

Influence de la saturation sur la portance et la durabilité des chaussées drainantes

Auteur : Bourhail El Manouchi, Siham

Promoteur(s) : François, Bertrand

Faculté : Faculté des Sciences appliquées

Diplôme : Master en ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en "civil engineering"

Année académique : 2024-2025

URI/URL : <http://hdl.handle.net/2268.2/24769>

Avertissement à l'attention des usagers :

Tous les documents placés en accès ouvert sur le site le site MatheO sont protégés par le droit d'auteur. Conformément aux principes énoncés par la "Budapest Open Access Initiative"(BOAI, 2002), l'utilisateur du site peut lire, télécharger, copier, transmettre, imprimer, chercher ou faire un lien vers le texte intégral de ces documents, les disséquer pour les indexer, s'en servir de données pour un logiciel, ou s'en servir à toute autre fin légale (ou prévue par la réglementation relative au droit d'auteur). Toute utilisation du document à des fins commerciales est strictement interdite.

Par ailleurs, l'utilisateur s'engage à respecter les droits moraux de l'auteur, principalement le droit à l'intégrité de l'oeuvre et le droit de paternité et ce dans toute utilisation que l'utilisateur entreprend. Ainsi, à titre d'exemple, lorsqu'il reproduira un document par extrait ou dans son intégralité, l'utilisateur citera de manière complète les sources telles que mentionnées ci-dessus. Toute utilisation non explicitement autorisée ci-avant (telle que par exemple, la modification du document ou son résumé) nécessite l'autorisation préalable et expresse des auteurs ou de leurs ayants droit.

Université de Liège
Faculté des sciences appliquées

**Influence de la saturation sur
la portance et la durabilité
des chaussées drainantes**

Travail de fin d'études
en vue de l'obtention du grade de master ingénieur civil des
constructions

Rédigé par :
Siham BOURHAIL EL MANOUCHI
Matricule : 20170787

Promoteur :
Bertrand FRANÇOIS

Jury :
Luc COURARD
Frédéric COLLIN
Mohamed OUALMAKRAN

Année académique 2024 – 2025

Remerciements

Je tiens à remercier de tout cœur l'ensemble des personnes qui, par leur aide, leurs conseils et leurs commentaires, ont contribué à la réalisation de ce travail de fin d'études.

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude envers mon promoteur, Monsieur Bertrand FRANÇOIS, pour son suivi attentif, sa disponibilité et ses précieuses suggestions, qui ont été déterminants dans la finalisation de ce mémoire. Au-delà de ses qualités scientifiques, son soutien, sa patience et sa bienveillance m'ont guidée dans les moments de doute et face aux défis rencontrés. Je tiens également à souligner sa compréhension et sa flexibilité face aux imprévus et aux ajustements de calendrier liés à une période personnelle particulièrement difficile, durant laquelle il est resté encourageant et motivant, me permettant d'aborder sereinement l'achèvement de ce travail.

Mes remerciements vont également aux membres du jury, Monsieur Luc COURARD, Monsieur Frédéric COLLIN et Monsieur Mohamed OUALMAKRAN, pour l'intérêt et le temps qu'ils consacreront à la lecture de ce mémoire ainsi qu'à son évaluation.

Je souhaite aussi remercier l'ingénieur de recherche Jean-Jacques MOCTO KAMDEM, ainsi que les membres du laboratoire de géotechnologie, Pierre ILLING et Mathilde PIETTE, pour leur aide précieuse, leur disponibilité, et leur implication durant la réalisation des essais, qui ont joué un rôle déterminant dans la réussite de ce travail. Je remercie tout particulièrement Jean-Jacques pour son soutien et sa participation au développement de ce travail de fin d'études.

Je tiens enfin à exprimer toute ma gratitude envers ma famille, et plus particulièrement mes parents, Moussa et Jamila, pour avoir toujours cru en moi et m'avoir soutenue inconditionnellement au fil des années, y compris dans les moments les plus difficiles. Je remercie également Mohamed E.M., dont la présence, la patience et l'encouragement m'ont permis de surmonter les périodes de doute et de fatigue. Enfin, une présence nouvelle et précieuse dans ma vie m'a apporté, par sa simple existence, courage et inspiration pour affronter les défis de ce travail.

Résumé

Les chaussées drainantes sont des structures routières conçues pour favoriser l'infiltration et l'évacuation rapide des eaux pluviales, contribuant ainsi à réduire le ruissellement et à limiter les risques d'inondations. Elles répondent à des enjeux environnementaux importants, mais leur perméabilité est susceptible de favoriser la pénétration de l'eau et d'altérer la portance ainsi que la durabilité des matériaux. La problématique centrale de ce travail consiste à quantifier l'effet de la saturation en eau sur la portance des matériaux de voirie, en vue d'évaluer son influence sur la durée de vie des chaussées.

Ce projet a été réalisé en collaboration avec le Centre de Recherches Routières (CRR), qui a apporté son expertise technique. La méthodologie adoptée repose sur deux approches complémentaires. La première, expérimentale, comprend des essais Proctor pour déterminer la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale, ainsi que des essais CBR effectués sur un sol limoneux typique de la région wallonne et sur un granulats calcaire 2/20 mm. Ces essais ont été réalisés à différentes teneurs en eau, en conditions non saturées et saturées, afin d'évaluer l'influence directe de l'eau. Un CBR répété a également été réalisé afin d'estimer le module résilient dans ces deux états de saturation pour chaque matériau et d'analyser leur comportement sous sollicitations cycliques. La seconde approche repose sur une étude paramétrique avec le logiciel Qualidim, qui utilise les modules mesurés et sa base de données pour simuler l'impact de la saturation en eau sur la durée de vie des chaussées. Les résultats de ces simulations sont comparés pour deux variantes, afin d'identifier, selon le niveau d'inondation, la solution la plus favorable.

Les résultats expérimentaux mettent en évidence une diminution significative de la portance sous saturation en eau, avec un impact plus fort sur le sol que sur les granulats. Les simulations Qualidim confirment cette tendance, en montrant que cette dégradation mécanique se traduit par une réduction significative de la durée de vie des structures.

Ces constats soulignent la nécessité d'adapter les recommandations normatives, afin d'y intégrer explicitement les matériaux drainants et leurs principes de dimensionnement, pour garantir une durabilité comparable à celle des chaussées conventionnelles.

Mots-clés : chaussée drainante, saturation, portance, compressibilité, durabilité, CRR, fond de coffre, granulats calcaires, sol limoneux, CBR, Proctor, module résilient, Qualidim.

Abstract

Permeable pavements are road structures designed to promote the infiltration and rapid drainage of stormwater, thereby reducing runoff and limiting flood risks. While they address important environmental challenges, their permeability is likely to increase water penetration and alter both the bearing capacity and the durability of the materials. The central objective of this work is to quantify the effect of water saturation on the bearing capacity of pavement materials, in order to assess its influence on pavement service life.

This project was carried out in collaboration with the Belgian Road Research Centre (CRR), which provided technical expertise. The adopted methodology is based on two complementary approaches. The first, experimental, includes Proctor tests to determine the maximum dry density and the optimum water content, as well as CBR tests performed on a silty soil representative of the subgrade and on a 2/20 mm limestone aggregate. These tests were conducted at different water contents, under both unsaturated and saturated conditions, to evaluate the direct influence of water. A repeated CBR test was also performed to estimate the resilient modulus in both saturation states for each material and to analyze their behavior under cyclic loading. The second approach relies on a parametric study using the Qualidim software, which combines the measured moduli with its internal database to simulate the impact of water saturation on pavement service life. The simulation results are compared for two variants in order to identify, depending on the level of inundation, the most favorable solution.

