Thèse de doctorat

pour l'obtention du grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE GUSTAVE EIFFEL

Discipline : Géotechnique

École doctorale : Sciences, Ingénierie et Environnement

Développement d'une méthode intégrale pour la conception de fondations superficielles soumises à des sollicitations différentes à partir de l'essai de pénétration dynamique

Development of an integral method for designing shallow foundations subjected to different stresses using dynamic penetration testing

Présentée et soutenue par

LUONG Tuan-Anh

le 17 mars 2026

Dirigée par M. REIFFSTECK Philippe

Composition du jury :

M.	BRIANÇON Laurent	INSA Lyon	Président
Mme.	JENCK Orianne	Université Grenoble Alpes	Rapporteuse
M.	ARROYO Marcos	Universitat Politècnica de Catalunya	Rapporteur
M.	REIFFSTECK Philippe	Université Gustave Eiffel	Directeur de thèse
Mme.	JACQUARD Catherine	Fondasol	Examinatrice
M.	BENZ NAVARRETE Miguel	Sol Solution	Examinateur
M.	SZYMKIEWICZ Fabien	Université Gustave Eiffel	Invité

Avant-propos

Depuis le début des années 1990, le bureau d'études Sol Solution conçoit, développe et commercialise des produits innovants dans le domaine de la reconnaissance géotechnique des sols. Le pénétromètre dynamique PANDA, produit phare et pierre angulaire de l'entreprise est un pénétromètre dynamique à énergie variable permettant d'une part de contrôler la qualité du compactage des ouvrages en terre et d'autre part de réaliser des essais de reconnaissance géotechnique pour l'identification de formations superficielles des sols.

Le service Recherche, Développement et Innovation de l'entreprise assure une évolution continue des procédés et des équipements, avec pour objectif de proposer des solutions innovantes dans le domaine de la géotechnique. Par ailleurs, l'entreprise bénéficie de manière régulière de l'accompagnement, des échanges scientifiques et des partenariats établis, notamment avec le laboratoire SRO (Sols, Roches et Ouvrages géotechniques) de l'Université Gustave Eiffel (UGE, ex-IFSTTAR).

Dans le cadre de la conception de ces équipements et de l'exploitation des données qui en sont issues, Sol Solution, en collaboration avec plusieurs partenaires dont l'UGE, a initié le projet FUI-24 (Fonds Unique Interministériel) EMeRG3r, consacré au développement de la troisième génération du pénétromètre dynamique PANDA, dans sa version la plus récente. C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent travail de thèse. Le projet FUI EMeRG3r englobe par ailleurs d'autres travaux doctoraux ainsi que des campagnes expérimentales menées conjointement par Sol Solution et ses partenaires (Fondasol, le Laboratoire Navier et Polytech Clermont-Ferrand).

Dans ce contexte, l'objectif principal de cette recherche est de proposer une méthodologie complète et rigoureuse pour la conception des fondations superficielles soumises à des sollicitations variées, reposant sur l'exploitation des données issues des pénétromètres dynamiques à énergie variable développés par Sol Solution, et plus particulièrement de la dernière génération de l'appareil, le PANDA® 3. Le présent mémoire constitue la synthèse des travaux menés au cours des trois dernières années et témoigne de la valorisation scientifique de ces recherches, matérialisée par six communications présentées dans des conférences nationales et internationales. Par ailleurs, ces travaux ont également contribué à appuyer la demande d'intégration de cette méthodologie dans la norme française NF P94-261, relative au dimensionnement des fondations superficielles.

Enfin, il convient de souligner que ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre d'un partenariat établi par le dispositif Convention Industrielle de Formation par la Recherche (CIFRE), piloté par l'Agence Nationale de la Recherche et de la Technologie (ANRT). Plus précisément, le partenariat (N° 2022/0425) associe le laboratoire SRO (Sols, Roches et Ouvrages géotechniques) de l'Université Gustave Eiffel, situé à Champs-sur-Marne, et la société Sol Solution, implantée à Riom.

Remerciements

Mes grands remerciements s'adressent tout d'abord à l'ensemble de l'équipe d'encadrants ayant accompagné mes travaux de recherche : je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon directeur de thèse, Monsieur Philippe Reiffsteck, directeur de recherche à l'Université Gustave Eiffel, pour son accompagnement soutenu, mais également ses précieux conseils et sa disponibilité tout au long de la direction de ma thèse. Je souhaite remercier chaleureusement Monsieur Miguel Angel Benz-Navarrete, mon responsable scientifique au service Recherche et Innovation à Sol Solution, qui a suivi avec rigueur et attention au bon déroulement de mes recherches. Ses encouragements m'ont permis d'entretenir la motivation, ainsi que de garder confiance au cours de ce travail. Je tiens également à remercier vivement Monsieur Fabien Szymkiewicz, Monsieur Quoc-Anh Tran et Madame Caroline Forestti Oliveira pour leurs contributions significatives et leurs implications continuelles qui m'ont offert l'opportunité de faire progresser ce projet de thèse. Le dévouement et la bienveillance de mes encadrants m'offrent un soutien précieux pour mener mes travaux.

Mes sincères remerciements vont également à Monsieur Laurent Briançon, professeur à l'INSA de Lyon, qui m'a fait l'honneur d'accepter de présider le jury de ma soutenance de thèse. Je souhaite exprimer toute ma gratitude à Madame Orianne Jenck, maîtres de conférences à l'Université Grenoble Alpes, et à Monsieur Marcos Arroyo, professeur à l'Université polytechnique de Catalogne en Espagne, qui ont bien voulu consacrer du temps et de l'expertise à la tâche de rapporteurs en décortiquant ce mémoire et en fournissant des commentaires précieux. Je voudrais également remercier Madame Catherine Jacquard qui ont gentiment accepté de faire partie du jury en tant qu'examinatrice.

Ce projet de thèse a été mené au sein du Laboratoire SRO (Sols, Roches et Ouvrages géotechniques), mais également au sein de la société Sol Solution. L'ambiance d'amabilité de l'entreprise m'a permis de m'intégrer réellement dans la vie professionnelle. Je remercie le comité de direction de Sol Solution, et plus particulièrement la directrice, Madame Anne-Sophie Veret, pour l'engagement et les ressources que la société consacre aux travaux de recherche et de développement, tels que le cadre de cette thèse CIFRE. Je remercie vivement Monsieur Jean-Christophe Pellez, responsable du service Etudes et Contrôles Géotechniques, pour sa disponibilité au cours de ce travail ainsi que pour l'apport significatif qu'il a représenté pour le projet.

J'adresse mes reconnaissances sincère à Monsieur Carlos Minatchy, responsable technique au laboratoire SRO, pour sa contribution lors de la réalisation de plusieurs investigations expérimentales. Mes remerciements vont à Monsieur Huy Tran, à Itasca Consultants, pour sa patience et son support sur l'aspect des parties numériques. Je voudrais aussi adresser mes remerciements à Monsieur Denis Moiriat, à l'INSN France, pour son amitié lors des campagnes expérimentales. Je tiens également à remercier amicalement Jorge, mon camarade doctorant, ainsi que Sébastien, Antonio, Van Long, Quentin, Alexis et Kévin, mes collègues anciens et actuels dans l'entreprise, pour ayant apporté leur bienveillance et leur aide au bureau comme sur le chantier.

Enfin, je ne peux clore ces remerciements sans exprimer et adresser une pensée particulière aux personnes qui ont toujours été présentes tout au long de ce travail pour leurs encouragements, leur soutien, leur sympathie, leur bonne humeur... Je pense à toute ma famille, à mes parents, à ma sœur, ainsi qu'à ma petite copine et à mes amis, qui ont toujours été à mes côtés, aussi bien dans les moments de joie que dans les épreuves.

Résumé

Dans la pratique actuelle du génie civil, les projets de construction tendent à être réalisés dans des délais réduits afin de limiter les risques associés aux tassements et déformations des ouvrages. Toutefois, cette pratique s'avère particulièrement coûteuse, tant pour l'environnement que pour la société, dans la mesure où les solutions privilégiées reposent majoritairement sur la mise en œuvre de fondations profondes. Par ailleurs, d'un point de vue strictement technique, les fondations superficielles, contrairement aux fondations profondes, font l'objet de peu d'études concernant leur comportement sous des sollicitations combinées (torseur V–M–H) et cycliques. En effet, la maîtrise du comportement des fondations superficielles dans ce domaine reste limitée, en raison, d'une part, du faible nombre de recherches consacrées au sujet et, d'autre part, du besoin de méthodes de reconnaissance géotechnique capables de caractériser avec précision les sols superficiels.

Parmi les moyens de reconnaissance géotechnique actuellement utilisés par les praticiens, les pénétromètres dynamiques constituent une technique largement répandue, offrant un moyen relativement simple, rapide et économique de caractériser les sols. Grâce aux améliorations récentes, en particulier la dernière version du pénétromètre dynamique à énergie variable PANDA 3® – dorénavant désigné sous le nom d'essai DCLT (*Dynamic Cone Load Test*) –, il est désormais possible de mettre au point une méthodologie directe, rapide et fiable pour la justification et la conception des fondations à l'aide de cet outil.

L'objectif de ce travail de thèse est de proposer une méthodologie intégrale pour le dimensionnement des fondations superficielles soumises à diverses sollicitations, à partir des essais DCLT réalisés avec le pénétromètre dynamique à énergie variable PANDA® 3. La démarche adoptée s'articule autour de trois axes principaux : bibliographie, expérimentation et modélisation numérique. L'étude bibliographique consiste à créer une base de données d'essais expérimentaux variés, basée sur les ressources du laboratoire et de l'entreprise, et à établir des méthodes de calcul analytiques s'inspirant des approches existantes. L'étude expérimentale consiste à réaliser, au laboratoire et in situ, des essais DCLT, ainsi que des essais de chargement de fondations superficielles sur des sites présentant différents types de sols. La modélisation numérique des essais de chargement, incluant la simulation sous différentes sollicitations – charges simples, complexes (excentrées, inclinées ou combinées) et cycliques – est également mise en œuvre dans la dernière phase à l'aide de la méthode des différences finies (FDM). Les résultats obtenus par les simulations numériques sont comparés aux données expérimentales, ainsi qu'aux informations disponibles dans la littérature et intégrées dans nos bases de données, afin de valider la fiabilité du modèle. Cette démarche a contribué au développement d'une méthodologie intégrale et directe pour la conception des fondations superficielles, notamment grâce à une étude analytique permettant d'appliquer la méthode de manière générale à partir des données fournies par le pénétromètre dynamique à énergie variable, tel que le Panda®.

***Mots-clés** : Dimensionnement, fondation superficielle, pénétromètre dynamique, PANDA, modèle d'Hyperbole Simple, essai de chargement, modélisation numérique, différences finies, FDM, chargement combiné et cyclique.*

Abstract

In modern civil engineering practice, construction projects are usually carried out within strict time constraints in order to minimize the risks associated with structural settlement and deformation. However, this practice proves to be particularly costly, both for the environment and for society, as the preferred solutions largely rely on the use of deep foundations. Moreover, from a strictly technical point of view, shallow foundations, unlike deep foundations, have been the subject of few studies concerning their behavior under combined (torsion V–M–H) and cyclical stresses. Indeed, these foundations remain poorly understood in this field, partly due to the limited amount of research conducted on the topic and partly due to the need for advanced geotechnical investigation methods that can accurately characterize near-surface soils.

On the other hand, among the geotechnical investigation methods currently used by practitioners, dynamic penetrometers are a widely used technique, offering a relatively simple, fast, and economical technique to characterize soils. Owing to recent advancements, particularly those introduced in the latest version of the lightweight variable energy dynamic penetrometer PANDA 3® – hereinafter referred to as the DCLT (Dynamic Cone Load Test) –, it is now possible to develop a direct, fast, and reliable methodology for the justification and design of foundations using this tool.

The objective of this thesis is then to propose an integral methodology for the design of shallow foundation submitted to different loadings with the aid of the DCLT test using the lightweight variable energy dynamic penetrometer PANDA 3®. The adopted approach is structured around three main components: a bibliography review, experimental investigation, and numerical modeling. The bibliography study involves creating a database of various experimental tests based on laboratory and industrial resources and establishing analytical calculation methods inspired by existing approaches. The experimental study consists of conducting the DCLT tests in the laboratory and in situ, as well as the foundation loading tests on sites with different soil types. The numerical modeling of loading tests, including simulation under different stresses – simple, complex (eccentric, inclined or combined) and cyclic loads – is also implemented in the final phase by applying the finite-difference method (FDM). The results obtained from numerical simulations are compared with experimental data and relevant information from the literature, which are integrated into our databases, to assess and validate the reliability of the model. This approach contributes to the development of a comprehensive and direct methodology for the design of shallow foundations, notably through an analytical study that enables the method to be applied generally based on data provided by the lightweight variable energy dynamic penetrometer, such as the Panda®.

Keywords*: Design, shallow foundation, dynamic penetrometer, PANDA, Simple Hyperbolic model, foundation loading test, numerical modeling, finite difference, FDM, combined and cyclic loading.*

Tóm tắt

Trong nghành xây dựng dân dụng hiện nay, các dự án được công nghiệp hóa và thực hiện một cách nhanh chóng, nhằm hạn chế tối đa các rủi ro liên quan đến sụt lún công trình và biến dạng kết cấu. Tuy nhiên, thực tế cũng cho thấy những sự tốn kém nhất định, ảnh hưởng đặc biệt về mặt môi trường lẫn khía cạnh xã hội, phần nào khi các giải pháp địa kỹ thuật dựa trên việc triển khai nền móng cọc để xây dưng công trình thường được ưu tiên. Hơn nữa, khi xem xét về mặt kỹ thuật, trái với móng cọc, nền móng nông ít được xem xét kỹ lưỡng, hành vi của chúng dưới tác dụng của những tổ hợp tải trọng phức tạp (toóc sơ V-H-M), hoặc tải tuần hoàn chỉ là chủ đề của số ít nghiên cứu. Thật vậy, việc hiểu và nắm vững ứng xử của nền móng nông trong các trường hợp này còn đặt ra những hạn chế, một phần là do hiện này vẫn có ít số lượng nghiên cứu khoa học về chủ đề này, ngoài ra còn do nhu cầu cần có những phương pháp khảo sát địa chất phù hợp, có khả năng mô tả đặc tính một cách chính xác nền đất gần bề mặt.

Mặt khác, trong số các phương pháp khảo sát địa chất công trình hiện hành, thiết bị đo xuyên động nổi bật lên như một kỹ thuật được sử dụng rộng rãi, giúp thực hiện khảo sát và xác định tính chất của đất một cách đơn giản, nhanh chóng và tiết kiệm. Nhờ vào những cải tiến gần đây, đặc biệt là phiên bản mới nhất của máy đo độ xuyên động năng lượng biến thiên PANDA 3® – hay còn được gọi là thí nghiệm tải xuyên động hình nón DCLT (*Dynamic Cone Load Test*) – mà giờ đây, chúng ta có khả năng phát triển một phương pháp thiết kế móng nông trực tiếp, có khả nằng cho kết quả nhanh chóng và đáng tin cậy, thông qua việc sử dụng thiết bị này.

Do đó, mục tiêu của công trình luận án tiến sỹ này là nhằm nghiên cứu và đề xuất một phương pháp luận toàn diện về việc thiết kế móng nông chịu tổ hợp tải trọng phức tạp, dựa trên dữ liệu khảo sát của thí nghiệm DCLT, thực hiên bởi máy đo độ xuyên động năng lượng biến thiên PANDA 3®. Cách tiếp cận để tài được triển khai dựa trên ba phần chính : nghiên cứu tài liệu, thực hiện các thí nghiệm và xây dựng mô hình số hóa. Phần nghiên cứu tài liệu bao gồm việc tổng hợp và xây dựng một cơ sở dư liệu các thí nghiệm xác định đặc trưng đất, dựa trên nguồn dữ liệu có sẵn từ các đơn vị nghiên cứu của phòng thí nghiệm, cũng như của công ty. Sau đó, thiết lập một phương pháp phân tích và tính toán móng dựa trên các phương pháp khác hiện có. Phần nghiên cứu thực nghiệm liên quan đến việc thực hiện trong phòng thí nghiệm hoặc ngoài hiện trường các thí nghiệm xuyên động hình nón DCLT, cũng như hàng loạt thí nghiệm bàn nén có kích thước lớn thực tế, trên các địa điểm có đặc tính đất khác nhau. Phần nghiên cứu mô hình số liên quan đến mô phỏng thí nghiệm bàn nén, bao gồm việc thiết lập mô hình và mô phỏng số nền móng nông chịu tác dụng bởi nhiều loại ứng suất – từ tải trọng đơn giản (thẳng đứng xuyên tâm), đến tải phức tạp (lệch tâm, nghiêng hoặc kết hợp) và tải tuần hoàn – cũng được thực hiện ở các giai đoạn cuối, dựa trên phương pháp sai phân hữu hạn, FDM (*Finite-Difference Method*). Kết quả thu nhận được từ những mô phỏng số này được so sánh với các dữ liệu thực nghiệm, cũng như với kết quả từ các phương pháp tính toán hiện có, và được tích hợp vào cơ sở dữ liệu để xác thực độ tin cậy của mô hình. Đề tài này đã góp phần vào sự phát triển một phương pháp thiết kế móng nông trực tiếp và toàn diện, đặc biệt thông qua phần nghiên cứu phân tích cho phép áp dụng rộng rãi dựa trên dữ liệu cung cấp bởi máy đo độ xuyên động năng lượng biến thiên, như PANDA ®.

Từ khóa *: Thiết kế móng nông, máy đo xuyên động, PANDA, mô hình Hyberbol đơn giản, thí nghiệm bàn nén, mô hình hóa số, sai phân hữu hạn, FDM, tải trọng kết hợp và tuần hoàn.*

Table de matières

Introduction générale **21**

Partie I – Conception des fondations superficielles – un point de vue global **27**

I.1. Introduction de la Partie I 27

I.2. Dimensionnement des fondations superficielles 29

I.2.1. Estimation de la capacité portante 29

I.2.1.1. Sous chargement vertical centré ($H = 0, M = 0$) 29

I.2.1.2. Sous chargement incliné centré ($M = 0$) 38

I.2.1.3. Sous chargement vertical excentré ($H = 0$) 41

I.2.1.4. Sous chargement combiné (V-H-M) 45

I.2.1.5. Sous chargement cyclique 51

I.2.1.6. Sous chargement sismique 53

I.2.2. Détermination de tassements et déplacements 56

I.2.2.1. Tassements verticaux ($u = 0, \theta = 0$) 57

I.2.2.2. Déplacements horizontaux ($s = 0, \theta = 0$) 68

I.2.2.3. Rotations ($s = 0, u = 0$) 70

I.2.2.4. Prise en compte des effets du temps 72

I.2.2.5. Tassements et déplacements cycliques 73

I.3. Conclusion de la Partie I 77

Partie II – Développement d'une méthodologie pour la conception des fondations superficielles à l'aide de l'essais DCLT **78**

II.1. Introduction 78

II.2. Les pénétromètres dynamiques 78

II.2.1. Essai au pénétromètre dynamique 78

II.2.2. Essai de pénétration au carottier battu SPT 80

II.2.3. Essai au pénétromètre dynamique à énergie variable Panda® 82

II.2.3.1. Contexte historique de l'essai 82

II.2.3.2. Essai DCLT à l'aide du Panda® 3 83

II.3. Dimensionnement des fondations superficielles à l'aide des essais au pénétromètre dynamique 86
II.3.1. Méthode basée sur les résultats des essais au pénétromètre dynamique en général 86
II.3.2. Méthode basée sur les résultats des essais de pénétration au carottier SPT 88
II.3.2.1. Estimation de la capacité portante 89
II.3.2.2. Détermination des tassements 92
II.3.3. Proposition d'une méthode de dimensionnement basée sur les résultats de l'essais au pénétromètre dynamique Panda 3, DCLT 99
II.3.3.1. Estimation de la capacité portante à partir de l'essai DCLT 99
II.3.3.2. Détermination des tassements à l'aide du modèle d'hyperbole simple à l'essais DCLT 101
II.3.3.3. Validation de la méthode proposée 110
II.4. Conclusion de la Partie II 118
Partie III – Base de données expérimentales et réalisation des essais de chargement de fondations superficielles 119
III.1. Introduction 119
III.2. Base des données des essais de chargement de fondations superficielles 121
III.2.1. Contexte historique des essais de chargement 121
III.2.2. Base des données du LPC 125
III.2.2.1. Site de Labenne 129
III.2.2.2. Site de Jossigny 131
III.2.2.3. Evaluation des résultats à partir de la base des données 134
III.2.3. Bilan 137
III.3. Réalisation des essais de chargement de fondations superficielles 138
III.3.1. Introduction 138
III.3.2. Essais à l'échelle réelle sur sites 138
III.3.2.1. Principe d'essais in situ 138
III.3.2.2. Sites expérimentaux et résultats d'essais 143
III.3.3. Essais à l'échelle réduite au laboratoire 163

III.3.3.1. Principe d'essais en laboratoire 163
III.3.3.2. Résultats d'essais 168
III.3.4. Bilan 177
III.4. Conclusion de la Partie III 178
Partie IV – Modélisation, simulation numérique et propositions pour la conception des fondations superficielles 179
IV.1. Introduction de la Partie IV 179
IV.2. Modélisation numérique des essais de chargement à l'aide de méthode FDM 180
IV.2.1. Contexte de la modélisation des fondations superficielles et la Méthode des Différences Finies 180
IV.2.2. Modélisation du modèle numérique 183
IV.2.2.1. Hypothèse de géométrie et conditions aux limites 183
IV.2.2.2. Modèles constitutifs et paramètres d'entrée 190
IV.2.2.3. Paramètres pour l'interface 195
IV.2.2.4. Vérification à l'état initial 196
IV.2.2.5. Génération des sollicitations 197
IV.3. Simulation numérique des essais de chargement et comparaison des résultats 199
IV.3.1. Contexte et objectif 199
IV.3.2. Simulation numérique versus expérimentale au cas de charge statique 199
IV.3.2.1. Chargement statique vertical centré (H = 0, M = 0) 199
IV.3.2.2. Chargement statique vertical excentré (H = 0) 203
IV.3.2.3. Chargement statique incliné centré (M = 0) 206
IV.3.3. Simulation numérique versus expérimentale au cas de charge cyclique 209
IV.3.3.1. Chargement cyclique vertical centré (H = 0, M = 0) 209
IV.3.3.2. Chargement cyclique vertical excentré (H = 0) 210
IV.4. Analyse des résultats numériques et des propositions 211
IV.4.1. Sous chargement monotone 211
IV.4.1.1. Effet excentrique de charge 212
IV.4.1.2. Effet d'inclinaison de charge 214

IV.4.1.3. Etude paramétrique et proposition des facteurs de portance..... 215
IV.4.1.4. Enveloppe de rupture de la combinaison V-H-M 217
IV.4.2. Sous chargement cyclique 219
IV.4.2.1. Etablissement du diagramme de stabilité cyclique 220
IV.4.2.2. Prédiction du nombre de cycles 222
IV.5. Conclusions de la Partie IV 223
Conclusion générale 225
Perspectives de travail..... 228
Références bibliographiques..... 229
Annexes..... 242

Table de Figures

Figure I.1 : Différents types des fondations superficielles (a) semelle isolée, (b) semelle filante et (c) radier. 28
Figure I.2 : Convention de sens des efforts et déplacements appliquée au cas d'une fondations superficielle. 28
Figure I.3 : Schéma d'un cas général d'une fondation superficielle sous charge verticale centrée. 30
Figure I.4 : Mécanisme de rupture de Prandtl pour le cas d'une fondation superficielle sous charge verticale centrée. 31
Figure I.5 : Schéma pour la définition de la pression limite équivalente à partir des mesures pressiométriques. 34
Figure I.6 : Abaque donnant le facteur de portance pressiométrique tiré de la norme française NF P94-261. 35
Figure I.7 : Schéma pour la définition de la résistance de pointe équivalente à partir des mesures pénétrométriques statiques. 37
Figure I.8 : Abaque donnant le facteur de portance pénétrométrique de la NF P94 261. 38
Figure I.9 : Schéma des cas possibles de charge inclinée centrée sur fondations superficielles. ... 39
Figure I.10 : Schéma général du mécanisme de rupture de Prandtl d'une fondation superficielle sous charge inclinée centrée. 39
Figure I.11 : Les cas possibles de charge verticale excentrée sur fondation superficielle. 42
Figure I.12 : Mécanisme de rupture de Prandtl d'une fondation superficielle sous charge verticale excentrée. 43
Figure I.13 : Distribution de contraintes d'une semelle sous charge verticale excentrée selon a) et b) NF P94-261et c) Meyerhof 44
Figure I.14 : Exemple sur la surface de contact effective d'après (Brinch Hansen, 1961). 45
Figure I.15 : Schémas pour représenter les cas possibles de charge combinée sur fondation superficielle et vue à 3 dimensions de la surface de rupture, enveloppe (Butterfield & Ticof, 1979). 46
Figure I.16 : a) coupe du domaine de rupture dans l'espace V-M (H =0) pour une semelle sans résistance à la traction ($V_0 = 0$) et b) pour une fondation résistant à la traction ($V_0 = -V_t$). 47
Figure I.17 : Combinaison des mécanismes élémentaires « cuillère » et « coins ». 49
Figure I.18 : Surfaces enveloppes de rupture dans les espaces (a) V-M (H=0) et (b) V-H (M=0), semelles fondées sur un massif purement cohérent sans résistance à la traction selon Salençon et Pecker et Canépa. 50

Figure I.19 : Périodes et nombre de cycles caractérisant les événements de charge cyclique typiques (Andersen, 2013). 51
Figure I.20 : Résultat des essais triaxiaux cycliques de la même contrainte de cisaillement maximale, τmax avec la variation de la valeur moyenne, τa et l'amplitude, τcy (Andersen, 2009). 52
Figure I.21 : Capacité portance de fondation superficielle sous charge cyclique en fonction du nombre de cycles. 52
Figure I.22 : Diagramme de stabilité cyclique proposé par (Poulos, 1988). 53
Figure I.23 : Enveloppes de rupture dans le plan V-M normalisés pour la capacité portante sur un sol rigide (1) ou déformable (2). Décomposition des mécanismes de soulèvement et de rupture du sol (Gazetas et al., 2007). 55
Figure I.24 : Enveloppe de rupture V-M obtenue par éléments finis pour une structure élancée sur fondation superficielle avec effets P-δ (Gazetas et al., 2007). 56
Figure I.25 : Définition de la charge limite pour des tassements. 57
Figure I.26 : Schématisation du problème et facteur de Fox. 59
Figure I.27 : Calcul du module pressiométrique au cas d'un sol hétérogène. 62
Figure I.28 : Diagramme du facteur d'influence de déformation verticale proposé par (Schmertmann, 1970 et 1978). 65
Figure I.29 : Principe de la méthode de la courbe t-z analogique de charge-tassement pour fondations superficielles. 66
Figure I.30 : Base de données expérimentales et ajustements de la fonction Gamma recommandés (c.f. Briaud, 2013). 67
Figure I.31 : Approximation de la « zone active » sous une fondation (Sawicki et al., 1998). 74
Figure I.32 : Exemples de tassements des fondations en fonction du nombre de cycles de chargement pour différents niveaux de charge cyclique (Sawicki et al. 1998). 74
Figure I.33 : Principe de la méthode du « macroélément » : modélisation du sol par des ressorts et des amortisseurs. 75
Figure II.1 : Pénétromètre dynamique type super lourd DPSH automatique sur chenille et instrumenté, Grizzly® 3 (Escobar et al., 2016). 80
Figure II.2 : a) Principe de l'essai de pénétration au carottier dans la norme NF P94-116 (ARNOR 1991), b) réalisation de l'essai SPT sur un site liquéfié. 82
Figure II.3 : L'évolution de trois générations du pénétromètre dynamique à énergie variable Panda®. 83
Figure II.4 : Equipement et principe de l'essai DCLT ou Panda 3. 84

Figure II.5 : Interprétation de la courbe de DCLT expérimentale à l'aide du modèle simplifié de pieux (Benz Navarrete et al., 2022). 85
Figure II.6 : Définition a) de la résistance de pointe dynamique équivalente et b) du nombre de coups équivalent. 88
Figure II.7 : Capacité portante des semelles chargées à la surface pour un tassement de 25 mm (Bowles, 1997). 90
Figure II.8 : Abaque de l'effet de l'encastrement donnant le facteur de portance SPT d'après (cf. Bowles, 1996) 91
Figure II.9 : Abaque donnant le facteur de portance de pénétration au carottier, SPT proposé. 92
Figure II.10 : Courbes de charge-tassement d'une plaque carrée de 300x300 mm² sur sable avec N_{60} = 10, 30 et 50 (Das & Sivakugan, 2007). 93
Figure II.11 : Module de compressibilité estimé en fonction de nombre de coup mesuré à la profondeur, B (D'Appolonia et al., 1970). 95
Figure II.12 : Estimation de la profondeur d'influence selon la largeur de la fondation (Burland & Burbidge, 1985). 97
Figure II.13 : Estimation du coefficient de compression verticale selon le nombre de coup SPT (Burland & Burbidge, 1985). 97
Figure II.14 : Abaque donnant le facteur de portance k_d du pénétromètre dynamique à point conique, DPT/DCLT proposé. 100
Figure II.15 : Comparaison de l'effet de l'encastrement pour les différents sols entre les méthodes a) pressiométrique et b) pénétrométrique dynamique (Reiffsteck et al., 2022). 101
Figure II.16 : Modèle en Double Hyperboles (DH) ajusté à la courbe la courbe de pression-expansion volumique de l'essai au pressiomètre (cf. Baud et al., 1992). 103
Figure II.17 : Application du modèle d'Hyperbole Simple (HS) ajusté aux courbes pressiométriques pour les différents sols selon (Baud & Gambin, 2008). 104
Figure II.18 : Schéma du modèle de l'analyse « macroélément » aux essais pénétrométriques dynamiques (Benz, 2009). 105
Figure II.19 : Application du modèle d'Hyperbole Simple modifié et ajusté aux courbes DCLT expérimentales pour a) sable et b) limon (cf. Luong et al., 2024). 107
Figure II.20 : Analyse de la similitude et de la différence du mécanisme entre l'essai DCLT et de fondation. 108
Figure II.21 : Lois de dégradation de module selon les sols différents basée sur la méthode pressiométrique (cf. Hoang et al., 2018) à droite et sur la méthode pénétrométrique dynamique proposée dans la thèse. 110

Figure II.22 : Courbes de répartition de la capacité portante estimée par différentes méthodes (Reiffsteck et al., 2021, 2022). 111
Figure II.23 : Capacité portante calculée en fonction de la mesure à l'ensemble des sites différents (Luong et al., 2024). 112
Figure II.24 : Courbes d'évolution des facteurs de portance avec l'encastrement relatif et courbes de répartition pour les différents sols selon la méthode pénétrométrique dynamique et au carottier (Reiffsteck et al., 2024). 113
Figure II.25 : Evaluation des différentes méthodes selon le rapport des coefficients de portance calculés et mesurés par a) histogramme et b) courbe de répartition pour l'ensemble des sols (Reiffsteck et al., 2024). 114
Figure II.26 : Comparaison des courbes de chargement-tassement mesurées à partir de l'essai de fondation et calculées par différentes méthodes sur site a) limoneux à Jossigny et b) argileux de marine à Cran (Reiffsteck et al., 2021, 2022).....115
Figure II.27 : Application du modèle d'Hyperbole Simple modifié à l'essai DCLT (HS-DCLT) pour prédire les courbes de chargement-tassement des fondations superficielles en comparant avec les différentes méthodes standardisées. 116
Figure II.28 : Comparaison des tassements mesurés et calculés pour la méthode pressiométrique a) à V = 1/3 V_{ELU} et b) à V = 1/2 V_{ELU} et les méthodes pénétrométriques c) statique et d) dynamique (c.f. Reiffsteck et al., 2025). 117
Figure III.1 : Principe de la mesure de la rigidité de la plaque circulaire de 60 cm de diamètre (AFNOR, 2000).....119
Figure III.2 : Equipements des essais de chargement en laboratoire réalisés par (Meyerhof, 1951) et (c.f. Tran-Vô-Nhiem, 1965). 121
Figure III.3 : Essai de chargement in situ sur un massif de sable reconstitué à Châtenay sur Seine (c.f. Canépa et al., 1987). 122
Figure III.4 : Schéma du principe des essais de chargement in situ réalisés par LPC. 123
Figure III.5 : Centrifugeuse du LPC installée à Nantes..... 123
Figure III.6 : Différents programmes de chargement appliqués pendant la campagne expérimentale des LPC. 126
Figure III.7 : Essai de chargement réalisé en mode de fluage (essai F) à côté d'un talus (pente).126
Figure III.8 : Plaque carrée en acier de 1x1 m² et position des 49 capteurs de pression à la base. 127
Figure III.9 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site de Labenne (crédits Géoportail)..... 129

Figure III.10 : Profils du sol à Labenne réalisés par différents techniques de reconnaissance (PMT, CPT et DPT). 130
Figure III.11 : Courbes de charge-tassement des essais de chargement au site de Labenne. 131
Figure III.12 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site de Jossigny (source : Géoportail)..... 132
Figure III.13 : Profils du sol à Jossigny réalisés par différents techniques de reconnaissance (PMT, CPT et DPT). 133
Figure III.14 : Courbes de charge-tassement des essais de chargement au site de Jossigny (Canépa & Despresles, 1990a, 1990b). 134
Figure III.15 : Courbes de charge-tassement des essais de chargement, avec une configuration simple de la semelle, sous a) charge simple, b) charge excentrique et c) charge inclinée, au site de Labenne (Canépa & Despresles, 1990a, 1990b). 135
Figure III.16 : Courbes de charge-tassement des essais de chargement, avec une configuration simple de la semelle, sous a) charge simple, b) charge excentrique et c) charge inclinée, au site de Jossigny. 136
Figure III.17 : Schéma de l'équipement utilisé pour l'essai de chargement de fondations. 139
Figure III.18 : Système du bâti de réaction avec vérin hydraulique déposé sur place. 140
Figure III.19 : Remorque de porteur du bâti de réaction et de la mini visseuse hydraulique à chenille (crédit : SOMAC). 140
Figure III.20 : Programme de chargement selon le temps pour une charge monotone. 142
Figure III.21 : Plan d'installation des essais in situ pendant une campagne expérimentale..... 142
Figure III.22 : Système du bâti de réaction modifié pour charge inclinée (gauche) et charge excentrée (crédit : SOMAC)..... 143
Figure III.23 : Localisation des sites d'étude en France. 144
Figure III.24 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site de Cran (source : Géoportail)..... 145
Figure III.25 : Vue latérale de l'installation de la campagne d'essais de chargement in situ à Cran. 145
Figure III.26 : Profils du sol à Cran réalisés par différents techniques de reconnaissance (PMT, CPT et DPT). 146
Figure III.27 : Profils de la résistance et du module dynamique du sol à Cran réalisés par des essais DCLT. 147
Figure III.28 : Courbes de charge-tassement et enfoncement de la plaque observé sur site après de la réalisation des essais à Cran. 147

Figure III.29 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site de Messanges (source : Géoportail)..... 148
Figure III.30 : Vue latérale de l'installation de la campagne d'essais de chargement in situ à Messanges (c.f. Luong et al., 2024). 148
Figure III.31 : Comparaison des distributions granulométriques des sables des sites de Labenne et Messanges. 149
Figure III.32 : Profils du sol à Messanges réalisés par différents techniques de reconnaissance (PMT et CPT). 150
Figure III.33 : Profils de la résistance et du module dynamique du sol à Messanges réalisés par des essais DCLT..... 150
Figure III.34 : Courbes de charge-tassement et enfoncement de la plaque observé sur site après de la réalisation des essais à Messanges. 151
Figure III.35 : Basculement du bâti à cause du déracinement des ancrages pendant la réalisation d'essai à Messanges..... 152
Figure III.36 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site d'Aulnat (source : Géoportail)..... 153
Figure III.37 : Vue latérale de l'installation de la campagne d'essais de chargement in situ à Aulnat. 153
Figure III.38 : Profils du sol à Aulnat réalisés par différents techniques de reconnaissance (PMT et CPT). 154
Figure III.39 : Profils de la résistance et du module dynamique du sol à Aulnat réalisés par des essais DCLT. 155
Figure III.40 : Courbes de charge-tassement et enfoncement de la plaque observé sur site après de la réalisation des essais à Aulnat en 2022..... 155
Figure III.41 : Comparaison des profils de résistance dynamique DCLT à Aulnat en 2022 et en 2025. 156
Figure III.42 : Système de bâti de réaction modifié pour chargement complexe avec la plaque carrée de 0,53x0,53 m. 157
Figure III.43 : Courbes de charge-tassement et enfoncement de la plaque observé sur site après de la réalisation des essais à Aulnat en 2025..... 158
Figure III.44 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site de Montfavet (source : Géoportail)..... 158
Figure III.45 : Vue latérale de l'installation de la campagne d'essais de chargement in situ à Montfavet. 159

Figure III.46 : Profils du sol à Montfavet réalisés à l'aide des différents techniques de reconnaissance (PMT et CPT). 160
Figure III.47 : Profils de la résistance et du module dynamique du sol à Montfavet réalisés par des essais DCLT. 160
Figure III.48 : Courbes de charge-tassement et enfoncement de la plaque observé sur site après de la réalisation des essais à Montfavet. 161
Figure III.49 : Synthèse des courbes de charge-tassement obtenues sur tous les sites expérimentaux (c.f. Luong et al., 2024). 162
Figure III.50 : Système des essais de chargement à échelle réduite en laboratoire de RTRI. 164
Figure III.51 : Comparaison des distributions granulométriques du sable N°6 utilisé pour l'essai et celui de Toyoura. 164
Figure III.52 : Profils estimés de la densité relative pour chacune des cuves de sable reconstitué. 165
Figure III.53 : Configuration géométrique de la plaque carrée réduite et positionnement de la rotule pour des chargements complexes. 166
Figure III.54 : Schéma des programmes de chargement a) en mode monotone et b) en mode cyclique. 167
Figure III.55 : Schéma des courbes de charge-tassement obtenues au cas d'a) charge monotone et b) charge cyclique 168
Figure III.56 : Courbes a) de charge-tassement et b) de temps-tassement à partir des essais de chargement statique sans excentrement. 169
Figure III.57 : Courbes a) de charge-tassement et b) de temps-tassement à partir des essais de chargement cyclique sans excentrement. 170
Figure III.58 : Courbes a) de charge-tassement et b) de temps-tassement à partir des essais de chargement statique avec excentrement de 0,1. 170
Figure III.59 : Courbes a) de charge-tassement et b) de temps-tassement à partir des essais de chargement cyclique avec excentrement de 0,1. 171
Figure III.60 : Courbes de charge-tassement des essais avec quatre niveaux d'excentricité. 173
Figure III.61 : Diagramme de stabilité cyclique à a) deux dimensions et b) trois dimensions avec l'excentricité. 174
Figure III.62 : Plan d'expérimentation des essais cycliques sans et avec trois niveaux d'excentricité sur diagrammes de stabilité cyclique. 176
Figure IV.1: Modélisation par élément finis FEM de la tour penchée de Pise (Burland & Potts, 1995). 180
Figure IV.2: Principe de calcul explicite dans FLAC (modifié de Itasca 2024). 183

Figure IV.3: Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle et celui d'une fondation profonde 184
Figure IV.4 : a) Modèle numérique d'une fondation superficielle carrée (Mestat & Berthelon, 2001) et b) relation entre la distance de la surface de glissement normalisée par la largeur de la fondation et l'angle de frottement du sol (Salden, 1980). 185
Figure IV.5: Principe de modélisation de la plaque métallique carrée de 1x1 m². 186
Figure IV.6: Géométrie du modèle numérique en FLAC^{3D} des essais de chargement cyclique réalisés expérimentalement dans le laboratoire RTRI. 187
Figure IV.7 : Coupe transversale schématique et trois configurations symétriques en trois dimensions du modèle numérique en FLAC^{3D} pour des semelles carrée et circulaires. 189
Figure IV.8 : Modèle constitutif Plastic-Hardening pour la simulation du comportement de sol (Itasca, 2024). 192
Figure IV.9 : Courbes de dégradation du module en fonction de l'accroissance des contraintes (Mayne, 2007). 193
Figure IV.10 : Généralisation de l'espace du ratio de déviatorique contrainte multiaxiale appliquée au modèle de P2P Sand, modifié de (Itasca, 2024). 194
Figure IV.11 : Composantes du modèle constitutif de l'interface bond (Itasca, 2024). 195
Figure IV.12 : Vérification de la stabilité à l'état initial sans charge du modèle FLAC^{3D} de l'essai de chargement à Labenne. 197
Figure IV.13 : Schéma de la génération des sollicitations complexes (verticale excentrée et incliné centrée) dans les modèles numériques 198
Figure IV.14 : Comparaison des courbes charge–tassement expérimentales et numériques en fonction de la symétrie géométrique des modèles de fondation : a) plaque carrée à Labenne et b) plaque circulaire à Aulnat. 200
Figure IV.15 : Comparaison des courbes charge–tassement expérimentales et numériques en fonction de la taille du modèle et du modèle constitutif du sol : a) plaque carrée à Labenne, b) plaque carrée à Jossigny, et c) plaque circulaire à Aulnat. 201
Figure IV.16 : Evolution des contraintes aux limites du modèle numérique selon le temps de calcul pour le site de Labenne. 202
Figure IV.17 : Comparaison des courbes charge–tassement et charge–rotation expérimentales et numériques sous l'effet d'un chargement excentré pour les sites : a) Labenne et b) Jossigny. 204
Figure IV.18 : Comparaison des distributions de contraintes expérimentales et numériques à la base de la fondation sous effet de charge excentrée : a) le long de l'axe de symétrie et b) sur les bords de la semelle, site de Jossigny. 205

Figure IV.19 : Comparaison des distributions de contraintes expérimentale et numérique d'une semelle circulaire selon (Nater et al., 2003). 205
Figure IV.20 : Comparaison des courbes charge–tassement et charge–déplacement horizontal expérimentales et numériques sous l'effet d'un chargement incliné pour les sites : a) Labenne et b) Jossigny. 207
Figure IV.21 : Comparaison des distributions de contraintes expérimentales et numériques à la base de la fondation sous l'effet d'un chargement incliné, pour des angles d'inclinaison de : a) 10°, b) 20° et c) 30°, lors des essais réalisés à Jossigny. 208
Figure IV.22 : Courbes charge–tassement numériques obtenues pour des essais de chargement à l'échelle réduite sans excentricité, en mode : a) monotone et b) cyclique. 210
Figure IV.23 : Courbes charge–tassement numériques obtenues pour des essais de chargement à l'échelle réduite avec une excentricité *e/B=0,4*, en mode : a) monotone et b) cyclique. 211
Figure IV.24: Facteur excentrique versus excentricité de la charge en comparaison numérique et expérimentale. 213
Figure IV.25: Largeur effective de la semelle versus excentricité de la charge appliquée. 213
Figure IV.26 : Différentes modèles des mécanismes de l'interface sol/fondation proposées par (Michalowski & You, 1998) : a) « *no seperation* » b) « *tension cut-off* » c) « *perfect adhesion* » et d) « *perfectly rough* ». 213
Figure IV.27: Facteur d'inclinaison versus angle d'inclinaison de la charge, comparaison numérique et expérimentale. 215
Figure IV.28: Angle du vecteur de déplacement de la semelle par rapport à l'angle d'inclinaison de la charge. 215
Figure IV.29 : Proposition des facteurs de portance a) excentrique et b) d'inclinaison basée sur les résultats numériques. 216
Figure IV.30 : Proposition des enveloppes de rupture utilisant la méthode FDM pour les espaces à deux dimensions a) V-M (H=0) et b) V-H (M=0). 218
Figure IV.31 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques pour les diagrammes de stabilité cyclique a) sans et b) avec l'excentricité, e/B = 0,4. 221
Figure IV.32 : Relation entre le nombre de cycles et le tassement de la fondation soumise à une charge cyclique pour le cas $V_{cyc,max}/V_{max} = 40\%$. 222

Table de Tableaux

Tableau I.1 : Facteurs de capacité portance proposés par (Vesic, 1973). 31
Tableau I.2 : Différents coefficients de correction. 32
Tableau I.3 : Coefficients de l'Équation I.5 donnant kp dans la norme NF P94-261. 35
Tableau I.4 : Coefficients de l'équation donnant kc dans la norme NF P94-261. 37
Tableau I.5 : Détermination des coefficients de correction d'inclinaison de la charge ic, $i\gamma$ et iq. 40
Tableau I.6 : Valeurs des paramètres numériques appliqués dans l'Équation I.41 54
Tableau I.7 : Expressions des courbes dans le plan V-M dans la Figure I.23 55
Tableau I.8 : Valeurs des coefficients rhéologiques. 60
Tableau I.9 : Valeurs des coefficients de forme. 61
Tableau I.10 : Valeurs du coefficient rhéologique pour les sols et les roches. 61
Tableau I.11 : Valeurs indicatives par corrélation d'un module élastique d'Young avec celui pressiométrique de Ménard selon la NF P94-261. 62
Tableau I.12 : Valeurs du coefficient rhéologique α. 63
Tableau I.13 : Raideurs d'une fondation circulaire : approche « pseudo-statique » (Chatzigogos et al., 2009). 76
Tableau I.14 : Raideurs statiques pour des fondations superficielles avec approche vibrationnelle de Gazetas. 77
Tableau II.1 : Coefficients de l'équation des courbes donnant k_s proposés. 91
Tableau II.2 : Coefficients a, b et c de l'équation des courbes donnant k_d proposés par (Reiffsteck et al., 2024) (Équation II.43) 100
Tableau II.3 : Paramètres AHS et BHS proposés selon les différents sols. 107
Tableau III.1 : Base des données des essais de chargement de fondation réalisés sur sites internationaux. 124
Tableau III.2 : Bilan des données des sols sur les sites expérimentaux du LPC 127
Tableau III.3 : Résultats obtenus des essais de chargement réalisés par le LPC 128
Tableau III.4 : Paramètres des sols à Jossigny mesurés par les essais au laboratoire (Çami, 2017). 133
Tableau III.5 : Bilan des données des sols aux sites à réaliser in situ des essais de chargement. 144
Tableau III.6 : Liste des sites expérimentaux avec les résultats obtenus à partir des essais DCLT et des essais de chargement de fondation. 162
Tableau III.7 : Propriétés du sable reconstitué *N°6* pour l'essai de chargement en laboratoire. .. 164
Tableau III.8 : Résumé des résultats des essais de chargement en laboratoire en 2023. 172
Tableau III.9 : Résumé des résultats des essais de chargement en laboratoire en 2024. 172

Tableau III.10 : Résultats des essais de chargement cyclique selon l'amplitude, la moyenne de la charge cyclique, le tassement et le nombre de cyclique à la rupture 175
Tableau IV.1 : Comparaison entre la méthode des éléments finis FEM et la méthode des différences finis FDM. 181
Tableau IV.2 : Etude paramétrique de la taille du modèle des essais in situ. 188
Tableau IV.3 : Paramètres d'entrée des propriétés des sols pour les modèles numériques. 191
Tableau IV.4 : Paramètres d'entrée des sols pour le modèle élastoplastique avec écrouissage *PH*. 193
Tableau IV.5 : Paramètres d'entrée des sols pour le modèle *P2P Sand* 195
Tableau IV.6 : Paramètres d'interface définis selon les propriétés du sol pour certains sites 196
Tableau IV.7 : Paramètres du sol proposés pour l'étude paramétrique. 215
Tableau IV.8 : Paramètres des courbes de chargement cyclique basés sur la simulation numérique. 220

Introduction générale

1. Contexte et problématique

La nécessité actuelle de réaliser des économies de ressources naturelles conduit à optimiser et faire évoluer les techniques de construction, tout en améliorant le dimensionnement des bâtiments et ouvrages. D'un point de vue environnemental, la tendance à construire rapidement et à limiter les risques de tassement favorise l'utilisation de fondations profondes, dont l'impact écologique est significatif. En effet, le secteur du BTP, en particulier du fait des travaux de terrassement et de fondations, constitue l'un des principaux émetteurs mondiaux de dioxyde de carbone, contribuant de manière importante aux émissions de gaz à effet de serre.

Parallèlement, les obligations réglementaires ont largement contribué à l'essor des bureaux d'études géotechniques et à la multiplication des études de sol en France. Depuis 2020, la loi ELAN impose la réalisation d'une étude de sol pour les maisons individuelles situées en zones argileuses. Cependant, ces études demeurent souvent partielles, constituant un compromis entre délais, coûts et niveau de risque jugé acceptable. Chaque année, environ 20 000 désordres sont recensés sur des maisons individuelles, dont 9 % (soit environ 1 800 cas) sont liés à la capacité portante ou à la stabilité générale des sols (Sycodés, 2016). La gravité de ces désordres entraîne des coûts de réparation pouvant atteindre plusieurs centaines de milliers d'euros en cas d'interventions par micropieux. Entre 1995 et 2013, ces dommages ont représenté à eux seuls 20,6 % des sinistres affectant les fondations superficielles.

D'un point de vue strictement technique, les fondations profondes ont bénéficié de nombreuses études sur les sollicitations combinées (torseur *V–M–H*) et cycliques, menées principalement dans le secteur pétrolier. En revanche, les fondations superficielles, moins étudiées, n'ont que rarement bénéficié d'un transfert pratique des résultats ou des conclusions de ces travaux. Cette maîtrise limitée s'explique d'une part par le faible nombre de recherches consacrées au sujet, et d'autre part par le manque de moyens de reconnaissance géotechnique permettant de caractériser de manière fiable les sols superficiels. De même, dans un contexte économique contraint, le recours aux fondations superficielles pourrait permettre de réduire jusqu'à un quart du coût global des ouvrages, tout en limitant leur impact environnemental. Cela nécessite toutefois de développer des techniques d'auscultation simples, peu coûteuses et adaptées aux conditions de terrain, ainsi que des méthodes de dimensionnement plus raffinées, capables de maîtriser le risque géotechnique tout en prenant en compte des mécanismes complexes non intégrés dans les normes actuelles.

Par ailleurs, en géotechnique classique, l'utilisation du pénétromètre dynamique est une pratique reconnue et acceptée au niveau mondial. Très employé en France pour le contrôle de compactage, il est également largement utilisé dans d'autres pays pour les travaux de reconnaissance géotechnique. Le pénétromètre dynamique constitue un moyen relativement simple, rapide et peu coûteux pour l'investigation des sols, permettant d'apprécier leur résistance, de déterminer l'épaisseur et la profondeur des différentes couches, ainsi que de réaliser des contrôles de compactage. Cependant, contrairement au pénétromètre statique (CPT) ou au pressiomètre de Ménard (PMT), qui ont bénéficié de développements importants grâce à l'intégration de multiples capteurs et à l'élaboration de méthodes de traitement des données, les pénétromètres dynamiques ont peu évolué. Cette technique, encore largement empirique, reste ancienne dans son interprétation. L'essai de pénétration dynamique ne fournit qu'une évaluation approximative des déformations du

sol, dans la mesure où aucune relation directe entre contrainte et déformation locale n'est établie au cours de l'essai.

Pour répondre à ces besoins et à la lumière d'une trentaine d'années d'expériences et de recherches réalisées autour du pénétromètre français Panda® (Gourvès, 1991), une troisième génération de pénétromètres dynamiques à énergie variable, nommée PANDA® 3 et Grizzly® 3, a été conçue et développée par l'entreprise Sol Solution. Ces appareils sont équipés d'une série de capteurs (accéléromètres, jauges de déformation et capteurs de déplacement) et d'une chaîne d'acquisition permettant le traitement et l'analyse en temps réel des données collectées lors du battage. Pour chaque impact, il est ainsi possible de générer une courbe charge-enfoncement dynamique du sol sous la pointe conique, courbe dite DCLT (*Dynamic Cone Load Test*). Le principe de l'essai repose ainsi sur la résolution de l'équation de l'onde. Les enregistrements réalisés proche de l'enclume et lors du battage du pénétromètre sont analysés afin de séparer les ondes se propageant dans le train de tiges, puis de reconstituer les signaux de force, accélération, vitesse et déplacement à la pointe du pénétromètre. Cette approche permet, pour chaque impact, d'obtenir une courbe charge-enfoncement à l'interface pointe-sol, désignée courbe DCLT. Cette technique d'auscultation, basée sur le principe du pénétromètre dynamique, a été développée pour l'investigation fine des sols superficiels (profondeur < 15 m) afin de :

1. Estimer différents paramètres mécaniques du sol : la résistance en pointe dynamique et pseudo-statique et le module d'élasticité.
2. Obtenir une courbe résistance dynamique-enfoncement en pointe du pénétromètre dynamique pour chaque impact.
3. Réaliser les études géotechniques directes (interprétation des mesures pour les applications ciblées telles que le calcul des fondations).
4. Avoir une résolution plus fine sur un enfoncement.
5. Proposer une structure et architecture modulable et flexible, pouvant être aisément adaptée à différents modèles de pénétromètres dynamiques.

Dans l'état actuel des connaissances, l'essai de chargement dynamique en pointe pénétrométrique DCLT, représente une innovation majeure pour la profession. En effet, il permet de satisfaire un grand nombre de besoin, à savoir : simplicité, coût, rapidité, fiabilité, grande quantité des données collectées, multiplication aisée des sondages sur site. Ces avancées, théoriquement et technologiquement fondamentales pour le pénétromètre dynamique, ouvrent de nouvelles possibilités pour le développement d'une méthode directe, rapide et fiable pour la conception des fondations superficielles. Puisque l'utilisation du pénétromètre dynamique est très connue dans la pratique mondiale de la géotechnique, le développement d'une telle méthode aurait également pour ambition d'être internationalement reconnue.

2. Objectifs de la thèse

L'objectif principal de ce travail de thèse est le développement d'une méthodologie intégrale pour le dimensionnement des fondations superficielles soumises à des sollicitations différentes, à partir des mesures réalisées à l'aide des pénétromètres dynamiques instrumentés à l'énergie variable. Plus précisément, il s'agit de construire une méthode fiable de l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles sous types de chargement variés (vertical ou incliné et centré ou excentré) en mode statique ou cyclique, mais également de pouvoir estimer le tassement sous la charge de service à partir de la courbe charge-enfoncement DCLT en pointe ainsi que des autres paramètres déduits.

Dans le but d'atteindre l'objectif principal de cette recherche, plusieurs objectifs secondaires visant à structurer et orienter le travail de manière progressive, sont définis ci-dessous :

1. Construire une base de données expérimentale d'essais de chargement de fondations et d'essais au pénétromètre dynamique pour différents types de sols que ce soit à partir de la littérature des réseaux du LPC ou bien, à partir des campagnes expérimentales in situ qui devraient être réalisées tout au long de ce projet.

2. Développer un modèle analytique permettant d'assurer le passage du modèle des pénétromètres dynamiques au modèle des fondations superficielles.

3. Mettre au point un modèle numérique en différences finies à l'aide du code FLAC^{3D} permettant de simuler les essais de chargement de fondations superficielles soumises à différents types de charge.

En répondant à la problématique générale de l'étude et en atteignant les objectifs fixés, ce projet de recherche ambitionne de répondre à des enjeux majeurs, tant sociétaux qu'industriels. Il s'agit notamment de proposer une méthodologie actualisée pour la justification, le dimensionnement et la conception des fondations superficielles, afin de les positionner comme une alternative durable aux fondations profondes. Le projet vise également à fiabiliser l'usage du pénétromètre dynamique à énergie variable comme technique de reconnaissance des sols, tout en apportant des éléments fondamentaux en vue de sa normalisation à l'échelle nationale, voire européenne.

3. Méthodologie de travail

Plusieurs aspects ont été déclinés au cours de ce doctorat, s'appuyant sur les développements analytiques existants, des simulations numériques en différences finies, des expérimentations sur modèles réduits et des expérimentations en vraie grandeur. La démarche ayant été mise en œuvre et illustrée par la Figure 1, comportera trois axes principaux :

1. une première phase d'état de l'art qui s'est appuyée sur une analyse bibliographique : étude de la littérature scientifique et technique, présentant les avancées récentes en termes de conception des fondations superficielles par des méthodes analytiques et statistiques classiques sous charges simples, complexes, combinées et cycliques ; construire une base de données à partir des différentes ressources, notamment à partir du réseau des LPC, regroupant des certains essais de chargement sur modèles réduits ou à taille réelle.

2. La deuxième phase a consisté en la réalisation d'essais au pénétromètre dynamique de troisième génération Panda®3, ainsi que d'essais de chargement de fondations sous charges verticales centrées en premier temps, puis avec l'excentrement et l'inclination de la charge

appliquée, en mode statique et cyclique qui serviront à valider les nouvelles méthodes développées de calculs de portance et de tassement. Des mesures sur modèle réduit dans des cuves métalliques en laboratoire ont été réalisées ainsi que des expérimentations en vraie grandeur sur les sites expérimentaux historiques (Jossigny, Labenne, etc.). Des fondations de différentes dimensions ont été étudiées. Les chargements ont été qualifiés avec précision par une instrumentation par fibre optique ;

3. Finalement, la troisième phase a été consacrée à synthétiser les données des expérimentations et de la bibliographie pour lequel le dossier géotechnique est moins complet. Elle permet également de développer une méthode analytique d'estimation de la capacité portante et du tassement des fondations superficielles à partir des résultats d'essais Panda® 3. Par la suite, les études paramétriques menées à l'aide du modèle numérique développé avec le logiciel aux différences finies FLAC^{3D}, et le modèle spécifique, et le critère de *V-M-H* développé en phase 1 permettent de caler cette méthode. Le premier modèle analytique est nécessaire à la justification des fondations, en intégrant l'aspect dégradation du module et la dépendance de ce dernier à la contrainte de confinement. Le second modèle numérique est destiné au domaine élasto-plastique d'analyse limite, avec un aspect tridimensionnel du torseur *V-M-H*.

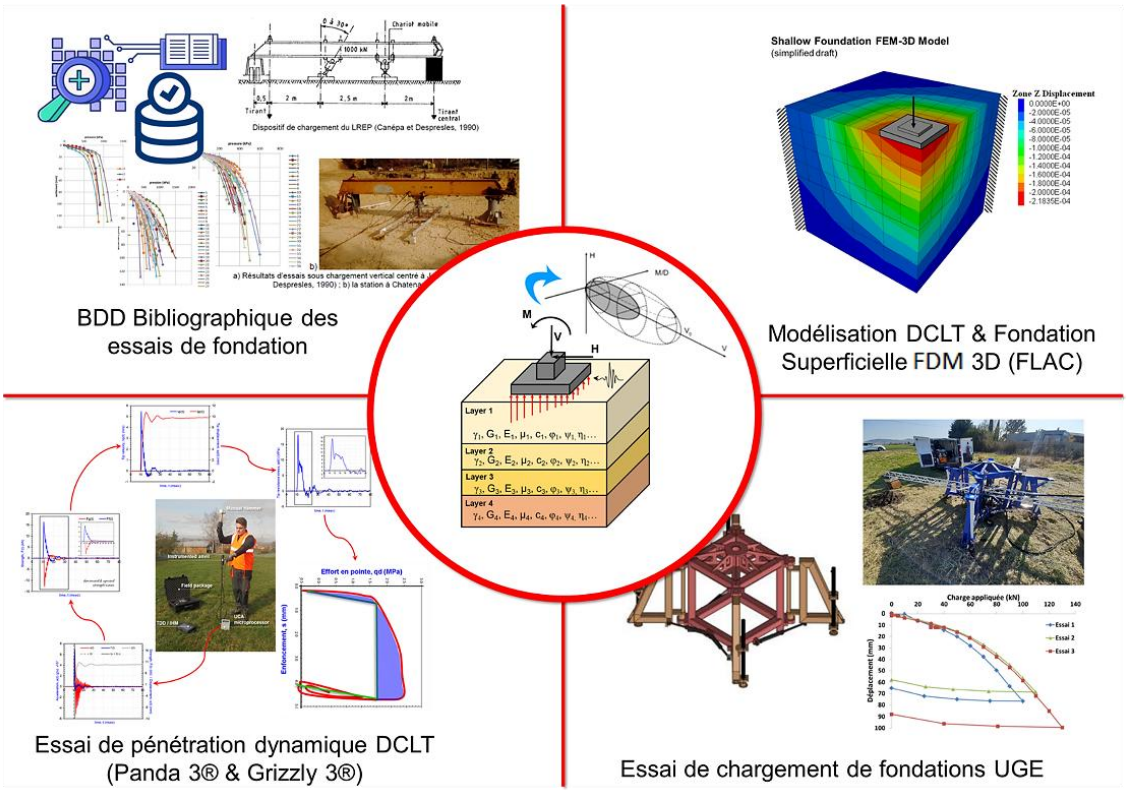


Figure 1 : Démarche de travail, méthode et approches du travail de recherche

4. Structure du rapport de thèse

Ce mémoire de thèse est structuré en quatre parties, suivies d'une conclusion générale et de perspectives pour de futurs travaux.

À partir des problématiques liées à la conception des fondations superficielles, la **PARTIE I** présente un état de l'art complet des méthodes de calcul existantes, classées en fonction des types de sollicitations (simples, complexes ou combinées) et des modes de chargement appliqués (statique ou cyclique), ainsi que les principales techniques de reconnaissance des sols, réalisées en laboratoire et in situ. Le **Chapitre I.1** introduit succinctement la notion de fondation superficielle, en la comparant aux fondations profondes. Le **Chapitre I.2** examine les différentes méthodes de dimensionnement, en s'appuyant sur les techniques de caractérisation des sols réalisées en laboratoire (notamment la méthode c–φ) et, en particulier, sur les méthodes directes basées sur les essais in situ, tels que le pressiomètre de Ménard (PMT) ou le pénétromètre statique (CPT). Cette partie s'articule autour de deux questions principales : l'estimation de la capacité portante et la prédiction des tassements et déplacements des fondations. Enfin, le **Chapitre I.3** propose une synthèse des approches de calcul existantes pour les fondations superficielles, mettant en évidence leur diversité et leurs limites.

Dans la **PARTIE II**, l'attention est portée sur les pénétromètres dynamiques et les méthodes de conception fondées sur leur utilisation. Le **Chapitre II.1** introduit brièvement la problématique liée à l'application de cette technique dans le calcul géotechnique. Le **Chapitre II.2** présente les différents types de pénétromètres dynamiques, tels que l'essai de pénétration standard (SPT), le pénétromètre dynamique à énergie variable Panda®, ainsi que l'essai dit DCLT (ou Panda® 3), en détaillant leur contexte historique et leur principe de fonctionnement. Dans le **Chapitre II.3**, les méthodes de calcul existantes basées sur ces essais sont synthétisées. Une nouvelle méthodologie analytique est ensuite proposée pour le dimensionnement des fondations superficielles, incluant l'estimation de la capacité portante et des tassements, à partir des données issues du Panda 3® ou de l'essai DCLT. La validation de cette approche repose sur une comparaison entre les résultats calculés et ceux obtenus expérimentalement. Enfin, le **Chapitre II.4** propose un bilan de cette partie, mettant en évidence les principaux enseignements et limites des méthodes étudiées.

Dans la **PARTIE III**, l'accent est mis sur l'étude expérimentale réalisée à partir d'essais de chargement in situ sur des fondations superficielles à taille réelle, en s'appuyant à la fois sur les données disponibles dans la base existante et sur celles collectées récemment dans le cadre de la thèse, sur des sites présentant différents types de sols. Par ailleurs, des essais de chargement à échelle réduite, réalisés en laboratoire, sont également présentés. Le **Chapitre III.1** introduit la problématique et le cadre général de cette étude expérimentale. Le **Chapitre III.2** synthétise le contexte historique et présente la base de données du LPC. Dans le **Chapitre III.3**, la réalisation des essais de chargement est détaillée, en précisant le matériel utilisé et le principe de fonctionnement, avec pour objectif de contribuer à la standardisation de la mise en œuvre de ces essais. De nombreux résultats expérimentaux sont également présentés dans ce chapitre. Le **Chapitre III.4** conclut cette partie en synthétisant les principaux enseignements issus des essais.

Enfin, la **PARTIE IV** présente les travaux réalisés autour de la modélisation numérique des essais de chargement de fondations superficielles. Le **Chapitre IV.1** propose un bref état de l'art des approches de modélisation actuellement utilisées. Dans le **Chapitre IV.2**, la construction des modèles numériques est détaillée, ainsi que les différentes étapes du développement de la

modélisation. Les résultats issus des simulations numériques, destinés à vérifier la fiabilité des modèles établis, sont exposés dans le **Chapitre IV.3**, et comparés aux données expérimentales présentées dans la partie précédente. Une fois la validité des modèles confirmée, le **Chapitre IV.4** s'intéresse à l'analyse du comportement des fondations superficielles sous charges complexes, en mode statique ou cyclique, sur la base des résultats numériques obtenus ainsi que des méthodes existantes et normalisées. Cette analyse permet ensuite de proposer de nouvelles formules de dimensionnement des fondations soumises à ces sollicitations. Enfin, le **Chapitre IV.5** conclut cette partie en synthétisant les principaux enseignements issus des études numériques réalisées dans le cadre de la thèse.

Partie I – Conception des fondations superficielles – un point de vue global

I.1. Introduction de la Partie I

Par nature simples et économiques à réaliser, les fondations superficielles sont largement employées en génie civil, constituant la base de nombreux types d'ouvrages, tels que les maisons individuelles, les bâtiments industriels, les ponts ou encore certains ouvrages pétroliers offshore sous effet de marnage. Contrairement aux fondations profondes ou semi-profondes, dont la profondeur d'encastrement joue un rôle déterminant, les fondations superficielles sont implantées à proximité immédiate de la surface du sol. Leur mise en œuvre s'avère ainsi moins complexe et moins coûteuse. Cependant, les couches superficielles présentent généralement une résistance mécanique limitée. Afin de garantir la capacité portante du sol et de contrôler les tassements admissibles, ce type d'ouvrage est conçu pour se développer principalement dans le plan horizontal : ses dimensions en largeur ou en diamètre sont supérieures à sa profondeur d'encastrement. Ce principe de conception rend les fondations superficielles particulièrement adaptées aux structures légères, ne générant pas de surcharges ponctuelles excessives, telles que celles évoquées précédemment.

En pratique, les types de fondations peuvent être définis en fonction du rapport entre la profondeur d'encastrement dans le sol et les dimensions horizontales de l'ouvrage. Selon la norme française NF P94-261 (AFNOR, 2013), une fondation est qualifiée de superficielle lorsque ce rapport est inférieur à 1,5. Lorsque ce rapport est compris entre 1,5 et 5, il s'agit d'une fondation semi-profonde, tandis qu'au-delà de 5, on parle de fondation profonde.

En ce qui concerne les fondations superficielles, trois variantes principales peuvent être distinguées, comme illustré à la Figure I.1. Celles-ci se différencient par leurs dimensions horizontales, à savoir la largeur (B) et la longueur (L) :

1. Les semelles isolées (Figure I.1.a), dont le rapport B/L est proche de l'unité. Leur géométrie peut être carrée, circulaire ou rectangulaire. Elles sont généralement destinées à supporter un élément vertical unique de la structure, tel qu'un poteau.

2. Les semelles filantes (Figure I.1.b), caractérisées par une longueur L nettement supérieure à leur largeur B. Elles sont employées, par exemple, pour reprendre les charges d'une série de poteaux alignés ou d'un mur.

3. Les radiers (Figure I.1.c), qui s'étendent dans les deux directions horizontales. Avec des dimensions de plusieurs mètres, ils permettent de supporter une partie importante, voire l'intégralité, de la superstructure.

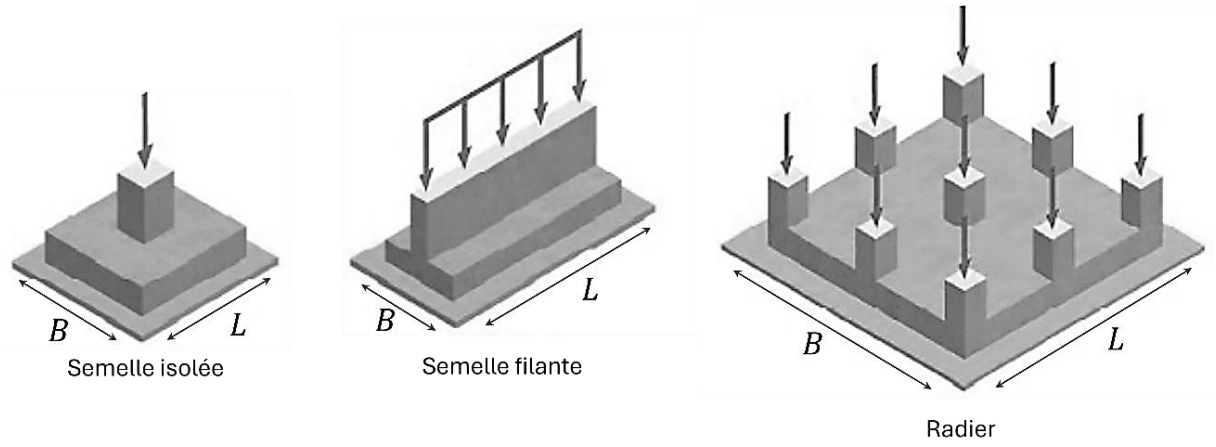


Figure I.1 : Différents types des fondations superficielles (a) semelle isolée, (b) semelle filante et (c) radier

Le choix et le dimensionnement d'un type de fondation dépendent non seulement de la configuration et des charges de la structure, mais également des caractéristiques mécaniques du sol d'assise. Le dimensionnement des fondations superficielles repose essentiellement sur deux critères : d'une part, l'évaluation de la capacité portante du sol et, d'autre part, la prédiction des tassements, de manière à satisfaire les conditions de service de l'ouvrage.

De nombreuses méthodes de calcul ont ainsi été développées, s'appuyant soit sur les résultats d'essais en laboratoire, soit sur différentes techniques in situ de caractérisation des sols porteurs. Ces approches prennent en considération divers cas de sollicitations appliquées aux fondations, incluant notamment les chargements combinés (torseur *V–M–H*), ainsi que les sollicitations cycliques. La Figure I.2 présente la convention adoptée pour les efforts et déplacements dans le cas d'un chargement combiné. Dans ce schéma, l'effort vertical centré (*V*), l'effort horizontal (*H*) et le moment (*M*) sont appliqués au point *O*, correspondant au centre de symétrie situé à la base de la semelle. Ces sollicitations induisent en retour la réaction du sol (*R*), un tassement vertical (*s*), un déplacement horizontal (*u*) ainsi qu'une rotation (θ) de la fondation superficielle.

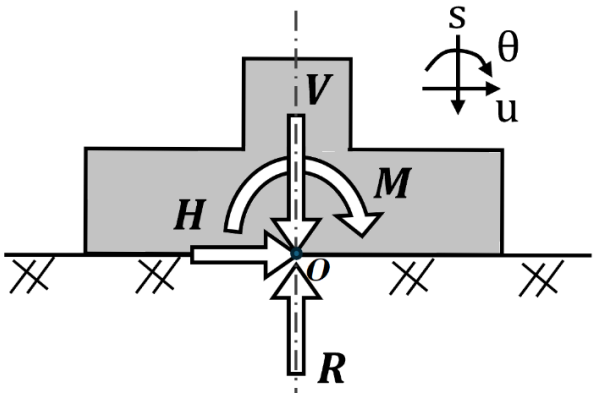


Figure I.2 : Convention de sens des efforts et déplacements appliquée au cas d'une fondations superficielle

Comme rappelé dans l'introduction générale, la conception des fondations superficielles demeure un sujet relativement peu étudié par rapport à celle des fondations profondes. Cette situation s'explique à la fois par la complexité des phénomènes mécaniques en jeu et par le manque de recherches spécifiques dans ce domaine, ainsi que par l'absence de techniques de reconnaissance géotechnique suffisamment adaptées pour caractériser avec précision les sols superficiels. Le comportement des fondations superficielles soumises à des sollicitations combinées constitue dès lors la problématique centrale de ce travail de recherche.

L'objectif de cette partie est de fournir une vision globale et approfondie des approches de conception existantes pour ce type d'ouvrages. À cette fin, les principales méthodes recensées dans la littérature sont présentées, analysées et discutées de manière critique.

I.2. Dimensionnement des fondations superficielles

I.2.1. Estimation de la capacité portante

La notion de capacité portante des fondations superficielles peut être définie comme la charge maximale qu'un sol porteur est capable de supporter par l'intermédiaire d'une fondation, soit jusqu'à l'apparition de la rupture du sol (selon une valeur conventionnelle), soit jusqu'à l'atteinte d'un tassement excessif de la structure.

Par ailleurs, les sollicitations induites dans la fondation par la charge rendent le calcul des fondations plus complexe lorsqu'on considère non seulement le cas d'une charge simple (effort vertical centré V seul), mais également des combinaisons incluant d'autres composants, tels que l'effort horizontal (H), le moment (M), ainsi que des charges cycliques ou sismiques. Les différentes méthodes de calcul de la capacité portante sont donc regroupées selon le type de sollicitation ou de chargement, en présentant dans ce qui suit les cas allant du plus simple au plus complexe. On verra également que chacune de ces méthodes peut être alimentée par les résultats d'essais réalisés en laboratoire ou in situ.

I.2.1.1. Sous chargement vertical centré ($H = 0$, $M = 0$)

I.2.1.1.1. Méthode basée sur les résultats des essais de laboratoire (méthode c-φ)

La méthode fondée sur les résultats d'essais en laboratoire constitue une approche traditionnelle et largement employée à l'échelle mondiale. Les essais réalisés en laboratoire, tels que la compression simple, le cisaillement direct ou l'essai triaxial, permettent d'estimer un ensemble de paramètres intrinsèques essentiels, liés aux propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques du sol, et d'étudier son comportement à travers la relation de contrainte–déformation (Lambe & Whitman, 1696).

Les données obtenues à partir de ces essais permettent ensuite d'appliquer des lois fondamentales de comportement du sol, soit par des calculs analytiques, soit par des modèles numériques, fournissant ainsi des résultats fiables pour le calcul de la capacité portante des fondations. Parmi les essais standardisés en laboratoire pour la caractérisation du sol, on retrouve l'essai de compression simple, l'essai de cisaillement direct et l'essai œdométrique. Pour la conception des fondations, l'essai triaxial est généralement privilégié en raison de sa capacité à simuler des conditions de charge plus proches de celles rencontrées sur le terrain.

Par ailleurs, selon cette méthode de calcul, le sol est caractérisé en fonction de deux états : drainé et non drainé. Dans le cas drainé, le sol est défini par son poids volumique γ, sa cohésion effective (c') et son angle de frottement interne effectif (φ'). Dans le cas non drainé, il est caractérisé par sa cohésion non drainée (c_u) et un angle de frottement nul ($\varphi_u = 0$). Ces paramètres sont ensuite utilisés pour alimenter les méthodes de calcul de capacité portante.

Selon (Terzaghi & Peck, 1948), la capacité portante ultime d'une fondation superficielle peut être exprimée par principe de superposition de trois contributions distinctes, calculées séparément :

1. de la cohésion et du frottement d'un matériau supposé non pesant et sans surcharge,
2. du frottement interne d'un matériau pris avec son poids propre, mais sans surcharge, et
3. du frottement d'un matériau supposé non pesant, mais soumis à une surcharge q appliquée en surface.

Chaque terme est associé à un facteur de portance (N_c, N_q, N_γ) et corrigé à l'aide de coefficients de modification prenant en compte l'encastrement, la forme de la fondation, l'inclinaison de la base, l'excentricité et l'inclinaison de la charge appliquée. Par la suite, de nombreux travaux ont affiné ou corrigé les relations initiales proposées par Terzaghi, parmi lesquels ceux de (Meyerhof, 1963), (Caquot & Kerisel, 1966) et (Vesic, 1973), qui ont apporté des améliorations significatives à la théorie classique de la capacité portante.

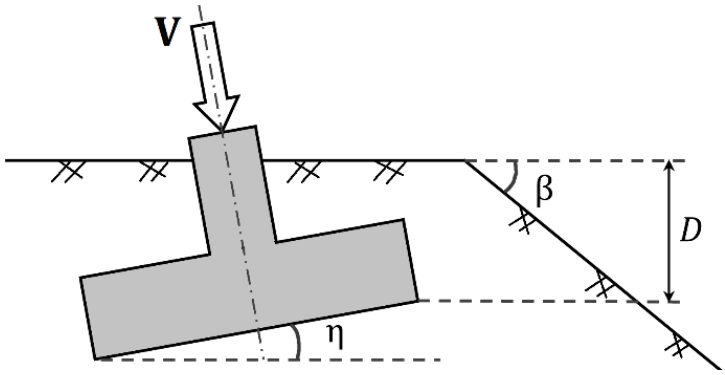


Figure I.3 : Schéma d'un cas général d'une fondation superficielle sous charge verticale centrée

En conditions drainées avec des contraintes effectives, la capacité portante est calculée de manière complète à l'aide de l'Équation I.1.

$$q_{net} = c'.N_c.d_c.s_c.g_c.b_c + \frac{1}{2}\gamma'.B.N_\gamma.d_\gamma.s_\gamma.g_\gamma.b_\gamma + q'.N_q.d_{.q}.s_{q.}g_{.q}\,b_q - q'_0 \qquad \text{Équation I.1}$$

Où

1. c' est la cohésion effective,
2. φ' est l'angle de frottement interne effectif,
3. γ est le poids volumique du sol,
4. $q = \gamma.D_f$ est la surcharge à la base de la fondation avec D_f la profondeur d'encastrement,
5. q_o' représente la contrainte effective à la base après constructions
6. B est la largeur de la fondation,
7. N_c, N_q *et* N_γ sont les facteurs de portance dépendant de φ',

8. s_i, d_i, i_i sont respectivement les coefficients correcteurs de forme, d'encastrement et d'inclinaison de charge.

Il convient de noter que les paramètres de surcharge effective q' et de poids volumique effectif γ' dépendent directement de la position du niveau de la nappe phréatique. En pratique, ils sont considérés comme totaux lorsque la fondation se situe au-dessus de la nappe, et déjaugés lorsque la fondation se trouve en dessous de la nappe.
Les valeurs usuelles des facteurs de capacité portante (N_c, N_q, N_γ) ainsi que les expressions des coefficients correcteurs associés (*forme, profondeur, inclinaison de charge, inclinaison de base, etc.*) ont été largement discutées dans la littérature. Les travaux de (Brinch Hansen, 1970) et de (Vesic, 1973) en constituent des références majeures. Les Tableau I.1 et Tableau I.2 ci-après récapitulent respectivement :

1. les formules analytiques des facteurs de capacité portante en fonction de l'angle de frottement interne φ',
2. les expressions des principaux coefficients correcteurs introduits pour affiner les calculs de capacité portante en conditions réelles.

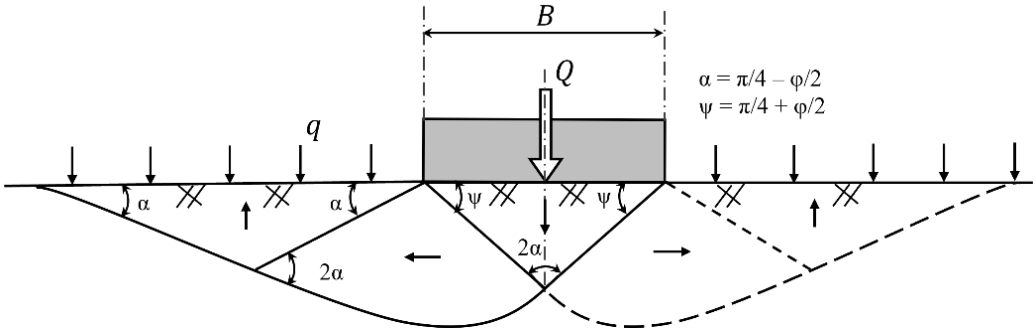


Figure I.4 : Mécanisme de rupture de Prandtl pour le cas d'une fondation superficielle sous charge verticale centrée

Tableau I.1 : Facteurs de capacité portance proposés par (Vesic, 1973)

	Terme de surface, N_γ		Terme de profondeur, N_q		Terme de cohésion, N_c	
	$N_\gamma = 2.(N_q - 1).tan\varphi$		$N_q = e^{\pi.tan\varphi}.tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$		$N_c = \frac{N_q - 1}{tan\varphi}$	
Valeurs de N_c, N_γ et N_q	φ (°)	N_γ	φ (°)	N_q	φ (°)	N_c
	0	0	0	1	0	5,14
	5	0,11	5	1,6	5	6,5
	10	0,5	10	2,5	10	8,3
	15	1,6	15	3,9	15	11,0
	20	4,6	20	6,4	20	14,8
	25	9	25	10,7	25	20,7
	30	20	30	18,4	30	30,1
	35	45	35	33,3	35	46,1
	40	106	40	64,2	40	75,3
	45	268	45	134,9	45	133,9

Tableau I.2 : Différents coefficients de correction

	Terme de surface ou gravité	Terme de profondeur	Terme de cohésion
Forme[1,2]	$s_\gamma = 1 - 0{,}3.\frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + sin\varphi'.\frac{B'}{L'}$	$s_c = 1 + cos\varphi'.\frac{N_q}{N_c}.\frac{B'}{L'}$
Profondeur[3]	$d_\gamma = 1$ par définition	$d_q = 1 + 2.tan\varphi'.(1 - sin\varphi')^2.\frac{D}{B}$	$d_c = 0{,}4.\frac{D}{B}$
Talus	$g_\gamma = g_q$	$g_q = (1 - 0{,}5.tan\beta)^5$	$g_c = \frac{2.\beta}{\pi + 2}$
Inclinaison de la semelle	$b_\gamma = (1 - \alpha.\tan\varphi)^2$	$b_q = b_\gamma$	$b_c = \frac{b_q.(1 - b_q)}{N_c.\tan\varphi}$

Remarques :

1) Les formules sont données pour une semelle rectangulaire de côtés $L > B$. Pour un carré ou un cercle, on fait $L = B$ dans les formules.

2) L' et B' sont la longueur et la largeur effective pour tenir compte de l'excentrement de la charge $L' = L - 2e_L$; $B' = B - 2e_B$ (section 2.1.3, Figure I.14).

3) Le terme D/B est à remplacer par $atan(D/B)$ pour des valeurs d'encastrement supérieures à la dimension de la fondation ($D > B$).

En conditions non drainées, la capacité portante est estimée en absence des termes concernant la friction du matériau pesant, ni celui lié à la surcharge, selon l'équation suivante :

$$q_{net} = (\pi + 2).c_u.s_c.b_c + q \qquad \text{Équation I.2}$$

Lorsque l'angle de frottement interne du sol φ est nul, le facteur de capacité portante N_c prend sa valeur minimale, soit $N_c=\pi+2$. Les coefficients de forme s_c dépendent de la géométrie de la fondation :

1. pour une semelle circulaire, $s_c=1,2$;
2. pour une semelle rectangulaire de dimensions $B \times L$, $s_c=1 + 0,2\cdot(B/L)$.

Enfin, q représente la pression uniforme appliquée à la surface du sol, autour et au niveau de la base de la fondation superficielle.

I.2.1.1.2. Méthode basée sur les résultats des essais au pressiomètre de Ménard

Malgré son usage largement répandu, la méthode de dimensionnement fondée sur les essais en laboratoire présente plusieurs limites. En effet, la réalisation des essais au laboratoire requiert un temps considérable, en raison des étapes successives nécessaires — prélèvement des échantillons sur site, transport, préparation et reconstitution en laboratoire de leurs conditions initiales. Ces procédures entraînent par ailleurs un coût souvent élevé. De plus, les échantillons testés en laboratoire peuvent se révéler peu représentatifs des conditions réelles in situ, ce qui introduit une incertitude supplémentaire dans l'évaluation des paramètres géotechniques et, par conséquent, dans le dimensionnement des fondations.

À l'opposé, les essais in situ permettent de caractériser les sols de manière plus directe, rapide et représentative, en les testant dans leur environnement naturel. Ils offrent la possibilité de multiplier

les sondages sur site, tout en préservant les champs de contraintes et l'état hydrique dans leurs conditions initiales. Les méthodes de dimensionnement basées sur ces essais, souvent qualifiées de « méthodes directes », se distinguent ainsi par leur capacité à fournir des données immédiatement exploitables pour l'ingénierie géotechnique. Selon les techniques mises en œuvre, elles se regroupent principalement en deux grandes familles :

1. les essais pressiométriques, réalisés dans un sondage préforé,
2. les essais pénétrométriques, qui mesurent la résistance du sol à la pénétration d'un cône, en mode statique ou dynamique.

L'essai au pressiomètre de Ménard (en anglais *the Menard Pressuremeter Test*, PMT), mis au point dans les années 1950 par Louis Ménard (Ménard, 1956), constitue la technique de reconnaissance des sols la plus répandue et la plus utilisée en France. Son principe repose sur l'expansion radiale d'une sonde cylindrique, équipée d'une membrane expansible, introduite dans un forage. Selon un programme de chargement prédéfini, la sonde est progressivement gonflée, provoquant une réaction mécanique du sol. L'essai permet ainsi de mesurer la relation entre la pression appliquée (p) et la déformation volumétrique (V) du terrain.

Afin d'évaluer la capacité portante des fondations superficielles, (Ménard, 1965) a proposé des règles de calcul fondées sur les résultats de l'essai pressiométrique, règles par la suite normalisées dans le Fascicule 72 (MEL, 1972) et puis reprises dans la norme française actuelle, NF P94-261 (AFNOR, 2013). Cette méthode repose sur l'interprétation de deux grandeurs essentielles : la pression limite et le module de déformation du sol mesuré à la pression. Ces paramètres sont directement liés à la portance d'une fondation superficielle, ainsi qu'à la déformabilité du massif de sol. La contrainte de rupture nette q_{net} peut alors être estimée par une relation linéaire avec la pression limite, formulée de la manière suivante :

$$q_{net} = k_p . p^*_{le} \qquad \text{Équation I.3}$$

Où q_{net} représente la capacité portante nette, k_p est le facteur de portance pressiométrique, p^*_{le} est la pression limite nette équivalente.

La pression limite nette équivalente est définie, dans le cas d'une couche homogène de résistance située sous la base de la fondation, lorsque son épaisseur h_r est au moins égale à *1,5* fois la largeur de la fondation B. Elle correspond à la moyenne géométrique des pressions limites nettes p_{le} mesurées dans cette couche, chaque pression limite nette étant exprimée comme :

$$p^*_{le} = \sqrt[n]{p^*_{l1} . p^*_{l2} \dots p^*_{ln}} \qquad \text{Équation I.4}$$

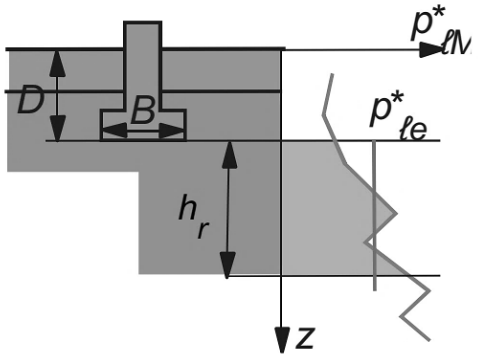


Figure I.5 : Schéma pour la définition de la pression limite équivalente à partir des mesures pressiométriques

À partir de la Figure précédente et de l'Équation I.4, les grandeurs utilisées se définissent comme suit :

1. D : profondeur d'encastrement de la fondation,
2. n : nombre de sous-couches considérées dans l'épaisseur h_r,
3. p_l : pression limite mesurée au cours de l'essai,
4. p_0 : contrainte horizontale totale au même niveau, calculée conventionnellement comme :

$$p_0 = K_0.(\sigma_v - u) + u$$

5. p_l^* : pression limite nette, calculée conventionnellement comme :

$$p_l^* = p_l - p_0$$

Où K_0 représente le coefficient des terres au repos, σ_v la contrainte verticale totale au niveau de l'essai, et u la pression interstitielle. La détermination de l'épaisseur h_r dépend non seulement de la forme de la fondation, mais également du niveau d'excentricité e de la charge appliquée (e_B et e_L sont respectivement l'excentrement selon l'axe B et L).

1. Fondation filante $h_r = 1{,}5B$ si $1 - 2\frac{e}{B} \geq \frac{1}{2}$, sinon $h_r = 3B - 6e$;
2. Fondation rectangulaire $h_r = 1{,}5B$ si $\left(1 - 2\frac{e_B}{B}\right)\left(1 - 2\frac{e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$, sinon $h_r = \min(3B - 6e_B; 3L - 6e_L)$;
3. Fondation circulaire $h_r = 1{,}5B$ si $1 - 2\frac{e}{B} \geq \frac{9}{16}$, sinon $h_r = \frac{8}{3}B - \frac{16}{3}e$

Quant au facteur de portance pressiométrique k_p, sa valeur est évaluée en fonction du type de sol et de l'encastrement équivalent D_e. Le facteur de portance k_p constitue un paramètre conventionnel introduit pour tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de surface sont généralement moins favorables que celles de la couche résistante sous-jacente, il se calcule selon :

$$k_{p;\frac{B}{L}} = k_{p0} + \left(a + b.\frac{D_e}{B}\right).\left(1 - e^{-c.\frac{D_e}{B}}\right) \qquad \text{Équation I.5}$$

Avec D_e calculé selon l'Équation I.6; et a, b, c étant des paramètres dépendants du type de sol et de la forme de la fondation (Tableau I.3). A partir d'une valeur du rapport $\frac{D_e}{B} = 2$, la fondation est comprise comme une fondation semi-profonde, et la valeur de ce facteur de portance k_p reste constante.

$$D_e = \frac{1}{p^*_{le}} . \int_0^D p^*_l(z) . dz \qquad \text{Équation I.6}$$

Tableau I.3 : Coefficients de l'Équation I.5 donnant k_p dans la norme NF P94-261

Type de sol	Choix de la courbe		Expression de k_p			
	Semelle	Courbe	a	b	c	k_{p0}
Argile limon	Filante	Q1	0,2	0,02	1,3	0,8
	Carrée	Q2	0,3	0,02	1,5	0,8
Sable grave	Filante	Q3	0,3	0,05	2	1
	Carrée	Q4	0,22	0,18	5	1
Craie	Filante	Q5	0,28	0,22	2,8	0,8
	Carrée	Q6	0,35	0,31	3	0,8
Marne et Calcaire Marneux Roche altérée ou fragmentée	Filante	Q7	0,2	0,2	3	0,8
	Carrée	Q8	0,2	0,3	3	0,8

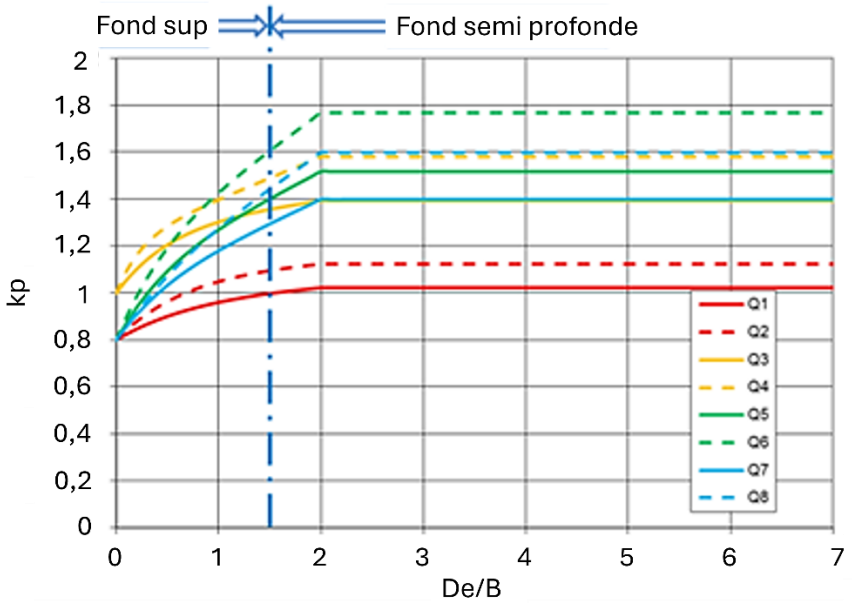


Figure I.6 : Abaque donnant le facteur de portance pressiométrique tiré de la norme française NF P94-261

I.2.1.1.3. Méthode basée sur les résultats des essais au pénétromètre statique

L'application des essais pénétrométriques statiques (en anglais *the Dutch cone test ou the Cone Penetration Test*, CPT) pour la caractérisation des sols et pour la conception des fondations est également commun en France, et au niveau international. Cette technique d'auscultation de sols a été initialement mise au point dans les années 30 par (Barentsen, 1936) au Laboratoire néerlandais

de mécanique des sols de Delft aux Pays-Bas, pour évaluer la répartition des sols mous par la résistance de pointe. Elle se développe dans les années d'après avec la capacité de mesure du frottement latéral et de la pression interstitielle.

La méthode de calcul des fondations à l'aide du pénétromètre statique a premièrement été normalisée dès le Fond 72 (MEL, 1972) en utilisant des paramètres de portance qui sont estimés par des façons encore empiriques. Pour le cas des sols purement frottant, on a la contrainte de rupture :

$$q - q_0 = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{\lambda} \qquad \text{Équation I.7}$$

Où R_p est la résistance de pointe statique, σ_{v0} est la contrainte verticale totale mesurée au moment des travaux avec le coefficient λ qui varie entre 8 à 13 en fonction du type de sol.

Pour le cas de sols cohérents, nous avons l'expression suivante :

$$q - q_0 = (\pi + 2).c_u = (\pi + 2).\frac{R_p - \sigma_{v0}}{N_c} \qquad \text{Équation I.8}$$

Où la valeur du coefficient N_c est d'environ 10 avec un coefficient de sécurité de 3. c_u est la résistance à la cohésion non drainée.

En France, dans les années quatre-vingt, la méthode à l'aide des essais au pressiomètre a été adaptée au pénétromètre statique (Amar & Morbois, 1985) sous la même forme. Cette méthode pénétrométrique a été par la suite améliorée en 1988 dans le DTU 13.2 afin de réduire la sous-estimation de la capacité portante des fondations superficielles notamment, sur sol argileux. Aujourd'hui, la version la plus récente se trouve dans la norme NF P94-261 (AFNOR, 2013). Etant semblable à la méthode pressiométrique, la capacité portante à partir du pénétromètre statique, définie à partir d'une fonction de premier degré de la résistance de pointe mesurée q_c est définie :

$$q_{net} = k_c.q_{ce} \qquad \text{Équation I.9}$$

Où q_{net} représente la capacité portante nette, k_c est le facteur de portance au pénétromètre statique et, q_{ce} est la résistance de pointe statique q_c équivalente.

A la différence du pressiomètre, pour lequel les mesures sont dites discontinues en profondeur, le pénétromètre statique permet d'investiguer les sols à une grande résolution verticale car la résistance de pointe q_c est enregistré presqu'en continu lors de l'enfoncement du cône. En conséquence, la résistance de pointe équivalente, q_{ce} est définie dans l'Équation I.10 par une courbe écrêtée à une valeur de 1,3 fois la valeur de q_{cm}, présentée dans la Figure I.7. Ceci est réalisé dans le but de restreindre des valeurs « anormales » trouvées habituellement dans le profil du sol entraînant ensuite une surestimation dans le calcul de la capacité portante (par exemple, apparition potentielle des pierres ou cailloux dans une formation de sol mou comme une argile ou un limon) et une conception trop optimiste pour des fondations superficielles.

$$q_{ce} = \frac{1}{h_r}.\int_{h_r}^{D+h_r} q_c(z).dz \qquad \text{Équation I.10}$$

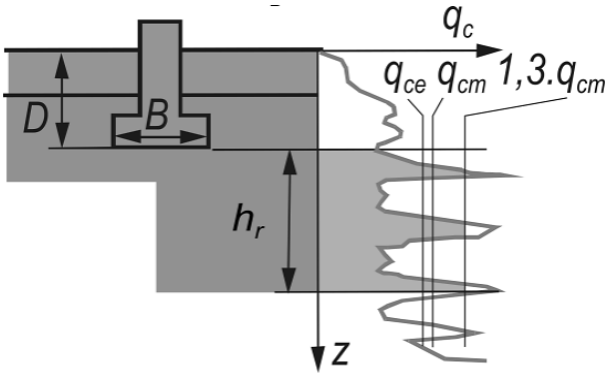


Figure I.7 : Schéma pour la définition de la résistance de pointe équivalente à partir des mesures pénétrométriques statiques

Dans la Figure I.7, D représente l'encastrement de la fondation, q_c la résistance de pointe traitée après l'écrêtement de sa valeur, q_{cm} la valeur moyenne de la résistance de pointe considérée à la profondeur h_r à partir de la base de la fondation, qui est déterminée de la même façon que la méthode pressiométrique présentée dans section I.2.1.1.2.

Pour le facteur de portance pénétrométrique k_c, la norme française propose également qu'il dépende de la valeur de l'encastrement équivalent D_e, (c.f. Équation I.12), d'après le même principe que la méthode du pressiomètre. Elle est estimée comme suit :

$$k_{c;\frac{B}{L}} = k_{c0} + \left(a + b.\frac{D_e}{B}\right).\left(1 - e^{-c.\frac{D_e}{B}}\right) \qquad \text{Équation I.11}$$

Avec a, b, c des paramètres qui sont définis en fonction du type de sol et de la forme de la fondation (Tableau I.4). Comme la méthode pressiométrique, la valeur de ce facteur de portance est constante à partir de la valeur $\frac{D_e}{B} = 2$.

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}}.\int_0^D q_c(z).dz \qquad \text{Équation I.12}$$

Tableau I.4 : Coefficients de l'équation donnant k_c dans la norme NF P94-261

Type de sol	Choix de la courbe		Expression de k_c			
	Semelle	Courbe	a	b	c	k_{c0}
Argile limon	Filante	Q1	0,07	0,007	1,3	0,27
	Carrée	Q2	0,1	0,007	1,5	0,27
Sable grave	Filante	Q3	0,04	0,006	2	0,09
	Carrée	Q4	0,03	0,02	5	0,09
Craie	Filante	Q5	0,04	0,03	3	0,11
	Carrée	Q6	0,05	0,04	3	0,11
Marne et Calcaire Marneux Roche altérée ou fragmentée	Filante	Q5	0,04	0,03	3	0,11
	Carrée	Q6	0,05	0,04	3	0,11

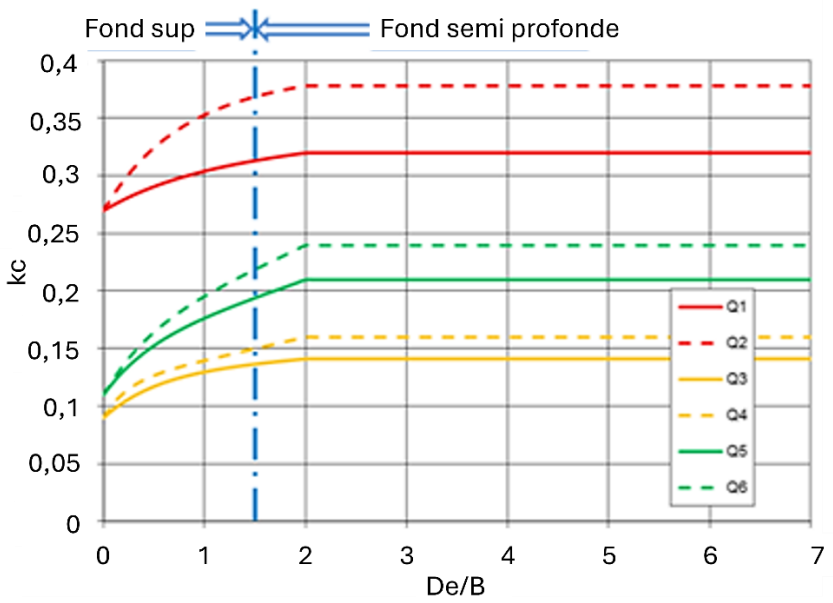


Figure I.8 : Abaque donnant le facteur de portance pénétrométrique de la NF P94 261

I.2.1.2. Sous chargement incliné centré ($M = 0$)

L'effet de l'inclinaison de la charge constitue une situation courante dans le dimensionnement des fondations superficielles. Ce phénomène s'explique par un principe général : lorsque l'ensemble sol–fondation–charge appliquée se trouve en configuration désaxée inclinée par rapport à l'axe vertical de symétrie de la fondation, il en résulte des déséquilibres mécaniques notables dans la zone d'influence.

En pratique, non seulement un glissement peut apparaître, mais même une faible inclinaison de la semelle peut également être induite par l'action combinée de l'effort horizontal H, appliqué au centre géométrique à la base de la fondation, et de l'effort vertical V.

Ces sollicitations peuvent induire des déformations significatives dans la superstructure, compromettant ainsi sa stabilité et son fonctionnement. L'inclinaison de la charge peut résulter de multiples causes. Elle peut notamment être liée à des exigences particulières de conception, comme dans le cas d'une semelle de mur de soutènement, des pieux supportant une tour électrique ou un pylône de télécommunications. Elle peut également être générée par des actions extérieures, par exemple l'effet des courants d'eau sur les fondations d'une pile de pont en période de crue.

Les méthodes permettant d'estimer la capacité portante des fondations superficielles en tenant compte de l'inclinaison de la charge sont présentées et analysées dans les chapitres suivants.

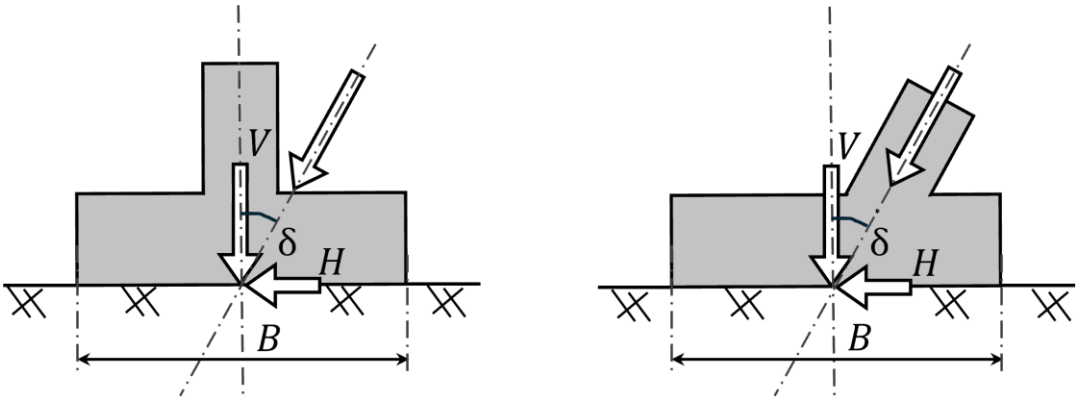


Figure I.9 : Schéma des cas possibles de charge inclinée centrée sur fondations superficielles

I.2.1.2.1. Méthode basée sur les résultats des essais de laboratoire (méthode c-φ)

La méthode fondée sur les essais en laboratoire permet également d'intégrer l'effet d'inclinaison de la charge dans le dimensionnement des fondations superficielles. Elle repose initialement sur l'hypothèse d'un matériau non pesant et sur l'analyse en déformations planes, développée dans les travaux de (Brinch Hansen, 1961). Par la suite, (Vesic, 1975) a apporté des améliorations en considérant la différence d'influence de cet effet selon les deux dimensions horizontales de la fondation. Il a ainsi proposé une modification des expressions de l'Équation I.1, en introduisant des facteurs de portance d'inclinaison, appliqués aux trois termes constitutifs de la capacité portante dans le cas d'une charge verticale centrée.

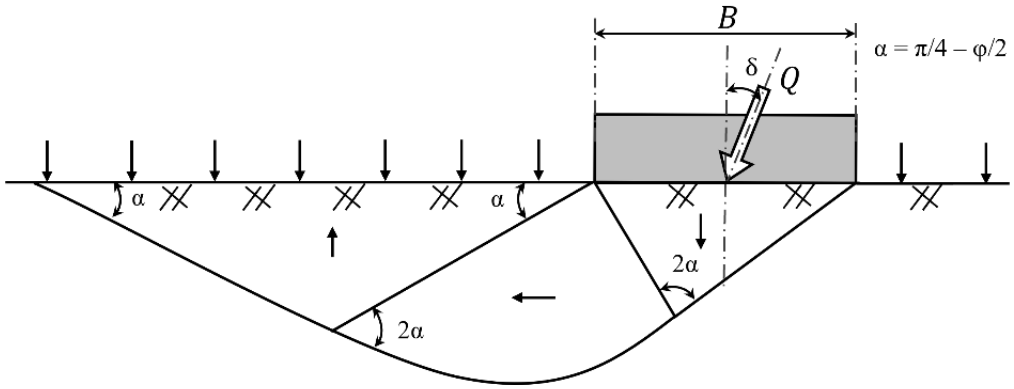


Figure I.10 : Schéma général du mécanisme de rupture de Prandtl d'une fondation superficielle sous charge inclinée centrée

En conditions drainées, et donc en contraintes effectives, le calcul de base pour la capacité portante devient comme suit :

$$q_{net} = c'.N_c.i_c.d_c.s_c.g_c.b_c + \frac{1}{2}\gamma'.B.N_\gamma.i_\gamma.d_\gamma.s_\gamma.g_\gamma.b_\gamma + q'.N_q.i_q.d_q.s_q.g_q.b_q - q'_0 \qquad \text{Équation I.13}$$

Où i_c, i_γ et i_q sont des facteurs de portance d'inclination présentés dans le Tableau I.5.

