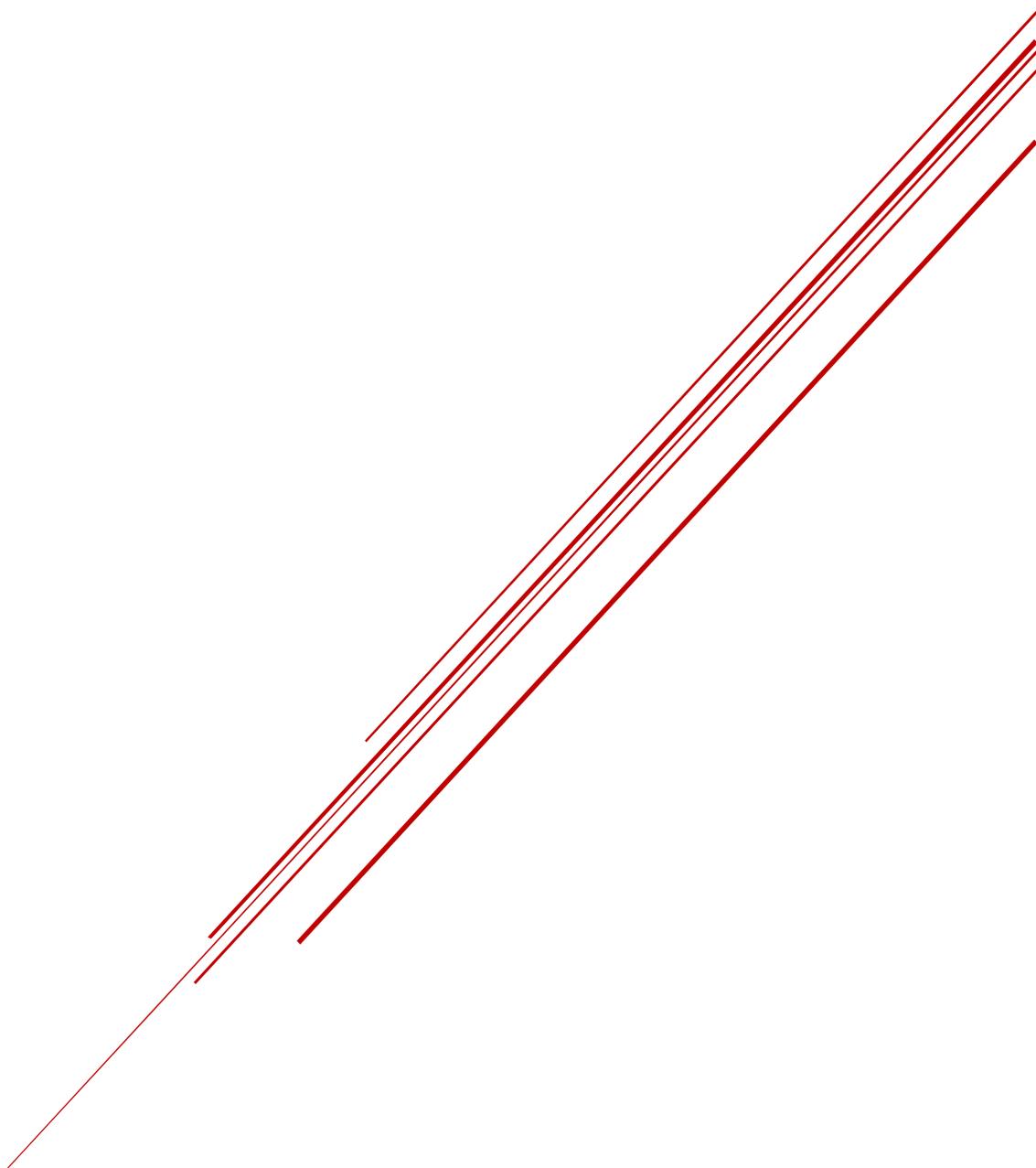
## IV.9 Conclusion

L'objectif de ce travail est d'étudier les tassements sous les fondations superficielles. L'étude a été faite avec un sol multicouche, et différents types de fondation (3 fondations).

Les résultats numériques obtenus dans ce travail, nous ont permis de caractériser l'effet de plusieurs paramètres (la charge appliquée et la géométrie de fondation) et de choisir la méthode la plus appropriée pour le calcul des tassements.