The experimental results highlight a significant decrease in bearing capacity under water saturation, with a stronger effect on soil than on aggregates. The Qualidim simulations confirm this trend, showing that such mechanical degradation leads to a substantial reduction in the calculated service life of the structures.

These findings underline the need to adapt existing normative recommendations by explicitly integrating permeable materials and their design principles, in order to ensure a durability comparable to that of conventional pavements.

Keywords : permeable pavement, saturation, bearing capacity, compressibility, durability, CRR, subgrade, limestone aggregate, silty soil, CBR, Proctor, resilient modulus, Qualidim.

Table des matières

1	Introduction	1
1.1	Contexte général	1
1.2	Objectifs du TFE	2
2	État de l’art	3
2.1	Composition typique d’une chaussée	3
2.1.1	Revêtement	4
2.1.2	Fondation	5
2.1.3	Sous-fondation	6
2.1.4	Fond de coffre	6
2.2	Types de chaussées	7
2.2.1	Chaussées flexibles	7
2.2.2	Chaussées semi-rigides	8
2.2.3	Chaussées rigides	8
2.3	Principe de dimensionnement d’une chaussée	8
2.3.1	Paramètres définissant le trafic	8
2.3.2	Paramètres définissant le sol	9
2.3.3	Paramètres définissant les matériaux	10
2.3.4	Paramètres définissant le gel et dégel	10
2.3.5	Dimensionnement selon le type de chaussée	11
2.4	Chaussées drainantes	11
2.4.1	Comparaison fonctionnelle : chaussées classiques vs chaussées infiltrantes	11
2.4.2	Caractéristiques des matériaux utilisés dans les structures infiltrantes	12
2.4.3	Cadre normatif en Wallonie et en Flandre	14
2.5	Influence de la saturation en eau sur les performances d’une chaussée	15
3	Protocole expérimental	16
3.1	Choix des matériaux testés	17
3.2	Analyse granulométrique	18
3.2.1	Tamissage	19
3.2.2	Sédimentométrie	19
3.3	Essai Proctor	20
3.4	Essai CBR (California Bearing Ratio)	23
3.4.1	Essai CBR standard	24
3.4.2	Essai CBR répété	26
4	Résultats expérimentaux et interprétation	28
4.1	Analyse granulométrique	28
4.1.1	Fond de coffre	28
4.1.2	Fondation	31
4.2	Essai Proctor	33
4.2.1	Fond de coffre	33
4.2.2	Fondation	35
4.3	CBR standard	37
4.3.1	Fond de coffre	37
4.3.2	Fondation	40
4.4	CBR répété	43
4.4.1	Fond de coffre	43

4.4.2	Fondation	46
4.5	Interprétations	48
5	Simulation de la durée de vie	52
5.1	Définition des paramètres du cas de référence	54
5.2	Analyse paramétrique	55
5.3	Probabilité de rupture après 20 ans	57
5.4	Nombre de poids lourds admis pour un risque de 20 %	61
5.5	Interprétations	63
6	Conclusion	64

Table des figures

1	Comparaison entre une structure imperméable et une structure perméable	1
2	Différentes couches d'une chaussée routière (Bruxelles Environnement, 2016)	3
3	Répartition des charges du trafic à travers les couches (CRR, 2014)	3
4	Pavés drainants (CRR, 2024)	4
5	Enrobés drainants (IRSTV, 2023)	4
6	Empierrement à granulométrie continue	5
7	Trois grandes catégories de chaussées : flexible, semi-rigide et rigide (CRR, 2024)	7
8	Distribution des charges par essieu (François, 2024)	9
9	Spécifications de la granularité de la fondation (Qualiroute)	14
10	Dégradations liées à la présence de l'eau (CRR, 2014)	15
11	Sol limoneux	17
12	Fondation en granulats calcaire 2/20	18
13	Matériel utilisé en laboratoire	19
14	Essai Proctor	21
15	Presse	22
16	Échantillon dans l'étuve	22
17	Échantillon après compactage	23
18	Essai CBR standard	25
19	Dispositif du CBR répété	26
20	Moule CBR immergé pendant 4 jours Sol/gravier	27
21	Courbe granulométrique du limon (Diette-Steveaux, 2024)	29
22	Type de courbes granulométriques en fonction de la nature du sol, Collin [2021]	30
23	Courbe granulométrique du granulat calcaire 2/20 mm	32
24	Courbe de compactage (sol limoneux – fond de coffre)	34
25	Courbe de compactage – Fondation	36
26	Évolution de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau w – état immédiat	39
27	Évolution de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau w – état immédiat	42
28	Courbes contrainte-déplacement pour l'essai CBR répété du limon en conditions immédiate et immergée	44
29	Module résilient en fonction du nombre de demi-cycles pour le limon en conditions immédiate et immergée	45
30	Courbes contrainte-déplacement pour l'essai CBR répété du granulat en conditions immédiate et immergée	46
31	Module résilient en fonction du nombre de demi-cycles pour le granulat en conditions immédiate et immergée	47
32	Définition du trafic	52
33	Présentation de la plateforme	53
34	Représentation des épaisseurs [mm] des différentes couches (Pas à l'échelle)	56
35	Probabilité de rupture après 20 ans selon l'hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau - Variante 0	57
36	Probabilité de rupture après 20 ans selon l'hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau — Variante 1	58
37	Probabilité de rupture après 20 ans selon l'hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau — Variante 2	58
38	Nombre de poids lourds admis pour un risque de 20 % selon l'hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau - Variante 0	61

39	Nombre de poids lourds admis pour un risque de 20 % selon l'hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau - Variante 1	62
40	Nombre de poids lourds admis pour un risque de 20 % selon l'hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau - Variante 2	62
41	Perméabilité des sols (Bruxelles-Environnement, 2019)	69
42	Résultats de l'essai CBR standard pour le limon à l'optimum Proctor non immergé	70
43	Résultats de l'essai CBR standard pour le limon à l'optimum Proctor immergé	71
44	Résultats de l'essai CBR standard pour le granulat à l'optimum Proctor non immergé	72
45	Résultats de l'essai CBR standard pour le granulat à l'optimum Proctor immergé	73

1 Introduction

1.1 Contexte général

Aujourd'hui, la durabilité des infrastructures routières devient un enjeu crucial tant pour les pouvoirs publics que les ingénieurs. Avec le réchauffement climatique et l'augmentation des phénomènes météorologiques imprévisibles, il devient indispensable de concevoir des chaussées capables de conserver leurs propriétés mécaniques, y compris en présence d'eau (pluie, inondations, ruissellements, etc.).

Selon le code de bonne pratique R88 « Protection des routes contre les effets de l'eau » du Centre de Recherches Routières (2014), deux solutions existent actuellement pour protéger les structures routières contre les effets néfastes de l'eau (Figure 1a et 1b).

La première solution consiste à concevoir une structure imperméable en déviant l'eau via des dispositifs d'évacuation (ex : les avaloirs). Elle est très courante dans les voiries existantes en Wallonie et à Bruxelles. Le but est d'empêcher et bloquer toute infiltration d'eau dans les couches de la chaussée.