Tableau I.5 : Détermination des coefficients de correction d'inclinaison de la charge i_c, i_γ et i_q

	Terme de surface ou gravité	Terme de profondeur	Terme de cohésion
Inclinaison de la charge	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V - A'.c'.\tan\varphi'}\right)^{m+1}$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V - A'.c'.\tan\varphi'}\right)^{m}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c.\tan\varphi}$

Notes :

La valeur du paramètre m dépend du sens de l'inclinaison de la charge. Il vaut :

$m = m_B = 2 + \frac{B'/L'}{1+B'/L'}$ lorsque H est dirigé dans la direction de B,

$m = m_L = 2 + \frac{L'/B'}{1+L'/B'}$ lorsque H est dirigé dans la direction de L.

Lorsque la force est dirigée dans une direction quelconque θ, le paramètre m vaut :

$m = m_\theta = m_B.\sin^2\theta + m_L.\cos^2\theta$

En conditions non drainées, il est recommandé d'estimer la capacité portante en considérant seulement le terme de la cohésion du matériau non pesant, selon l'expression suivante :

$$q_{net} = (\pi + 2).c_u.i_c.s_c.b_c + q \qquad \text{Équation I.14}$$

Où le facteur de capacité portante, N_c est égale à $\pi + 2 = 5{,}14$; le coefficient, s_c (considérant la forme de la fondation) et la pression q sont définis comme présenté dans la section I.2.1.1.1.

Dans l'expression précédente, on a également le facteur de portance d'inclinaison de la charge, $i_c = 0.5\left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'.c_u}}\right)$ avec A' la surface de contact effective entre le sol et la fondation (*A'=L'.B'*), et le coefficient d'inclination de la base, $b_c = 1 - \frac{2\eta}{\pi+2}$ avec η l'angle d'inclination de la base en radian.

I.2.1.2.2. Méthode basée sur les résultats des essais au pressiomètre

En considérant l'efficacité de la résistance des sols mobilisée latéralement et sous la base d'une semelle soumise à une charge inclinée, (Meyerhof, 1953) puis, (Meyerhof & Barber, 1956) ont proposé des expressions distinctes de celles issues de la méthode en laboratoire, ces expressions étant directement fonction de l'angle d'inclinaison de la charge, noté δ, pour le calcul du facteur de portance d'inclinaison. Par la suite, grâce à des essais sur modèles réduits de fondations en centrifugeuse reposant sur sable (Bakir et al., 1994), ces formulations ont été ajustées et adaptées à la méthode de dimensionnement direct pressiométrique, notamment pour les cas de charges combinant effort vertical et effort horizontal. Cette approche a été reprise et intégrée dans la norme française NF P94-261 (AFNOR, 2013). Le facteur correcteur d'inclinaison est alors introduit directement dans l'évaluation de la contrainte nette, conformément à l'Équation I.15 suivante :

$$q_{net} = i_\delta.k_p.p^*_{le} \qquad \text{Équation I.15}$$

Pour les sols cohérents (argiles, limons), le facteur de correction d'inclinaison de charge est déterminé selon :

$$i_{\delta,c} = \left(1 - \frac{2.\delta}{\pi}\right)^2 \qquad \text{Équation I.16}$$

Pour le cas des sols pulvérulents (sables et graves), on a :

pour $\delta < \frac{\pi}{4}$ $\quad i_{\delta,f} = \left(1 - \frac{2.\delta}{\pi}\right)^2 - \frac{2.\delta}{\pi}.\left(2 - 3.\frac{2.\delta}{\pi}\right).e^{-\frac{D_e}{B}}$

pour $\delta \geq \frac{\pi}{4}$ $\quad i_{\delta,f} = \left(1 - \frac{2.\delta}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2.\delta}{\pi}\right)^2.e^{-\frac{D_e}{B}}$ $\qquad$ Équation I.17

En fin, pour le cas d'un sol à la fois frottant et cohérent, on aura :

$$i_{\delta,cf} = i_{\delta,f} + \left(i_{\delta,c} - i_{\delta,f}\right).\left(1 - e^{-\frac{0,6.c}{\gamma.B.tan\varphi}}\right) \qquad \text{Équation I.18}$$

I.2.1.2.3. Charge purement horizontale (*M = 0, V = 0*)

Dans certains cas particuliers, les fondations superficielles peuvent être sollicitées par des charges purement horizontales, un scénario qui demeure relativement peu étudié dans la littérature. Le comportement de la fondation dans ce contexte dépend principalement de la résistance au glissement à l'interface sol–fondation, laquelle est gouvernée par la raideur de cisaillement, l'angle de frottement interne et la cohésion du sol. La profondeur d'encastrement joue également un rôle déterminant : la présence d'une butée latérale de sol contribue à limiter le déplacement horizontal grâce à la résistance frontale et tangentielle qu'elle oppose.

Dans ce cas où seule la charge horizontale est appliquée — en l'absence d'effort vertical V ou de moment M —, l'évaluation de la résistance de glissement se fait généralement en conditions non drainées. La charge limite horizontale H_{max} peut alors être déterminée à partir de la formule fondamentale proposée par (Prandtl, 1920) :

$$H_{max} = A'.c_u \qquad \text{Équation I.19}$$

Où A' est la surface de contact effective de la fondation, c_u est la cohésion non drainée du sol.

En complément, la résistance frontale mobilisée par la présence d'une masse de sol latérale contre une fondation encastrée joue un rôle significatif dans la limitation des déplacements horizontaux. Toutefois, il convient de souligner que la littérature scientifique et technique comporte encore très peu d'études spécifiques sur ce mécanisme particulier, ce qui rend son intégration dans les méthodes de dimensionnement relativement limitée et sujette à des hypothèses simplificatrices.

I.2.1.3. Sous chargement vertical excentré (*H = 0*)

De manière analogue, l'excentricité de la charge induit une asymétrie du mécanisme de rupture au sein du système sol–fondation–charge appliquée, phénomène couramment observé dans la conception des fondations superficielles. Cet effet engendre principalement deux conséquences : (i) le risque de renversement de la semelle sous l'action d'un moment M, dont le point d'application est généralement assimilé au centre géométrique de la fondation au niveau de la base de contact, et

(ii) le tassement différentiel associé à la composante verticale centrée V. En pratique, l'excentricité peut avoir diverses origines, que l'on peut regrouper en deux catégories principales :

1. Le premier groupe regroupe les causes liées à la superstructure, qui engendrent directement des sollicitations au niveau des semelles. Celles-ci peuvent résulter, par exemple, de prescriptions particulières dans la conception des ouvrages, comme c'est le cas pour les fondations superficielles de murs de soutènement ou pour celles implantées en limite de bâtiments adjacents. Elles peuvent également provenir d'actions extérieures appliquées à l'ouvrage, telles que les charges de vent agissant sur des bâtiments de grande hauteur ou sur le tablier d'un viaduc ou d'effet de freinage sur un pont.

2. Le deuxième groupe concerne les facteurs liés aux modifications des conditions de portance du sol en place, lesquels induisent des réactions passives de la structure. Parmi ceux-ci figurent, par exemple, les tassements différentiels de l'ouvrage liés au degré de consolidation, en particulier dans le cas de sols saturés, phénomène illustré par l'exemple historique de la tour penchée de Pise (Burland & Potts, 1995). De même, le recentrage des fondations superficielles supportant des piles de pont peut résulter d'affouillements locaux provoqués par des crues et l'action érosive du courant (Tanasic & Hajdin, 2014) (Figure I.11).

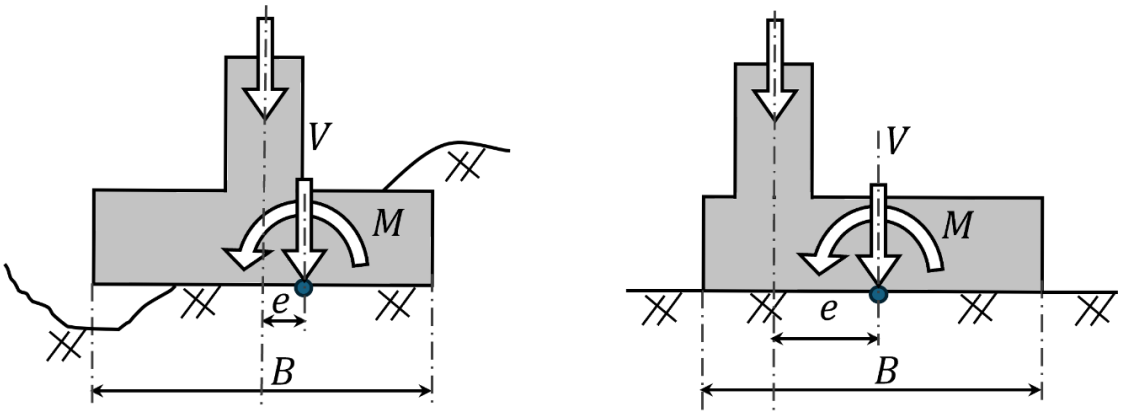


Figure I.11 : Les cas possibles de charge verticale excentrée sur fondation superficielle

Lorsqu'une fondation superficielle est soumise à une charge verticale excentrée, V, engendrant un moment M, l'excentrement e s'exprime par :

$$e = \frac{M}{V} \qquad \text{Équation I.20}$$

Lorsque l'excentricité e de la charge devient significative, le renversement de la fondation entraîne un détachement progressif entre la base de la semelle et le sol porteur, ce qui réduit la capacité portante. En pratique, l'excentricité e est généralement considérée comme variant entre *0* et *0,5B*, où B désigne la largeur de la fondation. Tant que le rapport *e/B* reste inférieur à *1/6*, la base de la fondation demeure entièrement comprimée. Dans le domaine intermédiaire $1/6 \leq e/B \leq 1/3$, la zone de compression devient partielle, tandis qu'au-delà de $e/B > 1/3$, le risque de renversement doit être pris en compte de manière prioritaire.

(Meyerhof, 1953) a mené plusieurs essais de modèles réduits de fondations sur l'argile et le sable afin d'analyser le comportement des fondations superficielles, complétés par une étude analytique

fondée sur la théorie des zones plastiques. Sur cette base, il a proposé une approche utilisant la notion de surface de contact effective A', par la suite confirmée et enrichie par les travaux de (Brinch Hansen, 1961, 1970) et (Vesic, 1975). Dans le cas d'une fondation rectangulaire, la contrainte transmise sur la surface effective, notée, $\sigma_{V;d}$ peut alors être estimée par cette méthode comme suit :

$$\sigma_{V;d} = \frac{V}{A'} = \frac{V}{B'.L'} \qquad \text{Équation I.21}$$

Dans le cas d'un effet excentrique planaire, c'est-à-dire lorsque l'excentricité se manifeste uniquement selon un axe horizontal, les dimensions effectives de la fondation *B'* et *L'*sont définies par $B' = B - 2e_B$ et $L' = L$ où *B*' et *L*' représentent respectivement la largeur et la longueur de contact effective. Le facteur de portance excentrique, noté i_e, est alors exprimé comme le rapport :

$$i_e = \frac{B'}{B} = 1 - 2\frac{e}{B} \qquad \text{Équation I.22}$$

La méthode de conception basée sur les essais en laboratoire prend également en considération cet effet, tel qu'exprimé dans l'Équation I.23. Elle introduit le facteur de portance excentrique $i_e$dans la composante de frottement d'un matériau soumis uniquement à son propre poids, sans surcharge, selon la relation suivante :

$$q_{net} = c'.N_c.d_c.s_c.g_c.b_c + \frac{1}{2}\gamma'.B.i_e.N_\gamma.d_\gamma.s_\gamma.g_\gamma.b_\gamma + q'.N_q.d_q.s_q.g_q.b_q - q'_0 \qquad \text{Équation I.23}$$

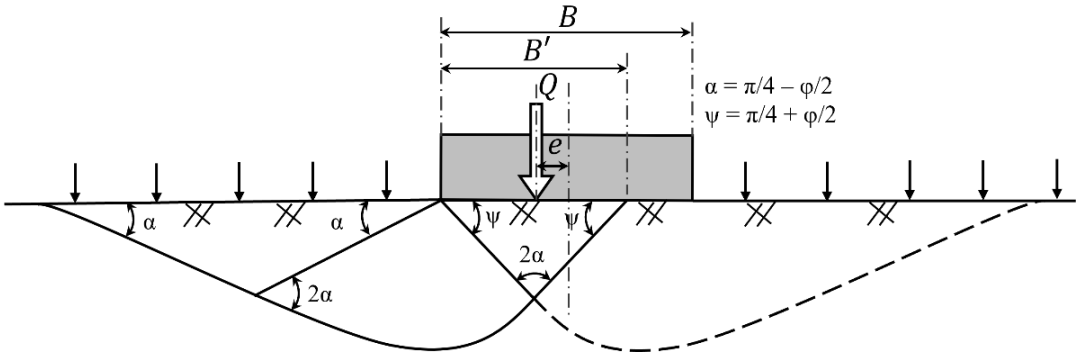


Figure I.12 : Mécanisme de rupture de Prandtl d'une fondation superficielle sous charge verticale excentrée

Par ailleurs, la théorie relative à la répartition triangulaire ou trapézoïdale des contraintes transmises au sol peut être appliquée lorsque les fondations sont soumises simultanément à des charges axiales et à des moments de renversement (Bowles, 1997). Cette approche repose sur l'application des équations de la statique afin d'assurer l'équilibre des efforts.

Selon cette méthode, la contrainte agissant sur la surface de contact effective, $\sigma_{V;d}$ située aux trois quarts de la distribution (Figure I.13), est évaluée en considérant une répartition linéaire des contraintes et en supposant l'absence de traction dans la zone décomprimée :

$$\sigma_{V;d} = \frac{3.\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \qquad \text{Équation I.24}$$

Où σ_{max} et σ_{min}sont respectivement la contrainte maximale et minimale calculée à la base de la fondation.

Dans le cas où le point d'application de la charge reste dans le tiers central de la semelle, $e \leq \frac{B}{6}$, on a $\sigma_{max} = \frac{V_d}{B.L}.\left(1 + \frac{6.e}{B}\right)$ et $\sigma_{min} = \frac{V_d}{B.L}.\left(1 - \frac{6.e}{B}\right)$. La contrainte sur la surface de contact effective est déterminée par l'expression suivante :

$$\sigma_{V;d} = \frac{V_d}{B.L}.\left(1 + \frac{3.e}{B}\right) \qquad \text{Équation I.25}$$

Dans le cas où le point d'application de la charge se trouve hors du tiers central de la semelle, $e > \frac{B}{6}$, on a $\sigma_{max} = \frac{V_d}{B.L}.\left(1 + \frac{6.e}{B}\right)$ et $\sigma_{min} = 0$. La contrainte sur la surface de contact effective devient ainsi :

$$\sigma_{V;d} = \frac{V_d}{B.L}.\left(1 + \frac{9.e}{2.B}\right) \qquad \text{Équation I.26}$$

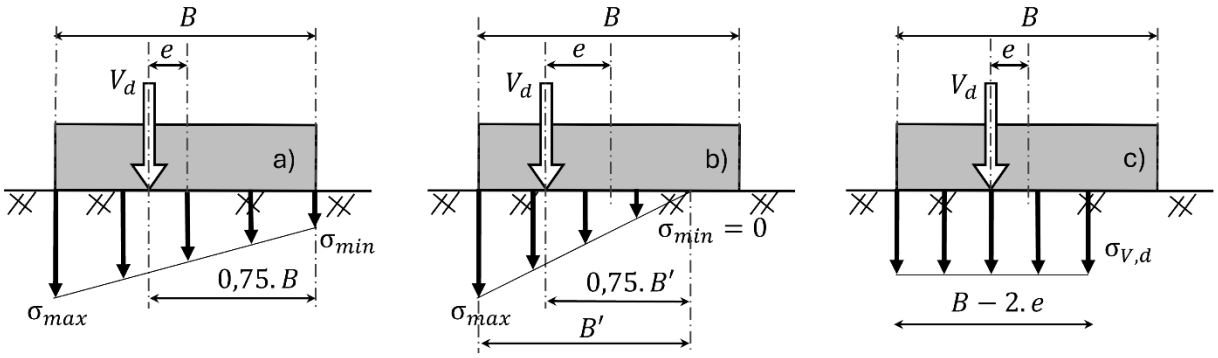


Figure I.13 : Distribution de contraintes d'une semelle sous charge verticale excentrée selon a) et b) NF P94-261et c) Meyerhof

Lorsque l'excentricité se manifeste simultanément dans les deux directions horizontales, la longueur effective s'exprime alors par $L' = L - 2e_L$. La contrainte correspondante à la résistance nette est ensuite déterminée selon le même principe, tel qu'illustré à la Figure I.14. Dans le cas où la semelle ne présente pas une forme rectangulaire, (Brinch Hansen, 1961) propose d'estimer la surface de contact effective sur la base du principe de symétrie radiale. Cette approche consiste à définir une surface fictive équivalente, de forme rectangulaire, dont le centre géométrique coïncide avec le point d'application de la charge, et dont l'aire et le contour s'approchent le plus possible de ceux de la surface effective réelle. À titre d'exemple, pour une fondation circulaire de rayon R soumise à une charge excentrée d'excentricité e, la norme NF P94-261 (AFNOR, 2013) recommande l'application de la relation suivante :

$$A' = \pi.R^2.\left(2.\frac{\text{acos}\left(\frac{e}{R}\right)}{\pi} - \frac{2.e}{\pi.R}.\sqrt{1 - \left(\frac{e}{R}\right)^2}\right) \qquad \text{Équation I.27}$$

Les dimensions de ce rectangle fictif sont alors déterminées à partir des relations suivantes :

$$B' = \sqrt{A'.\frac{R-e}{\sqrt{R^2-e^2}}}$$

$$L' = \sqrt{A'.\frac{\sqrt{R^2-e^2}}{R-e}}$$

Équation I.28

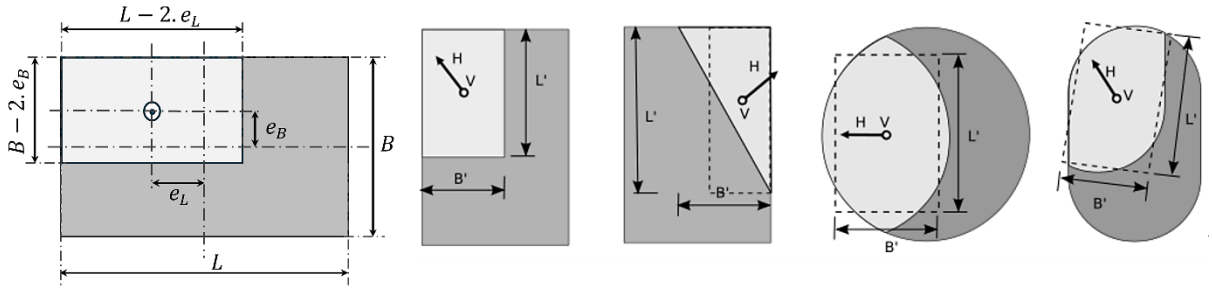


Figure I.14 : Exemple sur la surface de contact effective d'après (Brinch Hansen, 1961)

La résistance des fondations superficielles au renversement est étroitement conditionnée par l'état de contrainte effective initial, ainsi que par le niveau des surpressions interstitielles présentes dans le sol. Des préchargements ou une augmentation préalable du degré de consolidation avant la mise en place de la structure constituent des méthodes efficaces pour améliorer les propriétés mécaniques du sol. Par ailleurs, plusieurs travaux menés dans le domaine offshore (Byrne & Houlsby, 2003), (Saleh et al., 2009) ont montré que l'utilisation de fondations munies d'une jupe périphérique pouvait également constituer une solution adaptée afin d'accroître la stabilité vis-à-vis des sollicitations excentrées.

I.2.1.4. Sous chargement combiné (*V-H-M*)

La sollicitation combinée d'une structure se produit lorsqu'elle est soumise simultanément à une charge excentrée et inclinée, impliquant la présence conjointe des trois composantes : l'effort vertical V, l'effort horizontal H et le moment M. En pratique, de nombreuses situations conduisent les fondations superficielles à être sollicitées par ce torseur $V{-}H{-}M$, notamment en raison des phénomènes de glissement ou de recentrage de la structure. Parmi les cas typiques, on peut citer les semelles de murs de soutènement, les appuis d'ouvrages d'art (culées et piles de ponts), ainsi que les fondations offshore destinées au support des plateformes pétrolières offshore (Murff, 2012).

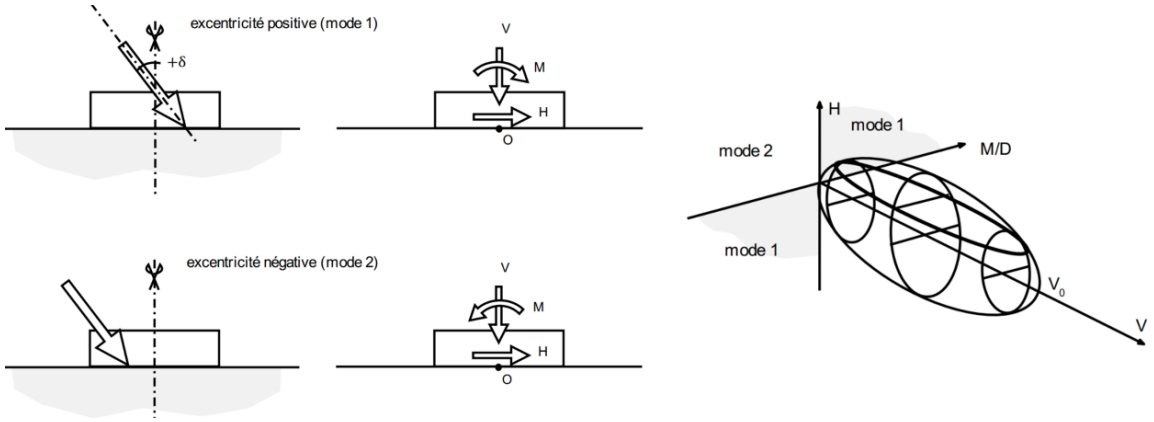


Figure I.15 : Schémas pour représenter les cas possibles de charge combinée sur fondation superficielle et vue à 3 dimensions de la surface de rupture, enveloppe (Butterfield & Ticof, 1979)

Par conséquent, le comportement des fondations superficielles sous sollicitations combinées a fait l'objet de nombreuses recherches dès le milieu du XXe siècle. L'une des approches les plus répandues pour estimer la capacité portante combinée consiste à la représenter sous la forme d'une surface (ou enveloppe) de rupture dans l'espace tridimensionnel (*V-H-M*), comme illustré à la Figure I.15. Cette méthode, largement adoptée, repose sur la relation de Terzaghi-Skempton (méthode dite du *c-φ*). Les premières propositions relatives à l'étude de cette surface de rupture ont été avancées par (Meyerhof, 1953) et (Zaharescu, 1961) à partir d'essais sur modèles réduits réalisés dans des cuves de sable, en comparaison avec des analyses d'équilibre statique appliquées au noyau élastique du sol déformé. Les résultats initiaux ont ouvert des perspectives de recherche importantes, notamment à travers des essais in situ de chargement de fondations (Amar et al., 1984), des expérimentations sur modèles centrifugés ou à gravité réduite (Murff, 1994), ainsi que des études théoriques de référence menées par (Salençon & Pecker, 1995).

De manière générale, la surface de rupture, quelle que soit la typologie des fondations ou la nature du sol, est définie sous l'hypothèse d'une plasticité associée. Dans ce cadre, l'enveloppe peut être interprétée comme un potentiel de plasticité décrivant les rapports relatifs entre les différentes composantes de déformation plastique. Conformément aux relations de normalité, les forces et les déplacements doivent constituer des couples de travail, de sorte que le travail total W du système puisse s'exprimer sous la forme d'une fonction donnée (Bransby & Randolph, 1998) :

$$f\left(\frac{V}{A.r};\frac{M}{A.B.r};\frac{H}{A.r}\right) = \frac{W}{A.B.r} = \left(\frac{V}{A.r}\right)\frac{\delta s}{B} + \left(\frac{V}{A.B.r}\right)\delta\theta + \left(\frac{H}{A.r}\right)\frac{\delta u}{B} \qquad \text{Équation I.29}$$

Où

1. A, B, r sont respectivement la surface, la largeur de la fondation et la résistance représentative du sol (par exemple, p^*_{le}, c_u) ;
2. V, H, M sont respectivement la charge verticale, horizontale et le moment transféré au sol depuis la fondation ;
3. $\frac{\delta s}{B}, \frac{\delta u}{B}, \delta\theta$ sont respectivement le déplacement vertical et horizontal normalisé, ainsi que la rotation de la fondation dont la mesure est rendue à partir du point d'application de charge.

Le domaine de rupture peut être représenté par une surface d'écrouissage isotrope, dont la dimension est directement liée à la capacité portante dans le cas d'un chargement vertical centré.

La détermination de l'étendue de cette enveloppe, à l'intérieur de laquelle le comportement des fondations soumises à des charges combinées est généralement supposé rester linéaire élastique, revêt donc une importance essentielle.

En effet, en supposant la disparition du travail associé au moment de la rupture, (Murff, 1994) a proposé une surface de rupture dont la dimension est définie par son interception sur les axes $M = 0$ et $H = 0$ limité à la valeur ultime de la charge verticale V_0. Cette surface peut alors être formulée sous la forme :

$$f = \left(\frac{V}{V_0}\right)^2 - \left(1 + \frac{V_t}{V_0}\right).\frac{V}{V_0} + \frac{V_t}{V_0} + \left[\left(\frac{H}{H_0}\right)^2 + \left(\frac{M}{M_0}\right)^2\right]^{0.5} = 0 \qquad \text{Équation I.30}$$

Où V_t est la capacité portante sous la tension purement verticale ; V_0 est la charge verticale ultime lorsque $M = 0$ et $H = 0$; H_0 est la charge horizontale ultime lorsque $M = 0$ et $V = 0$; M_0 est le moment ultime lorsque $H = 0$ et $V = 0$.

Normalement, on peut considérer que la fondation renversée ne peut résister fortement au détachement du sol, $V_t = 0$ (Figure I.16 a). L'Équation I.30 devient comme suit :

$$f = \left(\frac{V}{V_0}\right)^2 - \frac{V}{V_0} + \left[\left(\frac{H}{H_0}\right)^2 + \left(\frac{M}{M_0}\right)^2\right]^{0.5} = 0 \qquad \text{Équation I.31}$$

Néanmoins, dans certains cas — par exemple pour des semelles munies d'une jupe périphérique ou encastrées dans des argiles fortement cohésives, où la résistance au soulèvement est significative — la valeur limite devient $V_t = -V_0$. L'enveloppe de rupture se trouve alors symétrique par rapport au plan $V = 0$ (Figure I.16 b). L'Équation I.30 se simplifie dès lors sous la forme suivante :

$$f = \left(\frac{V}{V_0}\right)^2 - 1 + \left[\left(\frac{H}{H_0}\right)^2 + \left(\frac{M}{M_0}\right)^2\right]^{0.5} = 0 \qquad \text{Équation I.32}$$

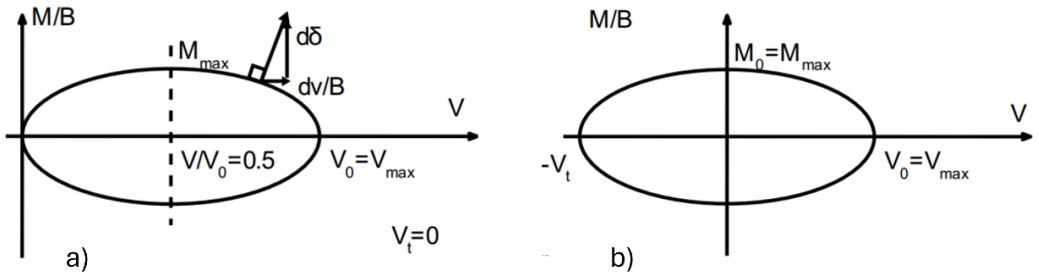


Figure I.16 : a) coupe du domaine de rupture dans l'espace V-M (H =0) pour une semelle sans résistance à la traction ($V_0 = 0$) et b) pour une fondation résistant à la traction ($V_0 = -V_t$)

En outre, (Canépa & Despresles, 1990a) et (Canépa & Despresles, 1990b) ont présenté une campagne d'essais de chargement de fondations réalisée in situ sur différents types de sols et sous des conditions de chargement variées. À partir des données expérimentales obtenues, les surfaces de rupture dans les plans bidimensionnels $V-M$ (pour $H=0$) et $V-H$ (pour $M=0$) ont pu être définies

séparément, et exprimées respectivement par les fonctions générales données dans les Équation I.33 et Équation I.35 suivantes :

$$\left(\frac{M}{M_{max}}\right)^n + \left(\frac{V-m}{V_0-m}\right)^p = 1 \qquad \text{Équation I.33}$$

Où M_{max} désigne le moment ultime maximal lorsque $H = 0$, M_0 le moment ultime lorsque les deux autres composantes sont nulles ($V = 0$ et $H = 0$). De manière analogue, V_0 représente la charge verticale ultime lorsque $M = 0$ et $H = 0$. Le paramètre *m* est alors défini par :

$$m = \frac{V_0 . \left[1 - \left(\frac{M_0}{M_{max}}\right)^n\right]^{\frac{1}{p}}}{1 + \left[1 - \left(\frac{M_0}{M_{max}}\right)^n\right]^{\frac{1}{p}}} \qquad \text{Équation I.34}$$

Par ailleurs, on a également :

$$\left(\frac{H}{H_{max}}\right)^n + \left(\frac{V-m_1}{V_0-m_1}\right)^p = 1 \qquad \text{Équation I.35}$$

Où H_{max} est la charge horizontale maximale ultime lorsque $M = 0$, H_0 est la charge horizontale ultime lorsque les deux composantes deviennent nulles ($V = 0$ et $M = 0$). V_0 est la charge verticale ultime lorsque $M = 0$ et $H = 0$. Le paramètre m_1 est ainsi défini par :

$$m_1 = \frac{V_0 . \left[1 - \left(\frac{H_0}{H_{max}}\right)^n\right]^{\frac{1}{p}}}{1 + \left[1 - \left(\frac{H_0}{H_{max}}\right)^n\right]^{\frac{1}{p}}} \qquad \text{Équation I.36}$$

De plus, pour analyser le comportement des fondations résistantes au soulèvement sous sollicitations combinées, (Bransby & Randolph, 1998) ont employé la méthode de la plasticité de la limite supérieure, en la comparant aux résultats obtenus par analyse par éléments finis, afin d'estimer la forme de l'enveloppe de rupture. Cette approche s'applique à des mécanismes combinés, dits « cuillère » et « coins » (Figure I.17), qui permettent de représenter la configuration de rupture du sol. Dans ce contexte, les sols considérés sont purement cohésifs et en conditions non drainées, et la fondation étudiée est filante, avec un comportement similaire à celui d'une fondation munie d'une jupe périphérique. La démarche consiste à déterminer la valeur minimale de rupture d'une composante inconnue, par exemple l'effort horizontal H, en s'appuyant sur la dissipation du travail associé et la répétition du mécanisme sur les deux autres composantes (V et M), pour différentes configurations. Cette opération est ensuite répétée pour les autres couples de composantes, afin de construire progressivement l'ensemble de l'enveloppe de rupture.

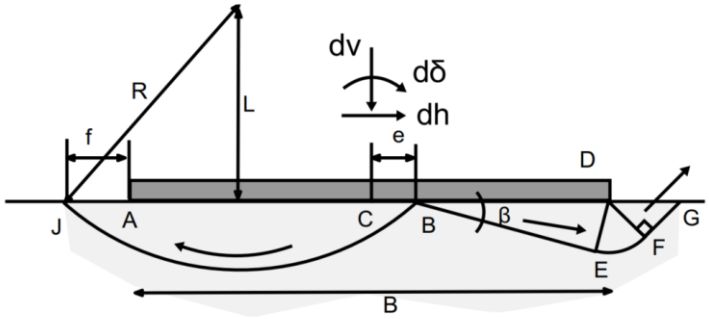


Figure I.17 : Combinaison des mécanismes élémentaires « cuillère » et « coins »

Enfin, les auteurs ont également proposé deux expressions alternatives : l'Équation I.37 qui, selon eux, suit plus fidèlement les surfaces de rupture théoriques que celle proposée par (Murff, 1994) et l'Équation I.38 calibrée sur les résultats obtenus par leurs études utilisant la méthode des éléments finis :

$$f = \left(\left|\frac{V}{V_0}\right|\right)^2 - 1 + \left[\left(\left|\frac{H}{H_0}\right|\right)^n + \left(\left|\frac{M^*}{M_0}\right|\right)^m\right]^{\frac{1}{p}} = 0 \qquad \text{Équation I.37}$$

$$f = \left(\left|\frac{V}{V_0}\right|\right)^{2,5} - \left(1 - \left|\frac{H}{H_0}\right|\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 - \left|\frac{M^*}{M_0}\right|\right) + \frac{1}{2} \cdot \left|\frac{M^*}{M_0}\right| \cdot \left(\left|\frac{H}{H_0}\right|\right)^5 = 0 \qquad \text{Équation I.38}$$

Avec la correction du point d'application de charge au centre de gravité de la fondation. Le moment $M^* = M - L.H$ où L est défini sur la Figure I.17.

Par ailleurs, lorsque la résistance au soulèvement de la fondation superficielle n'est pas prise en compte, certains travaux abordent néanmoins la détermination de la surface de rupture. On peut citer, par exemple, (Ticof, 1977), (Murff, 1994) pour des sols cohésifs ou frottant, ainsi que (Salençon & Pecker, 1995) dans une approche théorique appliquée à une semelle filante reposant sur un massif purement cohésif. Dans ce cas, le moment ultime est nul : $M_0 = 0$ pour $H = 0$ et $V = 0$. Cependant, sur la base de données issues d'essais in situ, Canépa et ses collaborateurs ont montré que ce moment ultime M_0 peut être supérieur à zéro, et sa valeur correspond approximativement au moment engendré par une charge verticale excentrée avec un rapport $\frac{e}{B} = \frac{1}{3}$. Dans cette situation, la surface de rupture est alors analysée séparément pour chaque plan de sollicitation :

Tout d'abord, pour le cas de l'espace de $V - M$ $(H = 0)$ c'est-à-dire sous charge excentrée uniquement, Salençon et Pecker ont défini l'enveloppe de rupture pour un sol purement cohésif par l'Équation I.39. Dans cette approche, le moment ultime associé à un excentrement e, est donné par $M_e = V_e.e$ où V_e est une évaluation par défaut de la capacité portante verticale pour cet excentrement et $V_e = V_0.\left(1 - 2\frac{|e|}{B}\right)$ selon leur théorème proposé.

$$\frac{M}{M_{max}} = -4.\left(\frac{V}{V_{max}}\right)^2 + 4.\frac{V}{V_{max}} \qquad \text{Équation I.39}$$

Où $M_e(M) = V_e(V).e = V_0.\left(1 - 2\frac{|e|}{B}\right).e$; le moment maximal ultime M_{max} lorsque $H = 0$ obtenu pour $\frac{|e|}{B} = \frac{1}{4}$; la charge verticale maximale ultime $V_{max} = V_0$.

Des études portant sur les sols purement frottant ont également été menées, notamment à partir des travaux de (Meyerhof, 1953) ou selon la méthodologie standardisée dans l'Eurocode 7. Dans ces approches, la capacité portante verticale pour un excentrement e est évaluée : $V_e = V_0.\left(1 - 2\frac{|e|}{B}\right)^2$. Dans ce cas, l'enveloppe de rupture dans le plan de $V - M$ est exprimé selon l'équation :

$$\frac{M}{M_{max}} = -\frac{27}{4}.\left(\frac{V}{V_{max}}\right)^{\frac{3}{2}} + \frac{27}{4}.\frac{V}{V_{max}} \qquad \text{Équation I.40}$$

Où $M_e(M) = V_e(V).e = V_0.\left(1 - 2\frac{|e|}{B}\right)^2.e$; M_{max} est le moment ultime maximal lorsque $H = 0$ obtenu pour $\frac{|e|}{B} = \frac{1}{6}$; et V_{max} est la charge verticale maximale ultime $V_{max} = V_0$.

La Figure I.18.a) montre les résultats de la surface de rupture à partir de différentes méthodes comparées avec la fonction de Canépa (Équation I.35) où $m = \frac{V_0}{2}$ et $\frac{M_0}{M_{max}} = 0$ et $n = p = 2$.

Ensuite, pour le cas de l'espace de $V - H$ $(M = 0)$, c'est-à-dire une fondation soumise à une charge inclinée, Salençon et Pecker se sont appuyés sur l'approche statique interne en considérant différentes zones de rupture du sol et en appliquant les équations d'équilibre correspondantes. La surface de rupture est alors construite à partir de trois arcs distincts, chacun représentant l'atteinte du critère de résistance dans une zone particulière du sol (Salençon & Pecker, 1995). La Figure I.18.b) illustre ces résultats, mis en comparaison avec le domaine défini par la fonction de Canépa (Équation I.36) dans le plan $V - H$ avec les paramètres $m_1 = \frac{V_0}{2}$ et $n = 4\ p = 2$.

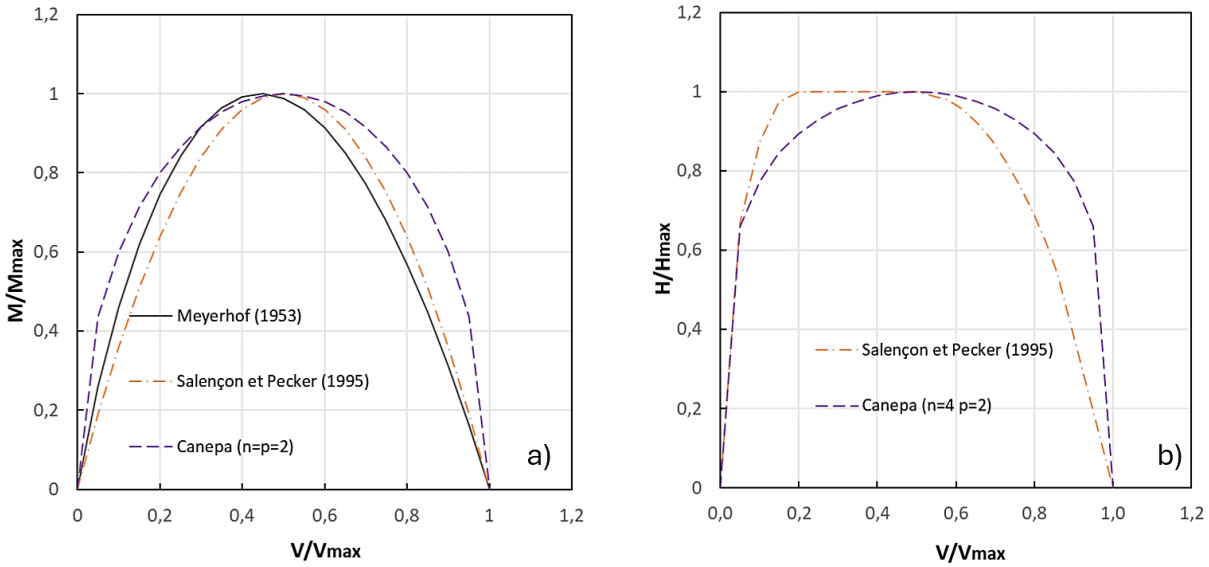


Figure I.18 : Surfaces enveloppes de rupture dans les espaces (a) V-M (H=0) et (b) V-H (M=0), semelles fondées sur un massif purement cohérent sans résistance à la traction selon Salençon et Pecker et Canépa

I.2.1.5. Sous chargement cyclique

Les fondations superficielles peuvent également être soumises à des sollicitations cycliques, d'origine anthropique ou environnementale. À titre d'exemples, on peut citer les charges variables induites par le trafic routier ou ferroviaire sur un pont, les vibrations générées par les machines industrielles en fonctionnement dans les usines, les impacts répétés de plaques de glace se brisant contre les piles de pont, les effets de marnage sur les structures offshore, les sollicitations dues au vent sur les fondations d'éoliennes, ou encore l'action des crues provoquant des efforts périodiques sur les piles de ponts. Ces sollicitations cycliques se caractérisent principalement par paramètres : le nombre de cycles appliqués, la fréquence (ou période) du chargement, l'amplitude des cycles et le niveau de chargement moyen. Ces grandeurs peuvent varier de façon significative selon la nature et l'origine du phénomène considéré, comme illustré dans la Figure I.19 (Andersen et al., 2013).

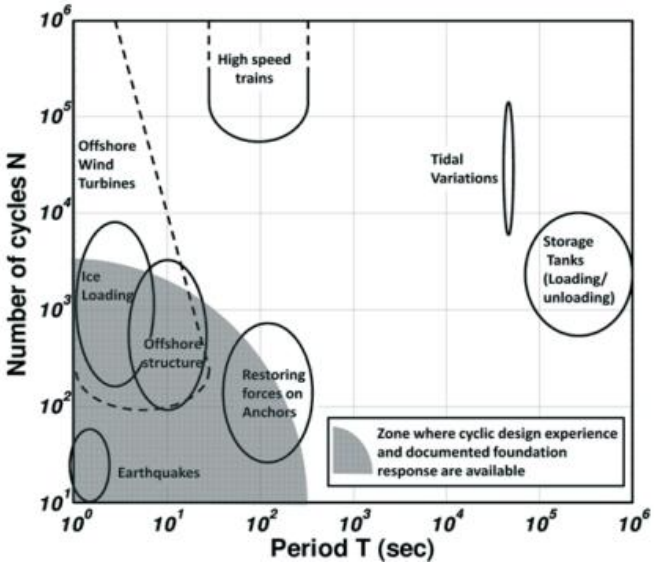
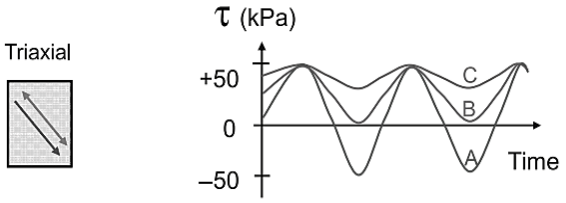


Figure I.19 : Périodes et nombre de cycles caractérisant les événements de charge cyclique typiques (Andersen, 2013)

En effet, le chargement cyclique peut être considéré comme correspondant au cas intermédiaire entre le cas statique et le cas sismique. Ce cas peut entraîner une diminution de la capacité portante des fondations, qui est normalement encore plus faible à celle provoquée par des charges monotones (Andersen, 2009). L'action répétée des cycles désorganise progressivement la structure du sol, favorisant l'accumulation de pressions interstitielles et entraînant une réduction volumique, pouvant aller jusqu'au phénomène de liquéfaction, en particulier dans les sols saturés soumis à des conditions non drainées. Par ailleurs, il a été montré que le comportement cyclique ne dépend pas uniquement de la contrainte de cisaillement maximale, mais est fortement influencé par la contrainte moyenne appliquée, ainsi que par l'amplitude des contraintes de cisaillement cycliques (Figure I.20).



Test	τ_{max}	τ_a	τ_{cy}	Result
A	50	0	50	Failure (γ = 15%) 10 cycles
B	50	25	25	γ_p = 0.8%, γ_{cy} = 0.3% 2500 cycles
C	50	42.5	7.5	γ_p = 0.03%, γ_{cy} = 0.02% 2500 cycles

Figure I.20 : Résultat des essais triaxiaux cycliques de la même contrainte de cisaillement maximale, τ_{max} avec la variation de la valeur moyenne, τ_a et l'amplitude, τ_{cy} (Andersen, 2009)

Le comportement cyclique des différents types de sol (niveaux de consolidation pour l'argile ou de densité pour le sable) peut être synthétisé sur un abaque de charge cyclique normalisée en fonction du nombre de cycles, *N*, (Figure I.21) à l'aide des essais de cisaillement au laboratoire comme proposé par de (De Alba et al., 1976), (Blaker & Andersen, 2019) pour les sables et (Andersen, 2009) pour les argiles.

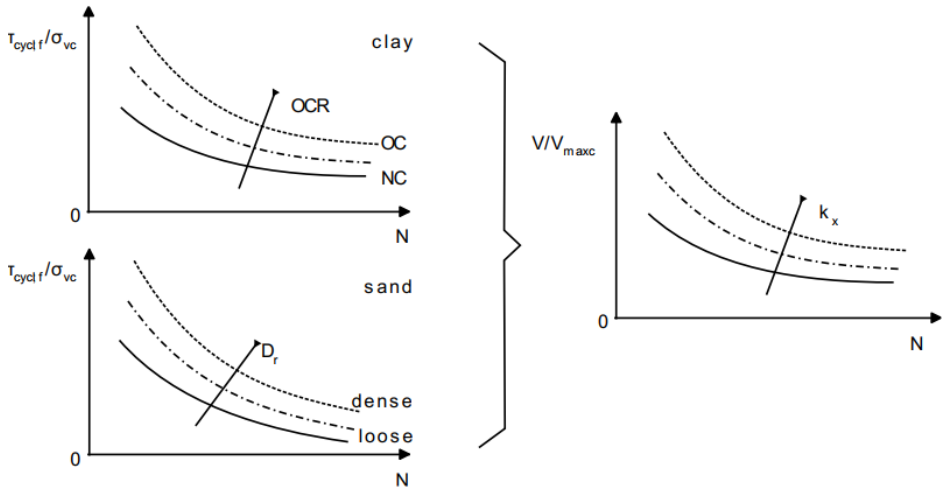


Figure I.21 : Capacité portance de fondation superficielle sous charge cyclique en fonction du nombre de cycles

Une autre approche consiste à représenter le comportement cyclique dans un espace bidimensionnel, où l'on trace l'amplitude normalisée de la charge en fonction de sa valeur moyenne normalisée. Cette représentation peut être enrichie en considérant un espace tridimensionnel, par l'ajout d'un axe supplémentaire correspondant à l'excentricité de la charge. Ce diagramme de stabilité cyclique (Figure I.22), inspiré de celui proposé par (Poulos, 1988) pour le cas des fondations profondes, peut être utile afin de définir les zones présentant des niveaux de stabilité différents : une zone stable (A), où les charges cycliques n'affectent pas la capacité portante de la

fondation ; une zone métastable (B), où elles provoquent une réduction modérée de cette capacité ; et une zone instable (C), où elles conduisent à la rupture de la fondation après un certain nombre de cycles. La détermination du nombre de cycles correspondant dans ces zones est également nécessaire.

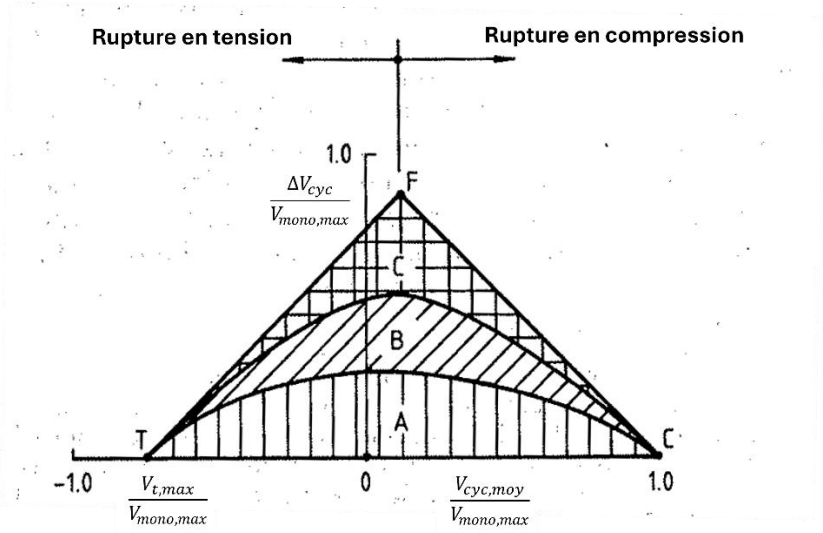


Figure I.22 : Diagramme de stabilité cyclique proposé par (Poulos, 1988)

I.2.1.6. Sous chargement sismique

L'évaluation de la capacité portante sismique en approche pseudo-statique peut être déduite de la théorie classique de la capacité portante statique. Des solutions analytiques existent pour différents modes de rupture, notamment le poinçonnement, le glissement et le basculement. En pratique, la vérification de la portance sous sollicitation sismique est spécifiquement encadrée par la norme l'EN 1998-5 (2004) :

$$\frac{(1-e\bar{F})^{c_T}.(\beta\bar{H})^{c_T}}{(\bar{V})^{a}.[(1-m\bar{F}^{k})^{k'}-\bar{V}]^{b}}+\frac{(1-f\bar{F})^{c'_M}.(\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{V})^{c}.[(1-m\bar{F}^{k})^{k'}-\bar{V}]^{d}}-1\leq 0 \qquad \text{Équation I.41}$$

Dans l'équation précédente, on a :

$$\bar{V}=\frac{\gamma_{Rd}.V_{Ed}}{V_{max}} \qquad \bar{H}=\frac{\gamma_{Rd}.H_{Ed}}{V_{max}} \qquad \bar{M}=\frac{\gamma_{Rd}.M_{Ed}}{B.V_{max}}$$

Avec

1. $V_{max}=(\pi+2).\frac{\bar{c}}{\gamma_M}.B$ est la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée, avec $\bar{c}$ la résistance au cisaillement non drainée du sol et γ_M dénote le coefficient partiel de matériau ;
2. B est la largeur de la fondation ;
3. (V_{Ed}, H_{Ed}, M_{Ed}) représentent les effets de l'action sismique de calcul au niveau des fondations ;
4. γ_{Rd} représente le coefficient partiel de modèle ;

5. $a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$ sont des coefficients numériques dont les valeurs dépendent du type de sol considéré. Ces valeurs sont regroupées dans le Tableau I.6 pour les cas de sols purement cohérents et de sols purement frottants.

La force d'inertie du sol, $\bar{F}$, sans dimension, égale à : $\bar{F} = \frac{\rho.a_g.S.B}{\bar{c}}$ pour les sols purement cohérents ou $\bar{F} = \frac{a_g}{g.tan\varphi}$ pour les sols purement frottants, avec ρ la masse volumique du sol ; a_g la valeur de calcul de l'accélération du sol pour un sol de classe A ; S le paramètre caractéristique de la classe de sol ; g l'accélération de la pesanteur ; φ l'angle de frottement.

Tableau I.6 : Valeurs des paramètres numériques appliqués dans l'Équation I.41

	Sol purement cohérent	Sol purement frottant
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

En outre, (Vrettos & Seibel, 2019) mettent en évidence la difficulté rencontrée dans la pratique par l'appropriation de la solution explicite de la surface de charge proposée par (Paolucci & Pecker, 1998). Ils proposent d'utiliser plutôt une pondération à partir de l'Équation I.1 (méthode $c - \varphi$) dans la section I.2.1.1.1. En appliquant les contraintes effectives ($c' - \varphi'$), la formule de calcul de base est ainsi :

$$q_{net} = c'.N_c.i_c.e_{c,E} + \frac{1}{2}\gamma'.B'.N_\gamma.i_\gamma.e_{\gamma,E} + q'.N_q.i_q.e_{q,E} - q_0 \qquad \text{Équation I.42}$$

Où les facteur de correction prenant compte de l'effet sismique sont : $e_{c,E} = 1$, $e_{\gamma,E} = (1 - \bar{F})^{0,45}$, $e_{q,E} = (1 - \bar{F})^{0,3}$avec $\bar{F}$ la force d'inertie du sol présentée ci-avant.

(Gazetas et al., 2007) ont également proposé des méthodologies analytiques et numériques, notamment fondées sur la discrétisation par éléments finis, permettant d'étudier la réponse sismique en tenant compte de l'interaction sol–semelle–structure. En excluant les ruptures structurelles de la fondation superficielle isolée, trois types principaux de non-linéarité peuvent intervenir et modifier la réponse globale du système fondation–structure, à savoir : (i) le glissement à l'interface sol–fondation, (ii) la séparation et le soulèvement partiel de la fondation par rapport au sol, et (iii) la mobilisation progressive des mécanismes de capacité portante dans le sol de fondation.

L'analyse non linéaire statique de type *pushover*, appliquée aux structures élancées soumises à un séisme, constitue un outil particulièrement pertinent. Elle permet d'établir la relation entre la charge verticale et le moment fléchissant, normalisés par leur valeur maximale, relation illustrée par la (Figure I.23).

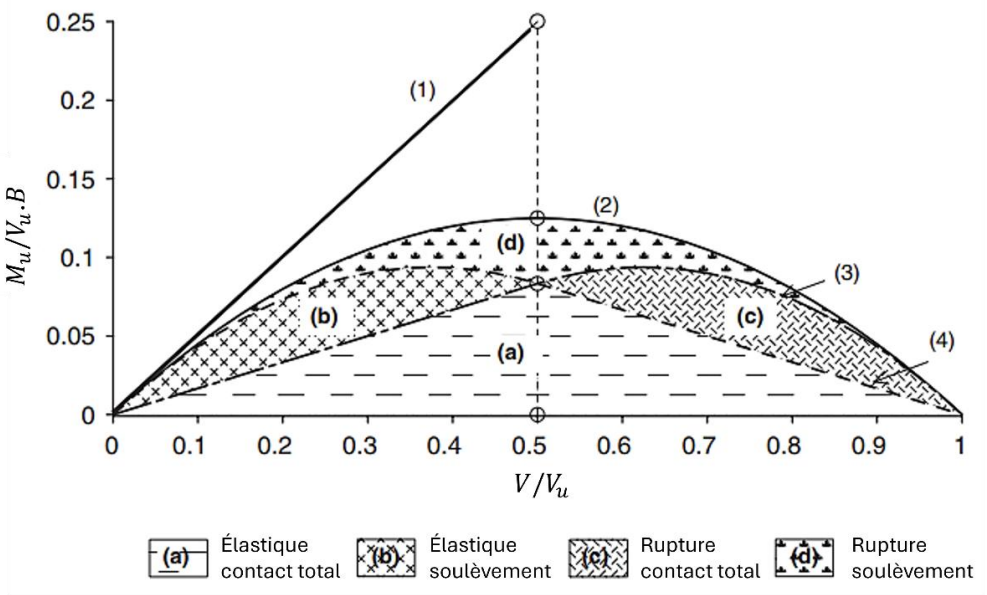


Figure I.23 : Enveloppes de rupture dans le plan V-M normalisés pour la capacité portante sur un sol rigide (1) ou déformable (2). Décomposition des mécanismes de soulèvement et de rupture du sol (Gazetas et al., 2007)

Les différents états de comportement d'une fondation superficielle soumise à l'action sismique peuvent être distingués au moyen du diagramme ultime tracé dans l'espace $V - M$. Le Tableau I.7 présente les expressions des courbes permettant d'estimer les zones associées aux divers mécanismes de rupture illustrés dans la Figure I.23.

Tableau I.7 : Expressions des courbes dans le plan V-M dans la Figure I.23

(1)	(2)
$\frac{M_{u,rigide}}{V_u.B} = \frac{V}{2.V_u}$	$\frac{M_u}{V_u.B} = \frac{V}{2.V_u}.\left(1 - \frac{V}{V_u}\right)$
(3)	(4)
$\frac{M_u}{V_u.B} = \begin{cases} \frac{V}{6.V_u} \; si \; \frac{V}{V_u} \leq 0{,}5 \\ \left(1 - \frac{V}{V_u}\right).\left(\frac{2.V}{3.V_u} - \frac{1}{6}\right) \; si > 0{,}5 \end{cases}$	$\frac{M_u}{V_u.B} = \begin{cases} \frac{V}{6.V_u}.\left(3 - \frac{4.V}{V_u}\right) \; si \; \frac{V}{V_u} \leq 0{,}5 \\ \frac{1}{6}.\left(1 - \frac{V}{V_u}\right) \; si > 0{,}5 \end{cases}$

Où $M_{u,rigide}$ est le moment ultime pour un sol rigide, M_u et V_u sont le moment et la charge verticale ultime pour le cas d'un sol déformable. On trouve que la réponse du moment est symétrique autour de $\frac{V}{V_u} = 0{,}5$; à cette valeur, le moment ultime de renversement maximal se trouve à, $M_{u,max} =$

$\frac{1}{8}.V_u.B$. De plus, le passage au domaine des sols inélastiques se produit également à $\frac{V}{V_u} = 0{,}5$ où le moment $M_u = \frac{1}{12}.V_u.B$.

Figure I.24 illustre la comparaison entre le résultat du modèle de Winkler et celui obtenu par éléments finis, en tenant compte de l'effet $P - \delta$ qui correspond à la prise en compte d'un moment supplémentaire dû au poids de la structure. Cet effet devient significatif lorsque les valeurs de rotation sont élevées.

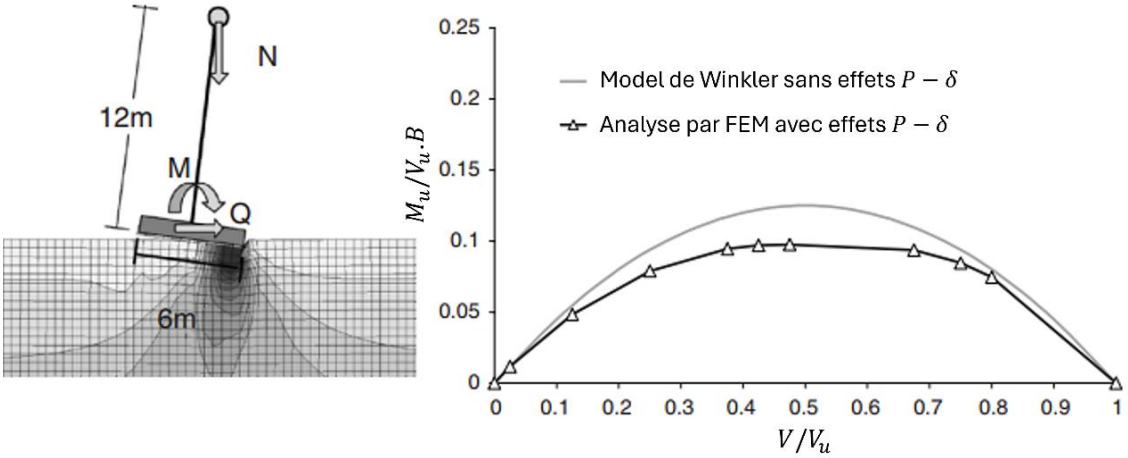


Figure I.24 : Enveloppe de rupture V-M obtenue par éléments finis pour une structure élancée sur fondation superficielle avec effets P-δ (Gazetas et al., 2007)

Finalement, dans cette section, il convient également de noter que, sous charge sismique, le glissement est toujours possible. Cependant, les grands radiers soulèvent des problématiques spécifiques, différentes de celles rencontrées pour les semelles isolées ou filantes. Les radiers peuvent fléchir sous l'effet du séisme, ce qui peut entraîner des actions incohérentes. Néanmoins, en raison de leur faible rigidité, ces fondations souples permettent d'absorber une partie de l'énergie sismique. Ainsi, la rupture par dépassement de la capacité portante, par poinçonnement ou par rotation des radiers est peu probable, ce qui constitue généralement un enjeu plus important pour les semelles de plus petite taille.

I.2.2. Détermination de tassements et déplacements

Dans le domaine de l'ingénierie civile ou géotechnique, la conception d'une structure selon les normes repose fondamentalement sur la vérification favorable de deux états limites : l'état limite ultime (ELU) et l'état limite de service (ELS). L'ELU correspond à la situation au-delà de laquelle l'ouvrage ne fonctionne plus en toute sécurité et risque à tout moment l'effondrement, en raison d'une rupture ou d'une perte de stabilité globale. L'évaluation de la capacité portante de la structure, comme indiqué dans les sections précédentes pour le cas des fondations superficielles, constitue l'un des critères généralement utilisés pour déterminer cet état.

D'un autre côté, l'ouvrage reste intact à l'état limite de service. Cependant, la présence de déformations ou de déplacements à cet état peut menacer l'utilisation normale, le confort ou la durabilité à long terme de la structure en exploitation. Par conséquent, pour vérifier l'ELS, la prédiction des déplacements — tels que le tassement vertical, le déplacement horizontal ou le mouvement de rotation résultant des différentes sollicitations — constitue également une étape

indispensable dans la conception des fondations superficielles. Différentes méthodes de calcul seront présentées dans les paragraphes suivants.

I.2.2.1. Tassements verticaux ($u = 0, \theta = 0$)

Afin de limiter la charge transférée au sol et de contrôler le tassement de la structure en cours d'utilisation, la résistance à l'ELS est nécessairement estimée inférieure à celle de l'ELU. Dans le cadre d'un essai de chargement, la valeur de la résistance nette du sol sous la fondation superficielle à la rupture est identifiée par la charge verticale mesurée conventionnellement au moment où le tassement atteint 10 % de la largeur de la fondation (Figure I.25). Nous avons par la suite suivi le rapport :

$$V_{ELS} = \frac{V_{ELU}}{\gamma_v} \qquad \text{Équation I.43}$$

Où V_{ELU} et V_{ELS} représentent respectivement les résistances du terrain calculées pour l'état limite ultime et l'état limite de service de la structure. Le coefficient γ_v est le facteur partiel utilisé pour le calcul de la portance à l'ELS, afin de garantir une utilisation normale, confortable et durable de l'ouvrage. Sa valeur est donc supérieure à 1, et elle est généralement prise de façon empirique égale à 2,3.

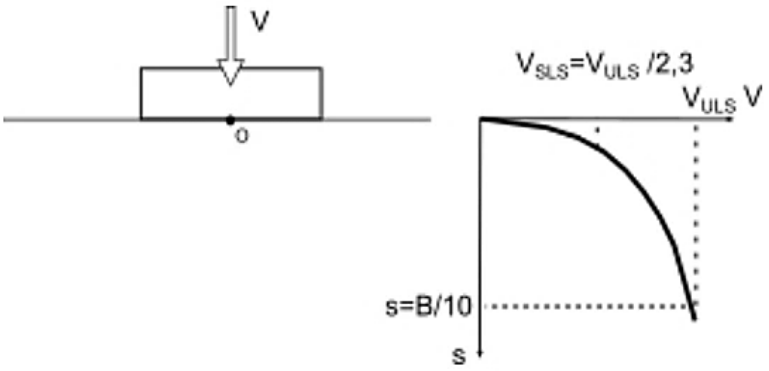


Figure I.25 : Définition de la charge limite pour des tassements

La détermination de la valeur du tassement dépend également de différents paramètres, tels que la contrainte appliquée, la compressibilité du sol, la géométrie de la fondation, ainsi que l'effet du temps ou du fluage. Les chapitres suivants montreront comment le calcul du tassement peut être réalisé, en allant des méthodes les plus simples, comme les méthodes élastiques, à des approches plus avancées, telles que celles basées sur la courbe t-z analytique.

I.2.2.1.1. Méthodes élastiques

L'expression générale de la déformation élastique d'une semelle soumise à une charge uniforme à la surface d'un demi-espace élastique, homogène et isotrope, est formulée à partir de la théorie de l'élasticité de Boussinesq (Boussinesq, 1885) comme suit :

$$s = \frac{q}{E}.B.I \qquad \text{Équation I.44}$$

Où s dénote la déformation élastique, q est la contrainte appliquée, B la largeur de la fondation, E le module d'Young et I le facteur d'influence qui prend en compte différents effets, comme la forme

de la fondation, l'épaisseur de la couche compressible ou l'effet du temps. Ce facteur a été introduit pour la première fois par (Steinbrenner, 1934), puis modifié par (Terzaghi, 1943), (Gazetas, 1981) et (Bowles, 1997) et autres.

En effet, la méthode élastique multicouche proposée par Steinbrenner permet de généraliser la solution de Boussinesq au cas des sols multicouches. Le tassement au coin d'une charge rectangulaire uniforme de dimensions B'x L', appliquée à la surface d'un demi-espace élastique semi-infini caractérisé par le module d'Young, E_y et le coefficient de Poisson ν, peut être calculé à partir de la théorie de l'élasticité selon l'équation suivante :

$$s_D = q.B'.\frac{1-\nu^2}{E_y}.\left[F_1(D) + \frac{1-2.\nu}{1-\nu}.F_2(D)\right].I_F \qquad \text{Équation I.45}$$

Où q est l'intensité de la pression de contact. L'influence de l'encastrement ou la zone de compressibilité est prise en compte à travers la considération du tassement d'une couche située entre les profondeurs D_1 et D_2, on a le tassement entre deux couches :

$$s_{D_1-D_2} = \frac{q.B'}{E_y}.\left[(1-\nu^2).\left(F_1(D_2) - F_1(D_1)\right) + (1-\nu-2.\nu^2).\left(F_2(D_2) - F_2(D_1)\right)\right].I_F \qquad \text{Équation I.46}$$

Où : $\begin{cases} F_1(D) = \frac{1}{\pi}.\left(l.\ln\left(\frac{\left(1+\sqrt{l^2+1}\right).\sqrt{l^2+d^2}}{l.\left(1+\sqrt{1+l^2+d^2}\right)}\right) + \ln\left(\frac{\left(l+\sqrt{l^2+1}\right).\sqrt{1+d^2}}{l+\sqrt{1+l^2+d^2}}\right)\right) \\ F_2(D) = \frac{d}{2\pi}.\arctan\left(\frac{l}{d.\sqrt{1+l^2+d^2}}\right) \end{cases}$

Avec $d = \frac{D}{B'}$ et $l = \frac{L'}{B'}$ les dimensions normalisées ; le facteur de forme est représenté par I_F.

(Fox, 1948) a suggéré que le tassement d'une fondation diminue lorsqu'elle est implantée à une certaine profondeur dans le sol, cette réduction dépendant du coefficient de Poisson et du rapport $\frac{L'}{B'}$ (Figure I.26). Toutefois, selon (Lutenegger & DeGroot, 1995) et d'autres auteurs, les valeurs initialement proposées par Fox ont été révisées. En effet, son facteur de correction tendait à sous-estimer les tassements réels, ce qui conduisait à exagérer l'effet bénéfique de la profondeur d'ancrage et, par conséquent, à un dimensionnement potentiellement non conservatif.

Par ailleurs, afin de prendre en compte les tassements différentiels, notamment dans le cas des fondations souples telles que les radiers, (Bowles, 1997) a introduit dans l'Équation I.46 un paramètre m, représentant le nombre de coins contribuant au tassement. Ainsi, m = 4 au centre de la fondation, m = 2 au bord et m = 1 aux angles. Néanmoins, pour les sols organiques fortement affectés par le fluage, cette équation demeure d'application limitée.

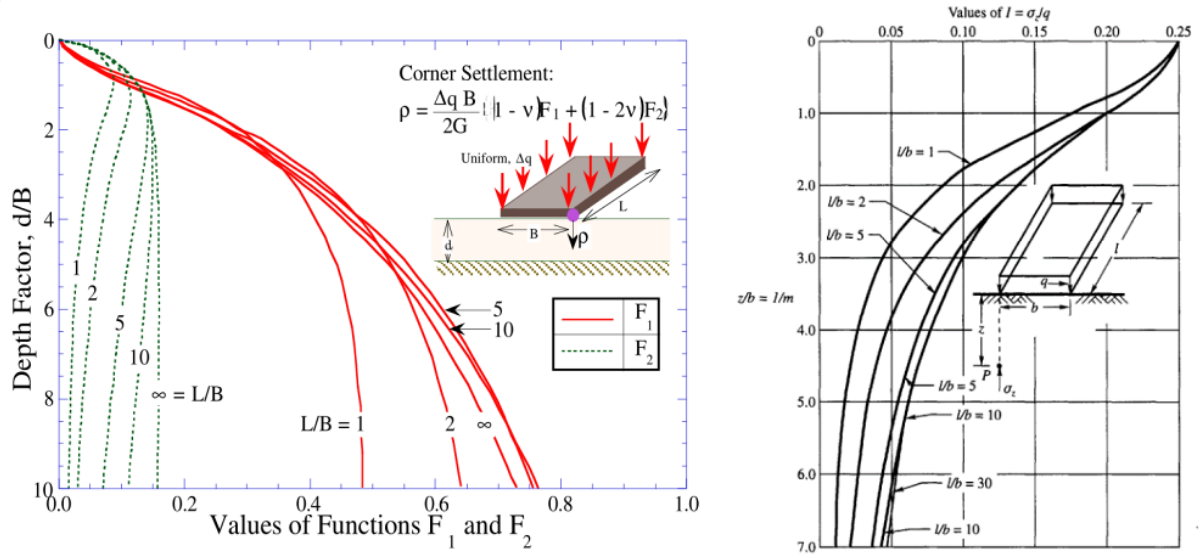


Figure I.26 : Schématisation du problème et facteur de Fox

Par ailleurs, la méthode élastique développée par Gazetas repose sur une approche analytique fondée sur des formulations variationnelles et des solutions élastiques. Elle permet d'évaluer l'interaction entre une fondation circulaire de rigidité finie et un massif semi-infini présentant une élasticité transversale anisotrope (Gazetas, 1981). En introduisant des facteurs de rigidité relative, les résultats obtenus pour le tassement maximal et le tassement différentiel, même dans le cas limite d'un radier infiniment rigide, s'avèrent suffisamment précis. Dans ce cadre, le tassement peut alors être exprimé par :

$$s = q.\frac{B.(1-\nu_{zr}^2)}{2.E_z}.I_w \qquad \text{Équation I.47}$$

Où ν_{zr} est le coefficient de Poisson reliant les déformations verticales imposées aux déformations horizontales résultantes, I_w est le coefficient d'influence calculé selon :

$$I_w = \frac{\pi}{2}.\frac{1-n.\nu_{zr}^2}{1-\nu_{zr}^2}.\left(\sqrt{c_1} + \sqrt{c_2}\right).\frac{(f_1.f_4 - 2.f_2 - A.f_3) + (f_1 - 2.f_4).\left(4.\frac{r^2}{B^2} + 16.g_1.\frac{r^4}{B^4} + 64.g_2.\frac{r^6}{B^6}\right)}{f_1^2 - 4.f_2 - 2.A.f_3} \qquad \text{Équation I.48}$$

Avec $n = \frac{E_r}{E_z}$, représentant le rapport entre les modules d'élasticité horizontal (E_r) et vertical (E_z) du sol, et $c_1$et c_2 les solutions de l'équation :

$$(n-\nu_{zr}^2).c^2 - \left[\frac{n}{m} - 2.\nu_{zr}^2.(\nu_{rr}+1)\right].c + (n-\nu_{rr}^2) = 0 \qquad \text{Équation I.49}$$

Avec $m = \frac{G_{rz}}{E_z}$; A un paramètre donnant la rigidité relative de la fondation par rapport au sol anisotrope :

$$A = \frac{\pi}{2}.\frac{1 - n.\nu_{zr}^2}{1 - \nu_{zr}^2}.\left(\sqrt{c_1} + \sqrt{c_2}\right).\frac{K}{1 - \nu_c^2} \qquad \text{Équation I.50}$$

Avec K un facteur exprimant la rigidité relative, définit par :

$$K = \frac{E_c}{E_z}.(1 - \nu_{zr}^2).\left(\frac{2.t}{B}\right)^3 \qquad \text{Équation I.51}$$

Où E_c désigne le module d'Young de la fondation, ν_c le coefficient de Poisson de la fondation, et t son épaisseur. Les coefficients f_i et g_i correspondants sont présentés dans le Tableau I.8 :

Tableau I.8 : Valeurs des coefficients rhéologiques

Coefficient de Poisson de la fondation ν_c	g_1	g_2	f_1	f_2	f_3	f_4
0,2 (béton)	-0,409	0,091	0,983	0,385	2,36	0,386
0,3 (acier)	-0,424	0,094	0,968	0,375	2,45	0,382

En général, les méthodes élastiques présentées permettent essentiellement d'estimer le tassement élastique et immédiat, mais elles nécessitent des calculs complexes et rigoureux pour déterminer de nombreux paramètres issus des théories analytiques. Afin de tenir compte de l'influence du temps et de la consolidation du sol, des facteurs de fluage sont souvent introduits dans les calculs. Ces méthodes supposent généralement un profil de sol simple et homogène, avec des couches parfaitement jointives, ce qui n'est pas représentatif des conditions réelles. Par ailleurs, elles se limitent à un comportement linéairement élastique du sol, sans prendre en considération les effets de plasticité.

I.2.2.1.2. Méthode basée sur les résultats des essais au pressiomètre

Étant une approche semi-empirique fondée sur la méthode élastique, le calcul du tassement à partir des essais pressiométriques a été initialement proposé par (Ménard & Rousseau, 1962). Ces auteurs ont considéré que la déformation d'un volume élémentaire de sol est proportionnelle aux contraintes appliquées et qu'elle résulte de trois contributions distinctes :

1. Compression simple. Elle induit le raccourcissement d'un cylindre soumis à une force axiale, en relation directe avec le module élastique d'Young E.

2. Cisaillement simple. Il provoque l'augmentation du rayon d'une cavité cylindrique, mise en relation avec le module déviatorique pressiométrique E_M définit par Ménard.

3. Compression isotrope. Elle entraîne la réduction du rayon d'une sphère soumise à une pression uniforme extérieure, caractérisée par le module de compression sphérique.

En effet, dans le cadre de cette approche, le tassement d'une fondation superficielle est interprété comme la combinaison de deux mécanismes distincts. Le premier correspond à une réduction volumétrique localisée du sol, immédiatement sous la base de la fondation, résultant de la compression et de la consolidation dans un domaine à prédominance sphérique. Le second mécanisme est associé aux déformations angulaires, générées par l'action du tenseur déviatorique et traduisant la réponse du massif à l'état de contrainte imposé. L'essor et la généralisation de l'essai pressiométrique dans la reconnaissance géotechnique ont conduit à l'adoption de cette méthode de dimensionnement dans le Fascicule 62, titre V, puis à son intégration dans la norme française en

vigueur NF P94-261 (AFNOR, 2013). Celle-ci propose notamment une procédure de calcul du tassement différé d'une semelle encastrée, considérée sur une durée de référence de dix ans ; à savoir :

$$s_{10\,ans} = s_c + s_d \qquad \text{Équation I.52}$$

Avec

$$s_c = \frac{\alpha}{9.E_1}.(q - \gamma.D).\lambda_c.B \qquad \text{Équation I.53}$$

$$s_d = \frac{\alpha}{9.E_d}.(q - \gamma.D).\left(\lambda_d.\frac{B}{B_0}\right)^{\alpha}.B_0 \qquad \text{Équation I.54}$$

Où q est la contrainte verticale appliquée par la fondation, γ est le poids volumique du sol, D est l'encastrement de la fondation dans le sol, α est le coefficient rhéologique dépendant de la nature et de la consolidation du sol, λ_c et λ_d sont des coefficients de forme, B est la largeur ou le diamètre de la fondation, B_0 est la dimension de référence, égale à 0,6m, et E_d est le module pressiométrique équivalent de la zone déviatorique, tel que défini dans la Figure I.27.

Tableau I.9 : Valeurs des coefficients de forme

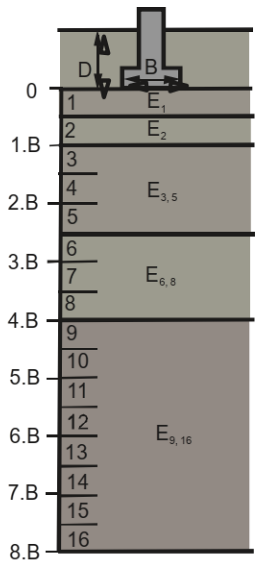
L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau I.10 : Valeurs du coefficient rhéologique pour les sols et les roches

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/p_l	α	E/p_l	α	E/p_l	α	E/p_l	α		α
Surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturée	2/3
Normalement consolidé	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normale	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturée	1/3
										Très altérée	2/3

Comme l'illustre la Figure I.27, la déformation sphérique décroît rapidement avec l'accroissement de la profondeur. Elle n'est dès lors considérée significative que dans les horizons superficiels, en particulier sur une épaisseur de l'ordre de *B/2* immédiatement sous la base de la fondation. À l'inverse, la déformation déviatorique conserve une influence notable à des profondeurs plus importantes, pouvant s'étendre au moins jusqu'à deux fois la largeur de la fondation. Par ailleurs, en tenant compte de l'hétérogénéité stratigraphique, le profil de sol est discrétisé en une série de couches élémentaires d'épaisseur *B/2*, jusqu'à une profondeur équivalente à environ *8B*. Le calcul

d'une valeur équivalente devient alors nécessaire afin d'évaluer de manière représentative la contribution de ces déformations dans le domaine déviatorique.



$$\frac{1}{E_d} = \frac{0{,}25}{E_1} + \frac{0{,}3}{E_2} + \frac{0{,}25}{E_{3,5}} + \frac{0{,}1}{E_{6,8}} + \frac{0{,}1}{E_{9,16}}$$

et

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$$

$$\frac{8}{E_{9,16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \cdots + \frac{1}{E_{16}}$$

Figure I.27 : Calcul du module pressiométrique au cas d'un sol hétérogène

En outre, il a été démontré que le module obtenu lors d'un essai d'expansion de cavité, réalisé sans maîtrise explicite des conditions de drainage, peut être converti en un module drainé équivalent, comparable à celui déterminé en conditions triaxiales, moyennant l'introduction de coefficients dépendant de la nature du sol. Ainsi, l'estimation du module élastique d'Young à partir du module pressiométrique de Ménard, sur la base de valeurs indicatives de corrélation dépendant du type et de l'état du sol (Tableau I.11), constitue une pratique couramment admise en ingénierie géotechnique française et fait désormais l'objet d'une normalisation NF P94-261 (AFNOR, 2013).

Tableau I.11 : Valeurs indicatives par corrélation d'un module élastique d'Young avec celui pressiométrique de Ménard selon la NF P94-261

Sol	Etat	E_y/E_M
Argiles	NC	4,5
	SC	3
Limons	NC	4,5
	SC	3
Sables	Lâches	4,5
	Denses	3
Graves	Lâches	6
	Denses	4,5

I.2.2.1.3. Méthode basée sur les résultats des essais au pénétromètre statique (CPT)

La première approche pénétrométrique utilisée pour l'estimation des tassements est la méthode de Sanglerat. Elle repose sur une corrélation, fonction de la nature du sol, entre la résistance de pointe du cône statique *qc* et le module œdométrique E_{oed}. Cette corrélation est exprimée au moyen du coefficient rhéologique α, dont les valeurs indicatives (Tableau I.12) ont été proposées par

(Sanglerat, 1972) et se sont révélées pertinentes pour une application pratique, en particulier dans le cas des sols argileux. Par analogie avec la démarche pressiométrique, cette méthode empirique a par la suite été entérinée dans la normalisation française NF P94-261 (AFNOR, 2013). L'estimation des tassements repose alors sur l'application de la méthode élastique classique, en mobilisant des valeurs du module d'Young déduites du module œdométrique, lui-même calculé à partir de la corrélation décrite ci-dessus, selon la relation suivante :

$$E_y = E_{oed}\frac{(1+\nu).(1-2\nu)}{1-\nu} \qquad \text{Équation I.55}$$

Où ν est le coefficientent de Poisson du sol avec $E_{oed} = \alpha.q_c$

Tableau I.12 : Valeurs du coefficient rhéologique α

Type de sol	q_c (MPa)	α
Argiles peu plastique	< 0,7	3 à 8
	0,7 à 2	2 à 5
	> 2	1 à 2,5
Limons peu plastique	< 2	3 à 6
	> 2	1 à 2
Argile et limon très plastique	< 2	2 à 6
	> 2	1 à 2
Limon très organique	< 1,2	2 à 8
Tourbe et argile très organique (w teneur en eau)	< 0,7	50% < w < 100% — 1,5 < α < 4
		100% < w < 200% — 1 < α < 1,5
		300% < w — α < 0,4
Craie	2 à 3	2 à 4
	> 3	1,5 à 3
Sable	< 5	2

Par ailleurs, (Schmertmann, 1970) a proposé une méthode d'estimation du tassement des fondations superficielles reposant sur des sols grenus pulvérulents. Cette approche consiste à subdiviser la zone de compressibilité en plusieurs sous-couches élémentaires et à sommer les tassements calculés dans chacune d'elles afin d'obtenir la déformation globale. L'auteur a ensuite mené une simulation numérique par la méthode des éléments finis, considérée à l'époque comme l'une des techniques de calcul les plus avancées, dont les résultats ont été comparés à ceux issus de la théorie élastique ainsi qu'aux données expérimentales disponibles. Sur la base de ces travaux, un diagramme simplifié a été élaboré, décrivant la distribution de la déformation verticale sous le centre d'une semelle chargée, et permettant ainsi d'estimer le tassement au-delà de la profondeur d'influence, généralement prise égale à $2B$. Des facteurs de correction relatifs à la forme de la fondation, à la profondeur d'encastrement et aux effets de fluage ont également été introduits, tels qu'illustrés dans la formule suivante :

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot (q - \sigma'_{v0}) \cdot \int_0^{z_I} \left(\frac{I_z}{C_3 \cdot E}\right) \cdot dz \qquad \text{Équation I.56}$$

Où :

1. q est la contrainte appliquée par la fondation.

2. $C_1 = 1 - \frac{0,5 \cdot \sigma'_{v0}}{q - \sigma'_{v0}}$ représente le facteur de correction lié à l'encastrement de la fondation avec σ'_{v0} la contrainte verticale effective initiale au niveau de la base de la fondation ayant un encastrement D. Vu que le produit de $C_1 \cdot (q - \sigma'_{v0})$ se réduit à $\left(q - 1,5\sigma'_{v0}\right)$, on peut trouver que cette méthode n'est pas adaptée à l'estimation des tassements pour des contraintes très faibles (inférieures à $1,5\sigma'_{v0}$).

3. $C_2 = 1,2 + 0,2 \cdot \log(t)$ est le facteur de correction relatif aux effets de fluage où *t* est le temps en années, conformément à l'équation empirique proposée par (Nonveiler, 1963). Aux États-Unis, Schmertmann a modifié ce facteur selon la relation suivante : $C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log\left({}^{t}/_{0,1}\right)$

4. C_3 est le facteur de forme des fondations, on prendra $C_3 = 1,25$ si $L = B$ pour une fondation axisymétrique ; $C_3 = 1,75$ si $L > 10.B$ pour le cas des semelles filantes. Une autre formule est également utilisée de manière plus générale, à savoir : $C_3 = 1,25 + 0,5 \cdot \log\left({}^{L}/_{B}\right)$.

Le module de déformation *E* est suggéré d'après la corrélation avec la résistance de pointe statique q_c (AFNOR, 2013), à savoir:

1. $E = 2,5.q_c$ pour des fondations axisymétriques (circulaires et carrées) ; et

2. $E = 3,5.q_c$ pour des fondations filantes à déformation plane.

Pour déterminer le facteur d'influence de la déformation verticale I_z, deux formulations sont généralement utilisées, reposant sur le diagramme de distribution des déformations sous la fondation (Figure I.28). La version originale proposée par (Schmertmann, 1970) stipule que le facteur I_z augmente linéairement depuis zéro à la base de la fondation jusqu'à une valeur maximale de 0,6 à la profondeur *B/2*, puis décroît pour s'annuler à la profondeur d'influence $z_i = 2B$.

Par la suite, (Schmertmann, 1970) a introduit des modifications permettant de tenir compte des différentes configurations de fondations superficielles. Dans cette version, le facteur I_z débute à 0,1 pour les fondations axisymétriques et à 0,2 pour les semelles filantes. La valeur maximale du facteur, notée I_{zp}, est calculée selon la relation :

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1.\sqrt{\frac{q - \sigma'_{v0}}{\sigma'_{vp}}} \qquad \text{Équation I.57}$$

Où σ'_{vp} correspond à la contrainte verticale à la profondeur où le coefficient d'influence atteint son maximum (soit *D + B/2* pour les fondations axisymétriques et *D + B* pour les semelles filantes). De manière similaire, la profondeur d'influence maximale varie selon le type de fondation : elle est de *2B* pour les fondations axisymétriques et de *4B* pour les fondations à déformation plane (semelles filantes).

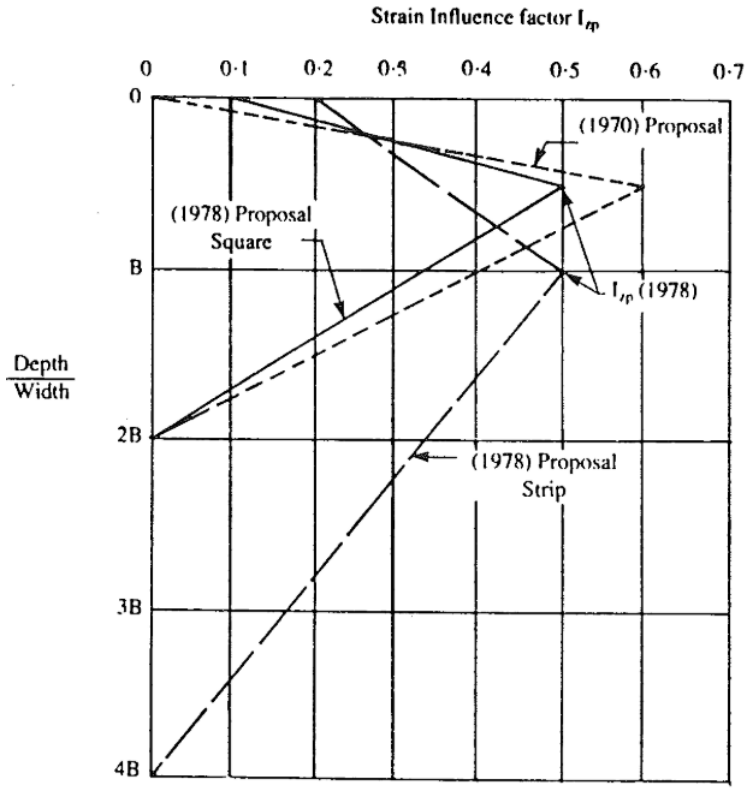


Figure I.28 : Diagramme du facteur d'influence de déformation verticale proposé par (Schmertmann, 1970 et 1978)

I.2.2.1.4. Méthode de la courbe t-z analogique

La définition de la courbe *t-z* est bien connue dans le domaine des fondations profondes comme une méthode d'évaluation des tassements. La transposition de cette approche aux fondations superficielles a été proposée par (Jeanjean, 1993) sur la base de l'analogie observée entre la relation pression–expansion volumique et la relation charge–tassement, permettant ainsi de transformer la courbe pressiométrique en une courbe représentative du comportement des fondations (Figure I.29). Les mesures réalisées à l'aide d'inclinomètres lors d'essais de chargement de fondations à l'échelle réelle ont confirmé que la déformation de la masse de sol sous une semelle chargée présente un comportement en effet « tonneau », analogue à celui observé autour d'un pressiomètre en expansion (Briaud & Gibbens, 1999).

Initialement, cette méthode a été appliquée uniquement aux semelles carrées, soumises à une charge verticale centrée, sur un sable présentant une surface horizontale. Elle a ensuite été étendue à des configurations variées, incluant les fondations rectangulaires, encastrées, proches d'une pente, ainsi que les cas de charges excentrées ou inclinées. La précision de la méthode a été validée par la comparaison entre les comportements estimés à l'aide des équations théoriques et les mesures issues d'une vingtaine d'essais de fondations réels. Par ailleurs, différents facteurs de correction relatifs à la géométrie de la fondation, à l'encastrement, à l'excentricité, à l'inclinaison et à la proximité d'une pente ont été proposés, sur la base d'études numériques par éléments finis ou en utilisant le modèle hyperbolique de (Duncan & Chang, 1970).

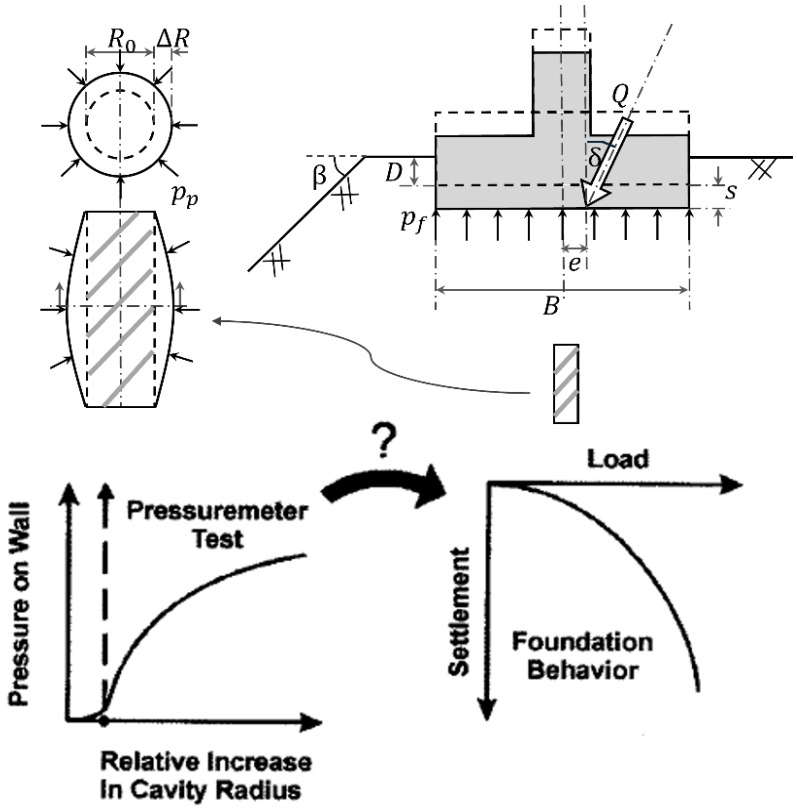


Figure I.29 : Principe de la méthode de la courbe t-z analogique de charge-tassement pour fondations superficielles

Le principe de cette transformation se résume en deux équations qui transforment les deux axes (Briaud & Jeanjean, 1994) :

$$\frac{s}{B} = 0{,}24.\frac{\Delta R}{R_0} \qquad \text{Équation I.58}$$

$$p_f = \Gamma.p_p \qquad \text{Équation I.59}$$

Où *s* et *B* représentent respectivement le tassement et la largeur de la fondation ; *ΔR* et R_0 désignent respectivement l'augmentation du rayon de la cavité et le rayon initial de la cavité du pressiomètre. La pression moyenne sous la semelle lorsque le tassement atteint *s* est notée p_f, tandis que p_p correspond à la pression dans le pressiomètre lorsque l'augmentation du rayon de la cavité est égale à *ΔR*. Enfin, *Γ* est la fonction reliant p_p à p_f, telle que représentée sur la Figure I.30.

L'Équation I.58 permet d'établir la correspondance entre les essais pressiométriques et les essais de chargement de fondations superficielles au niveau des déformations. Le rapport *s/B* représente la déformation moyenne sous la base d'une fondation soumise à une charge centrée et verticale, conventionnellement fixée à *0,1* pour atteindre l'état limite. Le rapport $\Delta R/R_0$ correspond à la déformation périphérique de la paroi de la cavité pressiométrique lors de l'essai, atteignant la valeur *0,414* au moment où la pression pressiométrique atteint la valeur limite. Le coefficient *0,24* résulte directement du rapport *0,1/0,414*.

Par ailleurs, l'Équation I.59 vise à transformer la pression pressiométrique p_p en pression sous la fondation p_f qui sont correspondantes aux niveaux de déformation ci-dessus par le biais de la fonction Γ.

L'établissement de la fonction Gamma Γ, repose sur la mise en évidence du caractère unique de la courbe pression–déformation normalisée, laquelle est indépendante des effets de taille et d'encastrement, et ne dépend que des propriétés intrinsèques du sol (Briaud, 2007). À cette fin, une base de données regroupant des essais de chargement réalisés sur différents types de sols (sables, limons, argiles) et pour diverses dimensions de fondations a été constituée. Les principales sources exploitées sont les suivantes : FHWA (Larsson, 1997)(Lutenegger & DeGroot, 1995)(Briaud et al., 1997), TAMU (Gibbens & Briaud, 1999), LPC (Canépa & Despresles, 1990a)(Canépa & Despresles, 1990b)(Tand et al., 1994). Les courbes d'ajustement pour la fonction Gamma Γ proposée par Briaud et Jeanjean à partir de ces données expérimentales, sont présentées dans la Figure I.30.

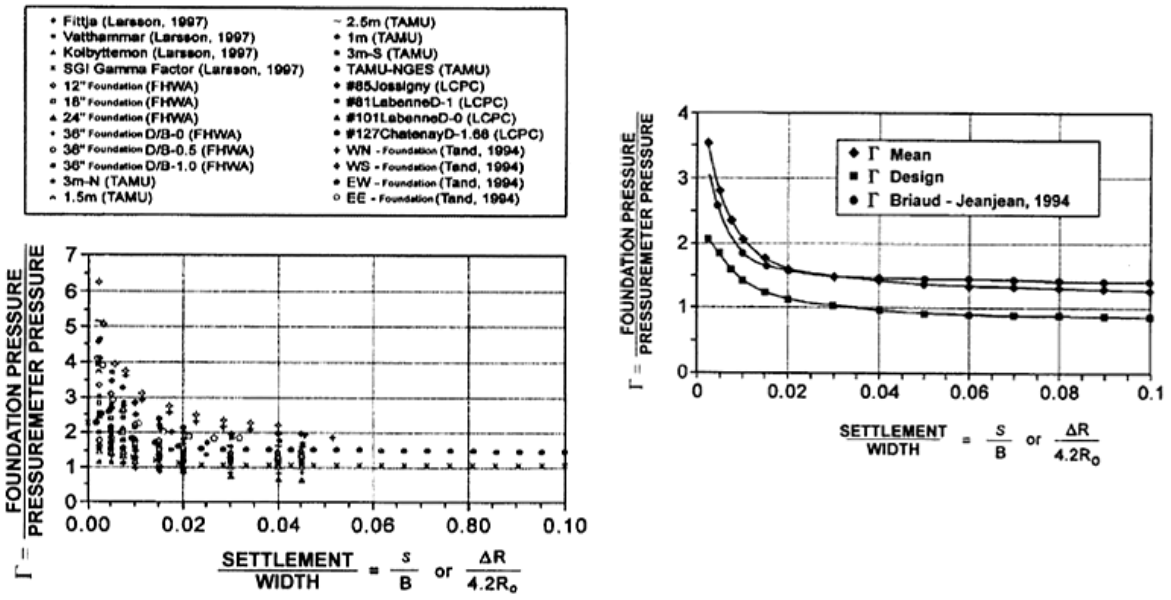


Figure I.30 : Base de données expérimentales et ajustements de la fonction Gamma recommandés (c.f. Briaud, 2013)

Afin de généraliser le problème, il a considéré plusieurs cas comme des fondations proches d'une pente et soumises à une charge complexe, ainsi que l'effet de fluage. Plusieurs facteurs de correction ont ensuite été développés pour ajuster la fonction Gamma Γ. Avec la superposition, l'Équation I.59 devient alors :

$$p_f = \Gamma . f_{\frac{L}{B}} . f_e . f_\delta . f_{\beta,d} . p_p \qquad \text{Équation I.60}$$

Les coefficients $f_{\frac{L}{B}}$, f_e, f_δ, $f_{\beta,d}$ représentent respectivement les facteurs correctifs liés à la forme de la fondation, à l'excentricité de la charge, à son inclinaison et à la proximité d'un talus. Leurs expressions analytiques sont présentées dans (Briaud, 2007). Une fois la courbe charge–tassement déterminée par transformation de la courbe pressiométrique moyenne, estimée à partir des données

situées dans la profondeur d'influence définie par (Schmertmann, 1970), il est alors possible d'évaluer le tassement à long terme en appliquant le modèle suivant :

$$\frac{s(t)}{s(t_1)} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^n \qquad \text{Équation I.61}$$

Où $s(t)$ et $s(t_1)$ désignent respectivement les tassements aux instants t et t_1= 1 minute, ce dernier représentant le temps de référence de l'essai pressiométrique. Le paramètre *n* correspond à l'exposant de dépendance temporelle associé à la phase de fluage, observée en fin de phase linéaire lors de l'essai pressiométrique.

I.2.2.2. Déplacements horizontaux ($s = 0$, $\theta = 0$)

Du point de vue de l'état limite d'un ouvrage, comme mentionné précédemment, la rupture est atteinte lorsque le tassement vertical atteint 10%B (où B est la largeur de la fondation). De manière analogue, lorsque le déplacement horizontal atteint 5%B, la charge appliquée à cet instant est conventionnellement considérée comme la charge limite. Toutefois, dans la pratique, les déplacements horizontaux sont rarement pris en compte dans l'évaluation de l'état limite de service, alors que la rupture par cisaillement à l'interface sol–fondation peut induire des effets particulièrement sévères sur la structure. En réalité, ce déplacement horizontal peut être réduit par la présence d'une butée latérale, par l'effet d'encastrement, par la raideur en cisaillement de la structure ou encore par la résistance de frottement sol–fondation.

Sur le plan théorique, la condition de rupture par cisaillement à l'interface, le long de la surface de contact sol–fondation, peut être évaluée simplement à l'aide du critère de Coulomb (Prandtl, 1920), selon lequel la contrainte de cisaillement τ s'écrit :

$$\tau \leq c + \sigma.\tan(\varphi) = c + \frac{V}{A'}\tan(\varphi) \qquad \text{Équation I.62}$$

Le déplacement horizontal des fondations, u est obtenu à partir de la déformation en cisaillement γ. Cette dernière est évaluée en supposant un cisaillement simple se développant le long de l'interface sol–structure, ce qui permet d'établir une relation directe entre le comportement de l'interface et le déplacement global de la fondation.

$$u = \gamma.B' = \frac{\tau}{G}.B' = \left[\frac{c}{G} + \frac{V}{A'.G}\tan(\varphi)\right].B' \qquad \text{Équation I.63}$$

Où c et φ désignent respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol à l'interface ; V correspond à la composante verticale de la charge appliquée sur la fondation ; A'et B' représentent respectivement la surface et la largeur de contact effectives de la fondation. Le module de cisaillement G peut être exprimé à partir du module élastique d'Young E et du coefficient de Poisson ν, selon la relation :

$$G = \frac{E}{2.(1+\nu)} \qquad \text{Équation I.64}$$

Par ailleurs, en s'appuyant sur le principe du modèle de type « macroélément » et sur la matrice d'impédance dynamique pour l'analyse de l'interaction sol–fondation, (Gazetas, 1991) a synthétisé, à partir de ses travaux antérieurs, un ensemble complet d'expressions algébriques et d'abaques adimensionnels permettant d'estimer les rigidités K et les coefficients d'amortissement C des fondations soumises à des charges statiques ou dynamiques dans un demi-espace homogène. Ces formules s'appliquent aux fondations superficielles rigides, posées soit en surface, soit encastrées, et sollicitées par différents types de charges (axiales, excentrées, inclinées ou cycliques). Dans le cadre de la présente section, les déplacements horizontaux des semelles seront ainsi évalués à partir des raideurs horizontales correspondantes.

Pour des semelles de dimensions quelconques, installées à la surface du sol et en l'absence de butée latérale liée à l'encastrement ($D = 0$) :

$$K_{u,B} = \frac{2.G.L}{2-\nu}.\left[2 + 2{,}5.\left(\frac{A}{4L^2}\right)^{0{,}85}\right] \qquad \text{Équation I.65}$$

$$K_{u,L} = K_B - \frac{0{,}2.G.L}{0{,}75-\nu}.\left(1 - \frac{B}{L}\right) \qquad \text{Équation I.66}$$

Où $K_{u,B}$ et $K_{u,L}$ désignent respectivement les raideurs horizontales dans les directions de la largeur et de la longueur de la semelle, en l'absence d'encastrement ; B , L et A correspondent respectivement à la largeur, à la longueur et à la surface de la fondation ; G représente le module de cisaillement et ν est le coefficient de Poisson du sol.

Dans le cas particulier des fondations symétriques ($B = L$) installées en surface, les expressions se simplifient et permettent d'évaluer directement le déplacement latéral u induit par une charge horizontale H, comme suit.

1. Dans le cas des fondations carrées, on a :

$$u = \frac{H}{K_u} = \frac{2 + \nu - \nu^2}{2{,}8.E.B}.H \qquad \text{Équation I.67}$$

2. Dans le cas des fondations circulaires, on a :

$$u = \frac{H}{K_u} = \frac{2 + \nu - \nu^2}{2.E.B}.H \qquad \text{Équation I.68}$$

Pour des semelles de dimensions quelconque, encastrées ou bénéficiant d'une butée latérale ($D \neq 0$), les équations correspondantes peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$K_{u,B,enc} = K_{u,B}.\left[1 + 0{,}15.\left(\frac{D}{B}\right)^{0{,}5}\right].\left[1 + 0{,}52.\left(\frac{h}{B}.\frac{d.P}{L^2}\right)^{0{,}4}\right] \qquad \text{Équation I.69}$$

$$K_{u,L,enc} = K_{u,B,enc}.\frac{K_{u,L}}{K_{u,B}} \qquad \text{Équation I.70}$$

Où $K_{u,B,enc}$ et $K_{u,L,enc}$ représentent respectivement les raideurs horizontales dans les directions de la largeur et de la longueur pour des fondations encastrées ; P désigne le périmètre de la fondation ; d la hauteur de contact effective de la fondation encastrée avec le sol, h est la profondeur effective d'application de la charge horizontal sur le sol.

De manière analogue au cas des fondations symétriques en surface, pour des fondations symétriques avec $B = L$ et encastrées, les expressions se simplifient, permettant d'évaluer directement le déplacement latéral *u* induit par une charge horizontale H , selon les relations suivantes :

1. Dans le cas des fondations carrées, on a :

$$u = \frac{H}{K_u} = \frac{2 + \nu - \nu^2}{3{,}2.E.B.\left[1 + 0{,}68.\left(\frac{h.d}{B}\right)^{0{,}4}\right]}.H \qquad \text{Équation I.71}$$

2. Dans le cas des fondations circulaires, on aura :

$$u = \frac{H}{K_u} = \frac{2 + \nu - \nu^2}{2{,}3.E.B.\left[1 + 0{,}82.\left(\frac{h.d}{B^2}\right)^{0{,}4}\right]}.H \qquad \text{Équation I.72}$$

I.2.2.3. Rotations (*s = 0, u = 0*)

Lorsqu'une fondation superficielle est soumise à une charge excentrée, la rotation induite par ce moment de renversement peut engendrer des phénomènes critiques, tels que l'apparition de fissures locales. Cette rotation peut notamment compromettre la stabilité globale de la structure lorsque la surface de contact effective devient insuffisante. Dans ce contexte, la rotation, θ peut être définie selon :

$$\theta = \operatorname{asin}\left(\frac{s_{max} - s_{min}}{B}\right) \qquad \text{Équation I.73}$$

Où B représente la largeur de la fondation, et où les tassements maximal et minimal, $s_{max}\ et\ s_{min}$ sont estimés à partir des contraintes de contact déterminées selon la méthodologie présentée à la section I.2.1.2.

Par ailleurs, le calcul de la rotation peut également être réalisé à partir d'expressions algébriques des rigidités, comme suggéré par (Gazetas, 1991) pour des fondations superficielles rigides, qu'elles soient implantées en surface ou encastrées, sous charges statiques ou dynamiques. Les rigidités de rotation sont alors définies comme suit :

Pour des semelles de taille quelconque installées en surface de sol, en l'absence de butée latérale due à l'encastrement ($D = 0$) :

$$K_{\theta,B} = \frac{3.G}{1 - \nu}.I_B^{0{,}75}.\left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}15} \qquad \text{Équation I.74}$$

$$K_{\theta,L} = \frac{G}{1-\nu}.I_L^{0,75}.\left(\frac{L}{B}\right)^{0,25}.\left(2{,}4 + 0{,}5.\frac{B}{L}\right) \qquad \text{Équation I.75}$$

Où $K_{\theta,B}$ et $K_{\theta,L}$ représentent respectivement les raideurs rotationnelles dans les directions de la largeur et de la longueur en l'absence d'encastrement ; I_B et I_L désignent respectivement les moments d'inertie dans ces mêmes directions.

Pour des fondations symétriques ($B = L$) installées en surface, les équations de calcul de la rotation θ résultant d'un moment M peuvent être simplifiées comme suit.

1. Dans le cas des fondations carrées :

$$\theta = \frac{M}{K_\theta} = \frac{4{,}3.(1-\nu^2)}{E.B^3}.M \qquad \text{Équation I.76}$$

2. Dans le cas des fondations circulaires :

$$\theta = \frac{M}{K_\theta} = \frac{6.(1-\nu^2)}{E.B^3}.M \qquad \text{Équation I.77}$$

Pour des semelles de taille quelconque, encastrées ou avec la présence d'une butée latérale liée à l'encastrement ($D \neq 0$), on aura :

$$K_{\theta,B,enc} = K_{\theta,B}.\left\{1 + 1{,}26.\frac{d}{B}.\left[1 + \frac{d}{B}.\left(\frac{d}{D}\right)^{-0,2}.\left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}\right]\right\} \qquad \text{Équation I.78}$$

$$K_{\theta,L,enc} = K_{\theta,L}.\left\{1 + 0{,}92.\left(\frac{d}{L}\right)^{0,6}.\left[1{,}5 + \left(\frac{d}{L}\right)^{1,9}.\left(\frac{d}{L}\right)^{-0,6}\right]\right\} \qquad \text{Équation I.79}$$

Où $K_{\theta,B,enc}$ et $K_{\theta,L,enc}$ représentent respectivement les raideurs rotationnelles dans les directions de la largeur et de la longueur avec encastrement, et d désigne la hauteur de contact effective de la fondation encastrée au sol.