- ❖ Les résultats montrent que :
- ❖ Le tassement augmente avec l'augmentation de la charge.
- ❖ Le tassement augmente avec l'augmentation de l'encrage et la largeur de fondations.
- ❖ La méthode de calcul en se basant sur les essais au laboratoire (Essai œdométrique) est inefficace et ne donne pas des résultats plus proches dans la réalité dans les fondations posées dans une couche de sol d'épaisseur important.
- ❖ Pour obtenir des bons résultats nous devons respecter toutes les règles lorsque nous faisons l'essai.

# CONCLUSION GENERALE



# Conclusion générale

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la recherche pour l'obtention d'un master de spécialité Géologie de l'ingénieur et géotechnique, et qui traite un problème très important dans le domaine de géotechnique qui est l'étude du comportement des fondations superficielles et spécialement le calcul de tassement sous les fondations superficielles.

Le travail présenté dans ce mémoire, est l'estimation de tassement sous des fondations superficielles. L'étude a été réalisée à l'aide du logiciel Plaxis 2D en variant un certain nombre de paramètres tels que : largeur de la fondation, les charges appliquées, et le type de sol, après une comparaison avec les différentes méthodes analytiques mentionnées dans le mémoire.

Les résultats numériques obtenus dans ce travail permettent de mettre en évidence l'influence de plusieurs paramètres sur la réponse de fondations superficielles.

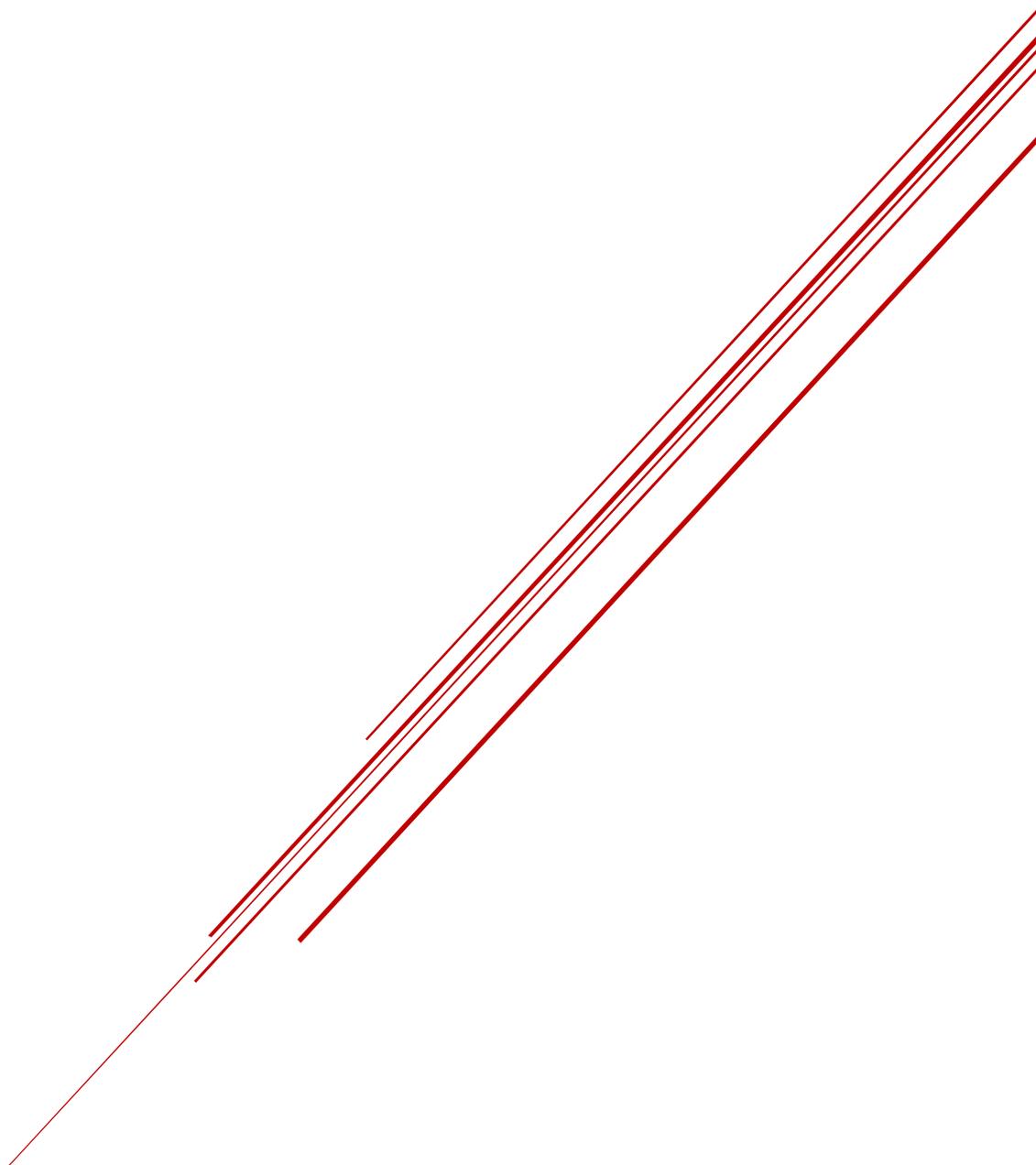
A travers ces résultats nous concluons se qui suit :