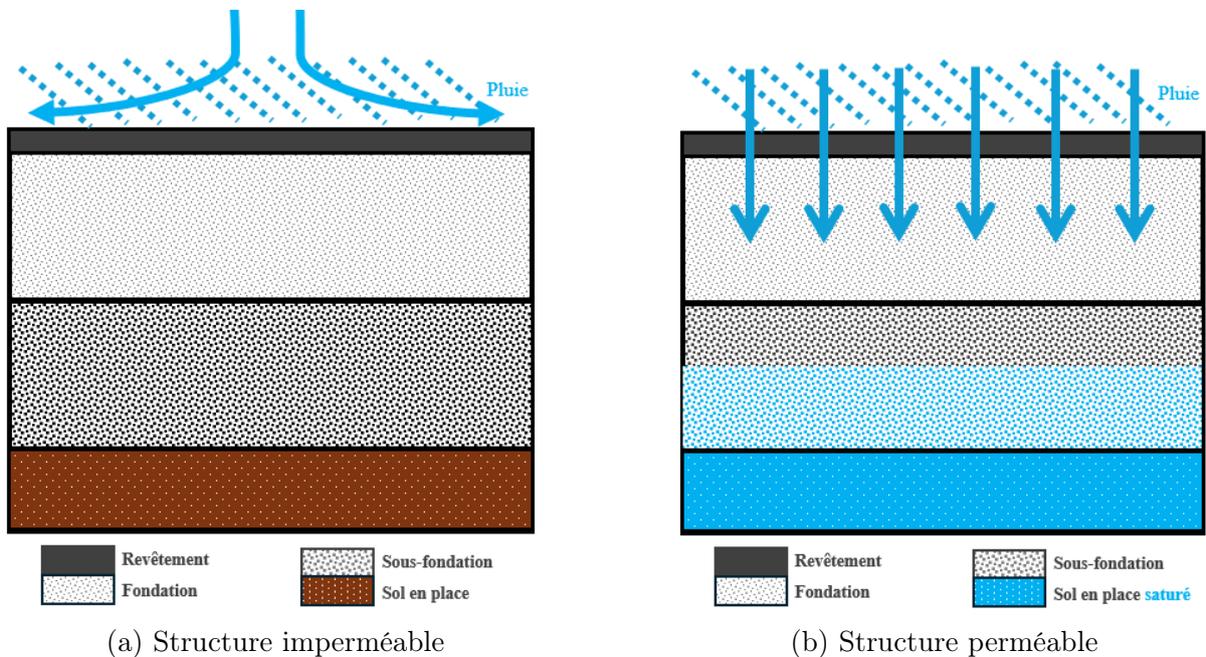


FIGURE 1 – Comparaison entre une structure imperméable et une structure perméable

La seconde solution (Figure 1b) est d'envisager de concevoir une structure routière perméable. Contrairement à la première solution, ces structures appelées chaussées drainantes ou infiltrantes favorisent une infiltration rapide de l'eau dans le sol. L'eau percolera à travers les différentes couches perméables de la voirie, y compris le fond de coffre. L'objectif principal est de réduire le ruissellement des eaux de pluie, afin d'éviter que les précipitations n'atteignent trop rapidement les cours d'eau, ce qui permet de limiter les débits de crue dans les rivières.

À l'heure actuelle, elle n'est pas très répandue, méconnue et, peu de références ou de normes au niveau national ont été développées. Cette seconde approche est soutenue par une volonté politique claire, notamment à travers la Directive 2000/60/CE, aussi appelée Directive-cadre sur l'eau (Parlement européen, 2000), qui aborde la gestion des eaux de

pluie. À Bruxelles, plusieurs initiatives ont été mises en place pour limiter la déviation des eaux pluviales vers les égouts, conformément à une politique de gestion durable des eaux (Région de Bruxelles-Capitale, 2016 ; Bruxelles Environnement, 2019). Un autre exemple concret de cette évolution est la norme SB250, qui intègre déjà la notion de chaussée drainante dans ses prescriptions techniques. Dans cette optique, les nouvelles infrastructures routières belges seront de plus en plus conçues pour favoriser l'infiltration, en choisissant les matériaux les plus adaptés.

Dans le cas des chaussées infiltrantes, l'eau infiltrée peut entraîner une saturation des matériaux de la chaussée et, par conséquent, une baisse significative des propriétés mécaniques de la chaussée. En effet, plus un matériau est gorgé d'eau, plus il devient compressible, et moins il est mécaniquement résistant. C'est dans ce cadre que le Centre de Recherches Routières (CRR) belge s'inscrit activement dans cette dynamique à travers plusieurs projets de recherche et de standardisation de recommandations techniques. Le CRR s'interroge sur quels types de matériaux seront les plus adaptés et sur les méthodes d'essai les plus pertinentes afin d'évaluer leurs propriétés mécaniques en condition saturée.

Dans ce travail de fin d'étude (TFE), la problématique abordée concernera l'influence de la présence d'eau dans les chaussées routières drainantes ou infiltrantes. L'analyse portera en particulier sur leurs capacités mécaniques, telles que la compressibilité et la portance et, in fine, leur durabilité.

1.2 Objectifs du TFE

L'objectif principal de ce travail est d'étudier l'influence de la saturation en eau sur le comportement mécanique des matériaux utilisés dans les structures routières infiltrantes, en particulier leur portance. Il s'agit également d'évaluer les conséquences de cette influence sur la durabilité des chaussées en vue de développer, à terme, des pistes de solutions permettant de limiter les risques associés à cette perte de performance et de formuler des recommandations pratiques.

Ce travail comporte également plusieurs objectifs spécifiques. Il s'agit, tout d'abord, d'identifier les matériaux types couramment utilisés dans les structures de chaussées drainantes, en s'appuyant sur la littérature existante, les normes en vigueur et les revues traitant de ce sujet. Dans un second temps, il conviendra de recenser l'ensemble des essais pertinents pour caractériser le comportement mécanique de ces matériaux, notamment en termes de portance, puis de sélectionner ceux qui seront appliqués dans le cadre de cette étude.

Une comparaison sera ensuite réalisée entre les caractéristiques mécaniques des matériaux à l'état non saturé et à l'état saturé. L'objectif est d'évaluer expérimentalement la perte de portance ainsi que l'évolution de la durée de vie en fonction du degré de saturation. Les résultats obtenus à l'issue des essais seront analysés, puis traduits en paramètres mécaniques exploitables.

À partir de ces éléments, l'effet de la saturation sur la durée de vie d'une chaussée sera évaluée à l'aide du logiciel Qualidim.

2 État de l'art

Ce chapitre présente les éléments fondamentaux nécessaires à la compréhension de ce travail. Il traite de la composition des différentes couches d'une chaussée, des principaux types de structures existantes, les principes de dimensionnement ainsi que les connaissances issues de la littérature relatives aux chaussées drainantes et l'impact de l'eau sur le comportement mécanique des chaussées routières.

2.1 Composition typique d'une chaussée

Selon le premier chapitre du code de bonne pratique *R88* du Centre de Recherches Routières (2014), une chaussée est une structure composée de trois couches superposées. Du sol en place jusqu'à la surface, les couches sont placées dans cet ordre : la sous-fondation, la fondation et le revêtement (Figure 2). L'ensemble a pour objectif principal de transmettre les charges induites par le trafic vers le sol en place, en les répartissant de manière à réduire leur intensité à un niveau acceptable au niveau du sol en place (Figure 3). La chaussée doit également garantir le confort et la sécurité des usagers, notamment en limitant les risques d'aquaplanage et d'inondation.