Pour des fondations symétriques ($B = L$) encastrées, les équations permettant de calculer la rotation θ résultant d'un moment M peuvent être simplifiées comme suit :

1. Dans le cas des fondations carrées :

$$\theta = \frac{M}{K_\theta} = \frac{4{,}3.(1-\nu^2)}{E.B^3.\left\{1 + 1{,}26.\frac{d}{B}.\left[1 + \frac{d}{B}.\left(\frac{d}{D}\right)^{-0,2}\right]\right\}}.M \qquad \text{Équation I.80}$$

2. Dans le cas des fondations circulaires :

$$\theta = \frac{M}{K_\theta} = \frac{6.(1-\nu^2)}{E.B^3.\left\{1 + 1{,}26.\frac{d}{B}.\left[1 + \frac{d}{B}.\left(\frac{d}{D}\right)^{-0,2}\right]\right\}}.M \qquad \text{Équation I.81}$$

I.2.2.4. Prise en compte des effets du temps

Dans le calcul du tassement total ou différentiel des fondations superficielles sous charge statique, la prise en compte des effets liés au temps peut être négligée. Le tassement total se compose donc d'une part immédiate, liée à l'élasticité, et d'une part dépendante du temps, associée principalement à la consolidation et au fluage, qui peuvent être exprimées de la manière suivante :

$$s_{total} = s_e + s_c + s_s \qquad \text{Équation I.82}$$

Où s_e, s_c et s_s désignent respectivement le tassement élastique, le tassement de consolidation et le tassement secondaire. Le tassement immédiat, ou tassement élastique, résulte de la redistribution instantanée des contraintes dans la masse du sol lorsqu'il est soumis à une charge. Dans un sol cohésif saturé, la contrainte appliquée est initialement supportée par la pression interstitielle. Au fur et à mesure de l'écoulement de l'eau interstitielle, cette contrainte est progressivement transférée au squelette du sol. Le tassement de consolidation correspond donc à la compression progressive du squelette du sol à mesure que l'eau interstitielle s'écoule. Enfin, le tassement secondaire résulte de la déformation plastique ou du fluage du squelette du sol sous une contrainte effective constante.

L'effet du temps, tel que le fluage, est pris en compte à l'aide de facteurs de correction : dans la méthode directe pressiométrique, cela concerne notamment un facteur d'échelle, tandis que pour la méthode pénétrométrique de Schmertmann (section I.2.2.1.1) et la méthode de Briaud (section I.2.2.1.2) un coefficient dit de *Nonveiler* est utilisé.

En effet, (Nonveiler, 1963) a proposé une méthode simple et efficace permettant d'extrapoler les résultats obtenus à court terme vers une durée de dix ans. Le tassement à un instant donné est d'abord déterminé, ici pour t_1 correspondant à un jour dans le cas d'un essai de chargement, noté s_1. Par la suite, le tassement de la fondation à un instant t peut être exprimé de la manière suivante :

$$s_t = s_1.\left(1 + \beta.\log\frac{t}{t_1}\right) \qquad \text{Équation I.83}$$

Où β est le paramètre de viscosité, défini par $\beta = \frac{\alpha.E}{\Delta\sigma.h}$

Avec E désignant le module élastique du sol, h la hauteur d'un échantillon du sol, $\Delta\sigma$ l'incrément de contrainte appliquée, et α la pente de la courbe de tassement en fonction du temps sur un axe semi-logarithmique. Les courbes de consolidation correspondant à chaque étape de chargement peuvent alors être approximativement exprimées comme suit :

$$\Delta h_t = \Delta h_1 + \alpha.\log\frac{t}{t_1} \qquad \text{Équation I.84}$$

Où Δh_1 est la déformation du sol après un jour et t est le temps total de tassement.

Dans le cas d'un champ dynamique, correspondant à une charge cyclique ou sismique, l'effet du temps peut être représenté par la fréquence, la période où le nombre de cycles de la charge oscillante appliquée à la structure. L'influence de ces paramètres sur le comportement des fondations superficielles sous charge dynamique est certainement significative, notamment en ce qui concerne

la capacité portante, comme évoqué précédemment. Nous examinerons à présent également les tassements et déplacements dynamiques qui en résultent.

I.2.2.5. Tassements et déplacements cycliques

Les tassements verticaux des fondations superficielles soumises à des charges cycliques peuvent être principalement attribués à un compactage œdométrique se produisant dans une zone restreinte sous la fondation. En effet, (Sawicki et al., 1998) ont comparé des études expérimentales et théoriques afin de proposer une méthode pour estimer les tassements des semelles sous charges cycliques. Cette approche repose sur l'hypothèse selon laquelle le compactage, défini comme une diminution irréversible de la porosité, dépend du niveau de contrainte cyclique et du nombre de cycles appliqués. Par conséquent, ils ont observé une diminution progressive de la vitesse de tassement, ainsi qu'une légère augmentation de la capacité portante (de 10 à 15 % par rapport au cas statique) avec l'incrément du nombre de cycles de chargement. La détermination du tassement est ainsi exprimée par l'intégrale suivante :

$$s = \int_0^H \varepsilon \, dz \qquad \text{Équation I.85}$$

Où ε représente la déformation volumique irréversible due au tassement, définie par :

$$\varepsilon = C_1 . \ln(1 + \xi . C_2) \qquad \text{Équation I.86}$$

Avec $C_1 = 0{,}946$ et $C_2 = 1{,}213$ étant des constantes matérielles (dans ce cas, pour du sable). La variable ξ, qui dépend des contraintes en conditions œdométriques et du nombre de cycles, est donnée par :

$$\xi = (\sigma_z - \sigma_x) . N = (1 - K_0) . N . \sigma_z \qquad \text{Équation I.87}$$

Où σ_z et σ_x représentent respectivement les contraintes verticale et horizontale dans le sol, en fonction du coefficient de repos K_0 et du nombre de cycles de chargement N. La profondeur de la zone active de tassement, H (Figure I.31) est estimée par :

$$H = \frac{B}{2} . tan\alpha \qquad \text{Équation I.88}$$

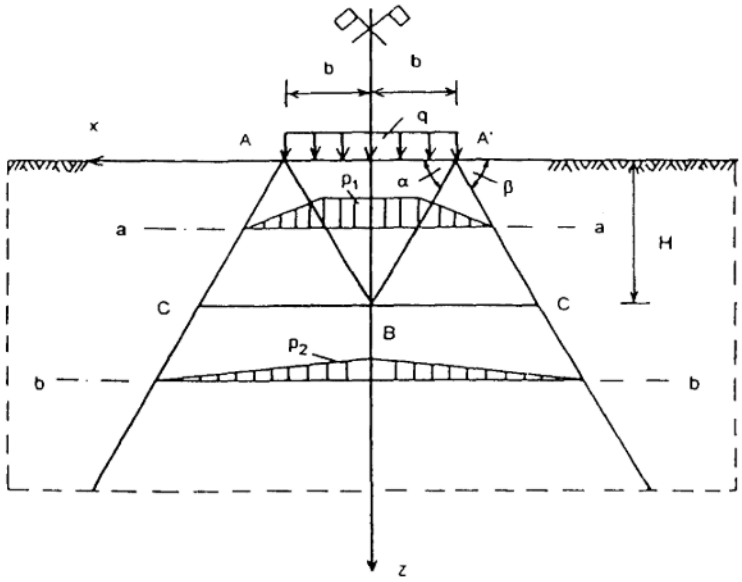


Figure I.31 : Approximation de la « zone active » sous une fondation (Sawicki et al., 1998)

Avec $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$. Basé sur le calcul en équilibre global, la stresse maximale verticale, p trouvée au milieu de la zone de tassement où la profondeur $z \in (0, H)$ est estimée comme suit :

$$p = \frac{q.B}{2.\left[\frac{B}{2} + \frac{1}{2}.z.\left(\frac{1}{tan\beta} - \frac{1}{tan\alpha}\right)\right]} \qquad \text{Équation I.89}$$

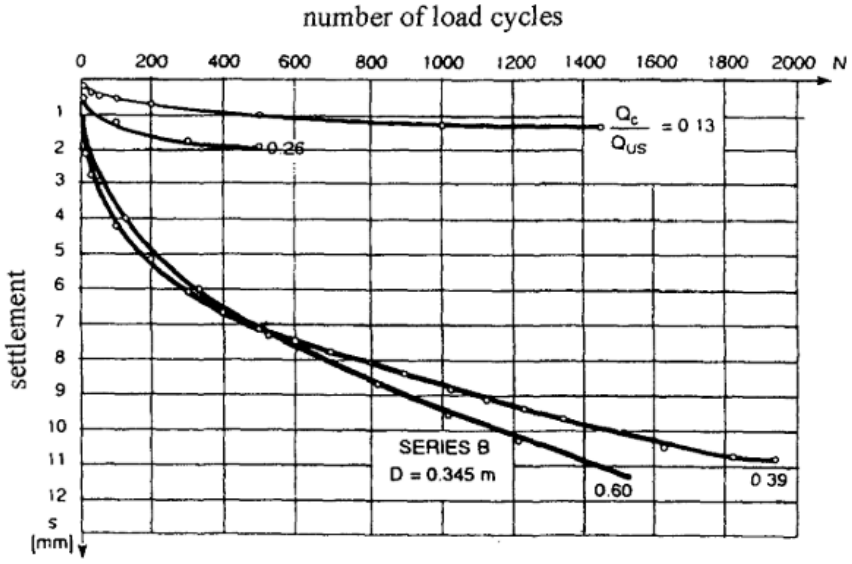


Figure I.32 : Exemples de tassements des fondations en fonction du nombre de cycles de chargement pour différents niveaux de charge cyclique (Sawicki et al. 1998)

En outre, les résultats obtenus par les auteurs montrent une meilleure précision par rapport aux mesures expérimentales, comparativement à la méthode empirique proposée par (Raymond & Komos, 1978) qui tend à surestimer ces résultats, en particulier pour une fondation circulaire dans un état axisymétrique.

De manière générale, lorsqu'une fondation est soumise à des charges dynamiques, l'interaction cinématique se produit lorsque la rigidité d'une structure enterrée empêche les déplacements naturels du sol, générant ainsi des efforts horizontaux et des moments supplémentaires. L'interaction inertielle, quant à elle, résulte des forces inertielles dues à l'accélération de la structure, provoquant également des déformations additionnelles significatives dans le sol.

Le comportement dynamique des fondations soumises à des charges complexes peut être modélisé à l'aide de la méthode des sous-structures, dans laquelle le sol est représenté par des ressorts et des amortisseurs simulant les mouvements de translation et de rotation (Figure I.33). La raideur des ressorts et la constante des amortisseurs sont définies à partir des fonctions d'impédance élastique complexe, dépendant de la fréquence, via des expressions analytiques établies sur la base d'hypothèses simplificatrices. Ce concept de « macroélément » a été initialement introduit pour les fondations superficielles par (Nova & Montrasio, 1991). Le modèle est formulé en termes de résultants de forces verticale, horizontale et de moments appliqués sur la semelle, normalisés par la capacité portante verticale, et a été utilisé pour prédire les déplacements de la semelle sous une charge quasi-statique monotone.

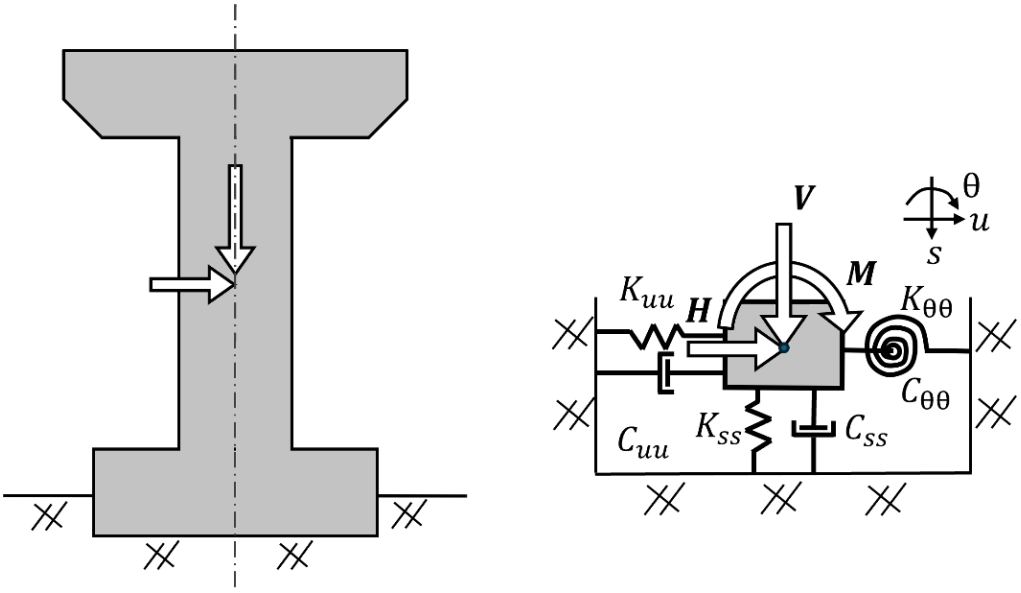


Figure I.33 : Principe de la méthode du « macroélément » : modélisation du sol par des ressorts et des amortisseurs

Dans le cas d'une semelle circulaire parfaitement rigide reposant à la surface du sol, (Chatzigogos et al., 2009) ont ultérieurement noté que les incréments de forces et de déplacements peuvent être reliés par l'introduction d'une matrice de rigidité générale maximale, dont les expressions, liées à la charge limite verticale V_{max} sont présentées dans Tableau I.13. Ces expressions correspondent essentiellement à des impédances statiques, tout en représentant également la partie réelle des impédances dynamiques correspondantes. Elles sont indépendantes de la fréquence, ce qui permet de réaliser un calcul approximatif en négligeant la partie imaginaire associée à l'amortissement par rayonnement.

La matrice de rigidité, donnée par l'Équation I.90 est exprimée en termes de raideurs dénotées comme suit : K_{ss} pour la rigidité verticale, K_{uu} pour la rigidité horizontale, $K_{\theta\theta}$ pour la rigidité rotationnelle, les raideurs de couplage $K_{su} = K_{us}$, $K_{s\theta} = K_{\theta s}$, $K_{u\theta} = K_{\theta u}$.

$$\begin{pmatrix} V \\ H \\ M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{ss} & K_{su} & K_{s\theta} \\ K_{us} & K_{uu} & K_{u\theta} \\ K_{\theta s} & K_{\theta u} & K_{\theta\theta} \end{pmatrix} . \begin{pmatrix} s \\ u \\ \theta \end{pmatrix} \qquad \text{Équation I.90}$$

Tableau I.13 : Raideurs d'une fondation circulaire : approche « pseudo-statique » (Chatzigogos et al., 2009)

	Verticale	Horizontale	Rotationnelle
Raideur résultante	$K_{ss} = \frac{2.G.B^2}{V_{max}.(1-\nu)}$	$K_{uu} = \frac{4.G.B^2}{V_{max}.(2-\nu)}$	$K_{\theta\theta} = \frac{G.B^2}{3.V_{max}.(1-\nu)}$
Profondeur d'influence	$z_{inf} \leq 6B$	$z_{inf} \leq 2B$	$z_{inf} \leq 1B$

En outre, comme mentionné précédemment dans les sections I.2.2.2 et I.2.2.3, (Gazetas, 1991) a également proposé un ensemble complet de formules permettant de déterminer les raideurs statiques K pour des fondations superficielles de dimensions quelconques. En régime vibrationnel, ces raideurs sont associées à des coefficients dynamiques $k(\omega)$ et se transforment ainsi en raideurs dynamiques des « ressorts », $\overline{K}$:

$$\overline{K} = \overline{K}(\omega) = K.k(\omega) \qquad \text{Équation I.91}$$

D'après (Bowles, 1997), le coefficient dynamique peut être défini comme suit :

$$k(\omega) = \sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left(2.D_z.\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \qquad \text{Équation I.92}$$

Où ω représente la fréquence de vibration, $\omega_n = \sqrt{\frac{K_z}{m}}$ est la fréquence naturelle avec m dénotant le poids ; et $D_z = \frac{c_z}{c_{z,c}} \leq 1$ est le coefficient d'amortissement, avec c_z représentant l'amortissement et $c_{z,c} = 2\sqrt{K_z.m}$ représentant l'amortissement à l'état critique. Les formules des raideurs statiques sont présentées dans le Tableau I.14 pour différente modes de vibration.

Tableau I.14 : Raideurs statiques pour des fondations superficielles avec approche vibrationnelle de Gazetas

	Raideur résultante	
Verticale	$K_s = \frac{2.G.L}{1-\nu}.\left[0{,}73 + 1{,}54.\left(\frac{A}{4L^2}\right)^{0{,}75}\right]$ Equation I.93	
Horizontale dans latérale, B et longitudinale, L direction	$K_{u,B} =$ Équation I.65	$K_{u,L} =$ Équation I.66
Rotationnelle dans latérale, B et longitudinale, L direction	$K_{\theta,B} =$ Équation I.74	$K_{\theta,L} =$ Équation I.75

I.3. Conclusion de la Partie I

À partir d'une revue approfondie et systématique de la littérature existante, cette première partie propose une synthèse complète et détaillée sur le comportement des fondations superficielles soumises à différents types de sollicitations. Un large éventail de modes de sollicitations a ainsi été examiné, allant du mode statique (ou monotone) au mode dynamique (cyclique et sismique). De plus, l'ensemble des types de chargement a été pris en compte, depuis les cas simples, où les charges appliquées sont verticales et centrées et provoquent des réponses distribuées de manière symétrique, jusqu'aux cas plus complexes impliquant des charges excentrées, inclinées ou combinées (*V-H-M*), générant une répartition asymétrique et complexe des réactions du sol.

En conséquence, plusieurs méthodes de calcul sont présentées, permettant d'estimer la capacité portante — définie comme la charge maximale appliquée au sol jusqu'à l'apparition de la rupture ou d'un tassement excessif de la structure — ainsi que de prédire les tassements et déplacements des fondations superficielles. Ces méthodes s'appuient sur des paramètres caractéristiques du sol issus de différentes techniques, allant des essais en laboratoire aux essais in situ, tels que les essais pressiométriques ou pénétrométriques statiques, utilisés dans les méthodes de design direct. Les données obtenues comprennent principalement la résistance ou les modules équivalents du sol, qui sont ensuite convertis en valeurs caractéristiques au niveau des fondations par des corrélations empiriques ou semi-empiriques et des relations élastiques, permettant de déterminer la contrainte limite et la déformation du sol. Ces méthodes ont en effet été développées et/ou validées sur la base d'expérimentations à échelle réelle ou sur des modèles physiques. Ce volet sera présenté et discuté dans la troisième partie.

Enfin, grâce à des études numériques ou analytiques, de nombreux facteurs de correction ont également été proposés afin d'améliorer les formules existantes. Ceux-ci permettent de généraliser le calcul des fondations superficielles en intégrant différents paramètres liés à la semelle — tels que la forme, la profondeur d'encastrement et la proximité d'un talus —, à la charge appliquée — notamment l'excentricité et l'inclinaison —, ainsi qu'aux effets liés au temps.

Partie II – Développement d'une méthodologie pour la conception des fondations superficielles à l'aide de l'essais DCLT

II.1. Introduction

Les essais in situ occupent une place essentielle en géotechnique, tant pour la recherche que pour les applications pratiques en ingénierie (fondations, tunnels, remblais). Les données qu'ils fournissent permettent non seulement de caractériser et de classer les sols en déterminant directement leur résistance, mais également de prédire leur comportement lorsqu'ils interagissent avec des bâtiments ou d'autres structures géotechniques soumises à des charges. (Greenwood, 2005) a proposé une classification des essais in situ en trois grandes catégories : (i) les essais empiriques, dont les résultats dépendent fortement de l'expérience des opérateurs, tels que l'essai au pénétromètre standard (SPT) ; (ii) les essais semi-empiriques, pour lesquels les relations entre paramètres et mesures sont établies mais présentent encore certaines limites, comme l'essai au pénétromètre statique (CPT) ; (iii) les essais analytiques, plus avancés, permettant de contrôler les mesures — en particulier vis-à-vis des contraintes appliquées —, à l'instar de l'essai pressiométrique de Ménard (PMT).

Les méthodes de dimensionnement issues des deux dernières catégories d'essais ont déjà été discutées en détail dans la première partie. Parallèlement, les pénétromètres dynamiques constituent également un outil de caractérisation des sols de surface, largement répandu à l'échelle mondiale et bénéficiant d'une longue histoire de développement. En outre, les possibilités d'amélioration et d'exploitation des données issues de cette technique dans le calcul géotechnique demeurent un champ de recherche et d'innovation particulièrement actif, notamment en France, où l'essai pressiométrique reste une méthode de référence. Dans cette deuxième partie, l'analyse portera donc principalement sur les pénétromètres dynamiques et leurs applications, en particulier dans le dimensionnement des fondations superficielles. L'accent sera mis à la fois sur l'évaluation de la capacité portante du sol et sur l'estimation du tassement des fondations, afin de répondre aux critères de service.

Dans un premier temps, une présentation succincte mais suffisamment complète des essais pénétrométriques dynamiques — comprenant l'essai de pénétration au carottier, l'essai SPT et les essais au pénétromètre à énergie variable à travers leurs trois générations de développement — sera proposée. Cette présentation permettra de retracer leur évolution historique et de comprendre leurs principes de fonctionnement. Dans un second temps, les méthodes de calcul des fondations superficielles basées sur les pénétromètres dynamiques seront exposées en détail. Une nouvelle approche de conception sera ensuite présentée, reposant sur l'application de la troisième génération, Panda® 3, également appelée essai DCLT. Enfin, une attention particulière sera accordée à la phase de validation de la méthode proposée, afin d'évaluer sa pertinence et sa fiabilité par comparaison avec d'autres méthodes existantes ainsi qu'avec des données expérimentales.

II.2. Les pénétromètres dynamiques

II.2.1. Essai au pénétromètre dynamique

L'apparition du pénétromètre en tant qu'outil de caractérisation des sols est supposée survenir dès le XVIIe siècle, car il existe peu d'information de son utilisation antérieurement. En effet, le premier dispositif de sonde à bélier, qui est constitué des tiges enfoncées à l'aide d'un marteau de forgeron

et la pénétration de chaque coup mesurée, a été inventé en Allemagne par Nicolaus Goldmann (1611 – 1665) (Massarsch, 2014). À l'issue d'une longue période de délaissement, l'histoire du pénétromètre dynamique léger a connu un développement rapide au cours du XXe siècle, tel que l'outil de Künzel Prüfstab (Künzel, 1936) qui a ensuite abouti à sa standardisation en Allemagne en 1964. Au niveau international, le premier pénétromètre dynamique lourd a été développé en Suède vers 1935. Le pénétromètre dynamique de Scala (Scala, 1956) a également largement été utilisé pour évaluer la résistance au cisaillement de matériau chaussée en Australie. En France, les premières améliorations majeures en matière de conception et d'équipements de cette technique n'ont été apportées qu'en 1989 lorsque Roland Gourvès a proposé le premier pénétromètre instrumenté léger à énergie variable dynamique, dénommé PANDA®, un acronyme signifiant *Pénétromètre Automatique Numérique Dynamique Assisté par ordinateur* (Gourvès, 1991).

Bien que leur développement ait connu un certain retard par rapport aux pénétromètres statiques, les pénétromètres dynamiques — en particulier les modèles légers — conservent une importance notable en raison de leurs avantages intrinsèques. Sur le plan économique, ils représentent des outils adaptés et efficaces pour la mise en œuvre de projets de petite échelle, tels que les fondations superficielles de maisons individuelles ou de petits ouvrages d'art. Du point de vue de l'ergonomie, ils présentent l'avantage d'être facilement mobilisables, même sur des sites difficilement accessibles (pentes, zones souterraines, milieux boisés, etc.). Enfin, dans le cadre de la reconnaissance spatiale des sols de surface, l'utilisation du pénétromètre dynamique léger permet de réaliser un nombre élevé d'essais sur site en un temps réduit, offrant ainsi une densité de mesures bien supérieure à celle des méthodes classiques.

Le principe général des pénétromètres dynamiques repose sur la transformation de l'énergie potentielle d'une masse (ou mouton) chutant d'une hauteur fixe en énergie cinétique. Lors de l'impact, cette énergie est transmise à un train de tiges muni d'une pointe conique (le pénétromètre), provoquant sa pénétration dans le sol et permettant ainsi d'estimer la résistance rencontrée à chaque enfoncement. L'énergie de battage ainsi générée est considérée comme constante, à la différence des pénétromètres à énergie variable, qui seront présentés dans le chapitre suivant. Plusieurs formulations analytiques ont été proposées pour traduire ce principe, en s'appuyant sur des hypothèses simplificatrices (Lowery et al., 1968) et (Mosley & Raamot, 1970). Parmi elles, la formule dite « hollandaise » est la plus largement utilisée et a été retenue dans la norme NF EN ISO 22476-2 (AFNOR, 2005b), comme présentés dans l'Équation II.1 suivant :

$$q_d = \frac{E}{A_p . e_p} \cdot \frac{M}{M + P} \qquad \text{Équation II.1}$$

Où q_d dénote la résistance de pointe dynamique, E est l'énergie potentielle du mouton, estimée théoriquement $E = M.g.h$ avec M est la masse de mouton, g est l'accélération de la pesanteur, h est la hauteur de chute, A_p est la section de la pointe conique, et e_p est l'enfoncement du pénétromètre dans le sol, P est le poids du pénétromètre (les tiges, la tête et la pointe). Cette formule est établie sous l'hypothèse que le choc entre le mouton et l'enclume du pénétromètre est parfaitement mou, et qu'aucun frottement latéral n'intervient autour des tiges. Dans ces conditions idéalisées, l'intégralité de l'énergie est supposée être transmise à la pointe enfoncée dans le sol, dont le comportement est considéré comme parfaitement plastique durant la phase de pénétration.

Il existe, dans la pratique, plusieurs variantes de pénétromètres dynamiques. Les pénétromètres de type A dans la norme NF P94-114 (AFNOR, 1990a), sont conçus pour réduire les frottements latéraux entre le sol et les tiges grâce à l'injection de boue de forage à la base du train de tiges. En revanche, les pénétromètres de type B dans la norme NF P94-115 (AFNOR, 1990b), dépourvus de ce dispositif, présentent une conception plus simple et plus économique puisqu'ils ne nécessitent pas l'emploi de boue de forage, mais ils induisent en contrepartie des frottements latéraux plus importants.

Par ailleurs, ces outils de reconnaissance des sols peuvent également être classés selon leur taille ou leur puissance de pénétration. Les pénétromètres dynamiques légers (DPT, *Dynamic Penetrometer Test*) sont compacts et portables, ce qui les rend particulièrement pratiques, notamment pour des reconnaissances rapides en surface. Leur efficacité reste toutefois limitée pour des sondages en grande profondeur, d'autant plus que leur mise en œuvre repose sur la force manuelle, ce qui réduit leur performance sur des terrains raides. À l'inverse, les pénétromètres dynamiques lourds ou super lourds (DPSH, *Dynamic Penetrometer Super Heavy*), tels que le Grizzly®, sont motorisés et permettent d'atteindre des profondeurs plus importantes, généralement comprises entre 15 et 30 mètres (Escobar et al., 2016) (Figure II.1).



Figure II.1 : Pénétromètre dynamique type super lourd DPSH automatique sur chenille et instrumenté, Grizzly® 3 (Escobar et al., 2016)

II.2.2. Essai de pénétration au carottier battu SPT

Les essais de pénétration au carottier, plus connus sous l'appellation d'essais de pénétration standard, SPT (en anglais *the Standard Penetration Test*) trouvent leur origine aux États-Unis en 1902, à l'initiative de l'entreprise Raymond Pile. Le principe consistait alors à battre dans le sol un carottier de 25 mm de diamètre après un pré-forage réalisé par lavage. L'historique du développement du pénétromètre au carottage a été synthétisé par (Broms & Flodin, 1988). Ce type d'essai a par la suite été perfectionné et normalisé pour la première fois dans les années 1930, afin de permettre le prélèvement d'échantillons de sol au moyen d'un carottier de 51 mm de diamètre extérieur, enfoncé par l'énergie produite par la chute libre d'un poids de 63,5 kg tombant d'une hauteur de 76 cm. Les spécifications techniques détaillées de l'essai sont décrites dans les normes de référence, notamment (ASTM D1586-11, 2022) aux Etats-Unis et les normes NF P94-114 et -115 (AFNOR, 1991) en France.

À l'échelle mondiale, l'essai de pénétration au carottier (SPT) s'impose comme l'une des méthodes in situ les plus largement utilisées parmi l'ensemble des techniques d'investigation géotechnique. Historiquement, cette méthode a été préconisée comme alternative pour l'échantillonnage des sols granulaires, qui se révèlent souvent difficiles à tester en laboratoire. Toutefois, dans le cas de sols grossiers, tels que les sols graveleux, le SPT est généralement considéré comme peu approprié : l'énergie de battage appliquée se révèle en effet insuffisante pour assurer la pénétration, tandis que la taille des particules de gravier demeure importante par rapport au diamètre effectif de l'échantillonneur (Harder, 1997). Afin de surmonter ces limitations, plusieurs variantes du SPT, fondées sur des pénétrations à plus grande échelle, ont été développées, rendant désormais cette méthode applicable à un spectre plus étendu de conditions de sol.

La procédure de l'essai SPT se déroule en deux étapes principales : la préparation du forage et le battage du carottier (AFNOR, 1991). Dans un premier temps, un trou de forage est réalisé jusqu'à la profondeur souhaitée, puis soigneusement nettoyé. En cas d'instabilité des parois, un tubage et/ou l'utilisation d'une boue de forage est requise afin de garantir la stabilité du trou. Le carottier, solidaire du train de tiges, est ensuite introduit au fond du forage et soumis à l'enfoncement. L'enfoncement libre sous l'effet de la gravité est d'abord mesuré : s'il dépasse 45 cm, l'essai est interrompu et la valeur de la résistance à la pénétration (N) est fixée conventionnellement à zéro. Si, au cours des 15 premiers centimètres de pénétration, le nombre de coups de mouton dépasse 50, cette pénétration est considérée comme une phase d'amorçage. Les coups correspondants, notés N_0, ne sont pas pris en compte, car ils peuvent refléter la présence de débris ou de sols relâchés dans le forage après le nettoyage.

L'essai se poursuit ensuite par deux phases successives de battage sur 15 cm chacune. Le nombre de coups nécessaires à chaque enfoncement est respectivement noté N_1 et N_2. La résistance à la pénétration normalisée est alors définie par : $N = N_1 + N_2$. Figure II.2 illustre le schéma de l'appareillage utilisé pour la réalisation du SPT.

Par ailleurs, l'indice brut N doit être corrigé afin de tenir compte de divers facteurs d'influence, tels que la longueur des tiges, le type de carottier, ou encore l'efficacité réelle du système de battage. En effet, (Seed et al., 1985) et (Skempton, 1986) ont proposé de normaliser la valeur mesurée en fonction de l'énergie de référence E_{60}, correspondant à 60% de l'énergie théorique du mouton. Cette correction conduit à l'indice normalisé N_{60}, défini selon l'Équation II.2. Cette correction est associée à l'indice normalisé N_{60} présentée comme suit :

$$N_{60} = \frac{N.E_t}{E_{60}} \qquad \text{Équation II.2}$$

Où E_t correspond à l'énergie effectivement transmise au train de tiges, laquelle a fait l'objet de plusieurs recherches. (Schmertmann & Palacios, 1979) ont proposé la méthode d'intégration des forces par laquelle l'énergie est en fonction de la force appliquée carrée, connue comme EF2 pour l'estimer. Toutefois, cette approche présente des limites, puisqu'elle peut conduire à des résultats erratiques, voire à des valeurs supérieures à l'énergie potentielle théorique du marteau, ce qui est physiquement impossible. Pour pallier ces incohérences, (Sy & Campanella, 1991) ont introduit la méthode d'intégration force–vitesse par laquelle l'énergie est calculée par la vitesse particulaire et la force, connue comme EFV, jugée plus pertinente et fiable. En effet, la différence entre l'énergie initiale et celle transmise est due à la perte d'énergie causée par plusieurs phénomènes, tels que le

contact entre le marteau et l'enclume, le changement de la section transversale des tiges, le frottement latéral des tiges ou la perte en chaleur, etc.

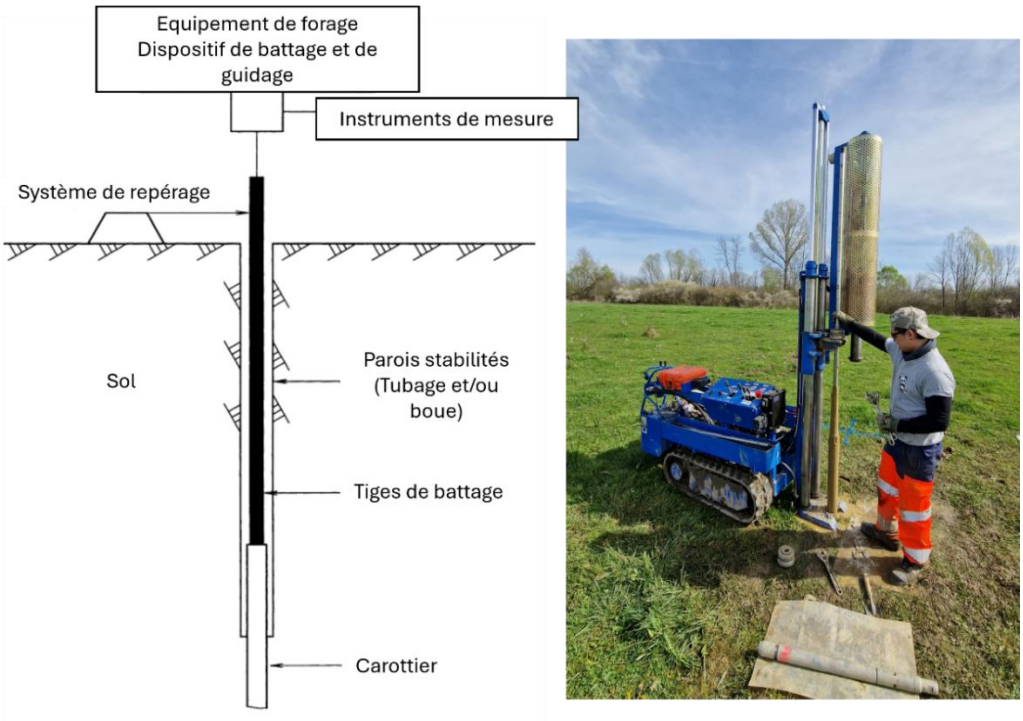


Figure II.2 : a) Principe de l'essai de pénétration au carottier dans la norme NF P94-116 (ARNOR 1991), b) réalisation de l'essai SPT sur un site liquéfié

II.2.3. Essai au pénétromètre dynamique à énergie variable Panda®

II.2.3.1. Contexte historique de l'essai

Inventé en 1989 au laboratoire C.U.S.T. (Centre Universitaire des Sciences et Techniques) de Clermont-Ferrand, France (Gourvès, 1991), le pénétromètre dynamique à énergie variable Panda® (*Pénétromètre Automatique Numérique Dynamique Assisté par ordinateur*) appartient à la famille des pénétromètres dynamiques légers et portables. Il est actionné par un marteau manuel délivrant des énergies variables, adaptées aux différentes rigidités de sol. À chaque coup, l'énergie transmise est mesurée par des capteurs, tandis que la profondeur de pénétration est enregistrée en continu.

Le pénétromètre est équipé d'un train de tiges de 14 mm de diamètre et 500 mm de longueur, surmonté d'une pointe conique débordante avec un angle au sommet de 90° et une section transversale de 2 ou 4 cm² (diamètres respectifs : 15,9 ou 22,5 mm), permettant de limiter les effets du frottement latéral autour des tiges. L'utilisation d'un tubage ou de boue de forage reste possible si nécessaire. La résistance dynamique de pointe est calculée selon la formule hollandaise modifiée, conformément à la norme NF EN ISO 22476-2 (AFNOR, 2005b).

Depuis sa création, trois générations de Panda® (Figure II.3) ont été développées et appliquées en pratique, comme résumé par (Benz Navarrete et al., 2024). La première version (Gourvès, 1991), était équipée de capteurs à effet Hall pour mesurer précisément l'énergie cinématique lors de l'impact du marteau manuel de 2,5 kg. La pénétration de la pointe était mesurée à l'aide d'un encodeur numérique, et la résistance dynamique était calculée selon la formule hollandaise (Gourvès, 1991), (Gourvès & Zhou, 1997) et (Zhou, 1997).

La deuxième génération, Panda® 2, développée en 2002, a introduit une innovation majeure : le transfert d'énergie sous forme d'onde de contrainte, mesurée par des jauges de contrainte après chaque coup (Benz-Navarrete, 2009). L'énergie transmise est alors déterminée par la méthode d'intégration des forces EF2 (Schmertmann & Palacios, 1979). Le marteau a été allégé et modifié pour produire une onde de compression semi-sinusoïdale.

Enfin, la troisième génération, Panda® 3 (Benz Navarrete et al., 2013 ; Benz Navarrete et al., 2022) intègre des capteurs plus avancés (accéléromètres, jauges de contrainte et mesure d'enfoncement) ainsi que des dispositifs pour l'acquisition, le stockage et l'affichage des données. Cette version permet de résoudre les équations d'ondes directement, et fournit non seulement le profil en profondeur de la résistance dynamique de pointe (pénétrogramme), mais aussi des paramètres complémentaires tels que le module dynamique ou la célérité des ondes. Par ailleurs, Panda® 3 autorise la construction de courbes DCLT (*Dynamic Cone Loading Test*) expérimentales pour chaque point d'impact, représentant la relation entre la résistance dynamique q_d et la pénétration de pointe s_p.



Figure II.3 : L'évolution de trois générations du pénétromètre dynamique à énergie variable Panda®

II.2.3.2. Essai DCLT à l'aide du Panda® 3

Le principe de fonctionnement du Panda® 3, utilisé pour l'essai DCLT, repose sur le même concept que la première version développée par Gourvès, tout en intégrant des capteurs avancés, notamment dans l'enclume du pénétromètre. Ces capteurs permettent de mesurer les variations de déformation et d'accélération générées par l'onde de compression pour chaque coup d'impact.

Concrètement, lors de l'impact, l'énergie potentielle du marteau se convertit en énergie cinétique, générant une onde de compression qui se propage dans le train de tiges jusqu'à la pointe du pénétromètre, provoquant la déformation du sol. Une partie de cette onde est réfléchie à l'interface pointe/sol et remonte dans les tiges, créant une superposition simultanée d'ondes descendante et remontante.

Les grandeurs dynamiques en pointe — force, accélération et vitesse — sont ensuite calculées à l'aide des équations d'onde, après découplage et reconstruction des ondes élémentaires (Benz Navarrete et al., 2013) et (Tran et al., 2019). Ces calculs permettent d'estimer plusieurs paramètres dynamiques essentiels du sol, tels que la résistance, la déformation, l'amortissement, ainsi que la

célérité des ondes de compression et de cisaillement. Enfin, comme mentionné précédemment, cette approche permet de tracer la courbe expérimentale DCLT de résistance dynamique en fonction de la pénétration, à partir du pénétrogramme enregistré pour chaque impact du marteau (Figure II.4).

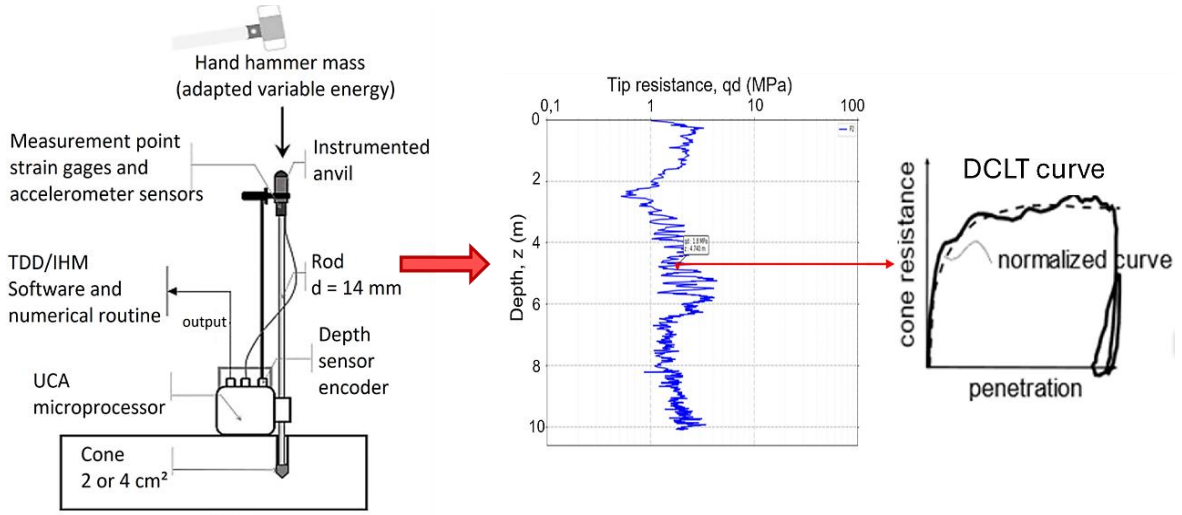


Figure II.4 : Equipement et principe de l'essai DCLT ou Panda 3

Différentes méthodologies analytiques sont mises en œuvre afin d'exploiter la courbe de DCLT et d'estimer plusieurs paramètres additionnels du sol, tels que la résistance de pointe dynamique et pseudo-statique, le module de déformation dynamique ou encore la célérité des ondes (Benz Navarrete et al., 2022). Dans une configuration expérimentale simplifiée, les essais Panda® 3 sont réalisés sur divers matériaux (bois, béton, sable et argile sableuse) afin d'évaluer la répétabilité, la sensibilité et la fiabilité des courbes de DCLT obtenues. Ces résultats sont ensuite analysés en fonction des conditions d'essai (longueur des tiges, énergie de battage, etc.) ainsi que des caractéristiques intrinsèques du sol (nature, densité, entre autres). Par ailleurs, la méthode des polaires de choc, proposée par (Aussedat, 1970), est également appliquée. Elle permet de déterminer l'impédance mécanique et la vitesse de propagation des ondes dans le sol, contribuant ainsi à conforter les études menées sur la répétabilité et la sensibilité des résultats obtenus.

Pour l'interprétation des courbes expérimentales de DCLT, il est possible d'appliquer la méthode d'analyse issue du modèle simplifié de pieux proposé par (Smith, 1960), (c.f. Figure II.5). Selon ce modèle, la courbe peut être décomposée en trois phases successives en fonction du déplacement. La première phase correspond à la pénétration dynamique complète, dominée par l'inertie et la vitesse d'enfoncement. La deuxième phase, dite de pénétration plastique par cisaillement, dépend conjointement de la vitesse de pénétration et de l'amplitude du déplacement. Enfin, la troisième phase correspond au cycle de déchargement/rechargement, qui intervient lorsque la vitesse de pénétration devient nulle. Elle est principalement gouvernée par le déplacement élastique, puisque l'énergie fournie n'est alors plus suffisante pour induire une nouvelle pénétration.

Du point de vue des contraintes, la résistance de pointe totale q_d peut être exprimée comme la somme de trois composantes présentées dans l'Équation II.3 : la résistance pseudo-statique, q_s, la résistance dynamique visqueuse, q_{dyn} et la résistance inertielle, q_{in}.

$$q_d(t).A_p = (q_s + q_{dyn}(t) + q_{in}(t)).A_p = Q_d = k_s.u + c_s.\dot{u} + m_p.\ddot{u} \qquad \text{Équation II.3}$$

Où u, $\dot{u}$ et $\ddot{u}$ sont respectivement le déplacement, la vélocité et l'accélération à l'interface pointe/sol ; Q_d est la force dynamique totale et A_p est l'aire de section de la pointe. Pour la résistance inertielle, $q_{in} = m_p.\ddot{u}$, elle peut être négligée en raison de la masse légère du pénétromètre. La résistance pseudo-statique, $q_s = k_s.u$ dépend en revanche du déplacement et est modélisée à l'aide d'une loi élastique non linéaire parfaitement plastique. Tandis que q_{dyn} dépend de la vitesse de pénétration et est calculée par le biais d'un amortisseur par rayonnement. Les constantes k_s du ressort et c_s de l'amortisseur sont définies selon :

$$k_s = \frac{4.G_s.R_H}{(1-\nu_s)} \qquad \text{Équation II.4}$$

$$c_s = \frac{3{,}4.R_H^2.\sqrt{G_s.\rho_s}}{(1-\nu_s)} \qquad \text{Équation II.5}$$

Avec R_H est le rayon équivalent et G_s, ρ_s et ν_s sont respectivement le module de cisaillement, la densité et le coefficient de Poisson du sol (El Naggar & Novak, 1994 et 1996).

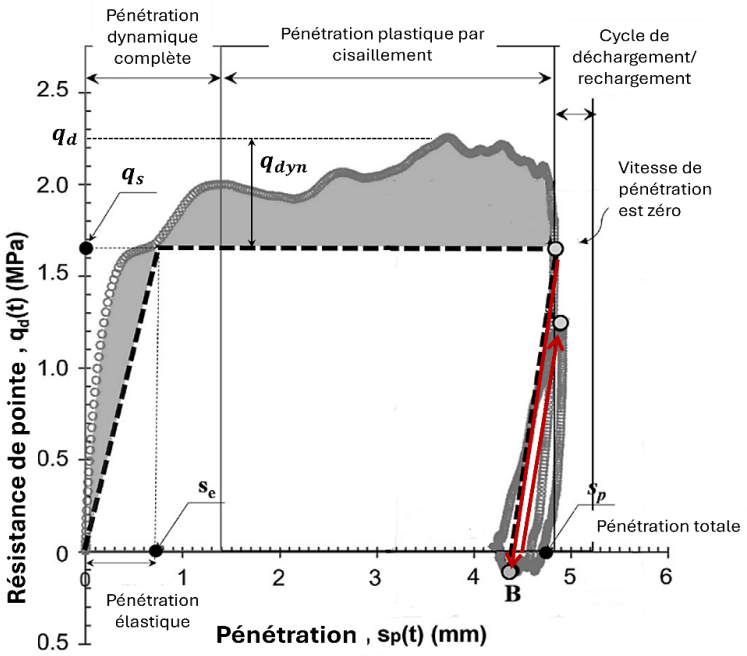


Figure II.5 : Interprétation de la courbe de DCLT expérimentale à l'aide du modèle simplifié de pieux (Benz Navarrete et al., 2022)

Ainsi, l'interprétation des courbes expérimentales de DCLT nécessite la détermination de deux paramètres principaux, liés respectivement à la résistance et à la déformation du sol.

En ce qui concerne la résistance pseudo-statique q_s (Oliveira et al., 2022) ont conduit des essais pénétrométriques de chargement en pointe sur des sables de référence, à la fois en mode dynamique (DCLT) et en mode statique (CPT). L'objectif était de dissocier les contributions statiques et dynamiques, en appliquant différentes méthodes analytiques pour estimer la résistance ultime à partir des essais DCLT. Parmi celles-ci, la méthode du point de déchargement, UPM (*Unloading*

Point Method) proposée par (Middendorp et al., 1992) a montré la meilleure concordance avec les résultats expérimentaux et est retenue pour l'estimation de la résistance pseudo-statique q_s.

Concernant le module dynamique, E_d (Tran et al., 2018, 2019) ont proposé de l'évaluer à partir de la fonction de transfert, FRF (*Frequency Response Function*), exprimée dans le domaine fréquentiel. Cette approche permet d'analyser la réponse spectrale des signaux de sortie mesurés en pointe (accélération, vitesse, déplacement) par rapport aux signaux d'entrée (force ou résistance). En assimilant la pointe conique du pénétromètre à une plaque circulaire rigide encastrée dans un demi-espace élastique, selon l'approche classique de Boussinesq, il devient alors possible d'exprimer le module de déformation comme une fonction proportionnelle de la fréquence.

En conséquence, les courbes expérimentales de DCLT décrivant la relation résistance–pénétration peuvent être ajustées en connaissant la résistance pseudo-statique q_s et le module dynamique E_d. L'ajustement est réalisé à l'aide d'un modèle élastoplastique non linéaire, introduit sous la forme d'un modèle hyperbolique simplifié, tel que présenté dans les paragraphes suivants.

II.3. Dimensionnement des fondations superficielles à l'aide des essais au pénétromètre dynamique

II.3.1. Méthode basée sur les résultats des essais au pénétromètre dynamique en général

Grâce à leurs avantages intrinsèques, renforcés par les développements récents en matière de capteurs et d'instrumentation, les pénétromètres dynamiques constituent désormais un outil pratique et pertinent pour les investigations in situ. Ils permettent non seulement d'explorer différents types de sols, mais également de fournir un ensemble de données variées et fiables.

Cependant, l'exploitation de ces résultats pour des applications géotechniques, en particulier pour le dimensionnement des fondations superficielles, reste encore largement fondée sur des approches empiriques anciennes. Ces méthodes, bien qu'utilisées depuis plusieurs décennies, ne bénéficient pas d'une normalisation rigoureuse permettant leur application systématique en pratique courante.

À titre d'exemple, pour une semelle de largeur *B*, de longueur *L* et d'encastrement *D*, soumise à une charge verticale centrée, le (DTU 13.12, 1988) propose d'estimer la contrainte de rupture à partir de coefficients empiriques définis comme suit :

$$q_u = \frac{q_d}{5 \text{ à } 7} \qquad \text{Équation II.6}$$

Dans cette approche, la capacité portante ultime de la fondation, q_u, est reliée à la résistance dynamique, q_d, obtenue à partir du profil de pénétration en fonction de la profondeur. Le facteur de portance k_d (Reiffsteck et al., 2022) est ainsi évalué dans une plage comprise entre 0,14 et 0,20. Cette méthode a particulièrement attiré l'attention pour son application aux sols argileux. Toutefois, elle n'a pas été retenue dans l'élaboration de la norme française actuelle relative au dimensionnement des fondations superficielles NF P94-261 (AFNOR, 2013), qui privilégie des approches plus rigoureuses et généralisables.

En complément, sur la base d'une comparaison systématique entre les résultats d'essais en vraie grandeur sur fondations et ceux issus de sondages au pénétromètre dynamique réalisés par le réseau du Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LPC) sur divers sites expérimentaux, (Bigot, 1984), a proposé un facteur de portance pénétrométrique dynamique $k_d = 0{,}225$. Cette valeur reste cohérente avec l'intervalle proposé par (DTU 13.12, 1988). Dans la quasi-totalité des cas étudiés, les sites avaient fait l'objet de campagnes de reconnaissance géotechnique complètes, intégrant notamment des essais au pénétromètre dynamique.

En réalité, la méthode de conception directe normalisée en France depuis les années 1970 a été développée par Ménard à partir de l'essai pressiométrique et intégrée dès 1988 dans les règles françaises de dimensionnement basées sur le pénétromètre statique (cf. section I.2.1.1.3). Plus récemment, cette approche de calcul a été étendue aux essais de pénétration dynamique et au carottier, comme proposé par (Luong, Reiffsteck et al., 2024). Dans ce cadre, la formule employée pour l'évaluation de la contrainte de rupture nette (c'est-à-dire la capacité portante par unité de surface) d'une semelle soumise à une charge verticale centrée se présente sous une forme analogue à celle utilisée pour les essais pressiométriques et les essais au pénétromètre statique, et peut s'écrire comme suit :

$$q_{net} = k_{test}.R_e \qquad \text{Équation II.7}$$

Où q_{net} représente la capacité portante, k_{test} est le facteur de portance, R_e dénote la résistance équivalente définie dans l'Équation II.8 ci-après.

Comme évoqué précédemment, le principe de fonctionnement des pénétromètres dynamiques présente de fortes analogies avec celui des pénétromètres statiques. Ces deux méthodes permettent d'établir un profil de reconnaissance en profondeur, avec cependant pour le pénétromètre dynamique l'avantage d'une résolution verticale plus fine. Ainsi, dans la continuité des approches pénétrométriques, il est possible de définir une résistance équivalente du sol en place, R_e selon une courbe écrêtée à une valeur égale à 1,3 fois la valeur moyenne de la résistance mesurée. Celle-ci est notée, q_{dm} pour le pénétromètre dynamique et $(N_1)_{60,m}$ pour le pénétromètre au carottier (Reiffsteck et al., 2024).

La valeur moyenne est calculée sur une hauteur caractéristique h_r, mesurée à partir de la base de la fondation, comme illustré sur la Figure II.6. L'objectif de cet écrêtage est de réduire l'influence des 'anomalies' locales du profil de sol (pointes de résistance ponctuelles, hétérogénéités ou artefacts de mesure) qui pourraient conduire à une surestimation de la capacité portante. Ce filtrage assure ainsi une évaluation plus robuste et sécuritaire dans le dimensionnement des fondations superficielles.

$$R_e = \frac{1}{h_r}.\int_{h_r}^{D+h_r} R(z).dz \qquad \text{Équation II.8}$$

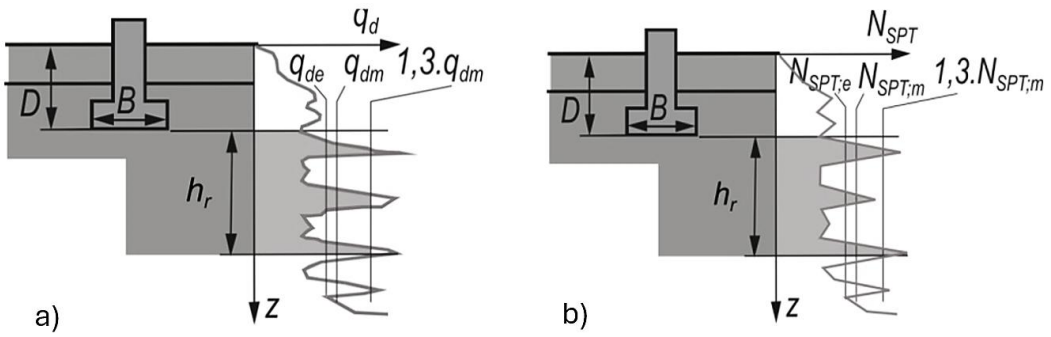


Figure II.6 : Définition a) de la résistance de pointe dynamique équivalente et b) du nombre de coups équivalent

Avec *D* dénoté comme l'encastrement de la fondation, *R* correspond à la valeur moyenne de la résistance de sol traitée après écrêtage, tandis que la hauteur de référence h_r est déterminée de manière analogue à celle utilisée pour la méthode pressiométrique ou pénétrométrique statique, comme rappelé en section I.2.1.1.2.

En ce qui concerne le facteur de portance k_{test}, sa formulation dépend du type d'essai considéré et se calibre à partir des données expérimentales issues de sites de référence. Une relation générale peut être proposée, reliant ce facteur de portance aux dimensions de la semelle et à son encastrement, suivant une logique similaire à celle des méthodes pressiométriques et statiques. L'expression générale est donnée par :

$$k_{test;\frac{B}{L}} = k_{test;0} + \left(a + b.\frac{D_e}{B}\right).\left(1 - e^{-c.\frac{D_e}{B}}\right) \qquad \text{Équation II.9}$$

Où *a, b et c* sont des paramètres dépendant du type de sol et de la forme de la fondation, tandis que D_e représente l'encastrement équivalent, défini de manière analogue à celui de la section I.2.1.1.3 pour le pénétromètre statique. En outre, pour le cas des semelles rectangulaires de dimensions quelconques *B*x*L,* (Reiffsteck et al., 2024) a proposé d'exprimer le facteur de portance sous la forme suivante :

$$k_{test;\frac{B}{L}} = k_{test;\frac{B}{L}=0}.\left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_{test;\frac{B}{L}=1}.\frac{B}{L} \qquad \text{Équation II.10}$$

II.3.2. Méthode basée sur les résultats des essais de pénétration au carottier SPT

L'essai de pénétration au carottier constitue une technique largement utilisée à l'échelle mondiale pour la caractérisation in situ des propriétés mécaniques du sol. Bien que de nombreuses études aient été consacrées à l'amélioration et à l'extension de son applicabilité en géotechnique, les méthodes de conception des fondations superficielles basées sur cette technique restent encore non unifiées et peu standardisées en France.

À titre d'exemple, plusieurs travaux historiques ont contribué à l'établissement de relations empiriques et semi-empiriques : (Terzaghi & Peck, 1967) ont publié une des premières relations ; (Meyerhof, 1956 et 1974) a proposé des calculs de capacité portante admissible pour un tassement limité à 25 mm (1 in.) et un tassement différentiel inférieur à 19 mm (3/4 in.) ; (Ménard, 1965) et (Bowles, 1997) ont amélioré les équations de Meyerhof, permettant d'augmenter d'environ 50 % la contrainte admissible.

Par ailleurs, cette section présente également une autre approche pour le dimensionnement des fondations à partir des essais SPT, qui illustre la diversité des méthodes disponibles pour l'interprétation des résultats de pénétration dynamique ou standard.

II.3.2.1. Estimation de la capacité portante

La méthode de conception directe pour le calcul de la capacité portante repose sur le principe selon lequel le mécanisme de rupture sous une fondation peut être simulé soit par l'expansion d'une sonde lors d'essais pressiométriques, soit par la pénétration d'un cône lors d'essais pénétrométriques. Cette approche permet ainsi une application uniforme à l'ensemble des essais d'expansion et de pénétration.

Plus spécifiquement, une méthode fondée sur des essais de pénétration dynamique a été proposée à la suite de la comparaison entre les résultats obtenus lors d'essais de chargement de fondation et ceux fournis par le pénétromètre dynamique du LPC, sur des sites expérimentaux bénéficiant d'une reconnaissance géotechnique quasi complète (Bigot, 1984). Néanmoins, cette méthode n'a pas encore fait l'objet d'une normalisation officielle.

Comme évoqué précédemment, la formule utilisée pour le calcul de la contrainte de rupture nette d'une semelle soumise à une charge verticale centrée, à partir des résultats de l'essai de pénétration au carottier, est très proche de celle employée pour l'essai pressiométrique. Dans ce contexte, l'Équation II.6 s'écrit :

$$q_{net} = k_s . (N_1)_{60,e} \qquad \text{Équation II.11}$$

Où q_{net} représente la capacité portante, k_s est facteur de portance pénétrométrique au carottier SPT, $(N_1)_{60,e}$ dénote le nombre de coups corrigé équivalente.

Le nombre de coups normalisé corrigé équivalent peut également être défini à partir d'une courbe écrêtée à 1,3. $(N_1)_{60,m}$ avec h_r défini comme précédemment dans la section II.3.1, Figure II.6.b), l'Équation II.7 se présente ensuite à :

$$(N_1)_{60,e} = \frac{1}{h_r} . \int_{h_r}^{D+h_r} (N_1)_{60}(z) . dz \qquad \text{Équation II.12}$$

Le facteur de portance k_s a été initialement défini dans la pratique anglo-saxonne par Terzaghi et Meyerhof dans les années cinquante et soixante (Meyerhof, 1956). Dans la dernière édition de son ouvrage (Bowles, 1997), propose une méthode pour estimer la capacité portante, en tenant compte de l'ensemble des observations expérimentales disponibles sur site ainsi que des recommandations d'auteurs antérieurs. Cette approche, fondée sur les équations de (Meyerhof, 1956), a été ajustée pour augmenter approximativement de 50 % la contrainte admissible, afin de limiter le caractère trop conservatif des méthodes précédentes. Pour un tassement limité à 25 mm, les formules correspondantes sont présentées sur la (Figure II.7) :

Pour B <= 1.2m $$k_{s;25\,mm} = \left(1 + 0{,}33 . \frac{D}{B}\right) . \frac{1}{0{,}05} \qquad \text{Équation II.13}$$

Pour B > 1.2m $$k_{s;25\,mm} = \left(1 + 0{,}33.\frac{D}{B}\right).\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2.\frac{1}{0{,}08}$$ Équation II.14

Toutefois, dans le cadre de la présente étude, le critère de rupture pour une fondation superficielle est appliqué de manière conventionnelle en considérant un tassement égal à 10 % de la largeur de la fondation, soit *0,1B*. Dans ce contexte, le facteur de portance peut être modifié à partir de la valeur proposée par (Bowles, 1997), selon la relation suivante :

$$k_s = \left(\frac{B/10}{0{,}025}\right).k_{s;25\,mm}$$ Équation II.15

Où B est exprimée en mètres et $k_{s;25mm}$ correspond au facteur de portance associé à un tassement de 25 mm.

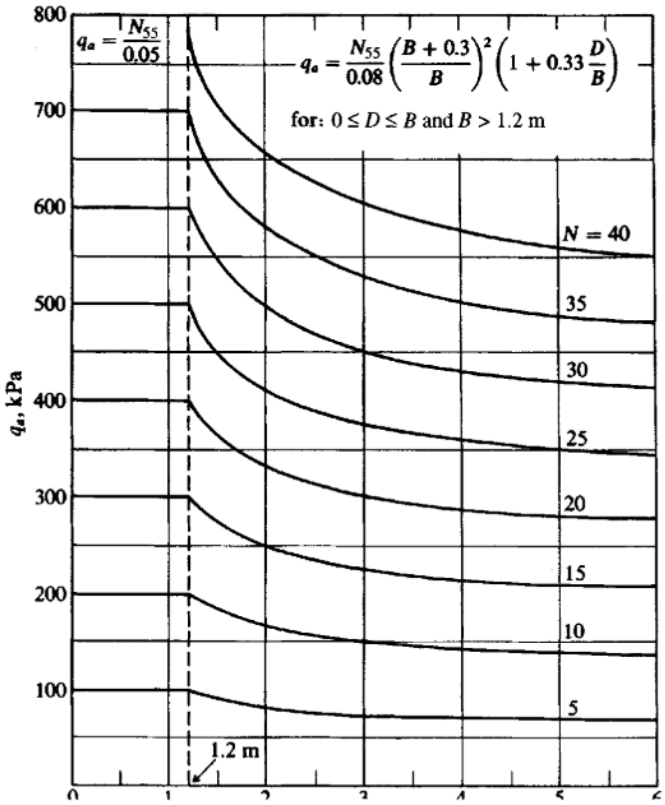


Figure II.7 : Capacité portante des semelles chargées à la surface pour un tassement de 25 mm (Bowles, 1997)

Sur la base d'un grand nombre de cas étudiés, incluant notamment une campagne expérimentale complète comportant des essais de pénétration standard, synthétisée par (Canépa & Garnier, 2004) lors du colloque sur les fondations superficielles organisé par le LPC en 2003, (Reiffsteck et al., 2024) proposent un facteur de portance pénétrométrique au carottier k_s. Celui-ci peut être déterminé à partir de l'Équation II.9, exprimée selon la relation suivante :

$$k_{s;\frac{B}{L}} = 500.\left(k_{s0} + \left(a + b.\frac{D_e}{B}\right).\left(1 - e^{-c.\frac{D_e}{B}}\right)\right)$$ Équation II.16

Dans cette relation D_e est défini dans l'Équation II.17 ci-après, et les valeurs numériques des paramètres a, b et c, ajustées pour l'essai de pénétration au carottier, sont présentées dans le Tableau II.1. Il convient également de vérifier que la portance du sol sous la fondation superficielle reste pérenne, en particulier lorsque le nombre de coups équivalent est faible, c'est-à-dire inférieur à 3 pour les argiles et les limons, et inférieur à 6 pour les sables.

$$D_e = \frac{1}{(N_1)_{60,e}} . \int_0^D (N_1)_{60}(z) . dz \qquad \text{Équation II.17}$$

Tableau II.1 : Coefficients de l'équation des courbes donnant k_s proposés

Type de sol	Choix de la courbe		Expression de k_s			
	Semelle	Courbe	a	b	c	k_{c0}
Argile limon	Filante	Q1	0,03	0,007	1,3	0,12
	Carrée	Q2	0,05	0,008	1,5	0,12
Sable grave	Filante	Q3	0,04	0,009	2	0,08
	Carrée	Q4	0,03	0,04	5	0,08
Craie	Filante	Q5	0,06	0,03	3	0,2
	Carrée	Q6	0,09	0,04	3	0,2

Les Figure II.8 et Figure II.9 présentent respectivement les courbes permettant d'estimer le facteur de portance k_s en fonction du ratio D_e/B, selon l'Équation II.16 proposée par (Reiffsteck et al., 2024) et selon les Équation II.13 et Équation II.14 de (Bowles, 1997) modifiées pour un tassement égal à *10 %* de la largeur *B*. L'analyse comparative de ces courbes montre une bonne concordance, en particulier lorsque les valeurs sont limitées à $D_e/B = 2$.

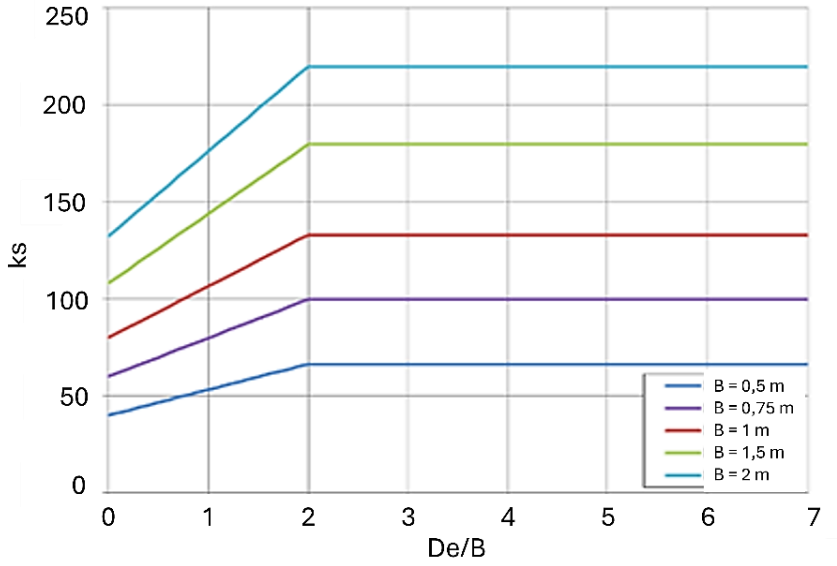


Figure II.8 : Abaque de l'effet de l'encastrement donnant le facteur de portance SPT d'après (cf. Bowles, 1996)

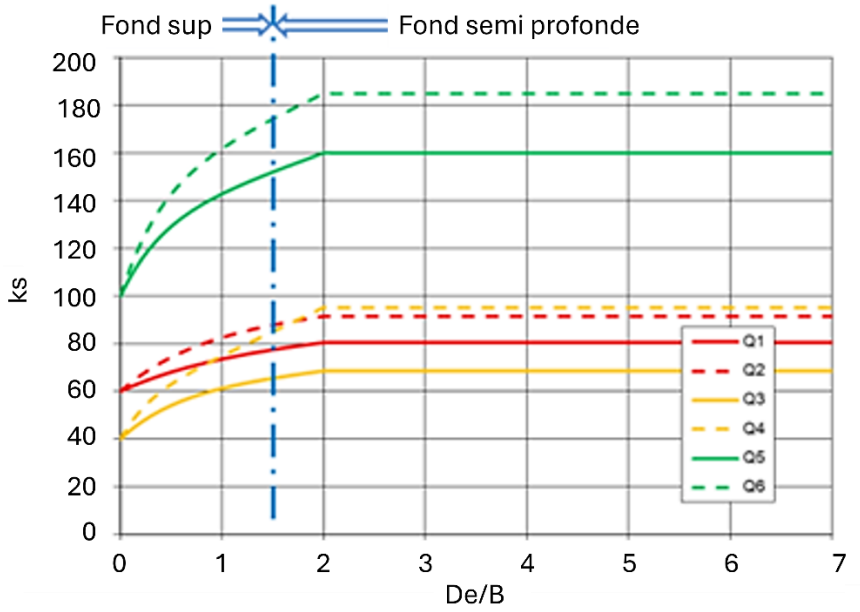


Figure II.9 : Abaque donnant le facteur de portance de pénétration au carottier, SPT proposé

II.3.2.2. Détermination des tassements

Le calcul des tassements des fondations superficielles à partir des essais en laboratoire, tels que l'essai œdométrique unidimensionnel, présente certaines limitations, notamment lors de l'échantillonnage des sols granulaires ou en raison d'imprécisions liées à l'évaluation des variations de contrainte verticale en se basant sur l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire isotrope et homogène (Terzaghi et al., 1996). À cet égard, l'essai de pénétration au carottier SPT s'est rapidement imposé comme un outil pertinent, capable de contourner ces difficultés.

Pour la prédiction des tassements des fondations superficielles, de nombreuses méthodes empiriques ont été développées à partir des résultats d'essais de pénétration au carottier, en particulier pour les sols granulaires. Ces méthodes ont été synthétisées dans divers rapports de référence, tels que (Knowles, 1991), (Lutenegger & DeGroot, 1995) et (Das & Sivakugan, 2007), et adaptées au système international d'unités. Afin de respecter l'origine des travaux et d'éviter toute confusion, la plupart des équations présentées dans cette section, à l'exception de la dernière, sont exprimées en unités américaines.

La première méthode rationnelle pour estimer le tassement d'une fondation a été proposée par (Terzaghi & Peck, 1948) à partir d'essais réalisés sur une plaque carrée de dimension réduite 300×300 mm² appliquée sur des sables présentant des valeurs N_{60} = *10, 30 et 50*. Les courbes pression-tassement obtenues sont présentées à la Figure II.10. Par la suite, le tassement mesuré sur cette plaque expérimentale a été extrapolé à une semelle carrée de largeur B (en pieds, ft.) quelconque selon la relation suivante :

$$s = s_p.\left(\frac{2.B}{B+1}\right)^2.C_D \qquad \text{Équation II.18}$$

Dans cette relation, s et s_p désignent respectivement le tassement (en pouces, in.) de la semelle de largeur B.

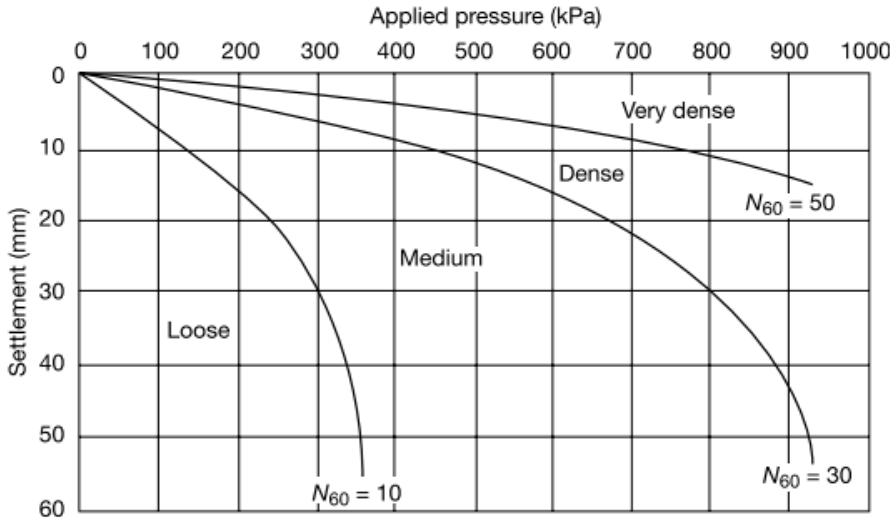


Figure II.10 : Courbes de charge-tassement d'une plaque carrée de 300x300 mm² sur sable avec N_{60} = 10, 30 et 50 (Das & Sivakugan, 2007)

Par la suite, (Terzaghi & Peck, 1967) se sont appuyés sur les équations dérivées des essais SPT proposées par (Meyerhof, 1956), pour le calcul de la capacité portante. Sur cette base, une méthode ajustée intégrant le nombre de coups du SPT a été développée pour estimer le tassement (en pouces, in.) des semelles carrées, cette approche étant également applicable aux semelles filantes. Les expressions correspondantes sont données ci-après :

pour $B \leq 4$ (ft.) $$s = \frac{8.q}{N_{60}}.C_D.C_W$$ Équation II.19

pour $B > 4$ (ft.) $$s = \frac{12.q}{N_{60}}.\left(\frac{B}{B+1}\right)^2.C_D.C_W$$ Équation II.20

Pour les semelles filantes $$s = \frac{12.q}{N_{60}}.C_D.C_W$$ Équation II.21

Dans ces expressions, C_D est le facteur de correction lié à la profondeur d'encastrement de la fondation, D (en ft.), $C_D = \left(1 - \frac{D}{4.B}\right)$. Le facteur C_W tient compte de la présence de la nappe phréatique et s'exprime comme suit : $C_W = 2 - \frac{W}{2.B}$ pour des semelles non encastrées et $C_W = 2 - \frac{D}{2.B}$ pour des semelles encastrées, où W représente la profondeur de la nappe, tel que $W \leq D$.

En effet, (Meyerhof, 1956) a initialement proposé que la pression admissible des fondations superficielles reposant sur des sols granulaires puisse être estimée à partir du nombre de coups du SPT. Il a montré que cette pression admissible devait être associée à un facteur de sécurité d'au moins 3 vis-à-vis de la rupture par cisaillement. Le tassement d'une semelle soumise à une contrainte différente de la pression admissible peut alors être estimé en calculant le tassement proportionnellement au rapport entre la contrainte appliquée et la pression admissible, en prenant

comme référence un tassement de 25 mm (1 in.), correspondant au tassement total sous la pression admissible.

Par la suite, (Meyerhof, 1965) a révisé sa méthode initiale afin de proposer une prédiction toujours conservative, en augmentant de 50% la pression admissible correspondant au tassement de 25mm. Les expressions relatives au calcul du tassement (en pouces, in) sont les suivantes :

Pour $B \leq 4$ (ft.) $$s = \frac{4.q}{N_{60}}.C_D.C_W$$ Équation II.22

Pour $B > 4$ (ft.) $$s = \frac{6.q}{N_{60}}.\left(\frac{B}{B+1}\right)^2.C_D.C_W$$ Équation II.23

Pour des semelles filantes $$s = \frac{6.q}{N_{60}}.C_D.C_W$$ Équation II.24

Cependant, les essais de chargement réalisés sur des sables lâches à moyens, présentés à la Figure II.10 montrent que la relation entre le tassement et la charge appliquée n'est pas strictement proportionnelle, contrairement à ce que suggèrent (Meyerhof et Peck) dans leurs expressions (Das & Sivakugan, 2007). L'augmentation du tassement liée à une zone d'influence plus profonde est en effet compensée par l'accroissement de la rigidité du sol en déformation plane.

Sur la base des études antérieures, (Peck & Bazaraa, 1969) ont proposé de remplacer le paramètre N_{60} par $(N_1)_{60}$ c'est-à-dire le nombre de coups normalisé et corrigé en fonction de la pression limite effective. Le résultat obtenu doit ensuite être multiplié par un facteur de correction supplémentaire tenant compte du niveau phréatique et de l'effet de l'encastrement. À partir des Équation II.22, Équation II.23 et Équation II.24, on obtient ainsi :

Pour $B \leq 4$ (ft.) $$s = \frac{16.q}{3.(N_1)_{60}}.C_D.C_W$$ Équation II.25

Pour $B > 4$ (ft.) $$s = \frac{8.q}{(N_1)_{60}}.\left(\frac{B}{B+1}\right)^2.C_D.C_W$$ Équation II.26

Pour des semelles filantes $$s = \frac{8.q}{(N_1)_{60}}.C_D.C_W$$ Équation II.27

Où C_W est le ratio entre la contrainte totale, σ_0 et la contrainte effective, σ_0' en (kPa) à la profondeur de $0{,}5.B$ à partir de la base de fondation ; $C_D = 1 - 0{,}4.\left(\frac{\gamma.D}{q}\right)^{0{,}5}$ représente l'effet d'encastrement avec γ est le poids volumique du sol. Le nombre de coups normalisé corrigé $(N_1)_{60}$ est calculé d'après les expressions suivantes :

Pour $\sigma'_0 \leq 1{,}5$ (ksf) $$(N_1)_{60} = \frac{4.N_{60}}{1 + 2.\sigma'_0}$$ Équation II.28

Pour $\sigma'_0 > 1{,}5$ (ksf) $$(N_1)_{60} = \frac{4.N_{60}}{3{,}25 + 0{,}5.\sigma'_0}$$ Équation II.29

Afin de proposer une méthode alternative pour prédire le tassement, (D'Appolonia et al., 1970) ont suggéré des calculs basés sur la solution élastique. La méthode est donc construite par la relation entre le module de compressibilité, K et la résistance du sol mesurée par le SPT. Le tassement est calculé généralement selon la solution proposée par Boussinesq, présentée dans section I.2.2.1.1 :

$$s = \frac{q}{K}.B.I$$ Équation II.30

Où s désigne le tassement (en ft.), q la contrainte appliquée (en tsf), B la largeur de la fondation (en ft.), K le module de compressibilité et I le facteur d'influence. Ce dernier est défini comme le produit de deux coefficients, u_0 et u_1 , introduits par (Janbu et al., 1956) qui prennent respectivement en compte la géométrie et l'encastrement de la fondation ainsi que la profondeur de la couche rigide incompressible sous-jacente.

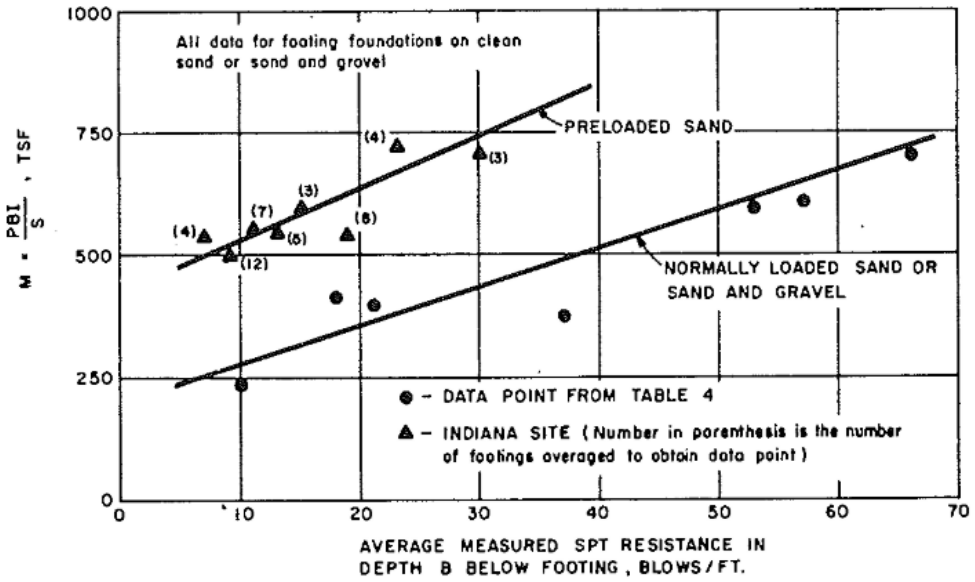


Figure II.11 : Module de compressibilité estimé en fonction de nombre de coup mesuré à la profondeur, B (D'Appolonia et al., 1970)

La valeur du nombre de coups N_{60} est généralement considérée comme la moyenne mesurée entre la base de la semelle et une profondeur équivalente à B sous celle-ci. Enfin, le module de compressibilité K peut être estimé à partir des résultats du SPT au moyen de corrélations empiriques, telles que celle présentée à la (Figure II.11) :

Pour un sable en consolidation normale $$K = 196 + 7{,}9.N_{60} \text{ (en tsf)}$$ Équation II.31

Pour un sable en surconsolidation

$$K = 416 + 10{,}9.N_{60} \text{ (en tsf)} \qquad \text{Équation II.32}$$

L'une des méthodes de calcul les plus largement utilisées à l'échelle internationale pour la prédiction du tassement des fondations superficielles à partir des essais de pénétration au carottier a été proposée par (Burland & Burbidge, 1985). Fondée sur l'exploitation d'un vaste ensemble de données expérimentales, comprenant plus de 200 enregistrements de tassements observés sur des fondations, des réservoirs et des remblais construits sur des sables et des graviers, cette approche permet d'obtenir des estimations fiables et cohérentes, et s'avère particulièrement adaptée à une application pratique.

De manière générale, le calcul du tassement s_t d'une semelle carrée de largeur B, soumise à une charge verticale, peut être exprimé par la relation suivante :

$$s_t = s_i.f_t = (Z_i.I_c.q.f_s).f_t \qquad \text{Équation II.33}$$

Où s_t et s_i représentent respectivement le tassement total et le tassement immédiat après la construction ; Z_i est la profondeur ou la zone d'influence dans laquelle 75% du tassement se produisent et en dessous de laquelle la déformation verticale provoquée par la fondation chargée est négligeable ; I_c désigne le coefficient de compression verticale des sols dans la zone d'influence, $q$la contrainte appliquée, $q = \frac{Q}{A}$ avec Q la charge appliquée et A la surface de la fondation. Enfin, f_s est le facteur de correction lié à la forme de fondation tandis que f_t est le facteur de correction lié au temps.

L'analyse d'une base de données expérimentales a conduit à l'établissement d'expressions empiriques mettant en évidence, d'une part, la relation entre la profondeur d'influence et la largeur de la fondation, et d'autre part, la corrélation entre le coefficient de compressibilité verticale et le nombre de coups SPT. Ces relations sont exprimées par les équations suivantes et illustrées dans les Figure II.12 et Figure II.13 :

$$Z_i = B^{0{,}75} \qquad \text{Équation II.34}$$

$$I_c = \frac{1{,}7}{\overline{N}_{60}{}^{1{,}4}} \qquad \text{Équation II.35}$$

Où B est la largeur de la semelle et $\overline{N}_{60}$ est la moyenne arithmétique du nombre de coups SPT normalisé par énergie, N_{60} dans la zone d'influence Z_i. Pour les sols limoneux ou les sols denses, fins et saturés, le nombre de coup mesuré normalisé, N_{60} doit être réduit à :

$$N_{60}{}' = 15 + 0{,}5.(N_{60} - 15) \qquad \text{Équation II.36}$$

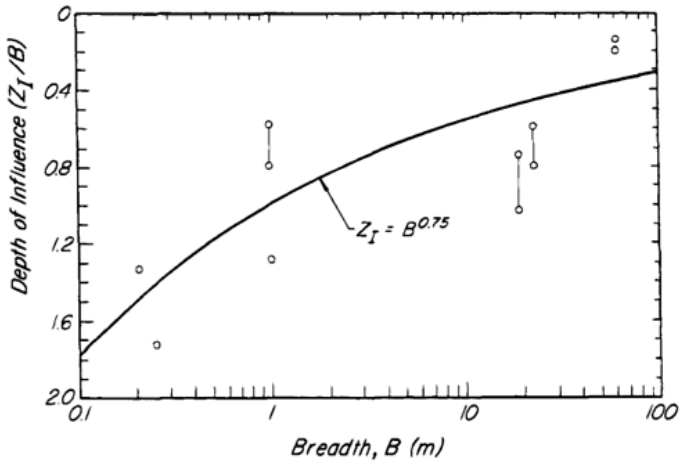


Figure II.12 : Estimation de la profondeur d'influence selon la largeur de la fondation (Burland & Burbidge, 1985)

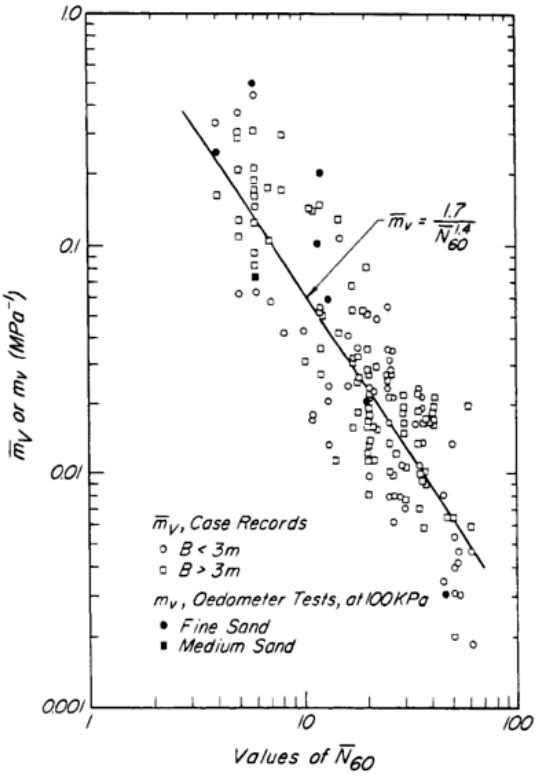


Figure II.13 : Estimation du coefficient de compression verticale selon le nombre de coup SPT (Burland & Burbidge, 1985)

Il convient également de noter que l'Équation II.34 s'applique dans le cas où la résistance du sol, exprimée par le nombre de coups de SPT, demeure constante ou croît avec la profondeur. Lorsque la résistance diminue avec la profondeur, la zone d'influence est alors limitée à *2B* ou à la base de la couche molle compressible. Toutefois, dans le cas des sols granulaires, une diminution de résistance en profondeur reste relativement rare.

En outre, l'état de consolidation du sol constitue également un facteur déterminant à considérer. Dans le cas d'un sol normalement consolidé, la contrainte actuelle correspond à la contrainte

maximale jamais subie par le matériau. Dans cette situation, le calcul du tassement immédiat, selon l'Équation II.33 s'exprime alors comme suit :

$$s_i = B^{0,75}.\frac{1,7}{\bar{N}_{60}{}^{1,4}}.\left(q - \frac{2}{3}.\sigma'_p\right).f_s \qquad \text{Équation II.37}$$

Où σ'_p désigne la contrainte de préconsolidation du sol (c'est-à-dire la pression de surcharge maximale antérieure).

Toutefois, dans le cas d'un sol préconsolidé ou surconsolidé, lorsque le sol a déjà subi par le passé une contrainte supérieure à la contrainte actuelle, Burland et Burbidge ont montré que le tassement correspondant à des contraintes inférieures à la pression de surconsolidation peut être estimé à environ un tiers de celui calculé pour un sable normalement consolidé. Le tassement immédiat de la fondation s'exprime alors comme suit :

$$s_i = \frac{1}{3}.B^{0,75}.\frac{1,7}{\bar{N}_{60}{}^{1,4}}.q.f_s \qquad \text{Équation II.38}$$

Concernant le facteur de forme de la semelle, noté f_s, celui-ci est estimé à partir du rapport entre la longueur et la largeur de la fondation, *L/B*. Il prend la valeur de *1,56* lorsque ce rapport tend vers l'infini, ce qui correspond au cas des fondations filantes. Dans les autres cas (*L/B>1*), on obtient :

$$f_s = \left(\frac{1,25.\frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25}\right)^2 \qquad \text{Équation II.39}$$

Finalement, le calcul du tassement présenté ci-dessus concerne principalement le tassement immédiat observé juste après la mise en charge de la fondation. Toutefois, en présence de charges permanentes, de charges d'exploitation variables dans le temps ou de sollicitations fluctuantes, les fondations superficielles sur sable continuent à s'affaisser de manière progressive, mais à un rythme décroissant, sous l'effet de la consolidation secondaire. Dans ce cas, un facteur de correction f_t doit être appliqué au tassement immédiat afin d'estimer le tassement total s_t, exprimé comme suit :

$$f_t = 1 + R_3 + R_t.\log\left(\frac{t}{3}\right) \qquad \text{Équation II.40}$$

Où f_t représente le facteur de correction lié au temps, applicable pour une durée supérieure à 3 ans ($t > 3$). Le paramètre R_3 désigne le facteur temporel associé au tassement survenant au cours des trois premières années suivant la construction, tandis que R_t correspond au facteur lié au tassement qui se produit à chaque cycle logarithmique après trois ans. Ainsi, pour des charges statiques, les valeurs conservatrices de R_3 et R_t sont respectivement de *0,*3 et *0,2*, ce qui conduit à un facteur f_t*=1,5* pour une durée de 30 ans. En revanche, pour des charges fluctuantes, les valeurs conservatrices adoptées pour R_3 et R_t sont de *0,7* et *0,8* respectivement, donnant un facteur f_t*=2,5* au bout de 30 ans.

II.3.3. Proposition d'une méthode de dimensionnement basée sur les résultats de l'essais au pénétromètre dynamique Panda 3, DCLT

Comme présenté dans le chapitre précédent, l'émergence de l'essai au pénétromètre dynamique à énergie variable, Panda® (acronyme français de *Pénétromètre Automatique Numérique Dynamique Assisté par ordinateur)* (Gourvès, 1991) constitue une avancée majeure dans le développement des outils pénétrométriques dynamiques pour la reconnaissance des sols, tant en France qu'à l'échelle internationale. La dernière génération de cet instrument, *Panda 3*® ou dorénavant essai DCLT, a fait l'objet d'un développement considérable au cours des dernières années (Benz-Navarrete, 2009), (Benz Navarrete et al., 2013), (Escobar, 2015), (Tran et al., 2016), (López Retamales et al., 2021), (Oliveira, 2022), ou (Benz Navarrete et al., 2022).

Cette version intègre de nouveaux capteurs de mesure, tels que des accéléromètres, des jauges de contrainte et de déplacement, et permet, grâce au traitement des équations d'ondes, de fournir une gamme étendue de paramètres géotechniques, incluant la résistance, la déformabilité, l'amortissement et la célérité des ondes.

Cependant, l'exploitation des données issues de cette technique dans les applications géotechniques, notamment pour la conception des fondations, reste souvent réalisée selon des méthodes traditionnelles et empiriques. Ces approches approximatives peuvent conduire à des estimations moins fiables des paramètres de conception.

Dans ce contexte, cette section propose une méthode innovante et rationnelle pour le dimensionnement des fondations superficielles à partir des essais DCLT, incluant à la fois l'estimation de la contrainte ultime du sol et la prédiction des tassements.

II.3.3.1. Estimation de la capacité portante à partir de l'essai DCLT

Basé sur la comparaison entre les résultats d'essais de chargement et ceux obtenus par le pénétromètre dynamique présentée précédemment, (Reiffsteck et al., 2022, 2024, 2025) ont proposé une méthode directe permettant d'estimer la capacité portante des fondations superficielles soumises à une charge centrée et verticale, de manière analogue aux approches pressiométriques ou pénétrométriques statiques. Cette méthode est également discutée dans (Luong, Reiffsteck et al., 2024). Comme présenté de façon générale dans la section II.3.1, pour le pénétromètre dynamique, l'Équation II.7 s'écrit alors :

$$q_{net} = k_d . q_{de} \qquad \text{Équation II.41}$$

Où q_{net} représente la capacité portante, k_d le facteur de portance au pénétromètre dynamique à pointe conique, et q_{de} la résistance de pointe dynamique équivalente.

La résistance de pointe dynamique équivalente, q_{de}, peut être définie à partir d'une courbe écrêtée à 1,3. q_{dm} avec h_r tel que défini précédemment dans la section II.3.1, Figure II.6.a). Équation II.8 s'écrit alors comme suit :

$$q_{de} = \frac{1}{h_r} . \int_{h_r}^{D+h_r} q_d(z) . dz \qquad \text{Équation II.42}$$

Le facteur de portance pénétrométrique dynamique, k_d est évalué en combinant la méthode de Bigot avec le principe des courbes proposées pour le PMT ou le CPT dans la norme NF P94-261 (AFNOR, 2013). Pour des valeurs de $D_e/B \leq 2$ (où D_e représente l'encastrement équivalent), il est déterminé selon la relation suivante :

$$k_{d;\frac{B}{L}} = k_{d0} + \left(a + b.\frac{D_e}{B}\right).\left(1 - e^{-c.\frac{D_e}{B}}\right) \qquad \text{Équation II.43}$$

La valeur de D_e est définie dans l'Équation II.44. Les coefficients a, b et c dépendent du type de sol et de la géométrie de la fondation (Tableau II.2). Ils permettent de tracer les courbes correspondantes et sont ajustés afin de mieux correspondre aux données expérimentales issues des essais pénétrométriques dynamiques DPT/DCLT (Figure II.14). De manière similaire, la valeur du facteur de portance reste constante pour $\frac{D_e}{B} = 2$.

$$D_e = \frac{1}{q_{de}}.\int_0^D q_d(z).dz \qquad \text{Équation II.44}$$

Tableau II.2 : Coefficients a, b et c de l'équation des courbes donnant k_d proposés par (Reiffsteck et al., 2024) (Équation II.43)

Type de sol	Choix de la courbe		Expression de k_d			
	Semelle	Courbe	a	b	c	k_{d0}
Argile limon	Filante	Q1	0,04	0,007	1,3	0,15
	Carrée	Q2	0,10	0,007	1,5	0,15
Sable grave	Filante	Q3	0,04	0,009	2	0,08
	Carrée	Q4	0,03	0,04	5	0,08
Craie	Filante	Q5	0,06	0,03	3	0,2
	Carrée	Q6	0,09	0,04	3	0,2

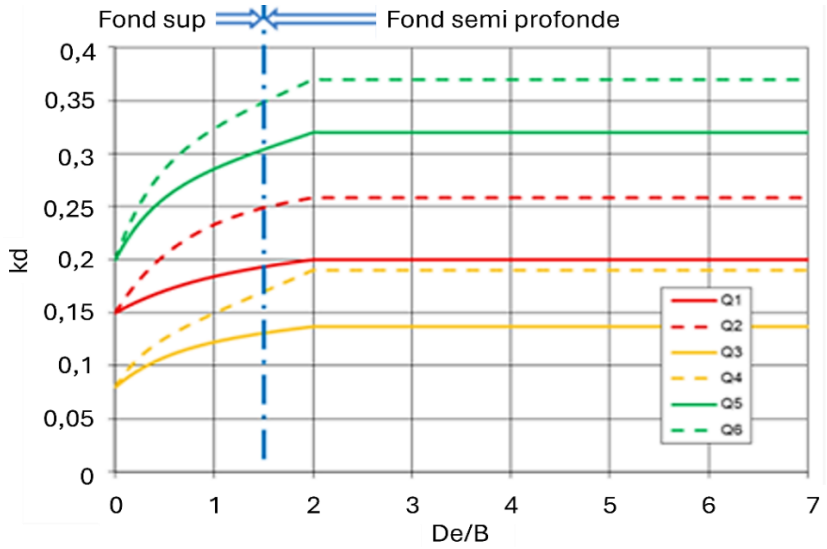


Figure II.14 : Abaque donnant le facteur de portance k_d du pénétromètre dynamique à point conique, DPT/DCLT proposé

En effet, la comparaison entre les courbes du facteur de portance en fonction de l'encastrement de fondation, obtenues à partir des essais pressiométriques statiques et des essais au pénétromètre dynamique à pointe conique, est présentée dans (Reiffsteck et al., 2022). Les résultats révèlent une bonne concordance, renforçant ainsi la fiabilité de la méthode proposée.

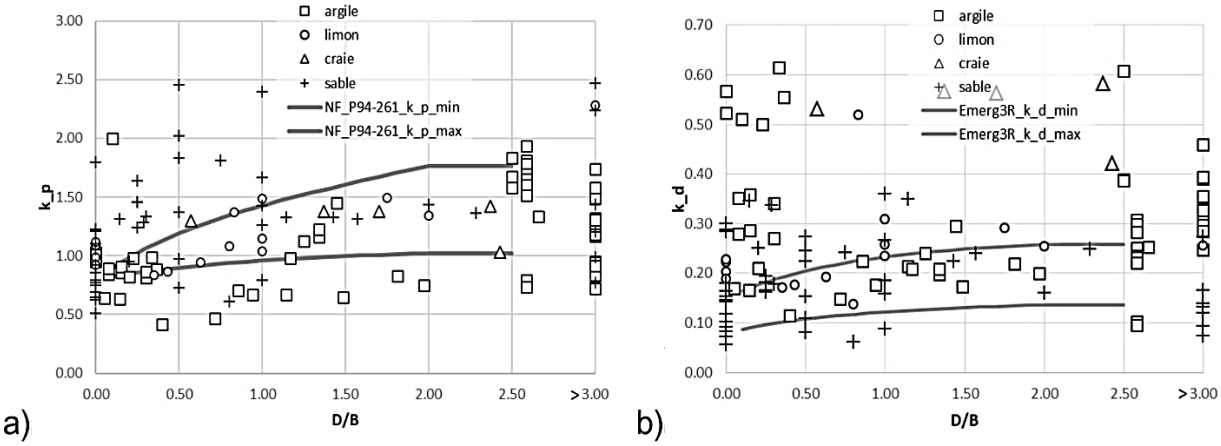


Figure II.15 : Comparaison de l'effet de l'encastrement pour les différents sols entre les méthodes a) pressiométrique et b) pénétrométrique dynamique (Reiffsteck et al., 2022)

Par ailleurs, il convient de souligner qu'au cours d'un essai pénétrométrique dynamique réalisé dans un sable moyennement compact ou dans un matériau susceptible de présenter un comportement thixotropique, en présence d'une nappe phréatique en profondeur, un phénomène de « liquéfaction » peut survenir, affectant la résistance dynamique du sol. En conséquence, un coefficient de sensibilité $s_L = 2$ a été proposé (Reiffsteck et al., 2022, 2024) pour tenir compte de la perte de résistance du sol due à cet effet dynamique. Ainsi, pour tous les essais réalisés sous la nappe et dans du sable, on adopte pour le cas des sables, sous la nappe : :

$$q_d = q_{d,essai} \cdot s_L \qquad \text{Équation II.45}$$

Où $q_{d,essai}$ représente la résistance de pointe dynamique mesurée lors de l'essai au pénétromètre dynamique réalisé dans un sable sous nappe phréatique.

II.3.3.2. Détermination des tassements à l'aide du modèle d'hyperbole simple à l'essais DCLT

II.3.3.2.1. Modifications de la méthode de la courbe t-z analogique - modèle d'Hyperbole Simple

Dans la section I.2.2.1.4, la méthode de la courbe t-z analogique pour la prédiction du tassement des fondations superficielles a été présentée. Cette approche permet de construire la courbe charge–tassement d'une fondation superficielle à partir de la courbe pression–expansion volumique obtenue lors d'un essai pressiométrique de Ménard, en se fondant sur l'analogie observée entre ces deux mécanismes (Briaud & Jeanjean, 1994), (Briaud & Gibbens, 1999). Cette relation peut être exprimée à l'aide de la fonction Gamma (Figure I.30), recommandée par (Briaud, 2007).

S'appuyant sur le même principe, (Baud et al., 1992) ont proposé le modèle de la courbe en Double Hyperboles (DH) (Figure II.16) initialement introduit par (Van Wambecke & D'Hemricourt, 1978) et (Van Wambecke & D'Hemricourt, 1979). Ce modèle permet de modéliser directement la courbe pressiométrique, sans passer par une fonction intermédiaire, et facilite ainsi la génération de mesures automatiques. Concrètement, cette méthode consiste à résoudre six inconnues, A_i, à partir des couples de valeurs *(P, V)*, pression et volume de la cavité respectivement, obtenus lors d'un essai pressiométrique de Ménard :

$$V = (A_1 + A_2.P) + \frac{A_3}{A_5 - P} + \frac{A_4}{A_6 - P} \qquad \text{Équation II.46}$$

On constate que cette équation correspond à une combinaison de deux courbes hyperboliques, représentées par les deux derniers termes, et d'une droite linéaire de liaison correspondant au premier terme, ce qui reflète la forme caractéristique d'une courbe pressiométrique.

Les paramètres A_5 et A_6 sont les asymptotes verticales des abscisses, P à chaque hyperbole, tandis que A_3 et A_4 représentent des courbures respectives des deux hyperboles. Les paramètres A_1 et A_2 correspondent respectivement à l'ordonnée à l'origine et à la pente de la droite de liaison.

A partir des valeurs de la limite asymptotique A_5 et A_6, la matrice des quatre coefficients $[A] = [A_1, A_2, A_3, A_4]$ peut être déterminée par transformation de la matrice présentée ci-dessous.

$$[V] = [X].[A] \qquad \text{Équation II.47}$$

$$[A] = [X^t.X]^{-1}.[X^t.V] \qquad \text{Équation II.48}$$

Où X^t est la matrice transposée de X, et $[\,]^{-1}$ est la matrice inverse avec n couples de valeurs (P, V), à savoir :

$$[V] = \begin{bmatrix} V_1 \\ V_i \\ \vdots \\ V_n \end{bmatrix} \quad ; \quad [X] = \begin{bmatrix} 1 & P_1 & 1/(A_5 - P_1) & 1/(A_6 - P_1) \\ 1 & P_i & 1/(A_5 - P_i) & 1/(A_6 - P_i) \\ & & \dots & \\ 1 & P_n & 1/(A_5 - P_n) & 1/(A_6 - P_n) \end{bmatrix} \qquad \text{Équation II.49}$$

La comparaison entre la courbe ajustée et les points expérimentaux a confirmé la validité de ce modèle, montrant un ajustement très proche pour la quasi-totalité des essais pressiométriques. À partir de la courbe en double hyperboles, il est ensuite possible de déterminer automatiquement différentes caractéristiques pressiométriques, telles que la pression limite conventionnelle, le module de Ménard et le module tangentiel.

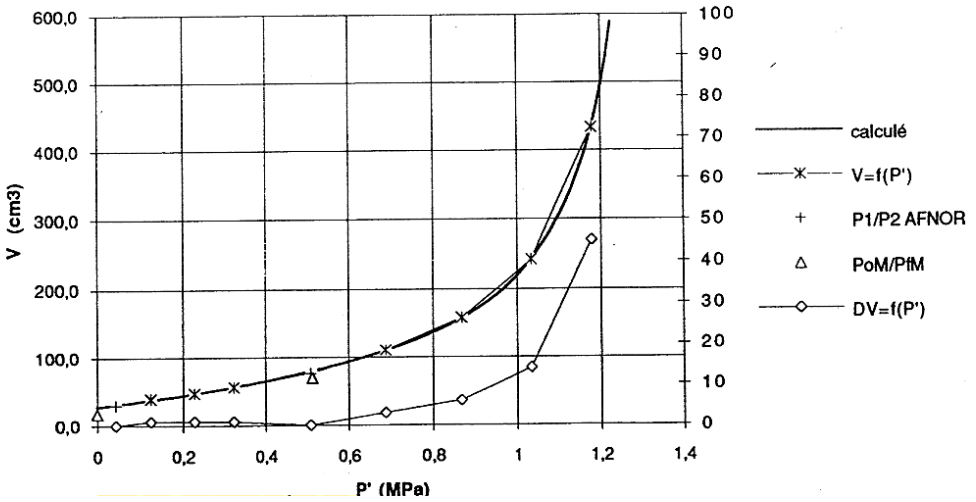


Figure II.16 : Modèle en Double Hyperboles (DH) ajusté à la courbe la courbe de pression-expansion volumique de l'essai au pressiomètre (cf. Baud et al., 1992)

Néanmoins, (Baud et al., 1992) ont également souligné que, pour garantir un début d'essai avec une pression corrigée équivalente à la pression des terres au repos — c'est-à-dire sans décompression ni refoulement du sol induits lors de la phase de forage calibré préalable à l'essai —, il est possible de supprimer la première hyperbole. Dans ce cas, la courbe en double hyperboles (Équation II.46) peut être réécrite sous la forme d'une courbe d'Hyperbole Simple (HS), laquelle ne comporte plus que quatre inconnues, définies ci-après :

$$V = A_1 + A_2.P + \frac{A_4}{A_6 - P} \qquad \text{Équation II.50}$$

Par la suite, (Baud & Gambin, 2008) ont poursuivi l'adaptation du modèle d'Hyperbole Simple (HS), considéré comme représentatif du comportement élastoplastique d'un sol non perturbé. Après compilation d'un grand nombre de courbes d'essais pressiométriques modélisées selon une loi hyperbolique sur des sites présentant différents types de sols (Figure II.17), une équation détaillée pour la courbe HS a été proposée. Celle-ci relie directement la déformation volumique, ε_V, à la pression appliquée, p par la sonde sur le sol. L'Équation II.50 s'écrit alors comme suit :

$$\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V_p} = A_1 + A_2.p + \frac{A_4}{A_6 - p} \qquad \text{Équation II.51}$$

Où $\Delta V = V - V_1$, avec V le volume corrigé mesuré ; V_1 le volume de départ de la phase pseudo-élastique ; et V_p le volume de sonde lors du contact avec la paroi de forage. La variable p représente la pression dans la sonde. Les paramètres, A_i sont définis comme suit :

$$A_1 = -\frac{A_4}{A_6}$$

$$A_2 = \frac{1}{E_0} \qquad \text{Équation II.52}$$

$$A_4 = R.p_{LM}^* = p_L^*.\left(\frac{p_L^*}{p_{LM}^*} - 1\right).\left(1 - \frac{p_{LM}^*}{E_0}\right)$$

$$A_6 = K.p_{LM}^* = p_L^*$$

Où les paramètres K et R sont définis par :

$$K = \frac{p_L^*}{p_{LM}^*}$$

$$R = K.\left(\frac{p_L^*}{p_{LM}^*} - 1\right).\left(1 - \frac{p_{LM}^*}{E_0}\right)$$

Équation II.53

Où E_o correspond à l'inverse de la pente initiale de la courbe. Cette grandeur, de dimension modulaire, définit l'asymptote oblique en relation avec le paramètre précédent. La pression p^*_{LM} représente la pression limite « conventionnelle », tandis que p^*_L désigne la pression limite « réelle », correspondant à l'abscisse de la seconde asymptote, verticale.