- ❖ Les tassements dans un sol argileux sont beaucoup plus importants que dans un sol sableux pour les mêmes conditions. Cela est due à l'augmentation des paramètres d'élasticité (Module d'Young).
- ❖ Le tassement augmente en fonction de la charge appliquée. Plus la charge appliquée est élevée plus les tassements sont importants.
- ❖ Plus la largeur et le diamètre de fondation sont élevées plus les tassements sont importants.
- ❖ La méthode des éléments finis représente un excellent choix pour les concepteurs dans le calcul des tassements parce qu'elle donne des résultats plus proches de la réalité.

Pour finir, on espère que ce travail sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUE



- Alan, J., & Don, J. (1995). Settlement of shallow foundations on granular soils. University of Massachusetts Transportation Center.
- Bouafia, A. (2009). Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Eurl Pages Bleues Internationales.
- Bouafia, A. (2016). Mécanique des sols appliquée - Problèmes résolus. Editions Office des Publications Universitaires.
- Bouafia, A. (2019). Conception et calcul des Ouvrages géotechniques. Pages Bleues Internationales.
- Bourokba Mrabent, S. A. (2016). Calcul pratique des fondations. Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf.
- Braja, M. (2017). Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement (éd. Third Edition). Taylor & Francis Group.
- BRAHMI , N. (2015). Modélisation numérique d'une fondation située à proximité d'une pente. Université Mohamed Khider-Biskra.
- Bustamante, M., Justo, L., Jaramillo, A., Durand, P., Romero, R., & Soriano, C. (2003). Pathologie des fondations superficielles et travaux de réparation. Presses de l'ENPC/LCPC.
- Daoud, A. (2020). Mécanique des sols (MDS). Institut des Sciences de la Terre et de l'univers.
- D.Rousselot. (s.d.). Simulation des tassements des sols selon la théorie de la consolidation unidimensionnelle de terzaghi..Bureau de recherches géologiques et minières.
- Hassan, M. (2017). Modified Schmertmann's Method (1978)for Calculating Settlement In Sand Soils By Using Integration. International Journal of Engineering and Technical Research (IJETR).
- HASSINI, I. (2016). Evaluation des tassements pour une fondation profonde. Université MOULOUD MAMMERI de Tizi-Ouzo.
- Gutierrez, N. M., Nobrega, M. T., & Vilar, M. O. (2008). Influence of the microstructure in the collapse of a residual clayey tropical soil. Bull Eng Geol Environ.
- Marques, V. R., Belincanta, A., Beroya-Eitner, M.-A., Almada, J. L., Guelss, E., & Zachert, H. (2021). Effect of soil moisture content on the bearing capacity of small bored piles in the unsaturated soil of Maringá, Paraná, Brazil. MATEC Web of Conferences.
- Mayne P.W., & Poulos, H.G. (1999). Approximate Displacement Influence Factors for Elastic Shallow Foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Philipponnat, G., & Hubert, B. (2007). Fondations et ouvrages en terre. IFSTTAR .
- Pierre-Mickaël. (2017). Le Radier, un système de fondation avec beaucoup de préjugés. Récupéré sur Le blog/actus GPH: <https://www.be-gph.fr/blog/115-le-radier-un-systeme-de-fondation-avec-beaucoup-de-prejuges.html>

- Reiffsteck, P. (2014). Cours fondations des ouvrages. IFSTTAR.
- Sibille, I. (2017). Essai oerdométrique et mesure de perméabilité. Université Grenoble Alpes.
- Sibille, L. (2018). Géotechnique pour le technicien. Université Grenoble Alpes.
- Skikdaoui, K., & Mahi, A. (2020). Etude numérique de l'interaction sol-pieu et évaluation de leur comportement dynamique dans différents types de sol. Université Djillali Bounaama de Khemis Miliana.