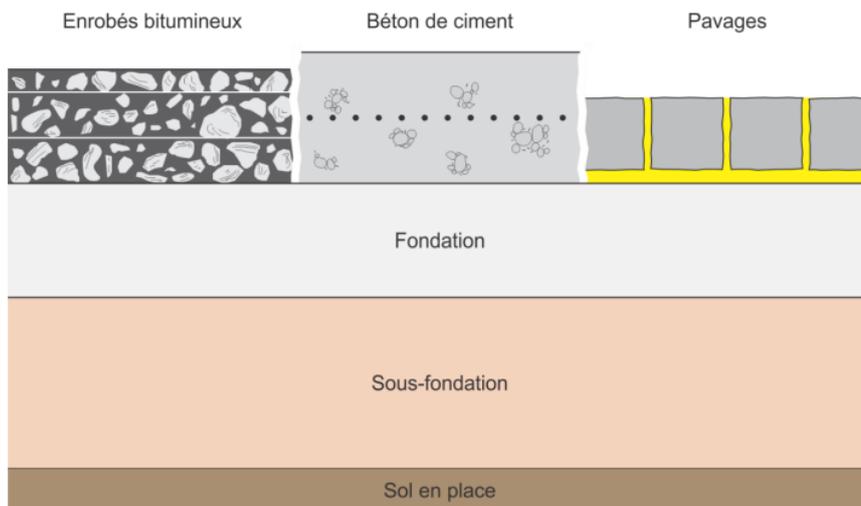


FIGURE 2 – Différentes couches d'une chaussée routière (Bruxelles Environnement, 2016)

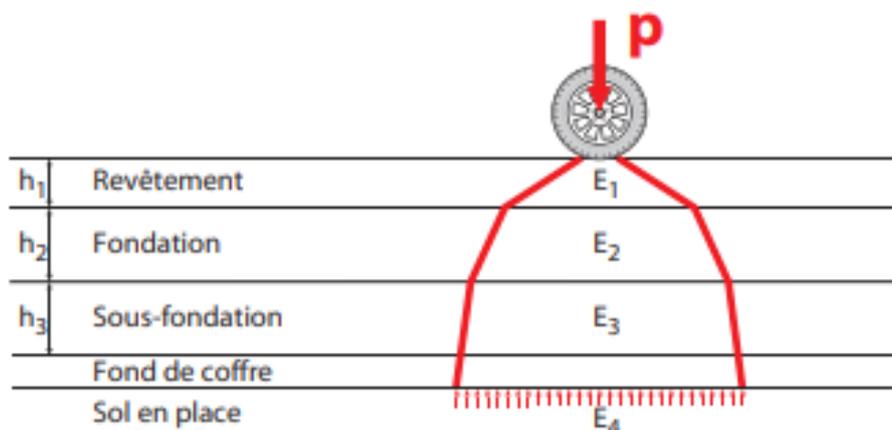


FIGURE 3 – Répartition des charges du trafic à travers les couches (CRR, 2014)

Les chaussées peuvent être classées selon deux critères principaux : la perméabilité et la rigidité. Les structures perméables, qui permettent l'infiltration de l'eau à travers l'ensemble des couches, se distinguent des structures imperméables, dans lesquelles l'eau ne traverse ni le revêtement ni les couches sous-jacentes. Par ailleurs, les chaussées classiques sont généralement réparties en trois grandes catégories : flexibles, semi-rigides et rigides ; en fonction des matériaux utilisés et de leur comportement mécanique global.

Les descriptions des différentes couches de la chaussée présentées ci-dessous s'appuient sur plusieurs sources, notamment les recommandations *R88* (CRR, 2014), le *Chapitre F* du cahier de charges *Qualiroute* (SPW Mobilité et Infrastructures, 2011) ainsi que le support de cours de M. Bertrand François intitulé *Design and Execution of Road Infrastructures* (François, 2024).

2.1.1 Revêtement

Le revêtement constitue la couche supérieure de la chaussée. Imperméable dans les structures classiques, il est généralement réalisé en enrobés bitumineux, en béton de ciment ou en pavés. Sa fonction principale est de résister à l'usure provoquée par le trafic, les variations de température, le gel, ainsi que la présence d'eau. Il contribue également au confort de roulement et à l'évacuation de l'eau en surface. Comme les autres couches de la chaussée, il participe à la répartition des charges vers les couches inférieures.

À l'inverse, dans les structures drainantes, des revêtements perméables sont utilisés, tels que les pavés drainants (Figure 4) et les enrobés drainants (Figure 5), qui permettent l'infiltration des eaux de pluie. Les pavés peuvent, par exemple, être en béton avec des ouvertures de drainage, comporter des joints élargis, ou être réalisés en béton poreux.



FIGURE 4 – Pavés drainants (CRR, 2024)

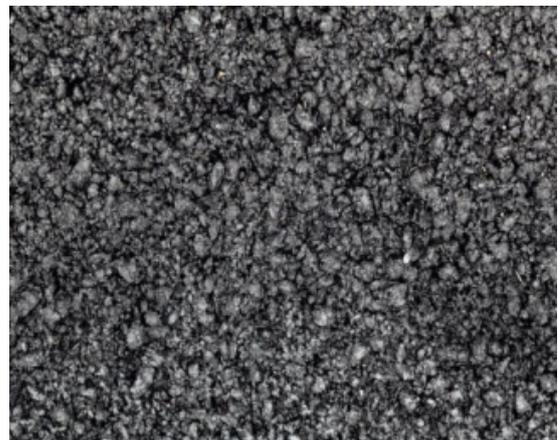


FIGURE 5 – Enrobés drainants (IRSTV, 2023)

Bien que ces types de revêtements jouent un rôle essentiel dans le fonctionnement des chaussées infiltrantes, ce travail se concentrera sur l'étude des autres couches inférieures, à savoir la fondation, la sous-fondation et le fond de coffre.

2.1.2 Fondation

La couche de base ou fondation se situe sous le revêtement. Elle a pour rôle d'assurer un support stable et indéformable, tout en répartissant les charges du trafic vers la sous-fondation. Pour répondre à ces exigences, son module de portance (M_1) mesuré par essai à la plaque doit dépasser 110 MPa, conformément au *Chapitre F* du cahier des charges *Qualiroute* (SPW Mobilité et Infrastructures, 2011).

La fondation est constituée de matériaux granulaires, liés ou non, choisis en fonction des exigences mécaniques et des contraintes spécifiques du chantier. Parmi les solutions les plus fréquentes, il existe l'empierrement à granulométrie continue (Figure 6), qu'il soit lié ou non. Lorsqu'un liant est utilisé, le traitement peut se faire par apport de ciment, de laitier granulé ou de chaux vive. L'empierrement à granulométrie discontinue peut être aussi une solution.

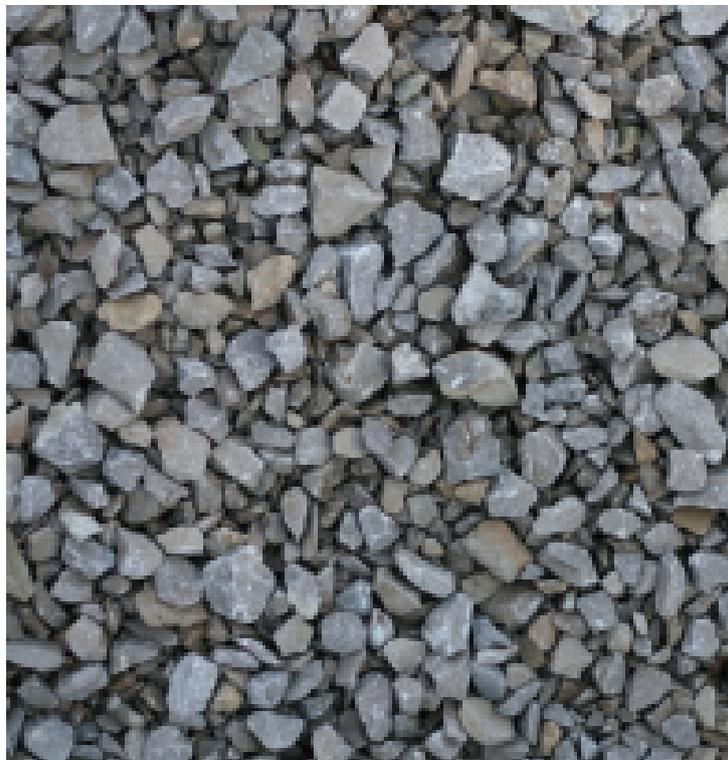


FIGURE 6 – Empierrement à granulométrie continue

Le béton maigre est également utilisé comme couche de fondation ; il est constitué de graves, gravillons, sable et ciment, avec une teneur minimale en ciment de 100 kg/m^3 . Le béton sec compacté, similaire dans sa composition, présente une teneur en ciment plus élevée et est particulièrement adapté aux zones soumises à un trafic intense ou aux réparations localisées.