Pour déterminer E_0, il est couramment admis, dans la pratique française, de dériver le module de Young à partir du module pressiométrique de Ménard, conformément aux indications du Tableau I.11 (section I.2.2.1.3). Il est également possible de calculer le module de Young à partir du module pressiométrique tangent en utilisant les relations prescrites par la norme (AFNOR, 2013), ce qui permet d'obtenir des modules comparables, définis de manière homogène.

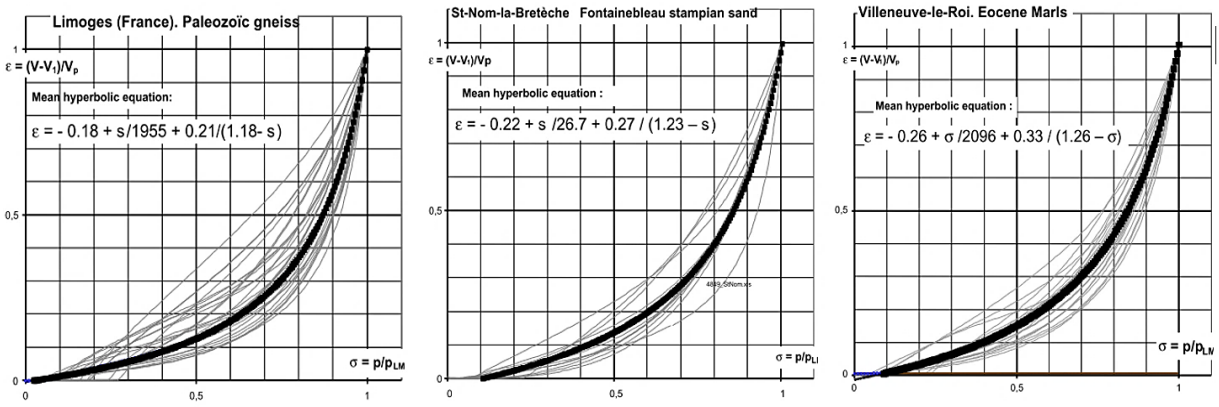


Figure II.17 : Application du modèle d'Hyperbole Simple (HS) ajusté aux courbes pressiométriques pour les différents sols selon (Baud & Gambin, 2008)

Par la suite, l'estimation d'une valeur de rupture conventionnelle, p^*_{LM} a été motivée par la nécessité pragmatique de déduire, à partir de cette caractéristique globale du sol, des règles de dimensionnement réalistes fondées sur la rupture. Cette valeur demeure indépendante de la recherche d'une pression limite « réelle », p^*_L correspondant à une déformation infinie (Baud et al., 2013).

Il apparaît que des sondes de diamètres très différents conduisent à des pressions limites équivalentes à p^*_{LM} pour des taux d'expansion variés. Ces taux correspondent plutôt à un déplacement absolu identique de la paroi du forage, de l'ordre de 13 mm, et non au doublement du volume de leur cavité.

Dans ce contexte, les auteurs ont proposé d'adopter, comme convention pour le calcul de la pression limite p_{LM}^* lors de tout essai avec variation radiale, une déformation conventionnelle définie par $\varepsilon = \Delta r/R_{ref}$, avec $R_{ref} = 13$ mm. La pression limite conventionnelle p_{LM}^*, correspondant alors à $\varepsilon = 1$, peut être estimée à l'aide d'une équation quadratique simple :

$$\left(\frac{1}{2.G_M} - \frac{1}{G_0}\right).{p_{LM}^*}^2 + \left(\frac{p_L^*}{2.G_0} + 1\right).p_{LM}^* - p_L^* = 0 \qquad \text{Équation II.54}$$

Où G_0 est le module de cisaillement tangent initial et G_M le module de cisaillement sécant correspondant à l'atteinte de la moitié de la pression limite p_L^*.

Par conséquent, une fois que toutes les inconnues sont déterminées, la courbe pression–déformation volumique de l'essai pressiométrique de Ménard peut être automatiquement formulée à l'aide du modèle en Double Hyperboles ou de l'Hyperbole Simple. Cela permet ensuite de réaliser des calculs complémentaires et des analyses plus avancées sur le comportement du sol.

II.3.3.2.2. Modèle d'Hyperbole Simple modifié à l'essai DCLT

Dans la section II.2.3, nous avons présenté l'essai DCLT ou Panda® 3, dont le mode d'exploitation a été amélioré grâce à l'intégration de plusieurs capteurs de mesure et à la mise en œuvre de calculs plus sophistiqués. Cette dernière version du pénétromètre dynamique à énergie variable permet d'obtenir différentes caractéristiques dynamiques du sol, notamment celles relatives à la résistance et à la déformation. En particulier, la relation entre la résistance de pointe dynamique et la profondeur de pénétration, mesurée à chaque coup d'impact, est illustrée par les courbes expérimentales de DCLT présentées à la Figure II.5.

S'inspirant du principe de la méthode des courbes t–z pour l'estimation du tassement des fondations superficielles à partir d'essais pressiométriques, une nouvelle approche de modélisation de ces courbes expérimentales de DCLT a été proposée dans plusieurs travaux récents (Reiffsteck et al., 2021, 2022) et (Luong et al., 2023, 2024). Cette approche repose sur le modèle d'Hyperbole Simple (HS) présenté précédemment.

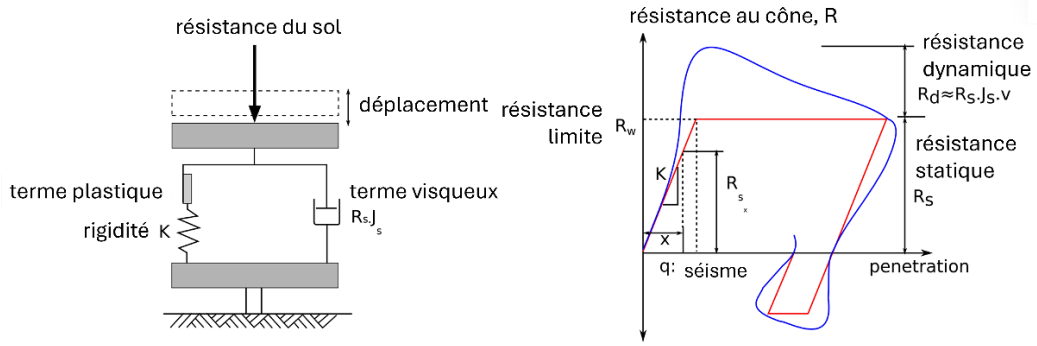


Figure II.18 : Schéma du modèle de l'analyse « macroélément » aux essais pénétrométriques dynamiques (Benz, 2009)

En effet, l'établissement d'une courbe normalisée repose sur l'ajustement d'un modèle rhéologique classique de la mécanique des sols, intégrant les différents phénomènes intervenant lors de l'enfoncement de la pointe (Figure II.18). Les caractéristiques principales de cette courbe sont le module dynamique E_d et la résistance pseudo-statique q_s (également appelée résistance limite q_{lim}).

Pour reproduire systématiquement l'essai à partir des courbes expérimentales en utilisant ces paramètres, une formulation hyperbolique (HS) est appliquée.

La version finale, proche de la méthode proposée par (Baud & Gambin, 2008) permet de systématiser la détermination des paramètres A_i et d'homogénéiser les termes de la formulation. La déformation pénétrométrique, ε_p, est alors exprimée par :

$$\varepsilon_p = \frac{s_p}{h_e} = A_1 + A_2.q + \frac{A_4}{A_6 - q} \qquad \text{Équation II.55}$$

Où s_p représente la pénétration de la pointe ; h_e la hauteur élastique équivalente, et q la variable de la résistance de pointe. Pour simuler l'essai Panda et tenir compte du fait que le cône est profondément enfoncé dans le sol, cette hauteur peut être exprimée par (Butterfield & Banerjee, 1971) :

$$h_e = \frac{\pi R}{4}(1 - \nu^2) \qquad \text{Équation II.56}$$

Où R est le rayon du cône du pénétromètre dynamique et ν le coefficient de Poisson. Les paramètres A_i sont ensuite définis comme suit :

$$\begin{aligned} A_1 &= -\frac{A_4}{A_6} \\ A_2 &= \frac{\alpha.B_{HS}}{E_d} \\ A_4 &= \frac{\alpha(1 - A_{HS})(1 - B_{HS})}{E_d}.q_{lim}^2 \\ A_6 &= q_{lim} \end{aligned} \qquad \text{Équation II.57}$$

On définit :

$$\alpha = (1 - \nu^2)\frac{b}{h_e}C_f \qquad \text{Équation II.58}$$

Où b est le diamètre du cône du pénétromètre dynamique et h_e la hauteur élastique équivalente définie au-dessus. C_f est un coefficient sans dimension, appelé coefficient de forme, qui prend la valeur $C_f = 0{,}79$ pour un cône rigide de forme circulaire.

Par ailleurs, q_{lim} correspond à la résistance limite (ou résistance pseudo-statique q_s) et E_d au module dynamique, tous deux obtenus à partir de l'essai DCLT ou Panda® 3, comme discuté à la section II.2.3.

Les paramètres A_{HS} et B_{HS} sont des constantes adimensionnelles liées respectivement au point d'inflexion de la courbe (ou à la transition entre la partie linéaire élastique et la partie non linéaire) et à la pente initiale de la courbe. Ces paramètres dépendent également de la nature du sol (Luong et al., 2024) (Reiffsteck et al., 2025) et peuvent varier entre 0,1 et 0,9 comme présenté dans le Tableau II.3.

Tableau II.3 : Paramètres A_{HS} et B_{HS} proposés selon les différents sols

Types de comportement des sols	A_{HS}	B_{HS}
Mou (argile, sable lâche)	0,3	0,3
Medium (limon, sols intermédiaire)	0,4	0,7
Raide (sable dense, sol dur)	0,7	0,9

Le calage des paramètres A_{HS} et B_{HS} est en effet réalisé par une étude paramétrique portant sur différentes variantes de sols. L'objectif de cette démarche est de garantir que l'allure de la courbe HS respecte les limites imposées par les valeurs de q_{lim} et E_{dyn}. La Figure II.19 illustre les résultats obtenus, comparant les courbes expérimentales DCLT et la courbe ajustée, basée sur le modèle d'Hyperbole Simple modifié, pour des sols sableux et limoneux.

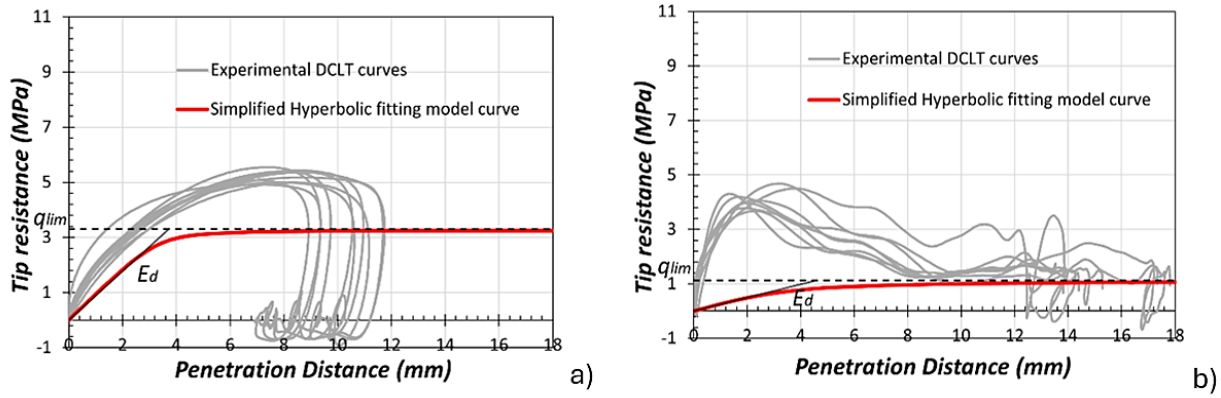


Figure II.19 : Application du modèle d'Hyperbole Simple modifié et ajusté aux courbes DCLT expérimentales pour a) sable et b) limon (cf. Luong et al., 2024)

II.3.3.2.3. Détermination des tassements des fondations superficielles

La similitude des mécanismes entre les deux phénomènes, d'une part la courbe résistance dynamique–enfoncement obtenue avec le Panda® 3 à chaque impact, et d'autre part la courbe charge–tassement issue des essais de chargement de fondations, permet, au-delà des observations réalisées lors des essais DCLT, de proposer une adaptation de la méthode de design de Briaud, basée sur la relation pression–volume du pressiomètre (Reiffsteck et al., 2009).

Dans ce cadre, le schéma présenté dans la Figure II.20, illustre les similitudes et les différences entre les deux essais. On peut noter les points distincts suivants :

1. L'essai DCLT est réalisé en mode dynamique, chaque impact de marteau générant une pénétration de la pointe conique de l'ordre de 10 à 20 mm, atteignant localement l'état limite de rupture du sol à l'échelle « micro ».

2. L'essai de chargement, à l'échelle « macro », est statique. De plus, en utilisant le critère de rupture conventionnel ($s \leq 10\%B$) pour le dimensionnement d'une fondation superficielle, le niveau de rupture du sol diffère de celui observé dans l'essai dynamique, en raison de l'échelle respective des deux dispositifs.

Cependant, il est possible de considérer que le comportement d'une semelle rigide, notamment de forme circulaire, soumise à une charge statique, induit dans le sol un massif conique en compression quasi-parfaite, considéré comme « *très rigide* », directement sous la base de la fondation. Ce mécanisme peut être assimilé, en première approximation, à celui d'un pénétromètre dynamique doté d'une « pointe conique géante » soumise à une charge dynamique, mais observé sur un laps de temps initial très court, *dt*, à partir de l'impact du marteau.

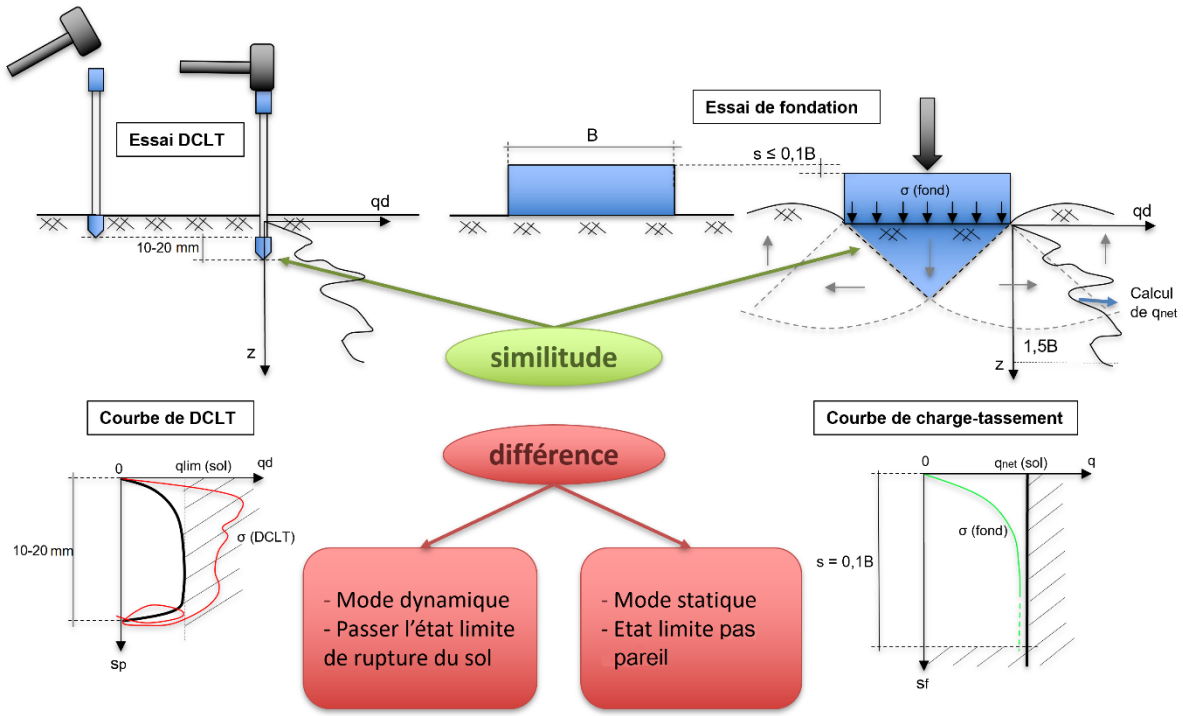


Figure II.20 : Analyse de la similitude et de la différence du mécanisme entre l'essai DCLT et de fondation

En appliquant le même principe que pour l'essai DCLT, il devient également possible de prédire le tassement des fondations superficielles ou d'établir la courbe charge–tassement à partir du modèle d'Hyperbole Simple. Pour analyser le comportement de cette « pointe conique géante », considérée comme équivalente à une fondation, deux paramètres principaux sont nécessaires : la résistance dynamique équivalente de la fondation, notée $q_{d;fond}$, et le module dynamique équivalent de la fondation, noté $E_{d;fond}$.

A partir de l'Équation II.55, le modèle d'Hyperbole Simple transformé pour le calcul du tassement des fondations superficielles peut alors s'écrire comme suit :

$$s = H(A_1 + A_2.q + \frac{A_4}{A_6 - q}) \qquad \text{Équation II.59}$$

Où s est le tassement de la fondation, H l'épaisseur des couches de sol situées sous la base, utilisée pour le calcul du tassement. Cette épaisseur dépend de la largeur de la semelle B, et est généralement prise dans une plage comprise entre *1,5B* et *2B* (zone d'influence). La variable $q = \sigma_{fond}$ correspond à la contrainte appliquée au sol à partir de la base de la fondation.

$$A_1 = -\frac{A_4}{A_6}$$

$$A_2 = \frac{\alpha . B_{HS}}{E_{d;fond}}$$

$$A_4 = \frac{\alpha(1 - A_{HS})(1 - B_{HS})}{E_{d;fond}} . q_{d;fond}^2$$

$$A_6 = q_{d;fond}$$

Équation II.60

La résistance dynamique équivalente de la fondation, $q_{d;fond}$, est assimilée à la capacité portante estimée à partir des données issues du pénétromètre dynamique. Ainsi, on a $q_{d;fond} = q_{net}$, où q_{net} correspond à la capacité portante définie par l'Équation II.41 dans la section II.3.3.1.

Le module dynamique équivalent de fondation, $E_{d;fond}$, est quant à lui estimé à partir des caractéristiques des couches de sol comprises entre le sommet du massif conique et une profondeur H mesurée à partir de ce point. Le coefficient α, associé à la déformation et à la forme de la fondation, est donné par $\alpha = (1 - \nu^2)\frac{B}{H}C_f$, où B est la largeur de la semelle, ν le coefficient de Poisson, et C_f le coefficient de forme, dont les valeurs usuelles sont C_f = 0,79 pour une semelle circulaire et C_f = 0,88 pour une semelle carrée.

Les paramètres A_{HS} et B_{HS}, déjà présentés précédemment, sont liés respectivement au point d'inflexion marquant la transition entre la partie linéaire élastique et la partie non linéaire de la courbe, et à la pente initiale de la courbe. Ils dépendent de la nature du sol et sont obtenus à partir du calage du modèle HS sur les essais DCLT.

En effet, l'introduction du coefficient α, dérivé de la théorie générale de l'élasticité de Boussinesq (Boussinesq, 1885), permet de transformer les équations, à partir de Équation II.59, en une formulation élastique de calcul du tassement des fondations superficielles. On obtient ainsi un modèle élastique non linéaire, présenté dans l'Équation II.61 ci-après :

$$s = q_{d;fond} . \frac{(1 - \upsilon^2) . B . C_f}{E}$$

Équation II.61

Où le module de déformation, E peut être estimé en fonction du module dynamique équivalent de fondation, $E_{d;fond}$ en utilisant l'Équation II.62, qui s'écrit comme suit :

$$E = \frac{E_{d;fond}}{B_{HS} . r_q + (1 - A_{HS}) . (1 - B_{HS}) . \frac{r_q}{1 - r_q}}$$

Équation II.62

Avec $r_q = \frac{q}{q_{d;fond}}$ représente le rapport entre la contrainte appliquée q et la capacité portante de la fondation superficielle $q_{d;fond}$. Cette équation peut alors être réécrite sous une forme reliant le rapport des modules à la variation de la contrainte, c'est-à-dire en fonction du ratio r_q, selon la relation suivante :

$$\frac{E}{E_{d;fond}} = k(r_q) = \frac{1}{B_{HS}.r_q + (1 - A_{HS}).(1 - B_{HS}).\frac{r_q}{1 - r_q}}$$ Équation II.63

Cette relation inédite ouvre la possibilité d'établir une comparaison avec les travaux portant sur l'estimation du rapport $E/E_M = k(\varepsilon)$ issus de l'essai pressiométrique de Ménard (Hoang et al., 2018). Cette approche a été proposée comme alternative à celle présentée dans la norme NF P94-261 (AFNOR, 2013) récapitulée dans le Tableau I.11 (section I.2.2.1.3). Une telle confrontation permettrait ainsi de mettre en évidence des analogies conceptuelles et des divergences méthodologiques, laissant entrevoir des perspectives d'investigation complémentaires.

La Figure II.21 illustre les lois de dégradation du module obtenues selon les deux approches considérées. Pour la méthode pénétrométrique, les courbes de la dégradation du module de déformation pour les différents types de sol sont assez proches lorsque la charge appliquée est inférieure à la résistance du terrain calculées pour l'état limite de service, V_{ELS}. Au-delà, les courbes divergent. On peut remarquer la dégradation du module pour les sols mous est plus prononcée par rapport aux sols intermédiaires et sols durs.

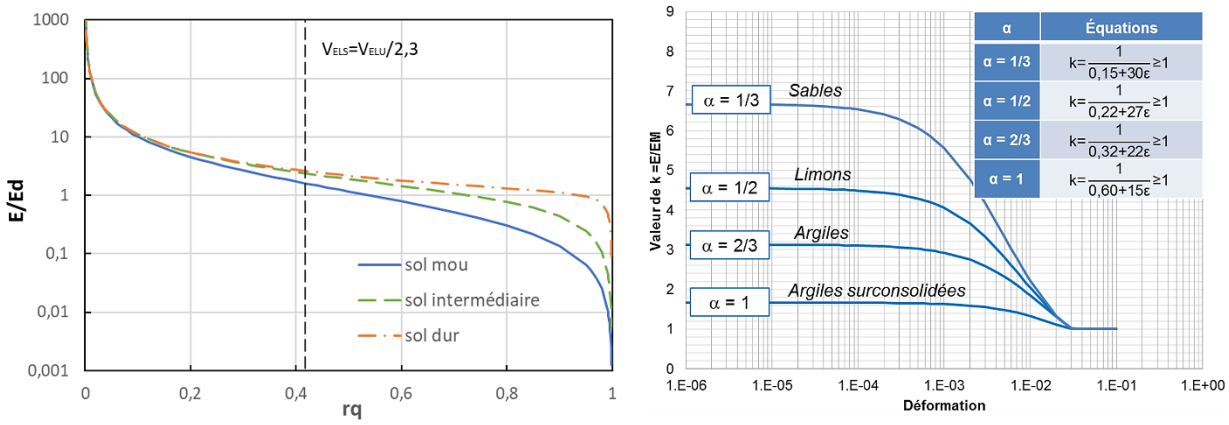


Figure II.21 : Lois de dégradation de module selon les sols différents basée sur la méthode pressiométrique (cf. Hoang et al., 2018) à droite et sur la méthode pénétrométrique dynamique proposée dans la thèse

II.3.3.3. Validation de la méthode proposée

La validation de la méthode de dimensionnement fondée sur l'essai DCLT repose sur une comparaison entre les résultats obtenus à l'aide de l'approche proposée et ceux issus des méthodes de calcul existantes, qu'il s'agisse des normes en vigueur NF P94-261 (AFNOR, 2013), DTU 13.2, 1992 (Document Technique Unifié) ou des méthodes empiriques non normalisées présentées dans le chapitre précédent.

En complément, la base de données expérimentale disponible, intégrant différents essais in situ de reconnaissance des sols (pressiomètre Ménard, essai au cône statique CPT, essai de pénétration standard SPT, et essais de pénétration dynamique DPT/DCLT), ainsi que des essais de chargement à la plaque réalisés soit par les laboratoires LPC dans les années 1980, soit dans le cadre du présent projet doctoral sur des sites représentatifs de diverses natures de sols, a permis de renforcer la fiabilité de la vérification des résultats obtenus par calcul.

Les modalités de réalisation des essais de chargement sur site, ainsi que l'analyse des résultats expérimentaux correspondants, seront présentées dans la partie suivante. Il convient de souligner que plusieurs travaux récents (Reiffsteck et al., 2021, 2022, 2024, 2025) et (Luong et al., 2023, 2024) ont déjà mis en évidence la pertinence de l'essai DPT/DCLT, notamment pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. Ces constats viendront étayer et contextualiser les résultats développés dans les paragraphes suivants.

II.3.3.3.1. Evaluation de capacité portante estimée

L'évaluation de la capacité portante calculée s'appuie principalement sur l'analyse de la fonction de répartition du rapport entre les facteurs de portance obtenus par calcul, notés k_{cal}, à partir de différentes méthodes de dimensionnement, et ceux déterminés expérimentalement, notés k_{mes}, déduits des résultats des essais de chargement pour une charge de rupture définie selon le critère conventionnel $s=10\%B$.

À cet égard, une comparaison a été réalisée entre les approches pressiométriques et pénétrométriques statiques normalisées NF P94-261 (AFNOR, 2013), la méthode de cisaillement (c-φ) par Terzaghi, la méthode proposée basée sur le pénétromètre dynamique, ainsi que celle issue du Fascicule 62 – Titre V (F62TV). Les premiers résultats de cette confrontation ont été présentés par (Reiffsteck et al., 2021, 2022), sur différents types de sols représentatifs : sols limoneux du site de Jossigny, sols argileux du site de Cran, et sols sableux du site de Labenne (Figure II.22).

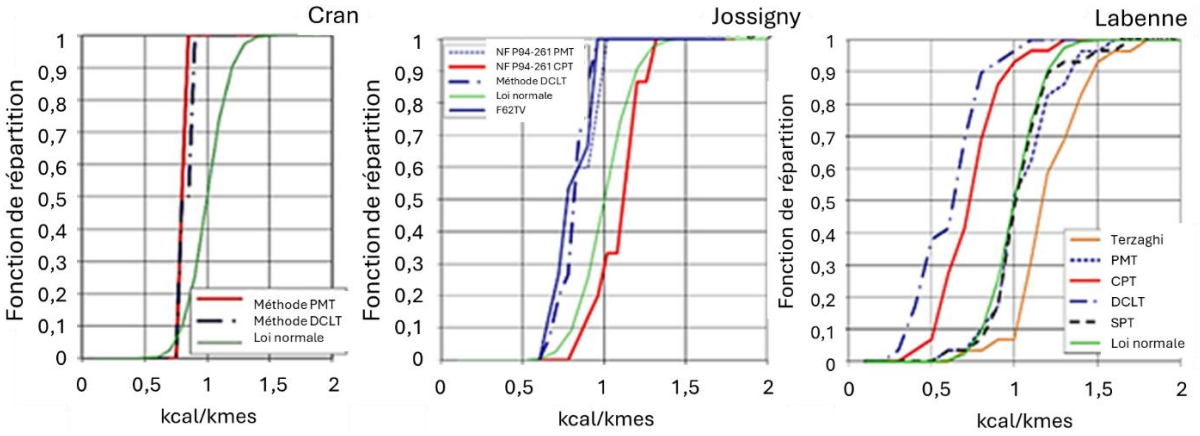


Figure II.22 : Courbes de répartition de la capacité portante estimée par différentes méthodes (Reiffsteck et al., 2021, 2022)

L'analyse des figures met en évidence que l'ensemble des méthodes de dimensionnement considérées produisent, de manière générale, des distributions de type sigmoïde, dont la forme se rapproche fortement d'une loi normale $\mathcal{N}(\mu = 1; \sigma^2 = 0{,}15)$, et ce pour la majorité des types de sols étudiés. On observe néanmoins que, pour les trois sites expérimentaux – Jossigny (limons), Labenne (sables) et Cran (argiles) – les prédictions tendent globalement à fournir une estimation conservative de la capacité portante, les courbes étant situées majoritairement dans l'intervalle [0 ; 1] du rapport k_{cal}/k_{mes}.

Cette tendance est particulièrement marquée pour la méthode proposée, notée DCLT, dont les résultats se traduisent par un biais conservatif favorable en termes de sécurité dans le dimensionnement. Bien que le niveau de sécurité, mesuré par l'écart par rapport à la valeur moyenne de référence égale à 1, varie légèrement selon la nature du sol et le site considéré, il demeure

globalement du même ordre de grandeur que celui obtenu à partir des estimations fondées sur les essais pressiométriques.

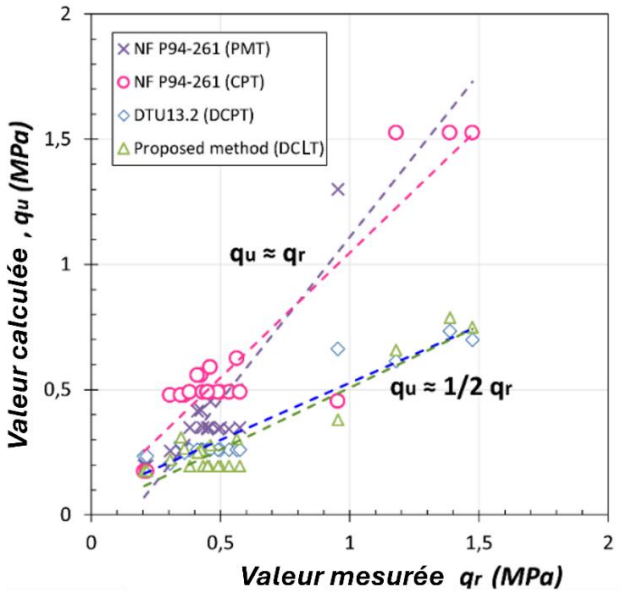


Figure II.23 : Capacité portante calculée en fonction de la mesure à l'ensemble des sites différents (Luong et al., 2024)

Par ailleurs, (Luong et al., 2023, 2024) ont présenté dans la Figure II.23 les résultats de la capacité portante q_u calculée au moyen de différentes méthodes directes, appliquées aux données issues de plusieurs techniques d'investigation in situ telles que le pressiomètre Ménard (PMT), le pénétromètre statique (CPT) et le pénétromètre dynamique à énergie variable (DCLT). Ces résultats sont comparés aux valeurs mesurées q_r, déduites des essais de chargement de fondations, en adoptant comme critère de rupture conventionnel un tassement égal à $s = 10\%B$. Les essais de chargement ont été réalisés sur plusieurs sites représentatifs de contextes géotechniques variés (Jossigny, Cran, Messanges, Aulnat et Montfavet), dont la description détaillée et les résultats expérimentaux seront présentés dans la troisième partie suivante.

Le graphique met en évidence que plus la résistance des sols est élevée, plus l'écart entre les résultats calculés selon les différentes approches devient significatif. Les données issues des deux méthodes directes normalisées, appliquées respectivement au PMT et au CPT, montrent une bonne capacité prédictive de la portance, leurs courbes de tendance restant proches de la diagonale de référence ($q_u \approx q_r$). En revanche, les résultats obtenus avec les méthodes fondées sur le pénétromètre dynamique (DTU 13.2, 1992 et méthode proposée DPT/DCLT) traduisent une sous-estimation systématique de la capacité portante, de l'ordre d'un facteur deux ($q_u \approx 1/2\ q_r$). Cette tendance confirme une approche de dimensionnement conservatrice, rejoignant ainsi les conclusions formulées dans les travaux antérieurs de (Reiffsteck et al., 2021, 2022) concernant la sécurité des conceptions fondées sur les méthodes pénétrométriques.

Plus récemment, une méthode directe de dimensionnement des fondations superficielles intégrant conjointement les résultats du DPT/DCLT et du SPT a été proposée par (Reiffsteck et al., 2024). Les courbes de répartition du rapport entre les facteurs de portance obtenus à partir du pénétromètre dynamique et de l'essai de pénétration au carottier, pour différents types de sols et l'ensemble des cas étudiés, sont présentées dans la Figure II.24. Ces résultats mettent en évidence une évolution

des facteurs de portance en fonction de l'encastrement relatif, avec un ajustement globalement satisfaisant par rapport aux données expérimentales, à l'exception de quelques valeurs plus élevées pour de faibles encastrements. Les fonctions de répartition présentent une allure proche d'une loi gaussienne et confirment la tendance générale à une conception prudente des méthodes pénétrométriques dynamiques, orientée vers le conservatisme.

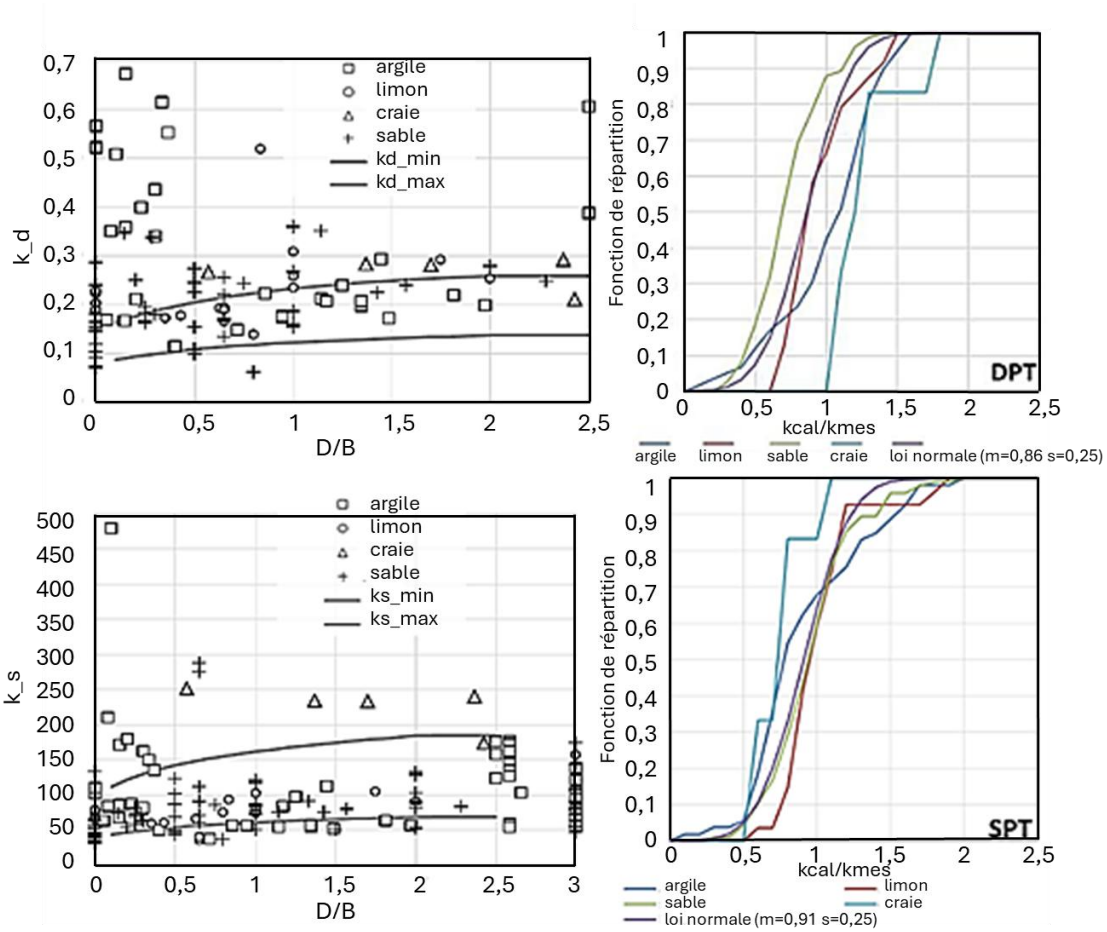


Figure II.24 : Courbes d'évolution des facteurs de portance avec l'encastrement relatif et courbes de répartition pour les différents sols selon la méthode pénétrométrique dynamique et au carottier (Reiffsteck et al., 2024)

Ensuite, les auteurs ont présenté des résultats synthétisés sous forme graphique (Figure II.25). Il apparaît que la dispersion des facteurs de portance pénétrométriques, k_d et k_s, obtenus respectivement à partir des méthodes DCLT et SPT, est comparable à celle du facteur de portance *kp* issu des essais PMT, qui demeure la méthode de référence dans la pratique française. Par ailleurs, l'ensemble des méthodes directes dérivées des essais pressiométriques Ménard, pénétrométriques statiques, dynamiques ou au carottier, tendent à sous-estimer la capacité portante mesurée d'environ 60 %, tout en présentant une faible proportion de surestimations. Les écarts-types associés aux différentes courbes restent également très faibles, ce qui traduit une bonne cohérence des résultats. En revanche, la méthode classique de Terzaghi, fondée sur les propriétés de cisaillement du sol, révèle une dispersion sensiblement plus marquée.

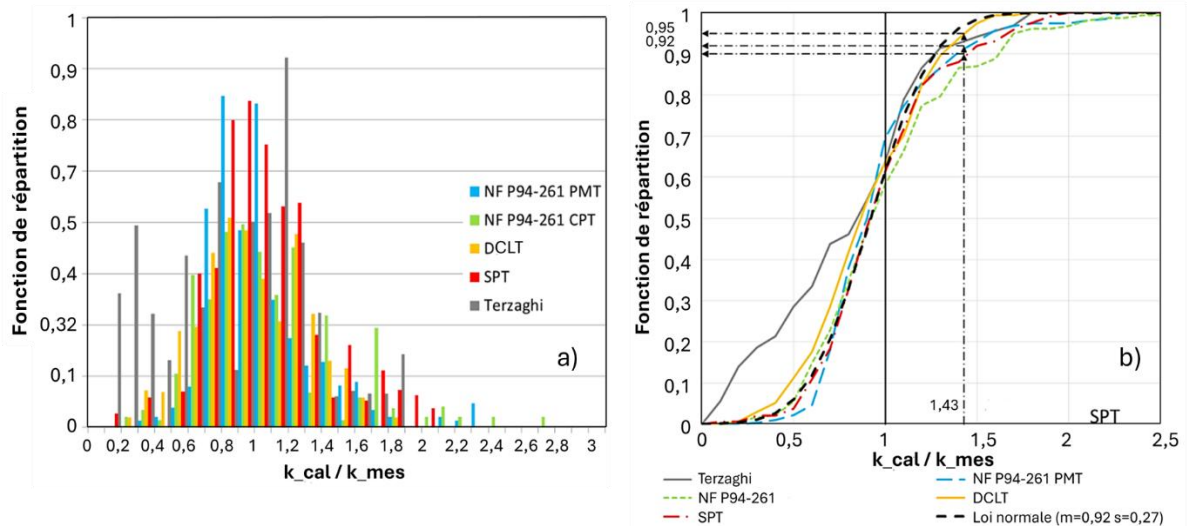


Figure II.25 : Evaluation des différentes méthodes selon le rapport des coefficients de portance calculés et mesurés par a) histogramme et b) courbe de répartition pour l'ensemble des sols (Reiffsteck et al., 2024)

II.3.3.3.2. Vérification de tassement déterminé

En ce qui concerne la vérification des tassements calculés, peu d'études publiées sont actuellement disponibles. La vérification s'effectue principalement par comparaison des résultats obtenus à partir des différentes méthodes synthétisées dans les chapitres précédents avec les données expérimentales issues des courbes charge–tassement des fondations superficielles. Dans ce cadre, (Reiffsteck et al., 2021, 2022) ont présenté les prédictions de tassement obtenues selon quatre méthodes de dimensionnement :

1. la norme française (AFNOR, 2013) pour l'essai pressiométrique ;
2. l'approche de la courbe t-z analogique, LSCA (acronyme en anglais pour *Load Settlement Curve Approach*) proposée par (Briaud, 2007) ;
3. le modèle hyperbolique simplifié, HS pour l'essai PMT basé sur les études de (Baud et al., 1992), (Baud & Gambin, 2008) et (Baud et al., 2013) ; et
4. la méthode normalisée pour l'essai au pénétromètre statique selon (Schmertmann, 1970), (Schmertmann et al., 1978).

Les fondations étudiées comprenaient une semelle carrée de 1×1 m^2 sur le site limoneux de Jossigny et une semelle circulaire de 0,6 m de diamètre sur le site d'argile marine de Cran. La comparaison des courbes de tassement obtenues pour ces cas est présentée dans la Figure II.26 suivante.

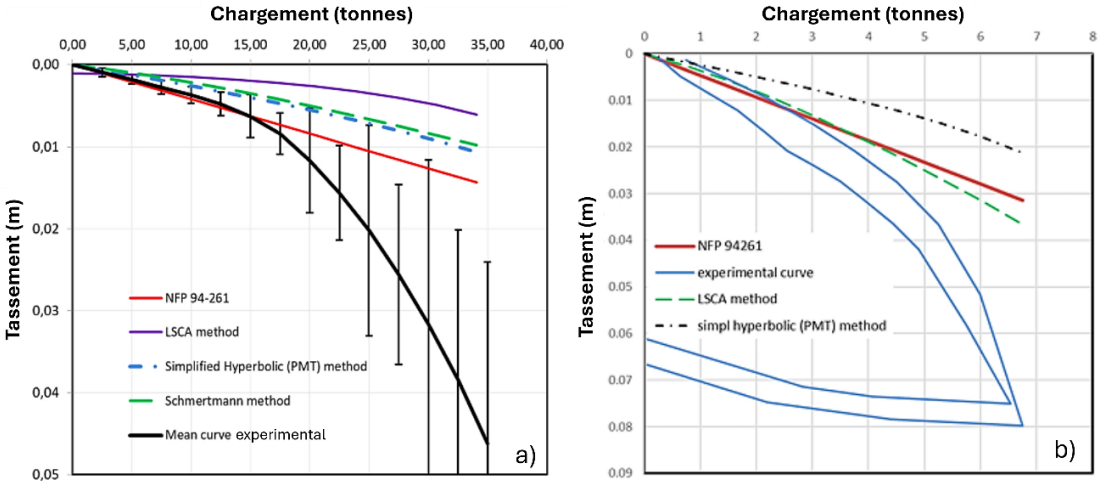


Figure II.26 : Comparaison des courbes de chargement-tassement mesurées à partir de l'essai de fondation et calculées par différentes méthodes sur site a) limoneux à Jossigny et b) argileux de marine à Cran (Reiffsteck et al., 2021, 2022)

Pour le sol limoneux de Jossigny (Figure II.26 a), les tassements prédits par les méthodes NF P94-261, Schmertmann et le modèle d'Hyperbole Simple appliqué au PMT, correspondent relativement bien à la courbe expérimentale moyenne dans la zone élastique. En revanche, la méthode LSCA de Briaud tend à sous-estimer le tassement.

Pour l'argile marine de Cran (Figure II.26 b), la méthode standardisée pressiométrique NF P94-261 fournit une estimation de tassement satisfaisante, tandis que les deux autres produisent des résultats légèrement plus conservateurs. Lorsque la charge appliquée dépasse 50 % de la capacité portante ($s = 10\%B$ soit 6 cm), l'ensemble des trois méthodes tend à sous-estimer le tassement observé expérimentalement. Parmi ces méthodes, le modèle d'Hyperbole Simple pour PMT s'écarte le plus des courbes expérimentales, alors que la méthode NF P94-261 demeure la plus proche.

Dans le cadre de ce projet de thèse, la méthode basée sur le modèle d'Hyperbole Simple, adapté aux essais DCLT, a été utilisée pour calculer le tassement des fondations superficielles et faire l'objet d'une vérification expérimentale. La courbe de chargement–tassement prédite par les Équation II.61 et Équation II.62 a été confrontée aux courbes expérimentales issues des essais de chargement réalisés sur des sites présentant différents types de sols : argile à Cran, limon raide à Montfavet et limon à Aulnat pour une plaque circulaire de 0,6 m de diamètre, ainsi que limon à Jossigny pour une plaque carrée de 1x1 m². La méthodologie et les résultats détaillés de ces essais de chargement seront présentés dans la partie expérimentale suivante.

Les Figure II.27 a), b) et c) illustrent respectivement la comparaison des prédictions avec les courbes expérimentales pour les sites de Cran, d'Aulnat, et de Montfavet, par superposition graphique des courbes de chargement-tassement. La prédiction de ces courbes est réalisée à l'aide de différentes méthodes de calcul des fondations superficielles directes, dont une proposée dans ces travaux de thèse et deux autres existantes et standardisées, ce qui sont calculées pour une durée de 10 ans :

1. la méthode pénétrométrique dynamique du modèle HS modifié pour l'essai DCLT ;
2. la méthode pressiométrique dans la norme française NF P94-261 (AFNOR, 2013) ; et
3. la méthode pénétrométrique statique de (Schmertmann, 1970).

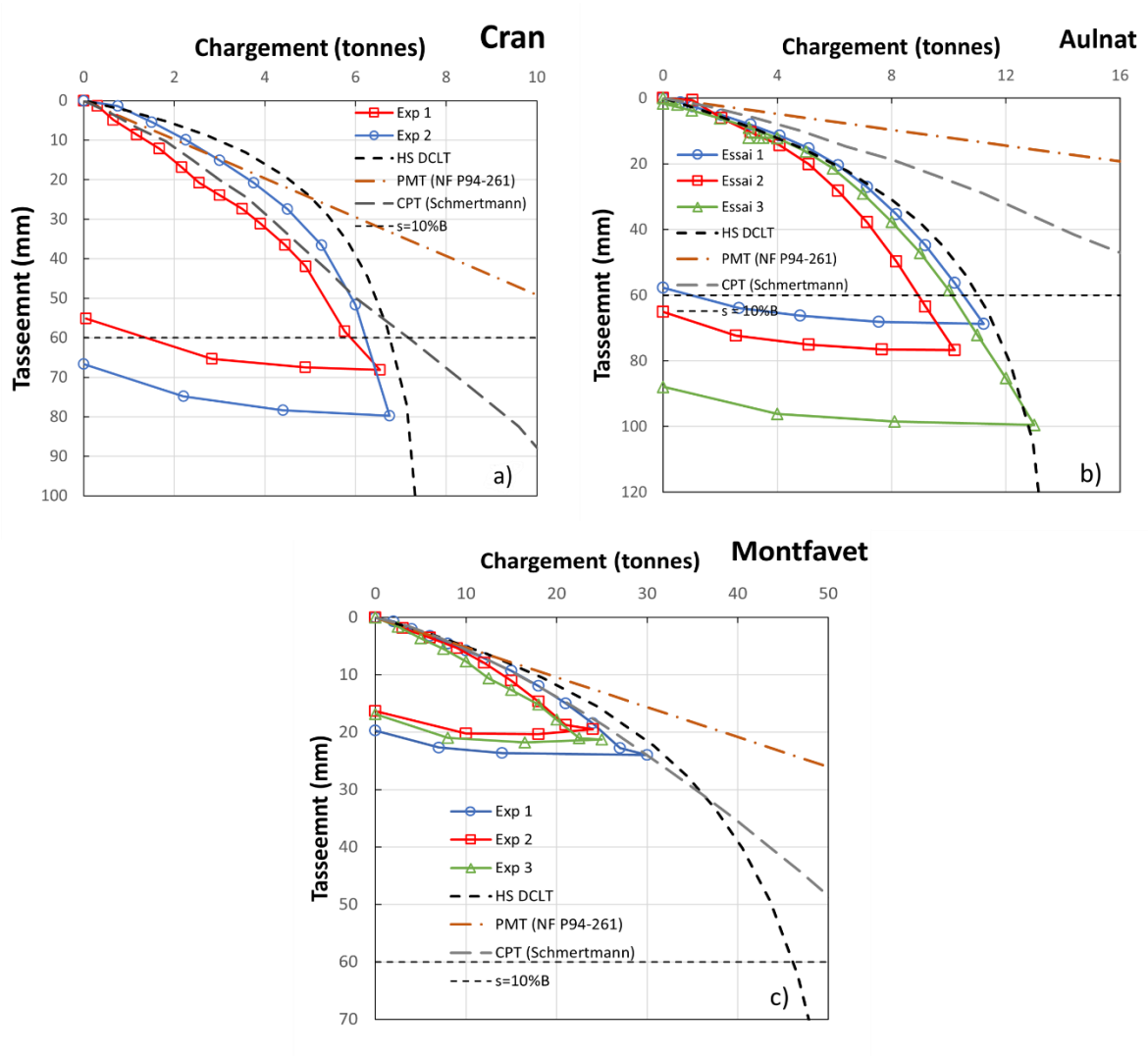


Figure II.27 : Application du modèle d'Hyperbole Simple modifié à l'essai DCLT (HS-DCLT) pour prédire les courbes de chargement-tassement des fondations superficielles en comparant avec les différentes méthodes standardisées

Pour chaque site, les courbes expérimentales sont équivalentes. Les valeurs de la charge limite, V_{max} sont définies conventionnellement correspondant à un tassement $s = 10\%$, à l'exception des courbes expérimentales du site de Montfavet, qui restent encore éloignées de la rupture, dernier en raison des limites des dispositifs expérimentaux. Ce point sera élargi dans la prochaine partie des essais expérimentaux.

En général, lorsque la charge appliquée ne dépasse pas un tiers de V_{max}, les courbes de charge-tassement obtenues à l'aide des trois méthodes de calcul présentent toutes une bonne prédiction pour les trois sites. Au-delà, ces courbes calculées commencent toutefois à diverger, notamment quand la charge appliquée est supérieure à la moitié de V_{max}. En effet, la méthode pressiométrique sous-estime le tassement dans les trois cas. Les deux méthodes pénétrométriques, CPT de Schmertmann et cela du modèle d'Hyperbole Simple appliqué aux essais DCLT (HS-DCLT), quant à elles, montrent moins de sous-estimation du tassement des fondations superficielles, en particulier la méthode proposée, dont les courbes permettent une bonne prédiction.

De même, cette remarque est également confirmée par l'étude de (Reiffsteck et al., 2025) quand les tassements calculés par les différentes méthodes directes sont confrontés avec la mesure aux niveaux de chargement variés, comme présentée dans la Figure II.28. Ainsi, cette observation présente, dans un premier temps, la pertinence de la méthode proposée pour la prédiction des tassements et la détermination des courbes charge–tassement.

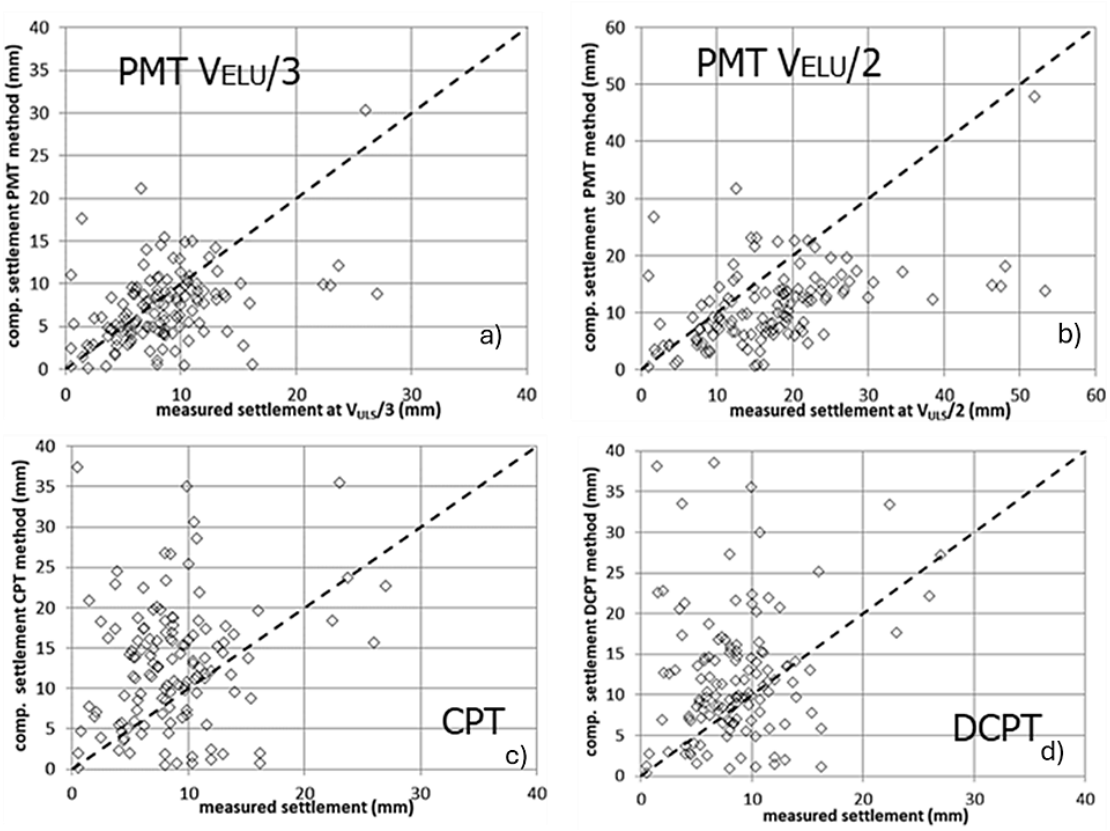


Figure II.28 : Comparaison des tassements mesurés et calculés pour la méthode pressiométrique a) à V = 1/3 V_{ELU} et b) à V = 1/2 V_{ELU} et les méthodes pénétrométriques c) statique et d) dynamique (c.f. Reiffsteck et al., 2025)

Cependant, malgré des résultats encourageants, certains enjeux intrinsèques à la méthode subsistent lors du calcul. Il s'agit notamment de la détermination du module dynamique équivalent de fondation, $E_{d;fond}$, pour l'estimation du tassement, ainsi que de l'application des paramètres A_{HS} et B_{HS}, issus de l'ajustement des courbes expérimentales DCLT, pour le calcul des fondations superficielles. Ces points constituent des perspectives de recherche ouvertes pour des travaux futurs, afin de raffiner et optimiser l'approche proposée.

II.4. Conclusion de la Partie II

Les essais au pénétromètre dynamique constituent une technique d'investigation géotechnique des sols superficiels reconnue pour sa simplicité, sa praticité et sa large diffusion à l'échelle mondiale, à l'instar de l'essai de pénétration au carottier (SPT), par exemple. Les récents développements de ces instruments, tels que le pénétromètre dynamique à énergie variable Panda® de troisième génération, équipé de nouveaux capteurs de mesure et intégrant le calcul des équations d'ondes (Benz Navarrete et al., 2013), (Benz Navarrete et al., 2022), offrent la possibilité de caractériser les sols de manière plus précise et de fournir plusieurs paramètres, dont le comportement contrainte–déformation via la courbe DCLT. Cette présentation générale de la technique offre une vision d'ensemble et permet de retracer son évolution et d'en comprendre les principes fondamentaux, constituant ainsi une référence utile pour appréhender à la fois ses fondements théoriques et ses applications pratiques.

Par la suite, l'exploitation des données issues de ces pénétromètres dynamiques pour le dimensionnement des fondations superficielles a été mise en évidence au cours de cette deuxième partie, incluant à la fois le calcul de la contrainte maximale admissible et la prédiction des tassements. En particulier, une méthode innovante de conception basée sur les essais DCLT a été développée et proposée, en s'appuyant sur de nombreuses études récentes (Reiffsteck et al., 2021, 2022, 2024, 2025) et (Luong et al., 2023, 2024). La validation de cette méthode, réalisée par comparaison avec d'autres approches normalisées et avec des mesures expérimentales, a permis de justifier la fiabilité et la pertinence des résultats obtenus, notamment pour l'estimation de la capacité portante.

Par ailleurs, l'application du modèle d'Hyperbole Simple modifié aux essais DCLT (modèle HS-DLCT) pour l'estimation des courbes charge–tassement des fondations superficielles ouvre également des perspectives pour des recherches futures, permettant d'enrichir et de compléter cette approche méthodologique.

Partie III – Base de données expérimentales et réalisation des essais de chargement de fondations superficielles

III.1. Introduction

L'essai de chargement à la plaque, PLT (pour *the Plate Load Test*) constitue une méthode expérimentale in situ couramment utilisée en géotechnique. Il permet d'évaluer les propriétés de résistance et de déformabilité d'un sol soumis à un chargement statique appliqué verticalement à l'aide d'une plaque rigide. Les résultats issus de cet essai sont largement exploités (Barnard, 2019) pour diverses applications : vérification de la qualité de compactage des remblais, chaussées et plateformes avant construction, détermination du module de déformation ou de la rigidité du sol sous différents niveaux de charge, ainsi qu'affinement du dimensionnement des fondations. C'est cette dernière finalité qui est mise à profit dans le cadre de la présente étude. En effet, l'essai de chargement à la plaque permet aussi d'estimer la capacité portante admissible et les tassements des fondations superficielles à partir des déformations mesurées expérimentalement.

Le principe et la procédure opératoire de l'essai sont décrits dans la norme NF P94-117-1 (AFNOR, 2000). L'appareillage se compose d'une plaque métallique rigide, circulaire, de diamètre 600±2mm, soumise à une série de paliers de chargement statique. L'essai comporte également divers dispositifs de mesure permettant l'enregistrement des contraintes appliquées et des déplacements correspondants. Afin d'assurer que la plaque reste suffisamment rigide sans influencer les résultats liés à la déformation du sol, sa flexion maximale, mesurée entre le centre et la périphérie sous une charge de 1000daN (± 50 daN), ne doit pas excéder 0,2 mm. Le schéma suivant (Figure III.1) illustre le principe de la mesure de la rigidité de la plaque.

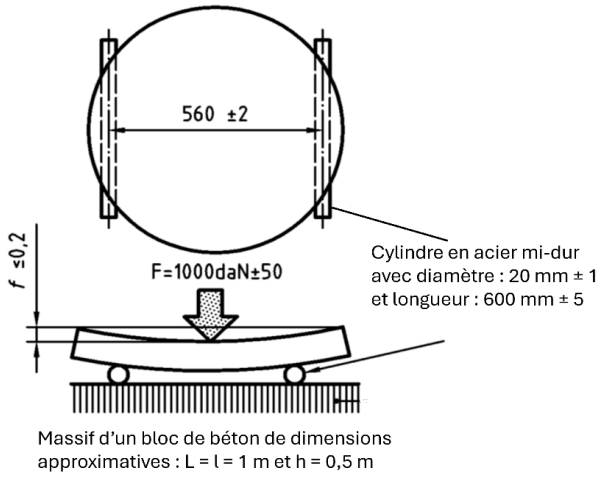


Figure III.1 : Principe de la mesure de la rigidité de la plaque circulaire de 60 cm de diamètre (AFNOR, 2000)

À des fins de calcul et de validation du comportement des fondations superficielles, l'essai de chargement à la plaque (PLT) peut être adapté et perfectionné pour devenir un essai de chargement de fondation superficielle, FLT (pour *the Foundation Loading Test*) à grande échelle, dont les résultats doivent respecter les éléments présentés dans NF EN 1997-1 (AFNOR, 2005a) pour leur exploitation dans le cadre de la justification (conditions de terrain, effets de temps ou effets d'échelle). Dans cette configuration, le dispositif d'essai est modifié afin de mieux reproduire les

conditions réelles d'un ouvrage de fondation. Ainsi, la plaque métallique du PLT peut être remplacée par une fondation modèle en acier ou en béton, de manière à garantir une rigidité suffisante durant l'application des charges. De plus, la géométrie de la fondation peut être variée, circulaire, carrée ou rectangulaire, et ses dimensions portées à environ un mètre, voire plusieurs mètres, afin de reproduire plus fidèlement les mécanismes de transfert de charge et les déformations observées dans des conditions réelles.

Comme discuté dans les sections précédentes, les résultats issus des essais de reconnaissance du sol (tels que le PMT, CPT, ou DPT/DCLT) doivent généralement être extrapolés ou ajustés à l'aide de corrélations empiriques pour être exploités dans le calcul des fondations. À l'inverse, l'essai de chargement de fondation permet d'observer directement le comportement réel du sol sous fondation, notamment la relation contrainte-tassement, la charge limite et les mécanismes d'évolution du tassement en fonction du niveau de chargement appliqué. Cet essai joue ainsi un rôle fondamental, car il fournit une base de référence expérimentale indispensable pour l'étalonnage et la validation des méthodes de conception dérivées des essais de reconnaissance. Il contribue à améliorer la fiabilité des modèles de calcul, en rapprochant les estimations analytiques ou empiriques du comportement réel du sol.

Par ailleurs, comparativement aux modèles réduits réalisés en laboratoire, les essais de chargement à grande échelle in situ présentent l'avantage de minimiser certains biais expérimentaux. Ces biais peuvent notamment résulter des effets de granulométrie liés à la reconstitution artificielle des sols, des effets d'échelle, qui nécessitent souvent de normaliser le tassement par rapport aux dimensions de la semelle pour obtenir une représentativité correcte (Oh & Vanapalli, 2013), ou encore de la gravité terrestre constante, qui, à petite échelle, rend les forces de pesanteur négligeables par rapport aux efforts appliqués. Ce dernier effet impose fréquemment des corrections par essais en centrifugeuse géotechnique (Corte & Garnier, 1986) afin de restaurer les rapports de contraintes réalistes.

Cependant, comme il s'agit d'un essai reproduisant le comportement réel des fondations superficielles à grande échelle, la mise en œuvre des essais de chargement in situ requiert généralement des équipements lourds et de grande dimension. Cette configuration rend les opérations de transport, d'installation et d'accès au site souvent complexes sur le plan logistique. En effet, la réalisation d'un essai de chargement de fondation nécessite non seulement un dispositif de réaction adapté (masses de lestage, poutres de réaction, ancrages, vérins hydrauliques, etc.), mais également une infrastructure de mesure précise et stable, ce qui impose une préparation minutieuse du chantier d'essai. Par ailleurs, la durée de réalisation de ces essais est souvent longue, un seul essai pouvant s'étendre sur plusieurs jours, voire plusieurs semaines, en fonction des conditions du site, des cycles de chargement imposés et des objectifs de mesure (Luong et al., 2024). Ces contraintes techniques et temporelles se traduisent naturellement par un coût de mise en œuvre élevé, ce qui limite la fréquence de recours à cette méthode, notamment dans les projets à grande échelle.

Dans cette troisième partie, l'attention est portée sur les travaux expérimentaux réalisés in situ, comprenant des essais de chargement de fondations effectués dans le cadre de cette recherche. Dans un premier temps, une base de données expérimentale historique issue du réseau du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LPC), synthétisée par (Canépa & Garnier, 2004), sera présentée. Par la suite, seront décrits les essais de chargement à la plaque réalisés sur différents sites

représentatifs de diverses typologies de sols, pour lesquels des essais au pénétromètre dynamique DCLT ont été préalablement effectués.

Les résultats obtenus lors de ces essais constituent une base de comparaison essentielle permettant la validation expérimentale des méthodes analytiques proposées, notamment celle fondée sur le modèle HS-DCLT développée dans la deuxième partie, ainsi que des approches numériques de modélisation qui seront détaillées ultérieurement dans la quatrième partie du manuscrit.

III.2. Base des données des essais de chargement de fondations superficielles

III.2.1. Contexte historique des essais de chargement

Une brève rétrospective de l'évolution des essais de chargement a été présentée dans la publication de (Canépa & Garnier, 2004) selon laquelle l'histoire de cette méthode remonte aux premières décennies du XXe siècle. D'après le rapport de (Weiss, 1973), les premières séries d'études expérimentales sur les fondations superficielles proviennent de travaux menés par différents chercheurs tels que (Fellenius, 1929) en Finlande, (Kögler, 1931) en Allemagne ou encore (Golder, 1941) au Royaume-Uni. Ces expérimentations ont toutefois été réalisées en laboratoire sur des modèles réduits de semelles dont la dimension maximale n'excédait pas 0,3 mètre, généralement posées sur des sols sableux reconstitués.

Les résultats de ces premières investigations ont ensuite été exploités par (Terzaghi, 1943) qui publia le premier calcul théorique de la capacité portante pour des fondations filantes soumises à une charge verticale centrée, approche désignée aujourd'hui comme la méthode *c*-φ, déjà présentée dans la section I.2.1.1.1.

Au cours des décennies suivantes, entre 1950 et 1970, de nombreuses campagnes expérimentales complémentaires ont été menées en laboratoire, notamment celles de (Meyerhof, 1951, 1953) (Giraudet, 1965), (Tran-Vô-Nhiem, 1965) et (Vesic, 1973), Ces travaux ont permis d'étendre la théorie initiale de Terzaghi à des configurations plus complexes, intégrant notamment l'influence de la forme des fondations, de l'excentricité et de l'inclinaison des charges, contribuant ainsi à enrichir la compréhension du comportement mécanique des fondations superficielles.

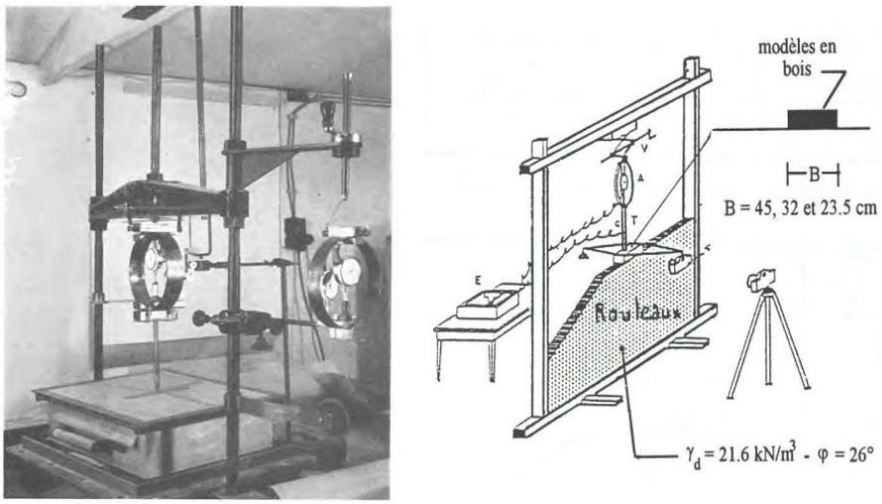


Figure III.2 : Equipements des essais de chargement en laboratoire réalisés par (Meyerhof, 1951) et (c.f. Tran-Vô-Nhiem, 1965)

À la même époque, Louis Ménard, dès le début de sa carrière dans les années soixante, conscient de l'importance des essais de chargement in situ pour la calibration et l'amélioration des méthodes de conception des fondations, entreprit la réalisation de plusieurs essais de chargement sur un site expérimental situé à Longjumeau, au sud de Paris (Ménard, 1963). L'objectif principal de ces travaux était d'établir les premières règles de calcul direct des fondations superficielles et de définir les facteurs de portance k_p (voir section I.2.1.1.2.), à partir des paramètres obtenus grâce à son appareil innovant : le pressiomètre Ménard. La méthode qu'il développa à cette occasion demeure aujourd'hui encore une référence fondamentale dans la norme française et continue d'être largement utilisée dans la pratique du génie géotechnique.



Figure III.3 : Essai de chargement in situ sur un massif de sable reconstitué à Châtenay sur Seine (c.f. Canépa et al., 1987)

Par la suite, au cours des années quatre-vingt, une centaine d'essais de chargement ont été réalisés par les réseaux du Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LPC) sur plusieurs sites en France, représentatifs de différents types de sols (sables, argiles, limons et craies) (Figure III.3). Ces essais visaient à enrichir la base de données expérimentale et à mieux comprendre le comportement des fondations superficielles. Les principaux résultats obtenus ont été synthétisés dans les travaux de (Canépa & Despresles, 1990a et 1990b). Le schéma illustrant le principe de ces essais est présenté dans la Figure III.4 ci-dessous.

Cette campagne expérimentale a également permis d'étudier la portance des fondations superficielles en considérant divers effets, tels que les sollicitations complexes issues des charges appliquées (excentrées, inclinées ou combinées), l'influence de l'encastrement des fondations, ainsi que le comportement du sol à court et à long terme. La base de données issue de cette étude expérimentale in situ sera présentée en détail dans la section suivante.

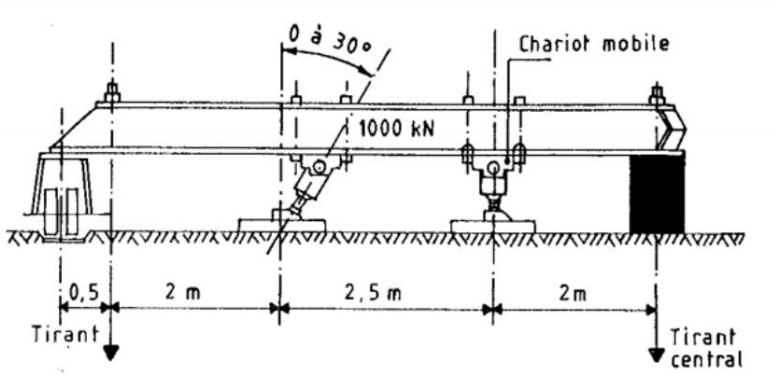


Figure III.4 : Schéma du principe des essais de chargement in situ réalisés par LPC

En outre, avec le développement et la généralisation des essais sur modèles réduits en centrifugeuse dans le domaine géotechnique à la fin des années 1980 (Corté, 1989), plusieurs études ont été menées au moyen de la centrifugeuse du Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LPC) installée à Nantes (Figure III.5). Ces travaux ont notamment porté sur le comportement des semelles superficielles à l'échelle réduite, comme ceux de la thèse de (Bakir et al., 1994) consacrés à l'étude de l'effet de proximité de pente sur les fondations. Par ailleurs, il convient également de mentionner le suivi et le contrôle systématique du tassement à long terme, sur plus de trente ans, réalisés sur des ouvrages réels construits par Électricité de France (EDF) sur ses sites nucléaires, présentés notamment dans (Costaz & Haghgou, 1987) et (Bozetto & Haghgou, 1989).

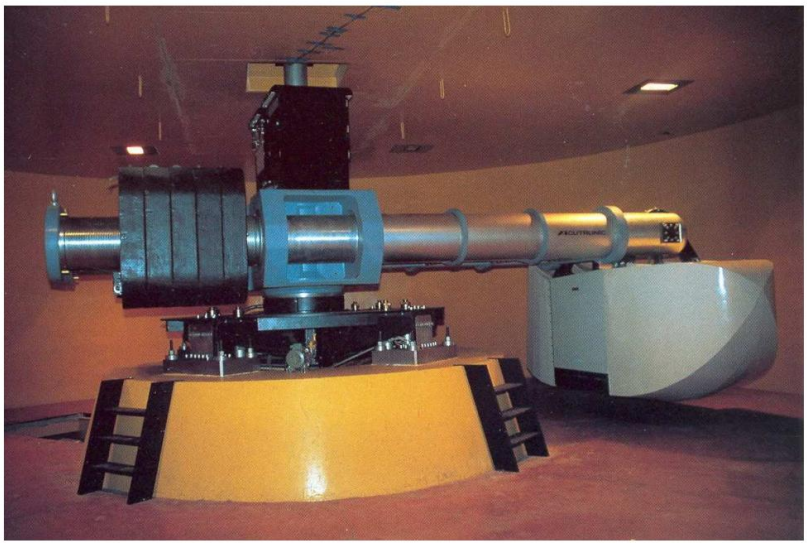


Figure III.5 : Centrifugeuse du LPC installée à Nantes

Plus récemment, à l'échelle internationale, de nombreux instituts de recherche et universités spécialisés en génie civil et géotechnique ont également entrepris d'importantes campagnes d'essais sur des sites présentant des types de sols variés. Ces expérimentations ont porté sur des fondations superficielles de dimensions très diverses, allant de quelques dizaines de centimètres à plusieurs mètres. Une synthèse de ces bases de données issues de sites étrangers, ainsi qu'une compilation de leurs principales références, a été réalisée par (Reiffsteck et al., 2022) et est présentée dans le Tableau III.1 ci-dessous :

Tableau III.1 : Base des données des essais de chargement de fondation réalisés sur sites internationaux

Pays	Site	Type du sol	Nbr essais	B (m)	L (m)	D (m)	Référence
Thaïlande	Bangkok	Argile mou	1	0,6	1,75		(Brand et al., 1972)
Irlande	Belfast, Kinnegar	Limon argileux	1	2	1	1,6	(Lehane, 2003)
Royaume Uni	Bothkennar Cowden Shellhaven	Argile, moraines	5	2,2	1	2,2 à 2,4	(Jardine et al., 1995) (Lehane & Jardine, 2003)
Brésil	Porto Alegre	Sable limoneux résidu	2	0,4 à 0,7	1	0,6	(Consoli et al., 1998)
Germany	DEGEBO	Sable et sable grossier	120	0,5 à 1	1 à 7	0	(Muhs & Weiß, 1971)
Koweït	Koweït city	Sable limoneux	19	0,25 à 1	1		(Ismael, 1985)
Australie	Shenton Park, Perth	Sable	4	0,67 à 1,5	1		(Lehane et al., 2008)
Portugal	Porto	Sable limoneux	1	1,2	1,2		(Viana da Fonseca, 2001)
Norvège	Haga	Argile	2	1	1		(Andersen & Stenhamar, 1982)
Canada	Ottawa	Sable	10	0,3	6	1,1 ; 2,6 ; 4,1	(Shields & Bauer, 1975)
EUA	Texas A & M FHWA	Sable Argile limoneuse sable limoneux	14	1 à 3 1,75 à 2 0,3 à 1,2	1	0 à 1,5	(Briaud & Gibbens, 1999) (Lutenegger & DeGroot, 1995)
Suède	Kolbyttemon Tornhill Vagverket Vattahammar	Argile limon	9	0,5 à 2	1	0,2	(Bergdahl et al., 1985) (Larsson, 2001) (Larsson, 1997)

En effet, parmi les essais de chargement présentés, certains ont été réalisés sur des sites pour lesquels des données géotechniques préalables étaient disponibles, obtenues notamment à l'aide d'essais pressiométriques ou d'autres techniques de reconnaissance, telles que l'essai au pénétromètre carottier (SPT), à titre d'exemple. Ces informations complémentaires permettent d'affiner ultérieurement le calage des méthodes de dimensionnement des fondations superficielles dérivées de ces techniques.

Parmi les travaux expérimentaux les plus représentatifs, on peut citer les essais de chargement réalisés sur des sites sableux et argileux d'Alvin (Texas), conduits sous la supervision de la Federal Highway Administration (FHWA) aux États-Unis, et documentés notamment par (Lutenegger & DeGroot, 1995), (Nordlund & Deere, 1970), (Briaud & Gibbens, 1999) ou encore (Bazaraa, 1967). Des campagnes similaires ont également été menées sur des sites argileux et limoneux de Torhill, Vagverket et Vattahammar en Suède (Larsson, 1997, 2001), ainsi que sur des sites sableux d'Ottawa au Canada (Shields & Bauer, 1975).

III.2.2. Base des données du LPC

Entre 1978 et 1990, une campagne expérimentale d'essais de chargement de fondations superficielles — utilisant des plaques en acier préfabriquées ou en béton coulées sur place — a été menée sur six sites en France, notamment à Jossigny, Labenne, Lognes, Provins et Châtenay, présentant des caractéristiques de sol variées (Canépa & Despresles, 1990a, 1990b). Cette campagne comprenait un total de 110 essais réalisés sur sol en place et huit essais sur des remblais sableux reconstitués, exécutés de manière systématique par les équipes du Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC) sur plus de dix ans. L'objectif principal de ce projet était la constitution d'une base de données expérimentale complète et fiable.

Cette campagne a permis de couvrir de manière exhaustive de nombreuses configurations d'essais de chargement de fondation, en tenant compte de la variation de divers paramètres (Canépa & Despresles, 1990a), tels que :

1. Type de sol porteur : sols argileux mous et raides, sols limoneux, sols sableux de dune ou de rivière, craie altérée.
2. Forme de la fondation : circulaire, carrée ou rectangulaire.
3. Dimensions de la fondation : largeur ou diamètre B compris entre 0.7 m et 1.6 mn et rapport longueur/largeur $1 \leq L/B \leq 3$.
4. Encastrement de la fondation : profondeur D comprise entre 0 et 0,8 m.
5. Proximité par rapport à la pente : rapport b/B variant de 0 à 1.
6. Type de chargement :
    - Charge verticale centrée (simple).
    - Charge excentrée avec excentricité $0 \leq e \leq 0{,}30$.
    - Charge inclinée avec angle d'inclinaison $0 \leq \delta \leq 30°$.
    - Combinaison de ces charges, générant au sein de la fondation des sollicitations variées : effort vertical V, effort horizontal H, moment M et leurs combinaisons.
7. Modes de chargement :
    - Mode statique jusqu'à rupture (*essai R*) : la charge est augmentée progressivement par paliers pendant au moins 30 minutes jusqu'au tassement conventionnel de rupture.
    - Mode de fluage (*essai F*) : une charge constante est appliquée pendant une durée prolongée (de quelques heures à plusieurs années).
    - Mode cyclique (*essai C*) : le chargement est appliqué de manière alternative entre deux charges simples, répétées jusqu'à la rupture du sol.
    - Mode rechargement-déchargement (*essai D*) : similaire à l'essai R, mais avec cycles de rechargement et de déchargement sur une durée variable.

La Figure III.6 illustre les différentes lois et programmes de chargement appliqués lors de ces essais.

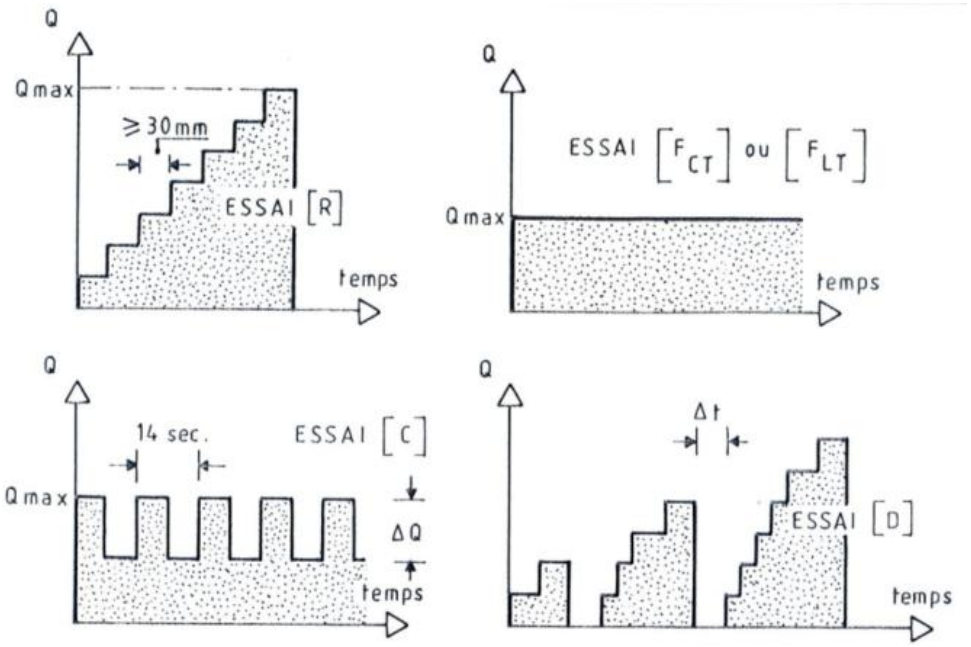


Figure III.6 : Différents programmes de chargement appliqués pendant la campagne expérimentale des LPC

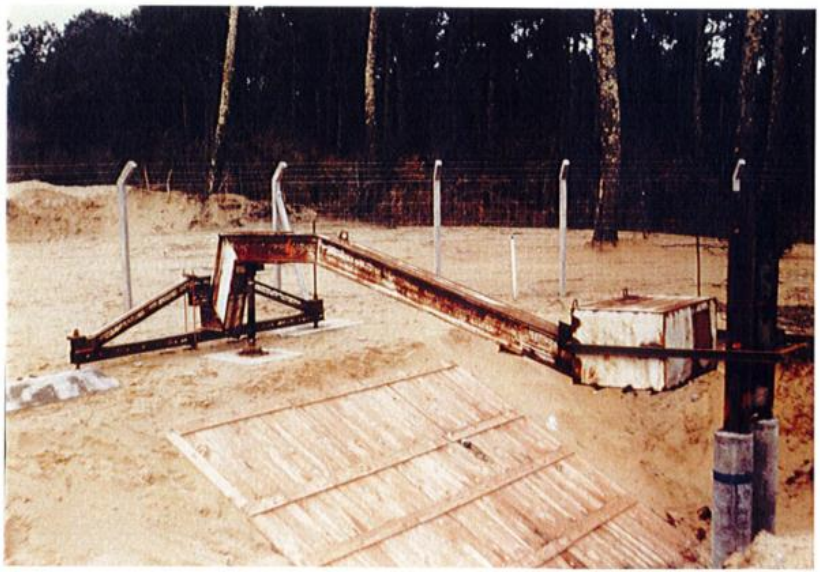


Figure III.7 : Essai de chargement réalisé en mode de fluage (essai F) à côté d'un talus (pente)

Bien que certains essais n'aient pas pu être menés jusqu'à leur terme en raison des limites des dispositifs expérimentaux, les données recueillies montrent que la quasi-totalité des essais ont été réalisés jusqu'à la charge de rupture. La contrainte maximale appliquée correspond ainsi à la capacité portante de la fondation superficielle déterminée lors de l'essai. Cette capacité portante est conventionnellement définie comme étant la charge pour laquelle le tassement de la fondation atteint *10 %* de sa largeur *B*. Les résultats obtenus au cours de cette campagne visent principalement à quantifier les déplacements de la fondation en fonction du temps et des sollicitations appliquées.

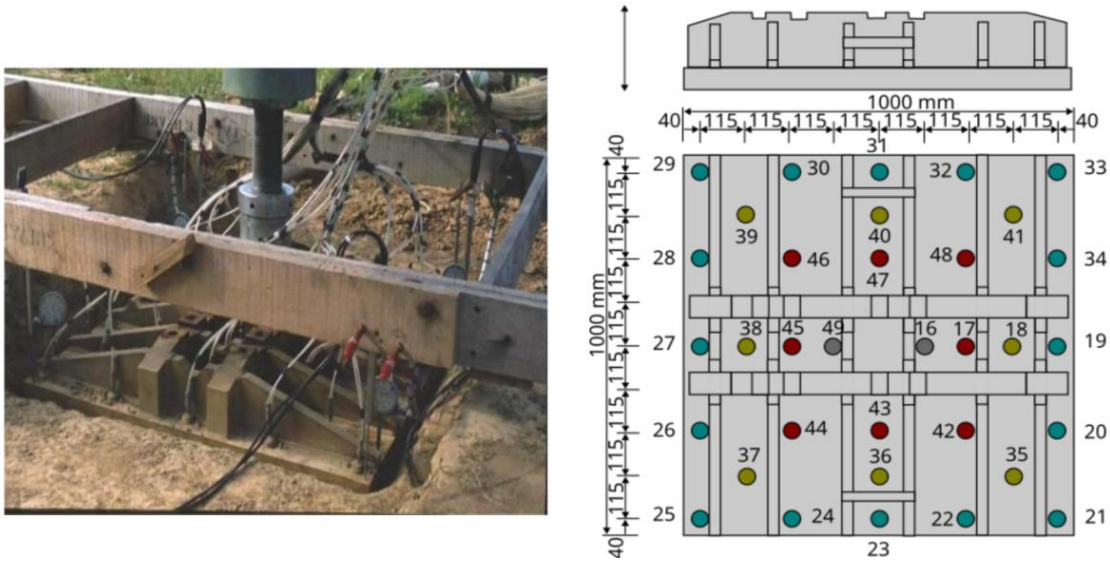


Figure III.8 : Plaque carrée en acier de 1x1 m² et position des 49 capteurs de pression à la base

Concernant les fondations superficielles utilisées pour les essais, celles-ci étaient de forme carrée, avec des dimensions de *0,71 × 0,71 m²* ou de *1 × 1 m²*, réalisées en béton coulé ou préfabriqué ou en acier. Afin de mesurer les tassements, les déplacements horizontaux ainsi que les contraintes réparties au sol, les fondations ont été équipées de divers dispositifs de mesure. Notamment, un réseau de 49 capteurs de pression de marque Glötz dont le diamètre de la surface de contact est de 6 cm fixé par des coquilles sur la semelle. Ils sont disposés à la base de la fondation sur des zones concentriques allant du centre vers la périphérie, permet de mesurer les contraintes totales appliquées. La distribution des contraintes ainsi obtenue servira de référence pour la validation des études numériques présentées ultérieurement. Les positions des capteurs sont illustrées dans la Figure III.8 selon (Canépa & Despresles, 1990b).

La caractérisation des sols sur ces sites expérimentaux a également été réalisée avant les essais de chargement, en utilisant diverses méthodes. Les essais en laboratoire ont permis de déterminer les paramètres d'identification des sols, tels que la teneur en eau w, le poids volumique drainé γ_d ou l'indice de plasticité I_p, ainsi que leurs propriétés de cisaillement intrinsèques, à savoir l'angle de frottement effectif ϕ' et la cohésion effective c'. Les investigations in situ, telles que les essais PMT, CPT, SPT ou DPT, ont quant à elles permis d'estimer directement la résistance des sols (pression limite p_l, résistances de pointe statique q_c et dynamique q_d, nombre de coups corrigé N_{60}) ainsi que leur déformabilité (module pressiométrique de Ménard E_M).

Un bilan des données moyennes issues des essais en laboratoire et in situ est présenté dans le Tableau III.2 offrant une vue d'ensemble des caractéristiques des sols composant la base de données réalisée par le LPC.

Tableau III.2 : Bilan des données des sols sur les sites expérimentaux du LPC

Site	Type de sol	Identification				Laboratoire			In situ				
		w (%)	W_L (%)	I_P	γ_d kN/m³	c_u (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	p_l (kPa)	E_m (kPa)	q_c (kPa)	q_d (kPa)	N_{60}
Plancoët	Argile molle	37	35	16	13	46	0	34	280	2040	500	550	6
Jossigny	Limon	2	38	14	16	38	12	32	510	6500	2100	1900	7

Lognes	Argile raide	25	85	52	16	80	0	22	740	12000	2500	3500	10
Labenne	Sable dune	5	-	-	16	-	0	32	910	8400	5600	3600	15
Provins	Argile raide	19	94	60	16	145	-	-	1290	24500	-	5700	-
Châtenay	Craie altérée	27	-	-	15,5	-	-	-	1350	19500	-	3500	-
	Sable reconstitué				14,5	-	-	39	430	4500	4400	1800	
					15,1	-	-	39	800	7700	7600	3800	

Le Tableau III.3 présente les informations relatives au comportement des fondations superficielles obtenues à partir des essais de chargement réalisés sur ces sites. Il synthétise notamment la géométrie des plaques, la profondeur d'encastrement dans le sol, le nombre d'essais réalisés, ainsi que les valeurs moyennes mesurées au cours des essais. Parmi ces valeurs, on distingue la charge à la rupture Q_{rup}, définie conventionnellement au moment où le tassement atteint $10\ \%$ de la largeur de la fondation B, la charge correspondant à la fin de l'état élastique linéaire du sol Q_{el}, ainsi que le rapport k_p entre la charge de rupture et la pression limite obtenue lors de l'essai pressiométrique.

Tableau III.3 : Résultats obtenus des essais de chargement réalisés par le LPC

Sites	B (m)	L/B	D (m)	Quantité d'essais	Charge limite à la rupture, Q_{rup} (kPa)	Rapport à la pression limite, $k_p = \frac{Q_{rup}}{p_l}$	Charge élastique, Q_{el} (kPa)
Jossigny	0,7	1	0	1	530	1,04	200
		2	0	1	484	0,95	160
		3	0	1	451	0,88	150
	1	1	0	10	547	1,07	180
			0,35	1	411	0,81	150
			0,43	1	424	0,83	150
			0,63	1	461	0,90	200
			1	1	563	1,10	200
Labenne	0,7	1	0,1	2	1105	1,21	550
			0,2	4	1079	1,19	200
			0,8	1	1119	1,23	200
			1	6	1118	1,23	242
			1,1	1	1196	1,31	200
			1,6	1	1241	1,36	300
	1	1	0,2	7	800	0,88	300
			1	8	1151	1,26	250
Lognes	0,7	1	0,5	2	341	0,46	188
			0,6	1	513	0,69	300
			0,8	2	489	0,66	225
Provins	0,7	1	0,1	1	814	0,63	500
			0,66	1	859	0,67	600
			1,04	1	842	0,65	550
			1,27	1	1074	0,83	800
			1,38	1	972	0,75	750
	1	1	0,05	1	824	0,64	500

Châtenay (craie)	0,7	1	0,4	2	1755	1,30	800
			0,96	1	1869	1,38	800
			1,19	1	1860	1,38	500
			1,66	1	1920	1,42	850
			1,7	1	1394	1,03	600
Châtenay (sable)	1,6	1	0	1	751		
	1,6	1	0	1	611		
	1,13	1	0	1	303		
	1,13	1	0	1	372		
	1,6	1	0	1	636		
	1,6	1	0	1	814		

Dans le cadre de cette thèse, deux sites ont été sélectionnés pour une étude approfondie, en raison de leur représentativité des types de sols rencontrés et de la disponibilité des données bibliographiques, notamment les résultats des essais de chargement documentés par (Canépa & Despresles, 1990a, 1990b). Il s'agit du site de Jossigny, caractérisé par un sol limoneux, et du site de Labenne, composé de sol sableux. Ces sites feront l'objet d'une présentation détaillée dans les paragraphes suivants.

III.2.2.1. Site de Labenne

Le site de Labenne est décrit de manière détaillée dans (Bakir et al., 1994) et (Amar et al., 1994). Situé dans le Sud-Ouest de la France, à proximité de Bayonne, il est caractérisé par un sol sableux. Géologiquement, le site repose sur une couche homogène de sable éolien (dune) d'environ dix mètres d'épaisseur, elle-même reposant sur un substratum marneux. Ces formations sont traversées par une nappe phréatique, dont le niveau se situe à une profondeur relativement importante, entre 30 et 40 mètres, même en période de hautes eaux. Hors nappe, les sables présentent une faible teneur en eau et un faible degré de saturation ($w = 5\ \%$, $S_r = 15\ \%$).

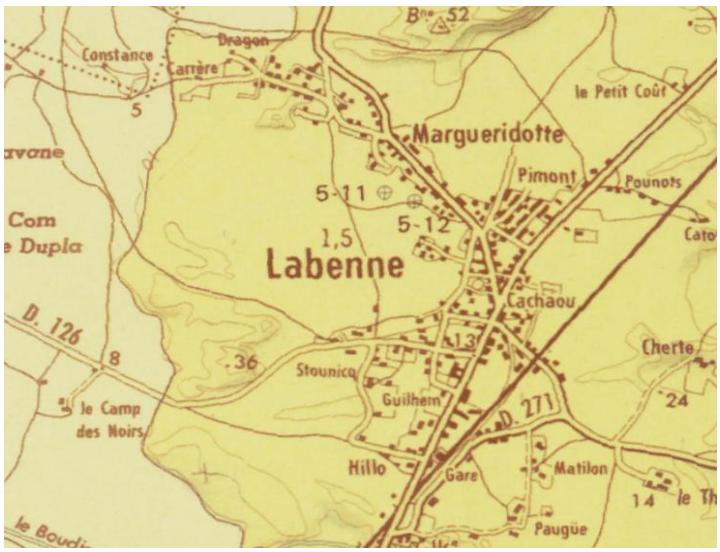


Figure III.9 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site de Labenne (crédits Géoportail)

Pour estimer les propriétés intrinsèques de la résistance au cisaillement du sol, des essais de cisaillement en laboratoire ont été réalisés sur des échantillons intacts saturés du sable de Labenne. Ces essais ont permis de déterminer un angle de frottement effectif $\varphi' = 32{,}5°$ et une cohésion effective c' nulle, avec un poids volumique $\gamma = 16\ kN/m^3$.

En outre, comme indiqué dans le Tableau III.3, une base de données a été constituée à partir de dizaines de sondages de reconnaissance du sol, réalisés avec le pressiomètre de Ménard, ainsi que des pénétromètres statiques et dynamiques. Ces données permettent d'obtenir directement des paramètres liés à la déformation du sol. Les profils pressiométrique et pénétrométrique présentés ci-après illustrent respectivement la variation de la pression limite, du module pressiométrique, ainsi que de la résistance de pointe statique et dynamique du sol à Labenne pour des sondages réalisés jusqu'à 6 m de profondeur.

Le sol superficiel étant constitué de sable de dune et hors nappe, les valeurs mesurées de résistance, en particulier la résistance statique q_c, sont relativement élevées. Les essais au pressiomètre de Ménard permettent également d'estimer la déformabilité du sol via le module pressiométrique, information indispensable pour les études numériques ultérieures. La Figure III.10 présente les quatre profils, qui montrent une allure assez similaire, permettant de distinguer le sol en deux couches principales, à savoir :

1. Dans le premier mètre de profondeur, toutes les grandeurs mesurées (pression limite, module pressiométrique, résistances statique et dynamique) augmentent progressivement, indiquant un renforcement du sol en surface. Au-delà, sur les trois mètres suivants (1–4 m), les profils restent relativement stables à des valeurs élevées, traduisant un sol homogène et résistant.

2. Entre 3 et 4 mètres de profondeur, une diminution des valeurs des différents profils est observée, traduisant une perte progressive de résistance et de module de déformation. Ces valeurs se stabilisent ensuite à un faible niveau jusqu'au fond des sondages, indiquant la présence d'une couche inférieure moins rigide et plus compressible.

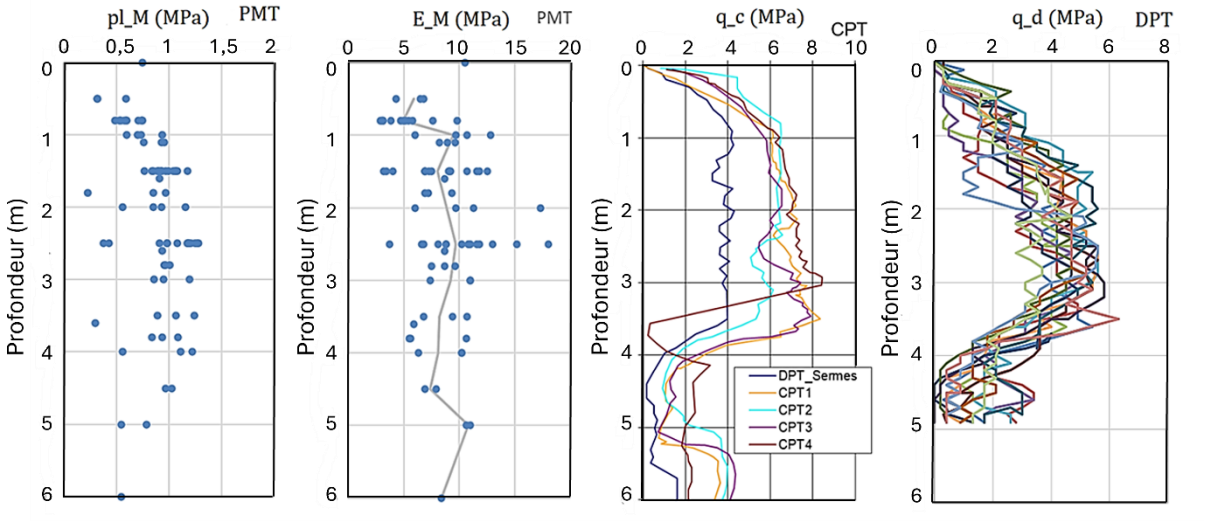


Figure III.10 : Profils du sol à Labenne réalisés par différents techniques de reconnaissance (PMT, CPT et DPT)

Par la suite, environ quarante essais de chargement ont été réalisés sur le sol sableux du site de Labenne (Canépa & Despresles, 1990a, 1990b), comme présentés dans le Tableau III.3. Les fondations superficielles utilisées étaient constituées de plaques carrées de *0,71 × 0,71 m²* ou de *1 × 1 m²*, avec un encastrement dans le sol variant de 0,1 à 1,6 m. Les types de chargement appliqués allaient de la charge simple aux configurations plus complexes, comprenant des charges excentrées et inclinées, entraînant une variation de la contrainte de rupture comprise entre 800 et environ 1200 kPa. La Figure III.11 synthétise les résultats de l'ensemble des essais réalisés sur le site de Labenne, à travers les courbes de charge-tassement des fondations.

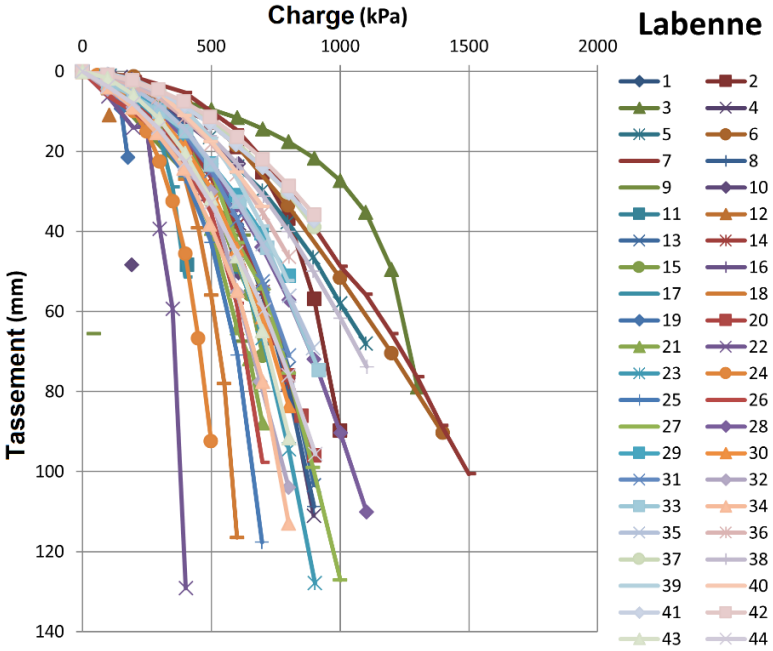


Figure III.11 : Courbes de charge-tassement des essais de chargement au site de Labenne

Nous pouvons constater que les résultats expérimentaux présentent une dispersion notable entre les 44 courbes de charge-tassement. Cette variabilité s'explique par les conditions différentes et parfois répétitives de réalisation des essais, incluant la géométrie des fondations, leur encastrement dans le sol, ainsi que le type de chargement appliqué. La valeur de la charge maximale, définie conventionnellement lorsque le tassement de la fondation atteint un dixième de sa largeur, est estimée de manière moyenne à environ 1000 kPa.

III.2.2.2. Site de Jossigny

Le site de Jossigny est situé à l'Est de Paris, au sein d'une zone d'expérimentation de l'Université Gustave Eiffel (Figure III.12). Le sol de surface, jusqu'à environ 10 mètres de profondeur, se compose principalement d'un mélange de limon, d'argile et de sable, reposant sur un plateau calcaire de Brie. De nombreuses informations concernant la caractérisation géologique et les propriétés mécaniques des sols à Jossigny ont été obtenues par des essais en laboratoire et sont présentées en détail dans (Çami, 2017).

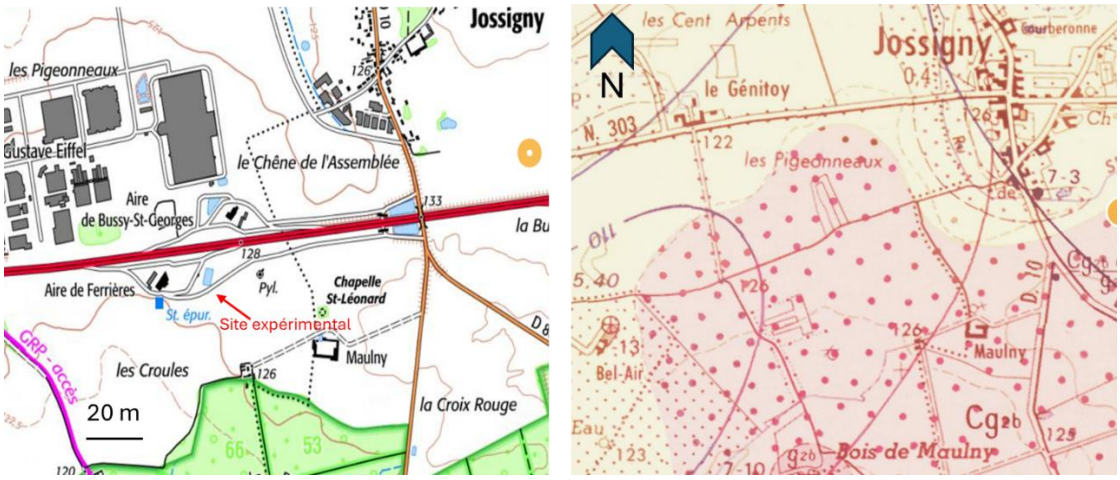


Figure III.12 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site de Jossigny (source : Géoportail)

Sur le site de Jossigny, trois couches homogènes de sol ont été identifiées à partir des sondages réalisés au pénétromètre à carottier (SPT) : la première couche, d'environ 3 mètres d'épaisseur, est constituée de limon ; la couche intermédiaire, d'une épaisseur de 2 mètres, est argileuse ; enfin, les 5 derniers mètres correspondent à un sol sableux, incluant des blocs de calcaire de Brie. Le niveau de la nappe phréatique se situe approximativement entre 1 et 2 mètres de profondeur.

Plusieurs paramètres des sols ont été déterminés à partir des essais en laboratoire, réalisés selon les normes en vigueur, et sont résumés dans le Tableau III.4 :

1. Essais d'identification : estimation de la teneur en eau, w, du poids volumique, γ_d, ainsi que des limites d'Atterberg, limite de liquidité W_L et indice de plasticité IP.

2. Essais de mécanique des sols :
   - Essai triaxial, pour déterminer la résistance au cisaillement via l'angle de frottement effectif, ϕ', et la cohésion effective, c'.
   - Essai œdométrique, pour estimer :
     - la contrainte de pré-consolidation, σ_p', correspondant à la plus forte contrainte subie par le sol au cours de son histoire ;
     - l'indice de compression Cc, utile pour calculer le tassement du sol soumis à une contrainte supérieure à σ_p' ;
     - l'indice de gonflement Cs, utile pour le tassement sous contrainte inférieure à σ_p' ou lors de cycles de déchargement-rechargement ;
     - l'indice de vide initial e_0;
     - le rapport de consolidation, $OCR = \sigma_p'/\sigma_{v0}'$ où est la contrainte verticale effective.

Tableau III.4 : Paramètres des sols à Jossigny mesurés par les essais au laboratoire (Çami, 2017)

Couches de sol à Jossigny	Essai d'identification				Essai mécanique						
					Triaxial		Œdométrique				
	w (%)	W_L (%)	I_P	γ_d (kN/m^3)	c' (kPa)	φ' (°)	σ'_p (kPa)	C_c	C_s	e_0	OCR
Limon	25,3	38	19	19,5	8,9 – 16,8	16,4 – 26,3	108	0,19	0,03	0,59	3,47
Argile	19,3	75	40	21	17,3 – 23,9	20 – 25,8	106	0,13	0,02	0,59	1,12
Sable	21	23	4	19,6	3,4 – 8,1	27,6 – 31,2	130	0,05	0,01	0,44	1,01

Selon l'indice *OCR* mesuré, le sol limoneux du site est considéré comme surconsolidé, tandis que les sols argileux et sableux sont classés comme normalement consolidés.

Comme pour le site de Labenne, des essais in situ de reconnaissance du sol comme des pressiomètres ont été réalisés à Jossigny pour déterminer directement des paramètres liés notamment à la déformabilité. Ces essais comprennent des dizaines de sondages réalisés au pressiomètre de Ménard, ainsi qu'aux pénétromètres statique et dynamique. Les variations de la pression limite, du module pressiométrique et des résistances de pointe statique et dynamique sont représentées dans les profils pressiométrique et pénétrométrique pour des profondeurs allant jusqu'à 6 m. Les mesures du module pressiométrique, fournies par le pressiomètre de Ménard, sont particulièrement importantes pour la conduite d'études numériques ultérieures.

Comme on peut le constater sur la Figure III.13 l'allure des quatre profils pour le site de Jossigny est assez similaire, ce qui confirme la qualité et la cohérence des mesures in situ. Le sol de surface peut être distingué en deux formations principales :

1. Dans les trois premiers mètres, correspondant à la couche limoneuse, les profils restent à de faibles valeurs de résistance et de module ;
2. Au-delà de 3 mètres, la couche argileuse montre une reprise progressive de la résistance et du module de déformation, traduite par un incrément continu des valeurs jusqu'à la fin des profils.