Dans le cas des chaussées drainantes, le béton maigre poreux peut être aussi un type de fondation. Il est composé uniquement de gravillons, de ciment et d'eau, sans sable, pour qu'il soit perméable. D'autres solutions techniques incluent le sable-ciment, un simple mélange de sable, de ciment et d'eau, ainsi que la grave-bitume, composée de pierres, de graves, de sable, de filler et de bitume, offrant de bonnes performances mécaniques.

2.1.3 Sous-fondation

Placée directement sur le sol en place, la sous-fondation, joue un rôle essentiel dans le comportement global de la chaussée. Elle a pour fonctions principales de diffuser les charges vers le sol naturel, de protéger contre les remontées capillaires, de limiter les effets du gel et d'assurer un drainage efficace au sein de la structure (François, 2024 ; CRR, 2014).

Elle est généralement constituée de matériaux granulaires (gravillons et/ou de graves), sables ou de sols traités (à la chaux ou au ciment). Ces matériaux peuvent être d'origine naturelle, artificielle (laitiers, mâchefers traités, scories, argiles expansées, etc.) ou recyclée, notamment issus du concassage de matériaux inorganiques provenant d'anciens ouvrages de construction. L'impact du gel sur la structure dépend de la nature de la sous-fondation, d'où la nécessité d'utiliser des matériaux non gélifs. La portance de celle-ci doit être suffisante après compactage malgré les conditions climatiques défavorables. Elle doit atteindre au minimum un module de plaque M_1 de 35 MPa (SPW Mobilité et Infrastructures, 2011 ; François, 2024 ; CRR, 2014). La sous-fondation protège également la structure des effets de l'eau et du gel.

Le Centre de Recherches Routières définit les fonctions de la sous-fondation comme suit :

« La sous-fondation doit remplir plusieurs fonctions spécifiques :

- répartir les charges afin de limiter les déformations du sol en place ;
- maintenir le front de gel à une profondeur suffisante, éloignée du fond de coffre ;
- protéger la fondation contre la remontée capillaire d'eau ainsi que contre la migration des particules fines du sol (fonction anti-contaminante) ;
- assurer le drainage interne de la structure et l'évacuation des eaux infiltrées vers les dispositifs de drainage latéraux ;
- offrir une base stable pour la mise en œuvre correcte des couches supérieures et permettre le passage des engins de chantier ;
- dans certains cas, fournir une surface portante adaptée à la pose d'éléments linéaires tels que bordures, caniveaux ou dispositifs de collecte. » (CRR, 2014, chapitre 1, section 1.1.2)

2.1.4 Fond de coffre

Aussi appelé couche de forme, il est utilisé lorsque le sol en place n'a pas des bonnes propriétés mécaniques. Il permet d'améliorer la qualité du support et de limiter les effets négatifs causés par l'eau ou le gel (CRR, 2014 ; François, 2024).

La portance du sol en place est un facteur déterminant dans la conception de la structure routière. Elle doit être capable de supporter le trafic de chantier et permettre un compactage efficace des couches supérieures. Une teneur en eau excessive peut toutefois entraîner une réduction significative, voire critique, de cette portance. Les performances mécaniques du fond de coffre influencent directement le dimensionnement de la chaussée. C'est pour cette raison que la portance du fond de coffre doit être supérieure à 17 MPa (SPW Mobilité et Infrastructures, 2011 ; François, 2024 ; CRR, 2014).

Lorsque la portance du sol en place est insuffisante, plusieurs techniques d'amélioration peuvent être mises en œuvre, de manière isolée ou combinée (CRR, 2014, chapitre 1, section 1.1.2) :

- « Assèchement naturel par exposition à l'air ;
- Compactage ;
- Traitement du sol à la chaux, au ciment ou à l'aide de liants hydrauliques routiers, conformément aux recommandations du CRR (R81/10) ;
- Substitution du sol par un matériau granulaire ;
- Mise en place de géotextiles et/ou de géogrilles. »

2.2 Types de chaussées

Les chaussées sont classées en trois grandes catégories selon la nature des matériaux utilisés et le comportement mécanique global de la structure : flexibles, semi-rigides et rigides (Figure 7). Chaque type de structure possède des caractéristiques propres en matière de portance, de déformation, de durabilité et de résistance aux charges de trafic. Les descriptions suivantes s'appuient sur plusieurs sources de référence : les revues du Centre de Recherches Routières *Mise en œuvre des fondations et sous-fondations* (CRR, 2022) et le code de bonne pratique *R88* (CRR, 2014), le chapitre *Structural Design of Pavements* du cours de B. François (2024), ainsi que le *Dictionnaire routier* de l'Association mondiale de la Route (PIARC, 2007).

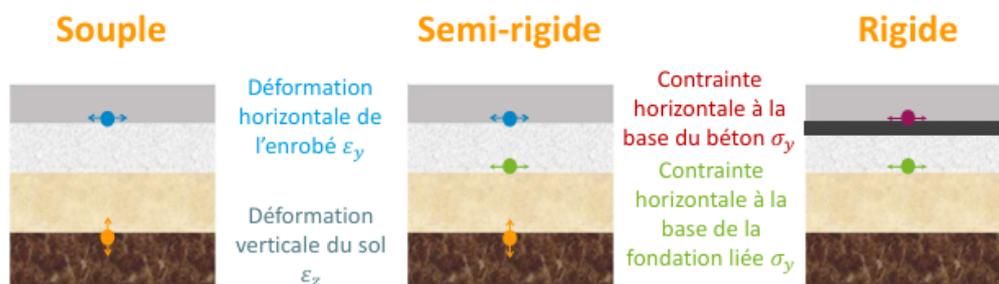


FIGURE 7 – Trois grandes catégories de chaussées : flexible, semi-rigide et rigide (CRR, 2024)

2.2.1 Chaussées flexibles

Les chaussées souples, ou flexibles, sont constituées d'un revêtement en enrobés bitumineux posé sur des couches de fondation composées de matériaux granulaires non liés. Ces structures présentent une grande flexibilité, leur permettant d'absorber les déformations induites par le trafic. En contrepartie, cette souplesse entraîne une sollicitation plus importante des couches inférieures. Dans ce type de structure, les charges s'exercent principalement vers le bas, ce qui réduit leur diffusion latérale et impose des exigences élevées sur la qualité du sol support. La durée de vie d'une chaussée flexible est estimée à environ 20 ans. Les chaussées flexibles sont couramment utilisées sur les routes secondaires et les voiries soumises à un trafic modéré à élevé.

2.2.2 Chaussées semi-rigides

Dans le cas d'une chaussée semi-rigide, le revêtement en enrobé bitumineux repose sur une fondation réalisée soit en béton maigre, soit en matériaux granulaires traités. Ce type de structure combine les avantages des chaussées flexibles et rigides : une bonne portance, avec une meilleure adaptation aux variations de trafic et de climat. Elles sont souvent utilisées pour des routes soumises à des charges moyennes à fortes, avec une durée de vie comparable à celle des chaussées flexibles, soit environ 20 ans. Toutefois, ce type de structure peut être plus sensible à la fissuration en cas de mauvaise exécution ou de retrait excessif.

2.2.3 Chaussées rigides

Les chaussées rigides sont réalisées avec un revêtement en béton de ciment. Elles répartissent les charges de manière plus uniforme, ce qui réduit la sollicitation des couches inférieures. Elles ont l'avantage de dépendre moins de la qualité du sol en place, mais présentent l'inconvénient de nécessiter une conception minutieuse, car elles sont sensibles aux fissures, aux joints et aux effets thermiques. Ce type de structure convient particulièrement aux chaussées très sollicitées, comme les autoroutes, les aéroports ou les zones industrielles. Leur durée de vie est généralement comprise entre 30 et 40 ans.

2.3 Principe de dimensionnement d'une chaussée

Le principe de dimensionnement présenté dans cette section s'appuie sur le support de cours de B. François (2024) ainsi que sur les recommandations du CRR « R49/83 : Code de bonne pratique pour le dimensionnement des chaussées à revêtement hydrocarboné » (1983). Pour dimensionner une chaussée, il est nécessaire de prendre en compte plusieurs paramètres essentiels : le trafic, les propriétés mécaniques du sol et des matériaux, ainsi que les conditions climatiques. Le dimensionnement repose sur des méthodes empiriques ou semi-empiriques permettant de déterminer le nombre de couches et leur épaisseur. L'objectif est de garantir une durée de vie prédéfinie, sans qu'aucune intervention structurelle majeure ne soit requise durant la période de service, comme mentionné précédemment.

2.3.1 Paramètres définissant le trafic

Le trafic est caractérisé par (François, 2024 ; CRR, 1983) :

- le nombre T_0 de véhicules (PMA > 3,5 t) par jour ;
- le nombre T de véhicules de même catégorie sur l'ensemble de la durée de service y ;
- le taux d'accroissement du trafic t ;
- la charge équivalente par essieu N ;
- la répartition transversale des charges k ;
- le spectre des charges par essieu, défini par leur intensité et leur fréquence.

Le dimensionnement de la chaussée se base uniquement sur le nombre de poids lourds, considèrent que les véhicules légers ont un rôle négligeable sur la dégradation de la chaussée. La valeur de T_0 peut provenir de comptages effectués sur le terrain. Lorsque cette mesure directe n'est pas possible, elle peut être estimée à partir de tableaux publiés par le CRR, donnant un trafic type en fonction de la catégorie de route (par exemple CRR, R49/83).

Le nombre T correspondant à la durée de vie de la chaussée est alors calculé à partir de T_0 selon :

$$T = T_0 \cdot 300 \cdot \frac{(1+t)^y - 1}{t}$$

Le taux t dépend du type de voirie, par exemple il y a une différence entre une route secondaire et une autoroute.

La charge équivalente par essieu N est ensuite obtenue par l'équation suivante :

$$N = k \cdot K \cdot T$$

où K est un coefficient qui représente l'agressivité du trafic.

Ensuite, la répartition transversale est introduite dans le calcul via un coefficient k appliqué au nombre T de véhicules commerciaux. Les valeurs de ce paramètre sont :

- $k = 1$ pour une largeur de bande inférieure ou égale à 3 m ;
- $k = 0,4$ dans le cas où la largeur est supérieure à 3.

Le spectre des charges utilisé dans le dimensionnement des chaussées est obtenu par des études statistiques sur les véhicules. Sur la Figure 8 venant du cours de B. François (2024), le spectre des charges représente la distribution des charges par essieu mais aussi des surcharges $P_i > 13$ t.

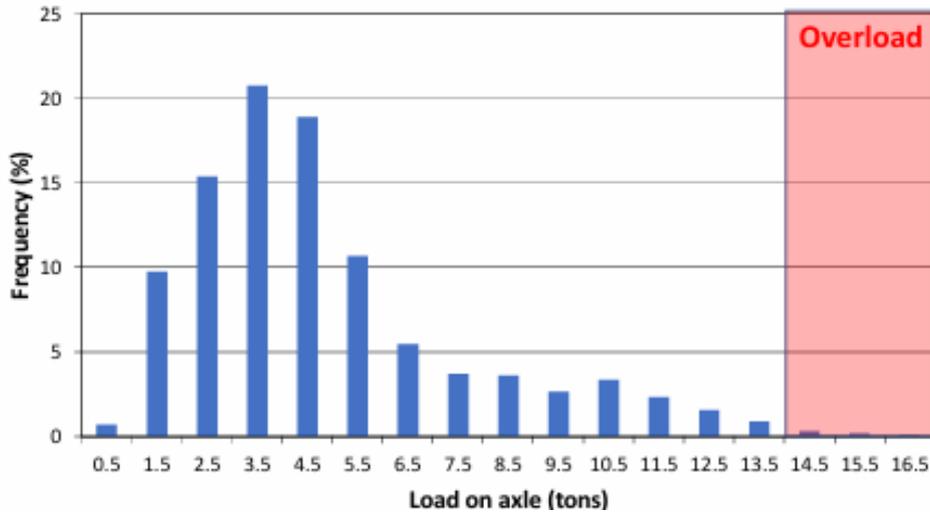


FIGURE 8 – Distribution des charges par essieu (François, 2024)

2.3.2 Paramètres définissant le sol

Le sol en place est destiné à supporter la structure routière et le trafic dans toutes les conditions climatiques. Sa portance influence directement l'épaisseur minimale requise de la sous-fondation granulaire pour un trafic donné.

En l'absence d'essais in situ, le module de déformation du sol (E_s) peut être estimé à partir de sa composition granulométrique (sable, limon, argile, etc.) en se référant à des tables contenant des valeurs indicatives correspondant à chaque type de sol, ou à partir de la valeur de l'indice de portance immédiate IPI ou autrement l'indice CBR (California Bearing Ratio). Une corrélation entre le module E_s et le CBR est donnée par :

$$E_s \approx 10 \cdot CBR [\%]$$

2.3.3 Paramètres définissant les matériaux

Les normes belges définissent les caractéristiques de chaque matériau constituant la chaussée. Ces paramètres, propres à chaque couche, incluent notamment les modules de déformation, les coefficients de Poisson et les résistances. Ils varient d'une couche à l'autre, car celles-ci n'ont pas le même rôle. Des tableaux récapitulatifs de ces valeurs, accompagnés des lois de comportement et de graphiques, permettent également de déterminer l'épaisseur nécessaire d'une couche en fonction du trafic et du type de sol.

2.3.4 Paramètres définissant le gel et dégel

Dans le cas d'un sol non gélif, la protection contre le gel et le dégel n'est pas indispensable. Si le sol est gélif, en période de gel, l'eau va se dilater et provoquer des déformations dans les couches jusqu'à parfois fissurer le revêtement. En période de dégel, la présence d'eau va réduire la capacité portante des couches et provoquer une dégradation progressive de la chaussée.