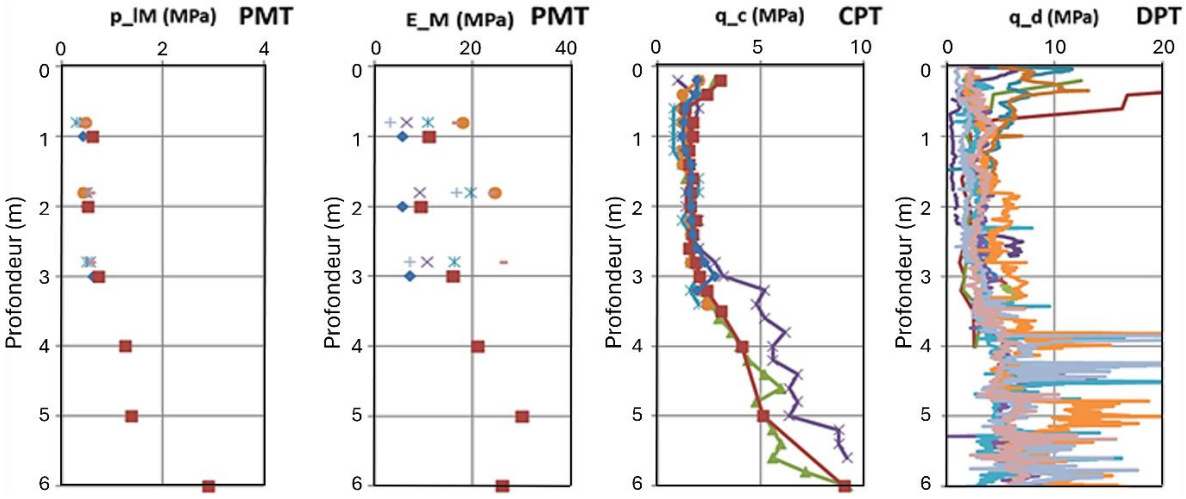


Figure III.13 : Profils du sol à Jossigny réalisés par différents techniques de reconnaissance (PMT, CPT et DPT)

De la même manière que pour le site de Labenne, les résultats des essais de chargement réalisés sur le site de Jossigny sont présentés dans cette section. Une série d'une quarantaine d'essais in situ a été réalisée (Canépa & Despresles, 1990a, 1990b), comme synthétisé dans le Tableau III.3. Les fondations ou plaques utilisées étaient de forme carrée ou rectangulaire, avec des dimensions variant de 0,7 à 1 m et un encastrement compris entre 0,1 et 1 m. Différents types de chargement ont été appliqués, allant de la charge simple à la charge excentrée ou inclinée, entraînant des valeurs de contrainte de rupture comprises entre 410 et 560 kPa. La Figure III.14 présente les résultats obtenus pour l'ensemble de ces essais sur le site de Jossigny.

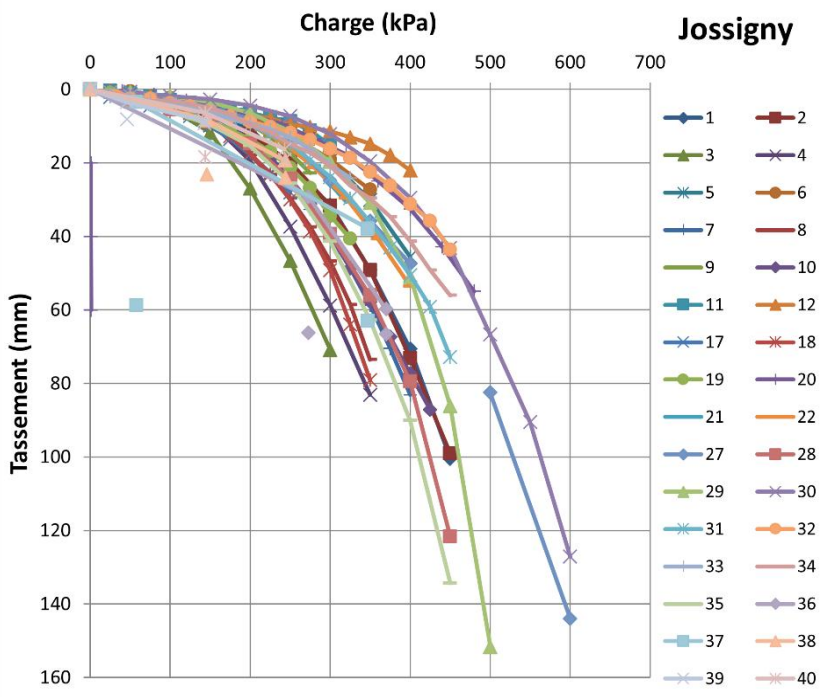


Figure III.14 : Courbes de charge-tassement des essais de chargement au site de Jossigny (Canépa & Despresles, 1990a, 1990b)

De même, une forte divergence est observée entre les courbes de charge-tassement, due à la diversité des conditions de réalisation des essais de chargement à Jossigny. La charge maximale peut être approximée conventionnellement à 490 kPa. En raison de la généralité de ces résultats, la section suivante se concentrera exclusivement sur certains cas d'étude, afin d'évaluer le comportement des fondations superficielles sous des charges variées dans le cadre de cette thèse.

III.2.2.3. Evaluation des résultats à partir de la base des données

Afin de rendre l'analyse des données plus efficace lorsqu'on ne considère que l'effet de la variation de la charge, une configuration simple de fondation superficielle a été retenue, avec des dimensions $B \times L = 1 \times 1\ m^2$ et un encastrement $D = 0 - 0{,}2\ m$ (considéré comme posé à la surface du terrain). Ces semelles simples ont ensuite été soumises à différents types de chargement, tels que la charge simple, la charge inclinée centrée et la charge verticale excentrée. La Figure III.15.a) présente six courbes de charge-tassement correspondant à cette configuration simple, soumises uniquement à des charges verticales centrées sur le site de Labenne. Une divergence relativement faible entre les courbes est observée. La courbe moyenne, en orange, accompagnée des barres d'écart type, a

ensuite été construite par la méthode des moindres carrés, et est représentative de l'ensemble de ces cas de charge simple.

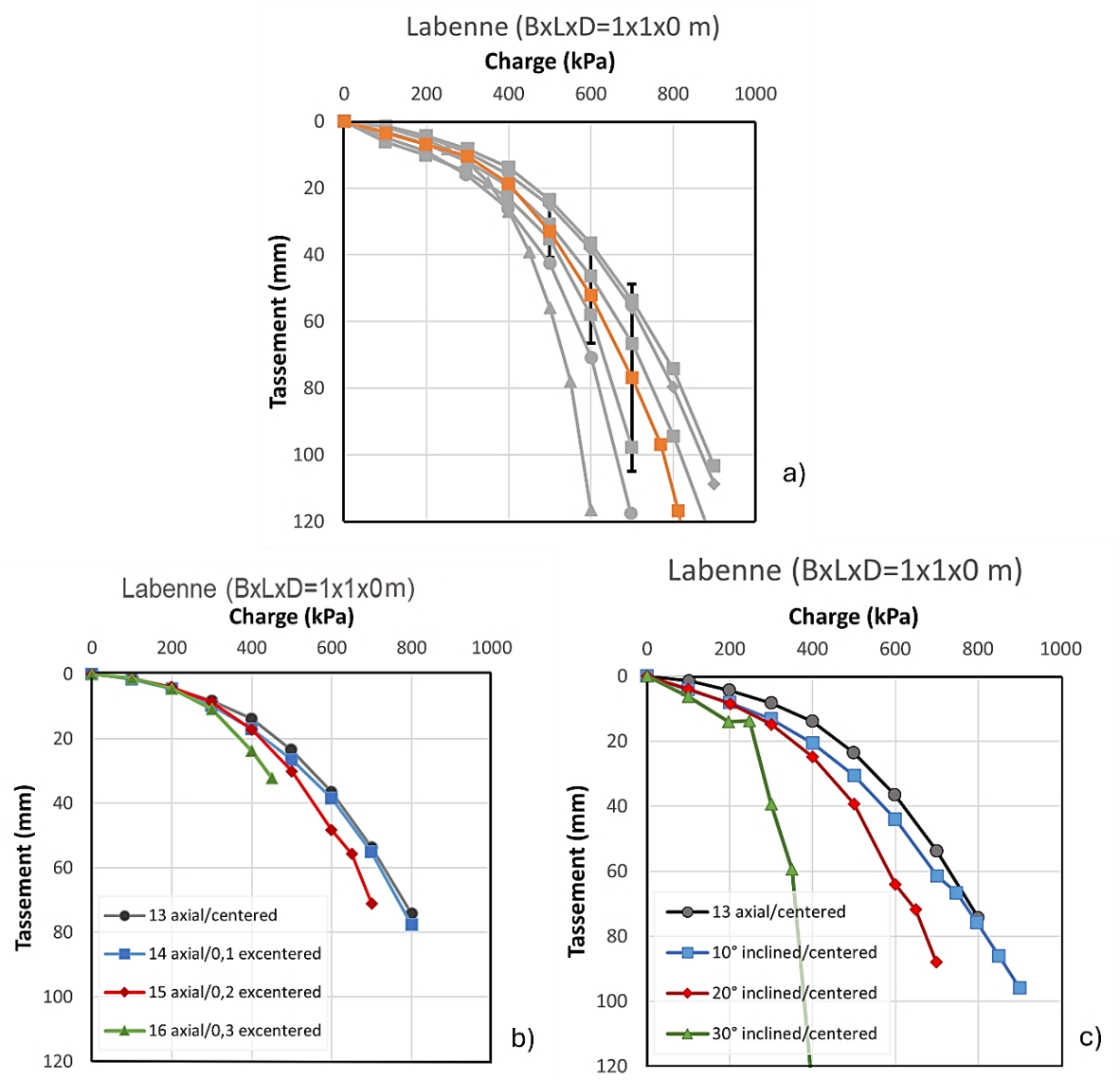


Figure III.15 : Courbes de charge-tassement des essais de chargement, avec une configuration simple de la semelle, sous a) charge simple, b) charge excentrique et c) charge inclinée, au site de Labenne (Canépa & Despresles, 1990a, 1990b)

En ce qui concerne les cas de charges complexes à Labenne, différents niveaux de variation ont été considérés. Le ratio entre l'excentrement, e, de la charge verticale excentrée (défini dans la section I.2.1.3, Figure I.10) et la largeur de fondation, B varie proportionnellement de *0,1 ; 0,2* à *0,3*. Par ailleurs, l'angle d'inclinaison, δ, de la charge centrée inclinée (défini dans la section I.2.1.2, Figure I.9) varie également de *10° ; 20°* à *30°* par rapport à l'axe vertical. Les Figure III.15.b) et Figure III.15.c) comparent respectivement la courbe de charge-tassement sous charge simple avec les courbes correspondant aux charges excentrées et inclinées.

En raison des limites des dispositifs expérimentaux et des difficultés pouvant survenir sur le chantier, certaines courbes n'ont pas pu atteindre la valeur de rupture. On observe néanmoins, dans un premier temps, une tendance à la diminution de la capacité portante des fondations superficielles,

traduite par un tassement plus rapide lorsque l'excentricité ou l'inclinaison de la charge appliquée augmente. Une étude de modélisation numérique, permettant d'analyser plus en détail cet effet, sera présentée dans la quatrième partie de la thèse.

De la même manière, une configuration simple de fondations superficielles, avec des dimensions B x $L = 1$ x $1\ m^2$ et sans encastrement ($D = 0$, fondation déposée à la surface du terrain), est également considérée pour le site de Jossigny. Cette configuration est ensuite soumise à différents types de chargement, allant du cas simple aux cas plus complexes (excentré ou incliné). Les huit courbes de charge-tassement obtenues pour cette configuration simple, soumises uniquement à des charges verticales et centrées, sont présentées dans la Figure III.16. Certaines courbes montrent toutefois des comportements particuliers, très différents de la majorité des essais. La courbe moyenne, représentée en orange, accompagnée des barres d'écart type, est établie à l'aide de la méthode des moindres carrés et représente l'ensemble des cas de charge simple.

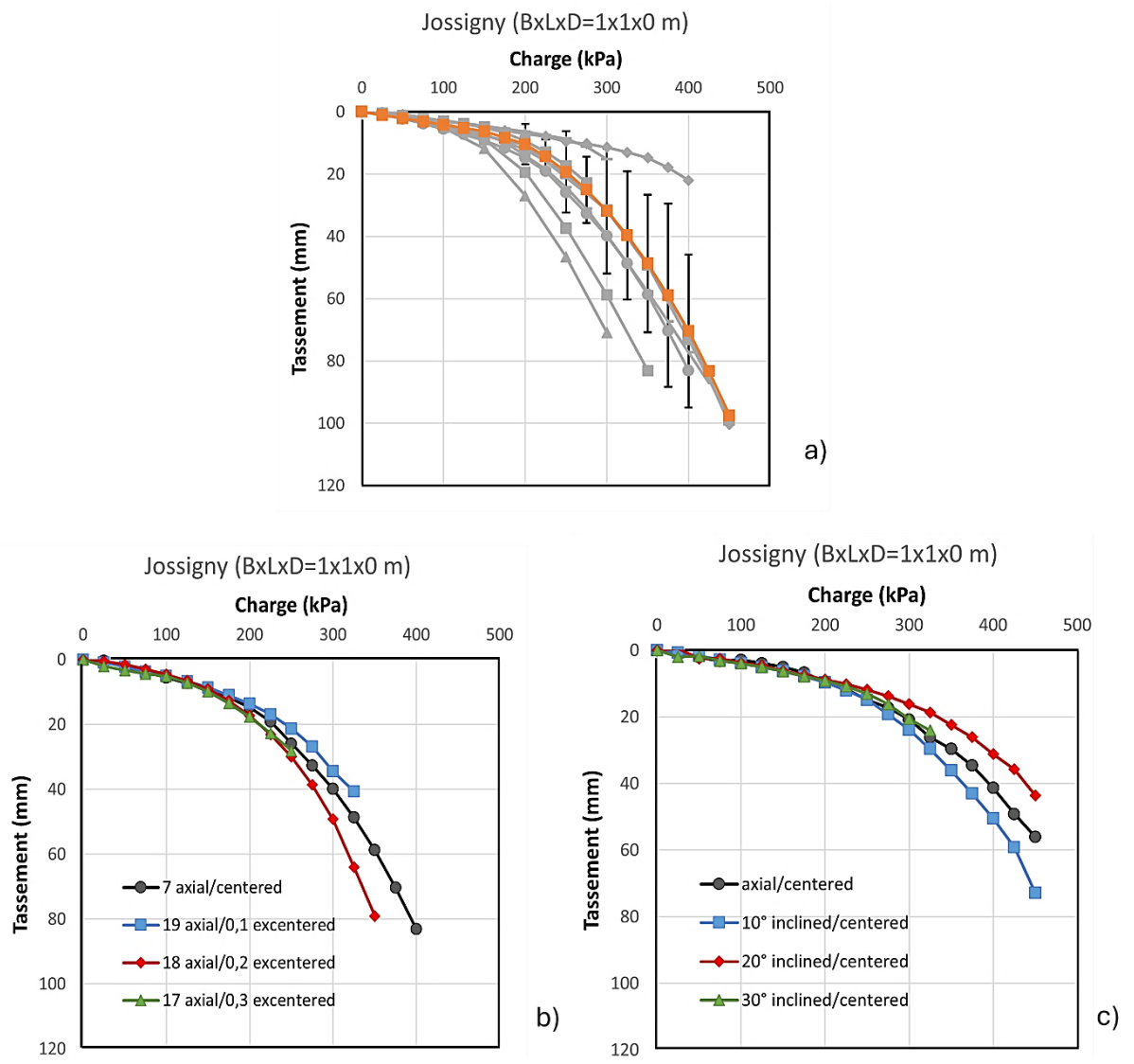


Figure III.16 : Courbes de charge-tassement des essais de chargement, avec une configuration simple de la semelle, sous a) charge simple, b) charge excentrique et c) charge inclinée, au site de Jossigny

Pour les cas de charges complexes à Jossigny, différents niveaux de variation ont également été considérés : l'excentrement, e, de la charge verticale excentrée varie proportionnellement de 0,1 à 0,3 par rapport à la largeur de la fondation, tandis que l'angle d'inclinaison, δ, de la charge centrée inclinée varie de 10° à 30° par rapport à l'axe vertical. Les Figure III.16.b) et Figure III.16.c) comparent respectivement la courbe de charge-tassement sous charge simple avec celles obtenues pour les charges excentrées et inclinées.

Contrairement à ce qui a été observé sur le site de Labenne, la perte de capacité portante des fondations superficielles ne suit pas la même tendance. En effet, pour Jossigny, la courbe correspondant à une charge excentrée avec $e/B = 0,1$ montre une meilleure résistance que celle sans excentrement. De même, pour les charges inclinées, les courbes avec $\delta = 20°$ *et* $30°$ présentent également une résistance légèrement supérieure à celle sous charge simple.

Cette anomalie peut être due à des erreurs potentielles lors de la réalisation et de la mesure des essais expérimentaux, mais il n'est pas exclu non plus qu'elle reflète un comportement particulier du sol sous ces types de charges complexes. Ce phénomène sera étudié plus en détail à travers la modélisation numérique présentée dans la partie suivante.

III.2.3. Bilan

Les essais à la plaque, ou essais de chargement de fondations superficielles, ainsi que leur historique, ont été successivement présentés dans ce premier chapitre de la partie expérimentale. La base de données mesurées, riche et complète, notamment constituée par les réseaux du Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LPC) dans les années quatre-vingt, constitue une référence essentielle pour valider les résultats calculés, tant analytiquement que numériquement, dans le cadre de cette thèse. Deux sites expérimentaux ont été principalement pris en compte : Labenne, caractérisé par un sol sableux de dune, et Jossigny, caractérisé par un sol limoneux. L'étude se concentre sur les résultats des essais de chargement réalisés sur des fondations de configuration simple (B x $L = 1$ x $1\ m^2$, sans encastrement), soumises à différents types de chargement (simple, excentré ou incliné). Le chapitre suivant détaillera la réalisation de ces essais afin de mettre en lumière l'approche expérimentale développée dans le cadre de la thèse.

III.3. Réalisation des essais de chargement de fondations superficielles

III.3.1. Introduction

Contrairement aux fondations profondes, qui ont déjà fait l'objet de nombreuses études expérimentales, les fondations superficielles, utilisées pour les maisons individuelles, les usines industrielles, les ponts ou encore les centrales nucléaires, ne sont pas soumises à une norme d'essai largement en vigueur, à l'exception de certains projets spécifiques encadrés par la norme française (CFMS, 1956) (CFMS, 1983). Dans ce chapitre, la réalisation des essais de chargement des fondations superficielles in situ sous charge monotone, basée sur le principe de l'essai à la plaque sous chargement statique (AFNOR, 2000), ainsi que des essais à taille réduite en laboratoire sous charge périodique, est abordée. L'objectif est d'approfondir et d'améliorer les études expérimentales en réalisant ces essais directement sur le terrain. Cela permet également d'adapter et de développer de nouveaux programmes d'essais de chargement pour des cas plus complexes.

La réalisation de ces essais vise à compléter la base de données en collectant des informations sur d'autres sites présentant différents types de sols, et à enrichir les résultats obtenus lors des essais de reconnaissance, tels que ceux issus de la dernière version du pénétromètre dynamique à énergie variable, Panda 3, ou de l'essai DCLT. Cette approche permet d'améliorer la procédure de réalisation des essais de chargement de fondations superficielles et contribue à la standardisation des méthodes. Les résultats obtenus aident également à valider la nouvelle méthode de design proposée.

III.3.2. Essais à l'échelle réelle sur sites

III.3.2.1. Principe d'essais in situ

III.3.2.1.1. Matériels d'essais in situ

Une plaque de chargement métallique rigide de 60 cm de diamètre, associée à un système de bâti de réaction facilement transportable et adapté aux terrains difficilement accessibles, a été spécialement conçue par l'Université Gustave Eiffel. Ce dispositif permet de mesurer le tassement superficiel sous chargement statique. Le principe de l'essai in situ de chargement de fondations superficielles (FLT) a été présenté dans (Reiffsteck et al., 2022), puis dans (Luong et al., 2023, 2024). Il permet d'enregistrer les tassements du sol sous une succession de pressions appliquées par la plaque, à l'aide d'un système de dispositifs schématisé dans la Figure III.17, qui se compose principalement de trois éléments :

1. une plaque métallique rigide simulant une fondation superficielle. Sa forme peut être carrée, avec une largeur B comprise entre *0,71* et *1* mètre (essais du LPC), ou circulaire, avec un diamètre B de *0,6* mètre. Pour la semelle circulaire, la surface est $S=\pi.B^2/4=0,2827m^2$, correspondant à celle utilisée pour ce système d'essai spécifique ;
2. un système de chargement (Figure III.18) comprenant :
    - un vérin hydraulique capable de développer une poussée maximale de 100 tonnes ;
    - un bâti de réaction métallique indéformable d'un poids de 0,7 tonne et en forme de cube creux, dans lequel la plaque est installée. Le bâti est ancré au sol à l'aide d'une mini-visseuse hydraulique à chenille, les ancrages étant fixés aux quatre coins du bâti afin d'assurer la stabilité du système pendant l'essai.

Pour garantir la résistance des ancrages pendant le chargement, leurs paramètres, tels que le diamètre et la profondeur d'enfoncement dans le sol, doivent être calculés. Selon (Vézole, 2002), la résistance R_c mobilisable pour un ancrage passif dans un sol granulaire comprend deux contributions : la résistance à la surface latérale (friction latérale) et la résistance volumique (sol décomprimé). En appliquant le critère de Mohr-Coulomb, cette résistance est exprimée par l'Équation III.1 :

$$R_c = \pi . h_c . \gamma . \left(\frac{{h_c}^2}{3} . tan^2(\varphi) + \frac{D^2}{4} \right) \qquad \text{Équation III.1}$$

Où h_c et D représentent respectivement la profondeur d'ancrage dans le sol et le diamètre de l'ancrage, γ est le poids volumique du sol et ϕ l'angle de frottement interne du sol.

Par ailleurs, si l'on considère l'ensemble des éléments constituant le système de chargement situé au-dessus de la plaque – incluant le vérin hydraulique, le capteur de force, la rotule et la plaque elle-même – la hauteur cumulée du bâti, h_b, est estimée à environ 1000 mm (Figure II.17).

En conséquence, des ancrages de vis Krinner métalliques ou pieux hélicoïdaux de petit diamètre ont été choisis afin d'assurer la capacité de réaction du système pendant la réalisation de l'essai.

Un système d'acquisition et d'affichage des données, intégrant différents capteurs et dispositifs de mesure, permettant de suivre les paramètres de l'essai et de collecter les données. Il sert notamment à mesurer l'effort vertical appliqué à la plaque ainsi que le déplacement axial correspondant, pris par rapport au niveau initial de la surface et à un repère fixe.

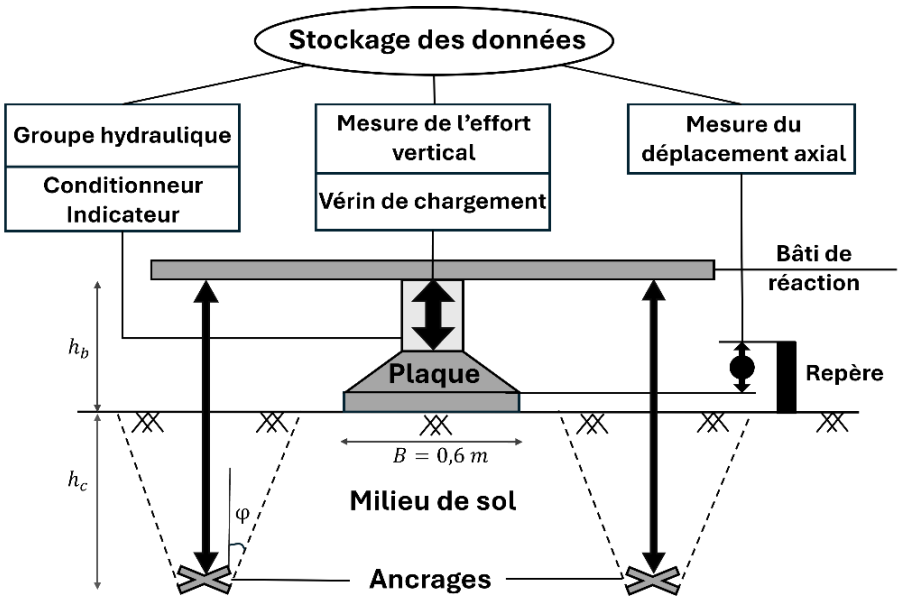


Figure III.17 : Schéma de l'équipement utilisé pour l'essai de chargement de fondations

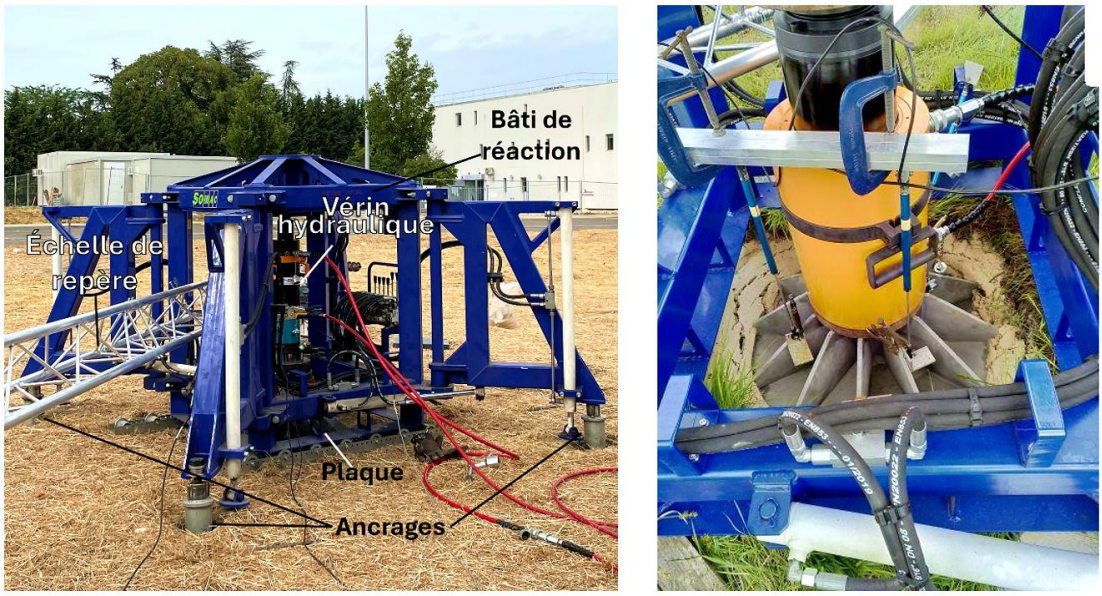


Figure III.18 : Système du bâti de réaction avec vérin hydraulique déposé sur place

Un autre avantage de ce système de chargement réside dans sa conception mobile, qui permet un transport aisé à l'aide d'un véhicule et d'une remorque (Figure III.19). Cette mobilité facilite son déploiement sur différents sites expérimentaux, y compris dans des zones isolées ou difficiles d'accès, offrant ainsi de grandes possibilités pour réaliser les essais de chargement sur le terrain de manière plus pratique, efficace et rapide.

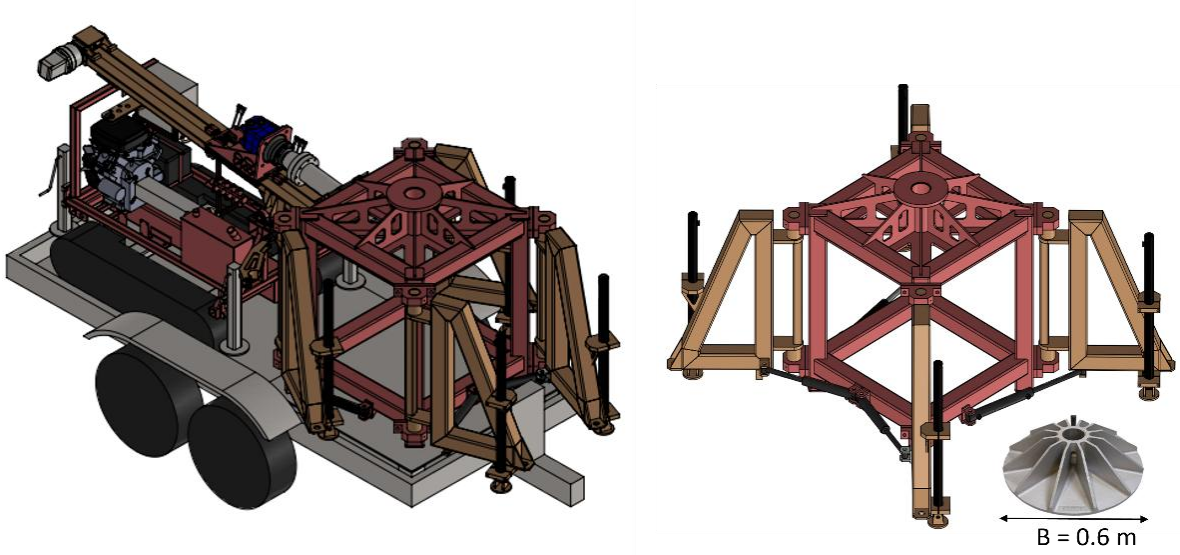


Figure III.19 : Remorque de porteur du bâti de réaction et de la mini visseuse hydraulique à chenille (crédit : SOMAC)

III.3.2.1.2. Procédure d'essais in situ

Avant la réalisation de l'essai de chargement sur le site, une étude préalable de reconnaissance des sols est effectuée à partir des différentes techniques de caractérisation disponibles (PMT, CPT, SPT), complétées si nécessaire par des sondages au pénétromètre dynamique à énergie variable, Panda 3. Ces investigations permettent de pré-localiser l'emplacement de l'essai de chargement et d'estimer

de manière préliminaire la capacité portante des fondations superficielles selon les méthodes de conception actuelles.

La procédure de réalisation de l'essai de fondation suit généralement les étapes suivantes :

1. Arrivée sur site : positionner le bâti à l'aide de la remorque sur les emplacements où les tests DCLT ont déjà été effectués, puis déployer les quatre bras d'ancrage du bâti.

2. Mise en station : installer la plaque et l'ensemble des dispositifs de chargement dans le bâti de réaction après avoir retiré la couche végétale, fixer les ancrages aux quatre coins du bâti à l'aide d'une mini visseuse hydraulique à chenille, et positionner symétriquement les comparateurs sur la plaque pour mesurer la déflexion, en les fixant sur une échelle de repère indépendante du système.

3. Réalisation de l'essai : activer les capteurs de force et le groupe hydraulique, appliquer la charge sur la plaque selon un programme prédéterminé, et suivre l'enregistrement des données, notamment la pression et le déplacement, via le système d'acquisition et d'affichage.

4. Démontage : retirer tous les dispositifs, déplacer la plaque, enlever les ancrages et recharger le bâti sur la remorque.

Concernant le programme de chargement, celui-ci correspond à une charge simple (verticale et centrée). Le protocole de chargement en fonction du temps est présenté dans la Figure III.20 et décrit dans (Luong et al., 2024) :

1. La capacité portante est d'abord estimée à partir des bases de données existantes obtenues lors des essais de reconnaissance du sol (DCLT, CPT ou PMT) sur le site, afin de prédire la valeur de la charge maximale.

2. Le programme de chargement est ensuite appliqué progressivement jusqu'à la charge maximale prévue, répartie en une moyenne de dix paliers d'égale amplitude. Pour tenir compte de l'effet de fluage dans le sol, la charge est maintenue constante à chaque palier pendant une durée maximale conventionnelle de 30 minutes, ou jusqu'à ce que la courbe de déflexion en fonction du logarithme du temps devienne linéaire.

3. L'essai se termine soit lorsque le tassement de la plaque atteint un dixième de sa largeur, $s = 10\%B$, valeur conventionnellement définie comme rupture, soit lorsque la limite des dispositifs de mesure est atteinte. Les valeurs de tassement sont également enregistrées par paliers lors de la phase de déchargement afin d'analyser le comportement élastique du sol.

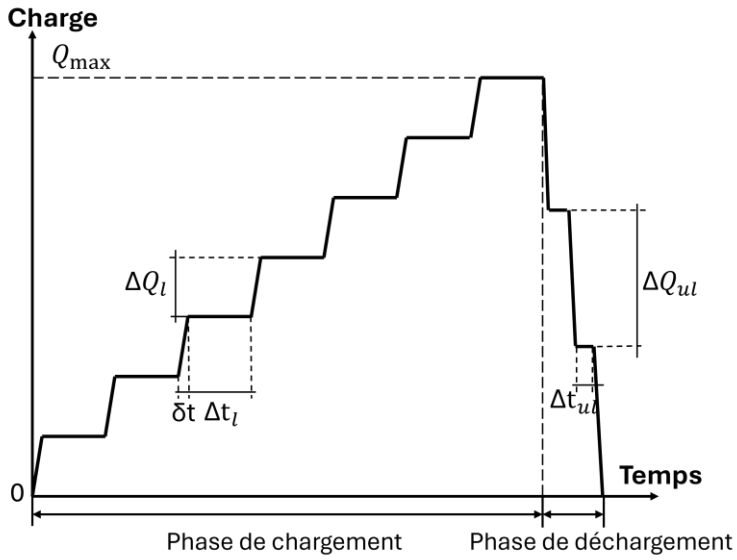


Figure III.20 : Programme de chargement selon le temps pour une charge monotone

Selon la Figure III.20, Q_{max} correspond à la valeur de charge maximale prévue, déterminée à partir de la capacité portante précalculée. ΔQ_l représente la valeur de transition entre deux paliers de chargement, tandis que Δt_l est la durée d'application de la charge, fixée à 30 minutes pour chaque palier. De même, ΔQ_{ul} désigne la valeur de transition entre deux paliers de déchargement et Δt_{ul} la durée de maintien de la charge à 5 minutes par palier. Enfin, δt correspond à la durée de transition entre deux paliers, généralement inférieure à une minute.

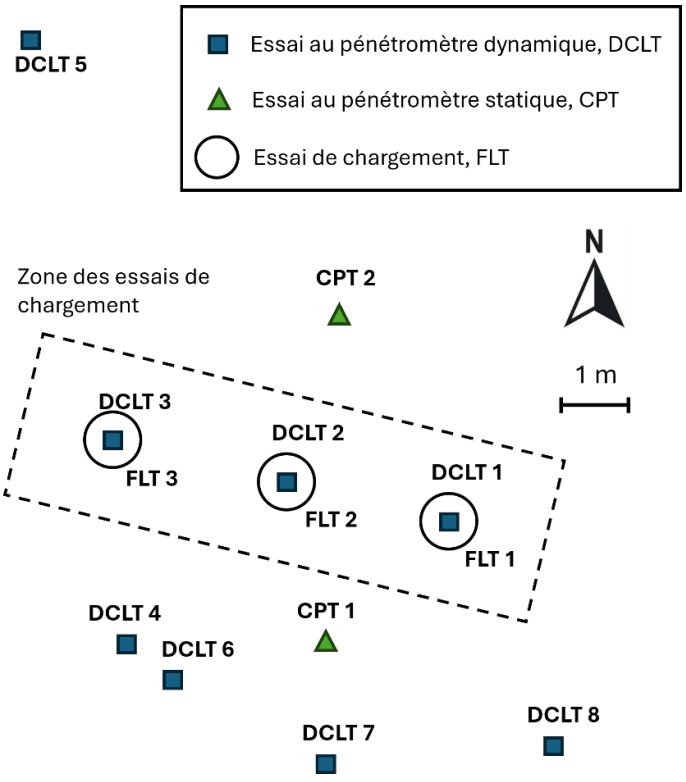


Figure III.21 : Plan d'installation des essais in situ pendant une campagne expérimentale

Comme mentionné précédemment dans le chapitre introductif, les essais de chargement de fondations à taille réelle réalisés in situ sont complexes, chronophages et coûteux. Pour assurer la rentabilité de ces essais, une préparation minutieuse et une mise en place rigoureuse sont essentielles. À titre d'exemple, le plan d'installation d'une campagne expérimentale sur le site de Montfavet, en France, est présenté dans la Figure III.21. Sur une durée de trois jours, trois essais de chargement de fondations ont été réalisés consécutivement et de manière adjacente afin de profiter des ancrages déjà fixés, sur des emplacements où des essais DCLT avaient été précédemment effectués. Parallèlement, d'autres investigations du sol, telles que PMT ou CPT, ont été réalisées avant ou pendant la campagne. La distance entre les sondages est d'environ 3 à 5 mètres, ce qui permet de construire un modèle géotechnique représentatif du site.

Système de bâti modifié pour générer des charges complexes

Afin de réaliser des études expérimentales sur le comportement des semelles soumises à des charges inclinées et excentrées, le bâti de réaction a été modifié. Ce nouveau design, illustré à la Figure III.22, permet l'application de charges complexes sur la plaque. Pour cela, une rotule spécifique a été intégrée à la plaque afin de garantir que toutes les charges complexes sont appliquées exactement au point *O* de la semelle, comme défini dans la Figure I.2. Par ailleurs, des trous ont été percés sur la partie supérieure du bâti pour permettre de déplacer et de faire pivoter le vérin hydraulique de manière asymétrique par rapport à l'axe symétrique de la plaque, afin de générer des charges excentrées ou inclinées. L'excentrement maximal, défini par la norme NF P94-261 (AFNOR, 2013) à l'état limite ultime (ELU) pour une fondation circulaire, reste compris dans la plage de variation spécifiée pour l'excentrement.

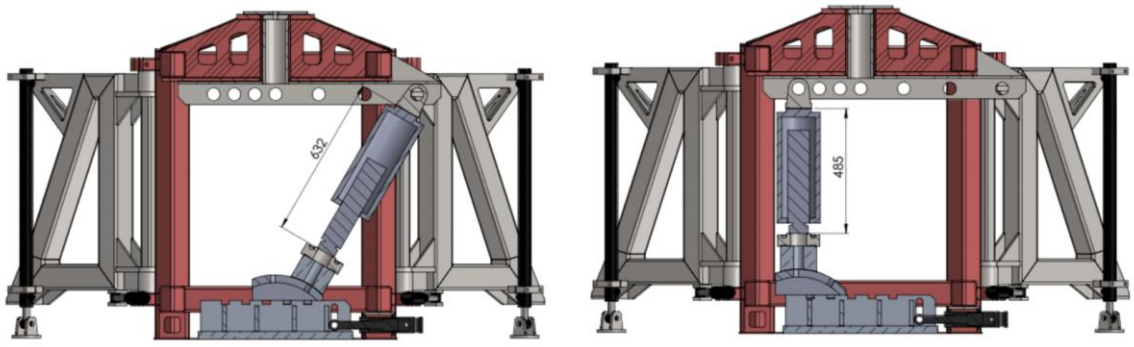


Figure III.22 : Système du bâti de réaction modifié pour charge inclinée (gauche) et charge excentrée (crédit : SOMAC)

Dans les sections suivantes, les nouvelles campagnes expérimentales d'essais de chargement de fondations, récemment conduites dans le cadre de cette thèse et du projet de recherche collaborative FUI24 – EMeRG3r, sont présentées. Les résultats obtenus à partir des différents essais de reconnaissance des sols réalisés sur site, et plus particulièrement ceux issus des essais de fondation, sont mis en évidence afin de démontrer la fiabilité et la qualité des études expérimentales.

III.3.2.2. Sites expérimentaux et résultats d'essais

Le programme d'essais de chargement a été mis en œuvre sur trois types de sites : les sites issus de la base de données du LPC encore accessibles, les sites de référence reconstitués et les sites réels offrant des opportunités de chantier. Il s'agit de massifs dont les caractéristiques étaient connues grâce à des campagnes d'essais in situ aussi complètes que possible. Ces sites couvrent les

différentes classes de sols utilisées selon les normes de conception des fondations, incluant : argiles (avec *%CaCO3* < 30%) et limons, sols intermédiaires, sables limoneux, sables argileux, argiles sableuses, sables, graviers, craies, marnes et calcaires marneux. Quatre sites expérimentaux en France métropolitaine ont été étudiés dans ce cadre : Pont de Cran, Messanges, Aulnat et Montfavet. La Figure III.23 présente la carte de localisation de l'ensemble des sites étudiés dans la thèse.



Figure III.23 : Localisation des sites d'étude en France

De même, la caractérisation des sols sur ces nouveaux sites expérimentaux est effectuée avant la réalisation des essais de chargement. Les analyses en laboratoire permettent de déterminer les paramètres fondamentaux d'identification des sols, tels que la teneur en eau w, le poids volumique sec γ_d ou l'indice de plasticité I_p, ainsi que leurs caractéristiques intrinsèques de cisaillement par des essais triaxiaux, à savoir l'angle de frottement effectif ϕ' et la cohésion effective c'.

Par ailleurs, les différents essais in situ — PMT, CPT, SPT et DPT — fournissent des informations directes sur la résistance des sols (pression limite p_l, résistances de pointe statique q_c et dynamique q_d, nombre de coups corrigé N_{60} ainsi que sur leurs propriétés de déformation (module pressiométrique de Ménard E_M).

Un récapitulatif des résultats principaux des essais en laboratoire et in situ, relatifs à la caractérisation des différents types de sols, est présenté dans le Tableau III.5 ci-dessous :

Tableau III.5 : Bilan des données des sols aux sites à réaliser in situ des essais de chargement

Site	Type de sol	Identification				Laboratoire			In situ				
		w (%)	W_L (%)	I_P	γ_d kN/m³	c_u (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	p_l (kPa)	E_m (kPa)	q_c (kPa)	q_d (kPa)	N_{60}
Cran	Argile molle	48	75	30	18	45	0	30	215	2300	650	390	2
Messanges	Sable dune	5	-	-	18	-	-	40	1300	22700	10000	5000	-
Aulnat	Limon	-	-	-	17	22	0	36	320	3300	1593	1913	9
Montfavet	Limon raide	17	26	8	-	-	-	-	1000	3300	7000	8000	15

III.3.2.2.1. Site du pont de Cran

Le site du pont de Cran est situé au bord de la rivière Vilaine, dans la commune de Rieux, à l'Ouest de la France (Figure III.24). Il a fait l'objet de nombreuses investigations menées dans le cadre des programmes de recherche du laboratoire LPC. Le site est constitué d'une couche de sol relativement homogène, composée de sédiments meubles et cohérents de consistance moyenne, d'une épaisseur d'environ 15 mètres. La nappe phréatique est peu profonde, se situant généralement à 50 cm sous la surface.

D'après le Tableau III.5, l'argile présente un angle de frottement effectif, $\varphi' = 30°$ et une cohésion effective, $c' = 0$, avec un poids volumique γ de 18 (kN/m^3). En revanche, la cohésion en condition non drainée est cependant élevée, $c_u = 45\ kPa$.

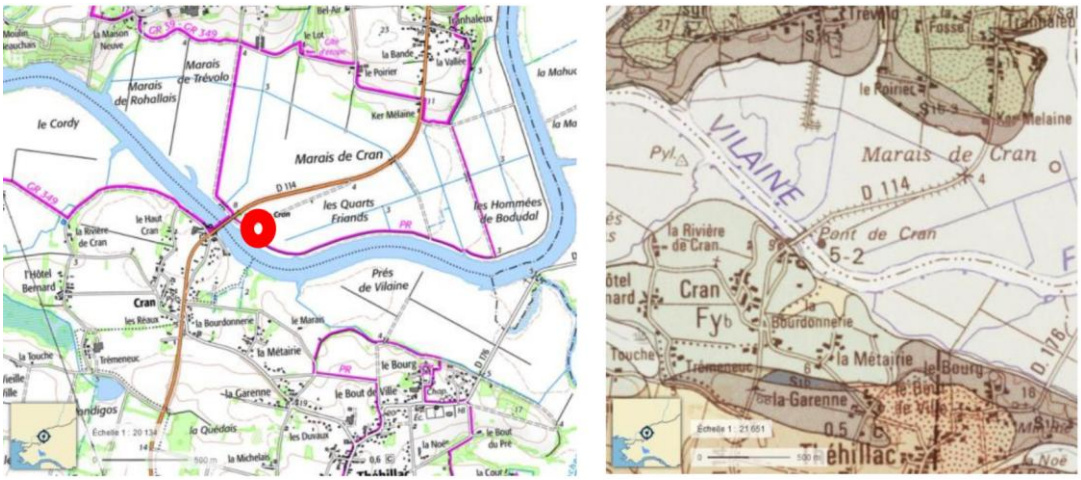


Figure III.24 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site de Cran (source : Géoportail)



Figure III.25 : Vue latérale de l'installation de la campagne d'essais de chargement in situ à Cran

Les différentes techniques de reconnaissance des sols (PMT, CPT, DPT) ont été mises en œuvre sur le site. Les profils obtenus à partir de ces essais (Figure III.26), permettent de distinguer la géologie superficielle du site en trois couches principales :

1. 0 à 2 m de profondeur : les sols présentent un état sur-consolidé par dessiccation, associé aux valeurs les plus élevées de cohésion non drainée, de l'ordre de 45 kPa, ainsi qu'à des résistances relativement importantes.
2. 2 à 4 m de profondeur : une couche argileuse relativement molle est observée, se traduisant par une diminution de la résistance. Cette couche présente une limite de liquidité élevée et une cohésion non drainée d'environ 15 kPa. Elle peut être classée comme une argile très plastique et faiblement organique selon la classification du LPC.
3. 4 à 17 m de profondeur : les sols correspondent à un limon très plastique et faiblement organique, caractérisé par une augmentation linéaire de la résistance avec la profondeur. La teneur en eau est de l'ordre de 70 %, et la cohésion non drainée avoisine 38 kPa.

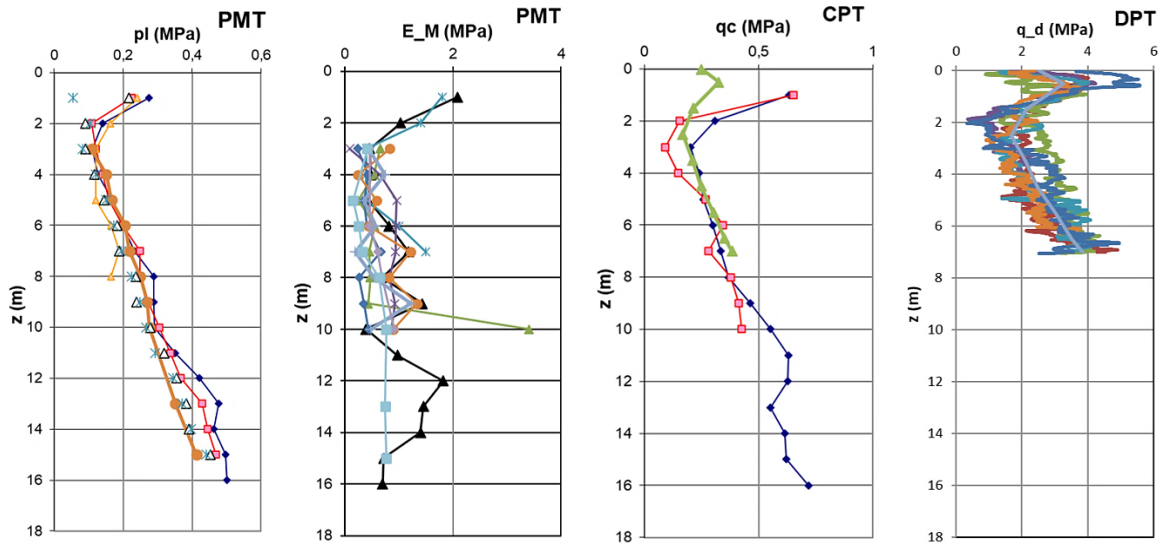


Figure III.26 : Profils du sol à Cran réalisés par différents techniques de reconnaissance (PMT, CPT et DPT)

En effet, une série d'essais au pénétromètre dynamique à énergie variable (DCLT) a été réalisée sur le site de Cran avant la mise en œuvre des essais de chargement. Les profils obtenus (Figure III.27) montrent la variation de la résistance dynamique q_d et du module dynamique E_d en fonction de la profondeur jusqu'à 7 m.

Ces résultats présentent globalement une évolution similaire à celle observée dans la Figure III.26, avec des résistances relativement faibles dans les quatre premiers mètres suivies d'une augmentation progressive avec la profondeur. Cependant, les valeurs mesurées par le DCLT sont légèrement inférieures, ce qui peut s'expliquer par la période humide hivernale dans la région, entraînant une élévation du niveau de la nappe phréatique à proximité de la rivière lors de la réalisation des essais.

Pour les essais de chargement, une campagne expérimentale a été menée en 2021. La plaque de chargement a été installée à une faible profondeur $D = 0{,}25m$, après avoir retiré la couche végétale. Deux essais ont été réalisés de manière consécutive et adjacente, conformément à la procédure standard, sur le site argileux marin de Cran, jusqu'à atteindre la rupture conventionnelle correspondant à un tassement $s = 10\%$.

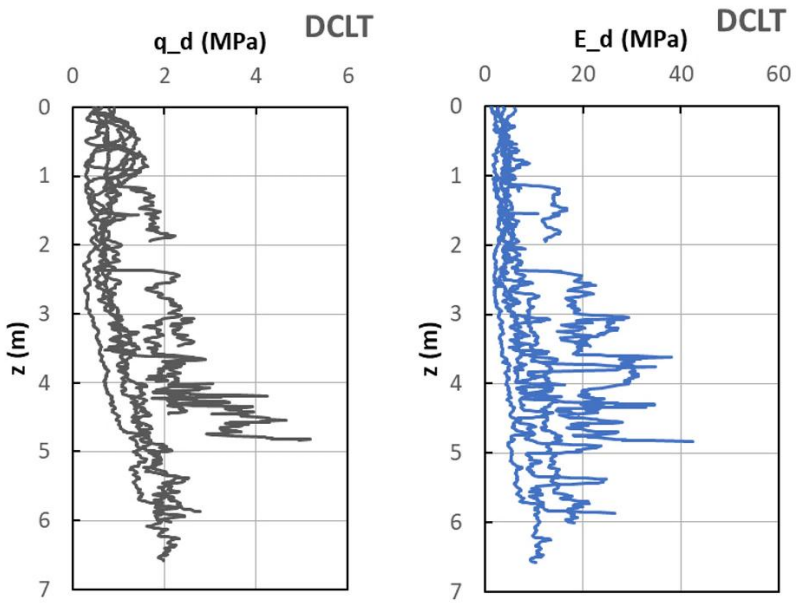


Figure III.27 : Profils de la résistance et du module dynamique du sol à Cran réalisés par des essais DCLT

Le temps total nécessaire pour la mise en place et le démontage de chaque essai était d'environ 2 heures, suivi de 4 à 5 heures consacrées à la réalisation des mesures. Comme présenté dans la section II.3.3.3.2, la Figure III.28 illustre les résultats obtenus à partir des essais de chargement à Cran, représentés par deux courbes complètes charge–tassement incluant la phase de déchargement.

Les deux courbes présentent des allures très similaires, avec une légère diminution de la pente de la courbe du premier essai. Elles permettent de distinguer clairement la phase élastique linéaire, la phase élasto-plastique, ainsi que la rupture conventionnelle correspondant à un tassement $s = 10\%$ ($B = 60mm$), pour une charge d'environ $200\ kPa$, soit l'équivalent de 6 tonnes.

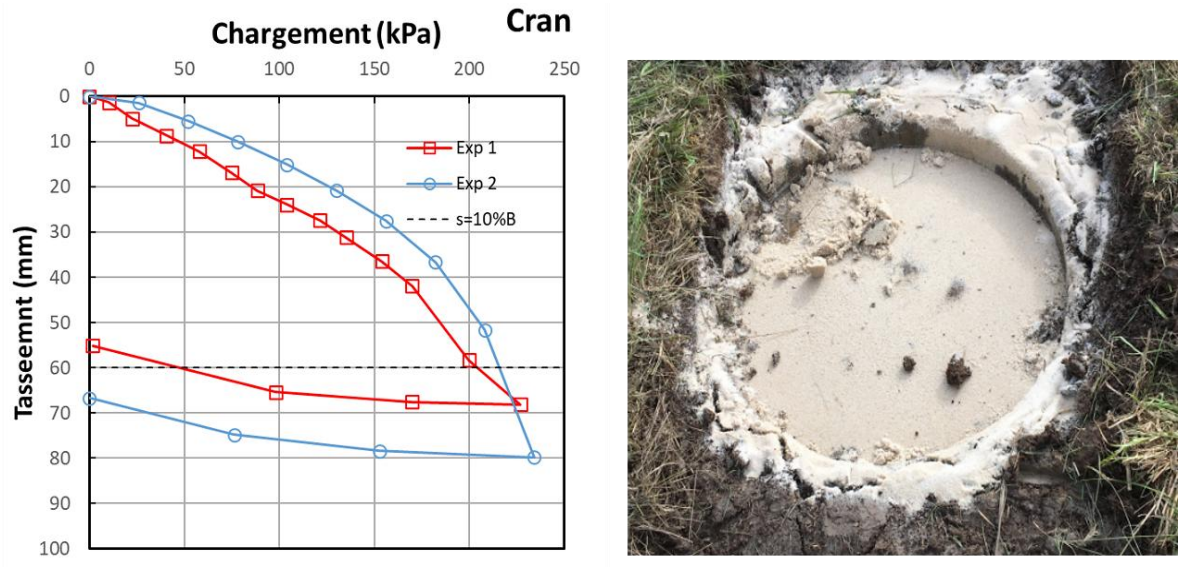


Figure III.28 : Courbes de charge-tassement et enfoncement de la plaque observé sur site après de la réalisation des essais à Cran

III.3.2.2.2. Site de Messanges

Le site de Messanges est situé sur la commune de Messanges, dans le département des Landes, au sud-ouest de la France (Figure III.29). La sablière Durruty a été choisie en raison de sa proximité géographique et de la similitude géologique avec le site expérimental de Labenne, situé à environ 30 km au sud.

Les essais ont été réalisés dans des sables de dunes présentant une épaisseur supérieure à 20–25 mètres au droit du site. Ces formations éoliennes, de type dunes paraboliques, résultent de dépôts marins et sont actuellement exposées en surface à la suite des activités d'exploitation du sable. La nappe phréatique a été observée à plus de 2 m de profondeur dans la zone d'essai.

Selon le Tableau III.5, ce sol sableux est caractérisé par un angle de frottement effectif, $\varphi' = 40°$ et une cohésion effective, $c' = 0$ avec un poids volumique, γ de 18 (kN/m^3).

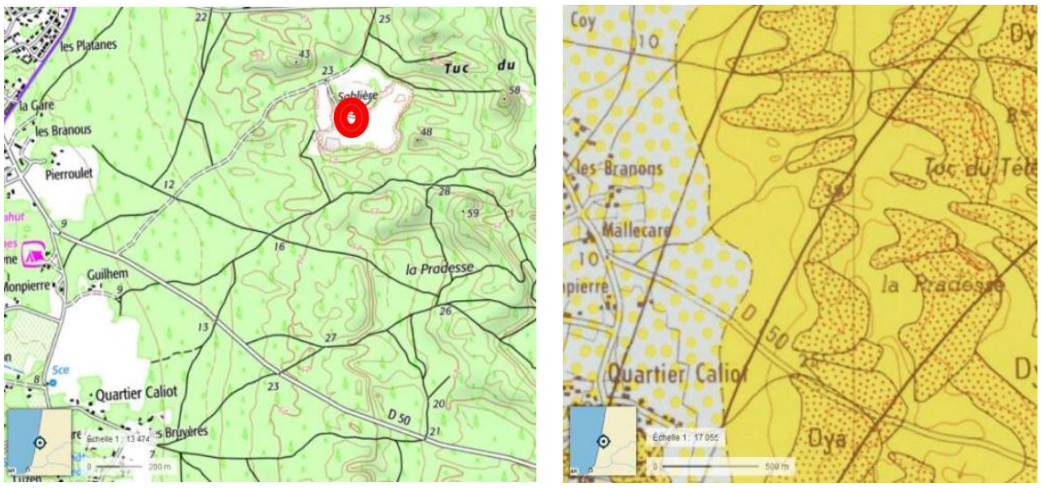


Figure III.29 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site de Messanges (source : Géoportail)

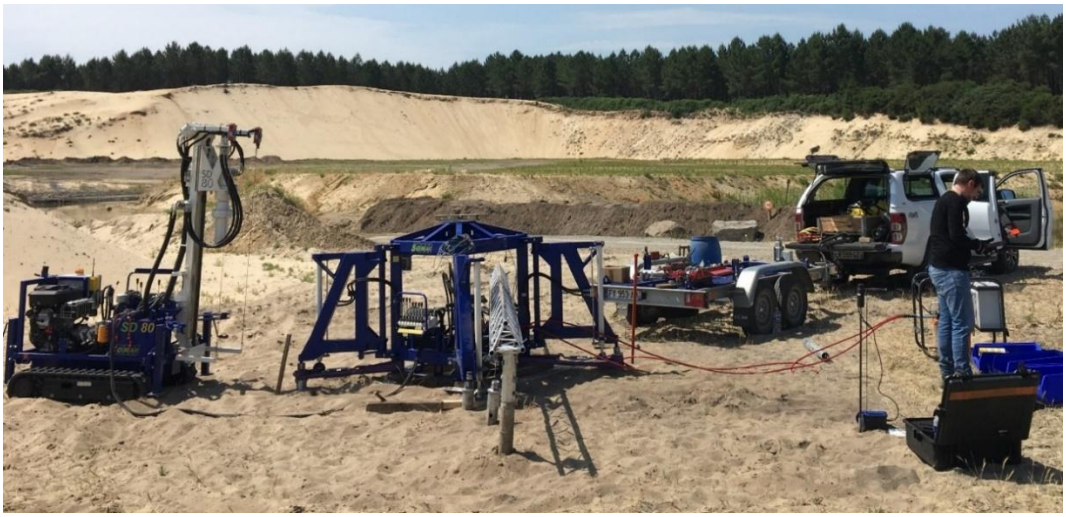


Figure III.30 : Vue latérale de l'installation de la campagne d'essais de chargement in situ à Messanges (c.f. Luong et al., 2024)

La Figure III.31 compare les répartitions granulométriques des sables provenant de Labenne, de Messanges et d'un autre site situé à Ychoux (à 85 km au nord). Les courbes granulométriques de ces trois sables sont très similaires et quasiment superposables, ce qui suggère une origine ou un mode de dépôt et de transport comparable. Cette similitude permet également de déduire que les propriétés mécaniques des sols de Messanges et de Labenne, telles que la perméabilité, la densité et la capacité portante, sont relativement proches.

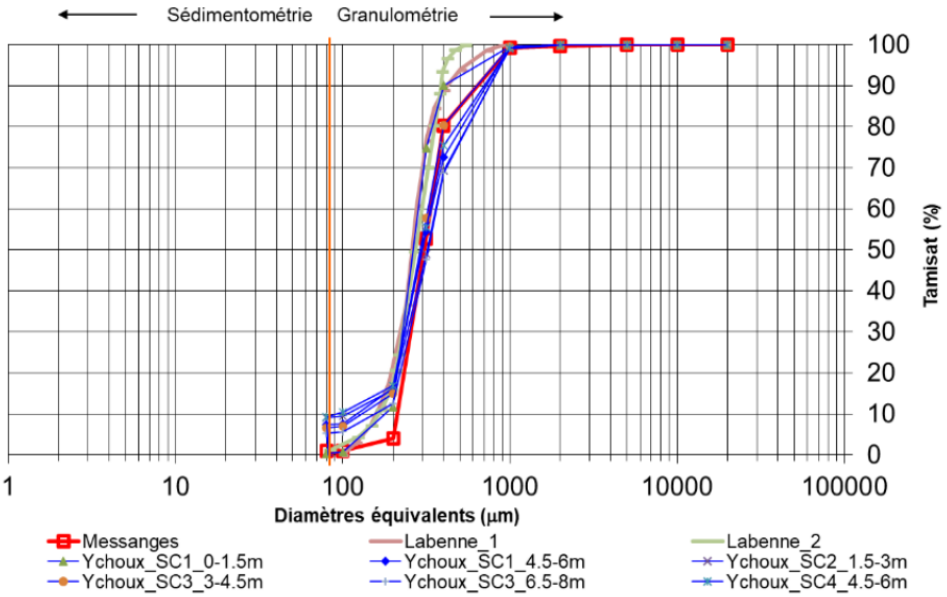


Figure III.31 : Comparaison des distributions granulométriques des sables des sites de Labenne et Messanges

Les profils de sol obtenus à partir des différents essais de reconnaissance, réalisés au pressiomètre et au pénétromètre statique (Figure III.32), permettent de distinguer la géologie superficielle du site en quatre couches principales :

1. A partir de 0 à 2 m de profondeur : une couche sableuse dense, résultant de la dessiccation et de la surcharge.
2. A partir de 2 à 7 m de profondeur : une couche de sable lâche présentant une résistance relativement faible.
3. Vers 8 m de profondeur : une couche de sable contenant de la lignite, dégageant une forte odeur d'hydrocarbures.
4. Au-delà de 8 m : des sables denses, caractérisant la base du profil.

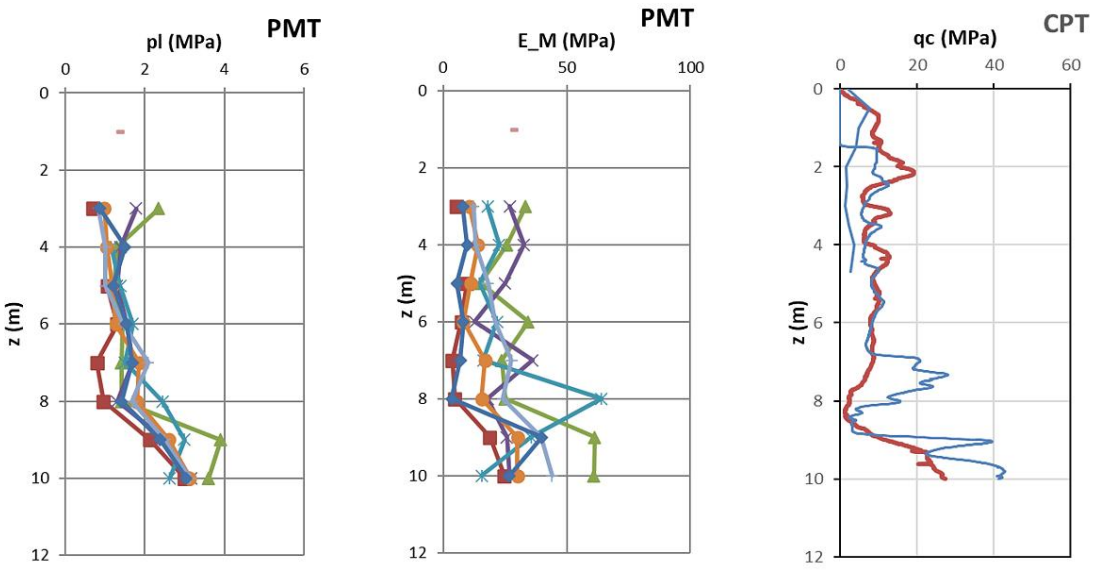


Figure III.32 : Profils du sol à Messanges réalisés par différents techniques de reconnaissance (PMT et CPT)

De même, une campagne d'essais au pénétromètre dynamique à énergie variable (DCLT) a été réalisée sur le site de Messanges (Figure III.33). Les profils obtenus montrent la variation de la résistance dynamique q_d et du module dynamique E_d en fonction de la profondeur, jusqu'à 5 m.

Ces profils confirment les observations faites précédemment concernant la partie superficielle du sol : une couche sableuse dense, résultant de la dessiccation et de la surcharge, est présente dans les deux premiers mètres, suivie, entre 2 et 7 m, d'une couche de sable lâche à résistance relativement faible. De plus, les profils DCLT obtenus sur l'ensemble du site sont très proches, mettant en évidence une homogénéité spatiale significative des sols au niveau du site de Messanges.

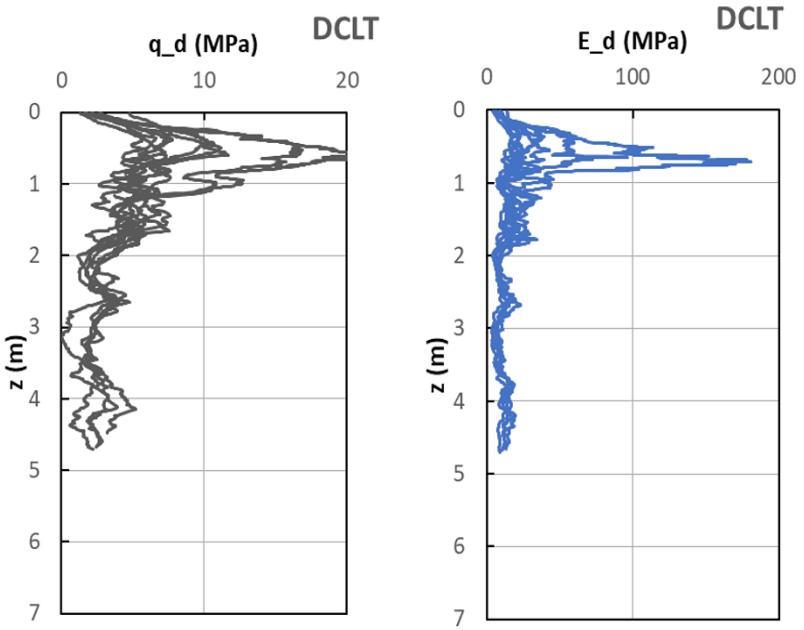


Figure III.33 : Profils de la résistance et du module dynamique du sol à Messanges réalisés par des essais DCLT

Dans le prolongement de la campagne de reconnaissance des sols, des essais de chargement ont également été réalisés de manière consécutive et adjacente sur le site de Messanges. La plaque de chargement a été installée à une faible profondeur $D = 0,3\ m$ par rapport à la surface du sol. Deux campagnes expérimentales ont été menées.

Au cours de ces essais, certaines difficultés ont été rencontrées lors de la mise en place du bâti de réaction et du déplacement des véhicules sur un sol sableux, en particulier en ce qui concerne l'ancrage du bâti dans le sable.

La Figure III.34 présente les résultats obtenus à partir des essais de chargement à Messanges, représentés par quatre courbes charge–tassement, dont deux incluent la phase de déchargement, extrapolées selon la méthode de Chin.

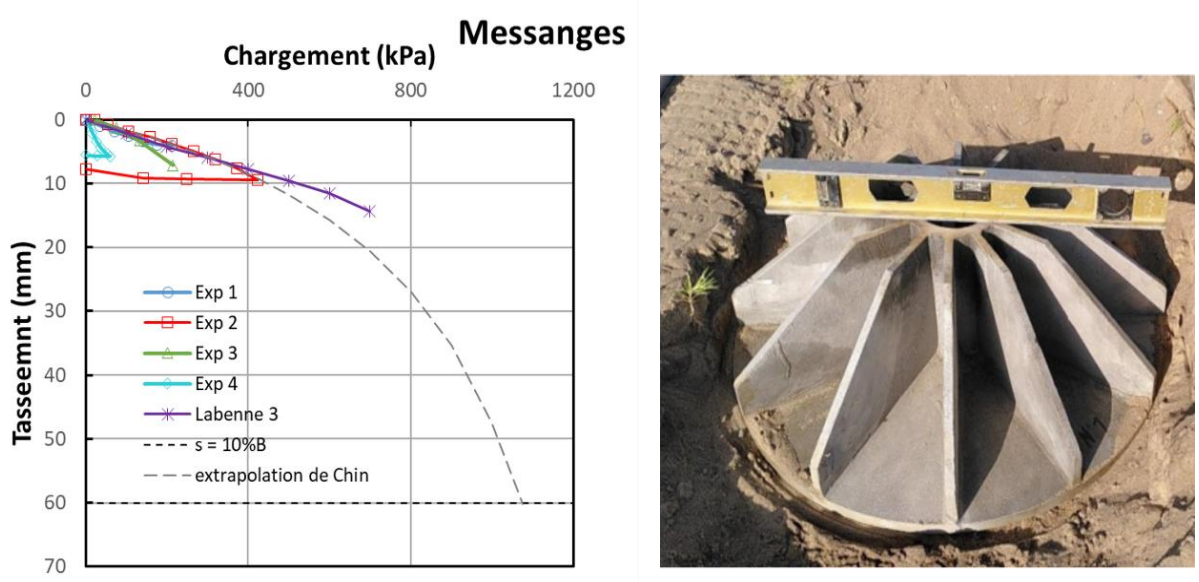


Figure III.34 : Courbes de charge-tassement et enfoncement de la plaque observé sur site après de la réalisation des essais à Messanges

Lors de la première campagne menée en 2021, trois essais de chargement ont été réalisés. Le premier essai a été mené jusqu'à 200 kPa (6 tonnes), la rupture étant atteinte à 7 tonnes, en raison d'ancrages insuffisamment profonds. Les deuxième et troisième essais ont respectivement atteint des charges de 200 et 400 kPa (6 et 12 tonnes), mais ont également échoué au niveau des ancrages. Par conséquent, les trois courbes obtenues n'ont pas permis d'atteindre la rupture définie conventionnellement, correspondant à un tassement $s=10\%$ ($B=60\ mm$).

Une seconde campagne a été réalisée trois mois plus tard, utilisant un nouveau type d'ancrage par expansion volumique constitué de quatre sondes de type phicomètre. Toutefois, un problème similaire est survenu : aucun cône de réaction n'a pu être créé en raison de la présence d'une couche inférieure trop molle, située entre 1 et 1,5 m de profondeur. Cette situation a rendu les ancrages inefficaces et a entraîné une instabilité du bâti, avec basculement pendant la réalisation de l'essai, comme illustré à la Figure III.35

Les résultats obtenus lors de ce quatrième essai ne sont malheureusement pas suffisants pour compléter ceux des essais précédents.



Figure III.35 : Basculement du bâti à cause du déracinement des ancrages pendant la réalisation d'essai à Messanges

Par conséquent, la méthode d'extrapolation de Chin (Chin, 1970) a été appliquée afin d'estimer la charge correspondant à la rupture (Figure III.34). À partir des résultats du deuxième essai, la courbe extrapolée prévoit une valeur d'environ 1100 kPa (31 tonnes) lorsque le tassement atteint 6 cm.

De plus, en comparant cette courbe avec celle obtenue sur le site de Labenne, une bonne concordance est observée, ce qui confirme la similitude des propriétés mécaniques entre les sables de Messanges et de Labenne.

III.3.2.2.3. Site d'Aulnat

Le site d'Aulnat est situé dans la plaine de la Limagne, au centre de la France (Figure III.36), au sein d'un bassin sédimentaire composé majoritairement de colluvions et d'alluvions. Ce site a fait l'objet de plusieurs campagnes expérimentales complètes, incluant des essais in situ de reconnaissance des sols, menées par l'entreprise Sol-Solution, notamment à l'aide de pénétromètres dynamiques.

La formation superficielle du site est principalement constituée de trois couches au sein des dix premiers mètres : une couche de limon argileux organique noir, appelée terre de Limagne, d'une épaisseur de 70 cm, repose sur un limon de teinte gris-beige à verdâtre d'environ 1 mètre d'épaisseur, lequel repose lui-même sur des marnes particulièrement compétentes en profondeur. La nappe phréatique a été observée à environ 1,7 m de profondeur dans la zone d'essai, selon les sondages pressiométriques.

En raison de la profondeur limite de la zone d'influence d'une plaque de 60 cm de diamètre sous charge, la première couche de limon a été principalement considérée pour la réalisation des essais. Les échantillons prélevés dans cette couche ont été soumis à des essais triaxiaux en laboratoire.

Selon le Tableau III.5 ce sol limoneux est caractérisé par un angle de frottement effectif $\phi'=36°$ et une cohésion effective $c'=0$, avec un poids volumique $\gamma=17\ kN/m^3$. En revanche, la cohésion non drainée est relativement élevée, $c_u=22\ kPa$. Ces paramètres de rupture au cisaillement ont été déterminés à partir des essais triaxiaux récemment réalisés par l'équipe du laboratoire SRO (UGE), dont les résultats sont présentés en Annexe.

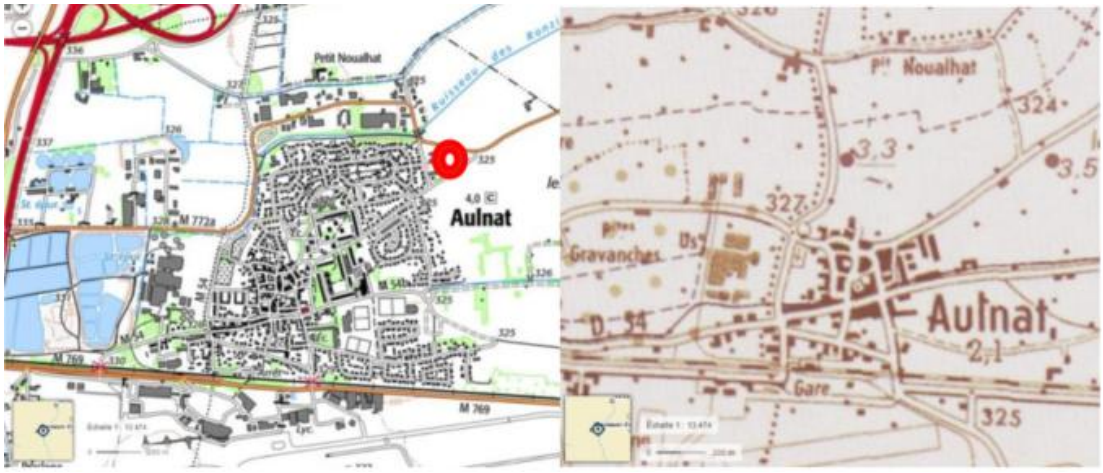


Figure III.36 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site d'Aulnat (source : Géoportail)



Figure III.37 : Vue latérale de l'installation de la campagne d'essais de chargement in situ à Aulnat

De nombreux essais de reconnaissance des sols, incluant les techniques PMT, CPT et DPT, ont été réalisés par Sol-Solution sur le site. Les profils obtenus (Figure III.38) permettent de distinguer la géologie superficielle du site en trois couches principales :

1. A partir de 0 à 1 m de profondeur : une couche végétale de 30 cm surmontant une couche de limon argileux organique noir, dite terre de Limagne, d'une épaisseur de 70 cm.
2. A partir de 1 à 2 m de profondeur : une couche de limon de teinte gris, beige et verdâtre.
3. Au-delà de 2 m : les deux formations limoneuses reposent sur des marnes très compétentes.

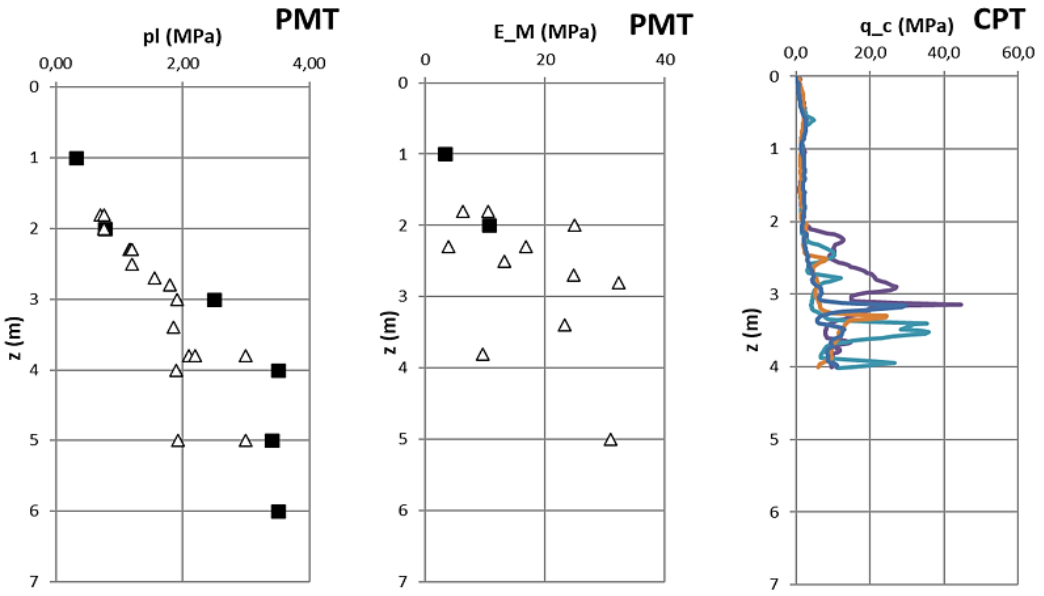


Figure III.38 : Profils du sol à Aulnat réalisés par différents techniques de reconnaissance (PMT et CPT)

Par la suite, deux campagnes expérimentales d'essais de chargement ont été réalisées sur le site d'Aulnat, la première en mars 2022 et la seconde en août 2025. Plusieurs essais au pénétromètre dynamique à énergie variable (DCLT) ont également été effectués, notamment aux emplacements prévus pour la plaque de chargement, afin d'estimer préalablement la résistance des sols avant la réalisation des essais de chargement.

Campagne expérimentale réalisée en 2022

La première campagne a été réalisée en mars 2022, durant l'hiver, dans des conditions climatiques locales relativement humides, avec une température moyenne d'environ 16 °C. Ces conditions ont entraîné un état d'humidité notable du terrain. Les profils obtenus par DCLT (Figure III.39) montrent la variation de la résistance dynamique q_d et du module dynamique E_d en fonction de la profondeur, jusqu'à 4 m.

Par la suite, les essais de chargement ont été réalisés de manière consécutive et adjacente sur le site d'Aulnat, avec le bâti ancré à l'aide de quatre vis de type Krinner. La plaque de chargement a été positionnée à une profondeur $D = 0{,}25\ m$ par rapport à la surface du sol, après retrait de la couche végétale. Trois essais de fondation ont été effectués sur le site limoneux, jusqu'à atteindre la rupture conventionnelle correspondant à un tassement $s=10\%$ ($B = 60\ mm$).

Dans des conditions de travail favorables, avec un accès aisé au site, le temps total de mise en place et de démontage de chaque essai était d'environ 2 heures, suivi de 4 à 5 heures pour la réalisation des mesures. Les résultats obtenus montrent une bonne reproductibilité des essais.

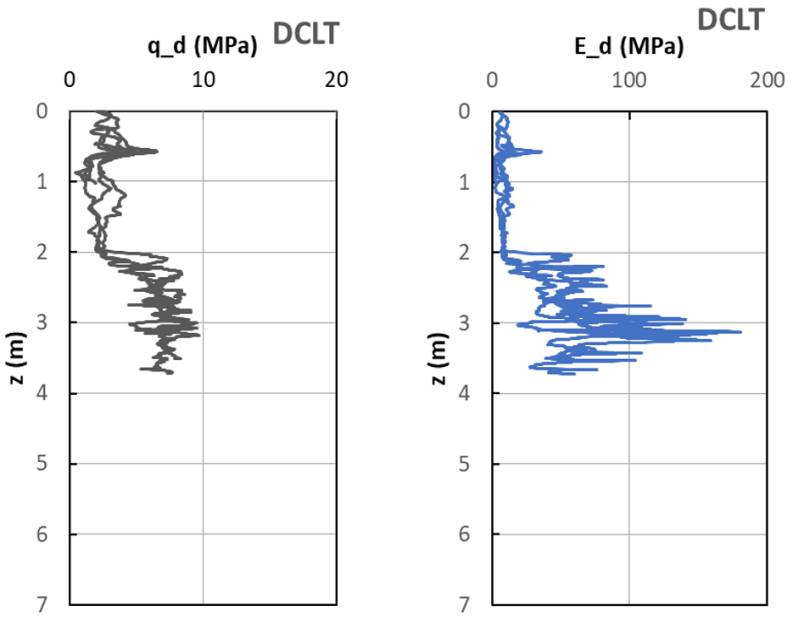


Figure III.39 : Profils de la résistance et du module dynamique du sol à Aulnat réalisés par des essais DCLT

Comme présenté dans la section II.3.3.3.2, la Figure III.40 illustre les trois courbes charge–tassement complètes, incluant la phase de déchargement, pour les essais réalisés à Aulnat. Les courbes présentent des allures très similaires, avec une légère décroissance de la pente observée pour le premier essai. Elles permettent de distinguer clairement la phase élastique linéaire, la phase élasto-plastique, ainsi que la rupture conventionnelle correspondant à un tassement $s=10\%$ ($B = 60\,mm$), avec une charge d'environ 350 kPa, soit 10 tonnes. Afin de limiter les effets de contact, une petite boucle a été réalisée au niveau des premiers paliers de charge.

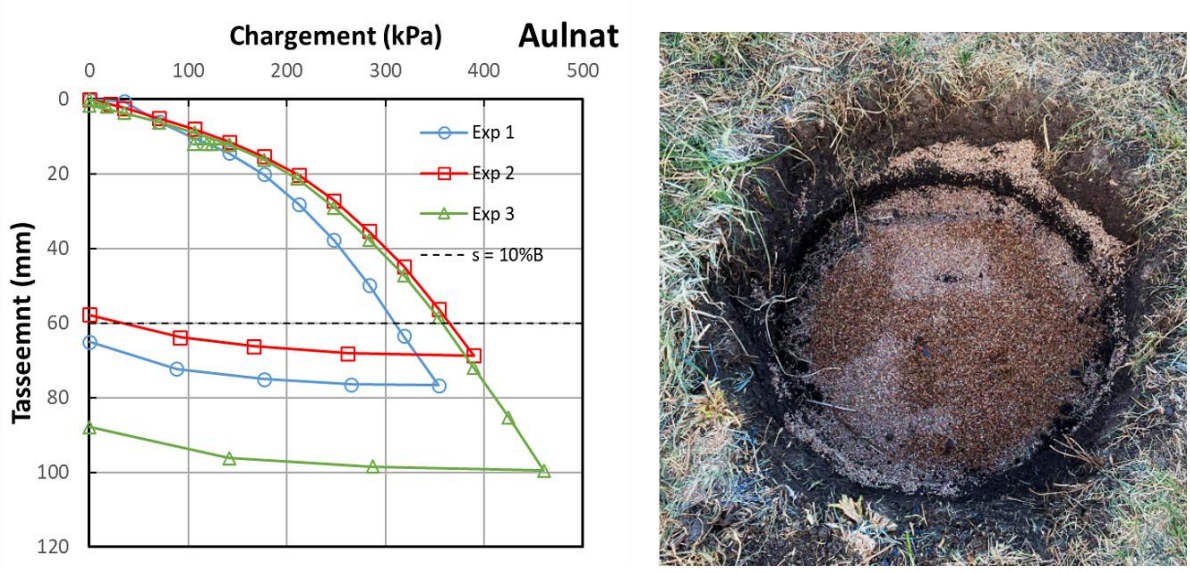


Figure III.40 : Courbes de charge-tassement et enfoncement de la plaque observé sur site après de la réalisation des essais à Aulnat en 2022

Campagne expérimentale réalisée en 2025

La deuxième campagne s'est déroulée récemment en août 2025, durant l'été, dans un climat local sec, avec une température moyenne avoisinant 35 °C, entraînant un assèchement significatif du sol.

Les profils de résistance dynamique q_d, mesurés par les essais DCLT en 2022 et en 2025, sont présentés à la Figure III.41. Ils mettent en évidence une variation de la résistance entre les deux campagnes, notamment dans les premiers 0,5 m de profondeur, les mesures ayant été réalisées au même emplacement de l'expérimentation.

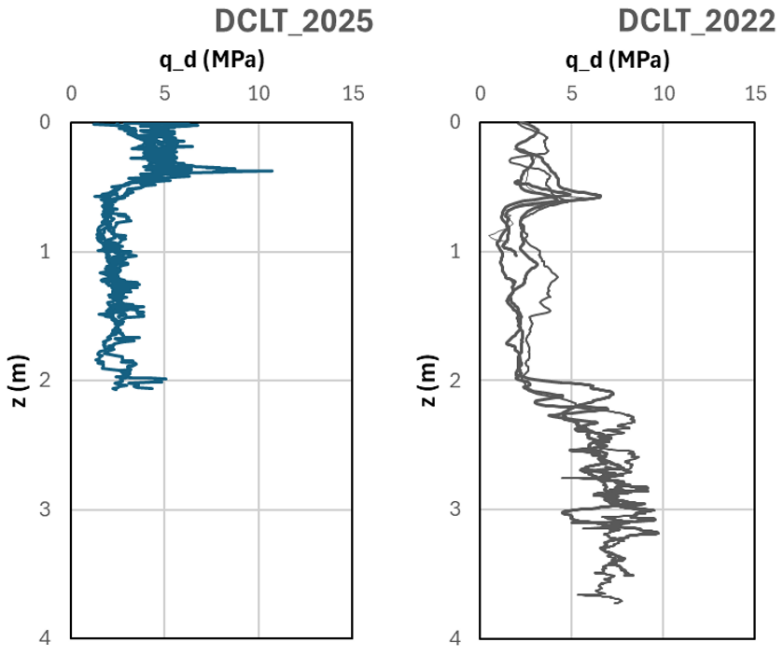


Figure III.41 : Comparaison des profils de résistance dynamique DCLT à Aulnat en 2022 et en 2025

Dans les premiers 0,5 m de profondeur, les résistances dynamiques mesurées en 2025 sont plus élevées que celles enregistrées en 2022, avec une valeur moyenne d'environ 5 MPa contre 3 MPa. Au-delà de 0,5 m, les profils des deux campagnes présentent toutefois des évolutions relativement similaires.

Cinq essais in situ de chargement ont ensuite été réalisés, toujours de manière consécutive et adjacente. La plaque de chargement a été positionnée à une profondeur $D = 0{,}25\ m$ après retrait de la couche végétale. La plaque circulaire initiale de 0,6 m de diamètre a été remplacée par une plaque métallique carrée de 0,53 m de côté, conservant une surface équivalente.

Lors du premier essai, un chargement simple, vertical et centré, a été appliqué. Les quatre essais suivants ont été effectués sous des conditions de chargement plus complexes : deux avec une inclinaison de charge ($\delta=30°$ et $20°$) et deux avec une excentricité de charge ($e/B = 0{,}3$ et $0{,}2$). Le principe et le programme de chargement sont restés inchangés, avec des modifications du bâti de réaction, comme présenté précédemment dans la Figure III.22, afin de permettre la reproduction des charges complexes susmentionnées.

La Figure III.42 illustre les essais sur site, montrant le système de bâti modifié pour simuler la charge inclinée, ainsi que la forme de la plaque carrée utilisée.



Figure III.42 : Système de bâti de réaction modifié pour chargement complexe avec la plaque carrée de 0,53x0,53 m²

La Figure III.43 présente les cinq courbes charge–tassement obtenues lors de la campagne expérimentale de 2025 à Aulnat, comparées aux trois courbes obtenues en 2022. Comme observé dans les profils de résistance dynamique, les limons superficiels en été 2025 apparaissent plus raides que ceux mesurés en hiver 2022.

En conséquence, les cinq nouvelles courbes de charge–tassement sont globalement plus élevées que celles de 2022, en particulier par rapport à la courbe correspondant au chargement simple. Elles restent néanmoins dans la zone élastique linéaire et n'atteignent pas la rupture conventionnelle définie pour un tassement $s = 10\%$ ($B = 53mm$).

Il convient de noter que, bien que la forme des semelles ait été modifiée (carrée contre circulaire), leur surface reste identique. Cette différence observée est néanmoins notable et suggère que les variations saisonnières des sols à Aulnat exercent une influence significative sur les résultats expérimentaux.

Par ailleurs, une comparaison des courbes charge–tassement obtenues en 2025 révèle également des différences significatives. Les deux courbes correspondant aux charges inclinées ($\delta = 30°$ et $20°$) présentent les valeurs les plus élevées, dépassant même celles obtenues avec le chargement simple. Cela s'explique par le fait qu'une fondation superficielle soumise à une charge inclinée subit non seulement un tassement vertical, mais également un déplacement horizontal lié au glissement.

En revanche, les deux courbes correspondant aux charges excentrées ($e/B = 0,2$ et $0,3$) présentent les valeurs les plus faibles, en raison d'une diminution de la capacité portante lorsque l'excentricité de la charge appliquée augmente.

Enfin, étant donné que cette campagne expérimentale est relativement récente, elle n'a pas encore fait l'objet d'une analyse approfondie. Néanmoins, elle ouvre des perspectives de recherche nombreuses, à la fois pertinentes et prometteuses.

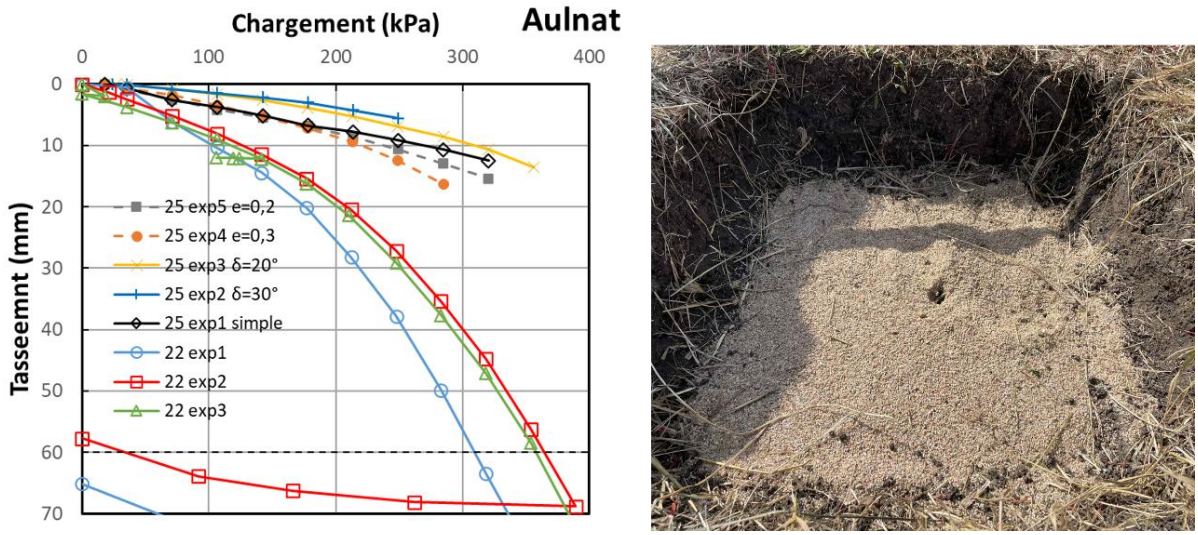


Figure III.43 : Courbes de charge-tassement et enfoncement de la plaque observé sur site après de la réalisation des essais à Aulnat en 2025

III.3.2.2.4. Site de Montfavet

Le site de Montfavet est situé dans le département du Vaucluse, à proximité d'Avignon, dans le sud-est de la France. Les terrains sont constitués d'alluvions fluviatiles modernes provenant du Rhône et de la Durance, comme indiqué sur la carte géologique (Figure III.44). Ces dépôts se composent généralement d'un mélange de sables, limons, argiles, graviers et galets en profondeur.

La nappe phréatique a été rencontrée à environ 1 m de profondeur par rapport à la surface du site. Les informations concernant les propriétés de résistance au cisaillement de ce sol limoneux, telles que l'angle de frottement et la cohésion, ne sont malheureusement pas disponibles à ce jour.



Figure III.44 : Localisation et carte géologique associée du site d'essais au site de Montfavet (source : Géoportail)



Figure III.45 : Vue latérale de l'installation de la campagne d'essais de chargement in situ à Montfavet

Les investigations du site de Montfavet ont consisté en des sondages au pénétromètre et au pressiomètre, ainsi que des sondages destructifs réalisés à la pelle mécanique, dans le cadre du projet Emerg3r. Ces investigations ont permis de distinguer la géologie du site en deux couches principales :

1. A partir de 0 à 2 m de profondeur : des limons argilo-sableux compacts, présentant une faible teneur en eau lors des reconnaissances.

2. Au-delà de 2 m : des graviers et galets mélangés à du sable ou du limon, très compacts, avec la présence ponctuelle de poches de compacité plus faible.

Les profils de sol obtenus à partir de ces essais sont présentés à la Figure III.46. Le profil CPT montre notamment une résistance de pointe q_c relativement homogène dans les deux premiers mètres, correspondant aux limons compacts superficiels. Au-delà, on observe une augmentation marquée de la résistance lorsque le sondage traverse les graviers et galets très compacts.

Il convient également de noter que les essais ont été réalisés dans des conditions climatiques locales sèches, similaires à celles observées lors de la campagne d'été 2025 à Aulnat, avec une pluviométrie quasi nulle pendant plusieurs mois, entraînant des fissurations des sols. En conséquence, les résultats des essais pressiométriques montrent des pressions limites plus élevées et une plus grande dispersion des mesures.

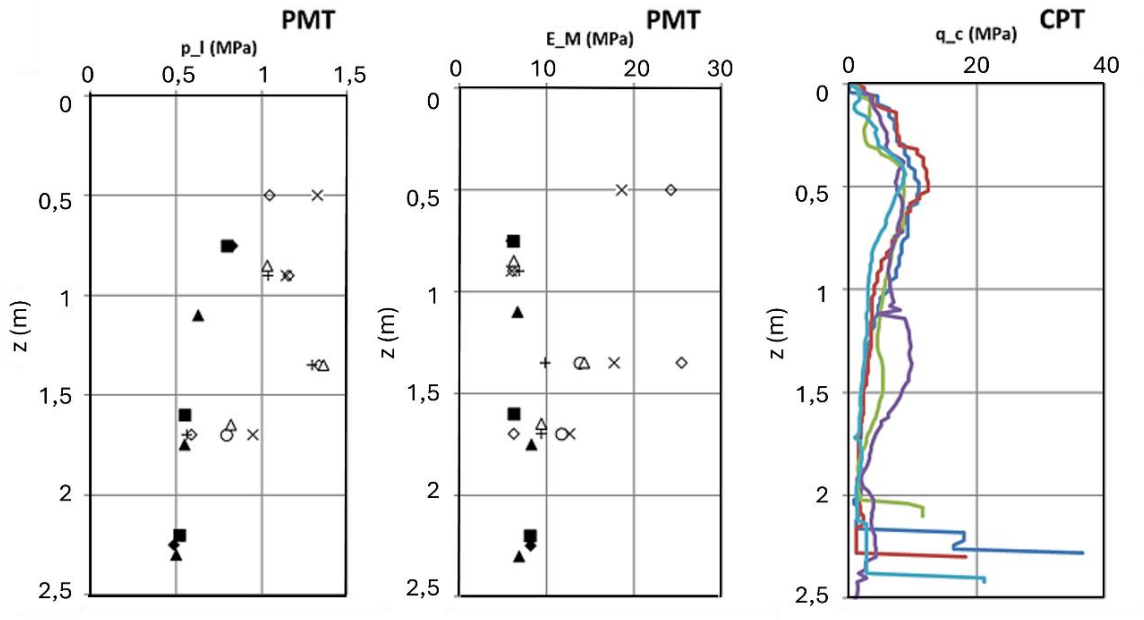


Figure III.46 : Profils du sol à Montfavet réalisés à l'aide des différents techniques de reconnaissance (PMT et CPT)

De même, des essais au pénétromètre dynamique à énergie variable (DCLT) ont été réalisés sur le site de Montfavet (Figure III.47). Les profils obtenus montrent la variation de la résistance dynamique q_d et du module dynamique E_d en fonction de la profondeur, jusqu'à 2 m. Les sondages n'ont pu pénétrer que dans les deux premiers mètres, s'arrêtant à l'interface avec la couche graveleuse très compacte, ce qui a limité l'investigation des horizons plus profonds.

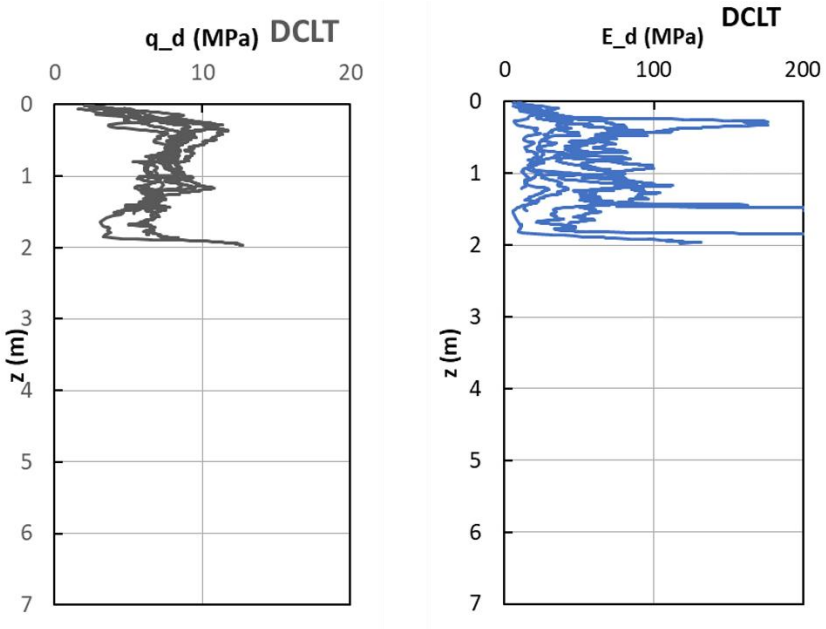


Figure III.47 : Profils de la résistance et du module dynamique du sol à Montfavet réalisés par des essais DCLT

Par la suite, une série de trois essais de chargement a été réalisée de manière consécutive et adjacente sur le site de Montfavet en 2022. Le plan d'installation de cette campagne expérimentale est présenté à la section III.3.2.1.2 (Figure III.21). La plaque de chargement a été encastrée à une profondeur *D = 5–10cm*, après retrait de la couche végétale. Les trois essais n'ont pas pu atteindre la rupture conventionnelle, les ancrages cédant à une charge d'environ 6 tonnes. Ce phénomène peut s'expliquer par la faible résistance à la traction du limon sec et fissuré de Montfavet, qui ne permet pas de prévenir le détachement des ancrages pendant l'essai.

Bien que la rupture du sol n'ait pas été atteinte, une certaine comparabilité est observée entre les trois courbes charge–tassement obtenues. En conséquence, la méthode d'extrapolation de Chin (Chin, 1970) a été appliquée pour estimer la charge de rupture conventionnelle. La Figure III.48 montre que les trois courbes extrapolées convergent vers une valeur approximative de 1400 kPa, soit 39 tonnes appliquées lorsque le tassement atteint *s=10%* (*B*). Ces résultats confirment la reproductibilité des essais et valident l'analyse et le traitement des données acquises.

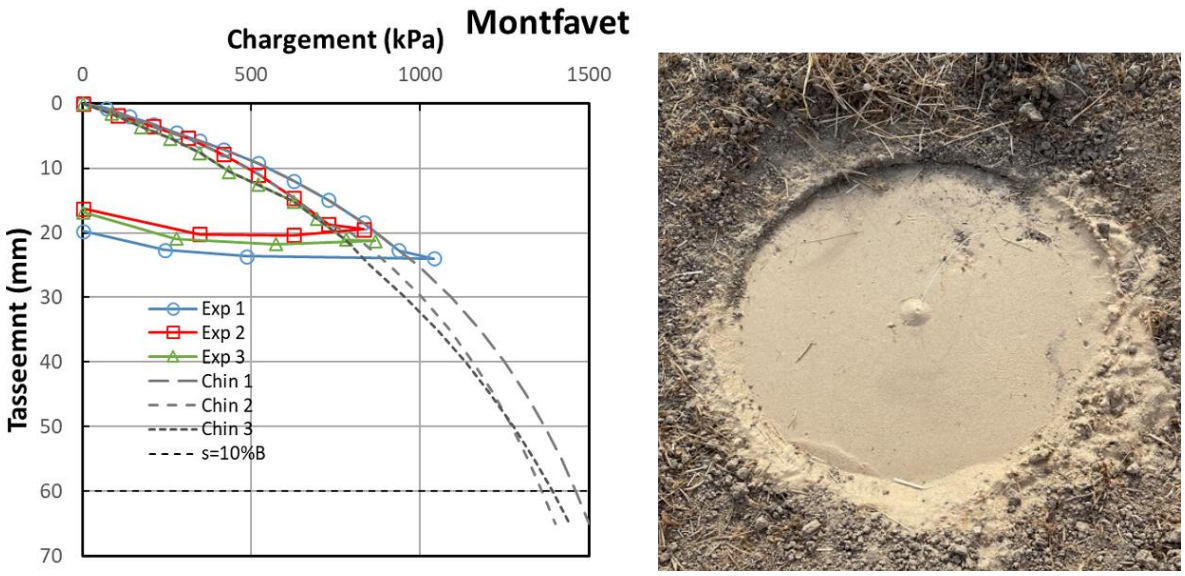


Figure III.48 : Courbes de charge-tassement et enfoncement de la plaque observé sur site après de la réalisation des essais à Montfavet

III.3.2.2.5. Analyse des résultats expérimentaux in situ

Comme présenté par (Luong et al., 2024), les courbes expérimentales charge–tassement, obtenues à partir des essais de chargement réalisés avec une plaque circulaire de 0,6 m de diamètre sur les quatre sites étudiés, sont comparées dans la Figure III.49. Au total, trois essais ont été effectués à Aulnat (AU) et à Montfavet (MO), et deux essais à Cran (CR) et à Messanges (ME). Deux groupes de courbes sont distinguables dans le graphique : les courbes de couleur chaude, représentées par des points, et les courbes de couleur froide, représentées par des astérisques. Les courbes de couleur chaude présentent une décroissance plus lente, ce qui indique que, dans la zone d'influence de la plaque circulaire, située essentiellement dans la partie superficielle des sols, les terrains de Messanges et de Montfavet sont plus résistants que ceux de Cran et d'Aulnat.

Ces observations sont en accord avec les résultats des essais DCLT présentés précédemment, confirmant la cohérence entre les investigations in situ et les essais de chargement.

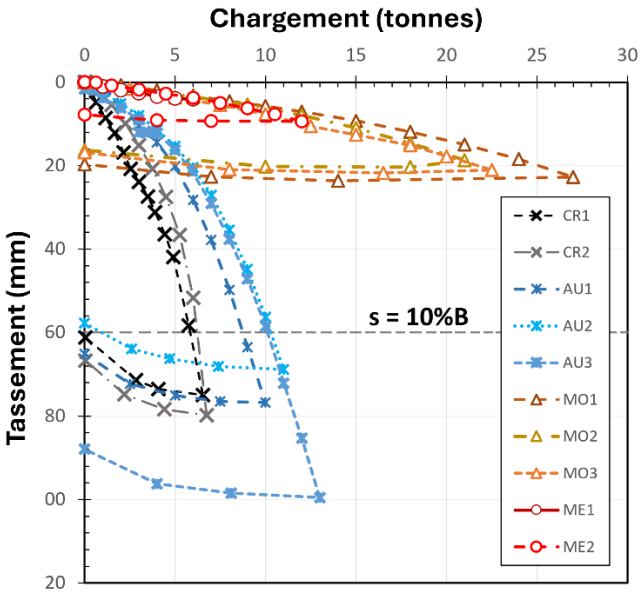


Figure III.49 : Synthèse des courbes de charge-tassement obtenues sur tous les sites expérimentaux (c.f. Luong et al., 2024)

Le Tableau III.6 présente une synthèse des données expérimentales obtenues à partir des essais au pénétromètre à énergie variable (DCLT) et des essais de chargement réalisés sur les quatre sites. Cette synthèse permet d'effectuer une évaluation globale des résultats in situ.

De même, la nature des sols et le nombre d'essais effectués y sont indiqués. Pour les couches superficielles du sol (0 à 2 m de profondeur), la résistance dynamique q_d est reportée sous forme de valeurs moyennes μ et d'écarts-types δ. Concernant les essais de fondation, le tableau fournit les valeurs de la charge maximale Q_{max}, des incréments de charge lors de la transition entre paliers de chargement ΔQ et de déchargement ΔQ_{ul}, ainsi que le tassement équivalent correspondant.

Tableau III.6 : Liste des sites expérimentaux avec les résultats obtenus à partir des essais DCLT et des essais de chargement de fondation

Site	Type de sol	Essai DCLT				Essai de chargement à la plaque circulaire					
		Nbr de tests	z max (m)	q_d (z = 0-2 m) (kPa)		Nbr de tests	Nbr de palier	ΔQ_l (kN)	Q_{max} (kN)	ΔQ_{ul} (kN)	s max (mm)
				μ	δ						
Cran	Argile marine	7	6,5	0,86	0,37	2	13	4 – 5	65,4	12 – 27	75
							9	7,5	67,5	22	80
Messanges	Sable du dune	10	4,5	6,86	3,93	2	6	10	60	-	4
							8	15	120	40	9,5
Aulnat	Limon	5	3,7	2,71	1,02	3	10	10	100	25	77
							11	10	110	25	69
							13	10	130	40	99,5
Montfavet	Limon raide	6	2	7,27	1,88	3	12	20 – 30	300	70	23,5
							8	30	240	80 – 100	20
							10	25	250	80	22

III.3.3. Essais à l'échelle réduite au laboratoire

Dans les sections précédentes, nous avons présenté de manière exhaustive la méthodologie de mise en œuvre des essais de chargement de fondations superficielles in situ sous sollicitation monotone, sur des sites représentant différents types de sols (argile, limon et sable de dune). Nous avons détaillé le principe expérimental, les équipements utilisés ainsi que le protocole de réalisation. L'ensemble des résultats obtenus, représentés par les courbes charge–tassement, permet de justifier la reproductibilité des essais et la capacité de ces tests à simuler, à l'échelle réelle, le comportement des semelles soumises à des charges statiques.

Par ailleurs, les études portant sur la réaction des sols en mode dynamique, discutées précédemment dans les sections I.2.1.5 et I.2.2.5 de la première partie, constituent également un aspect fondamental de l'évaluation des fondations superficielles.

Dans ce contexte, nous présentons à la suite une campagne expérimentale d'essais de chargement récemment réalisée à l'échelle réduite dans des cuves métalliques en laboratoire par l'équipe de recherche de l'Université Gustave Eiffel (UGE), en collaboration avec *the Railway Technical Research Institute* (RTRI) au Japon, entre 2023 et 2024. La réalisation d'essais de chargement à l'échelle réduite permet de simuler et de contrôler plus facilement le comportement des fondations, en particulier dans le cas de charges complexes, ce qui facilite l'augmentation du nombre d'expérimentations et la valorisation des résultats obtenus.

L'observation des comportements à l'échelle réduite permet notamment d'estimer plus efficacement la réponse des fondations superficielles sous charges complexes, telles que les charges excentrées ou cycliques. La méthode du diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988) présenté dans la section I.2.1.5 est alors appliquée. Elle consiste à établir un espace bi- ou tridimensionnel représentant l'amplitude normalisée en fonction de la valeur moyenne normalisée de la charge cyclique et de l'excentricité, dans le but de définir les zones présentant différents niveaux de stabilité : stable, métastable et instable.

III.3.3.1. Principe d'essais en laboratoire

III.3.3.1.1. Matériel d'essais en laboratoire

Le programme d'essais consiste en une étude expérimentale dans laquelle une semelle en acier de $100 \times 100\ mm^2$, soumise à des charges statiques et cycliques, est utilisée pour simuler le comportement des fondations superficielles sous sollicitations cycliques. Les essais sont réalisés à l'aide d'un cadre hydraulique amélioré, équipé de dispositifs de contrôle de déplacement conçus par l'Université de Tokyo (RTRI).

La semelle est confinée dans une cuve métallique rigide de dimensions $H \times L \times B = 500 \times 990 \times 400\ mm^3$, correspondant respectivement à la hauteur, à la longueur et à la largeur du conteneur. Un vérin hydraulique, capable d'appliquer une charge maximale de 50 kN, avec une fréquence de 5 Hz et une amplitude de 100 mm, est utilisé pour soumettre la fondation à des charges verticales cycliques, permettant ainsi de simuler des effets de séismes et le passage de trains sur des fondations superficielles par des charges verticales en surface. Les dimensions principales de la cuve sont indiquées dans la Figure III.50.

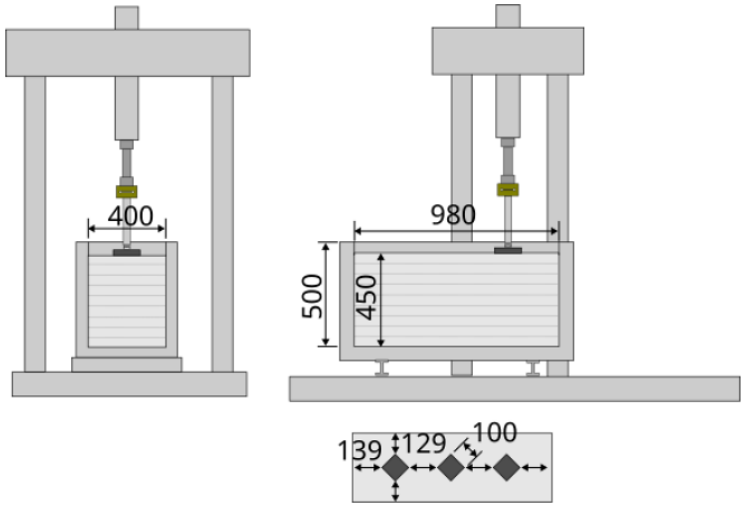


Figure III.50 : Système des essais de chargement à échelle réduite en laboratoire de RTRI

Le sable utilisé pour ces expériences est un sable industriel, désigné *N°6*, dont la distribution granulométrique a été reconstituée pour être proche de celle du sable Toyoura, avec une granulométrie moyenne d'environ 200 µm (Figure III.51). L'indice de densité cible a été fixé à 80 % pour l'ensemble des expériences. Cet état de densité a été obtenu par compactage manuel en neuf couches de poids connu.

Les principales caractéristiques de ce sable sont résumées dans le Tableau III.7.

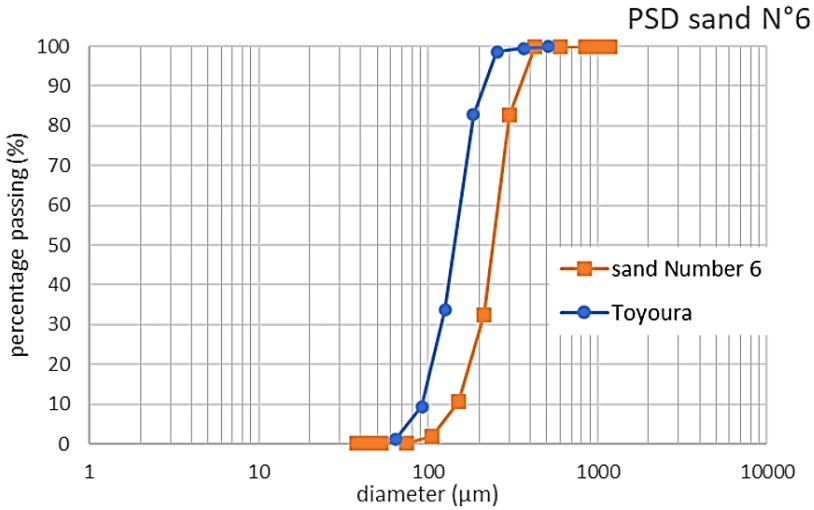


Figure III.51 : Comparaison des distributions granulométriques du sable N°6 utilisé pour l'essai et celui de Toyoura

Tableau III.7 : Propriétés du sable reconstitué *N°6* pour l'essai de chargement en laboratoire.

Masse volumique apparente, ρ_s(g/cm^3)	Indice de vide min, e_{min}	Indice de vide max, e_{max}	Densité relative moyenne, D_r (%)	Contrainte de confinement, σ'_r (kPa)	Module de cisaillement initial, G_0 (MPa)	Cohésion, c (kPa)	Angle de frottement moyen, φ (°)	Angle de frottement résiduel (°)
2,644	0,54	0,823	78,5	49	69,0191	0	42,2	38,6

La densité relative du sable est définie par $D_r = 100.I_d$, où l'indice de densité I_d est exprimé comme :

$$I_d = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \qquad \text{Équation III.2}$$

Selon la norme ISO 14688-2, e étant l'indice de vide actuel, et e_{max} et e_{min} les indice de vide maximal et minimal, respectivement. Le module de cisaillement initial G_0 a été déterminé pour une déformation de cisaillement $\gamma = 0{,}0004192\%$, qui servira à l'étude de modélisation numérique.

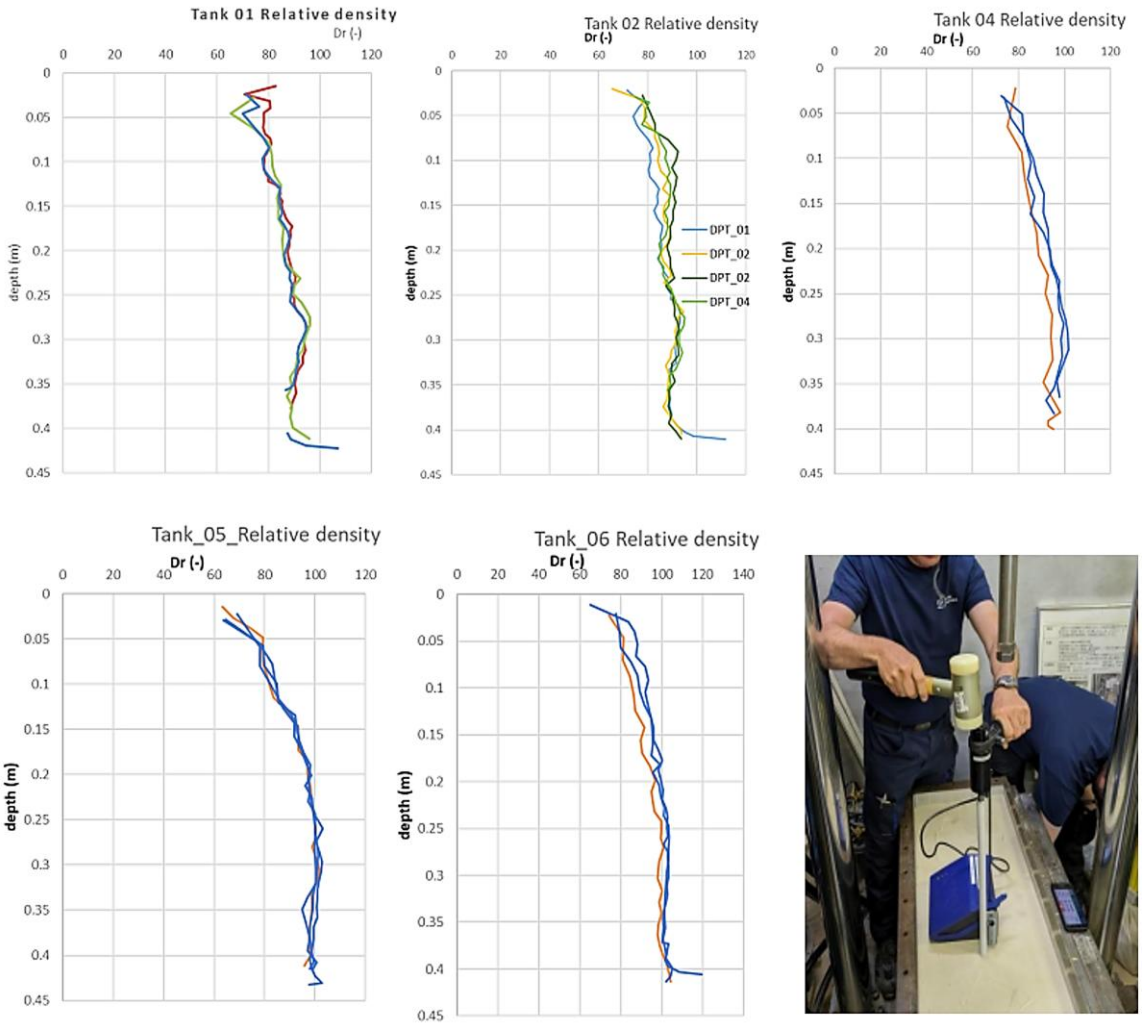


Figure III.52 : Profils estimés de la densité relative pour chacune des cuves de sable reconstitué

Par ailleurs, la densité du sable reconstitué a été contrôlée à l'aide d'essais au pénétromètre dynamique à énergie variable de troisième génération (Panda 3, DCLT), réalisés dans la cuve avant la mise en œuvre des essais de chargement. Au total, six cuves de sable reconstitué ont été vérifiées par le personnel technique de l'UGE.

La corrélation entre la résistance dynamique q_d, obtenue par l'essai DCLT, et l'indice de densité I_d a été utilisée pour dériver les profils d'indice de densité, conformément à (Lopez-Retamales et al., 2020), selon la relation suivante :

$$I_d = log_A\left(\frac{\sigma'_{vc}}{B.(q_d)^C} + D\right) \qquad \text{Équation III.3}$$

Dans cette relation, I_d représente l'indice de densité, qd la résistance de pointe dynamique, σ_{vc}' la contrainte verticale effective, et *A, B, C* et *D* sont des coefficients d'ajustement dont les valeurs ont été fixées respectivement à *0,016 ; 137,64 ; 1,9* et *0,011* par le biais d'une analyse itérative pour le calage des résultats expérimentaux. Par conséquent, les profils de densité relative $D_r=100.I_d$ en fonction de la profondeur dans la cuve sont présentés dans la Figure III.52.

Les mesures montrent que la densité observée dans la première cuve est légèrement supérieure à la densité cible de 80 %. Une augmentation progressive de la densité relative, de l'ordre de 5 à 10 % (atteignant ainsi des valeurs comprises entre 90 et 95 %, voire jusqu'à 100 %), a été constatée dans les parties inférieures des six réservoirs, de *N°01* à *N°06*. Cette variation peut s'expliquer par une densité plus élevée dans la zone centrale de la cuve, située à une profondeur comprise entre 0,8 et 1,0 m, par rapport à la périphérie. Par ailleurs, dans les zones plus superficielles, le sable a été partiellement décompacté lors de l'enfoncement de la plaque dans le cadre des tentatives d'atteindre la charge de rupture.

Pour le modèle expérimental des fondations superficielles, des plaques carrées en acier inoxydable de dimensions $L \times B \times H = 100 \times 100 \times 25\ mm^3$ avec un état de surface lisse ont été utilisées. Une simple connexion sphérique entre le vérin de charge et la fondation a été employée pour les premiers essais de charge centrée et verticale. Afin de limiter le glissement au contact de la fondation sous charges excentrées, cette connexion a été remplacée par une rotule combinant une rondelle sphérique et des sièges coniques. Le rayon de la sphère a été choisi proche de l'épaisseur *H* de la plaque, de manière à maintenir le point d'application de la charge à la base de la semelle. La rotule peut également être ajustée à différents niveaux de position, permettant ainsi la simulation de charges excentrées.

Quatre capteurs de déplacement, symétriquement disposés aux quatre coins de la plaque, ont été installés afin de mesurer le déplacement moyen lors du chargement. La Figure III.53 illustre la géométrie de la fondation ainsi que la disposition de la rotule.

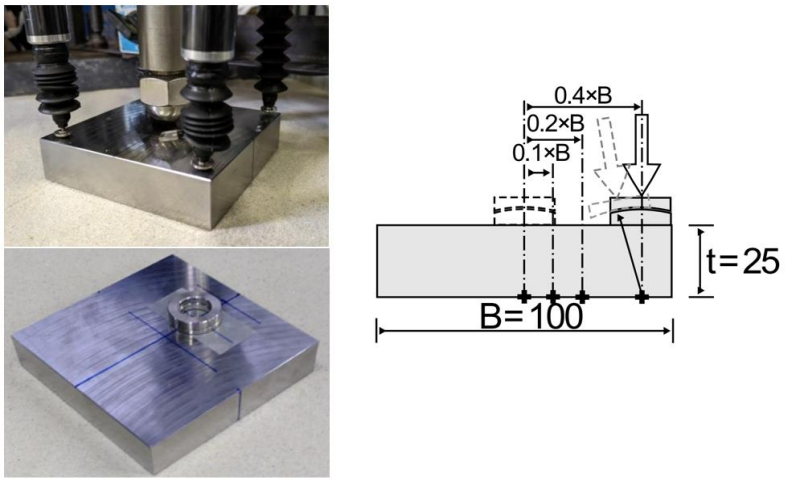


Figure III.53 : Configuration géométrique de la plaque carrée réduite et positionnement de la rotule pour des chargements complexes

III.3.3.1.2. Procédure d'essais en laboratoire

En général, chaque série de trois essais consécutifs de plaque est réalisée dans un réservoir métallique (Figure III.50). C'est la raison pour laquelle la densité du sable est systématiquement contrôlée au moyen d'essais DCLT (Panda 3), afin de garantir une homogénéité entre les différents réservoirs.

Dans un premier temps, des essais de chargement monotones (statique) centré ont été effectués afin de déterminer la charge verticale maximale V_{max}, qui sert de référence pour les essais ultérieurs. La procédure de ces essais de chargement repose sur le même principe que celui appliqué in situ, présenté dans la section III.3.2.1.2. Les charges ont été appliquées par paliers incrémentaux correspondant à 10 % de la charge de rupture estimée. La charge de rupture mesurée permet de définir ensuite la plage de charge cyclique à appliquer lors des essais suivants.

Par la suite, les essais de chargement de fondation soumis à des charges cycliques ont été mis en place. Le protocole expérimental se compose principalement de trois phases :

1. Phase de mise en place : une charge monotone approximative de *50 N* est appliquée pendant 5 minutes afin de stabiliser la fondation avant chaque essai. Cette valeur correspond également à la charge cyclique minimale $V_{cyc,min}$.

2. Phase de sollicitations cycliques : des charges cycliques sont appliquées sur la plaque selon un signal triangulaire à une fréquence moyenne de *0,02 Hz*. L'amplitude de la charge cyclique $V_{cyc,max}$ est progressivement augmentée à *40–60 %*, puis à *80 %* de la charge de rupture statique prédéterminée V_{max} pour pouvoir couvrir les zone de stabilité dans le diagramme DSC. Chaque essai se termine après 200 cycles ou lorsqu'un tassement conventionnel de *10 %* de la largeur *B* de la fondation est atteint. La différence entre la charge maximale et minimale appliquée est notée $2 \cdot \Delta V_{cyc}$.

3. Phase finale de charge monotone : une charge monotone $V_{mono,max}$ est appliquée jusqu'à rupture, idéalement équivalente à V_{max}.

Par ailleurs, la position de la rotule peut être ajustée afin de modifier l'excentricité de la charge verticale appliquée. Le ratio *e/B* peut ainsi être augmenté à partir de *0,1*, *0,2* jusqu'à *0,4*, permettant l'étude de charges excentrées.

La Figure III.54 illustre les programmes de chargement en modes statique et cyclique.

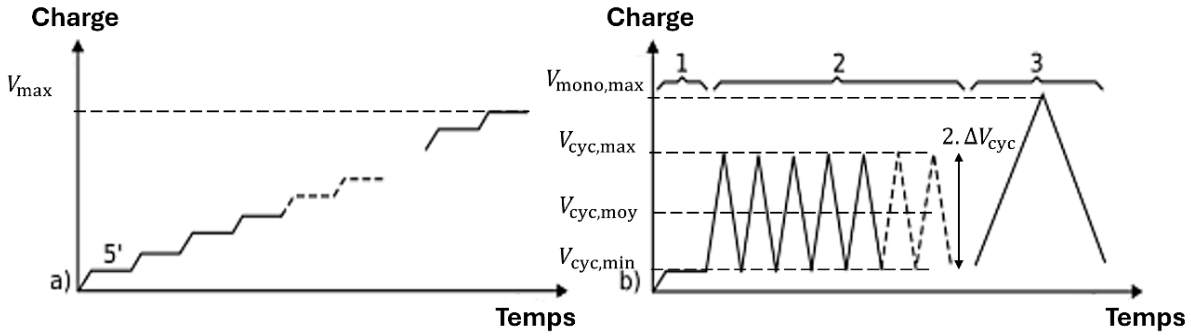


Figure III.54 : Schéma des programmes de chargement a) en mode monotone et b) en mode cyclique

La Figure III.55 présente une représentation schématique des résultats expérimentaux, illustrant les courbes de charge-tassement obtenues pour les deux modes de chargement étudiés (statique et cyclique) ainsi que la définition des paramètres associés.

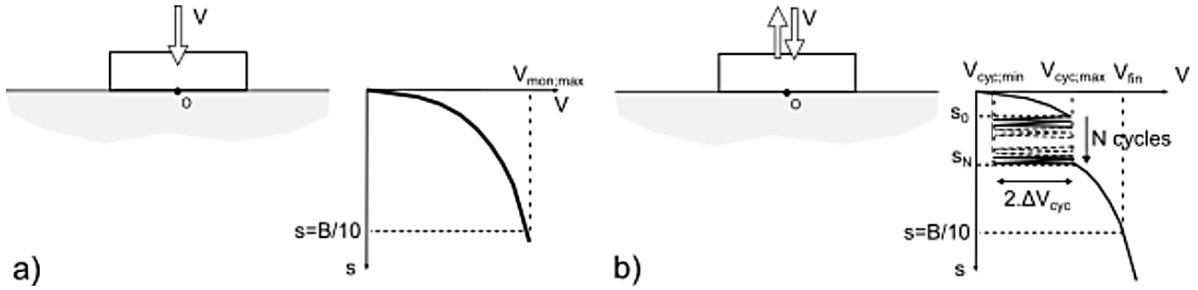


Figure III.55 : Schéma des courbes de charge-tassement obtenues au cas d'a) charge monotone et b) charge cyclique

Dans le cadre de la méthode du diagramme de stabilité cyclique de Poulos, la détermination précise des valeurs de charge est essentielle pour anticiper le comportement cyclique des fondations superficielles, celui-ci dépendant de manière significative de la relation entre la valeur moyenne et l'amplitude des charges cycliques (Andersen, 2009).

III.3.3.2. Résultats d'essais

Au total, 39 essais de chargement vertical, comprenant des charges centrées et excentrées, en modes statique et cyclique, ont été réalisés en laboratoire sur une plaque carrée à l'échelle réduite de *100 × 100 mm*. Les résultats obtenus, représentant à la fois la relation charge–tassement de la semelle et la relation temps de chargement–tassement, seront présentés dans les sections suivantes.

III.3.3.2.1. Charge cyclique verticale et centrée

Les trois premiers essais réalisés dans la même cuve (*Tank N°1*) ont été effectués afin d'estimer la charge de rupture maximale V_{max}, servant de référence. Ces essais ont été conduits en condition monotone (quasi-statique), avec une charge appliquée verticalement et centrée.

Pour le test *N°1*, l'essai a été réalisé à l'aide du système hydraulique, avec une vitesse de déplacement déterminée par le protocole de chargement incrémental par paliers (Figure III.55.a). Le tassement de rupture conventionnel étant *B/10 = 10 mm*, réparti sur dix paliers de chargement de 5 minutes chacun, la vitesse de déplacement appliquée était de *0,2 mm/min*.

Le test *N°2* a rencontré un problème de servocommande au quatrième palier, entraînant une rupture immédiate et instable du massif sableux. Le même type de problème s'est produit pour le test *N°3*. À la suite de ces incidents, le système de commande a été remplacé par un dispositif électromécanique équipé d'un moteur à courant continu et de deux embrayages permettant d'inverser le sens de déplacement. Ce changement explique en partie la présence de fluctuations ou « bruit » observées sur les courbes de résultat.

Par conséquent, une charge maximale de référence $V_{max} \approx 1400N$ a été retenue pour le tassement de rupture conventionnel. Le dernier essai, *N°20*, réalisé ultérieurement dans une autre cuve métallique, a montré une rupture à *1084 N*, ce qui semble sous-estimer la capacité portante par rapport aux essais précédents.

La Figure III.56.a) présente les courbes charge–tassement des quatre essais, tandis que la Figure III.56.b) illustre les courbes temps–tassement mesurées par les quatre capteurs de déplacement. On constate que les quatre courbes d'enfoncement évoluent de manière similaire au cours du temps, confirmant ainsi la qualité des essais de chargement sous charge simple et l'absence de tassement différentiel significatif.

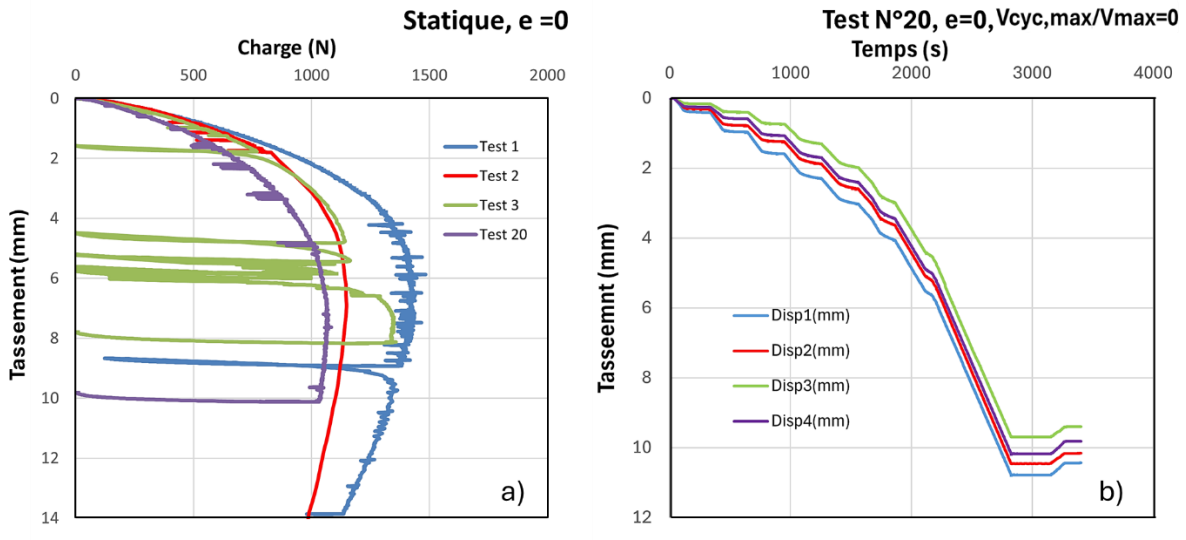


Figure III.56 : Courbes a) de charge-tassement et b) de temps-tassement à partir des essais de chargement statique sans excentrement

Par la suite, des essais de chargement cyclique ont été réalisés conformément au programme présenté dans la Figure III.55.b). L'amplitude de la charge cyclique, exprimée par le ratio $V_{cyc,max}/V_{max}$, a été progressivement augmentée de *40 à 60 %*, puis à *80 %*.

Les résultats obtenus pour le Test *N°19*, correspondant à une charge cyclique centrée avec une amplitude de *40%* de V_{max}, sont présentés à titre d'exemple. La Figure III.57.a) illustre la courbe charge–tassement, qui se décompose en trois phases : mise en place, cyclique et statique jusqu'à la rupture, conformément à la méthodologie décrite précédemment. On observe que le tassement n'atteint pas le seuil de rupture conventionnel de *10mm*. Les valeurs moyennes des charges appliquées sont les suivantes : $V_{cyc,min} = 50N$, $V_{cyc,max} = 610N$ et $V_{mono,max} = 1965\ N$.

Par ailleurs, la Figure III.57.b) présente la relation non linéaire temps–tassement mesurée à l'aide des capteurs de déplacement. La phase cyclique a duré plus de 16 heures (soit environ 60 000 secondes) avant le passage à la phase statique.

Les résultats expérimentaux concernant les relations charge–tassement et temps–tassement pour les autres essais de chargement cyclique centrés sont synthétisés dans le Tableau III.8 ci-dessous et présentés graphiquement dans les Annexes.

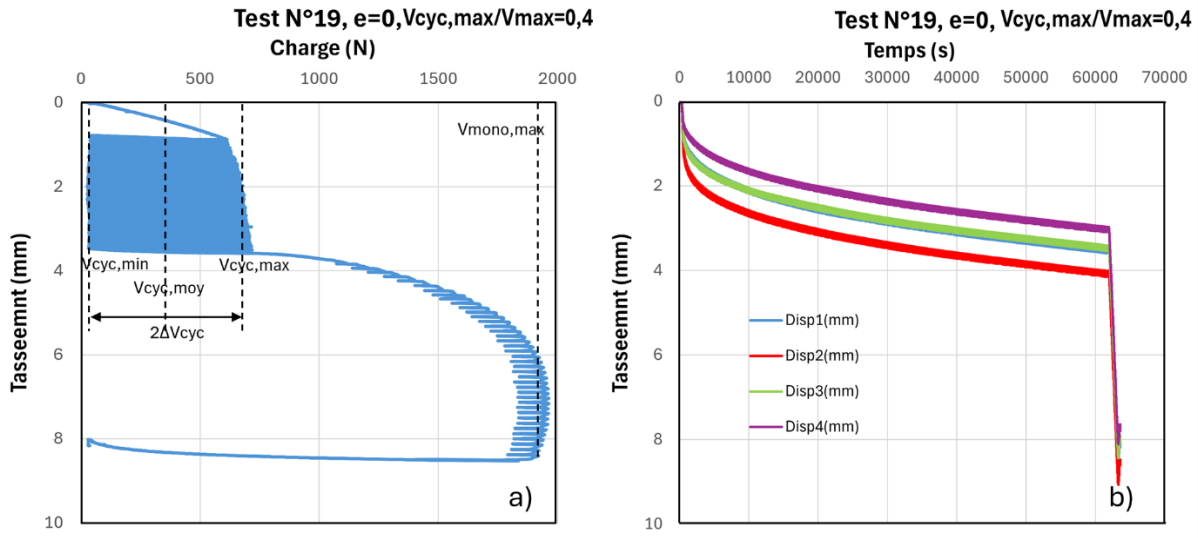


Figure III.57 : Courbes a) de charge-tassement et b) de temps-tassement à partir des essais de chargement cyclique sans excentrement

III.3.3.2.2. Charge cyclique verticale et excentrée

De même, le comportement des fondations superficielles soumises à des charges cycliques et excentrées est présenté dans cette section. La position de la rotule a été modifiée afin d'ajuster l'excentricité de la charge verticale *e/B*, avec des niveaux croissants de *0,1*, *0,2* et *0,4*.

Les résultats du Test *N°4*, réalisé sous charge statique avec un excentrement $e/B = 0,1$, sont présentés à titre d'exemple afin d'estimer la charge de rupture maximale V_{max} servant de référence. La Figure III.58.a) illustre la courbe charge–tassement, tandis que la Figure III.58.b) montre la relation temps–tassement mesurée lors de cet essai. Bien que le tassement de rupture conventionnel de *10mm* ne soit pas atteint, la charge maximale de référence est estimée à environ *1100N*.

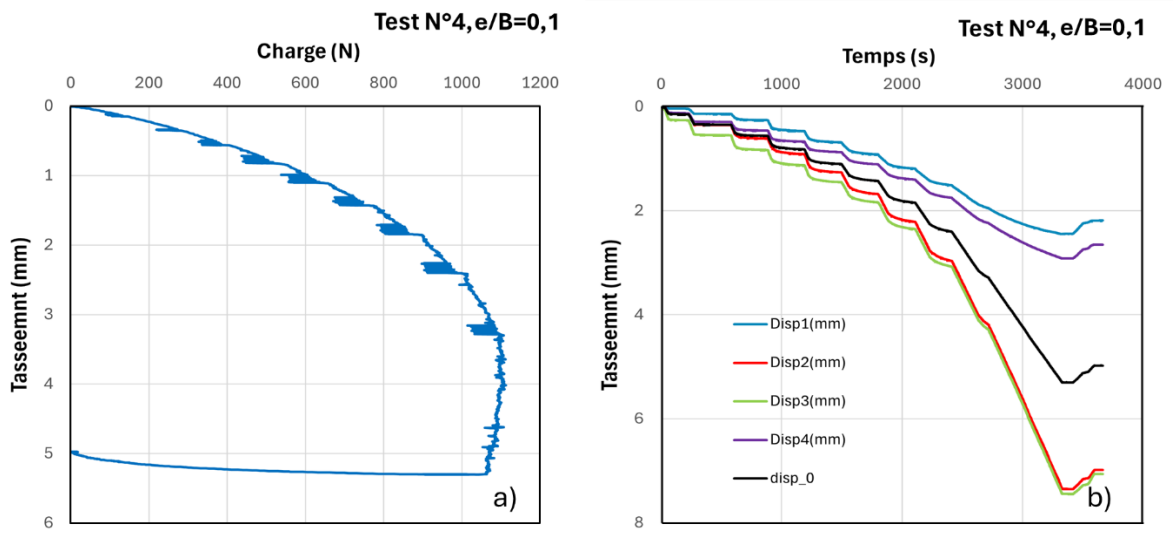


Figure III.58 : Courbes a) de charge-tassement et b) de temps-tassement à partir des essais de chargement statique avec excentrement de 0,1

Concernant l'évolution du déplacement au cours du temps, la Figure III.58.b) montre que la courbe noire, représentant le tassement au point de rotation de la semelle (disp_0), se situe entre les mesures des capteurs 1 et 4, placés du côté opposé à l'excentricité, et celles des capteurs 2 et 3, situés du côté de l'excentricité. Lorsque l'excentricité augmente, la courbe du point de rotation se rapproche progressivement des mesures des capteurs 2 et 3, reflétant l'effet de l'excentricité sur le comportement de la fondation.

Par la suite, les essais de chargement cyclique excentré ont été réalisés. L'amplitude de la charge cyclique a été progressivement augmentée de *40* à *60%*, puis à *80%* de la charge statique maximale de référence, V_{max}.

Les résultats obtenus pour le Test N°10, au cours duquel une charge cyclique excentrée a été appliquée avec une amplitude de *40%* de V_{max}, sont présentés dans les Figure III.59.a) et Figure III.59.b), respectivement sous forme de courbes charge–tassement et temps–tassement. Les valeurs moyennes des charges appliquées sont : $V_{cyc,min} = 50\ N$, $V_{cyc,max} = 490\ N$ et $V_{mono,max} = 2000\ N$.

Un tassement différentiel est observé, les déplacements mesurés par les capteurs 2 et 3, situés du côté de l'excentricité, étant supérieurs à ceux enregistrés par les capteurs 1 et 4, placés du côté opposé. La courbe représentant le tassement moyen en noir (disp_0) se rapproche progressivement de celle des capteurs 1 et 4 notamment quand l'excentricité est significative (e/B = 0,2 et 0,4) présentés en Annexe, illustrant l'effet combiné de l'excentricité sur le comportement global de la fondation.

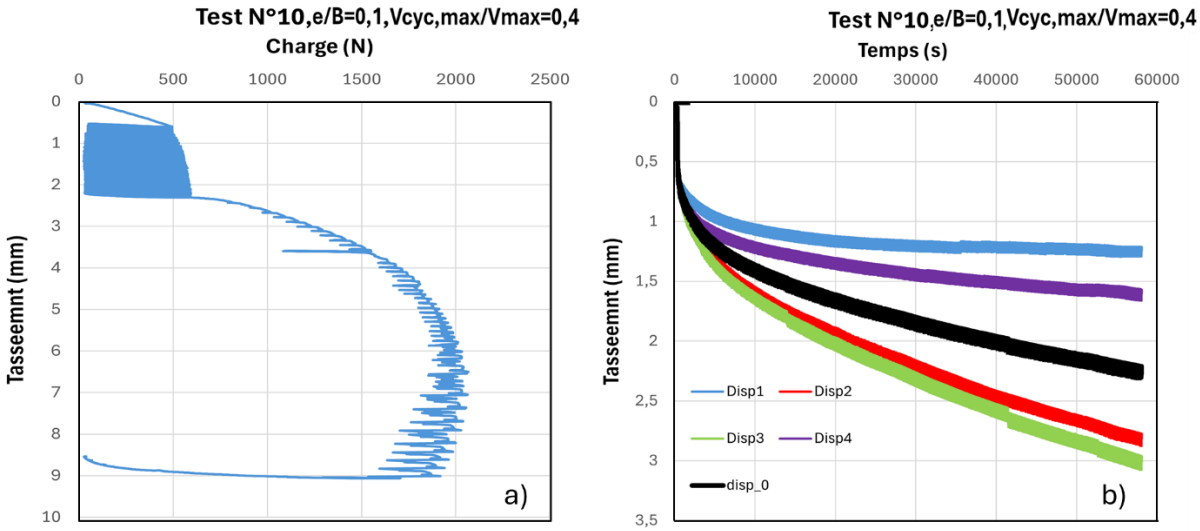


Figure III.59 : Courbes a) de charge-tassement et b) de temps-tassement à partir des essais de chargement cyclique avec excentrement de 0,1

Les résultats relatifs aux autres essais de chargement cyclique excentré, présentant les relations charge–tassement et temps–tassement, sont illustrés graphiquement dans les Annexes.

III.3.3.2.3. Analyse des résultats expérimentaux en laboratoire

Enfin, sur la base des courbes de charge–tassement obtenues lors de plus de quarante essais de chargement vertical, centrés et excentrés, en modes statique et cyclique, réalisés sur des plaques carrées de *100 × 100 mm* en laboratoire au Japon entre 2023 et 2024, les principaux paramètres

expérimentaux sont synthétisés dans les Tableau III.8 et Tableau III.9. Ces résultats permettent par la suite d'analyser le comportement cyclique, centré et excentré, des fondations superficielles.

Tableau III.8 : Résumé des résultats des essais de chargement en laboratoire en 2023

N° Test	Mode de chargement	Excentricité, $\frac{e}{B}$	$\frac{V_{cyc,max}}{V_{max}}$ (%) à appliquer	$V_{cyc,min}$ (N)	$V_{cyc,max}$ (N)	V_{max} ou $V_{mono,max}$ (N)
23_01	Mono	0	-	-	-	1430
23_02	Mono	0	-	-	-	1150
23_03	Mono	0	-	-	-	1350
23_04	Mono	0,1	-	-	-	1100
23_05	Mono	0,2	-	-	-	788
23_06	Cyc	0,2	40	46	389	1000
23_07	Cyc	0,2	60	28	680	782
23_08	Mono	0,4	-	-	-	384
23_09	Cyc	0,2	80	40	754	1221
23_10	Cyc	0,1	40	37	571	2000
23_11	Cyc	0,4	80	42	394	486
23_12	Cyc	0,4	40	43	248	509
23_13	Cyc	0,4	60	36	333	510
23_14	Cyc	0,1	60	41	795	1913
23_15	Cyc	0,1	80	28	1008	2185
23_16	Cyc	0	80	38	1285	2670
23_17	Mono	0,4	-	-	-	406
23_18	Cyc	0	60	40	960	1765
23_19	Cyc	0	40	40	707	1965
23_20	Mono	0	-	-	-	1084
23_21	Cyc	0	40	397	1056	1286

Il convient de noter que les valeurs de charge $V_{cyc,min}$ des essais cycliques réalisés en 2023 sont particulièrement faibles, leur objectif étant principalement d'assurer la mise en place correcte de la plaque avant le démarrage de la phase cyclique du programme de chargement. Lors de la campagne expérimentale de 2024, les valeurs de $V_{cyc,min}$ ont été considérablement augmentées afin de permettre une variation plus large des paramètres cycliques. Par ailleurs, la charge monotone maximale $V_{mono,max}$, pour le cas sans excentricité, a été réévaluée à *1100 N* en 2024, contre *1400 N* en 2023.

Tableau III.9 : Résumé des résultats des essais de chargement en laboratoire en 2024

N° Test	Mode de chargement	Excentricité, $\frac{e}{B}$	$\frac{V_{cyc,max}}{V_{max}}$ (%) à appliquer	$V_{cyc,min}$ (N)	$V_{cyc,max}$ (N)	V_{max} ou $V_{mono,max}$ (N)
24_01	Cyc	0	40	110	330	1100
24_02	Cyc	0	40	165	495	1100

24_03	Cyc	0	60	220	660	1100
24_04	Cyc	0	60	275	825	1100
24_05	Cyc	0	80	330	990	1100
24_06	Cyc	0	40	247,5	412,5	1100
24_07	Cyc	0	80	137,5	962,5	1100
24_08	Cyc	0	60	412,5	687,5	1100
24_09	Cyc	0	80	577,5	962,5	1100
24_10	Cyc	0,2	80	100	700	800
24_11	Cyc	0,2	60	160	480	800
24_12	Cyc	0,2	60	300	500	800
24_13	Cyc	0,2	80	240	720	800
24_14	Cyc	0,2	80	200	600	800
24_15	Cyc	0,4	80	210	350	400
24_16	Cyc	0	80	137,5	962,5	1100
24_17	Cyc	0,4	30	80	240	400
24_18	Cyc	0,2	80	420	700	800

Tout d'abord, pour étudier l'influence de l'excentricité de la charge appliquée sur le comportement des fondations superficielles, la Figure III.60 présente la comparaison des courbes charge–tassement obtenues pour trois niveaux distincts d'excentricité.

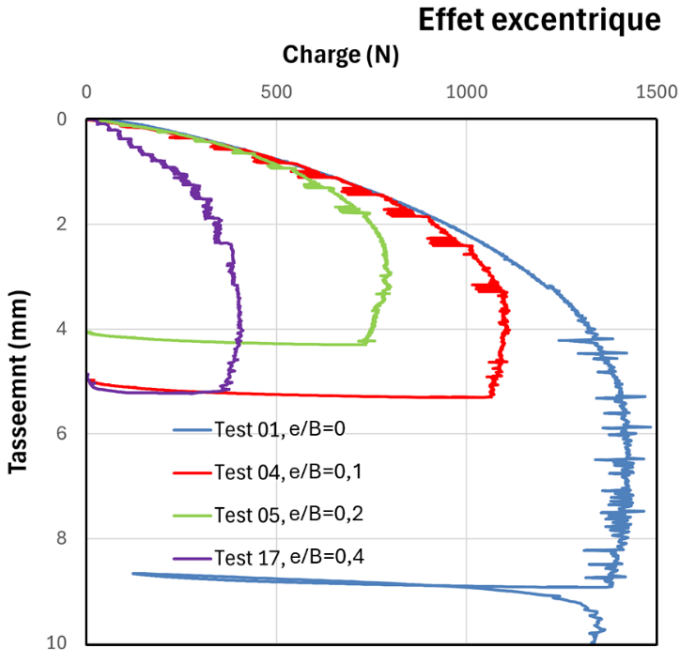


Figure III.60 : Courbes de charge-tassement des essais avec quatre niveaux d'excentricité

On observe ensuite une diminution de la charge maximale, V_{max}, avec l'augmentation de l'excentricité, *e/B*. En effet, la capacité portante mesurée pour les essais correspondants aux conditions suivantes : test *N°01* sans excentrement, test *N°04* avec *e/B=0,1* ; test *N°05* avec *e/B=0,2*

et test *N°17* avec *e/B=0,4*, est respectivement de *1430*, *1100*, *788* et *406 N*. Ces résultats confirment et renforcent les conclusions sur l'effet de l'excentricité et déjà prises en compte dans les méthodes de dimensionnement sur les sites de Labenne et Jossigny, telles que consignées dans la base de données du LPC pour les essais à l'échelle réelle (section III.2.2.3).

Deuxièmement, pour évaluer l'effet de la charge cyclique sur les fondations superficielles, la méthodologie précédemment présentée, le diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988) (cf. section I.2.1.5), est utilisée. Cette approche permet de construire un espace en deux dimensions, représentant l'amplitude normalisée de la charge cyclique en fonction de la charge cyclique moyenne normalisée, ou en trois dimensions en y intégrant également l'excentricité, comme illustré à la Figure III.61. Dans cet espace, les zones correspondant aux trois niveaux de stabilité sont délimitées :

1. zone stable : la capacité portante de la fondation n'est pas affectée par le chargement cyclique ;
2. zone métastable : l'effet cyclique entraîne une réduction progressive de la capacité portante;
3. zone instable : la fondation se rompt après un nombre limité de cycles.

La classification de la stabilité cyclique dépend du nombre de cycles N_{cyc} au-delà duquel la fondation ne peut plus supporter la charge. Lorsque N_{cyc} est élevé, la rupture est difficile à atteindre et la zone est considérée comme stable. À l'inverse, un faible N_{cyc} indique une probabilité accrue de rupture, caractérisant une zone instable ou métastable.

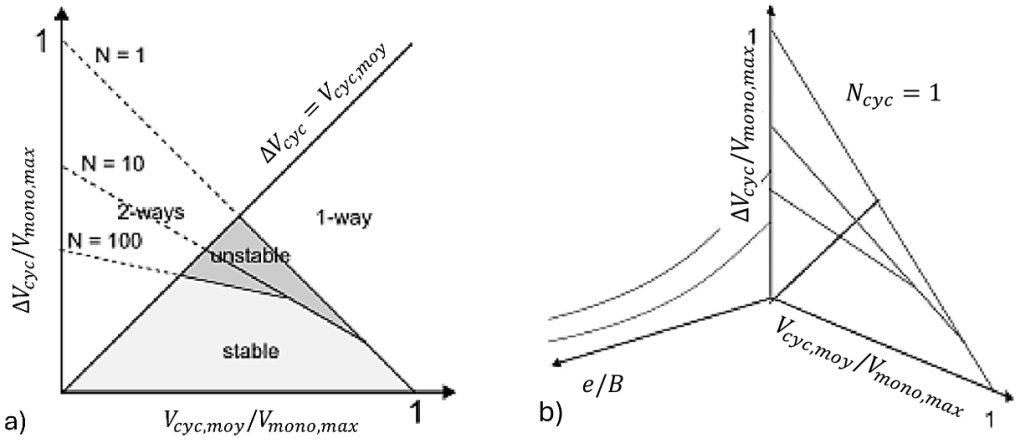


Figure III.61 : Diagramme de stabilité cyclique à a) deux dimensions et b) trois dimensions avec l'excentricité

Par conséquent, à partir des paramètres de résultats présentés dans les Tableau III.8 et Tableau III.9, et plus particulièrement des valeurs de $V_{cyc,min}$ et $V_{cyc,max}$, il est possible de calculer l'amplitude de la charge cyclique, ΔV_{cyc}, ainsi que la charge cyclique moyenne, $V_{cyc,moy}$, normalisée par la charge monotone maximale, $V_{mono,max}$. Les valeurs ainsi déterminées pour chaque essai cyclique sont synthétisées dans le Tableau III.10 ci-dessous.

Tableau III.10 : Résultats des essais de chargement cyclique selon l'amplitude, la moyenne de la charge cyclique, le tassement et le nombre de cyclique à la rupture

N° Test cyclique	Excentricité, $\frac{e}{B}$	V_{max} ou $V_{mono,max}$ (N)	$\frac{\Delta V_{cyc}}{V_{max}}$ (%)	$\frac{V_{cyc,moy}}{V_{max}}$ (%)	Tassement s (cm)	$Ncyc$ à $s = 10\%B$
23_06	0,2	800	21	27	0,4892	147589
23_07	0,2	800	41	44	0,9268	6011
23_09	0,2	800	45	50	1,2168	7614
23_10	0,1	1100	24	28	0,6399	323557
23_11	0,4	400	44	55	1,8785	922
23_12	0,4	400	26	36	0,6956	75650
23_13	0,4	400	37	46	0,9650	18917
23_14	0,1	1100	34	38	1,9974	2432
23_15	0,1	1100	45	47	1,1239	10167
23_16	0	1400	45	47	1,8580	3217
23_18	0	1400	33	36	1,5921	8238
23_19	0	1400	24	27	0,8715	37414
23_20	0	1400	40	40		
23_21	0	1400	24	52	4,5300	906
24_01	0	1100	10	20	0,3253	8.75E+09
24_02	0	1100	15	30	0,3273	1.63E+08
24_03	0	1100	20	40	0,4006	6249656
24_04	0	1100	25	50	2,7999	33869
24_05	0	1100	30	60	0,9308	424
24_06	0	1100	8	30	1,7597	9.63E+19
24_07	0	1100	38	50	0,3097	18593
24_08	0	1100	13	50	0,9238	3.22E+09
24_09	0	1100	18	70	2,3467	88
24_10	0,2	800	38	50	4,7333	1
24_11	0,2	800	20	40	7,6449	35
24_12	0,2	800	13	50	5,0485	128598
24_13	0,2	800	30	60	1,2179	1989
24_14	0,2	800	25	50	3,9128	542
24_15	0,4	400	18	70	2,9585	606
24_16	0	1100	38	50	3,9230	2945
24_17	0,4	400	20	40	1,7291	1
24_18	0,2	800	18	70	14,5506	0

On peut constater que les valeurs des ratios $\Delta V_{cyc}/V_{mono,max}$ et $V_{cyc,moy}/V_{mono,max}$ des essais cycliques réalisés en 2023, présentées dans le Tableau III.10, sont quasiment identiques. Ceci s'explique par le fait que les valeurs de $V_{cyc,min}$ étaient très faibles, voire quasiment nulles. Ainsi, les résultats expérimentaux de la campagne de 2023 permettent principalement de déterminer la limite diagonale du diagramme de stabilité cyclique.

Les diagrammes de stabilité cyclique, reconstitués à partir de chaque essai cyclique présenté précédemment et pour différents niveaux d'excentricité (*e/B=0 ; 0,1 ; 0,2 et 0,4*), sont illustrés dans les Figure III.62. Les points en carré orange et en diamant bleu représentent respectivement les données expérimentales de 2023 et de 2024.

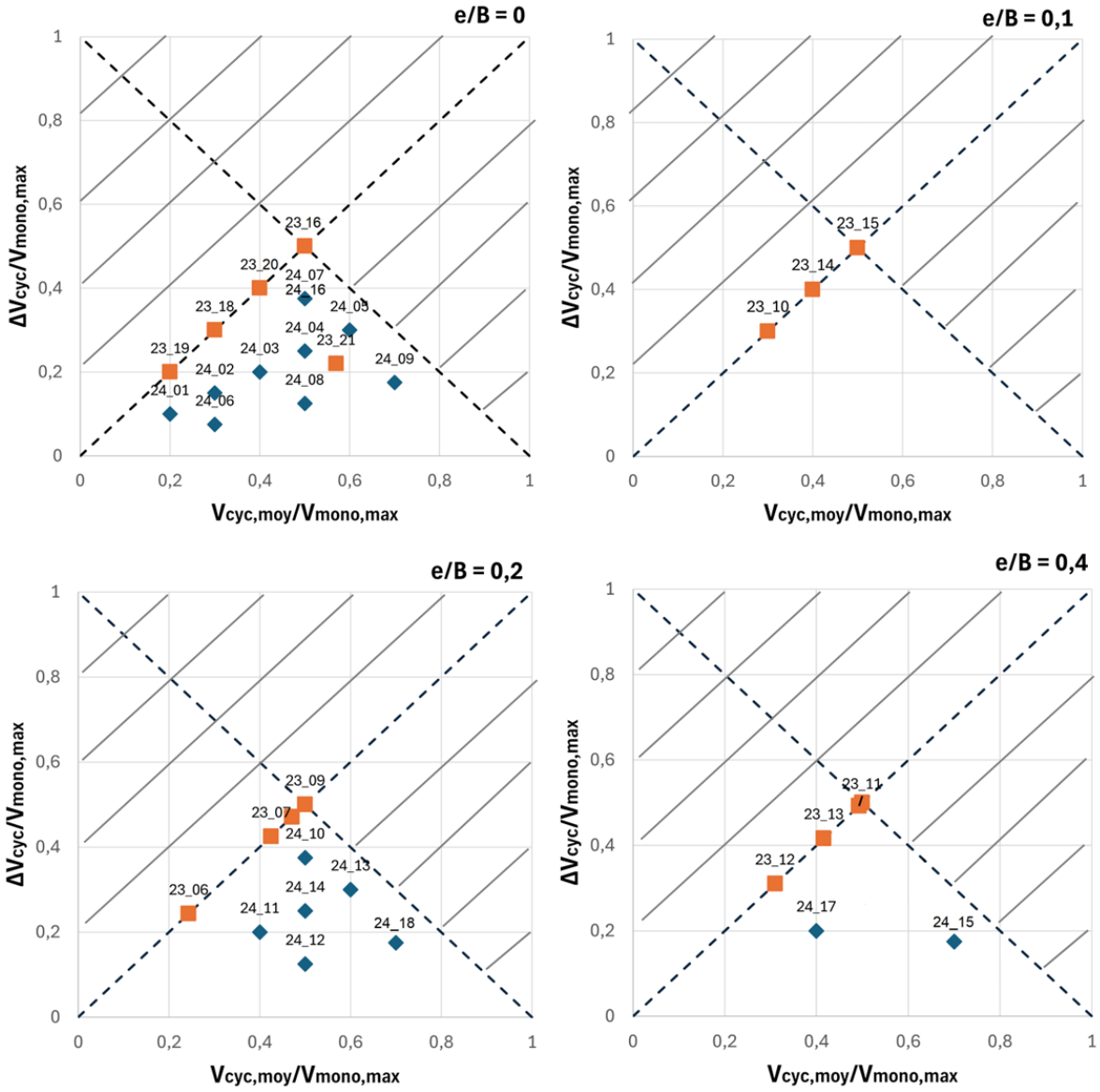


Figure III.62 : Plan d'expérimentation des essais cycliques sans et avec trois niveaux d'excentricité sur diagrammes de stabilité cyclique

Généralement, on peut constater que les points en orange, représentant les essais de 2023 avec des valeurs de $V_{cyc,min}$ très faibles, se situent quasiment tous sur la première diagonale $\Delta V_{cyc}/V_{mono,max} = V_{cyc,moy}/V_{mono,max}$, à l'exception du point correspondant à l'essai *N°23_21*. Ces points sont limités par les essais *N°23_16, 23_09* et *23_11*, où l'amplitude de la charge cyclique est maximale (80 % de $V_{mono,max}$).

En comparaison, les essais réalisés en 2024, avec des $V_{cyc,min}$ plus élevées et variées, sont représentés par les points bleu foncé. Tous ces points se trouvent dans le quadrant inférieur du diagramme, ce qui s'explique par le fait que les charges appliquées sur la fondation sont entièrement en compression. Théoriquement, si des charges en traction avaient été appliquées, certains points auraient pu se situer dans le quadrant gauche.

Par ailleurs, en comparant les figures correspondant à différentes excentricités, on observe que plus l'excentricité est élevée, plus les points se rapprochent de la deuxième diagonale, correspondant à la limite de rupture de la fondation superficielle sous charge cyclique.

Comme mentionné précédemment, il est ensuite nécessaire d'estimer le nombre maximal de cycles avant rupture de la fondation sous charge cyclique, $N_{cyc,r}$, pour chaque essai, afin d'identifier les zones de stabilité sur le diagramme. L'étude de (Sawicki et al., 1998), présentée en section I.2.2.5, fournit des observations expérimentales et théoriques sur la relation entre le tassement des semelles sous charges cycliques et le nombre de cycles de charge (Figure I.32). Sur cette base, une loi prédictive pourra être établie afin de déterminer $N_{cyc,r}$ pour de futures analyses.

III.3.4. Bilan

Dans ce chapitre, nous avons présenté la mise en œuvre des essais de chargement de fondations superficielles selon différents modes de sollicitation. Cela inclut à la fois les essais à l'échelle réelle, réalisés in situ sur des sites caractérisés par divers types de sols et soumis à des charges statiques, selon le principe des essais à la plaque défini par la norme NF P94-117-1 (AFNOR, 2000), et les essais à l'échelle réduite, effectués en laboratoire dans des cuves de sable reconstitué, soumis à des charges plus complexes, telles que cycliques ou excentrées.

Les équipements et matériels utilisés, ainsi que le principe général de réalisation, ont été présentés pour chaque type d'essai, permettant de mieux comprendre et de mettre en valeur la méthodologie expérimentale développée dans cette thèse. Par ailleurs, les résultats obtenus enrichissent la base de données des essais de chargement sur différents sites et la complètent avec les données de reconnaissance des sols, notamment celles acquises par le pénétromètre dynamique à énergie variable Panda 3 (DCLT).

Ainsi, cette étude expérimentale contribue à améliorer la réalisation des essais de chargement de fondations, en permettant pareillement leur standardisation et en validant la nouvelle méthode de dimensionnement proposée.

III.4. Conclusion de la Partie III

Afin de reproduire et de simuler expérimentalement le comportement des fondations superficielles soumises à différents types de chargement, une étude expérimentale a été conduite dans le cadre de cette thèse. Dans un premier temps, la base de données exhaustive des essais de chargement réalisée par le réseau du Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LPC) dans les années 1980 a été analysée et sélectionnée. Sur cette base, deux sites expérimentaux représentatifs ont été retenus : Labenne, caractérisé par un sol sableux de dune, et Jossigny, caractérisé par un sol limoneux. Ces choix se justifient par la représentativité des sols et la disponibilité des informations de terrain, en particulier les résultats des essais de chargement. L'étude s'est concentrée sur l'effet du type de charge appliquée (simple, excentrée ou inclinée) sur des fondations simples, limitées à des semelles carrées de dimension $B \times L = 1 \times 1\ m$, sans encastrement.

Par ailleurs, cette troisième partie a également présenté la réalisation des essais de chargement de fondations superficielles. Les essais à taille réelle ont été effectués in situ sur quatre sites en France (Pont de Cran, Messanges, Aulnat et Montfavet), caractérisés par différents types de sols, à l'aide de semelles circulaires de *60 cm* de diamètre, selon le principe des essais à la plaque défini dans la norme NF P94-117-1 (AFNOR, 2000). Les essais à taille réduite ont été réalisés en laboratoire sur sable reconstitué à l'Université Gustave Eiffel (UGE) et au RTRI au Japon, sous charges complexes (cycliques et excentrées), à l'aide de plaques miniatures carrées de $100 \times 100\ mm^2$. L'ensemble des équipements, matériels et procédures a été documenté, permettant une compréhension détaillée de la mise en œuvre expérimentale.

Ces essais contribuent non seulement à compléter et enrichir la base de données expérimentales, mais également à standardiser la méthodologie des essais de chargement. Enfin, l'analyse des résultats expérimentaux permet d'approfondir la compréhension du comportement des fondations superficielles sur différents types de sols et sous divers types de charges, et sert à valider la méthode de conception proposée via le modèle HS-DCLT (concernant les essais réalisés récemment sur la plaque circulaire), ainsi que les études de modélisation numérique présentées dans les paragraphes suivants DCLT (concernant les essais présentés dans la base de données LPC sur la plaque carrée).

Partie IV – Modélisation, simulation numérique et propositions pour la conception des fondations superficielles

IV.1. Introduction de la Partie IV

De nos jours, le développement considérable des technologies informatiques est manifeste, et leur utilisation apparaît comme indispensable tant dans le domaine professionnel que dans la vie courante. Les disciplines techniques telles que le génie civil ou la géo-ingénierie ne font pas exception : chercheurs et praticiens utilisent fréquemment des logiciels intégrant des modèles mathématiques pour analyser et anticiper numériquement le comportement des géo-matériaux soumis à des conditions de contrainte variables (Carter et al., 2000).

En recherche géotechnique, la modélisation numérique, rendue possible grâce à la puissance informatique croissante, permet de générer différents scénarios de simulation à partir des données in situ du sol, sans nécessiter la mise en œuvre d'essais expérimentaux volumineux et complexes, que ce soit en laboratoire ou sur site à grande échelle. Cette approche facilite également l'identification de paramètres clés et la production de résultats essentiels, parfois difficiles à obtenir par le biais des méthodes expérimentales classiques (Wu et al., 2016).

A l'heure actuelle, diverses méthodes numériques sont employées en ingénierie géotechnique. Elles reposent sur la représentation du sol, souvent considéré comme un milieu mécanique granulaire, en un assemblage d'éléments discrets, puis sur la formulation des équations correspondant à chaque élément, auxquelles sont appliquées les conditions d'équilibre, de compatibilité et aux limites pour résoudre le problème (Potts & Zdravkovic, 1999). Ces méthodes peuvent être classées en deux grandes catégories :

1. Les approches discrètes, qui tiennent compte de l'interaction entre grains distincts arrangés dans un assemblage ou de l'apparition de joints et failles dans les roches, comme la méthode des éléments discrets, DEM (l'acronyme en anglais pour *Discrete Element Method*).

2. Les approches continues, qui considèrent le sol comme un milieu homogène, généralement adaptées aux problèmes de grandes déformations, incluant la méthode des éléments finis, FEM (l'acronyme en anglais pour *Finite-Element Method*) et la méthode des différences finis, FDM (l'acronyme en anglais pour *Finite-Difference Method*) (Liyanapathirana, 2009).

Le choix de la méthode dépend de l'objectif de l'étude et de la nature du problème. Par exemple, la modélisation des essais de pénétration peut recourir à la DEM pour capturer la nature discrète du sol (Breul et al., 2009), (Tran et al., 2016), tandis que la FDM est souvent utilisée pour des simulations en grandes déformations, permettant de réduire le temps de calcul (Oliveira et al., 2020).

Dans cette quatrième partie, la méthodologie consiste à développer un modèle numérique calibré à partir des essais de chargement soumis à différentes sollicitations, incluant les essais in situ à taille réelle réalisés par le LPC ou dans le cadre de cette thèse, ainsi que les essais à échelle réduite en laboratoire. En comparant les résultats numériques aux données expérimentales présentées précédemment, notamment les relations charge-tassement et la distribution des contraintes à la base de la fondation, le modèle est calibré pour fournir une simulation fiable et optimisée, constituant

ainsi une base solide pour des études numériques ultérieures, afin d'étudier les comportements de fondations superficielles sous des charges plus complexes.

IV.2. Modélisation numérique des essais de chargement à l'aide de méthode FDM

IV.2.1. Contexte de la modélisation des fondations superficielles et la Méthode des Différences Finies

L'une des premières études marquantes sur la modélisation numérique des fondations superficielles a été réalisée par (Burland & Potts, 1995). Elle concernait le cas historique de la tour penchée de Pise en Italie, reposant sur une fondation superficielle circulaire d'environ 20 mètres de diamètre, implantée sur un profil de sol hétérogène composé de limons sableux et d'argiles, avec la présence d'une nappe phréatique à haut niveau (Figure IV.1).

L'analyse a été effectuée à l'aide de la méthode des éléments finis (FEM) pour simuler l'évolution de l'inclinaison et du tassement de la tour au fil du temps. Une étude numérique a également été réalisée pour évaluer l'effet d'un contrepoids appliqué afin de réduire le penchant, avec des résultats montrant une précision remarquable lorsqu'ils sont comparés aux mesures observées.

Une décennie plus tard, (Burland et al., 2003) ont poursuivi ces travaux en étudiant la stabilité de la tour de Pise par sous-excavation, combinant à nouveau la modélisation numérique en éléments finis avec des essais sur modèle physique pour renforcer la validation des résultats.

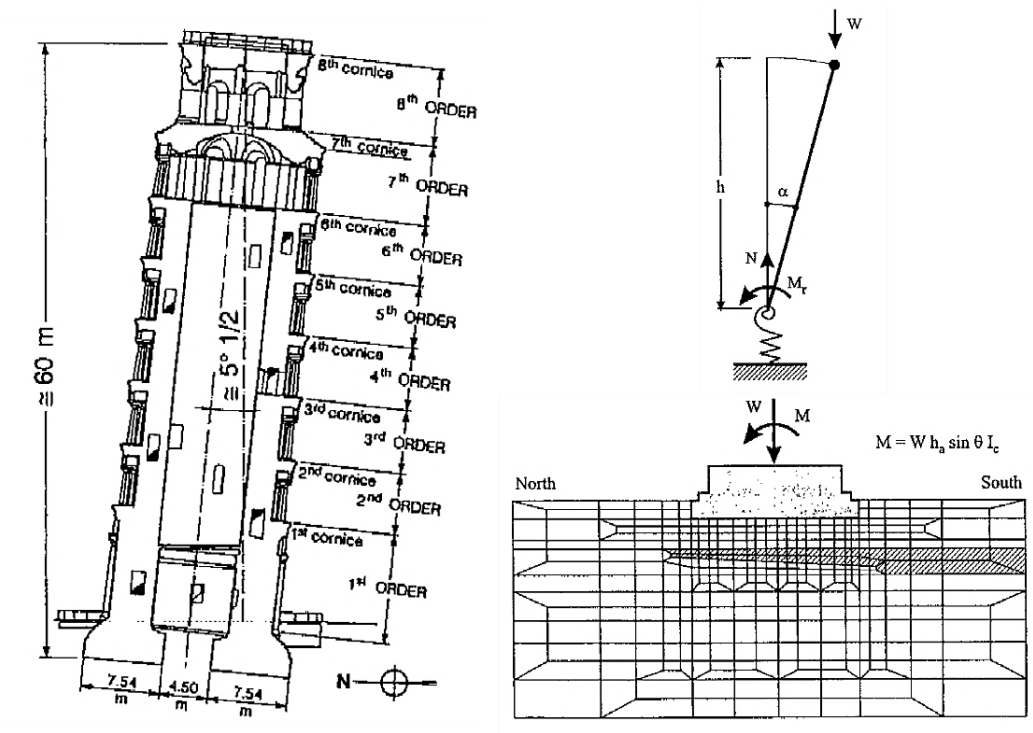


Figure IV.1: Modélisation par élément finis FEM de la tour penchée de Pise (Burland & Potts, 1995)

En France, la recherche sur le comportement des fondations superficielles a été significativement développée grâce aux travaux menés par le Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LPC), avec de nombreuses expérimentations in situ dans les années 1980. À partir de cette base de données,

(Mestat & Berthelon, 2001) ont réalisé la modélisation en éléments finis (FEM) de quatorze essais de chargement vertical et centré, en utilisant le logiciel CÉSAR-LCPC, afin d'améliorer les différents modèles constitutifs appliqués dans ce programme.

L'étude de la modélisation des structures géotechniques, et plus particulièrement des fondations superficielles, s'appuie donc majoritairement sur l'analyse par éléments finis (Potts & Zdravkovic, 2001), largement répandue tant dans la recherche que dans la pratique. Concernant les problèmes impliquant de grandes déformations, l'approche de milieu continu, comme la FEM ou la FDM, repose sur une analyse lagrangienne qui relie les nœuds du maillage aux particules du matériau déformé dans l'espace de calcul, démontrant ainsi sa pertinence. En revanche, la méthode des éléments discrets (DEM) se concentre sur l'échelle des particules et est difficilement applicable aux constructions géotechniques et aux modèles partiels avec leur taille entière (Augarde et al., 2021).

La méthode des différences finies (FDM) est généralement moins utilisée que la FEM. Selon le rapport de synthèse (Chau, 2013) lors de la conférence internationale ISCMG18, cette observation est confirmée par un recensement des approches numériques présentées. La FEM repose principalement sur une méthode implicite, nécessitant la mise à jour de la matrice de rigidité globale à chaque modification des contraintes. À l'inverse, la FDM adopte une méthode explicite, analysant le système d'équations différentielles par discrétisation spatiale et temporelle, puis en remplaçant les équations différentielles par des expressions algébriques aux points discrets et en appliquant explicitement des algorithmes de résolution (Cundall & Board, 1988). Cette approche permet également d'effectuer des calculs sans nécessiter de stockage important dans la mémoire d'ordinateur, ainsi que le temps des calculs (Masouleh & Fakharian, 2008).

De plus, certains logiciels FDM offrent la possibilité de travailler en petites ou grandes déformations, ce qui est particulièrement adapté à la modélisation de phénomènes géotechniques non linéaires (Ghee & Guo, 2010). Cela constitue une alternative attrayante et pertinente à la méthode des éléments finis pour la modélisation numérique des essais de chargement des fondations. (Carter et al., 2000) ont d'ailleurs souligné les avantages et les limites de ces différentes méthodes d'analyse pour la modélisation des milieux continus. Le Tableau IV.1 suivant résume les points essentiels représentatifs de ces deux méthodes.

Tableau IV.1 : Comparaison entre la méthode des éléments finis FEM et la méthode des différences finis FDM

	Méthode des Éléments Finis (FEM)	Méthode des Différences Finis (FDM)
Avantages	• Considérer le comportement non linéaire des matériaux pour l'ensemble du domaine analysé. • Introduire le comportement des matériaux en fonction du temps. • Appliquer la formulation conventionnelle du déplacement pour des analyses des chemins. • Nombreux exemples et expériences disponibles.	• Eviter de résoudre de grands systèmes d'équations par une méthode explicite. • Introduire plus facilement l'interaction de sol-structure et des modèles de plasticité en grande déformation, de *Strain Softening/Hardenin*g. • Faciliter la préparation de modèle pour des simples problèmes.

Inconvénients	• Exiger un grand effort de pré- et post-traitement pour discrétiser l'ensemble du domaine analysé. • Demander possiblement un temps de calcul et une mémoire de l'ordinateur excessif. • Requérir algorithmes sophistiqués pour les modèles constitutifs de *Strain Softening/Hardening*.	• Être moins efficace pour des problèmes linéaires ou modérément non linéaires. • Décision pour une solution qui doit être prise par l'utilisateur lors que le modèle s'approche la rupture.

La différence entre les méthodes FEM et FDM devient particulièrement marquée lorsqu'une modélisation tridimensionnelle est envisagée. Plusieurs études ont en effet comparé ces deux approches numériques dans divers contextes géotechniques. (Jennings & Naughton, 2012) ont montré que, pour la modélisation du renforcement par géosynthétiques de remblais sur inclusions rigides, les résultats obtenus par FEM et FDM présentent globalement une bonne concordance lorsque les conditions de similitude sont respectées. Cependant, la méthode FDM, grâce à sa capacité à discrétiser le maillage avec un degré de raffinement plus élevé, peut offrir une simulation plus précise des champs de contraintes et de déformations.

De manière analogue, (Damians et al., 2013) ont comparé les performances d'un mur de soutènement en sol renforcé au moyen de bandes métalliques à l'aide des deux approches. Les résultats numériques obtenus ont montré une très bonne corrélation avec les mesures expérimentales, sans présenter de divergences significatives entre les deux méthodes. Par ailleurs, des problèmes de conception plus complexes, tels que celui de l'écluse située à proximité de l'ascenseur à bateaux existant étudié par (Matthiesen et al., 2017), ont également été modélisés avec la FEM et la FDM, donnant des résultats globalement similaires, confirmant la robustesse et la complémentarité de ces deux approches numériques.

Dans le cadre de la présente étude numérique, le logiciel FLAC3D (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three Dimensions*), développé par Itasca, a été retenu. Ce programme est reconnu comme une référence dans le domaine de la modélisation géotechnique numérique. Il permet d'analyser, selon la méthode des différences finies et en trois dimensions, le comportement mécanique des milieux continus, notamment celui des géomatériaux.

Le principe de fonctionnement de FLAC3D repose sur la résolution itérative d'un système d'équations discrétisées, calculé pour chaque élément et à chaque pas de temps. Ce processus s'effectue selon un cycle de calcul explicite, schématisé dans la figure ci-dessous :

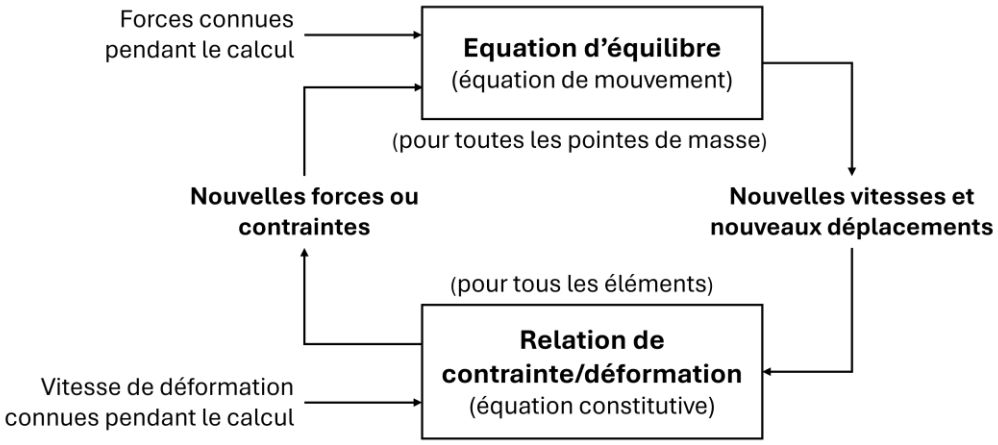


Figure IV.2: Principe de calcul explicite dans FLAC (modifié de Itasca 2024)

Dans ce qui suit, l'application de la méthode des différences finies (FDM) à l'aide du logiciel FLAC3D est présentée, dans le but de modéliser numériquement les essais de chargement de fondations superficielles soumises à différents types de sollicitations. Cette approche numérique permet d'implanter et de comparer plusieurs modèles constitutifs de comportement des sols, afin d'évaluer leur capacité à reproduire fidèlement la réponse expérimentale observée.

Comme cela a été mis en évidence dans la partie expérimentale, de nombreux paramètres influencent le comportement des fondations. Ils concernent notamment :

1. le type de chargement appliqué, allant du cas le plus simple (charge verticale et centrée) aux cas plus complexes (charges combinées, excentrées ou cycliques) ;
2. la nature du sol support, qu'il s'agisse d'argile, de limon ou de sable, dont les propriétés mécaniques ont été déterminées à partir de différents essais in situ et en laboratoire (pénétrométriques, pressiométriques, triaxiaux, etc.), ainsi que la présence de nappe ;
3. la géométrie de la fondation, en particulier sa forme (carrée ou circulaire) et sa dimension, qui influencent la distribution des contraintes et la capacité portante.

L'ensemble de ces éléments permet de constituer une base de données expérimentale et numérique complète, offrant une vision intégrée du comportement des fondations superficielles sous sollicitations variées. Cette approche comparative, entre observations expérimentales et simulations numériques, vise à mieux comprendre les mécanismes de déformation et de rupture et à valider les modèles de calcul développés pour la conception des fondations sur différents types de sols.

IV.2.2. Modélisation du modèle numérique

IV.2.2.1. Hypothèse de géométrie et conditions aux limites

IV.2.2.1.1. Cas de fondations à taille réelle

L'objectif de cette étude est de développer des modèles numériques capables de reproduire fidèlement les essais in situ de chargement de fondations superficielles. La définition de la géométrie et des dimensions du modèle revêt une importance capitale, dans la mesure où l'objet de la modélisation correspond à un essai à échelle réelle réalisé sur un terrain expérimental. Dans ce contexte, le sol à modéliser est considéré comme un milieu continu et semi-infini.

En effet, contrairement aux essais réalisés en laboratoire, dont l'échelle est réduite et les dimensions contraintes par des dispositifs expérimentaux (moules, cuves ou réservoirs métalliques), il n'est pas aisé de définir des limites spatiales précises pour la modélisation des essais in situ.

Du point de vue du mécanisme de comportement, le domaine d'influence des fondations superficielles — reposant sur des sols de surface généralement peu résistants — s'étend sur une zone relativement large, notamment dans la direction horizontale, en comparaison avec les dimensions de la fondation elle-même. À l'inverse, pour les fondations profondes par exemple, la mobilisation du sol résistant face aux déplacements se concentre essentiellement dans la zone immédiate entourant la fondation. Dans ce cas, la résistance provient principalement du frottement latéral le long du fût et du soutien offert par la base, ancrée dans des couches plus rigides et donc plus résistantes.

La Figure IV.3 illustre cette distinction en comparant les schémas des mécanismes de rupture d'une fondation superficielle, selon la théorie de Prandtl (Terzaghi & Peck, 1948), et d'une fondation profonde, selon la théorie de (Meyerhof, 1951), soumises à une charge verticale centrée.

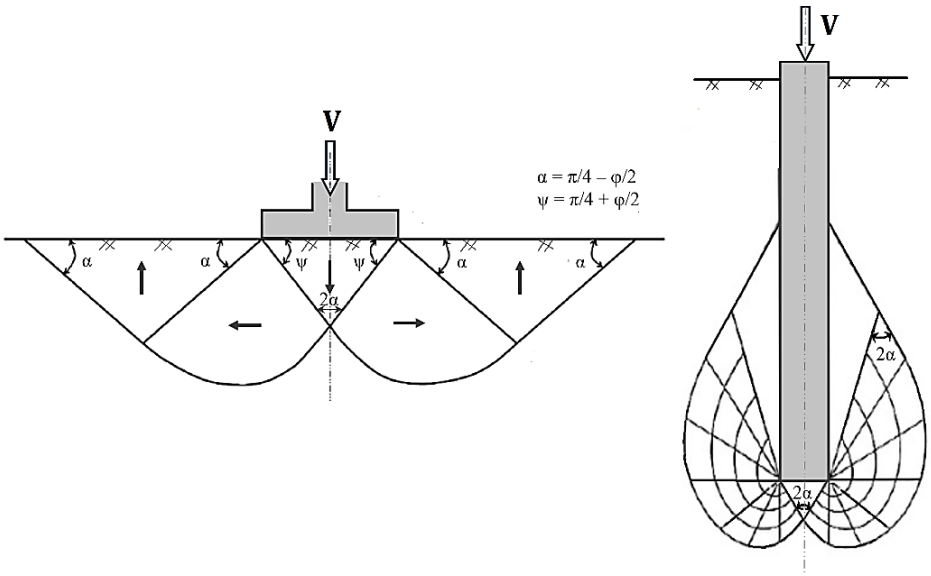


Figure IV.3: Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle et celui d'une fondation profonde

Par conséquent, la réalisation d'une étude visant à déterminer la géométrie optimale du modèle numérique des fondations superficielles s'avère indispensable. Les dimensions choisies doivent être suffisamment grandes pour éviter les effets d'échelle et les interactions indésirables avec les limites du domaine, susceptibles d'altérer les résultats numériques, tout en demeurant assez réduites pour limiter le temps de calcul et la consommation de mémoire informatique.

À cet égard, à partir de la base de données du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LPC), (Mestat & Berthelon, 2001) ont présenté des travaux numériques consacrés à la modélisation de fondations superficielles carrées de dimensions $1 \times 1\ m^2$, soumises à un chargement vertical sur un sol sableux à Labenne. Afin d'assurer l'absence de déplacements verticaux et horizontaux sur les frontières latérales et inférieures du domaine maillé, ils ont proposé une géométrie spécifique : la profondeur et la largeur du modèle, mesurées à partir du centre de la semelle jusqu'aux limites, ont été fixées à $10\ m$, soit dix fois la dimension de la fondation.

Par ailleurs, (Salden, 1980) a introduit une relation entre l'angle de frottement interne du sol (φ) et la distance entre le bord de la fondation et la surface de rupture latérale, notée a, normalisée par la largeur de la fondation B. Cette étude, fondée sur différents types de sable, s'appuie sur les travaux classiques de (Prandtl, 1920) et de (Meyerhof, 1951). Les courbes correspondantes, présentées à la Figure IV.4.b), mettent en évidence une tendance générale croissante et non linéaire entre le rapport a/B et l'angle de frottement φ.

En conséquence, et sur la base de ces recherches antérieures, une étude paramétrique visant à déterminer les dimensions appropriées du modèle numérique de l'essai in situ des fondations superficielles est présentée dans le paragraphe suivant.

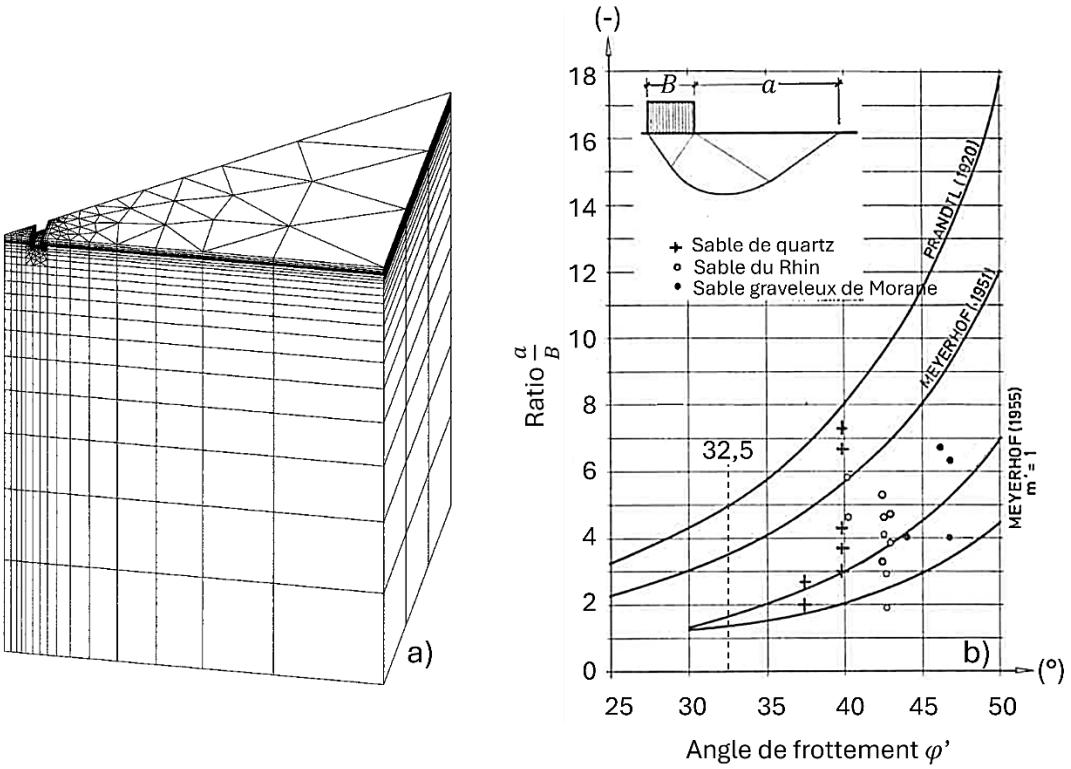


Figure IV.4 : a) Modèle numérique d'une fondation superficielle carrée (Mestat & Berthelon, 2001) et b) relation entre la distance de la surface de glissement normalisée par la largeur de la fondation et l'angle de frottement du sol (Salden, 1980)

D'autre part, il convient de souligner que les fondations utilisées lors des essais de chargement in situ présentent généralement une géométrie symétrique, telles que les plaques carrées de $1 \times 1\ m^2$ ou circulaires de $60\ cm$ de diamètre. Par ailleurs, les conditions de chargement appliquées, qu'il s'agisse d'une charge verticale centrée ou d'une charge excentrée ou inclinée dans un plan donné, induisent également des sollicitations globalement symétriques, notamment lorsqu'elles sont considérées dans un espace tridimensionnel. Il est donc pertinent d'exploiter cette symétrie géométrique dans la conception du modèle numérique, notamment lors de l'application de la charge simple, afin de réduire le coût et le temps de calcul.

À cet égard, (Oliveira, 2022) a réalisé une étude numérique à l'aide du code FLAC, en s'appuyant sur la nature axisymétrique de l'essai au pénétromètre dynamique, afin d'optimiser la modélisation et de limiter la complexité du domaine à simuler.

Concernant le maillage, celui-ci est généralement conçu de manière à présenter une densité élevée dans la zone entourant la fondation, puis à s'élargir progressivement vers les limites du domaine. Cette zone, située à proximité immédiate de la plaque, revêt une importance particulière, car elle conditionne directement la précision des résultats en raison de l'interaction sol-fondation. Dans la plupart des études numériques, les plus petits éléments du maillage dans cette région sont fixés à environ un huitième de la largeur de la fondation. Leur forme est généralement cubique ou prismatique à base rectangulaire.

Le rapport entre les dimensions d'un élément tridimensionnel ne doit pas être excessif, afin d'éviter toute distorsion pouvant influencer la réponse numérique, notamment dans la zone critique sous la fondation. De plus, la variation de taille entre les mailles adjacentes doit rester progressive : le rapport de dimension entre deux éléments voisins est généralement compris entre *0,9* et *1,1*, conformément aux recommandations de (Zhou, 1997).

S'agissant des conditions aux limites, les vecteurs de vitesse associés aux nœuds situés sur les faces latérales et à la base du modèle sont contraints à une valeur nulle dans la direction normale sortante. Étant donné que la vitesse représente la dérivée temporelle du déplacement, cette condition garantit l'absence de mouvement aux limites du domaine au cours du calcul, empêchant ainsi toute distorsion non physique du modèle.

Enfin, la géométrie de la plaque de fondation repose sur une surface horizontale de $1 \times 1\ m^2$ en contact avec le sol. Cependant, dans la réalité, la plaque d'essai comporte plusieurs éléments structurels superposés, de sorte qu'elle ne peut être assimilée à un bloc homogène. Afin de simplifier la modélisation, il est donc nécessaire de définir une épaisseur équivalente représentative. Dans cette étude, une plaque carrée uniforme de $1 \times 1\ m^2$ et d'épaisseur $t_f = 8$ cm est adopté (Figure IV.5). Cette configuration conserve deux propriétés essentielles : le poids total et la rigidité globale de la plaque demeurent inchangés.

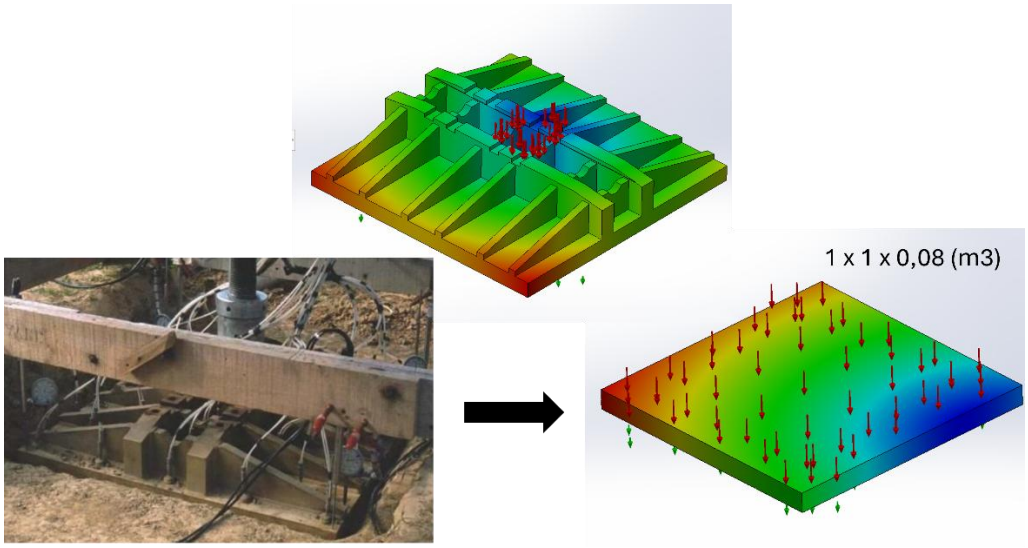


Figure IV.5: Principe de modélisation de la plaque métallique carrée de 1x1 m²

Le même principe est appliqué pour la plaque circulaire de 60 cm de diamètre. Après simplification des dimensions réelles, une épaisseur représentative t_f d'environ 4 cm est retenue pour le modèle numérique de cette plaque.

IV.2.2.1.2. Cas de fondations à l'échelle réduite

Dans le cas des essais de chargement statique et cyclique réalisés sur des plaques carrées à échelle réduite (*100 × 100 mm²*) au laboratoire du RTRI, les dimensions des cuves métalliques utilisées pour les essais sont précisément définies, comme illustré à la Figure III.50 (section III.3.3.1.1). Par conséquent, la géométrie du modèle numérique correspondant à ces essais de laboratoire est évidente et ne requiert pas la réalisation d'une étude paramétrique spécifique pour son optimisation.

La construction géométrique de ces modèles numériques s'en trouve ainsi simplifiée. De plus, à cette échelle réduite, la taille du domaine de calcul étant limitée, la modélisation nécessite moins de ressources informatiques, tant en mémoire qu'en temps de calcul.

La Figure IV.6 présente la géométrie du modèle numérique de l'essai de chargement, réalisée à l'aide du code FLAC3D, pour étudier les effets de bord. Ce modèle comprend trois plaques carrées disposées sur la cuve de laboratoire, dont les principales dimensions sont indiquées ci-dessous.

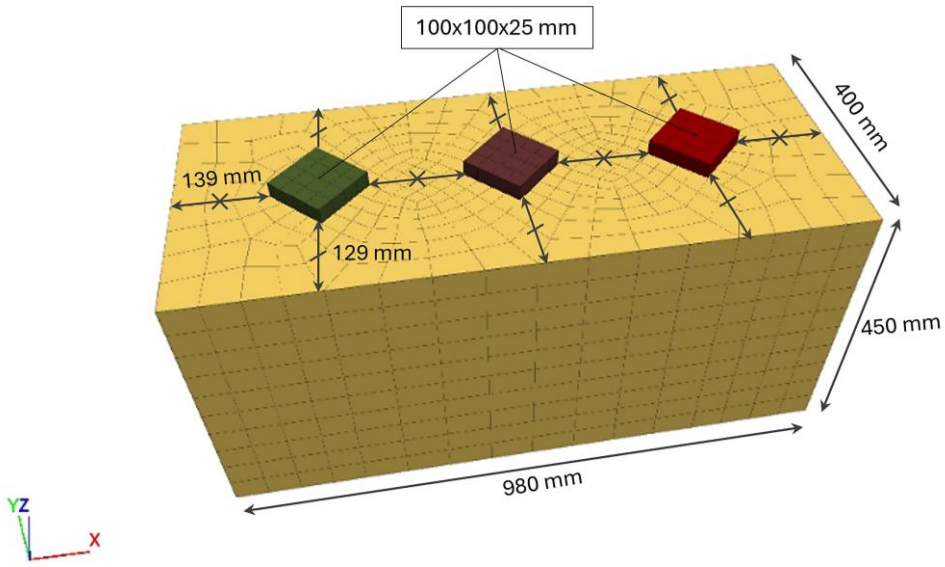


Figure IV.6: Géométrie du modèle numérique en FLAC^{3D} des essais de chargement cyclique réalisés expérimentalement dans le laboratoire RTRI

De manière analogue au cas des fondations à l'échelle réelle, les maillages sont conçus de façon à présenter des éléments fins et denses dans la zone entourant la fondation, tandis que leur taille augmente progressivement vers les limites du modèle. Afin de minimiser les effets indésirables sur les résultats numériques, le rapport entre les dimensions d'un même élément tridimensionnel doit rester modéré, en particulier dans la région proche de la fondation, où la précision de la modélisation est la plus critique.

Concernant les conditions aux limites, les déplacements sont imposés nuls sur les quatre faces latérales ainsi qu'à la base du modèle, dans la direction normale sortante, conformément à l'hypothèse d'un milieu semi-confiné.

En outre, afin de réduire la réflexion des ondes sur les parois métalliques de la cuve, phénomène particulièrement notable lors de l'application de chargements cycliques en mode dynamique activé, des conditions aux limites dites « absorbantes » sont introduites (Itasca, 2024). Ces conditions sont implicitement modélisées dans le logiciel, qui consistent à intégrer des éléments amortisseurs

appliqués aux nœuds du maillage situés sur les faces latérales et inférieures du domaine, dans la direction normale sur le plan considéré, pour la stabilité du calcul.

Ces amortisseurs sont représentés par des forces normales et tangentielles, notées respectivement t_n et t_s, qui sont évaluées selon les relations suivantes :

$$t_n = -\rho . v_n . c_n \qquad \text{Équation IV.1}$$

$$t_s = -\rho . v_s . c_s \qquad \text{Équation IV.2}$$

Dans ces expressions, ρ représente la masse volumique du matériau (sol), v_n et v_s correspondent respectivement aux vitesses normales et tangentielles, et c_n et c_s désignent les célérités des ondes dans les éléments situés aux limites.

Outre l'amortissement induit par les parois, l'absorption d'énergie des ondes peut également résulter de l'étalement géométrique des ondes dans le milieu, ainsi que de la dissipation liée à la déformation plastique régie par les lois d'écoulement propres aux matériaux (Cundall, 2003).

IV.2.2.1.3. Etude paramétrique de la géométrie et calage de modèle des essais in situ

Une étude paramétrique de la géométrie est proposée pour les essais de chargement in situ, dans le but de déterminer les dimensions optimales du modèle numérique. Deux configurations sont considérées, correspondant à des formes et dimensions de plaques distinctes : une plaque carrée de *1 × 1 m²*, issue des essais de la base de données LPC, et une plaque circulaire de *0,6 m* de diamètre, basée sur les essais réalisés récemment dans le cadre de cette thèse.

Etude paramétrique de la taille du modèle

L'étude paramétrique de la taille du modèle est d'abord réalisée en s'appuyant sur les recherches présentées dans le paragraphe précédent (section IV.2.2.1.1). Les dimensions tridimensionnelles du modèle, en particulier dans les directions horizontales, sont définies selon les recommandations suivantes : la valeur maximale est fixée à dix fois la largeur de la fondation, *B*, conformément à l'étude de (Mestat & Berthelon, 2001), tandis que la valeur minimale correspond à la distance *a* (Figure IV.4.b), estimée en fonction de l'angle de frottement du sol, φ, selon la relation proposée par (Salden, 1980).

Sur cette base, la distance minimale est proposée comme étant au moins égale à 3,5 fois la largeur de la fondation, *B*, calculée pour un angle de frottement du sable à Labenne de 32,5°. Cet angle représente le maximum parmi tous les sites étudiés (Jossigny, Cran, Messanges, etc.). Le Tableau IV.2 présente les dimensions retenues pour l'étude paramétrique de la géométrie du modèle numérique des essais de chargement.

Tableau IV.2 : Etude paramétrique de la taille du modèle des essais in situ

Dimensions proposées	Modèle des fondations carrées 1x1 m²			Modèle des fondations circulaires de 0,6 m de diamètre	
	Taille 1	Taille 2	Taille 3	Taille 1	Taille 2
Horizontale, *H* (m)	10,0	5,0	3,5	6	3,9
Verticale, *V* (m)	9,4	7,3	6,2	5,8	4,6

Etude paramétrique de la caractéristique symétrique de la géométrie du modèle

Par la suite, étant donné que les plaques utilisées présentent une géométrie symétrique, une étude paramétrique complémentaire est menée afin d'évaluer l'influence de cette symétrie sur la conception du modèle numérique. Trois configurations géométriques sont ainsi proposées : le modèle en quart, le modèle en demi et le modèle complet, comme illustré à la Figure IV.7 pour les fondations superficielles de forme carrée et circulaire.

Il convient de noter que (Oliveira, 2022) a également mis en évidence la similitude des résultats numériques obtenus entre un modèle complet et un modèle en quart, en s'appuyant sur la nature axisymétrique de l'essai au pénétromètre dynamique. Cette approche permet de réduire significativement le temps de calcul tout en conservant la précision des résultats.

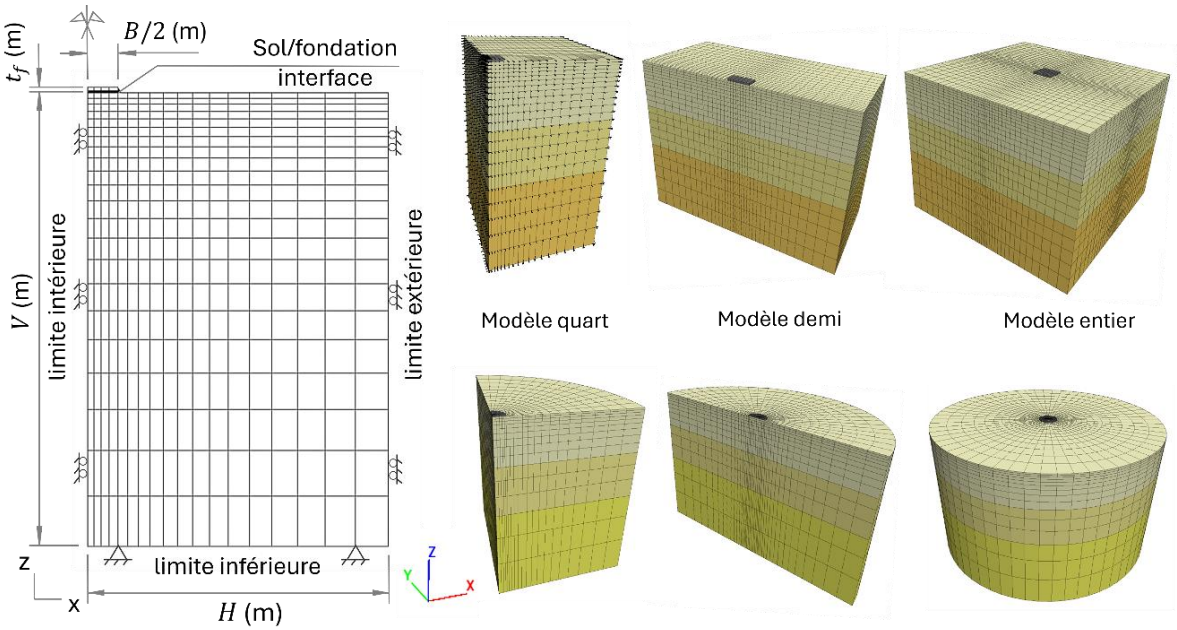


Figure IV.7 : Coupe transversale schématique et trois configurations symétriques en trois dimensions du modèle numérique en FLAC^{3D} pour des semelles carrée et circulaires

Afin de déterminer la géométrie optimale du modèle numérique pour les essais de chargement in situ, les simulations numériques du comportement mécanique des fondations superficielles, soumises notamment à une charge simple (verticale et centrée), seront présentées dans les sections suivantes. La comparaison des résultats numériques obtenus à partir des différentes configurations proposées avec les données expérimentales, en termes de relation charge-tassement et de distribution des contraintes à la base, permet non seulement de valider la méthodologie de modélisation, mais également d'identifier la géométrie optimale du modèle. Cette configuration servira de référence pour la réalisation de simulations ultérieures sous des conditions de chargement plus complexes.

IV.2.2.2. Modèles constitutifs et paramètres d'entrée

Dans cette étude numérique, plusieurs modèles constitutifs disponibles dans FLAC sont utilisés pour simuler le comportement mécanique des deux principaux éléments du système.

Pour la plaque métallique, le matériau constitutif est considéré comme de l'acier, avec un module d'élasticité E_{fond} estimé à environ *210 000 MPa*, un coefficient de Poisson v_{fond} de *0,28* et une masse volumique ρ_{fond} approximative de *7 850 kg/m³*. Le modèle de comportement élastique isotrope est employé pour représenter la fondation, caractérisé par des déformations réversibles lors du déchargement et une relation contrainte-déformation linéaire.

Pour le sol, différents modèles constitutifs du type plastique sont appliqués afin de simuler son comportement. Le modèle élastoplastique classique avec critère de Mohr-Coulomb (MC) et le modèle élastoplastique plus avancé avec écrouissage, *Plastic-Hardening* (PH) sont utilisés pour les essais sous charges monotones, tandis que le modèle élastoplastique avec surface de charge à deux mécanismes, *P2P Sand* est adopté pour les essais soumis à des charges cycliques.

Les paragraphes suivants présenteront le principe de fonctionnement de ces modèles constitutifs ainsi que les paramètres nécessaires à leur application dans les simulations numériques.

IV.2.2.2.1. Modèle élastoplastique avec critère de Mohr-Coulomb

Le modèle élastoplastique avec critère de Mohr-Coulomb, de l'élasticité linéaire et de la plasticité parfaite, constitue un modèle classique permettant de simuler le comportement du sol soumis à des contraintes incrémentales. Dans FLAC3D, le critère de rupture repose sur une fonction d'élasticité en cisaillement et en tension. Le modèle considère, en trois dimensions, les trois contraintes principales ($\sigma_1,\sigma_2,\sigma_3$) en un point donné du sol, ainsi que les composantes correspondantes des déformations principales ($\varepsilon_1,\varepsilon_2,\varepsilon_3$).

Les paramètres nécessaires à l'application du modèle incluent essentiellement les modules de déformation du sol, module de Young E_y, module isostatique de compressibilité K et module de cisaillement G, ainsi que les propriétés intrinsèques du matériau, à savoir l'angle de frottement interne φ, l'angle de dilatance ψ, la cohésion c et le coefficient de Poisson v. L'angle de dilatance ψ est estimé à partir de l'angle de frottement φ selon l'expression suivante :

$$\psi = \varphi - \varphi_c \qquad \text{Équation IV.3}$$

Dans cette expression, ϕ_c correspond à l'angle de frottement critique, défini comme l'angle de frottement lorsque le sol est en cisaillement sans variation de volume. La valeur adoptée pour ϕ_c est généralement de 30°.

Sur la base des données expérimentales présentées précédemment (Partie III), le Tableau IV.3 résume les principaux paramètres d'entrée à utiliser dans le modèle avec critère de Mohr-Coulomb pour simuler le comportement des sols typiques des sites étudiés, notamment les sols de Labenne, Jossigny, Aulnat, ainsi que le sable reconstitué en laboratoire du RTRI. Les valeurs indicatives du module d'élasticité de Young sont délivrées à l'aide de la corrélation normalisée avec la module pressiométrique de Ménard pour calculer des tassements des fondations superficielles dans NF P94-261 (AFNOR, 2013).

Tableau IV.3 : Paramètres d'entrée des propriétés des sols pour les modèles numériques

Paramètres / Sites	Type de sol	Epaisseur des couches (m)	Modules de Young, E_y (MPa)	Mass volumique, γ (kg/m^3)	Densité saturée, γ_{sat} (kg/m^3)	Coefficient de Poisson, ν	Angle de frottement, φ (°)	Angle de dilatance, ψ (°)	Cohésion, c (kPa)
Labenne	Sable de dune	0 - 1	29,0	1600	n.d.	0,33	32,5	2,5	0
		1 - 3	41,4						
		3 - fd	37,8						
Jossigny	Limon	0 - 1	14,5	1950	1971	0,33	21,3	0	12,9
		1- 3	24,3						
	Argile	3 - 5	115,0	2100	2053	0,33	23,0	0	20,6
	Sable	5 - fd	64,0	1960	1984	0,33	29,4	0	5,8
Aulnat	Limon argileux	0 - 1	4,95	1700	n.d.	0,33	36	6	0,6
	Limon gris	1- 2	20,8						
	Limon marneux	2 - 5	144			0,33			
	Marne	5 - fd	430			0,33			
RTRI	Sable reconstitué	0,45	10	1656	n.d.	0,33	42	12	0

Dans le cas où la profondeur, c'est-à-dire la dimension verticale du modèle numérique, est significative, la dernière couche de sol ainsi que ses paramètres d'entrée sont étendues jusqu'au fond (fd) du domaine modélisé.

IV.2.2.2.2. Modèle élastoplastique avec écrouissage

Pour illustrer le comportement non linéaire du sol, le modèle constitutif élastoplastique avec écrouissage, *Plastic-Hardening*, également appelé *Hardening Soil Model* (HSM), est utilisé. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec écrouissage, qui repose sur la formulation hyperbolique afin de reproduire la relation contrainte-déformation du sol. Le critère de Mohr-Coulomb est également appliqué pour estimer la rupture du sol.

Dans FLAC, ce modèle s'inspire du « hyperbolic-soil model » proposé par (Duncan & Chang, 1970) et du cadre de la « plasticité avec écrouissage » développé par (Schanz et al., 1999). Les principales caractéristiques de ce modèle comprennent : la relation contrainte-déformation hyperbolique sous compression axiale drainée, la déformation plastique lors de la compression primaire (écrouissage volumique) et la mobilisation du frottement (écrouissage au cisaillement), la rigidité élastique dépendante de la contrainte suivant une loi de puissance, le comportement de déchargement/rechargement élastique comparé au chargement initial, la mémoire de la contrainte de pré-consolidation, ainsi que le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

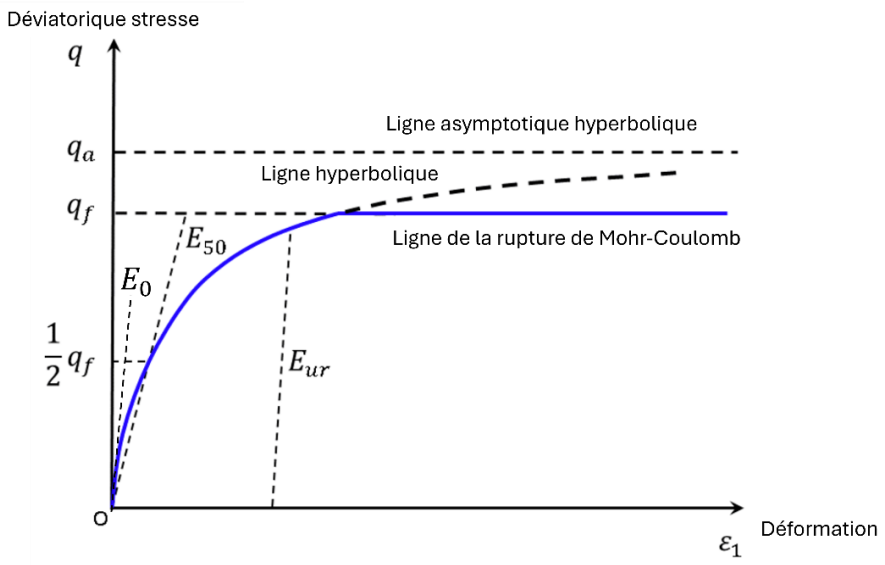


Figure IV.8 : Modèle constitutif Plastic-Hardening pour la simulation du comportement de sol (Itasca, 2024)

Par conséquent, en complément des paramètres d'entrée essentiels présentés dans le Tableau IV.3, le modèle *Plastic-Hardening* requiert également d'autres paramètres, notamment plusieurs modules d'élasticité, estimés pour différents états du sol soumis à des contraintes :

1. Le module sécant correspondant à *50 %* de la contrainte déviatorique ultime, q_f, est noté E_{50} et est estimé comme équivalent au module de Young E_y. Cette approche a également été proposée par (Suchomel & Mašín, 2009).

2. Le module tangent de l'essai œdométrique, E_{oed}, est calculé en fonction du coefficient de Poisson et du module E_{50}, selon l'expression suivante :

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu).(1-2\nu)}.E_{50} \qquad \text{Équation IV.4}$$

3. Le module initial à déformation nulle, ou module maximal E_0, est estimé dans une plage comprise entre 4 et 18 fois E_{50} pour les sols granulaires, et entre 5 et 50 fois E_{50} pour les sols argileux, d'après les recommandations de (Obrzud & Andrzej, 2018). Ces valeurs sont basées sur l'observation des courbes de dégradation du module, obtenues à partir des données d'essais de torsion et d'essais triaxiaux sur différents types de sols, présentées par (Mayne, 2007) (Figure IV.9).

4. Le module associé à la phase de déchargement/rechargement, E_{ur}, est quant à lui estimé en appliquant un facteur compris entre 2 et 6 par rapport à E_{50}, conformément aux indications fournies également par (Obrzud & Andrzej, 2018).

Les valeurs de ces paramètres d'entrée des sols pour le modèle élastoplastique avec écrouissage sont présentées dans Tableau IV.4.