C'est pourquoi il est essentiel de déterminer l'épaisseur appropriée de matériaux non gélifs. La protection d'une chaussée contre les effets du gel et du dégel repose sur quatre paramètres :

- le degré de sensibilité au gel du sol ;
- la position de la nappe phréatique, associée aux dispositifs de protection contre l'eau ;
- l'épaisseur totale nécessaire au regard des contraintes mécaniques de dimensionnement ;
- la profondeur de pénétration du gel Z , donnée par :

$$Z = 5 \times \sqrt{J}$$

avec :

- Z : profondeur de pénétration du gel (cm) ;
- J : indice de gel ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{jours}$), dépendant de la localisation.

La profondeur de pénétration du gel se base sur une valeur de référence appelée l'indice de gel d'un hiver de référence. Dans certains cas, il peut être nécessaire d'utiliser un indice ajusté aux conditions climatiques et à la région, par exemple lorsque la nappe phréatique est proche de la surface, ce qui augmente le risque de gel.

Selon les recommandations R88/14 du CRR, pour un sol gélif, si la nappe phréatique se situe à une profondeur supérieure ou égale à 140 cm, la structure est protégée contre les soulèvements différentiels dus au gel. Cela n'écarte pas le risque de perte de portance lors du dégel. Si la profondeur de pénétration du gel est supérieure à celle de la nappe phréatique ou si cette nappe se trouve à moins de 140 cm, il est nécessaire de prendre en considération à la fois les mouvements différentiels et la baisse de portance.

Des tables avec les configurations les plus courantes indiquent, selon le degré de gélivité, quel est le choix le plus préférable.

Si le sol est gélif, il faut adapter le dimensionnement pour prendre en compte les effets du gel et du dégel. La démarche consiste à déterminer :

$$D = \alpha \times Z = \alpha \times 5 \times \sqrt{J}$$

avec :

- D : épaisseur des matériaux non gélifs (cm) ;
- J : indice de gel ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{jours}$) ;
- α : facteur dont la valeur dépend des conditions du site.

2.3.5 Dimensionnement selon le type de chaussée

Le dimensionnement dépend également du type de structure, puisque chacune est soumise à des chargements différents et présente donc un comportement particulier, comme expliqué précédemment. Toutefois, le développement du dimensionnement propre à chaque configuration ne sera pas détaillé ici.

2.4 Chaussées drainantes

2.4.1 Comparaison fonctionnelle : chaussées classiques vs chaussées infiltrantes

Comme expliqué dans l'introduction, les infrastructures routières peuvent être globalement classées en deux grandes catégories selon leur comportement vis-à-vis de l'eau : les chaussées classiques (ou non perméables) et les chaussées infiltrantes (ou perméables). Ces deux types de structures répondent à des logiques de conception distinctes (CRR, 2014).

Les chaussées traditionnelles sont conçues selon une logique d'évacuation rapide de l'eau. Leur revêtement est imperméable, empêchant l'infiltration directe dans le sol afin de préserver la portance et de limiter le risque de dégradations prématurées de la structure. L'eau de pluie est alors collectée par des dispositifs d'évacuation, puis dirigée vers un réseau d'égouts, avant d'être rejetée dans les cours d'eau. À l'inverse, les chaussées infiltrantes favorisent l'infiltration naturelle des eaux pluviales à travers l'ensemble de la structure, constituée de couches perméables (Figure 1). En raison de leur portance généralement plus limitée, ces structures ont, jusqu'à récemment, été principalement mises en œuvre dans des zones à faible trafic, telles que les parkings, rues résidentielles, trottoirs, pistes cyclables ou places piétonnes.

Sur le plan réglementaire, les chaussées infiltrantes s'inscrivent pleinement dans les objectifs définis par la Directive 2000/60/CE du Parlement européen, également appelée Directive-cadre sur l'eau. Cette directive impose aux États membres une meilleure gestion des eaux de pluie, en favorisant notamment la réduction de l'imperméabilisation des sols et l'infiltration des eaux pluviales à la source. À Bruxelles, par exemple, cette approche est notamment soutenue par deux documents de référence : le *Plan de Gestion de l'Eau* (Région de Bruxelles-Capitale, 2016) et le guide *Gérer les eaux pluviales à la parcelle* (Bruxelles Environnement, 2019).

Ces choix politiques visent une meilleure gestion des précipitations grâce aux chaussées drainantes, reposant sur l’infiltration à la source. Pour rappel, l’eau percole progressivement à travers l’ensemble des couches, constituées de matériaux drainants, jusqu’au sol naturel. Un autre point qui est souligné dans les références ci-dessus, est que la chaussée infiltrante remplit également une fonction de tampon temporaire, en retenant provisoirement l’eau avant son infiltration complète ou son évacuation régulée. Cette stratégie permet de réduire les volumes de ruissellement, de limiter les risques d’inondation et de contribuer à la recharge des nappes phréatiques (Bruxelles Environnement, 2019).

Le *Plan de Gestion de l’Eau* intègre également cette approche au sein du concept de “maillage pluie”, un réseau d’infrastructures perméables et végétalisées dans le but de recueillir l’eau le plus tôt possible dans le processus, réduisant ainsi le ruissellement et les risques d’inondation (Région de Bruxelles-Capitale, 2016).

En plus de la gestion environnementale de l’eau, les chaussées infiltrantes ont aussi un autre atout qui est la réduction des coûts d’infrastructure car elles permettent la suppression de certains éléments d’infrastructure. En effet, le *Dossier 5 : Revêtements drainants en pavés de béton* publié par le Centre de Recherches Routières souligne que, lorsque la capacité d’infiltration du sol est suffisante, il n’est plus nécessaire d’installer des avaloirs ou des dispositifs de drainage de surface (CRR, 2024).

Toutefois, ce type de structure présente un inconvénient majeur : l’infiltration de l’eau peut altérer le comportement mécanique des matériaux qui la composent. En effet, en cas de saturation élevée liée à des épisodes pluvieux intenses ou prolongés, la portance des couches peut diminuer de manière significative. Dès lors, une chaussée infiltrante doit satisfaire deux fonctions parfois contradictoires : garantir une capacité d’infiltration suffisante pour une gestion efficace des eaux pluviales (fonction hydraulique) tout en assurant une bonne portance durable même en conditions saturées (fonction mécanique).

La sélection des matériaux les plus adaptés dans ce contexte s’avère complexe, car leurs performances mécaniques en milieu saturé restent encore mal connues et peu documentées dans la littérature technique. Un des objectifs de ce travail étant de tester des matériaux en laboratoire afin d’évaluer leur comportement en conditions saturées, ainsi que l’impact de cette saturation sur la durée de vie de la chaussée au moyen du logiciel *Qualidim*.

2.4.2 Caractéristiques des matériaux utilisés dans les structures infiltrantes

Dans une structure infiltrante, les matériaux doivent répondre simultanément à deux exigences essentielles : garantir une perméabilité suffisante pour permettre l’infiltration rapide et le stockage temporaire de l’eau, tout en conservant des propriétés mécaniques satisfaisantes, y compris en conditions saturées.