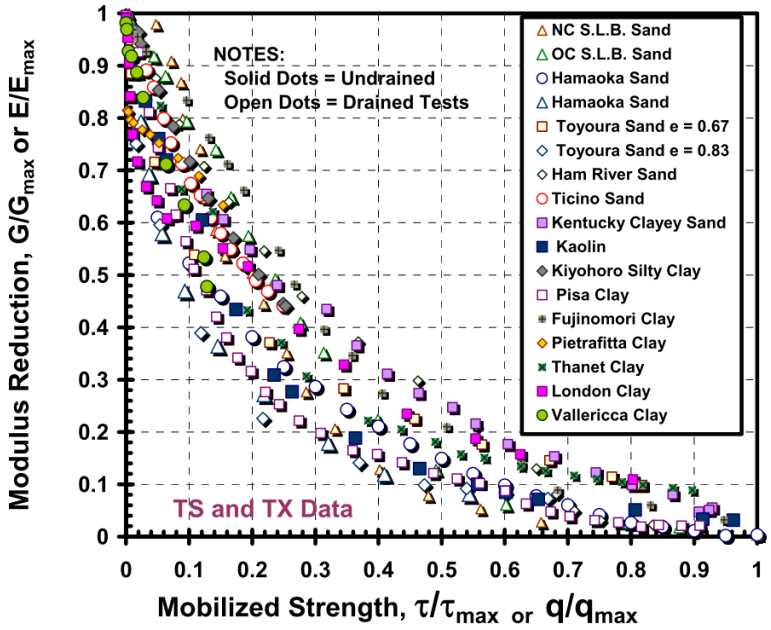


Figure IV.9 : Courbes de dégradation du module en fonction de l'accroissance des contraintes (Mayne, 2007)

Tableau IV.4 : Paramètres d'entrée des sols pour le modèle élastoplastique avec écrouissage *PH*

Paramètres / Sites	Type de sol	Epaisseur des couches (m)	Modules de Young, E_y (MPa)	Module sécant, E_{50} (MPa)	Module tangent œdométrique, E_{oed} (MPa)	Module initial (module maximal) E_0 (MPa)	Module de déchargement/ rechargement, E_{ur} (MPa)
Labenne	Sable de dune	0 - 1	29,0	29,0	42,9	261	87
		1 - 3	41,4	41,4	61,3	372,6	124,2
		3 - fd	37,8	37,8	56,0	340,2	113,4
Jossigny	Limon	0 - 1	14,5	14,5	21,5	130,5	43,5
		1- 3	24,3	24,3	36,0	218,7	72,9
	Argile	3 - 5	115,0	115,0	170,3	1035	345
	Sable	5 - fd	64,0	64,0	94,8	576	192
Aulnat	Limon argileux	0 - 1	4,95	4,95	7,3	44,55	14,85
	Limon gris	1- 2	20,8	20,8	30,8	187,2	62,4
	Limon marneux	2 - 5	144	144	213,3	1296	432
	Marne	5 - fd	430	430	636,8	3870	1290

IV.2.2.2.3. Modèle élastoplastique avec surface de charge à deux mécanismes

Le modèle élastoplastique avec surface de charge à deux mécanismes ou *P2P Sand* (abréviation en anglais de *Practical TWO-surface Plastic SAND*), implémenté dans FLAC, est le troisième modèle constitutif de type plastique employé dans cette étude de modélisation numérique, spécifiquement pour les cas de charges cycliques. Il a été choisi afin de représenter les caractéristiques dynamiques essentielles du sol sous effets sismiques ou cycliques, notamment le comportement du sable en liquéfaction et en dilatance.

Il s'agit d'un modèle élastoplastique avancé, dérivé du modèle *SANISAND* (acronyme pour *Simple ANIso-tropic SAND*) développé par (Dafalias & Manzari, 2004). Les paramètres du matériau ont été calibrés pour le sable Toyoura, reconstitué lors des essais de chargement de fondation cycliques en laboratoire du RTRI.

Le modèle *SANISAND* intègre progressivement l'effet des modifications ou de l'évolution de la structure interne (« fabric ») du sable pendant la phase dilatante de la déformation, ainsi que la contraction induite par le cisaillement ultérieur lors des inversions de charge dynamique. La prise en compte de ce comportement est essentielle, car le sable présente une anisotropie granulaire marquée, en particulier sous l'effet de sollicitations cycliques ou sismiques, lorsque la direction de la charge varie par rapport à la structure du géo-matériau.

Par ailleurs, le modèle adopte une approche de généralisation de l'espace multiaxiale du ratio entre la contrainte déviatorique et la pression moyenne sur le plan de π (Figure IV.10), permettant de définir différents états de rupture du sable au sein de surfaces limites dans un environnement de contrainte complexe. Il repose principalement sur la Théorie de l'État Critique Anisotrope (*Anisotropic Critical State Theory*) et sur le cadre de la Plasticité des Surfaces Limites (*Bounding Surface Plasticity*) (Petalas et al., 2020), ce qui autorise la plasticité à l'intérieur de la surface de rupture et rend le modèle particulièrement adapté à la simulation des charges cycliques et de la plasticité à faible déformation.

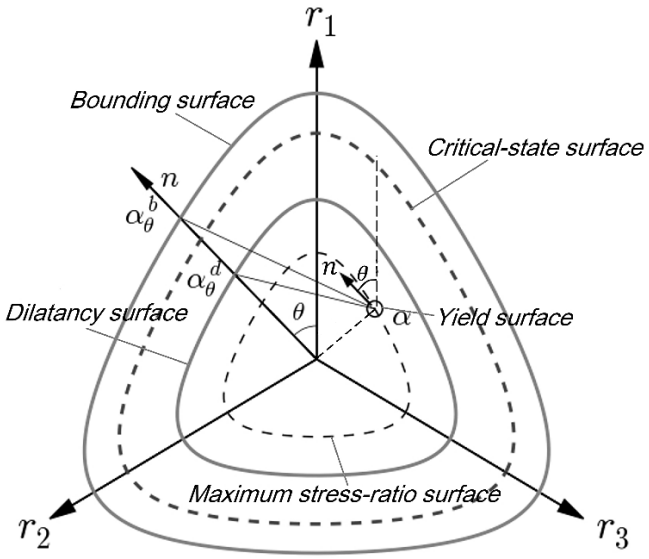


Figure IV.10 : Généralisation de l'espace du ratio de déviatorique contrainte multiaxiale appliquée au modèle de P2P Sand, modifié de (Itasca, 2024)

Dans FLAC, l'application du modèle *P2P Sand* requiert l'introduction de paramètres d'entrée spécifiques. Tout d'abord, étant donné que ce modèle est dépendant de l'état de contrainte, il est nécessaire de définir un état initial de contrainte avant l'application des charges. À cet égard, il est recommandé d'utiliser préalablement le modèle de Mohr-Coulomb afin de déterminer un état géostatique simple.

Ensuite, en complément des paramètres essentiels présentés dans le Tableau IV.3, d'autres caractéristiques du sol doivent être spécifiées pour la construction du modèle (Tableau IV.5). Il s'agit notamment du module de cisaillement G, dérivé du module initial G_0 selon la relation de Mayne (Figure IV.9), de la densité relative moyenne D_r, ainsi que des indices de vide e_{min}, e_{max} et e. Ces paramètres sont déjà donnés dans le Tableau III.7 (section III.3.3.1.1).

Tableau IV.5 : Paramètres d'entrée des sols pour le modèle *P2P Sand*

Paramètres / Sites	Type de sol	Epaisseur des couches (m)	Module de cisaillement initial, G_0 (MPa)	Module de cisaillement, G (MPa)	Module isostatique, K (MPa)	Densité relative moyenne, D_r (%)	Indice de vide min, e_{min}	Indice de vide max, e_{max}	Indice de vide, e
RTRI	Sable reconstitué	0,45	69,0191	3,5	9,13	80	0,54	0,823	0,597

IV.2.2.3. Paramètres pour l'interface

Il convient de souligner que la détermination précise des caractéristiques de contact entre le sol et la semelle revêt une importance majeure. En effet, cette zone constitue l'interface où deux milieux de nature différente interagissent sous un état de contraintes particulièrement élevées. C'est également dans cette région que se manifestent les principaux phénomènes d'interaction sol–fondation, tels que les relations charge–tassement ou la répartition des contraintes transmises du radier vers le sol. Il est donc indispensable d'examiner avec attention les propriétés mécaniques attribuées à cette interface.

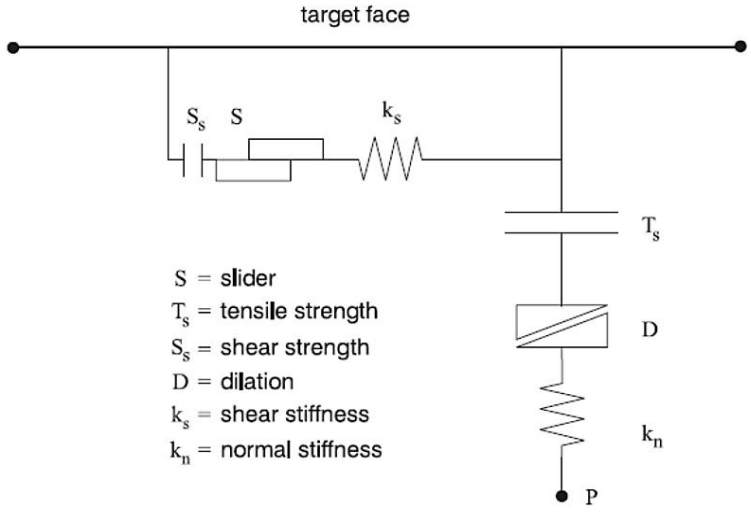


Figure IV.11 : Composantes du modèle constitutif de l'interface bond (Itasca, 2024)

Afin de dissocier les effets propres au comportement du sol et de la fondation de ceux liés à la zone de contact, l'interface est généralement modélisée comme une zone rigide, dépourvue de déformation volumique, où seuls interviennent des mécanismes locaux tels que le glissement ou l'adhérence mobilisée en traction et en cisaillement (Figure IV.11). Cette approche permet de garantir que l'interaction sol–fondation n'est influencée que par les déformations intrinsèques des matériaux eux-mêmes.

Dans le logiciel FLAC, les éléments d'interface sont typiquement associés aux surfaces des objets. Chaque face quadrilatérale est discrétisée en deux éléments triangulaires d'interface, dont les nœuds sont automatiquement générés aux sommets des éléments. Ces interfaces sont ensuite définies par des paramètres de raideur normale et tangentielle, ainsi que par des critères de rupture basés sur le modèle de Mohr-Coulomb.

Le Tableau IV.6 présente les paramètres d'interface définis en fonction des propriétés mécaniques des sols issus de plusieurs sites expérimentaux représentatifs, ainsi que de celles du sable reconstitué en laboratoire au RTRI, décrites dans la troisième partie. La raideur normale et la raideur tangentielle de l'interface sont évaluées à partir de l'Équation IV.5, proposée par (Itasca, 2024). L'angle de frottement de l'interface est pris égal aux deux tiers de celui du sol, tandis que la cohésion est fixée à une valeur nulle, conformément aux recommandations de la norme NF P94-261 (AFNOR, 2013).

$$k_n = k_s \geq 10 \frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta Z_{min}} \qquad \text{Équation IV.5}$$

Où k_n et k_s représentent respectivement la raideur normale et la raideur tangentielle de l'interface, ΔZ_{min} désigne la taille de l'élément le plus fin dans la direction normale au milieu adjacent, tandis que K et G correspondent respectivement au module volumique et au module de cisaillement du sol.

Tableau IV.6 : Paramètres d'interface définis selon les propriétés du sol pour certains sites

Paramètres d'interface	Rigidité normale, k_n (MPa/m)	Rigidité au cisaillement, k_s (MPa/m)	Angle de frottement du sol, φ (°)	Angle de frottement de l'interface, φ_i (°)	Angle de dilatation de l'interface, ψ_i (°)	Cohésion de l'interface, c_i (kPa)
Sable à Labenne	5000	5000	32,5	22	0	0
Limon à Jossigny	2700	2700	21,3	14	0	0
Limon argileux à Aulnat	2270	2270	36	24	6	0
Sable RTRI reconstitué	12100	12100	42	28	12	0

IV.2.2.4. Vérification à l'état initial

La modélisation numérique est tout d'abord soumise à une vérification de stabilité initiale. Cette première phase consiste à reproduire l'état de contraintes géostatiques correspondant à l'effet du poids propre (γ) de chaque couche de sol. Le coefficient des terres au repos, K_0, est également pris

en compte dans le modèle afin d'établir la contrainte horizontale initiale σ_h à partir de la contrainte verticale σ_z. Ce coefficient, défini par la relation $K_0 = \sigma_h/\sigma_z$, dépend principalement de l'angle de frottement interne du sol (φ).

Une fois les conditions initiales établies, le modèle est maintenu en calcul sans application de chargement externe jusqu'à l'obtention d'un état d'équilibre stable. Les contraintes verticales et horizontales obtenues numériquement, à partir des éléments situés à différentes profondeurs, sont ensuite vérifiées afin de s'assurer de leur invariance dans le temps de calcul. Ces contraintes sont également comparées aux valeurs analytiques issues des expressions classiques : $\sigma_z = \gamma.z$ et $\sigma_h = \gamma.z.K_0$.

La Figure IV.12 illustre, à titre d'exemple, la vérification de l'état initial sans charge du modèle numérique correspondant aux essais de chargement réalisés sur le site de Labenne, en considérant un poids volumique du sable égal à $\gamma = 1600\ kg/m^3$. Les contraintes verticales ont été relevées en trois points distincts situés à différentes profondeurs (z) afin de confirmer la cohérence du champ de contraintes initial.

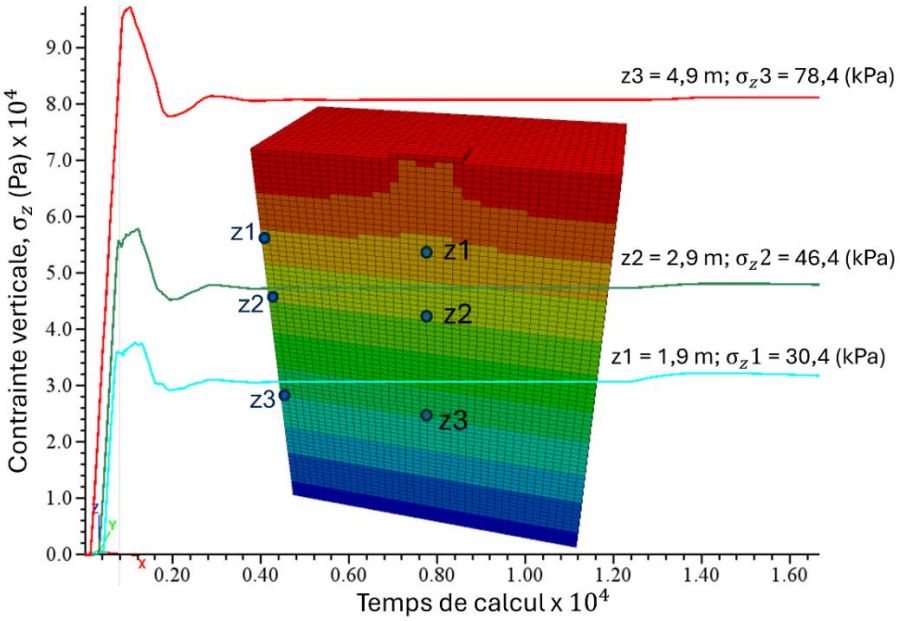


Figure IV.12 : Vérification de la stabilité à l'état initial sans charge du modèle FLAC^{3D} de l'essai de chargement à Labenne

IV.2.2.5. Génération des sollicitations

IV.2.2.5.1. Cas de chargement statique

La génération des sollicitations dans le modèle numérique, issues des charges statiques, est réalisée sur la base du programme de chargement présenté à la Figure III.20, (section III.3.2.1.2) et des valeurs de charge reportées dans les Tableau III.3 et Tableau III.6. La condition aux limites appliquée correspond à une composante de type « contrainte », dont la valeur est définie dans FLAC de manière à s'incrémenter progressivement, suivant le même principe que celui mis en œuvre lors des essais expérimentaux : à partir des données mesurées, la valeur de la charge maximale est initialement estimée, puis divisée en plusieurs paliers de chargement appliqués au modèle. La valeur constante de la moyenne des contraintes appliquées est plutôt mise en place dans la plupart des cas,

dans le but de simplifier le chargement, notamment pour les charges complexes. Le chargement est mis en fin lorsque la valeur du déplacement numérique moyen mesuré à l'interface atteint un dixième de la largeur de la fondation. Cette condition est appliquée sur la surface supérieure des éléments représentant la zone d'appui de la fondation superficielle (l'interface sol-fondation) dans le modèle numérique.

Selon le type de chargement à simuler, qu'il soit axial, excentré, incliné ou combiné, les sollicitations de contrainte comme présentées ci-dessus, imposées sur la surface (zone) des éléments localisé sont ajustées en conséquence (Figure IV.13). Dans la majorité des cas, les contraintes sont appliquées verticalement. Toutefois, lorsque le chargement présente une excentricité (excentrement, *e*) ou une inclinaison (angle d'inclinaison, δ), la position de la zone localisée d'application des contraintes, c'est-à-dire la face des éléments de maillage concernée, peut être déplacée par rapport à l'axe de symétrie vertical du modèle. Par ailleurs, l'intensité de la composante horizontale de contrainte est également adaptée pour reproduire fidèlement l'effet du chargement oblique ou combiné.

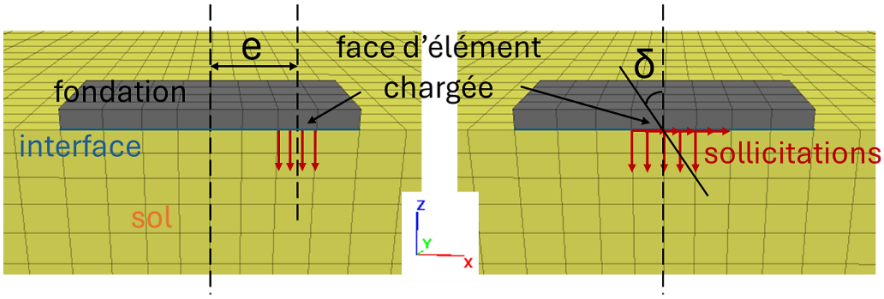


Figure IV.13 : Schéma de la génération des sollicitations complexes (verticale excentrée et incliné centrée) dans les modèles numériques

IV.2.2.5.2. Cas de chargement cyclique

Les sollicitations correspondant aux cas de chargement cyclique sont introduites dans le modèle numérique conformément au programme de chargement en mode cyclique illustré à la Figure III.54.b), (section III.3.3.1.2), ainsi qu'aux valeurs de charge expérimentales reportées dans les Tableau III.8 et Tableau III.9. Comme pour le cas statique, la condition aux limites de type « contrainte » est appliquée sur la surface supérieure des éléments représentant la fondation superficielle.

Afin de reproduire la phase cyclique en tenant compte de la variation de l'amplitude et de la fréquence *f* de la charge, une fonction cosinus du temps *t*, décrite par l'Équation IV.6, est introduite dans la condition aux limites de type « contrainte » à l'aide du langage de programmation *FISH,* intégré à FLAC. En effet, le temps numérique est différent du temps réel dans l'essai expérimental. Pour effectuer un calcul dynamique, la fréquence numérique, *f* est donc prescrite égale à 200 Hz. Cette approche permet de moduler la contrainte appliquée en fonction du temps et de simuler le programme de chargement cyclique mentionné précédemment :

$$F(t) = 0{,}5.\,[1 - \cos(2.\pi.f.t)] \qquad \text{Équation IV.6}$$

En conséquence, la validité de la génération de ces sollicitations complexes dans les modèles numériques sera vérifiée par la comparaison des résultats simulés avec les données expérimentales présentées dans la section précédente.

IV.3. Simulation numérique des essais de chargement et comparaison des résultats

IV.3.1. Contexte et objectif

La modélisation numérique des essais de chargement in situ, réalisée à l'aide de la méthode des différences finies (*FDM*) implémentée dans le logiciel *FLAC3D*, a été présentée dans les paragraphes précédents. Plusieurs aspects essentiels ont été abordés, notamment l'étude paramétrique relative aux facteurs géométriques, dimensions et symétrie, du modèle numérique des essais de chargement, visant à identifier la configuration géométrique optimale. Par ailleurs, différents modèles élastoplastique de comportement du sol (avec critère de Mohr-Coulomb, avec écrouissage, *Plastic-Hardening* et avec surface de charge à deux mécanismes, *P2P Sand*) ont été mis en œuvre afin de reproduire au mieux la réponse mécanique des sols étudiés. Enfin, la génération de sollicitations complexes dans le modèle numérique, en particulier dans le cadre de chargements cycliques, a également été discutée.

Ainsi, la simulation numérique des essais de chargement, sous diverses conditions de sollicitation, simples ou complexes (excentrées, inclinées ou combinées), en régime statique ou cyclique et sur différents types de sols, est présentée dans cette section à partir des modèles *FDM* élaborés. Les résultats numériques obtenus sont comparés entre eux, puis confrontés aux observations expérimentales, notamment en ce qui concerne la relation entre la charge appliquée (moyennée sur la surface de la fondation) et le déplacement vertical de la semelle, ainsi que la distribution des contraintes transmises du radier vers le sol, mesurée à la base de la fondation.

L'objectif principal de cette analyse est de valider les géométries du modèle numérique proposées lors de l'étude paramétrique, afin d'identifier celle offrant la meilleure représentativité du comportement réel observé. Il s'agit également d'évaluer la performance des différents modèles constitutifs employés, en comparant leur capacité à reproduire fidèlement la réponse expérimentale, dans le but d'en déterminer l'usage le plus approprié pour chaque condition de chargement.

Cette étude conduit à la validation de modèles numériques *FDM* robustes et pertinents, permettant d'affiner les simulations et d'obtenir des résultats plus précis de la courbe charge-tassement et de la distribution des contraintes à la base. Ces modèles constituent ainsi une base solide pour une compréhension approfondie et intégrée du comportement des fondations superficielles soumises à diverses conditions de chargement.

IV.3.2. Simulation numérique versus expérimentale au cas de charge statique

La simulation numérique des essais de chargement statiques réalisés in situ est présentée dans ce chapitre. L'analyse porte principalement sur les courbes charge–tassement (ou charge–déplacement) ainsi que sur la distribution des contraintes à la base de la fondation.

IV.3.2.1. Chargement statique vertical centré (H = 0, M = 0)

Dans cette section, sont présentés les résultats numériques obtenus à partir de la simulation sous charge statique verticale et centrée, correspondant à un type de sollicitation simple et couramment utilisé, ne considérant que la composante verticale (V) avec $H = 0$ et $M = 0$. L'objectif est de comparer les résultats numériques entre eux, issus de l'étude paramétrique portant sur la géométrie et sur les différents modèles constitutifs employés, ainsi qu'avec les données expérimentales, afin d'identifier la configuration géométrique optimale et de proposer une loi de comportement élasto-plastique du sol appropriée.

Pour ce faire, plusieurs modèles constitutifs sont évalués sous chargement simple, après détermination des paramètres du sol correspondants. Les courbes charge–tassement sont obtenues en mesurant la valeur moyenne de la contrainte et du déplacement à l'interface sol–fondation, permettant ainsi d'analyser de manière précise le comportement mécanique de l'ensemble fondation–sol.

Influence de la caractéristique symétrique de la géométrie

Les Figure IV.14.a) et Figure IV.14.b) présentent les résultats de l'étude paramétrique portant sur la symétrie de la géométrie du modèle des essais de chargement. Les résultats sont illustrés par les courbes charge–tassement obtenues numériquement et comparées aux données expérimentales pour deux sites distincts : un sol sableux à Labenne, testé sous une plaque carrée de *1 × 1 m*, et un sol limoneux à Aulnat, testé sous une plaque circulaire de *60 cm* de diamètre.

Comme indiqué, trois configurations géométriques ont été examinées : le modèle en quart, le modèle en demi et le modèle complet (Figure IV.7). Dans cette étude, le comportement du sol est représenté par le modèle élasto-plastique classique de Mohr-Coulomb, avec les paramètres d'entrée présentés dans le Tableau IV.3. Les dimensions du modèle numérique de taille 1 (voir Tableau IV.6) sont fixées pour l'ensemble des simulations, quel que soit le type de plaque considérée, carrée ou circulaire.

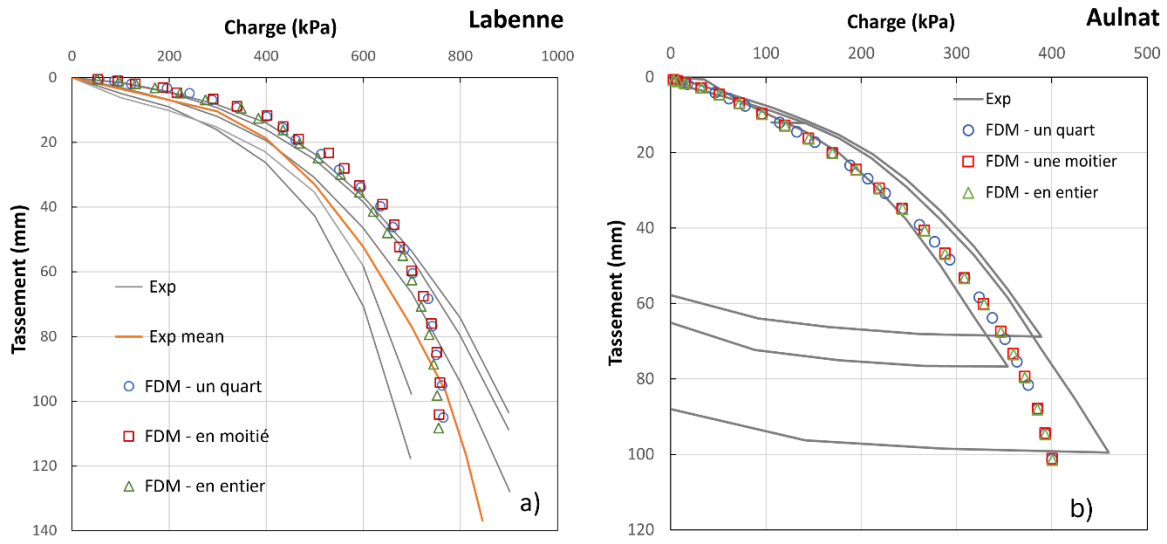


Figure IV.14 : Comparaison des courbes charge–tassement expérimentales et numériques en fonction de la symétrie géométrique des modèles de fondation : a) plaque carrée à Labenne et b) plaque circulaire à Aulnat

Il apparaît que les résultats numériques obtenus par la méthode *FDM* pour les trois configurations géométriques sont identiques, sans différence notable, tant pour la plaque carrée à Labenne que pour la plaque circulaire à Aulnat. Par conséquent, la variation de la géométrie relative à la symétrie des modèles n'affecte pas significativement les résultats obtenus. Cette observation est cohérente avec celle rapportée par (Oliveira, 2022), qui a montré une similitude des résultats numériques entre le modèle complet et le modèle en quart pour la modélisation des essais pénétrométriques dynamiques, en raison de la nature axisymétrique de l'essai, permettant ainsi de réduire le temps de calcul.

De plus, les résultats *FDM* obtenus pour les deux sites étudiés, Labenne et Aulnat, montrent une bonne capacité de prédiction, les courbes numériques se situant bien à l'intérieur de la gamme des données expérimentales et étant en bon accord avec la courbe expérimentale moyenne.

Influence de la taille de la géométrie et des modèles constitutifs différents

Les Figure IV.15.a), b) et c) présentent les résultats de l'étude paramétrique portant sur la variation de la taille et l'application des modèles constitutifs pour représenter le comportement des sols, pour trois sites distincts : Labenne et Jossigny, avec une plaque carrée, et Aulnat, avec une plaque circulaire. Les courbes charge–tassement sont systématiquement analysées en comparant les résultats numériques aux données expérimentales. Les résultats obtenus par *FDM* selon le modèle avec critère de Mohr-Coulomb (*MC*) et le modèle *Plastic-Hardening* (*PH*) sont respectivement représentés par des points et des astérisques. Pour l'ensemble de cette étude, la configuration en quart de modèle a été utilisée.

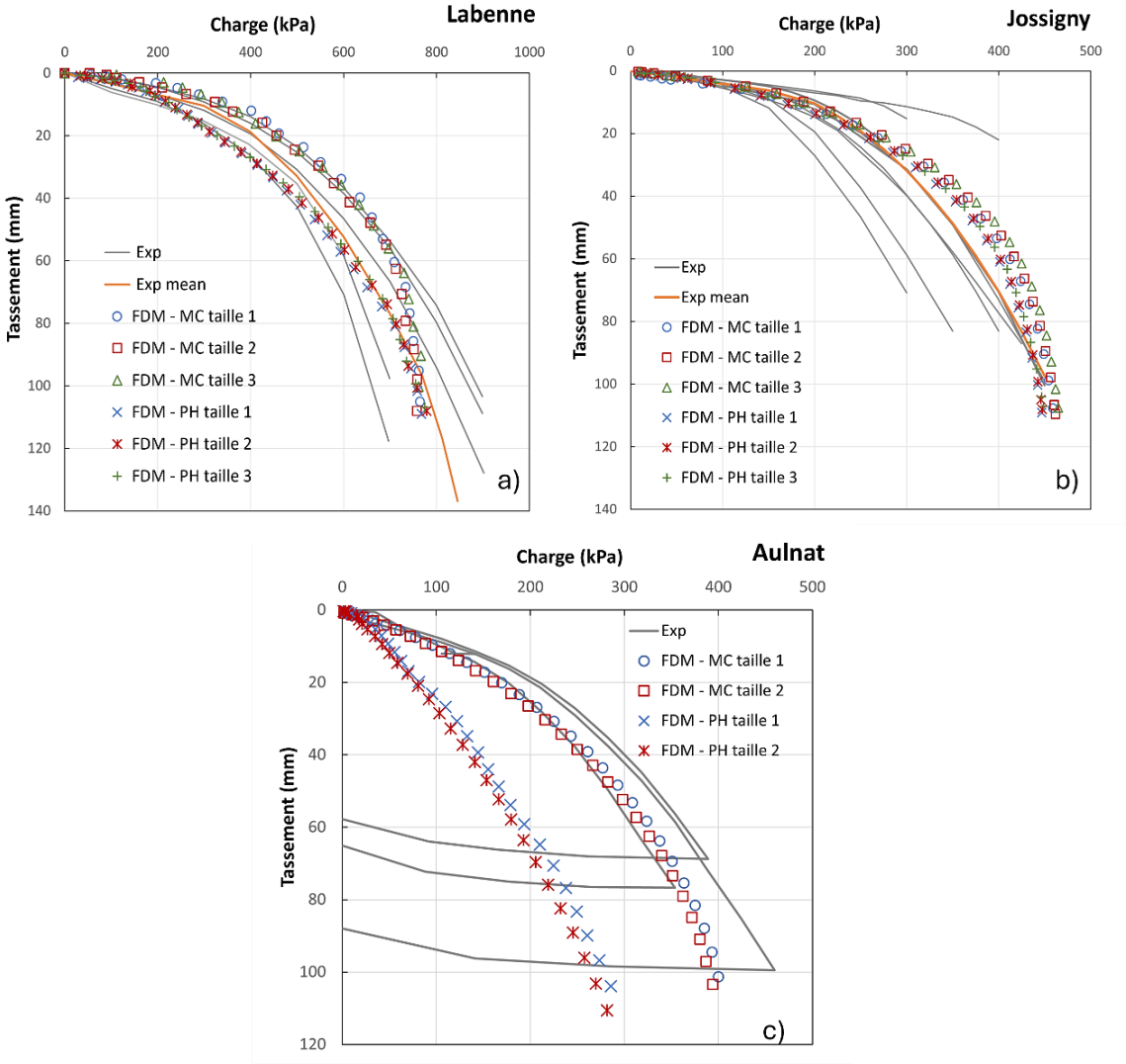


Figure IV.15 : Comparaison des courbes charge–tassement expérimentales et numériques en fonction de la taille du modèle et du modèle constitutif du sol : a) plaque carrée à Labenne, b) plaque carrée à Jossigny, et c) plaque circulaire à Aulnat

Dans un premier temps, il apparaît que la variation de la dimension géométrique des modèles (Tableau IV.2) n'a, en général, qu'une influence négligeable sur la relation charge–tassement. Les courbes numériques obtenues pour les trois niveaux de taille des modèles de fondation carrée aux sites de Labenne et Jossigny sont très similaires, comme l'illustrent les Figure IV.15.a) et b). Une tendance analogue est observée dans la Figure IV.15.c) pour les modèles de fondation circulaire à Aulnat, où deux niveaux de taille ont été comparés.

Par ailleurs, afin d'évaluer l'effet de bord, l'évolution de la contrainte normale mesurée aux points situés à la limite latérale du modèle (voir Figure IV.12) dans le sens horizontal, σ_x a été suivie depuis la mise en charge jusqu'à la rupture, et est présentée dans la Figure IV.16 pour le site de Labenne. On constate qu'à toutes les profondeurs étudiées (*0,5 ; 2 et 5 m*), les contraintes enregistrées aux limites du modèle de la taille plus petite (taille 3) présentent des variations plus importantes que celles des autres modèles, tandis que les contraintes aux limites du modèle de taille 1 (la taille plus grande) restent les plus stables. Ces observations indiquent que les modèles de plus grande taille génèrent des contraintes latérales les plus constantes et à l'inverse. Cependant, cet effet de bord n'affecte pas de manière significative les résultats principaux, notamment la relation entre la charge appliquée et le tassement mesuré à l'interface sol–fondation.

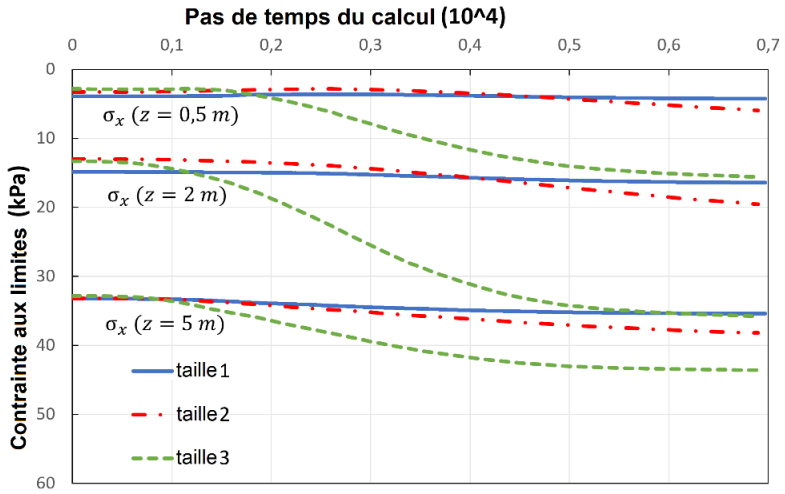


Figure IV.16 : Evolution des contraintes aux limites du modèle numérique selon le temps de calcul pour le site de Labenne

Dans un second temps, l'analyse des résultats numériques obtenus à partir de deux modèles constitutifs du sol révèle l'existence de différences notables, qui varient selon le type de sol étudié. Pour le sol limoneux de Jossigny, caractérisé par une cohésion (c) élevée mais un faible angle de frottement (φ), et donc un angle de dilatance (ψ) nul, comme indiqué dans le Tableau IV.3, les courbes charge–tassement obtenues avec les modèles Mohr-Coulomb (*MC*) et *Plastic-Hardening* (*PH*) sont quasiment identiques. Seule une très légère diminution en fin de chargement est observée pour le modèle *PH*. Les résultats numériques s'alignent également très bien avec la courbe expérimentale moyenne.

En revanche, pour les sols de Labenne et d'Aulnat, caractérisés par une cohésion quasi nulle mais des angles de frottement et de dilatance relativement élevés, les résultats issus des deux modèles sont manifestement différents. Les simulations avec le modèle *PH* prédisent systématiquement des valeurs inférieures à celles obtenues avec le modèle *MC*. Pour le sol sableux de Labenne, les courbes

numériques issues du modèle *MC* se situent près des limites supérieures de la zone expérimentale avant de décroître rapidement, tandis que celles obtenues avec le modèle *PH* restent plus proches des limites inférieures, présentent moins de courbure et maintiennent leur résistance jusqu'à la fin du chargement. Les deux modèles aboutissent toutefois à la même charge de rupture, définie conventionnellement lorsque le tassement atteint un dixième de la largeur de la fondation carrée (*100 mm*), ce qui s'explique par l'utilisation du même critère de rupture de Mohr-Coulomb pour les deux modèles.

Pour le sol limoneux argileux d'Aulnat, la différence entre les deux modèles est encore plus prononcée. Les résultats calculés avec le modèle *PH* sont sensiblement inférieurs à ceux du modèle *MC*, entraînant un écart notable avec les observations expérimentales. À la fin du chargement, aucune convergence n'est observée entre les deux modèles, contrairement au cas de Jossigny. Cette divergence peut s'expliquer non seulement par les valeurs élevées de l'angle de frottement et de dilatance, mais également par l'effet de la forme circulaire de la fondation.

La comparaison des courbes charge–tassement issues des simulations numériques et des essais expérimentaux sous chargement simple, vertical et centré, permet de vérifier la pertinence des géométries et des modèles constitutifs proposés lors de l'étude paramétrique, et ainsi de valider la modélisation des essais in situ à taille réelle. On constate tout d'abord que l'effet géométrique, variation de la taille et symétrie du modèle, est minime, les modifications apportées à ces facteurs ayant peu d'influence sur la zone critique autour de la fondation, où se manifeste l'interaction sol–fondation.

En revanche, l'utilisation de deux modèles élasto-plastiques du sol révèle certaines différences. La simulation numérique basée sur le modèle *MC* prédit généralement une courbe charge–tassement plus élevée et plus courbée que celle issue du modèle *PH*, en particulier pour les sols présentant des angles de frottement et de dilatance élevés. Sur la base de ces observations, il est proposé d'utiliser des modèles en demi-configuration de taille 2, associés au modèle constitutif classique avec la critère de Mohr-Coulomb (*MC*), pour la réalisation des simulations impliquant des charges asymétriques, comme présenté dans les sections suivantes.

IV.3.2.2. Chargement statique vertical excentré (H = 0)

Le chargement vertical excentré en régime statique, comme discuté dans la première partie, induit une asymétrie du mécanisme de rupture dans le système sol–fondation–charge (Figure I.12). Il entraîne le basculement de la semelle sous l'effet combiné de deux composantes de la charge : un moment *M*, dont le point d'application est supposé coïncider avec le centre géométrique de la fondation à la surface de contact, et une composante verticale centrée *V*.

La génération des sollicitations pour la simulation numérique sous effet excentré est donc réalisée de manière à reproduire le plus fidèlement possible les conditions expérimentales. Comme indiqué dans la section IV.2.2.5.1, la charge est appliquée sous forme de contrainte sur la face des éléments dont la position est excentrée par rapport à l'axe de symétrie de la fondation. La comparaison des résultats numériques avec les données expérimentales est effectuée à la fois en termes de relation charge–déplacement de la fondation, représentée par les valeurs moyennes, et en termes de distribution des contraintes mesurées à la base de la semelle.

Relation charge-déplacement

Pour étudier le comportement des fondations superficielles sous chargement excentré, trois niveaux d'excentricité (*e/B = 0,1 ; 0,2* et *0,3*) ont été considérés et comparés au cas de chargement centré (*e = 0*). Les Figure IV.17.a) et b) présentent respectivement les courbes charge–tassement et charge–rotation, comparant les résultats expérimentaux aux simulations numériques pour les sites de Labenne et Jossigny.

Pour la relation charge–tassement, les résultats numériques et expérimentaux montrent une bonne concordance, en particulier dans la phase élastique initiale. Sur les deux sites, la capacité portante diminue rapidement avec l'augmentation de l'excentricité, à l'exception d'une légère hausse observée pour les essais expérimentaux à Jossigny avec *e/B = 0,1* et *0,3*, probablement imputable à des imprécisions expérimentales.

Concernant la relation charge–rotation, une forte concordance est observée entre résultats expérimentaux et numériques pour le site de Jossigny. À Labenne, seules les données correspondant à *e/B = 0,3* montrent un bon accord.

En résumé, l'analyse démontre que les fondations superficielles présentent, sous chargement excentré, un comportement caractéristique : l'augmentation de l'excentricité entraîne une diminution de la capacité portante et une augmentation de la rotation de la semelle.

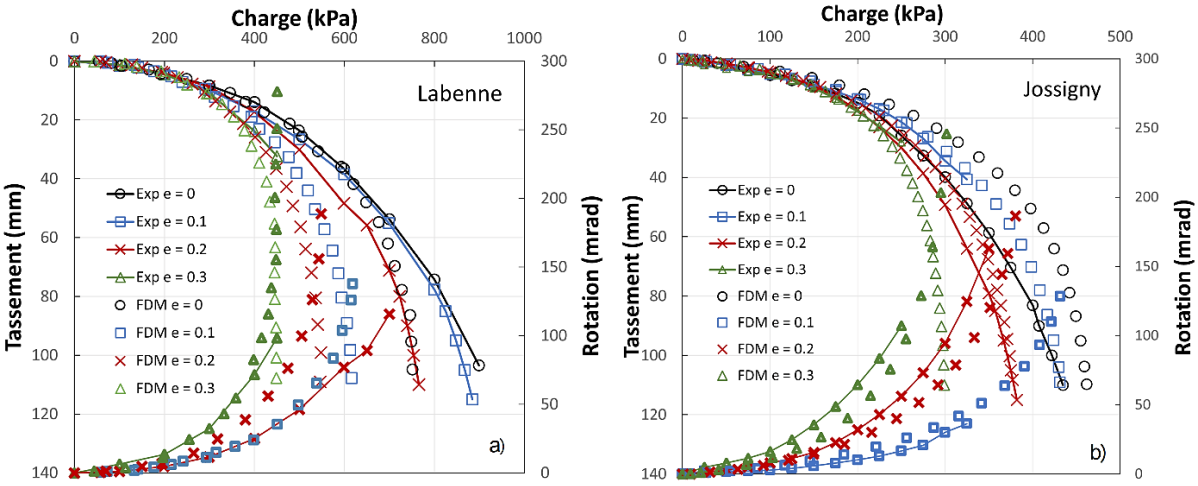


Figure IV.17 : Comparaison des courbes charge–tassement et charge–rotation expérimentales et numériques sous l'effet d'un chargement excentré pour les sites : a) Labenne et b) Jossigny

Distribution des contraintes dans l'axe de la semelle

Les Figure IV.18.a) et b) présentent respectivement la distribution des contraintes de contact sous la base de la fondation, le long de l'axe de symétrie et sur les bords, telles que mesurées par les capteurs de pression (Figure III.8) au moment de la rupture conventionnelle (*s=10%B*) sur le site de Jossigny.

De manière générale, les résultats numériques concordent bien avec les données expérimentales. Ceux-ci mettent en évidence une transition de la distribution des contraintes : symétrique dans le cas de chargement centré, elle devient progressivement asymétrique lorsque le chargement est excentré, évoluant d'une forme trapézoïdale vers une forme triangulaire. Cette évolution s'accentue avec l'augmentation de l'excentricité de la charge appliquée.

Pour le cas *e/B = 0,3*, les données expérimentales le long de l'axe présentent des variations importantes, probablement liées à un renversement significatif de la fondation dans les deux directions horizontales lors de l'essai excentré, *e/B = 0,3*. En effet, si l'on considère la distribution des contraintes sur le bord de la fondation pour le cas *e/B = 0,3*, on constate qu'il n'y a pas eu de changement radical, mais plutôt une évolution progressive, similaire aux autres cas de chargement excentré.

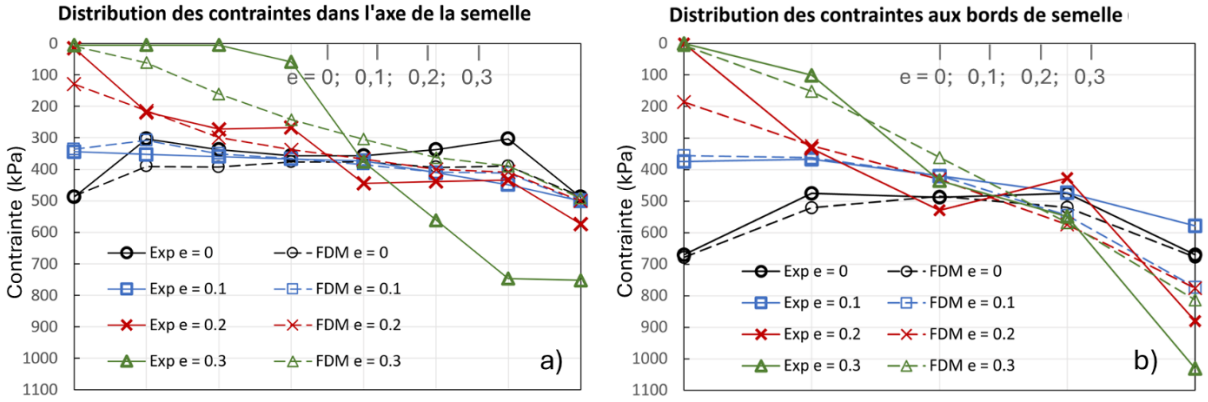


Figure IV.18 : Comparaison des distributions de contraintes expérimentales et numériques à la base de la fondation sous effet de charge excentrée : a) le long de l'axe de symétrie et b) sur les bords de la semelle, site de Jossigny

De plus, on observe, notamment dans le cas d'une charge centrée, que la contrainte de contact atteint un maximum aux coins de la semelle (environ 700 kPa), diminue le long des bords (environ 500 kPa) et atteint une valeur minimale au centre (environ 350 kPa). Cette répartition peut s'expliquer par le fait que, pour garantir une déformation homogène du sol sous une semelle rigide soumise à une charge centrée, le sol situé en bord, soumis simultanément à des efforts de compression et de cisaillement, doit résister à une pression supérieure à celle de la zone centrale, qui n'est soumise quant à lui qu'à la compression (Ticof, 1977) et (Bowles, 1997).

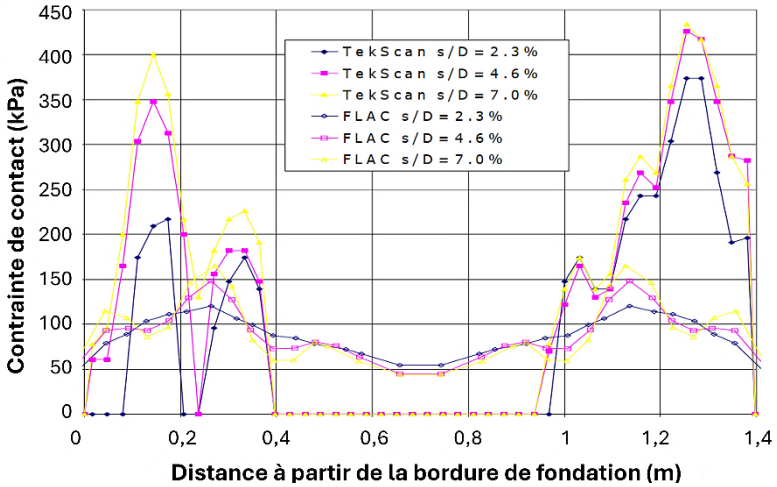


Figure IV.19 : Comparaison des distributions de contraintes expérimentale et numérique d'une semelle circulaire selon (Nater et al., 2003)

Cette observation est également corroborée par d'autres études sur la distribution des contraintes sous semelle, telles que celle de (Cajka, 2003), utilisant la méthode des éléments finis (FEM), ou celle de (Nater et al., 2003), appliquant la méthode des différences finies (FDM) pour modéliser une semelle circulaire rigide sur un sol homogène. La Figure IV.19 présente la comparaison entre les données expérimentales issues d'essais de fondation en centrifugeuse et les résultats numériques obtenus avec FLAC, concernant la distribution des contraintes de contact à différents niveaux de tassement, conformément à l'étude de (Nater et al., 2003).

IV.3.2.3. Chargement statique incliné centré (M = 0)

De manière similaire, l'effet de l'inclinaison de la charge constitue un phénomène fréquent pour les fondations superficielles. Il peut être expliqué par un principe général : lorsque le système sol–fondation–charge est asymétrique par rapport à l'axe symétrique vertical de la fondation, l'espace d'influence du système devient lui-même asymétrique, comme présenté dans la Figure I.9.

D'un point de vue mécanique, l'application simultanée d'une composante horizontale H au centre géométrique de la fondation, à la surface de contact, et d'une composante verticale V peut provoquer un glissement de la semelle et une inclinaison de faible amplitude, susceptibles d'engendrer des déformations significatives dans la superstructure.

Pour simuler numériquement ce comportement sous charge inclinée, des sollicitations sont générées dans FLAC et appliquées au centre de la semelle sous forme de deux composantes (Figure IV.13) : verticale et horizontale. La comparaison des résultats numériques et expérimentaux, en termes de relation entre la charge appliquée et le déplacement de la fondation, ainsi que de distribution des contraintes à la base de la semelle, est ensuite réalisée afin de valider la modélisation.

Relation de charge-déplacement

Une étude similaire a été menée pour analyser le comportement des fondations superficielles soumises à des charges inclinées, avec des angles d'inclinaison (δ) de *10°, 20°* et *30°* sur les sites de Jossigny et Labenne, respectivement illustrés dans les Figure IV.20.a) et b).

Concernant la relation charge–tassement, les résultats numériques montrent une bonne concordance avec les mesures expérimentales dans la majorité des cas. De manière générale, l'augmentation de l'angle d'inclinaison entraîne une diminution de la capacité portante de la fondation. Toutefois, pour le site de Jossigny, les courbes expérimentales correspondant à des inclinaisons de *10°* et *20°* présentent une légère augmentation, dépassant même le cas de chargement centré. À Labenne, la courbe expérimentale pour une inclinaison de *30°* chute brusquement, probablement en raison d'un glissement de la fondation lors de l'essai. Tandis que ce phénomène n'est pas reproduit par la simulation numérique où l'effet de butée du sol est peut-être plus remarqué.

Pour la relation charge–déplacement horizontal, les résultats numériques pour Labenne surestiment significativement la résistance par rapport aux données expérimentales pour les trois niveaux d'inclinaison, tandis qu'aucune donnée expérimentale n'est disponible pour le site de Jossigny.

Par ailleurs, la comparaison des courbes de déplacement horizontal entre les deux sites montre que les résultats numériques pour Jossigny semblent plus importants que ceux obtenus pour Labenne. Cette observation peut sembler contre-intuitive, car le limon, sol cohésif, est théoriquement plus capable de résister au glissement des fondations superficielles sous chargement incliné que les sols non cohésifs, comme le sable.

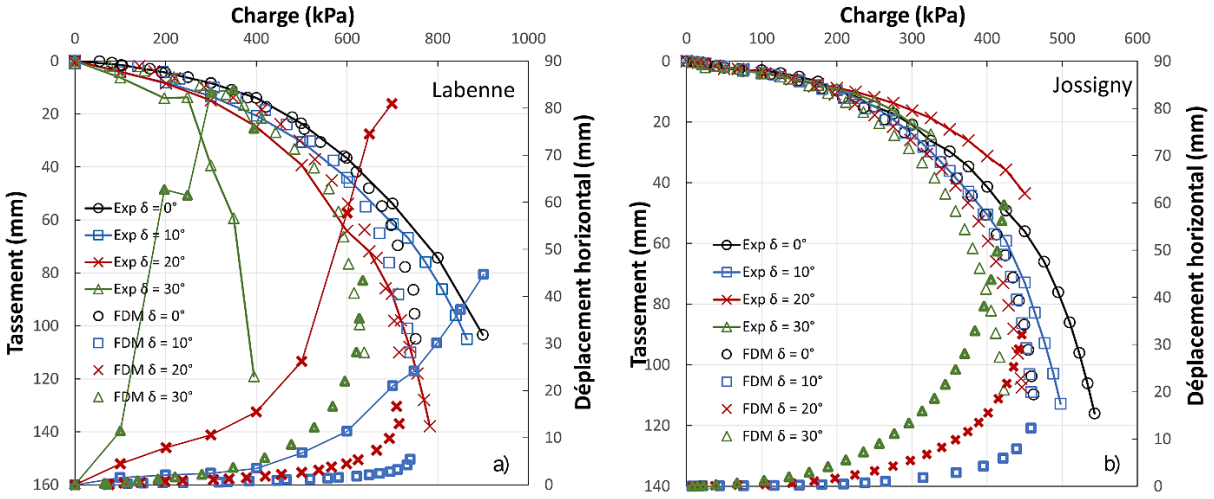


Figure IV.20 : Comparaison des courbes charge–tassement et charge–déplacement horizontal expérimentales et numériques sous l'effet d'un chargement incliné pour les sites : a) Labenne et b) Jossigny

Cependant, si l'on considère la résistance au cisaillement à l'interface sol–fondation selon le critère de Coulomb (Équation IV.7), cette divergence s'explique plus clairement. En effet, la composante verticale de la charge numérique appliquée p_v et l'angle de frottement à l'interface $\varphi_{sol\text{-}fond}$ dans le cas de Labenne sont beaucoup plus élevés que ceux de Jossigny. Ces facteurs contribuent à la résistance au cisaillement, q_h contrecarrant le glissement des fondations et conduisent ainsi à des différences significatives dans le comportement simulé.

$$p_h \leq q_h = c_{sol-fond} + p_v * tan\varphi_{sol-fond} \qquad \text{Équation IV.7}$$

Où p_v et p_h représentent respectivement les charges appliquées verticalement et horizontalement, $\varphi_{sol\text{-}fond}$ et $c_{sol\text{-}fond}$ désignent respectivement l'angle de frottement et la cohésion à l'interface sol–fondation, et q_h correspond à la résistance au cisaillement à cette interface.

Sur la base de cette hypothèse, il est également possible d'expliquer les écarts observés entre déplacements horizontaux expérimentaux et numériques à Labenne. En effet, lors des essais expérimentaux, les charges appliquées augmentaient progressivement, alors que dans les simulations numériques, la valeur de la charge était maintenue constante afin de limiter toute influence autre que celle de l'inclinaison de la charge sur les résultats.

Distribution des contraintes dans l'axe de la semelle

Le Figure IV.21.a), b) et c) présentent l'évolution de la contrainte totale, mesurée à l'aide des capteurs de pression, en fonction de la charge appliquée sur la fondation, représentée par la valeur moyenne, pour trois niveaux d'angle d'inclinaison de la charge ($\delta = 10°, 20°$ et $30°$) sur le site de Jossigny. Quatre capteurs sont disposés à différentes positions sous la fondation, comme indiqué dans la Figure IV.21.d).

En considérant la demi-base en aval, dans la direction du vecteur de la charge horizontale, les capteurs 19 et 48 sont respectivement situés au bord et dans la zone centrale. Pour la demi-base en amont, les capteurs 44 et 26 sont respectivement positionnés dans la zone centrale et à l'extrémité.

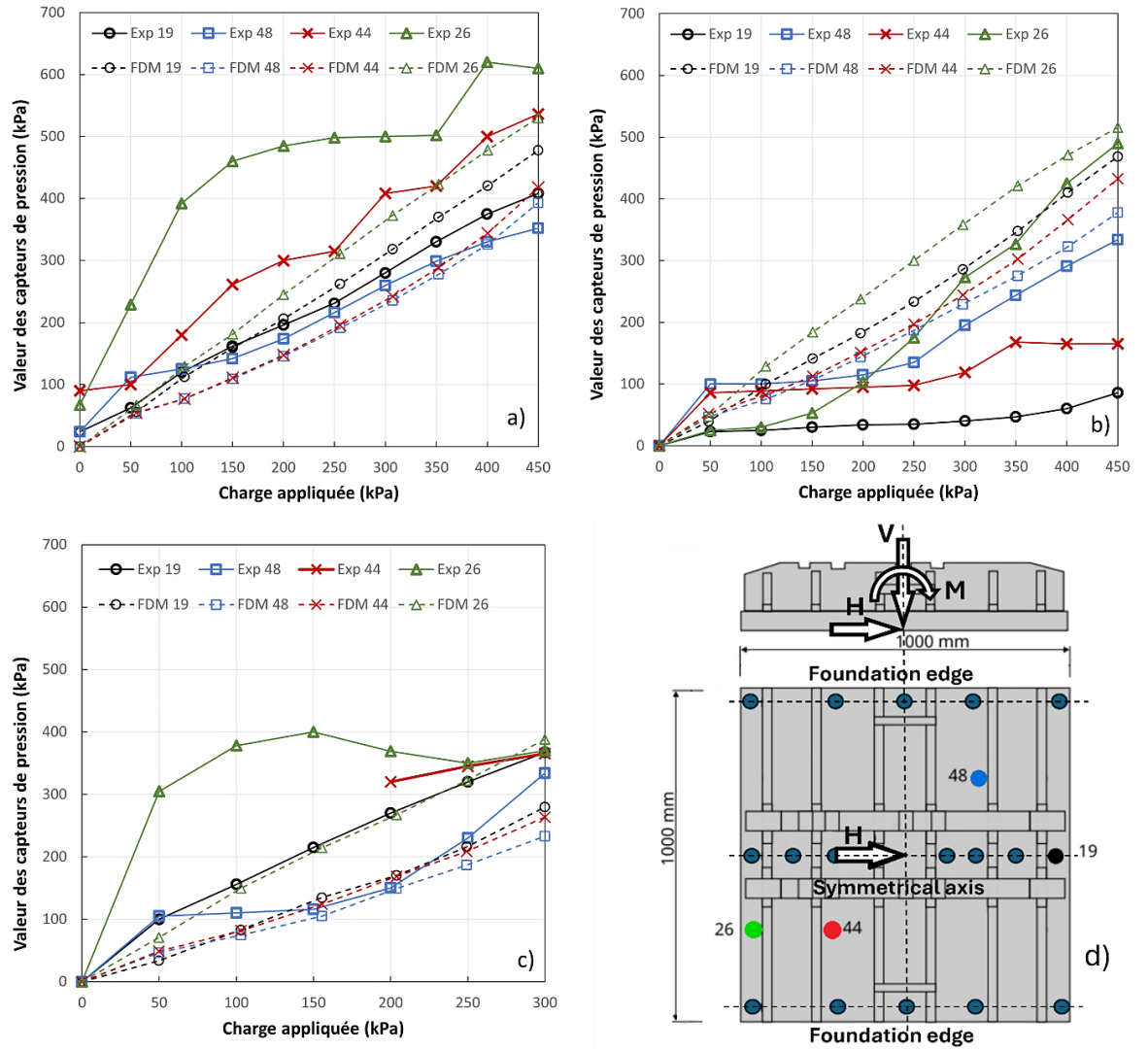


Figure IV.21 : Comparaison des distributions de contraintes expérimentales et numériques à la base de la fondation sous l'effet d'un chargement incliné, pour des angles d'inclinaison de : a) 10°, b) 20° et c) 30°, lors des essais réalisés à Jossigny

De manière générale, les données expérimentales et les résultats des simulations numériques indiquent que les contraintes mesurées par les capteurs situés dans la demi-zone en aval (19 et 48) sont inférieures à celles enregistrées dans la demi-zone en amont (44 et 26). Cela traduit le fait que la demi-base de la semelle en aval supporte moins d'efforts que celle en amont.

Par ailleurs, les contraintes aux bords de la semelle (capteurs 19 et 26) sont supérieures à celles mesurées dans la zone centrale (capteurs 48 et 44), conformément aux observations faites pour les cas de charge simple et excentrée. Une exception est toutefois notée pour le capteur 19, pour un angle d'inclinaison de 20°, qui enregistre des valeurs légèrement inférieures à celles des autres capteurs.

Enfin, l'augmentation de l'angle d'inclinaison de *10°* à *20°*, puis à *30°*, entraîne une diminution progressive des contraintes relevées par les capteurs, comme le confirment à la fois les essais expérimentaux et les simulations numériques. Cette observation souligne l'effet significatif de l'inclinaison de la charge sur la réduction de la capacité portante des fondations superficielles.

IV.3.3. Simulation numérique versus expérimentale au cas de charge cyclique

Ce chapitre présente la simulation numérique des essais de chargement cyclique réalisés en laboratoire à l'aide d'une plaque carrée à l'échelle réduite (*100 × 100 mm²*). Les paragraphes suivants analyseront les courbes charge–tassement, le diagramme de stabilité cyclique, ainsi que la relation entre le tassement de la fondation et le nombre de cycles de la charge appliquée.

IV.3.3.1. Chargement cyclique vertical centré (H = 0, M = 0)

Dans cette section, sont présentés les résultats numériques obtenus à partir de la simulation sous charge verticale centrée en mode cyclique, considérant uniquement la composante verticale V ($H = 0, M = 0$). La sollicitation cyclique est générée numériquement dans FLAC, comme décrit dans la section IV.2.2.5.2.

Conformément à la procédure expérimentale, une simulation sous charge verticale centrée en condition statique (ou monotone) est d'abord réalisée afin d'estimer la charge de rupture maximale V_{max}, qui servira de référence. La Figure IV.22.a) illustre la courbe charge–tassement correspondante. La simulation numérique fournit une charge maximale conventionnelle d'environ *2000 N* pour un tassement de rupture de 10 mm ($s = 10\%B$), soit une surestimation d'environ 33 % par rapport à la valeur expérimentale d'environ *1500 N* (Figure III.56, section III.3.3.2.3).

La simulation FDM des essais de chargement cyclique est ensuite mise en œuvre conformément au programme de chargement cyclique présenté dans la Figure III.55.b). L'amplitude de la charge cyclique, exprimée par le rapport $V_{cyc,max}/V_{mono,max}$, est successivement augmentée de 40 à 60%, puis à 80%. Parallèlement, les valeurs de la charge cyclique minimale $V_{cyc,min}$ sont également ajustées, en accord avec les essais expérimentaux réalisés en 2024 (Tableau III.9).

À titre d'exemple, la simulation numérique avec le modèle de comportement *P2P Sand* pour un chargement cyclique centré avec une charge minimale de *10 N* et une amplitude correspondant à 40% de $V_{mono,max}$ sont illustrés dans la Figure IV.22.b). La courbe charge–tassement présente trois phases de chargement, comme discuté précédemment : phase de mise en place, phase cyclique et phase monotone post-cyclique jusqu'à la rupture. Dans ce cas, le tassement de rupture conventionnel de 10 mm n'est pas atteint. Les valeurs moyennes des charges appliquées sont $V_{cyc,min} = 80\ N$; $V_{cyc,max} = 840\ N$ et $V_{mono,max} = 1975\ N$.

Par ailleurs, les courbes charge-tassement FDM montrent que, pour certains cas (*N° 02*, *03* et *04*, Tableau IV.8, section IV.4.2), la différence $2\Delta V_{cyc}$ entre la charge cyclique minimale et maximale diminue progressivement au fil des cycles, phénomène qui est en effet observé dans une première mesure mais compensée par le système d'assainissement dans les essais expérimentaux. Les graphes correspondants des courbes charge–tassement sont présentés dans les Annexes.

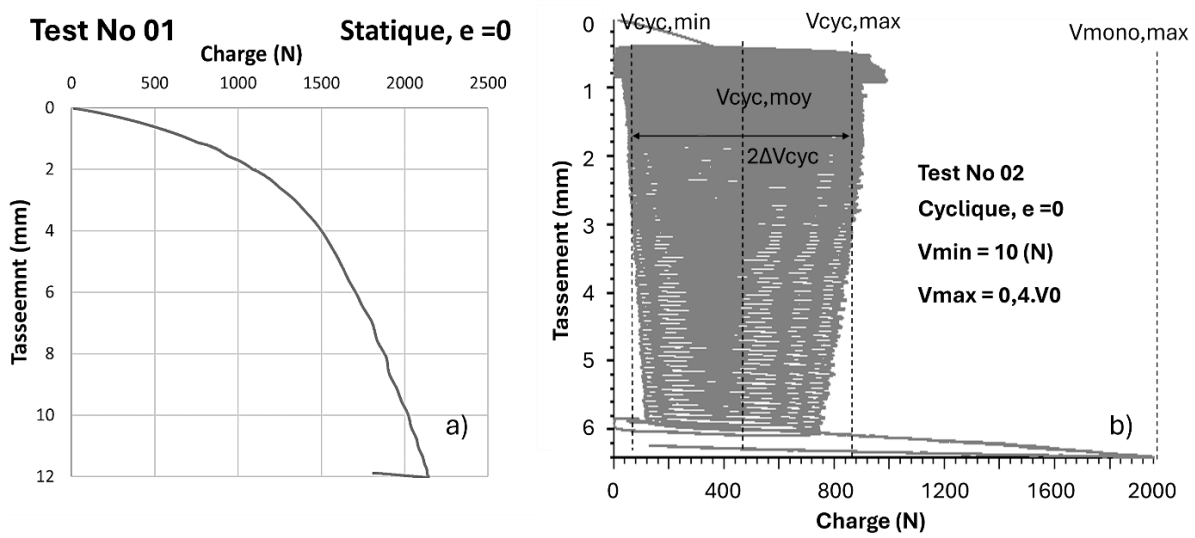


Figure IV.22 : Courbes charge–tassement numériques obtenues pour des essais de chargement à l'échelle réduite sans excentricité, en mode : a) monotone et b) cyclique

Les résultats numériques relatifs aux autres essais de chargement cyclique centré, concernant la relation entre la charge et le tassement, sont résumés dans le Tableau IV.8 et présentés sous forme de graphiques dans les Annexes.

IV.3.3.2. Chargement cyclique vertical excentré (H = 0)

Cette section met en évidence le comportement des fondations superficielles soumises à un chargement cyclique excentré. Ce type de sollicitation engendre une asymétrie du mécanisme de rupture en mode cyclique, pouvant entraîner le soulèvement de la semelle sous l'action de deux composantes : un moment M et une composante verticale centrée V. L'excentricité considérée dans cette étude est $e/B=0,4$.

Dans un premier temps, une simulation sous charge verticale et excentrée en condition statique (ou monotone) est réalisée afin d'estimer la charge de rupture maximale V_{max}, qui servira de référence. La Figure IV.23.a) présente la courbe charge–tassement obtenue. Bien que le tassement n'atteigne pas 10 mm ($s = 10\%B$), valeur conventionnellement définie pour la rupture, en raison d'un échec de calcul de large déformation, la charge maximale est estimée à environ $900\ N$. Cette valeur surestime toutefois significativement la capacité portante de la fondation par rapport à la valeur expérimentale de $406\ N$, déterminée lors du Test N° 17 (Figure III.60, section III.3.3.2.3).

Par la suite, la simulation numérique des essais de chargement cyclique excentré est effectuée. L'amplitude de la charge cyclique, exprimée par le rapport $V_{cyc,max}/V_{mono,max}$, est successivement augmentée de 40 à 60 %, puis à 80 %. À titre d'exemple, les résultats numériques pour une charge cyclique minimale de 10N et une amplitude correspondant à 40% de $V_{mono,max}$ sont présentés dans la Figure IV.23.b). En raison de la non-convergence du calcul numérique à un certain stade, seules deux phases de chargement sont observées pour la courbe charge–tassement, la phase monotone jusqu'à la rupture étant absente. Le tassement atteint seulement 0,7mm. Les valeurs moyennes des charges résultantes mesurées sont $V_{cyc,min} = 50\ N$; et $V_{cyc,max} = 440N$.

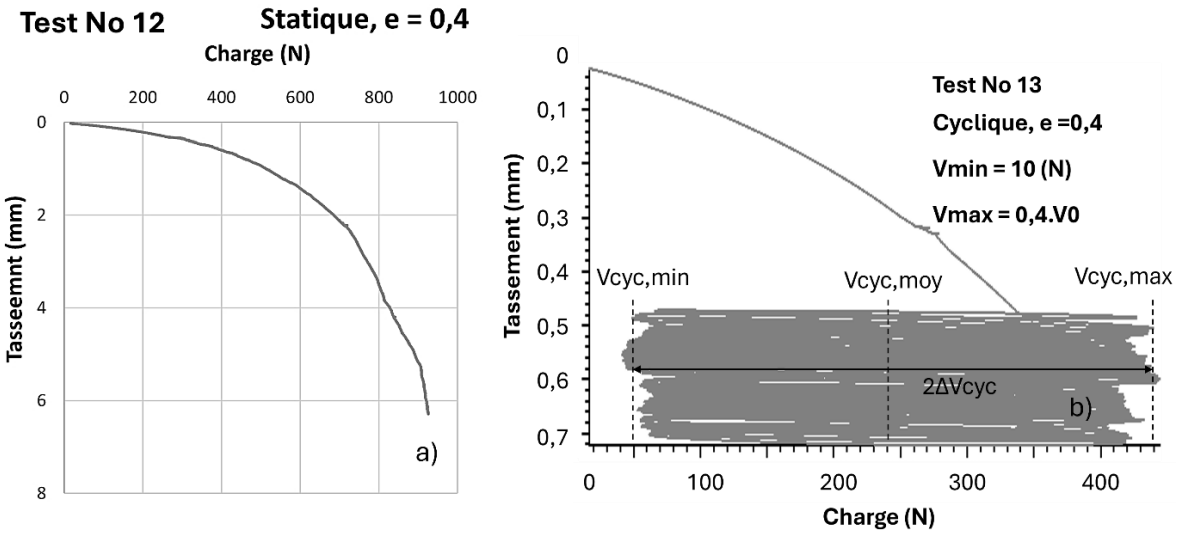


Figure IV.23 : Courbes charge–tassement numériques obtenues pour des essais de chargement à l'échelle réduite avec une excentricité *e/B=0,4*, en mode : a) monotone et b) cyclique

Les résultats numériques relatifs aux autres essais de chargement cyclique excentré, concernant la relation entre la charge et le tassement, sont résumés dans le Tableau IV.8 et présentés sous forme de graphiques dans les Annexes.

IV.4. Analyse des résultats numériques et des propositions

Ce chapitre est consacré à l'analyse des résultats issus des simulations numériques présentées précédemment. Il couvre l'ensemble des types de chargement, simple et complexe (excentré, incliné ou combiné), ainsi que les deux modes de sollicitation, monotone et cyclique. Les résultats numériques sont confrontés non seulement aux données expérimentales, mais également aux prescriptions normatives et aux conclusions de travaux publiés. Les paragraphes suivants offrent ainsi une étude complète et intégrale du comportement des fondations superficielles soumises à diverses sollicitations.

IV.4.1. Sous chargement monotone

Dans cette section, le comportement des fondations superficielles sous charge monotone est étudié à travers une analyse paramétrique des facteurs de portance excentrique, i_e, et d'inclinaison, i_δ. Les relations entre ces facteurs et l'excentricité ou l'angle d'inclinaison de la charge sont particulièrement mises en évidence. Par ailleurs, l'effet de la variation des propriétés du sol, caractéristiques intrinsèques, angle de frottement ϕ et cohésion c, est examiné à l'aide de modèles numériques afin de déterminer la réponse de différents types de sols soumis à des conditions de charge complexes.

Ensuite, la capacité portante des fondations superficielles sous charges combinées est évaluée en définissant la surface de rupture dans l'espace du torseur *V-M-H*, puis en la comparant aux résultats obtenus par d'autres méthodes. Seuls deux sites issus de la base de données du LPC, Labenne (sol sableux) et Jossigny (sol limoneux), équipés d'une plaque carrée de $1 \times 1\ m^2$, sont considérés dans cette section.

Il est nécessaire de définir a priori les facteurs de capacité portante. La charge maximale, ou capacité portante, d'une fondation sous charges complexes est conventionnellement déterminée comme la valeur minimale entre : la charge correspondant à un tassement vertical égal à un dixième de la largeur de la fondation ($s = 10\%B$), et la charge correspondant à un déplacement horizontal égal à un vingtième de la largeur de la fondation ($u = 5\%B$), soit respectivement 100 et 50 mm pour une fondation carrée de $1 \times 1\ m^2$.

Sur cette base, les facteurs de portance excentrique i_e et d'inclinaison i_δ sont calculés comme le rapport des charges maximales, conformément à l'Équation IV.8 ci-dessous :

$$i_{e/\delta} = \frac{q_{e/\delta}}{q_0} \qquad \text{Équation IV.8}$$

Où $q_{e/\delta}$ désigne la capacité portante de la fondation superficielle sous effet excentrique ou incliné, et q_0 correspond à la capacité portante sous charge simple.

IV.4.1.1. Effet excentrique de charge

La Figure IV.24 présente la relation entre le facteur de portance excentrique i_e et le rapport d'excentricité e/B, pour une largeur de fondation donnée. L'excentricité e/B varie dans une plage comprise entre 0 et 0,5, correspondant respectivement au déplacement du point d'application de la charge du centre vers le bord extrême de la semelle. Cette relation est établie en comparant les résultats numériques obtenus par la méthode FDM avec les données expérimentales pour les sols des sites de Jossigny (*JO*) et de Labenne (*LA*). En raison des contraintes expérimentales, les mesures ne couvrent pas toute la plage d'excentricité. Néanmoins, une bonne concordance est observée entre les résultats numériques (points blancs) et expérimentaux (points noirs), avec une légère sous-évaluation des données expérimentales, comme cela avait été indiqué précédemment à partir des courbes charge–tassement (Figure IV.17).

À partir de multiples essais sur fondations à échelle réduite réalisés sur argile et sable, ainsi que d'analyses théoriques, (Meyerhof, 1953) a proposé une approche fondée sur la largeur effective de contact de la fondation pour estimer le facteur excentrique i_e. Cette méthode, déjà présentée dans l'Équation I.19, section I.2.1.3 de la première partie, établit une relation linéaire entre l'excentricité et la diminution de la limite de charge. Comparée aux résultats numériques de la présente étude, l'approche de Meyerhof fournit initialement une estimation satisfaisante, mais tend à sous-estimer de manière significative la capacité portante dès que l'excentricité e/B dépasse $0,2$.

Le comportement des fondations superficielles sous effet excentrique a également été étudié par divers chercheurs. (Michalowski & You, 1998) ont présenté leurs résultats en appliquant l'approche cinématique de l'analyse limite, en considérant différentes hypothèses pour le mécanisme de l'interface sol/fondation dans le cas de semelles rigides. Pour les modèles d'interface intégrant l'adhérence sol/fondation, tels que l'interface sans séparation « *no separation* » ou l'interface d'adhérence parfaite « *perfect adhesion* », leurs résultats analytiques concordent bien avec les résultats numériques obtenus par FDM dans cette étude, comme illustré à la Figure IV.24.

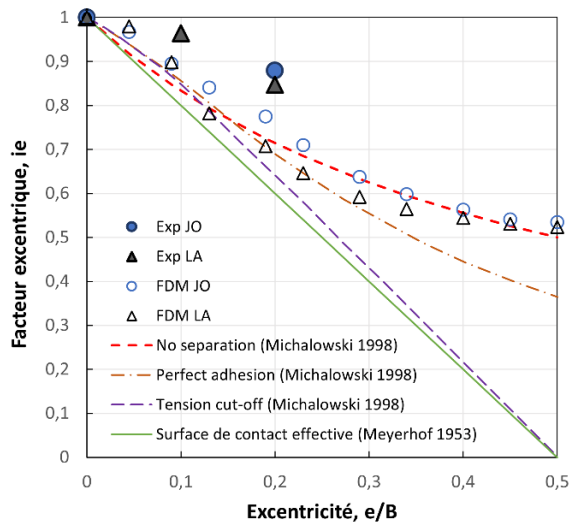


Figure IV.24: Facteur excentrique versus excentricité de la charge en comparaison numérique et expérimentale

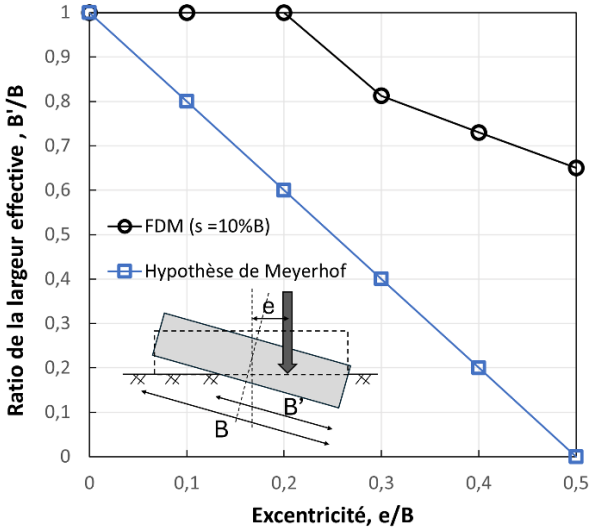


Figure IV.25: Largeur effective de la semelle versus excentricité de la charge appliquée

De plus, (Michalowski & You, 1998) ont également observé que la règle de la largeur de contact effective sous-estime de manière significative la capacité portante des sols argileux lorsque l'excentricité *e/B* dépasse *0,25*. En revanche, le modèle d'interface de type « *tension cut-off* », qui ne prend pas en compte l'adhérence (bond) sol/fondation, fournit des résultats très proches de l'approche proposée par Meyerhof.

La Figure IV.26 illustre les différents mécanismes de l'interface sol/fondation proposés par (Michalowski & You, 1998) lors de l'effondrement rotationnel d'une semelle rigide sur un sol cohésif :

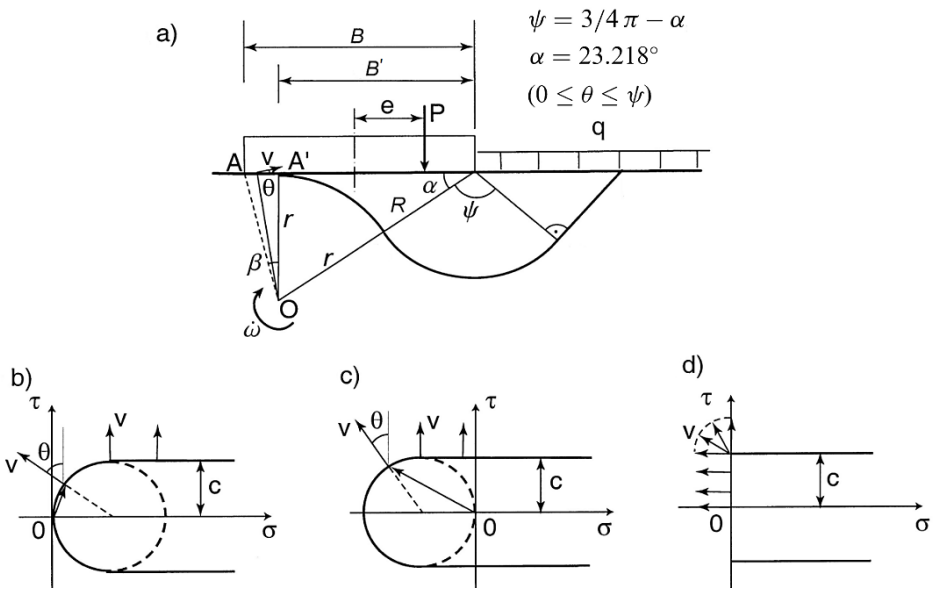


Figure IV.26 : Différentes modèles des mécanismes de l'interface sol/fondation proposées par (Michalowski & You, 1998) : a) « *no seperation* » b) « *tension cut-off* » c) « *perfect adhesion* » et d) « *perfectly rough* »

Par ailleurs, la relation entre le ratio de largeur effective *B'/B* et l'excentricité *e/B* est présentée dans la Figure IV.25, en confrontant l'hypothèse classique de Meyerhof avec les résultats numériques obtenus dans cette étude. Il apparaît que les données issues des simulations FDM, pour les deux types de sols — limoneux et sableux — au moment conventionnel de la rupture, montrent une diminution relativement faible du ratio de largeur effective. Cela indique que l'adhérence sol/fondation observée est plus importante que celle estimée par la méthode de Meyerhof.

IV.4.1.2. Effet d'inclinaison de charge

La même méthodologie a été appliquée pour analyser le comportement des semelles soumises à une charge centrée inclinée sur les sites de Labenne et Jossigny. La Figure IV.27 présente la relation entre le facteur de portance d'inclinaison i_δ et l'angle d'inclinaison de la charge appliquée δ, en confrontant les résultats numériques aux données expérimentales ainsi qu'aux méthodes normalisées. Ces dernières incluent notamment l'approche de (Vesic, 1975) pour les essais en laboratoire (méthode *c-ϕ*) et les prescriptions de l'Eurocode 7 (AFNOR, 2013) pour les essais au pressiomètre de Ménard (PMT), prenant en compte les variations de cohésion et d'angle de frottement des sols. Le rapport de l'angle d'inclinaison $\delta/180°$ est considéré dans la plage de 0 à 0,5, correspondant respectivement à une orientation de la charge purement verticale ($\delta=0°$) à une orientation presque horizontale ($\delta=90°$) appliquée au centre de la semelle.

Le facteur de portance d'inclinaison est généralement estimé selon l'approche analytique de (Vesic, 1975), reposant sur trois coefficients principaux $i_{\delta c}$, $i_{\delta q}$ et $i_{\delta\gamma}$, correspondant respectivement aux contributions de la cohésion, de la profondeur et de la surcharge gravitaire, comme présenté dans la section I.2.1.2.1 de la première partie. Dans le cadre de cette étude, l'effet de profondeur ou d'encastrement n'est pas considéré, les fondations superficielles étant situées principalement à la surface du sol, tant pour les essais expérimentaux que pour les simulations numériques. Il est donc raisonnable de supposer que parmi ces trois composantes, le facteur $i_{\delta c}$, lié à la cohésion du sol, est le plus significatif pour évaluer sa résistance au glissement de la fondation.

En effet, d'après l'Équation IV.7 présentée précédemment, l'augmentation de l'angle d'inclinaison réduit la composante verticale de la charge. La limite de charge est ainsi définie simultanément par des critères de tassement vertical ($s = 10\%B$) et de déplacement horizontal ($u = 5\%B$), contrairement à une approche basée uniquement sur le tassement vertical.

Les points expérimentaux de la Figure IV.27, en particulier pour le site de Labenne, montrent initialement lors des inclinaisons faibles des valeurs élevées et proches des résultats numériques avant de chuter rapidement lorsque l'angle d'inclinaison atteint 20° puis 30°, comme discuté dans la section IV.3.2.3 : le glissement de la fondation apparaît moins important dans le modèle numérique, probablement en raison d'un effet de butée du sol plus prononcé. De plus, les courbes expérimentales et numériques présentent une tendance similaire avec une pente initialement faible, suivie d'une diminution rapide.

À l'inverse, les méthodes normalisées telles que celles de l'AFNOR (2013) et de Vesic (1975) fournissent des estimations conservatrices, leurs courbes de facteur d'inclinaison décroissant plus rapidement et restant en dessous des résultats numériques de cette étude. De plus, les simulations FDM commencent à diverger notablement lorsque l'angle d'inclinaison dépasse 30° ($\delta/180° = 0,167$).

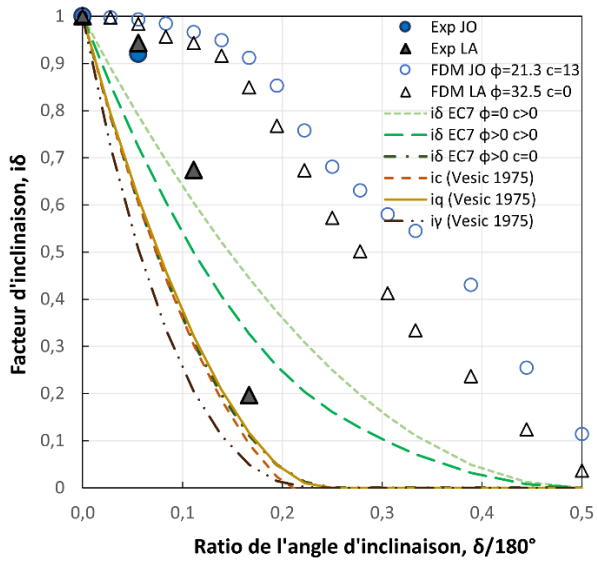


Figure IV.27: Facteur d'inclinaison versus angle d'inclinaison de la charge, comparaison numérique et expérimentale

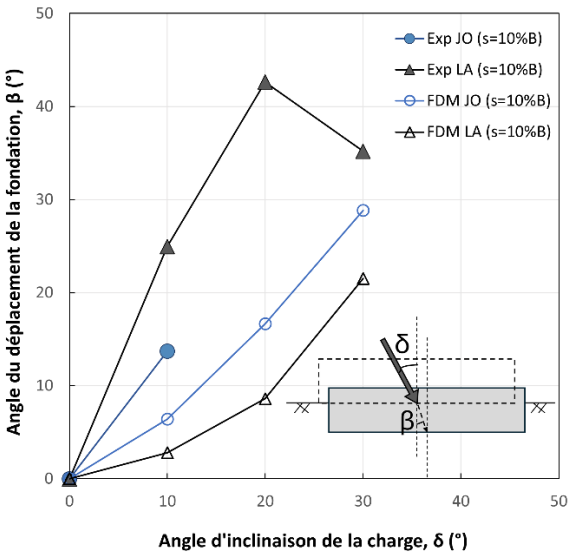


Figure IV.28: Angle du vecteur de déplacement de la semelle par rapport à l'angle d'inclinaison de la charge

La Figure IV.28 illustre la relation entre l'angle du vecteur de déplacement de la fondation à la rupture, β, et l'angle d'inclinaison de la charge, δ par rapport à l'axe axial. Les résultats numériques montrent une relation relativement linéaire, avec des valeurs légèrement supérieures pour le site de Jossigny par rapport à celles du site de Labenne. En revanche, les données expérimentales présentent une tendance moins régulière et des valeurs globalement plus élevées que celles prédites par les simulations numériques.

IV.4.1.3. Etude paramétrique et proposition des facteurs de portance

À partir des modèles numériques établis sur la base des données des sols des sites de Labenne et Jossigny, plusieurs simulations supplémentaires ont été réalisées à l'aide de la méthode FDM. Ces simulations explorent non seulement différentes valeurs d'excentricité et d'angle d'inclinaison de la charge, mais également la variation des paramètres intrinsèques du sol, à savoir l'angle de frottement ϕ et la cohésion c, résumés dans le Tableau IV.7 ci-dessous.

Tableau IV.7 : Paramètres du sol proposés pour l'étude paramétrique

Cas de sol	Angle de frottement, φ (°)	Cohésion (MPa)
Sol N° 1 (Jossigny)	21,3	13
Sol N° 2 (Labenne)	32,5	0
Sol N° 3	25	0
Sol N° 4	40	0
Sol N° 5	32,5	21

L'objectif de cette étude paramétrique est de constituer un jeu de données de référence permettant d'analyser la réponse de différents types de sols sous l'effet de charges complexes appliquées à une fondation superficielle, en particulier pour une semelle carrée de $1 \times 1\ m$. Cette analyse vise à développer une compréhension globale du comportement de la fondation, notamment en termes de

facteurs de capacité portante, en fonction de la variabilité des conditions de chargement et des propriétés mécaniques du sol.

Les Figure IV.29.a) et b) présentent les résultats de cette étude numérique, illustrant respectivement la relation entre l'excentricité *e/B* et le facteur excentrique i_e, ainsi que celle entre l'angle d'inclinaison de la charge δ et le facteur d'inclinaison i_δ.

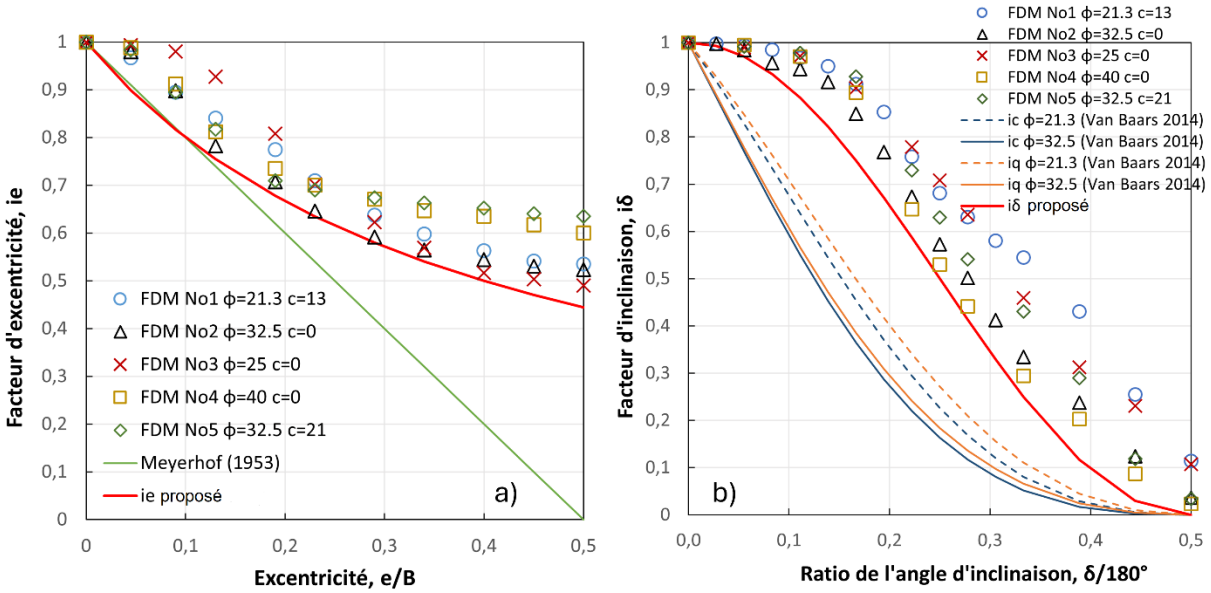


Figure IV.29 : Proposition des facteurs de portance a) excentrique et b) d'inclinaison basée sur les résultats numériques

Premièrement, concernant l'effet d'excentricité (Figure IV.29.a), on observe que les points de données correspondant aux sols *N° 1* (Jossigny) et *N° 3*, présentant les angles de frottement les plus faibles, sont supérieurs aux autres jusqu'à une excentricité *e/B=0,25*. Au-delà de cette valeur, ils décroissent rapidement et se situent en dessous des sols aux angles de frottement plus élevés. Par ailleurs, en comparant le sol *N° 2* (Labenne) et le sol *N° 5*, qui partagent le même angle de frottement, on constate une similarité initiale ; toutefois, les valeurs du sol *N° 5*, dont la cohésion est plus importante, conservent une meilleure capacité portante lorsque l'excentricité dépasse *0,25*.

Ces observations suggèrent que, pour des excentricités comprises entre 0 et 0,25, les semelles sur des sols à faible angle de frottement perdent moins de leur capacité portante. En revanche, au-delà de *e/B=0,25*, les fondations sur des sols présentant des angles de frottement et une cohésion plus élevés sont plus efficaces pour maintenir la résistance.

Inspiré du modèle d'interface sans séparation « *no separation* » proposé par (Michalowski & You, 1998) et légèrement adapté, ce travail propose une expression analytique, présentée à l'Équation IV.9, pour formuler le facteur de portance excentrique i_e. Cette relation reproduit au mieux les résultats numériques et reste proche de la méthode de Meyerhof tant que l'excentricité ne dépasse pas 0,2.

$$i_e = \frac{1}{1 + 2{,}5\frac{e}{B}} \qquad \text{Équation IV.9}$$

De plus, les résultats numériques obtenus par la méthode FDM en utilisant cette formule indiquent que, même lorsque la charge appliquée est excentrée à son extrémité au bord de la semelle, les fondations superficielles ne perdent qu'environ 40 à 50 % de leur capacité portante par rapport au cas de charge centrée et verticale.

Deuxièmement, concernant l'effet d'inclinaison (Figure IV.29.b), il est observé que les résultats numériques obtenus par la méthode FDM présentent des variations minimes lorsque l'angle d'inclinaison de la charge varie dans la plage initiale de 0 à 30° (correspondant à un ratio *δ/180°* compris entre 0 et 0,167). Cependant, lorsque l'angle d'inclinaison dépasse 30°, les données commencent à diverger : les résultats relatifs aux sols présentant des angles de frottement faibles, tels que le sol *N° 1* (Jossigny) et le sol *N° 3*, se situent au-dessus des autres, suivis par le sol *N° 5*, qui présente à la fois un angle de frottement élevé et une cohésion importante. Enfin, les sols *N° 2* (Labenne) et *N° 4*, caractérisés par des angles de frottement élevés mais sans cohésion, montrent la diminution la plus rapide de la capacité portante.

(Van Baars, 2014) a également proposé de nouveaux facteurs d'inclinaison prenant en compte la surcharge et la cohésion, basés sur des approches numériques et analytiques. L'application pour des sols avec des angles de frottement de 21,3° et 32,5° est présentée sur la Figure IV.29.b). Comme les autres méthodes comparées sur la Figure IV.27, l'approche de Van Baars sous-estime la capacité portante des fondations superficielles soumises à une charge centrée inclinée par rapport aux résultats numériques FDM. Toutefois, toutes les méthodes s'accordent sur le fait que la capacité portante des semelles sur des sols à faible angle de frottement et à forte cohésion est moins affectée par l'inclinaison de la charge, en particulier lorsque δ dépasse 30° (ratio *δ/180° = 0,167*).

À partir des résultats numériques obtenus, ce travail de thèse propose également une formule simple pour estimer le facteur de portance d'inclinaison, i_δ, détaillée dans l'Équation IV.10. Cette formule fournit la meilleure adéquation aux résultats numériques et constitue une enveloppe conservatrice, semblable à celle de (Van Baars, 2014) pour le cas $\varphi = 0$.

$$i_\delta = \cos^{2}(\pi \frac{\delta}{180°}) \qquad \text{Équation IV.10}$$

De plus, lorsque l'angle d'inclinaison de la charge atteint 90°, correspondant à une charge centrée purement horizontale, les semelles perdent généralement l'essentiel de leur capacité portante, ce qui est cohérent avec les conclusions d'autres études. Cependant, pour les fondations implantées sur des sols à faible angle de frottement, une résistance résiduelle subsiste, représentant environ *10%* de la capacité portante du cas de charge centrée et verticale. Cette faible résistance peut s'expliquer par les importantes déformations du sol mobilisées et bloquées latéralement par les bords de la fondation, limitant partiellement le glissement.

IV.4.1.4. Enveloppe de rupture de la combinaison V-H-M

Comme discuté dans la section I.2.1.4, la sollicitation combinée se produit lorsqu'une structure est simultanément soumise à l'excentricité et à l'inclinaison de la charge, entraînant la présence conjointe des trois composantes d'efforts : effort vertical (*V*), effort horizontal (*H*) et moment (*M*). En pratique, de nombreux ouvrages géotechniques, tels que les fondations superficielles, sont exposés à ce torseur de charges en raison de phénomènes comme le glissement ou le recentrage de

la structure, par exemple, les semelles de murs de soutènement, les appuis d'ouvrages d'art (culées de ponts, piles) ou encore les fondations offshore.

La détermination de la forme de l'enveloppe de rupture, dans laquelle le comportement du sol est généralement supposé linéaire-élastique, a été étudiée par plusieurs auteurs, notamment de manière théorique par (Salençon & Pecker, 1995), expérimentalement sur modèles à l'échelle réduite avec des masses de sable (Meyerhof, 1953), ou lors d'essais de chargement in situ de fondations (Amar et al., 1984).

À partir de l'étude paramétrique réalisée précédemment sur des sols aux caractéristiques variées, les enveloppes de rupture dans l'espace de combinaison des charges *V-H-M* sont représentées dans les Figures IV.29, pour les projections bidimensionnelles *V-M* et *V-H*. Ces enveloppes sont construites par les valeurs limites de chaque cas (la valeur minimale entre les charges correspondantes à $s = 10\%B$ et $u = 5\%B$). Les résultats numériques obtenus par FDM sont ensuite comparés aux études théoriques et expérimentales mentionnées ci-dessus.

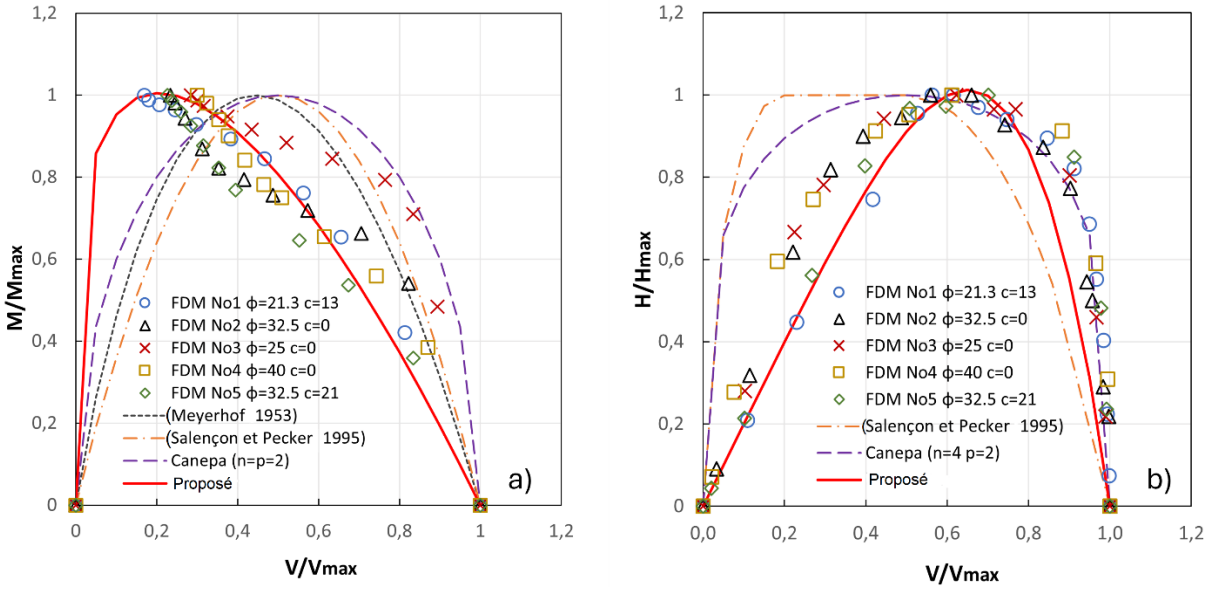


Figure IV.30 : Proposition des enveloppes de rupture utilisant la méthode FDM pour les espaces à deux dimensions a) V-M (H=0) et b) V-H (M=0)

La Figure IV.30.a) illustre la relation entre deux composantes d'effort : la force verticale *V* et le moment *M*, normalisées par leurs valeurs maximales respectives. On observe que la forme des surfaces de rupture dans l'espace bidimensionnel *V–M* proposée par les études antérieures est globalement similaire. L'enveloppe de Meyerhof, basée sur des essais de fondations sur des sols purement frictionnels, indique que le moment peut atteindre sa valeur maximale M_{max} sans provoquer de rupture uniquement lorsque l'effort vertical atteint 44 % de sa limite. Pour les sols purement cohésifs, comme étudié par (Salençon & Pecker, 1995), ce facteur augmente légèrement à 50 %. Une valeur comparable a également été obtenue par Canépa (Amar et al., 1984), qui définit le moment ultime M_0 en l'absence de composantes verticales et horizontales, selon l'Équation I.33 de la section I.2.1.4 de la première partie, avec $m = V_0/2$ et $n = p = 2$.

Cependant, les résultats numériques obtenus par la méthode FDM dans ce travail montrent une forme différente pour l'enveloppe de rupture. Comme formulé dans l'Equation IV.11, la capacité portante de la fondation est assurée sous le moment maximal M_{max} lorsque la charge verticale n'atteint qu'environ 25% de V_{max}.

$$\frac{M}{M_{max}} = -1.6\left(\frac{V}{V_{max}}\right)^{1.45} + 1.6\left(\frac{V}{V_{max}}\right)^{0.2} \qquad \text{Équation IV.11}$$

Où V_{max} et M_{max} est respectivement la charge verticale ultime maximale et le moment ultime maximal que la fondation peut supporter lorsque $H = 0$.

D'autre part, pour déterminer la surface de rupture dans l'espace bidimensionnel *V–H*, la Figure IV.30.b) illustre la relation entre deux composantes d'effort : la force verticale *V* et la force horizontale *H*, normalisées par leurs valeurs maximales respectives. L'étude de (Salençon & Pecker, 1995), réalisée sur un sol purement cohésif, montre que la capacité portante des semelles soumises à l'effet d'inclinaison de la charge reste assurée sous la charge horizontale maximale H_{max} lorsque la composante verticale *V* varie entre 20 et 50 % de sa limite. De manière similaire, Canépa (Amar et al., 1984) a proposé une formulation reproduisant la surface de rupture *V–H*, déjà présentée dans l'Équation I.34 de la section I.2.1.4 de la première partie, avec $m_1 = V_0/2$; $H_0/H_{max} = 0$; $n = 4$ et $p = 2$.

En comparaison avec les résultats numériques obtenus par la méthode FDM, ces enveloppes tendent à surestimer le domaine élastique du sol lorsque le ratio V/V_{max} varie de *0* à *60 %.* Toutefois, elles correspondent parfaitement aux résultats FDM formulés dans l'Equation IV.12, selon laquelle la charge horizontale maximale est atteinte lorsque la composante verticale atteint environ *65%* de sa limite.

$$\frac{H}{H_{max}} = -2\left(\frac{V}{V_{max}}\right)^{4.5} + 2\frac{V}{V_{max}} \qquad \text{Équation IV.12}$$

Où V_{max} et H_{max} est respectivement les charges verticale et horizontale ultime maximale que la fondation peut supporter lorsque $M = 0$.

Les nouvelles formes de l'enveloppe de rupture de l'espace de combinaison des charges *V-H-M* ont été révélées, qui correspondent bien aux résultats numériques FDM. Cependant, par rapport aux méthodes existantes, les surfaces proposées présentent des formes asymétriques, comme le montre la Figure IV.30.

IV.4.2. Sous chargement cyclique

Pour analyser le comportement cyclique des fondations superficielles, le diagramme de stabilité cyclique proposé par (Poulos, 1988) présenté dans la section I.2.1.5, est utilisé. Comme précédemment pour l'évaluation des données expérimentales cycliques (section III.3.3.2.3), la construction de ce diagramme repose essentiellement sur trois paramètres, tous normalisés par la charge maximale obtenue en mode monotone :

1. L'amplitude de la charge cyclique normalisées par la charge maximale monotone, $\Delta V_{cyc}/V_{mono,max}$;
2. La charge cyclique moyenne normalisées par la charge maximale monotone, $V_{cyc,moy}/V_{mono,max}$;
3. Le nombre de cycles $N_{cyc,r}$ nécessaire pour atteindre la rupture.

Le diagramme distingue trois zones de stabilité cyclique (Figure I.22) : stable, métastable et instable. Lorsque le nombre de cycles N_{cyc} est très élevé, la rupture devient difficile à atteindre, ce qui correspond à une zone stable. À l'inverse, un faible nombre de cycles indique une probabilité élevée de rupture, caractéristique des zones instables ou métastables.

IV.4.2.1. Etablissement du diagramme de stabilité cyclique

Par la suite, en s'appuyant sur les courbes de charge-tassement obtenues à partir des simulations numériques réalisées selon la méthode FDM (section IV.3.3), pour les essais de chargement vertical centrés et excentrés, en modes monotone et cyclique, sur la plaque carrée de $100\times100\ mm^2$ en laboratoire, le Tableau IV.8 ci-dessous récapitule les principaux paramètres issus de ces simulations. Ces données serviront ensuite à la construction du diagramme de stabilité cyclique.

Tableau IV.8 : Paramètres des courbes de chargement cyclique basés sur la simulation numérique

N° Calcul	Mode de chargement	$\frac{e}{B}$	$\frac{V_{cyc,max}}{V_{max}}$ (%) à appliquer	$V_{cyc,min}$ (N)	$V_{cyc,max}$ (N)	V_{max} ou $V_{mono,max}$ (N)	$\frac{\Delta V_{cyc}}{V_{max}}$ (%)	$\frac{V_{cyc,moy}}{V_{max}}$ (%)
01	Stat	0	-	-	-	2000	-	-
02	Cyc	0	40	80	840	1975	19	23
03	Cyc	0	60	120	1120	1975	25	31
04	Cyc	0	80	150	1520	2000	34	41
05	Cyc	0	40	280	820	2200	13	27
06	Cyc	0	60	260	1300	2190	26	39
07	Cyc	0	80	250	1730	2220	37	49
08	Cyc	0	40	650	790	2550	03	36
09	Cyc	0	60	590	1200	-	15	44
10	Cyc	0	80	580	1640	-	26	55
11	Cyc	0	80	900	1570	-	17	61
12	Stat	0,4	-	-	-	900	-	-
13	Cyc	0,4	40	50	450	-	22	28
14	Cyc	0,4	60	30	650	-	34	38
15	Cyc	0,4	80	30	850	-	46	49

Par la suite, ces résultats numériques sont comparés aux données expérimentales résumées dans le Tableau III.10 (cf. section III.3.3.2.3). Les diagrammes de stabilité cyclique, reconstitués à partir des essais cycliques expérimentaux et numériques, sans excentricité et avec une excentricité $e/B = 0,4$, sont présentés dans les Figure IV.31 suivantes.

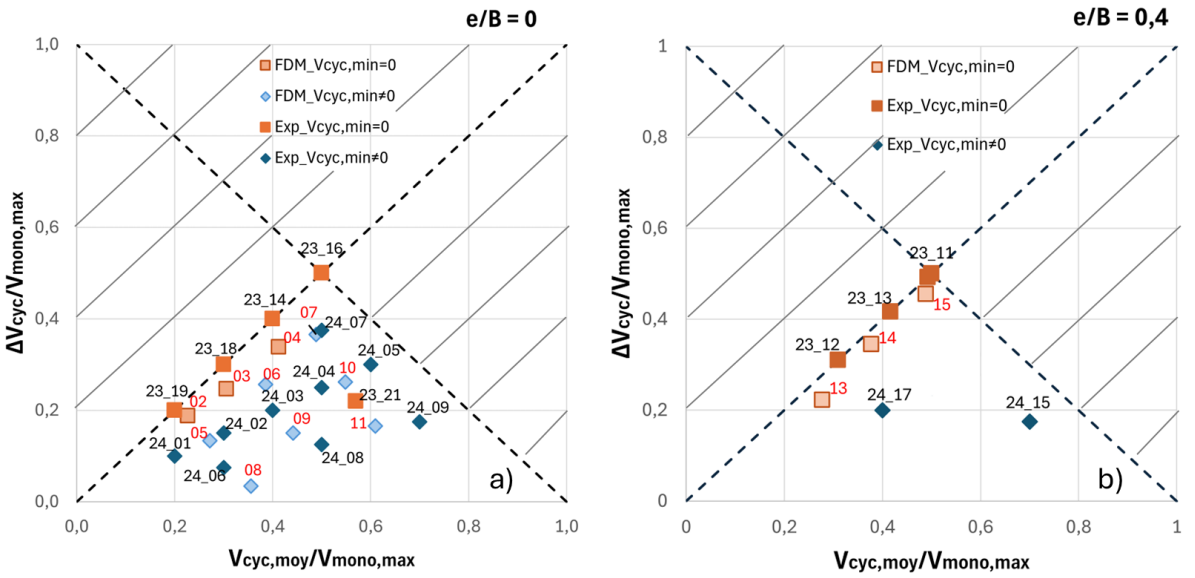


Figure IV.31 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques pour les diagrammes de stabilité cyclique a) sans et b) avec l'excentricité, e/B = 0,4

Dans la figure ci-dessus, les points en carré orange et les points en diamant bleu représentent respectivement les données dont les valeurs de $V_{cyc,min}$ sont très faibles ou quasi nulles, et celles dont les valeurs de $V_{cyc,min}$ sont supérieures à zéro. Les points foncés avec des étiquettes noires correspondent aux données expérimentales, tandis que les points clairs avec des étiquettes rouges représentent les données numériques.

Pour le diagramme correspondant au cas sans excentricité, *e/B=0* (Figure IV.31.a), il apparaît que les points numériques obtenus par la méthode FDM et les points expérimentaux sont globalement comparables. Cette observation peut être analysée et regroupée en fonction des trois niveaux du ratio $V_{cyc,max}/V_{max}$ appliqué. En effet, pour les points où $V_{cyc,min} = 0$, les couples de données expérimentales et numériques : (*23_19 vs 02*), (*23_18 vs 03*) et (*23_20 vs 04*), correspondant respectivement aux ratios $V_{cyc,max}/V_{max}$ de 40, 60 et 80%, sont relativement proches.

De manière similaire, pour les points où $V_{cyc,min} \neq 0$, les groupes de données expérimentales et numériques : (*24_01, 24_02, 24_06 vs 05, 08*), (*24_03, 24_04, 24_08 vs 06, 09*) et (*24_05, 24_07, 24_09, 24_16 vs 07, 10, 11*), correspondant respectivement aux ratios $V_{cyc,max}/V_{max}$ de 40, 60 et 80%, présentent également une bonne proximité, à l'exception du point *23_21* (ratio 40%), qui s'écarte de son groupe.

De la même manière, pour le diagramme correspondant au cas avec excentricité *e/B=0,4* (Figure IV.31.b), les résultats expérimentaux et numériques sont également proches, malgré le faible nombre de données disponibles. Pour les points où $V_{cyc,min}=0$, les couples de données expérimentales et numériques : (*23_12 vs 13*), (*23_13 vs 14*) et (*23_11 vs 15*), correspondant aux ratios $V_{cyc,max}/V_{max}$ de 40, 60 et 80%, restent relativement proches.

Ainsi, la comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, via la construction du diagramme de stabilité cyclique, permet de confirmer, dans une certaine mesure, la qualité de la modélisation et de la simulation numérique réalisée par la méthode FDM pour les essais de chargement en mode cyclique.

IV.4.2.2. Prédiction du nombre de cycles

Comme discuté précédemment, l'estimation du nombre de cycles à la rupture, $N_{cyc,r}$, correspondant à la charge cyclique appliquée sur une fondation superficielle pour chaque essai cyclique, permet d'identifier les zones de stabilité dans le diagramme correspondant. Cette approche s'appuie sur l'étude de (Sawicki et al., 1998), qui ont comparé des résultats expérimentaux et théoriques pour proposer une méthode d'estimation des tassements des semelles sous charges cycliques, présentée dans la section I.2.2.5 de la première partie. En particulier, la relation entre le nombre de cycles et le tassement des semelles est illustrée dans la Figure I.32.

Il s'agit ensuite d'établir une loi ou un modèle permettant d'ajuster et de formaliser cette relation, afin de prédire ou d'extrapoler le nombre de cycles à la rupture $N_{cyc,r}$, même lorsque le tassement de la fondation soumise à charge cyclique n'atteint pas le tassement de rupture conventionnel, défini ici comme $s = 10\%B$.

Dans le cadre de cette thèse, nous ne présenterons pas la construction détaillée de cette loi reliant le nombre de cycles au tassement. Cependant, la confrontation des résultats expérimentaux et numériques est effectuée dans cette section afin de vérifier la pertinence des modèles FDM, constituant ainsi une base nécessaire pour les études ultérieures.

La Figure IV.32 compare les courbes « nombre de cycles – tassement » issues des simulations expérimentales et numériques pour différents essais cycliques, prenant comme exemple le cas du ratio $V_{cyc,max}/V_{max}$=*40%*. Les courbes expérimentales, tracées en noir (Tests *N°24_01* et *24_02*), montrent une augmentation rapide du tassement au cours des premiers cycles ($N_{cyc} \leq 25$), comme l'illustrent les pentes élevées des courbes. Les courbes numériques correspondantes, tracées en rouge (Tests *N° 08* et *05*), présentent un comportement similaire pour les cycles initiaux.

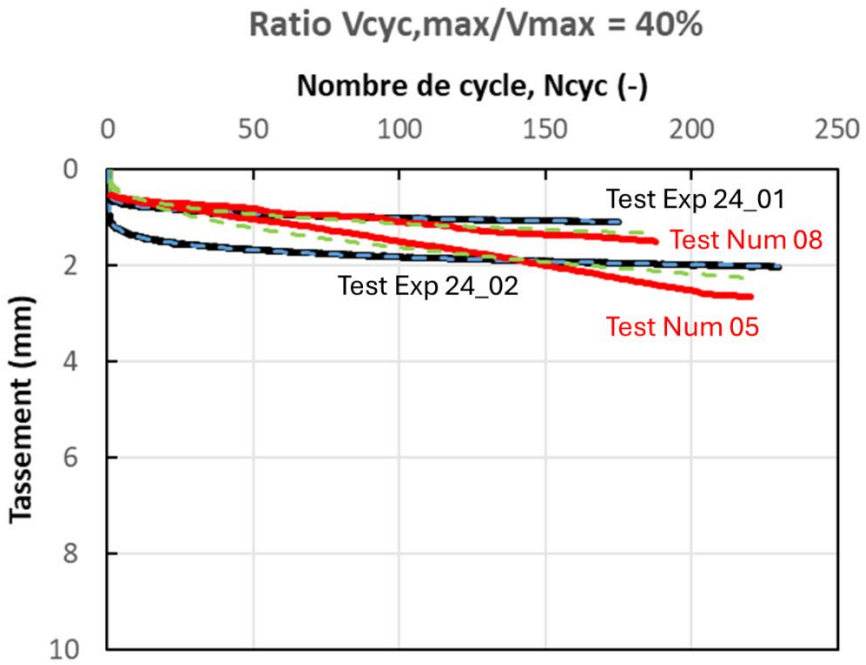


Figure IV.32 : Relation entre le nombre de cycles et le tassement de la fondation soumise à une charge cyclique pour le cas $V_{cyc,max}/V_{max}$ = *40%*

Cependant, au-delà de $N_{cyc}>25$, les courbes expérimentales deviennent plus modérées et présentent des courbures, tandis que les tassements estimés par la méthode numérique continuent d'augmenter. Cela conduit à une surestimation du tassement calculé en fonction du nombre de cycles, par rapport aux mesures expérimentales. Les courbes discontinues ajustées selon la loi exponentielle confirment cette tendance. En d'autres termes, le nombre de cycles à la rupture $N_{cyc,r}$, correspondant à un tassement conventionnel de $s = 10\%B$ (soit 10 mm pour la semelle carrée de $100 \times 100\ mm$ de notre cas), est sous-estimé par la simulation numérique par rapport aux résultats expérimentaux.

La même observation est valable pour les ratios $V_{cyc,max}/V_{max}$ = 60% et 80 %. Les courbes numériques surestiment systématiquement le tassement des fondations superficielles soumises à charges cycliques en fonction du nombre de cycles, par rapport aux données expérimentales, entraînant une sous-estimation de $N_{cyc,r}$ pour l'établissement du diagramme de stabilité cyclique. En outre, en comparant entre ces graphiques, on peut également estimer de manière qualitative que le nombre de cycle à la rupture $N_{cyc,r}$ pour un tassement de 10 mm, se diminue considérablement lorsque le ratio $V_{cyc,max}/V_{max}$ s'élève. Les résultats numériques et expérimentaux confirment tous cette remarque. Les graphiques correspondant aux ratios de 60 % et 80 % sont présentés dans les Annexes.

IV.5. Conclusions de la Partie IV

Afin de reproduire et de simuler numériquement le comportement des fondations superficielles soumises à des chargements variés, simples ou complexes (excentrés, inclinés ou combinés), et à deux modes de sollicitation, statique et cyclique, une étude de modélisation numérique a été développée dans cette dernière partie de la thèse. À l'aide de la méthode des différences finies (FDM), implémentée dans le logiciel FLAC3D, de nombreux modèles numériques des essais de chargement ont été réalisés. L'application de cette approche à la modélisation de problèmes géotechniques a confirmé son efficacité comme alternative pertinente à la méthode des éléments finis (FEM), offrant des résultats comparables tout en réduisant la consommation mémoire et le temps de calcul.

Les modélisations FDM des différents essais de chargement, réalisés in situ et en laboratoire, ont été présentées. Plusieurs aspects essentiels à la construction d'un modèle numérique ont été abordés, notamment la définition de la géométrie, les conditions aux limites, la modélisation des interfaces et la génération des sollicitations. Sont ainsi incluses la détermination des dimensions et du calage du modèle pour les essais in situ, ainsi que l'application de différents modèles constitutifs pour représenter le comportement du sol.

Pour confirmer la fiabilité des modèles et valider les résultats obtenus, une comparaison entre les données expérimentales, présentées dans la troisième partie, et les résultats numériques a été effectuée, en considérant les différentes charges appliquées mentionnées précédemment. Dans le cas des chargements statiques, les résultats numériques concernant la relation charge-déplacement de la fondation (tassement vertical, rotation et déplacement horizontal) ainsi que la distribution des contraintes se sont révélés en bonne concordance avec les mesures expérimentales. Les effets de la géométrie et de la taille du modèle sur les résultats se sont avérés minimes, et les modèles constitutifs utilisés dans FLAC, notamment le modèle élastoplastique avec critère de Mohr-Coulomb (*MC*), ont confirmé leur pertinence.

Pour les chargements cycliques, la modélisation numérique utilisant le modèle constitutif *P2P Sand* a montré une tendance à surestimer les courbes charge-tassement. Néanmoins, les données présentées dans le diagramme de stabilité cyclique restent relativement comparables aux observations expérimentales. La prédiction du nombre de cycles à la rupture est toutefois sous-estimée par rapport aux données expérimentales, ce qui ouvre des perspectives pour des améliorations dans les études futures.

Enfin, cette étude numérique a permis de proposer de nouvelles pistes pour la conception des fondations superficielles soumises à des charges complexes. La réalisation d'une étude paramétrique, basée sur la variation des propriétés du sol et les modèles numériques validés, combinée à une comparaison avec les méthodes existantes et normalisées, a conduit à la proposition de facteurs de capacité portante excentrés et inclinés à l'aide de formules inédites. De plus, de nouvelles formes d'enveloppes de rupture correspondant à la combinaison *V-H-M* ont été identifiées à partir des résultats numériques. Cette étude constitue ainsi une référence utile pour l'analyse et l'optimisation des fondations superficielles soumises à différentes sollicitations, apportant une contribution significative aux modèles existants et ouvrant la voie à de futures recherches.

Conclusion générale

Les fondations superficielles constituent l'une des structures géotechniques les plus répandues dans le monde et jouent un rôle majeur comme système d'appui des ouvrages. Malgré leur large application, leur dimensionnement repose encore essentiellement sur des méthodes empiriques traditionnelles, souvent sujettes à surestimation, en particulier pour les charges complexes dont l'évaluation demeure incertaine.

Parallèlement, les récents développements dans le domaine des pénétromètres dynamiques à énergie variable, notamment le Panda® 3 (Benz Navarrete et al., 2013 ; Benz Navarrete et al., 2022), équipé de capteurs avancés et de méthodes d'interprétation sophistiquées, représentent désormais une technique pratique et pertinente de reconnaissance des sols. Ces instruments permettent de caractériser les sols superficiels de manière plus précise, en particulier en termes de résistance et de module dynamique, paramètres essentiels pour le cadre de cette thèse.

L'objectif de ce travail de thèse était de développer une méthodologie innovante pour la conception des fondations superficielles soumises à diverses sollicitations, en s'appuyant sur les mesures réalisées à l'aide des pénétromètres Panda® 3. Une démarche pluridisciplinaire a été adoptée, intégrant trois axes principaux : analytique, expérimental et numérique.

Dans un premier temps, un panorama général du design des fondations superficielles a été présenté, en se concentrant sur deux problématiques clés : l'estimation de la capacité portante et la détermination du tassement et du déplacement. Plusieurs méthodes de calcul ont été synthétisées, classées selon le type de charge appliquée, allant des cas simples (charge verticale centrée) aux cas plus complexes (charges excentrées, inclinées ou combinées *V-H-M*), et en prenant en compte les différents modes de sollicitation, statique ou dynamique (cyclique ou sismique). Ces approches reposent sur des techniques variées de caractérisation des sols, incluant des essais en laboratoire et des essais in situ, tels que le pressiomètre ou le pénétromètre statique.

Dans un second temps, l'accent a été mis sur les variantes des pénétromètres dynamiques, tels que les essais SPT ou Panda®, avec une présentation synthétique de leur évolution historique et de leur principe de fonctionnement. Une attention particulière a été accordée à l'essai DCLT réalisé à l'aide du Panda® 3. Les méthodes de calcul des fondations superficielles basées sur ces données ont également été présentées, mettant en évidence une nouvelle méthode directe utilisant les essais DCLT. Cette approche analytique repose sur deux concepts principaux : l'estimation de la capacité portante fondée sur l'analogie entre le mécanisme de rupture d'une fondation et celui de la pénétration d'un cône (Reiffsteck et al., 2022, 2024), et la prédiction du tassement basée sur la similitude entre la relation résistance dynamique–enfoncement et la relation charge–tassement, ajustée via le modèle d'Hyperbole Simple modifié pour l'essai DCLT (Luong et al., 2023, 2024).

Les travaux expérimentaux ont consisté à reproduire et simuler les fondations superficielles sous différents types de chargement (simple et complexe), en modes statique et cyclique. Les données issues de la base du Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LPC, années 1980) (Canépa & Despresles, 1990a, 1990b) ont été analysées, complétées par des essais in situ et en laboratoire, réalisés selon des méthodes adaptées et améliorées par rapport aux essais à la plaque normalisés (AFNOR, 2000). Ces essais ont été menés sur différents types de sols (argile marine, limon argileux, sable de dune ou sable reconstitué), permettant d'acquérir des courbes charge–tassement détaillées et de comprendre les procédures expérimentales.

Enfin, une étude numérique a été réalisée à l'aide de la méthode des différences finies (FDM) avec le logiciel FLAC3D. Les modèles ont été développés dans différentes configurations (échelle réelle in situ ou réduite en laboratoire, semelles carrées ou circulaires) et sous diverses sollicitations (charges simples ou complexes, modes statique et cyclique). Les modèles FDM ont permis de définir la géométrie, les conditions aux limites, notamment pour des essais de chargement in situ et d'implanter différents modèles constitutifs simulant la loi de comportement du sol, calibrées à partir de données triaxiales ou in situ. Les sollicitations expérimentales, incluant excentricité et inclinaison, en mode statique ou cyclique, ont été reproduites pour assurer la fidélité de la simulation. La comparaison des résultats numériques avec les données expérimentales (relation charge–déplacement, distribution des contraintes) a montré une bonne concordance, validant la fiabilité des modèles FDM.

Les conclusions de cette thèse, les différentes pistes de développement remarquables apportées à partir de ces travaux peuvent être résumées selon les trois axes :

1. Axe analytique **:** une méthodologie moderne de conception des fondations superficielles est proposée, basée sur les mesures issues de l'essai DCLT réalisé avec la dernière génération de pénétromètres dynamiques à énergie variable Panda®3. Cette approche met en évidence l'analogie entre deux relations contrainte–déformation : d'une part, la relation résistance dynamique–enfoncement obtenue lors de l'essai DCLT, et d'autre part, la relation charge–tassement observée lors des essais de chargement. Le modèle analytique d'Hyperbole Simple, initialement développé pour les essais pressiométriques (Baud et al., 1992), est ainsi ajusté afin d'intégrer les paramètres fournis par le pénétromètre dynamique, notamment la résistance et le module dynamique, et calibré en fonction du type de sol. Ce modèle est ensuite transposé au cas des fondations superficielles, permettant de calculer les courbes charge–tassement, lesquelles présentent une correspondance adéquate avec les résultats expérimentaux observés sur différents sites.

2. Axe expérimental **:** de nombreux essais de chargement ont été réalisés in situ par l'équipe de l'UGE à l'aide d'un nouveau système de chargement mobile, facilement transportable. Cette mobilité permet de déployer les essais sur divers sites expérimentaux, y compris dans des zones isolées ou difficilement accessibles, améliorant ainsi l'efficacité et la rapidité de leur réalisation. La description des équipements, de la procédure expérimentale et du programme de chargement, présentée dans ces travaux et les publications associées, contribue à la normalisation de ces essais in situ.
   Par ailleurs, plusieurs résultats expérimentaux significatifs ont été dévoilés et exploités, issus à la fois de la base de données des essais de chargement du réseau du Laboratoire central des Ponts et Chaussées (années 1980) et des essais de chargement cyclique à l'échelle réduite réalisés récemment en laboratoire en collaboration avec l'Institut RTRI du Japon.

3. Axe numérique : de nombreux modèles en différences finies ont été développés pour simuler les essais de chargement dans diverses configurations et conditions. La confrontation de ces résultats avec d'autres méthodes existantes et normalisées a permis de confirmer plusieurs aspects du comportement des fondations superficielles soumises à des charges complexes, tout en ouvrant de nouvelles pistes de réflexion.

Tout d'abord, les résultats numériques obtenus à partir des modèles constitutifs élastoplastiques avec critère de Mohr-Coulomb : celui classique sans écrouissage (*MC*) et celui avec écrouissage, *Plastic-Hardening*, implantés dans FLAC3D, fournissent tous deux une estimation satisfaisante des courbes charge–tassement des semelles par rapport aux données expérimentales. Cependant, des écarts subsistent, notamment pour les sols présentant des angles de dilatance et de frottement élevés, ce qui rend le modèle classique avec critère de Mohr-Coulomb le plus pertinent et simple à appliquer dans la majorité des cas.

En ce qui concerne la distribution des contraintes à la base de fondation, les valeurs maximales sont observées aux coins de la semelle, diminuant progressivement vers les bords et atteignant un minimum au centre pour une semelle rigide sous charge verticale. Lorsque la charge est inclinée, les contraintes mesurées à la demi-base en aval, dans la direction de la composante horizontale de la force, sont inférieures à celles de la demi-base en amont.

Pour l'effet excentrique de la charge, les résultats de cette étude et d'autres méthodes montrent un consensus dans l'estimation de la capacité portante jusqu'à une excentricité $e/B=0,2$. Au-delà, la méthode classique basée sur la règle de la surface de contact effective (Meyerhof, 1953), avec une fonction linéaire, sous-estime significativement la capacité portante par rapport à la méthode FDM. De plus, pour $e/B \leq 0,25$, les sols à forts angles de frottement et cohésions élevées sont plus sensibles à l'effet excentrique, avant de retrouver leur capacité portante pour $e/B > 0,25$.

Pour l'effet de l'inclinaison de la charge, les études antérieures recommandent des méthodes conservatrices. Cependant, toutes s'accordent pour dire que les sols à faible angle de frottement et forte cohésion sont moins affectés par l'inclinaison de la charge que les autres. En effet, ces sols peuvent se déformer et se mobiliser latéralement pour résister au glissement des semelles, en particulier lorsque l'angle d'inclinaison δ dépasse 30°, comme le confirment les résultats FDM.

À partir de ces analyses, deux formules inédites ont été proposées pour améliorer les facteurs de portance excentrique (i_e) et d'inclinaison (i_δ), qui gouvernent le comportement des fondations superficielles.

Au niveau des charges combinées (torseur *V-H-M*), les enveloppes de rupture obtenues à partir des simulations FDM présentent des formes asymétriques par rapport aux méthodes existantes. En effet, les plans *V-M* et *V-H* présentent respectivement des valeurs numériques supérieures et inférieures à celles proposées par d'autres études dans le domaine de l'état de service des travaux de construction ($V/V_{max} \leq 0,5$). Tandis que pour $V/V_{max} \leq 1$, les résultats sont relativement similaires.

Enfin, la modélisation numérique utilisant le modèle élastoplastique avec surface de charge à deux mécanismes, *P2P Sand* pour simuler le chargement cyclique surestime encore les courbes charge–tassement. Tandis que le nombre de cycles à la rupture est légèrement sous-estimé par la simulation par rapport aux résultats expérimentaux.

Perspectives de travail

Malgré les résultats obtenus, plusieurs aspects présentent encore un potentiel d'amélioration et méritent d'être explorés dans le cadre de futures recherches, afin de renforcer la compréhension du comportement des fondations superficielles et d'optimiser les solutions proposées.

Sur l'axe analytique, la calibration du modèle d'Hyperbole Simple repose sur les paramètres adimensionnels A_{HS} et B_{HS} qui varient selon le type de sol. Il apparaît nécessaire de poursuivre l'amélioration de ces valeurs en enrichissant la base de données par des essais DCLT complémentaires, afin de proposer des paramètres aussi représentatifs que possible. Par ailleurs, la loi de dégradation du module, telle que développée à partir des mesures pénétrométriques dynamiques dans cette thèse, ouvre la possibilité de confronter ces résultats avec l'estimation du rapport $E/E_M = k(\varepsilon)$ issu des essais pressiométriques de Ménard (Hoang et al., 2018) permettant ainsi d'établir une meilleure cohérence entre les différentes méthodes de caractérisation des sols.

Sur l'axe expérimental, les essais de chargement des fondations superficielles soumis à des charges excentrées et inclinées, récemment réalisés, offrent de nouvelles opportunités pour approfondir les recherches futures. Par ailleurs, le système de chargement modifié, capable de générer des sollicitations complexes, présente encore un fort potentiel pour être déployé sur des sites présentant des sols variés. Enfin, la procédure de mise en œuvre des essais pourrait également être optimisée afin d'améliorer la reproductibilité, l'efficacité et la précision des mesures expérimentales.

Sur l'axe numérique, il reste nécessaire d'approfondir l'analyse des différences observées entre les résultats obtenus avec les modèles constitutifs avec critère de Mohr-Coulomb et de *Plastic-Hardening*. Le développement de modèles FDM pour les essais de fondations circulaires mérite d'être renforcé, en s'appuyant sur les résultats expérimentaux et en intégrant les cas de charges excentrées ou inclinées. Par ailleurs, la modélisation et la simulation des essais cycliques nécessitent des améliorations afin de fournir des résultats plus fiables, notamment concernant la détermination du nombre de cycle pour définir les zones de stabilité cyclique. L'optimisation des modèles actuellement validés passe également par un perfectionnement des codes de programmation dans *FLAC3D*. Enfin, les nouvelles contributions issues de cette étude numérique, concernant le comportement des fondations superficielles sous charges complexes, nécessitent une validation par des travaux expérimentaux futurs et peuvent constituer la base d'investigations supplémentaires.

Enfin, les travaux de cette thèse, reposant sur une démarche pluridisciplinaire, ont permis de proposer de nouvelles approches directes pour la conception des fondations superficielles soumises à diverses sollicitations, en particulier à partir des essais de pénétration dynamique à énergie variable. Cette étude contribue à une meilleure compréhension intégrale du comportement des fondations superficielles et apporte des outils pertinents pour optimiser leur dimensionnement.

Références bibliographiques

AFNOR. (1990a). *NF P 94-114 - Géotechnique - Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de Pénétration Dynamique Type A*.

AFNOR. (1990b). *NF P94-115 - Géotechnique - Sols : Reconnaissance et Essais - Sondage Au Pénétromètre Dynamique Type B*.

AFNOR. (1991). *NF P94-116 - Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de Pénétration Au Carottier*.

AFNOR. (2000). *NF P94-117-1 - Soils : investigation and testing - Formation level bearing capacity - Part 1 : plate test static deformation module*.

AFNOR. (2005a). *NF EN 1997-1 - Eurocode 7: Calcul géotechnique - Partie 1: Règles générales*.

AFNOR. (2005b). *NF EN ISO 22476-2 - Reconnaissance et Essais Géotechniques — Essais En Place — Partie 2: Essais de Pénétration Dynamique*.

AFNOR. (2013). *NF P94-261 - Justification of geotechnical work - National application standards for the implementation of Eurocode 7 - Shallow foundations* (p. 160).

Amar, S., Baguelin, F., & Canepa, Y. (1984). *Étude expérimentale du comportement des fondations superficielles, Annales de l'I.T.B.T.P. , septembre 1984*.

Amar, S., Baguelin, F., Canepa, Y., & Franck, R. (1994). Étude expérimentale du tassement des fondations superficielles. *XII ICSMFE, New Dehli*, 623–626.

Amar, S., & Morbois, A. (1985). Contribution au dimensionnement des fondations superficielles à l'aide de l'essai au pénétromètre statique. *BLPC 141*, pp.37-43.

Andersen, K. H. (2009). Bearing capacity under cyclic loading -offshore, along the coast, and on land. The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007. *Canadian Geotechnical Journal*, *46*(5), 513–535. https://doi.org/10.1139/T09-003

Andersen, K. H., & Stenhamar, P. (1982). Static plate loading tests on overconsolidated clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT7*, 919-934.

Andersen, K., Puech, A., & Jardine, R. (2013). Cyclic resistant geotechnical design and parameter selection for offshore engineering and other applications. *TC 209 Workshop 18th ICSMGE: Desing for Cyclic Loading: Piles and Other Foundations*, *September*, 9–44.

ASTM D1586-11. (2022). Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. *ASTM International, West Conshokocken*.

Augarde, C. E., Lee, S. J., & Loukidis, D. (2021). Numerical modelling of large deformation problems in geotechnical engineering: A state-of-the-art review. *Soils and Foundations*, *61*(6), 1718–1735. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2021.08.007

Aussedat, G. (1970). Sollicitations rapides des sols. *PhD Thesis. University of Gre- Noble, Grenoble, France*.

Bakir, N.-E., Garnier, J., & Canepa, Y. (1994). Etude sur modèles centrifuges de la capacité portante de fondations superficielles. *Série Géotechnique GT 59, LCPC*, *391*.

Barentsen, P. (1936). Short description of field testing method with cone shaped sounding

apparatus. *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge*, 7–10.

Barnard, H. F. T. (2019). The importance of plate load tests in geotechnical engineering practice. *Proceedings of the 17th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 7, 8 & 9 October 2019 – Cape Town*, *July*, 7. https://www.issmge.org/uploads/publications/89/71/13ANZ_080.pdf

Baud, J., & Gambin, M. (2008). Homogenising MPM test curves by using a hyperbolic model. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Huang & Mayne (Eds), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46936-4*, *1*, 975–980.

Baud, J. P., Gambin, M., & Schlosser, F. (2013). Courbes hyperboliques contrainte-déformation au pressiomètre Ménard autoforé. *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Challenges and Innovations in Geotechnics, ICSMGE 2013*, *1*, 491–494.

Baud, J. P., Gambin, M., & Uprichard, S. (1992). Modeling and automatic analysis of a Ménard pressuremeter test. *Géotechnique et Informatique*, 25–32.

Bazaraa, A. R. (1967). Use of the standard penetration test for estimating settlements of shallow foundations on sand. *PhD Dissertation, Dept. Of Civil Eng., Univ. Of Illinois, Champeign-Urbana*.

Benz-Navarrete, M. A. (2009). *Mesures dynamiques lors du battage du penetromètre Panda 2*. Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.

Benz Navarrete, M. A., Breul, P., & Gourvès, R. (2022). Application of wave equation theory to improve dynamic cone penetration test for shallow soil characterisation. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, *14*(1), 289–302. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2021.07.004

Benz Navarrete, M. A., Escobar, E., Haddani, Y., Breul, P., & Bacconnet, C. (2013). Charge-Enfoncement Dynamique En Pointe Penetration Curve. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, *1*, 499–502.

Benz Navarrete, M., Breul, P., Moustan, P., Villavicencio Arancibia, G., & Teissier, L. (2024). A review of 30 years French instrumented and variable energy dynamic cone penetrometer Panda. *Proceedings of the 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Barcelone*, *June*, 18–21. https://doi.org/10.23967/isc.2024.266

Bergdahl, U., Hult, G., & Ottosson, E. (1985). Calculation of settlements of footings in sands. *In Proc. Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam: Balkema. Vol 3, 8/C/5*, 2167–2170.

Bigot, G. (1984). *Règles pénétrométriques – pénétromètre dynamique, rapport interne*.

Blaker, Ø., & Andersen, K. H. (2019). *Cyclic properties of dense to very dense silica sand*. *59*, 982–1000.

Boussinesq, J. (1885). Application des potentiels à l'Etude de l'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques. *Gauthier-Villars. Paris.*

Bowles, J. E. (1997). Foundation Analysis and Design International Fifth Edition. In *Civil Engineering Materials*.

Bozetto, P., & Haghgou, M. (1989). Etude systématique des tassements des îlots nucléaires des centrales REP. *Notes d'études, Électricité de France, Direction de l'Équipement, Service Études et Projets Thermiques et Nucléaires (SEPTEN), 14 Novembre 1989*, 269 pages.

Brand, E. W., Muktabhant, C., & Taechathummarak, A. (1972). Load tests on small foundations in soft clay, Performance of Earth and Earth-Supported Structures. *Vol. 1, Part 2, ASCE, Reston, Virginia*, 903–928.

Bransby, M. F., & Randolph, M. F. (1998). Combined loading of skirted foundations. *Geotechnique*, *48*(5), 637–655. https://doi.org/10.1680/geot.1998.48.5.637

Breul, P., Benz, M., Gourvès, R., & Saussine, G. (2009). Penetration test modelling in a coarse granular medium. *AIP Conference Proceedings*, *1145*(June 2009), 173–176. https://doi.org/10.1063/1.3179869

Briaud, J.-L. (2007). Spread Footings in Sand: Load Settlement Curve Approach. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *133*(8), 905–920. https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:8(905)

Briaud, J.-L., & Gibbens, R. M. (1999). Behavior of five large spread footings in sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng., 125(9),* 787–796.

Briaud, J. L., & Jeanjean, P. (1994). Load Settlement Curve Method for Spread Footings on Sand. *Settlement 94 Specialty Conference. ASCE Specialty Publication N° 40, ASCE, Vol. 2*, 1774–1804.

Brinch Hansen, J. (1961). A General Formula for Bearing Capacity. *Bulletin No. 11, Danish Technical Institute, Copenhagen*, 38–46.

Brinch Hansen, J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Akademiet for de Tekniske Videnskaber, Geoteknisk Institut, Bulletin No. 28, Copenhagen*, 5–11.

Broms, B., & Flodin, N. (1988). History of Soil Penetration Testing. *Proc., 1st Intl. Symp. Penetration Testing, 1, Orlando*, 157–220.

Burland, J. B., & Burbidge, M. C. (1985). Settlement of Foundations on Sand and Gravel. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (London)*, *78*(pt 1), 1325–1381. https://doi.org/10.1680/iicep.1985.1058

Burland, J. B., Jamiolkowski, M., Viggiani, C., & Squeglia, N. (2003). The leaning tower of Pisa. *Geotechnics and Heritage: Case Histories*, *October*, 207–227. https://doi.org/10.2749/cs004.ch14

Burland, J. B., & Potts, D. M. (1995). Development and application of a numerical model for the Leaning Tower of Pisa. *Pre-Failure Deformation of Geomaterials*, *November*, 715–738. https://www.researchgate.net/publication/245909032

Butterfield, R., & Banerjee, P. . (1971). A rigid disc embedded in an elastic half space. *Geotechnical Engineering*, *2*, 35–52.

Byrne, B. W., & Houlsby, G. T. (2003). Foundations for offshore wind turbines. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, *361*(1813), 2909–2930. https://doi.org/10.1098/rsta.2003.1286

Cajka, R. (2003). Numerical Analysis of Contact Pressure under Shallow Foundation. *International Symposium on Shallow Foundations, FONDSUP 2003, 5.-7. November*

2003, Paris, France, ISBN 2-7208-0355-3., 119–126.

Çami, K. (2017). Imagerie du module de cisaillement in situ du sol par méthodes d'ondes de surface et essais géotechniques : caractérisation des petites aux grandes déformations. *Mecanique Physique. PhD, Univ. Paris-Est*.

Canépa, Y., & Despresles, D. (1990a). Catalogue des essais de chargement de fondations superficielles réalisés sur sites par les LPC (1978-1990). *FAER1.17 020. LREP Melun, Décembre 1990.*

Canépa, Y., & Despresles, D. (1990b). Fondations superficielles – site expérimental de Jossigny – Mesure des pressions de contact sol-semelle. *Dossier 4035. LREP Melun, Novembre 1990*.

Canépa, Y., & Garnier, J. (2004). Études expérimentales du comportement des fondations superficielles - État de l'art. *Proc. Int Symp. Fondsup 2003, Vol 2, Paris, Presses de l'ENPC/LCPC, Magnan (Éd), 2004*, pp 155-260.

Caquot, A. I., & Kerisel, J. (1966). *Traité de mécanique des sols, Gauthier-Villars*. 506 pages.

Carter, J. P., Desai, C. S., Potts, D. M., Schweiger, H. F., & Sloan, S. W. (2000). Computing and computer modelling in geotechnical engineering. *ISRM International Symposium 2000, IS 2000*, *January*.

CFMS. (1956). Projets de méthodes d'essais des sols et des fondations – Essais statiques de chargement. *AIBTP, 101:370-376*.

CFMS. (1983). Les essais de plaque. *Rev. Fr. de Géotechnique, Numéro Spécial Reconnaissance et Etudes Géotechniques, 22:69-83*.

Chatzigogos, C. T., Pecker, A., & Salençon, J. (2009). Macroelement modeling of shallow foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *29*(5), 765–781. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2008.08.009

Chau, K. . (2013). General Report of TC103 Numerical Methods. *Geotextiles and Geomembranes*, *1*(2), 161–162. https://doi.org/10.1016/0266-1144(84)90012-8

Chin, F. K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. *In Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore*, 81–90.

Consoli, N. C., Schnaid, F., & Milititsky, J. (1998). Interpretation of plate load tests on residual soil site. *J. Geotech. Geoenviron. Eng., 124:9*, 857–867.

Corté, J. (1989). L'essor de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique the rise of geotechnical centrifuge modelling. *Rev. Franç. Géotech. N° 48*, *13*(juillet), 7–13.

Corte, J. F., & Garnier, J. (1986). Une centrifugeuse pour la recherche en géotechnique. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 146*, 5–28.

Costaz, J. L., & Haghgou, M. (1987). Fondation des centrales nucléaires. *Revue Française de Géotechnique N° 41*, 7–27.

Cundall, P. (2003). *Dynamic Analysis with FLAC Why Use FLAC or FLAC3D ?*

Cundall, P. A., & Board, M. (1988). A microcomputer program for modelling large-strain plasticity problems. *Proc. Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Balkema,*

Rotterdam, 2101–2108.

D'Appolonia, D. J., D'Appolonia, E., & Brissette, R. F. (1970). Settlement of spread footings on sand, Closure. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, Vol.96, No.SM2*, *96*(2), 754–762.

Dafalias, Y. F., & Manzari, M. T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering Mechanics, 130(6)*, 622–634.

Damians, I. P., Bathurst, R. J., Josa, A., & Lloret, A. (2013). Comparison of finite element and finite difference modelling results with measured performance of a reinforced soil wall. *Proceedings of GéoMontréal 2013. 66th Canadian Geotechnical Conference*, *January*, 7.

Das, B. M., & Sivakugan, N. (2007). Settlements of shallow foundations on granular soil - An overview. *International Journal of Geotechnical Engineering*, *1*(1), 19–29. https://doi.org/10.3328/IJGE.2007.01.01.19-29

De Alba, P. A., Seed, H. B., & Chan, C. K. (1976). Sand liquefaction in large-scale simple shear tests. *Edited by ASCE. J. Geotech. Eng. Div.: 102(9)*, 909–927.

Duncan, J. M., & Chang, C. Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Soil Mechanics, 96 (SM5)*, 1629–1653.

El Naggar, M., & Novak, M. (1994). Non-Linear Model for Dynamic Axial Pile Response. *J Geotech Eng 120:308–329*. https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-%0D9410(1994)120:2(308)

El Naggar, M., & Novak, M. (1996). Nonlinear analysis for dynamic lateral pile response. *Soil Dyn Earthq Eng 15:233–244*. https://doi.org/10.1016/0267-7261(95)00049-6

Escobar, E. (2015). *Mise au point et exploitation d'une nouvelle technique pour la reconnaisance des sols : le PANDA 3* [Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II]. https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01519486

Escobar Valencia, E. J., Benz Navarrete, M. A., Gourvès, R., Breul, P., & Chevalier, B. (2016). Le Grizzly 3 à énergie variable : Nouveaux développements de l'essai de pénétration dynamique. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, JNGG 2016*, 1–8.

Fellenius. (1929). Jordstatiskar beräkningar för vertikal belastning pa horisontal mark under antagande av cirkulärcylindriska glyditor. *Teknisk Tidskrift, Väg-Och Vatenbyggnadskonst 5*, 57.

Fox, E. N. (1948). The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth below the Ground Surface. *2nd ICSMFE, Vol. 1*, 129–132.

Gazetas, G. (1981). Variational Estimation of the Settlement of a Circular Raft on Anisotropic Soil. *Soils and Foundations*, *21*(4), 109–116. https://doi.org/10.3208/sandf1972.21.4_109

Gazetas, G. (1991). *Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundatoins*. *117*(9).

Gazetas, G., Anastasopoulos, I., & Apostolou, M. (2007). Shallow and deep foundations under fault rupture or strong seismic shaking. *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, *6*, 185–215. https://doi.org/10.1007/978-1-4020-5893-6_9

Ghee, E. H., & Guo, W. D. (2010). FLAC3D analysis on soil moving through piles. *Frontiers*

in Offshore Geotechnics II, *May*, 489–494. https://doi.org/10.1201/b10132-65

Gibbens, R. M., & Briaud, J.-L. (1999). Behavior of five large spread footings in sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng., 125(9)*, 787–796.

Giraudet, P. (1965). Recherches expérimentales sur les fondations soumises à des efforts inclinés ou excentrés. *Annales Des Ponts et Chaussées, Vol. 3*, 167–193.

Golder. (1941). The ultimate bearing pressure of rectangular footings. *Journal of the Institution of Civil Engineers, London*.

Gourvès, R. (1991). *Le PANDA : pénétromètre dynamique léger à énergie variable pour la reconnaissance des sols.*

Greenwood, J. R. (2005). Engineering geology. Site and Ground Investigation. *Encyclopaedia of Geology*, 580–594. https://doi.org/10.1016/B0-12-369396-9/00212-4

Harder, L. J. (1997). Application of Becker Penetration Test for Evaluating Liquefaction Potential of Gravelly Soils. *Proc., NCEER Workshop Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Ed. TL Youd & IM Idriss, Salt Lake City*, 129–148.

Hoang, M. T., Cuira, F. ., Dias, D., & Miraillet, P. (2018). Estimation du rapport E/EM : application aux Radiers de grandes dimensions. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - Champs-Sur-Marne*, 1–8.

Ismael, N. F. (1985). Allowable pressure from loading tests on Kuwaiti soils. *Can. Geotech. J., 222*, 151–157.

Itasca. (2024). Fast Lagrangian Analysis of Continua 3D, version 7.0. *Documentation, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, USA*.

Janbu, N., Bjerrum, L., & Kjaernsli, B. (1956). Soil Mechanics applied to some engineering problems. *Norwegian Geotechnical Institute. Publication No.16 (in Norwegian).*

Jardine, R. J., Lehane, B. M., Smith, P. R., & Gildea, P. A. (1995). Vertical loading experiments on rigid pad foundations at Bothkennar. *Géotechnique, Vol. 45, No. 4*, 573–597.

Jeanjean, P. (1993). Load Settlement Curve Method for Spread Footings on Sand from the Pressuremeter Test. *Ph.D. Dissertation. Texas A&M University. Department of Civil Engineering. College Station, Texas*, 258 p.

Jennings, K., & Naughton, P. J. (2012). Similitude Conditions Modeling Geosynthetic-Reinforced Piled Embankments Using FEM and FDM Techniques. *ISRN Civil Engineering*, *2012*(May 2012), 1–16. https://doi.org/10.5402/2012/251726

Knowles, V. R. (1991). *Settlement of shallow footings on sand: Report and user's guide for computer program CSANDSET*.

Kögler. (1931). Über Baugrund - Probebelastungen. Alte Verfahren, neue Erkenntnisse. *Bautechnik, Heft 24*, 357.

Künzel, E. (1936). Der Prüfstab, ein einfaches Mittel zur Bodenprüfung (The Test Rod, a simple tool for soil testing). *Zehn Lehrreiche Beispiele Der Bodenprüfung – 15 Möglichkeiten Weiterer Anwendung. Bauwelt No. 14*, 327 – 329.

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1696). *Soil Mechanics* (p. 553 p). John Wiley &. Sons, Inc.

Larsson, R. (1997). Investigations and load tests in silty soils. *Rep. No. 54, Swedish*

Geotechnical Institute, Roland Offset AB, Linkoping, Sweden.

Larsson, R. (2001). Investigations and Load Tests in Clay till Results from a series of investigations and load tests in the test field at Tornhill outside Lund in southern Sweden. *Swedish Geotechnical Institute, Report No 59*, 169 pages.

Lehane, B., & Jardine, R. J. (2003). Vertically loaded shallow foundation on soft clayey silt: A case history, Geotechnical Engineering. *Vol. 156, No. 1, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London*.

Lehane, B. M. (2003). Vertically loaded shallow foundation on soft clayey silt. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering 156(1)*, 17–26.

Lehane, B. M., Doherty, J. P., & Shneider, J. A. (2008). Settlement prediction for footings on sand. *Deformation Characteristics of Geomaterials; Proc. 4th Intern. Symp., Atlanta, GA, Vol. 1, Amsterdam: IOS Press*, 133–150.

Liyanapathirana, D. S. (2009). Arbitrary Lagrangian Eulerian based finite element analysis of cone penetration in soft clay. *Computers and Geotechnics*, *36*(5), 851–860. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.01.006

Lopez-Retamales, S., Canou, J., Dupla, J. C., & Benz Navarrete, M. A. (2020). Pénétromètre dynamique et indice de densité des sables : application à l'évalution du risque de liquéfaction des massifs sableux. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG)*, 1–9.

López Retamales, S., Canou, J., Dupla, J.-C., & Benz Navarrete, M. A. (2021). Development of a liquefaction risk assessment methodology using an instrumented lightweight dynamic penetrometer : calibration chamber tests. *6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC)*.

Lowery, L. L., Finley, J. R., & Hirsch, T. J. (1968). *A comparison of Dynamic pile driving formulas with the wave equation*. *August*, 20.

Luong, T.-A., Benz-Navarrete, M. A., Reiffsteck, P., & Szymkiewicz, F. (2023). Shallow Foundation Design Using Dynamic Cone Penetrometer and Taking into Account Liquefaction Aspect. *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development - Geotec Hanoi 2023*, *Lecture No*, pp 2035–2048. https://doi.org/10.1007/978-981-99-9722-0_136

Luong, T.-A., Reiffsteck, P., Benz Navarrete, M., & Szymkiewicz, F. (2024). In-situ experimental tests for shallow foundation design using dynamic penetration testing method. *Proceedings of the 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Barcelone Barcelona*, *June*, 18–21. https://doi.org/10.23967/isc.2024.047

Luong, T.-A., Reiffsteck, P., Szymkiewicz, F., & Benz-Navarrete, M. Á. (2024). Direct design method of shallow foundation based on in situ tests results, application to dynamic cone penetrometer. *Proceedings of the XVIII ECSMGE, Lisbonne, Portugal*. doi: 10.1201/9781003431749-100

Lutenegger, A. ., & DeGroot, D. . (1995). *Settlement of shallow foundations on granular soils*.

Masouleh, S. F., & Fakharian, K. (2008). Verification of Signal Matching Analysis of Pile Driving Using a Finite Difference Based Continuum Numerical Method. *International Journal of Civil Engineering*, *6*(3), 174–183. http://ijce.iust.ac.ir/browse.php?a_code=A-10-108-3&slc_lang=en&sid=1

Massarsch, K. R. (2014). Cone Penetration Testing – A Historic Perspective. *Procedings of 3rd International Symposium of Cone Penetration Testing, Cpt14*, *July*, 97–134.

Matthiesen, U., Pohl, M., Rother, R., & Henke, S. (2017). Geotechnical challenges in the design of the new Lueneburg lock next to the existing ship lift. *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul*, *24*(3), 451–451. https://doi.org/10.1680/geot.1974.24.3.451

Mayne, P. W. (2007). In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, *3–4*(January 2007), 1601–1652. https://doi.org/10.1201/noe0415426916.ch2

MEL. (1972). Fondations courantes d'ouvrages d'art. *Ministère de l'Equipement et Du Logement, Direction Des Routes et de La Circulation Routière*, 496 pages.

Ménard, L. (1956). *An apparatus for measuring the strength of soils in place*. Thesis for the grade of Master of Science, University of Illinois, Urbana.

Ménard, L. (1963). Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats pressiométriques. *Sols-Soils, Vol. 2, N° 5*, 9–24.

Ménard, L. (1965). Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques. *6th ICSMFE (Montréal)*.

Ménard, L., & Rousseau, J. (1962). Evaluation des tassements— tendances nouvelles. *Sols-Soils, Vol. 1, N° 1.*

Mestat, P., & Berthelon, J. P. (2001). Modélisation par éléments finis des essais sur fondations superficielles à Labenne. *Bulletin Des Laboratoires Des Ponts et Chaussees*, *234*.

Meyerhof, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique, London, England, Vol. 2*, 301–332.

Meyerhof, G. G. (1953). Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads. *Proc. 3rd ICSMFE., Vol. I, Zurich*.

Meyerhof, G. G. (1956). Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils. *JSMFD, ASCE, Vol. 82, SM L*, 1-19.

Meyerhof, G. G. (1963). Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, *1*, 16–26. http://dx.doi.org/10.1139/t63-003

Meyerhof, G. G. (1965). Shallow foundations. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 91(SM2)*, 21–31.

Meyerhof, G. G. (1974). General Report: Outside Europe. In *1st ESOPT, Stockholm, vol. 2.1*.

Meyerhof, G. G., & Barber, E. (1956). Discussion of "Rupture Surfaces in Sand Under Oblique Loads." *J Soil Mech Found Div*, *2*(3), 15–19.

Michalowski, R. L., & You, L. (1998). Effective width rule in calculations of bearing capacity of shallow footings. *Comput Geotech 23:237–253*. https://doi.org/10.1016/S0266-352X(98)00024-X

Middendorp, P., Bermingham, P., & Kuiper, B. (1992). Statnamic load testing of foundation piles. *Proceedings of the Fourth International Conference on Application of Stress Wave Theory to Piles. A.A. Balkelma, The Hague, The Netherlands*, pp 581–582.

Mosley, E., & Raamot, T. (1970). Pile-Driving Formulas. *Highw Res Rec*, *33*, 23–32. https://doi.org/10.1007/978-3-642-41714-6_161577

Muhs, H., & Weiß, K. (1971). Untersuchung von Grenztragfahigkeit und Setzungsverhalten flach gegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen nichtbindigen Boden. *Berichte Aus Der Bauforschung, Deutsche Forschungsgesellschaft Für Bodenmechanik (DEGEBO), Berlin, HEFT 69*.

Murff, J. D. (1994). Limit analysis of multi-footing foundation systems. *Proc. 8th Int. Conf. Comput. Methods. Adv. Geomech. Morgantown 1*, 223–244.

Murff, J. D. (2012). Estimating capacity of offshore foundations. *Paper Presented at the Offshore Site Investigation and Geotechnics: Integrated Technologies - Present and Future, London, UK*.

Nater, P., Laue, J., & Springman, S. M. Glanzmann, P. (2003). Stress distribution under a shallow foundation on layered soil : Physical and Numerical Investigations. *International Symposium on Shallow Foundations, FONDSUP 2003, 5.-7. November 2003, Paris, France*, 369–380.

Nonveiler, E. (1963). Settlement of a Grain Silo on Fine Sand. *In: Proceedings of the 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany*, pp 285–294.

Nordlund, R. L., & Deere, D. U. (1970). Collapse of Fargo grain elevator. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, No. SM2*, 585–607.

Nova, R., & Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique 41, No. 2*, *2*, 243–256.

Obrzud, R. F., & Andrzej, T. (2018). *The Hardening Soil Model - A Practical Guidebook. Vol 05. Edition 20.*

Oh, W. T., & Vanapalli, S. K. (2013). Scale effect of plate load tests in unsaturated soils. *International Journal of GEOMATE*, *4*(2), 585–594. https://doi.org/10.21660/2013.8.2h

Oliveira, C., Breul, P., Chevalier, B., Benz-Navarrete, M. A., Tran, Q.-A., & Bacconnet, C. (2020). Modelisation du battage dynamique d'un pénétromètre en différences finites. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG)*, 1–8.

Oliveira, C. F. (2022). *Interprétation de l'essai de chargement dynamique en pointe pénétrométrique*. UNIVERSITÉ CLERMONT AUVERGNE.

Oliveira, C. F., Benz-Navarrete, M., & Breul, P. (2022). Estimation de la réponse statique en pointe à l'aide des modèles analytiques d'interaction sol-pointe. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG)*, 1–8.

Paolucci, R., & Pecker, A. (1998). Foundations on Dry Soils. *Soils and Foundations*, *37*(3), 95–105. https://doi.org/10.3208/sandf.37.3_95

Peck, R. B., & Bazaraa, A. R. S. S. (1969). Discussion of Settlement of spread-footings on sand. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 95(SM3)*, 305–309.

Petalas, A. L., Dafalias, Y. F., & Papadimitriou, A. G. (2020). SANISAND-F: Sand constitutive model with evolving fabric anisotropy. *International Journal of Solids and Structures*, *188–189*, 12–31. https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2019.09.005

Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (2001). *FEM analysis in geotechnical engineering 2 Application* (p. 448).

Potts, D., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application*. Thomas Telford.

Poulos, H. G. (1988). Cyclic stability diagram for axially loaded piles. *Journal of Geotechnical Engineering*, *114*(8), 877–895. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:8(877)

Prandtl, L. (1920). Hauptaufsatze: über die Eindringungsfestigkeit (Harte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden (On the Penetrating Strengths (Hardness) of Plastic Construction Materials and the Strength of Cutting Edges). *Zeitschrift Für Angewandte Mathematik Und Mechanik, 1*, 15–20.

Raymond, G. P., & Komos, F. E. (1978). Repeated load testing of a model plane strain footing. *Can. Geotech. J., Vol. 15, No.2*, 190–201.

Reiffsteck, P., Bacconnet, C., Gourvès, R., van de Graaf, H. C., & Thorel, L. (2009). Measurements of soil compressibility by means of cone penetrometer. *Soils and Foundations*, *49*(3), 397–408.

Reiffsteck, P., Luong, T.-A., Szymkiewicz, F., & Benz-, M. (2025). Direct design methods of shallow foundation : DCPT and SPT application Direct design methods of shallow foundation : DCPT and. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, *0*(0), 1–29. https://doi.org/10.1080/19648189.2025.2568978

Reiffsteck, P., Luong, T.-A., Szymkiewicz, F., Benz-Navarrete, M. A., & Pellez, J.-C. (2024). Méthode directe de dimensionnement des fondations superficielles - Généralisation au DPT et SPT. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Poitiers*, *2020*, 1–8.

Reiffsteck, P., Luong, T.-A., Szymkiewicz, F., Benz, M. A., & Solution, S. (2022). Essais sur fondations superficielles et dimensionnement au pénétromètre dynamique. *11emes Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Lyon 2022 ESSAIS*, 1–8.

Reiffsteck, P., Luong, T. A., Szymkiewicz, F., Angel, M., Navarrete, B., Tran, Q. A., Teyssier, A., & Jacquard, C. (2021). Shallow foundation design based on load-transfer curves obtained from DCLT test Conception des fondations superficielles basée sur les courbes charge-tassement obtenue à partir de l ' essai DCLT. *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1–6.

Reiffsteck, P., Szymkiewicz, F., Benz Navarrete, M. A., & Luong, T.-A. (2022). Prediction of bearing capacity and settlement using penetrometer design method for shallow foundation and load transfer curves. *Cone Penetration Testing 2022*, *3*, 1058–1064. https://doi.org/10.1201/9781003329091-160

Salden, D. (1980). Der einfluss der sohlenform auf die traglast von fundamenten. *Baugrundinstitut, Universität Stuttgart*.

Saleh, N. M., Elleboudy, A. M., & Elsaied, A. E. (2009). Behavior of skirted strip footing under eccentric load. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: The Academia and Practice of Geotechnical Engineering*, *1*(October), 586–589. https://doi.org/10.3233/978-1-60750-031-5-586

Salençon, J., & Pecker, A. (1995). Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. I: Purely cohesive soil. *European Journal of Mechanics. A. Solids*, *14*(3), 349–375.

Sanglerat, G. (1972). The penetrometer and soil exploration. *Elsevier Publishing Company, Amsterdam*, 464 p.

Sawicki, A., Świdziński, W., & Zadroga, B. (1998). Settlement of shallow foundation due to cyclic vertical force. *Soils and Foundations*, *38*(1), 35–43. https://doi.org/10.3208/sandf.38.35

Scala, A. J. (1956). Simple Methods of flexible pavement design using cone penetrometers. *New Zealand Engineer, Vol. 11, No. 2*, 33-44.

Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 281–296.

Schmertmann, J. H. (1970). Static Cone to Compute Static Settlement Over Sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, *96*(3), 1011–1043. https://doi.org/10.1061/jsfeaq.0001418

Schmertmann, J. H., Hartman, J. P., & Brown, P. R. (1978). Improved strain influence factor diagrams. *Journal of Geotechnical Engineering Division, 104 (GT8)*, 1131–1135.

Schmertmann, J. H., & Palacios, A. (1979). Energy dynamics of SPT. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, *105(8):909*.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung, R. M. (1985). The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations. *J. Geotech. Engrg 111(12): 1425–45*.

Shields, D., & Bauer, G. (1975). Determination of the modulus of deformation of a sensitive clay using laboratory and in situ tests. *Proceedings of the Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Vol. 1, American Society of Civil Engineers, Raleigh, North Carolina*, 395–421.

Skempton, A. W. (1986). Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation. *Geotechnique 36(3):425–47*.

Smith, E. A. . (1960). Pile driving analysis by the wave equation. *J. Soil Mech. Found Div. 86 (4), 35e61*.

Steinbrenner, W. (1934). Tafeln zur Setzungsberechnung. *Die Straße, Vol. 1, Oct*, 121–124.

Suchomel, R., & Mašín, D. (2009). Calibration of an advanced soil constitutive model for use in probabilistic numerical analysis. *Computational Geomechanics, COMGEO I - Proceedings of the 1st International Symposium on Computational Geomechanics*, *January 2009*, 265–274.

Sy, A., & Campanella, R. G. (1991). An alternative method of measuring SPT energy. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic*, 499–505.

Sycodés. (2016). L'analyse statistique détaillée des pathologies d'ouvrages traditionnels. *Agence Qualité Construction (AQC)*.

Tanasic, N., & Hajdin, R. (2014). Bridge failure modes due to local scour. *Bridge Maintenance, Safety, Management and Life Extension - Proceedings of the 7th International Conference of Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2014*, *July*, 1448–1455. https://doi.org/10.1201/b17063-220

Tand, K. E., Funegard, E., & Warden, P. (1994). Footing load tests on sand. *Settlement '94 Specialty Conf., ASCE Geotechnical Spe- Cialty Publication No. 40, Vol. 1*, 164–178.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York. https://doi.org/10.1680/geot.1963.13.4.267

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice, 1st Edition*. John Wiley and Sons, Inc., New York.

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Edition*. John Wiley and Sons, Inc., New York.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice. 3rd Edition*. John Wiley and Sons, Inc., New York.

Ticof, J. (1977). *Surface Footings on Sand Under General Planar Loads.* (Issue November).

Tran-Vô-Nhiem. (1965). Contribution à l'étude de la force portante limite des fondations superficielles dans un milieu à deux dimensions: Fondations à charge inclinée et excentrée et fondation sur talus. In *Thèse de spécialité de la Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble*.

Tran, Q. A., Benz Navarrete, M. A., & Guardeño Garcia, M. (2018). Détermination du module dynamique à partir du P.A.N.D.A.3 et l'analyse spectrale des signaux. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*, 1–9.

Tran, Q. A., Benz Navarrete, M., Breul, P., Chevalier, B., & Moustan, P. (2019). Soil Dynamic Stiffness and Wave Velocity Measurement Through Dynamic Cone Penetrometer and Wave Analysis. *Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons Learned and Future Challenges*, *0*. https://doi.org/10.3233/STAL190064

Tran, Q. A., Chevalier, B., & Breul, P. (2016). Discrete modeling of penetration tests in constant velocity and impact conditions. *Computers and Geotechnics*, *71*, 12–18. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.08.010

Van Baars, S. (2014). The inclination and shape factors for the bearing capacity of footings. *Soils and Foundations*, *54*(5), 985–992. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.09.004

Van Wambecke, A., & D'Hemricourt, J. (1978). Evolution dans l'interprétation de l'essai pressiométrique. *Proc. 3rd Internat. Congr. IAEG, Sec. IV Vol 1*, pp 91-98.

Van Wambecke, A., & D'Hemricourt, J. (1979). *Méthode globale d'interprétation de l'essai pressiométrique*. Design Parameters in Geotechnical Engineering. BGS, Vol; 2 d 18.

Vesic, A. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. *Winterkorn FS, Fand HY Eds, Foundation Engineering Handbook*, *4*. https://doi.org/10.3208/sandf.37.4_77

Vesic, A. S. (1973). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. In *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division* (Vol. 99, pp. 45–73).

Vézole, P. (2002). Ancrages passifs verticaux et calcul à la rupture. *Rev. Fr. Geotech. Numéro 98*, 47–62. https://doi.org/10.1051/geotech/2002098047

Viana da Fonseca, A. (2001). Load tests on residual soil and settlement prediction on shallow foundation. *J. Geotech. Geoenviron. Eng., 127(10)*, 869–883.

Vrettos, C., & Seibel, E. (2019). Assessment of pseudostatic methods for the seismic bearing capacity of footings in code-based design. *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions- Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 2019*, *October*, 5605–5612.

Weiss, K. (1973). Die Formbeiwerte in der Grundbruchgleichung für nichtbindige Böden. *Diplom-Ingenieur, Berlin*, 55 pages.

Wu, J. J., Yan, L., Qian, G. C., Hua, W., & Xin, L. (2016). A Simplified Method for the Determination of Vertically Loaded Pile-Soil Interface Parameters in Layered Soil Based on FLAC 3D. *Frontiers of Structural and Civil Engineering 10(1):103–11. Doi: 10.1007/S11709-015- 0328-4.*

Zaharescu, E. (1961). Sur la stabilité des fondations rigides. *4ème Conf Int. Méca. Des Sols, Paris, 3A/52*, 867–871. https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9_174

Zhou, S. (1997). Caracterisation des sols de surface a l'aide du penetrometre dynamique leger a energie variable type Panda. *Doctoral Thesis, Blaise Pascal University - Clermont II*.

Annexes

Résultats des essais triaxiaux pour le sol à Aulnat :

Université Gustave Eiffel

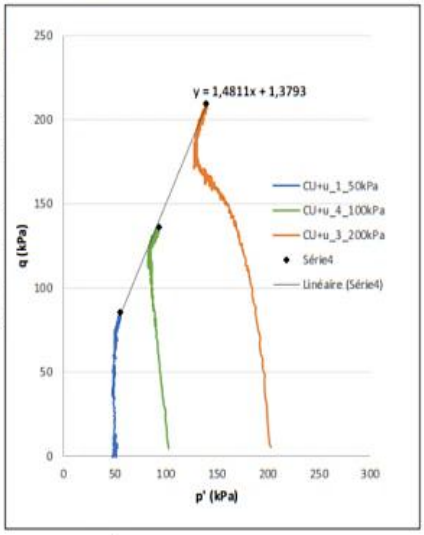
Procès verbal d'essai
Laboratoire GERS/SRO

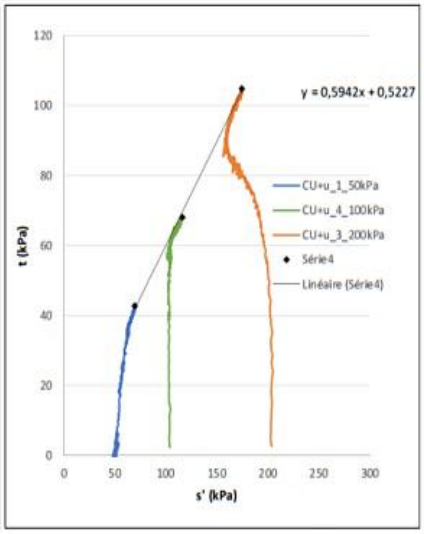
Essai Triaxial consolidé non-drainé - CU+u
NF P94-074

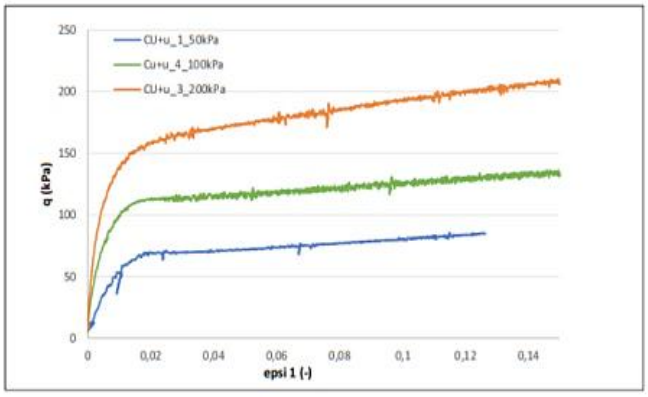
Informations générales		Informations sur l'échantillon	
Dossier :		Mode de prélèvement :	Sondage n° :
Chantier :	AULNAT	Date de prélèvement :	Profondeur : 30-50m
Ouvrage :		Mode de conservation :	Date d'essai :
Client :		Numéro d'identification :	Description :
		Date de réception :	

Caractéristiques	CU+u1_50kPa	CU+u4_100kPa	CU+u3_200kPa
H (mm)	100	100	100
Diam (mm)	50	50	50
w (%)			
ρ (kg/m3)	1720,2	1712,2	1725,0
Volume (m3)	1,96E-04	1,96E-04	1,96E-04
Confinement (kPa)	50	100	200
Déviateur q max (kPa)	85,6	136,2	209,7
p' max (kPa)	55,5	93,5	139,5
s' max (kPa)	69,8	116,2	174,4
t max (kPa)	42,8	68,1	104,8

Résultats p'/q	k (kPa)	M (deg)
	1,4	1,5
Résultats s'/t	t'_0 (kPa)	θ' (deg)
	0,5	36,3
Résultats	c' (kPa)	ϕ' (deg)
	0,6	36,3



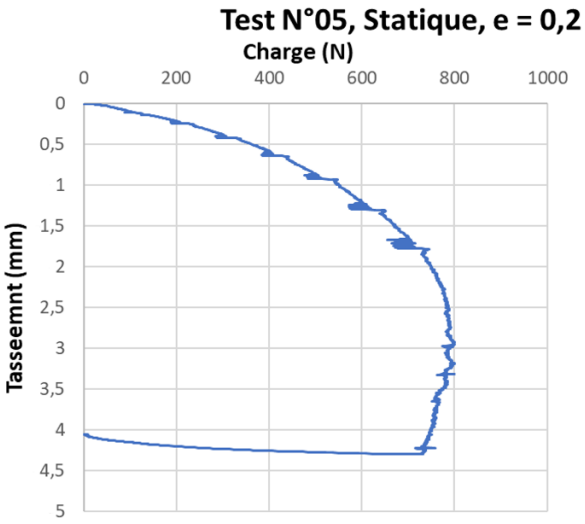


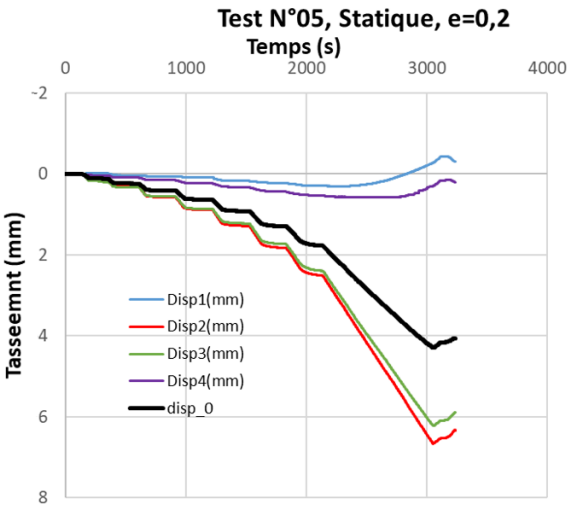


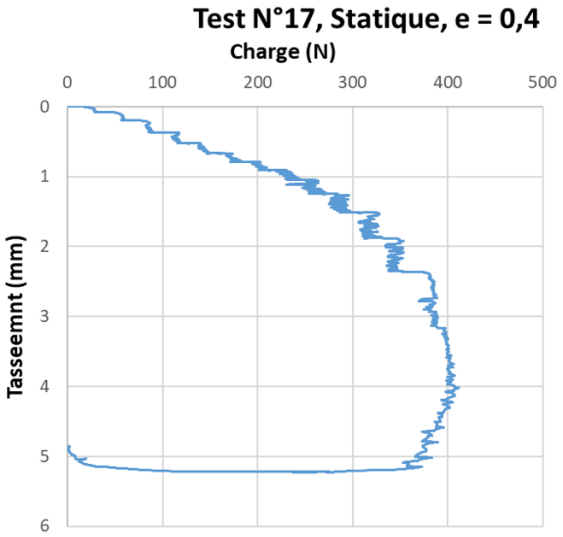
Mode de séchage des matériaux : ☐ Etuve à 105°C ■ Etuve à 50°C

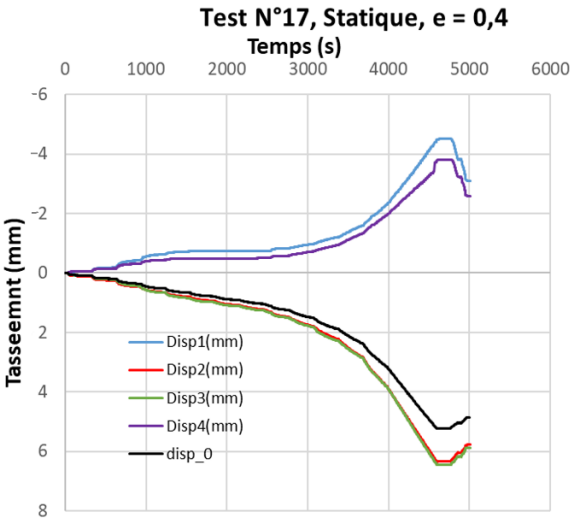
Résultats expérimentaux des essais de chargement cyclique à l'échelle réduite en laboratoire RTRI :

1. Chargement statique excentré, e = 0,2 et 0,4 :

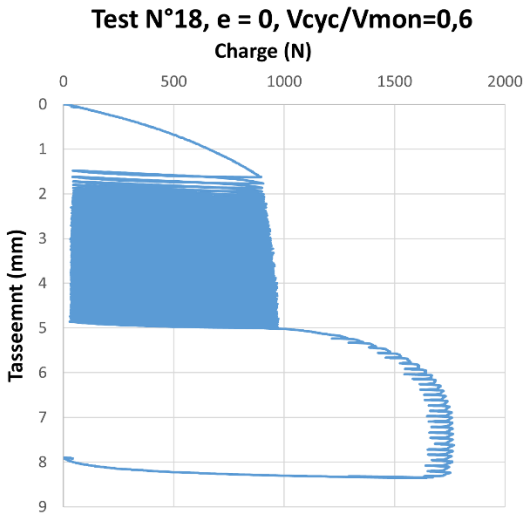


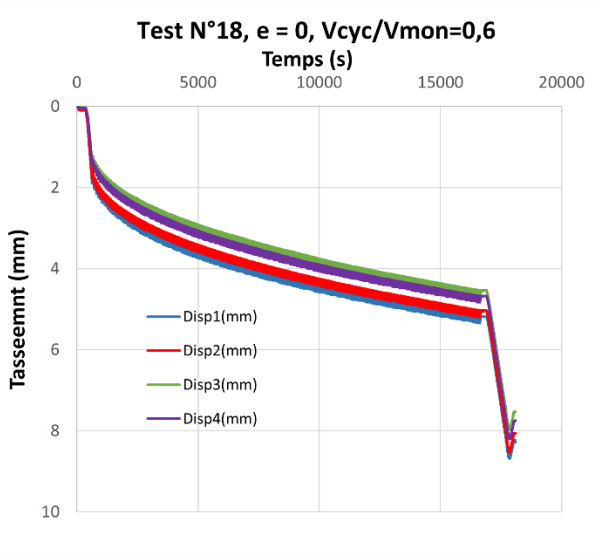


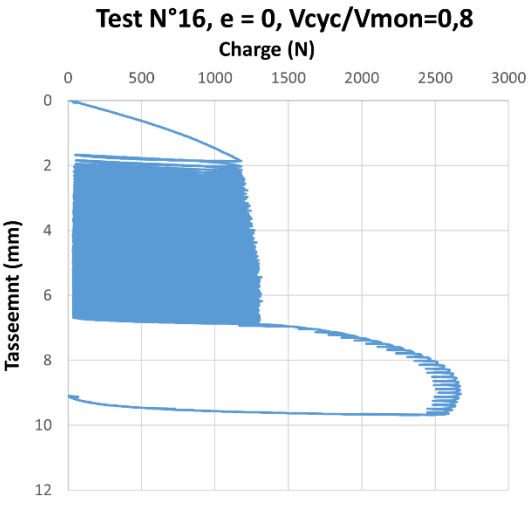


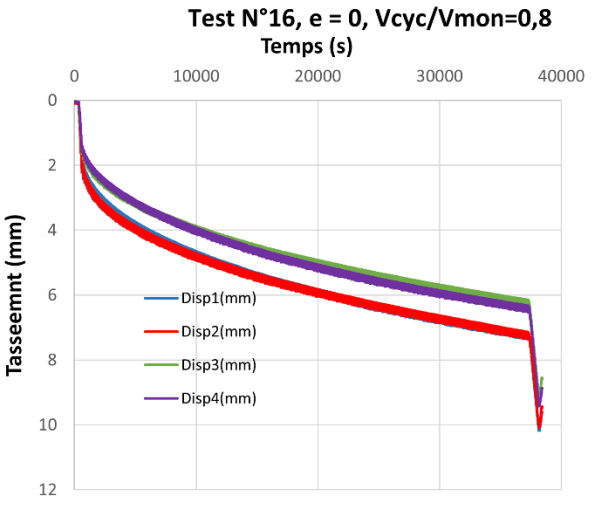


2. Chargement cyclique centré, $e = 0$:

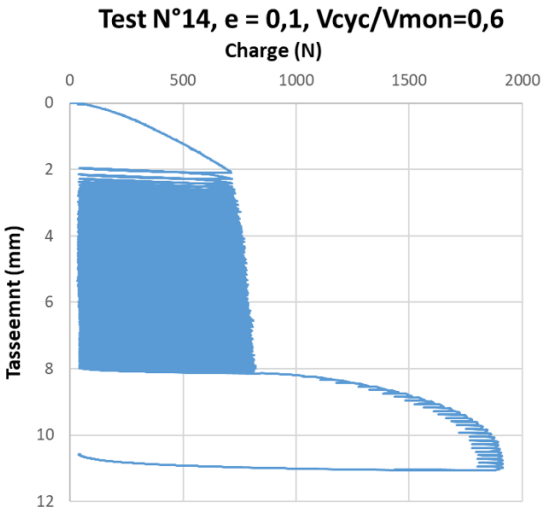


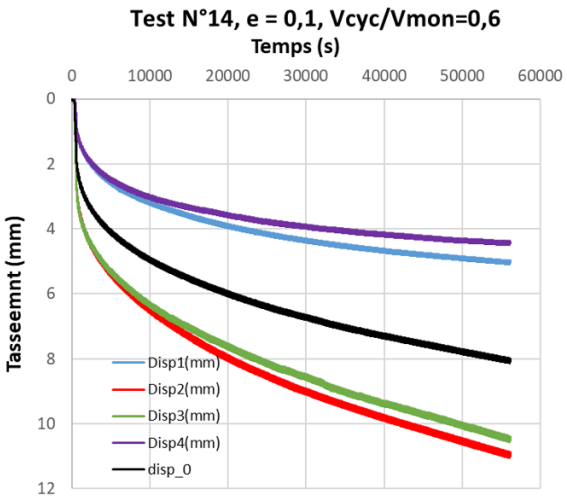


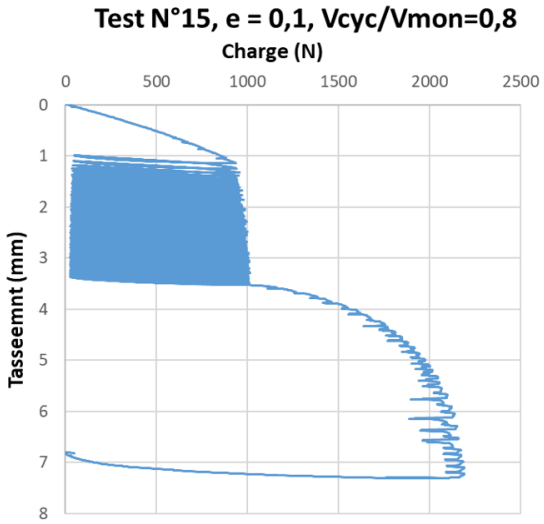


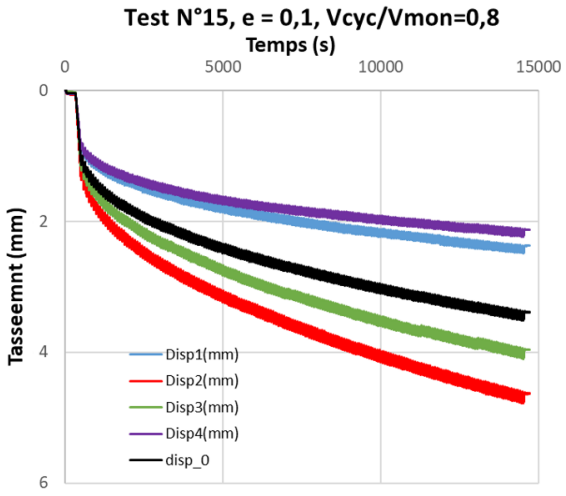


3. Chargement cyclique avec l'excentrement, e = 0,1 :

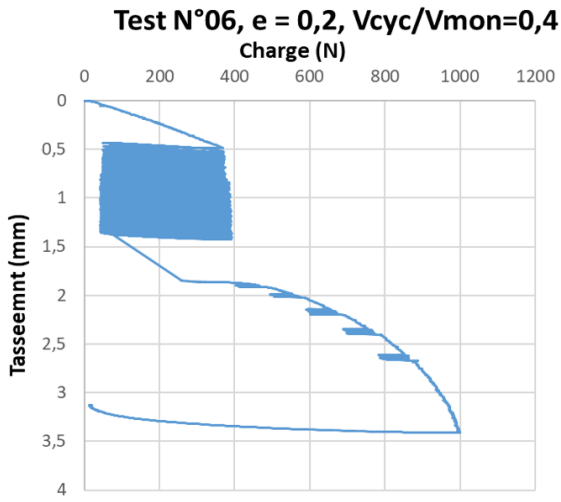


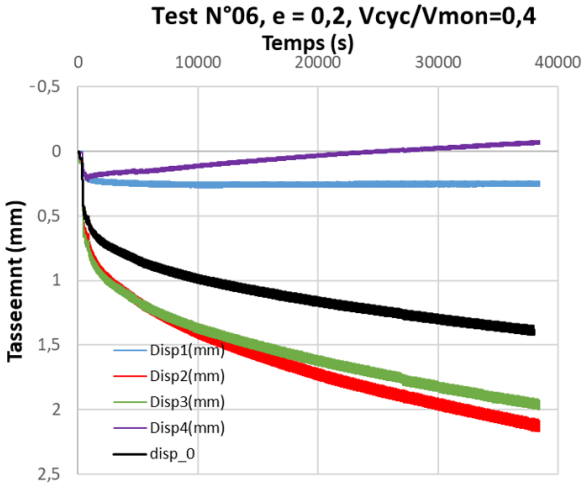


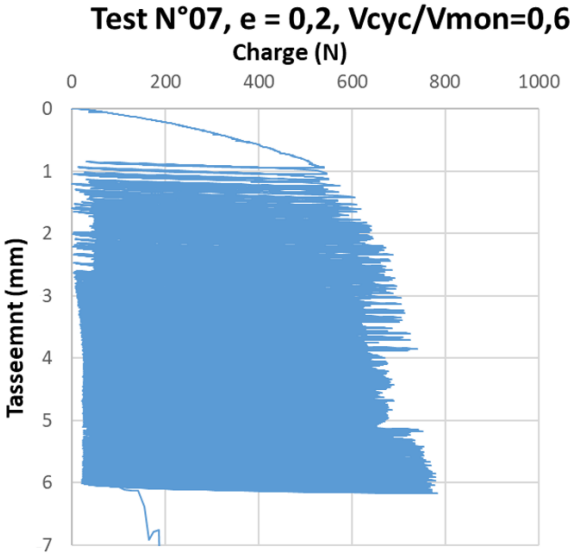


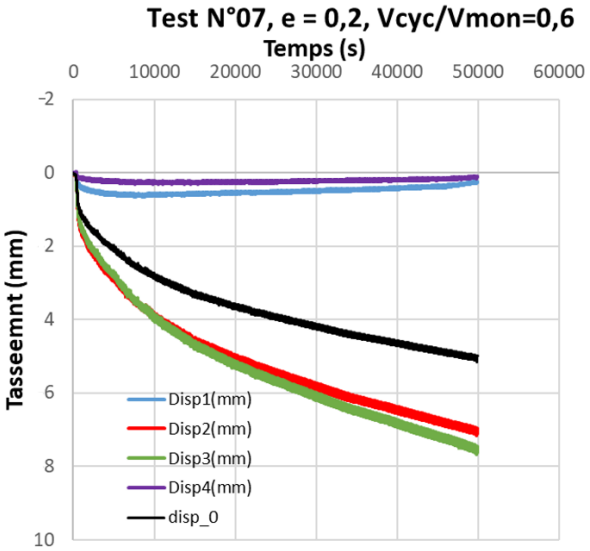


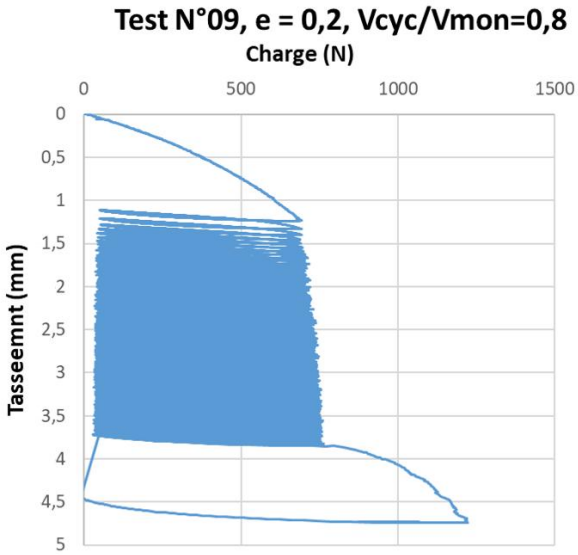
4. Chargement cyclique avec l'excentrement, e = 0,2 :

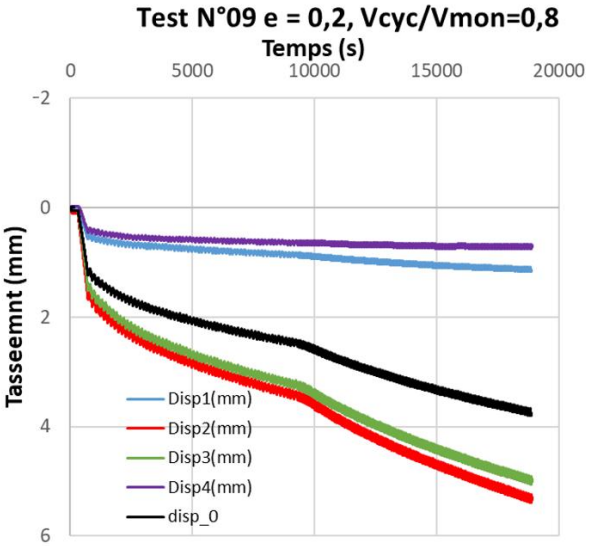




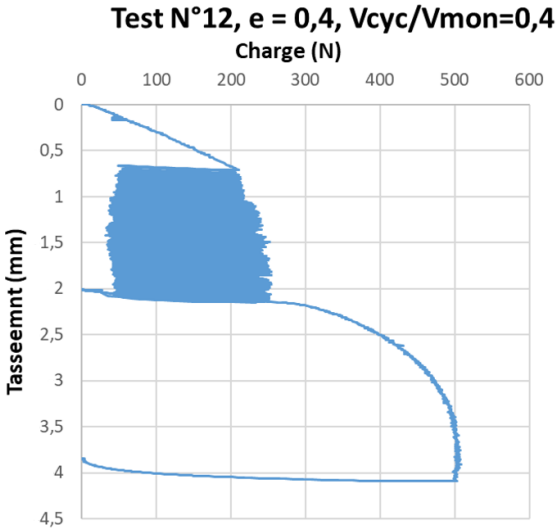


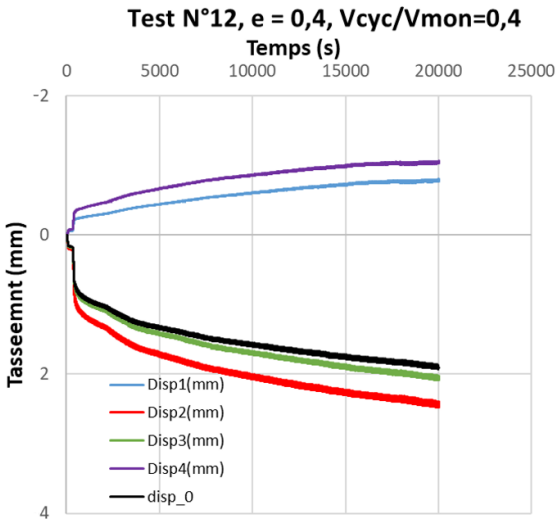


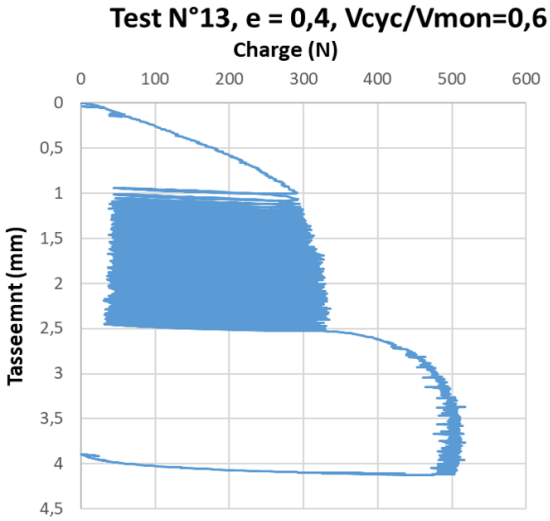


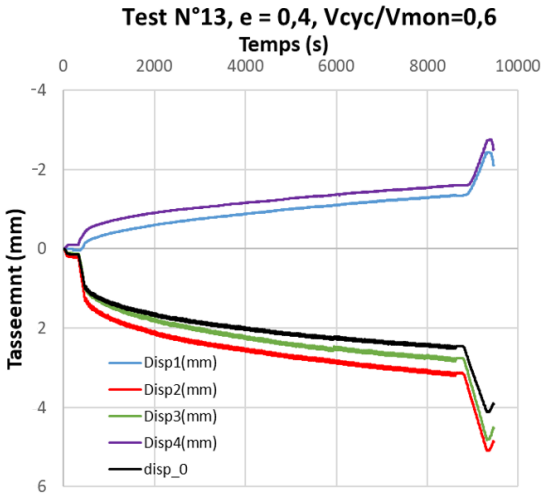


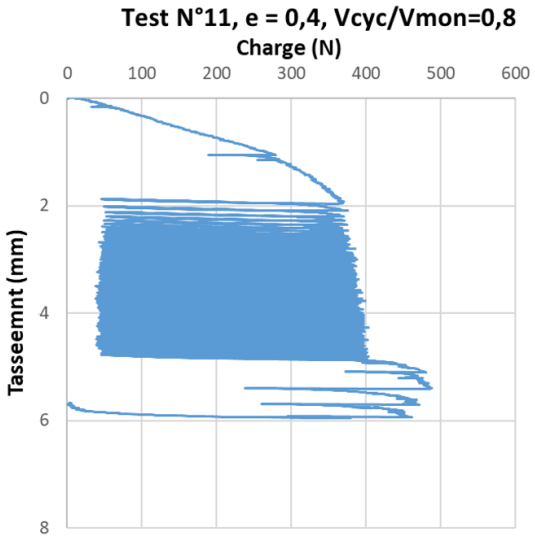
5. Chargement cyclique avec l'excentrement, e = 0,4 :

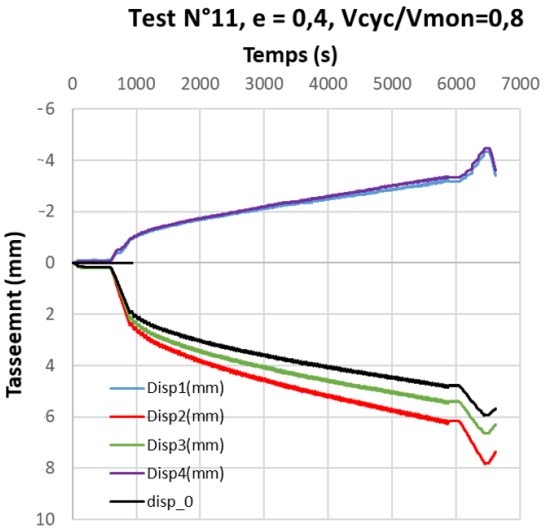






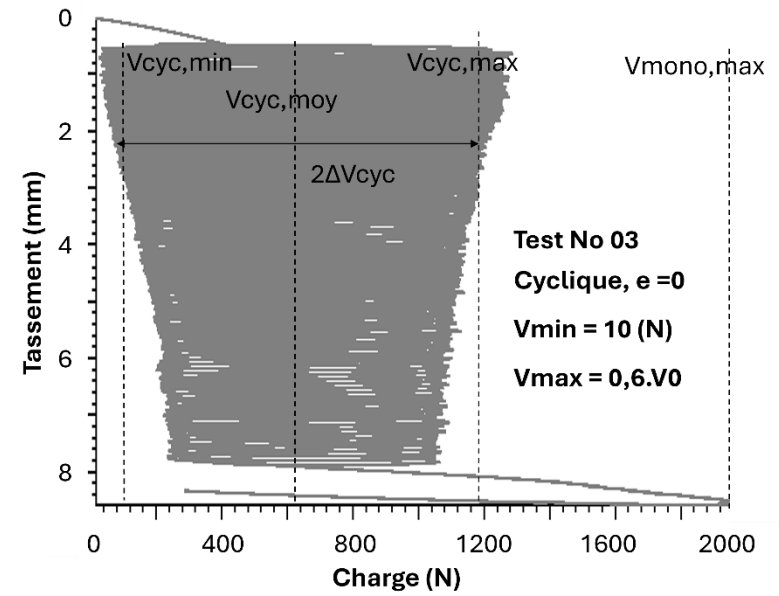


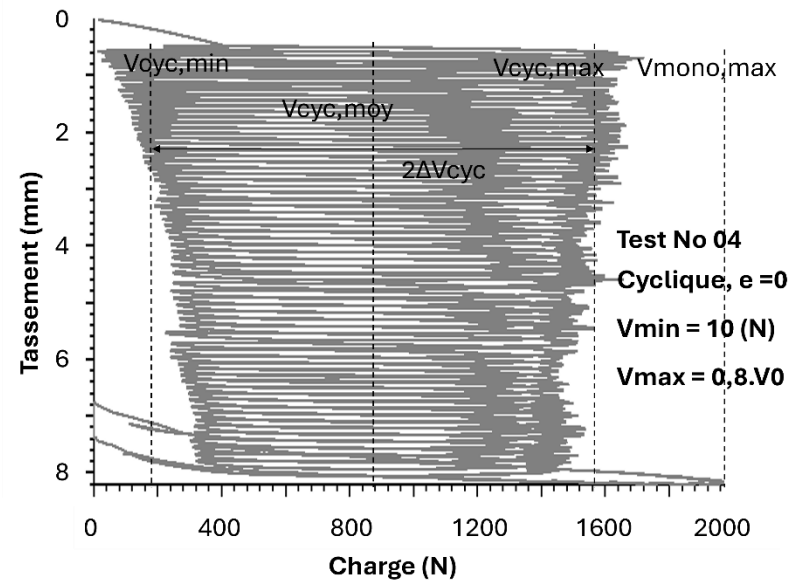


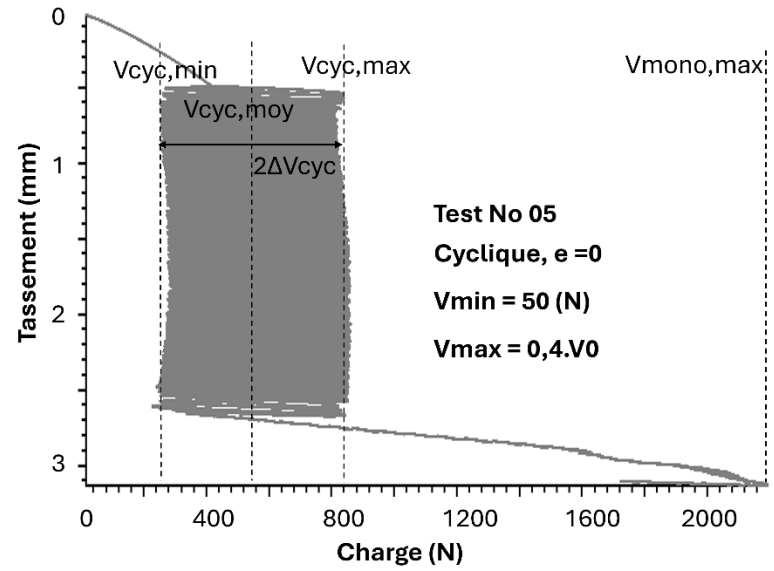


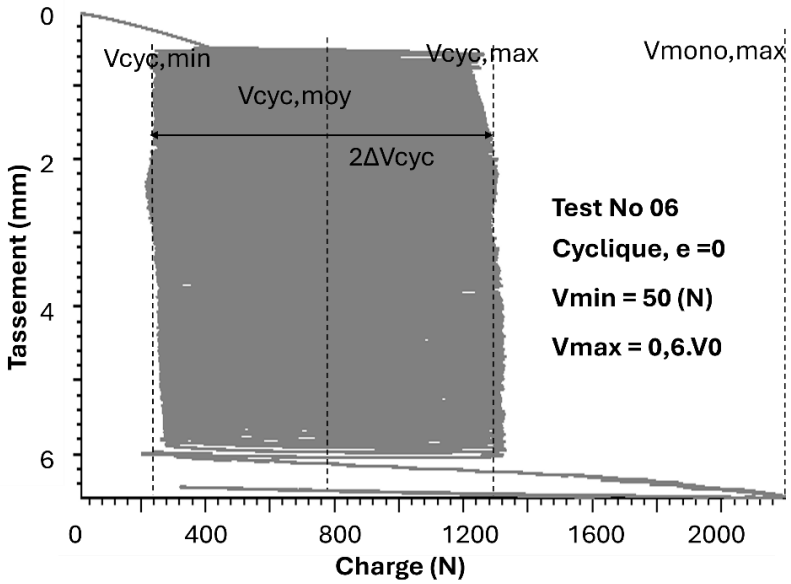
Résultats obtenus de la modélisation numérique pour des essais de chargement cyclique à l'échelle réduite :

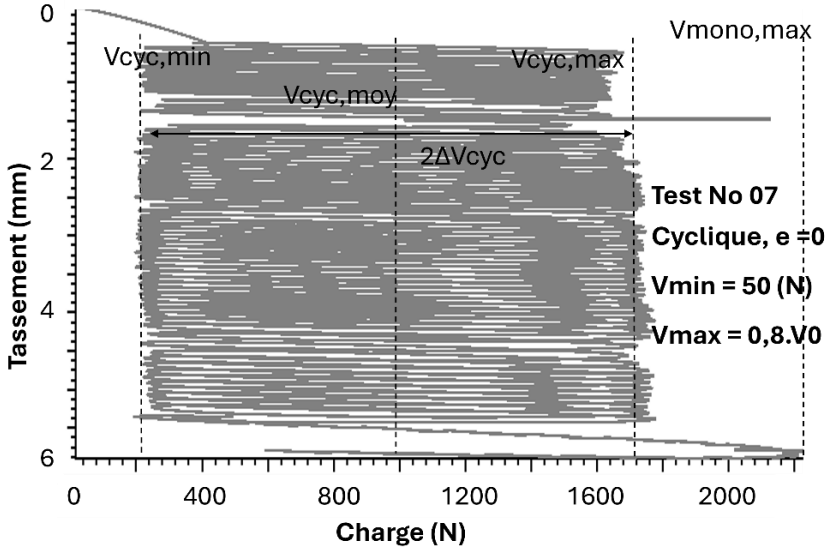
6. Chargement cyclique sans l'excentrement, $e = 0$:

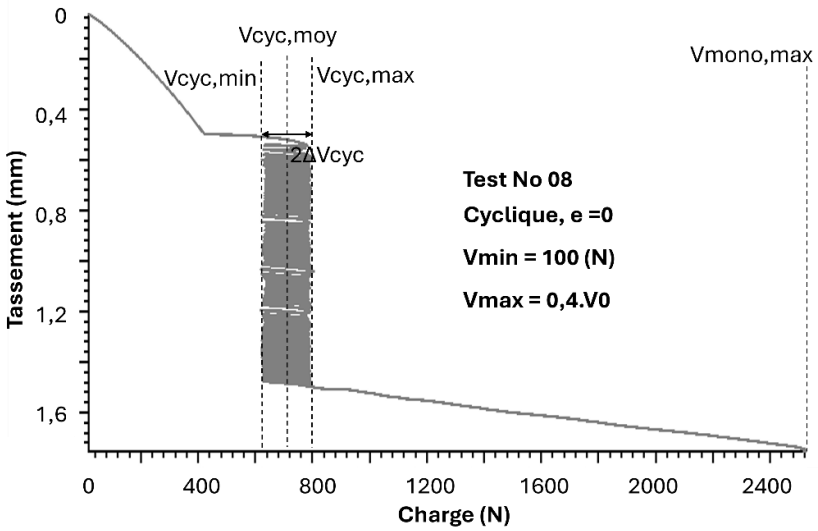


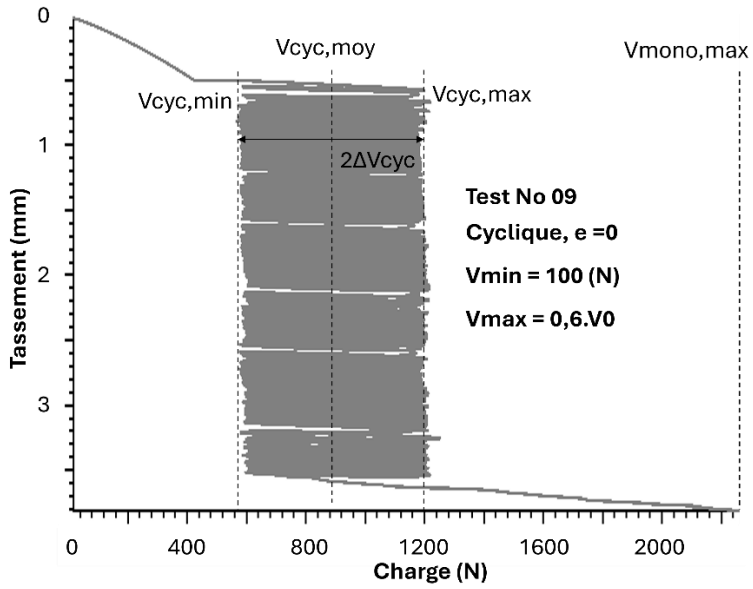


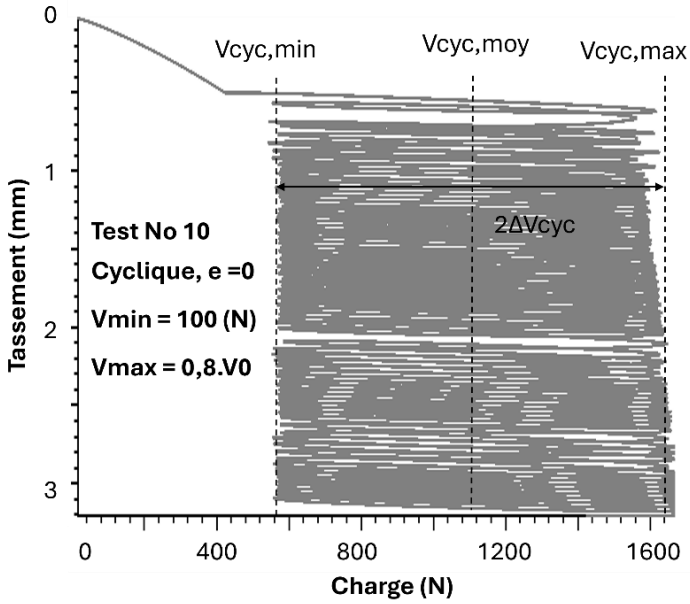

Vcyc,min
Vcyc,max
Vmono,max
Vcyc,moy
2ΔVcyc
Test No 05
Cyclique, e =0
Vmin = 50 (N)
Vmax = 0,4.V0
Tassement (mm)
Charge (N)
0
1
2
3
0
400
800
1200
1600
2000

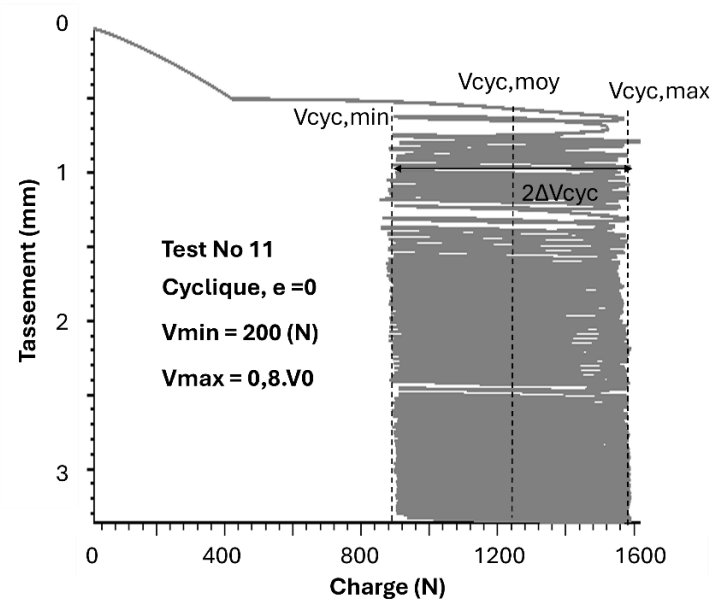

Vcyc,min
Vcyc,max
Vmono,max
Vcyc,moy
2ΔVcyc
Test No 06
Cyclique, e =0
Vmin = 50 (N)
Vmax = 0,6.V0
Tassement (mm)
Charge (N)
0
2
4
6
0
400
800
1200
1600
2000


Vcyc,min
Vcyc,max
Vmono,max
Vcyc,moy
2ΔVcyc
Test No 07
Cyclique, e =0
Vmin = 50 (N)
Vmax = 0,8.V0
Tassement (mm)
Charge (N)
0
2
4
6
0
400
800
1200
1600
2000

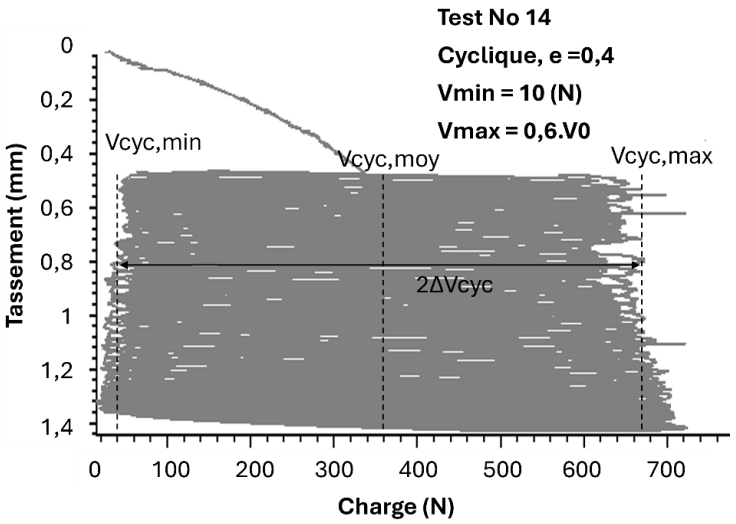

Vcyc,moy
Vcyc,min
Vcyc,max
Vmono,max
2ΔVcyc
Test No 08
Cyclique, e =0
Vmin = 100 (N)
Vmax = 0,4.V0
Tassement (mm)
Charge (N)

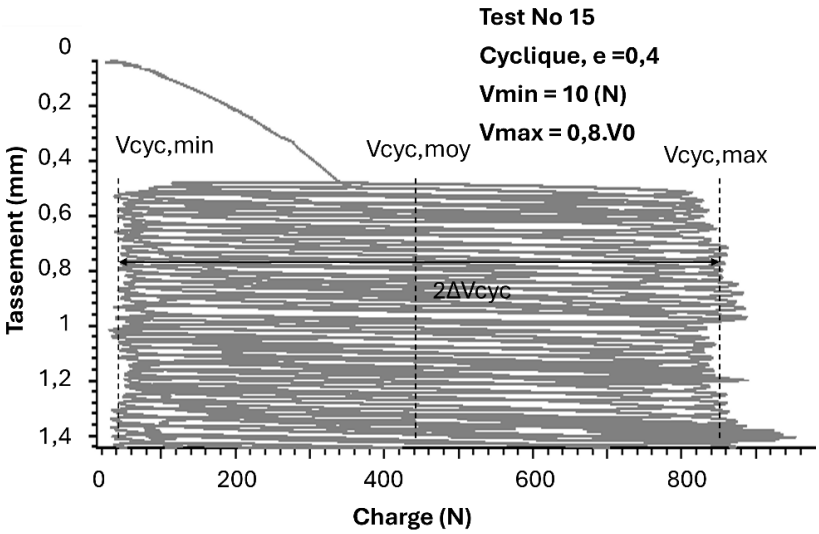

Vcyc,moy
Vcyc,min
Vcyc,max
Vmono,max
2ΔVcyc
Test No 09
Cyclique, e =0
Vmin = 100 (N)
Vmax = 0,6.V0
Tassement (mm)
Charge (N)


Vcyc,min
Vcyc,moy
Vcyc,max
2ΔVcyc
Test No 10
Cyclique, e =0
Vmin = 100 (N)
Vmax = 0,8.V0
Tassement (mm)
Charge (N)



7. Chargement cyclique avec l'excentrement, e = 0,4 :





8. Relation entre le nombre de cycles et le tassement de la fondation soumise à une charge cyclique pour les ratios $V_{cyc,max}/V_{max}$ = 60% et 80 % :