À la page 8 du *Dossier 5* du Centre de Recherches Routières, la perméabilité d’une chaussée drainante est définie comme suit :

« La capacité d'infiltration d'eau est indiquée par un coefficient de perméabilité ou un facteur de perméabilité k . Le coefficient de perméabilité k , exprimé en m/s , est le volume d'eau qui s'infiltré par unité de temps par unité de surface. Tous les composants du système de pavage drainant possèdent un coefficient de perméabilité k égal à au moins $5,410^{-5} m/s$, de quoi permettre l'infiltration d'une averse historique de $270 l/s/ha$, compte tenu d'un facteur de sécurité de 2. Ce facteur de sécurité tient compte d'une baisse de la perméabilité au fil du temps et d'éventuelles inclusions d'air, et veille également à ce que cette valeur de capacité d'infiltration soit aussi suffisante pour compenser les pics de précipitations actuels avec une période de retour de 20 ans. » (CRR, 2024, p. 8)

Cette exigence est également reprise dans le cahier des charges *Qualiroute*, au Chapitre F.4.2.4.3 (SPW Mobilité et Infrastructures, 2011).

Selon les recommandations dans le document *R80 : Pour la conception et l'exécution de revêtements en pavés de béton* (CRR, 2009) et du cahier des charges *Qualiroute* (SPW Mobilité et Infrastructures, 2011), les valeurs minimales de portance admises sont de 110 MPa pour la fondation, 35 MPa pour la sous-fondation et 17 MPa pour le fond de coffre. Ce module est obtenu à partir d'essais, comme l'essai à la plaque. Toutefois, dans la révision du Dossier 5 (CRR, 2024, p. 18), il est précisé que le sol peut présenter un module de compression statique de 17 à 35 MPa en fonction des conditions, et que pour une fondation en empierrement drainant, l'exigence peut être réduite à 80 MPa en statique (au lieu de 110 MPa), ou à 60 MPa en dynamique (au lieu de 85 MPa).

Pour la fondation drainante, les matériaux utilisés sont généralement des empierresments non liés à granulométrie continue (par exemple 0/20 ou 0/32), pauvres en particules fines. Selon le Dossier 5 du Centre de Recherches Routières, leur teneur doit rester inférieure à 3% en particules de moins de $63 \mu m$ et inférieure à 25% en éléments de moins de 2 mm, afin de limiter les risques de colmatage (CRR, 2024, p. 12). L'usage de matériaux à granulométrie discontinue est généralement déconseillé, sauf si le diamètre minimal est maintenu à 2 mm, en raison des difficultés liées au compactage comme le souligne la révision du Dossier 5 : « Le compactage des matériaux à granularité discontinue requiert plus d'attention que les matériaux continus. » (CRR, 2024, p. 18). Cette recommandation est également mentionnée dans le R80, qui précise que les matériaux recyclés peuvent être admis, à condition de tenir compte du risque de formation de fines lors de leur mise en œuvre (CRR, 2009, p. 38).

Le choix du matériau infiltrant dépend à la fois du type de circulation et de la nature du sol en place. En effet, comme le précise le Dossier 5 (CRR, 2024, p. 10) : « L'intensité de la circulation déterminera l'épaisseur et le matériau de la fondation. Le type de sol déterminera l'épaisseur de la sous-fondation en prenant en considération la protection du sol contre le gel et la capacité de stockage nécessaires. »

Dans le *Chapitre F* du cahier des charges *Qualiroute*, la seule référence liée aux chaussées drainantes dans ce document, la fondation de type IV est destinée aux pavages drainants. Elle est définie telle que : « La fondation de type IV est de granularité 0/20 et est constituée d'un mélange de gravillons, de sable et d'eau. Ces empierresments ne contiennent pas d'additif. » (SPW Mobilité et Infrastructures, 2011, Chapitre F, section 4.2.1.4). La granularité associée à cette fondation est précisée dans le tableau ci-dessous (Figure 9),

extrait de la section 4.2.3 du même chapitre.

Tamis (mm)	Passant (%)		
	Type I	Type II	Type IV
63	-	100	
40	100	98 - 100	
31,5	-	80 à 99	100
28	99 à 100	-	-
20	80 à 99	60 à 90	80 à 100
6,3	40 à 70	40 à 70	25 à 70
2	20 à 45	20 à 45	0 à 25
0,500	5 à 25	5 à 25	-
0,063	0 à 9	0 à 9	0 à 3

FIGURE 9 – Spécifications de la granularité de la fondation (Qualiroute)

2.4.3 Cadre normatif en Wallonie et en Flandre

Les normes belges relatives aux chaussées drainantes présentent une évolution contrastée entre la Wallonie et la Flandre. Alors que la Flandre intègre pleinement les structures drainantes dans ses référentiels, la Wallonie reste majoritairement axée sur des structures classiques à revêtement imperméable. Cette différence se reflète notamment dans les prescriptions techniques des deux régions.

En Région wallonne, le cahier des charges *Qualiroute* ne comporte actuellement aucune section spécifiquement dédiée aux chaussées infiltrantes. Les recommandations existantes portent essentiellement sur les structures imperméables, tandis que les structures drainantes ne sont abordées que de manière ponctuelle, notamment à travers les revêtements en pavés drainants, les exigences relatives à la perméabilité des surfaces, à la stabilité des interfaces filtrantes entre couches, ainsi qu'aux caractéristiques mécaniques minimales des matériaux de fondation et de sous-fondation.

Aux documents techniques du Centre de Recherches Routières (*R80, R88 et Dossier 5*) s'ajoute également le *PTV 126*, publié par Probeton (2023), qui présente les prescriptions techniques applicables aux produits en béton destinés aux pavages drainants.

Ensemble, ces documents constituent aujourd'hui les principales références disponibles en Wallonie et à Bruxelles en matière de structures infiltrantes, dans l'attente de recommandations normatives plus complètes. À titre illustratif, le *Chapitre F* du *Qualiroute* aborde la fondation de type IV conçue pour les pavages drainants, mais sans pour autant constituer un cadre normatif exhaustif pour les chaussées infiltrantes.

À l'inverse, la Flandre adopte une approche plus structurée et intégrée à travers sa norme SB250, qui distingue clairement les structures drainantes et non drainantes. Elle prévoit des prescriptions spécifiques pour les chaussées perméables. Cela prouve la large diffusion et de l'utilisation régulière de ce type de structure dans les projets routiers, au point d'être pleinement intégré dans le cadre normatif régional.

Cette différence normative reflète des visions divergentes en matière de gestion de l'eau : la Wallonie privilégie encore des solutions d'évacuation centralisée, tandis que la Flandre favorise une approche de gestion à la source, plus en phase avec les objectifs de durabilité

et de résilience face aux changements climatiques.

2.5 Influence de la saturation en eau sur les performances d'une chaussée

La présence d'eau dans la structure routière engendre de nombreuses pathologies susceptibles d'affecter à la fois la sécurité des usagers et la durabilité de l'infrastructure. En surface, une accumulation excessive d'eau peut nuire à la visibilité, favoriser l'aquaplanage et ainsi compromettre la sécurité routière. En profondeur, l'eau peut provoquer une érosion externe ou interne par pompage, entraînant la formation de cavités dans le sol. Elle peut également déstabiliser les talus en réduisant la cohésion des matériaux, augmentant ainsi les risques de glissements de terrain (Figure 10)(CRR, 2014, p. 12).



FIGURE 10 – Dégradations liées à la présence de l'eau (CRR, 2014)

En période de gel, l'eau présente dans le sol devient un facteur aggravant. Lorsqu'elle gèle dans le fond de coffre, elle se dilate et peut rester piégée dans les couches inférieures, notamment dans la fondation ou la sous-fondation, provoquant une chute de portance. Les cycles de gel-dégel accentuent ces désordres, en particulier si les couches sensibles ne sont pas situées sous le niveau du front de gel (CRR, 2014).

Sur le plan structurel, la saturation en eau modifie grandement le comportement des matériaux. Plus un matériau est gorgé d'eau, plus sa compressibilité augmente et plus sa portance diminue. Deux paramètres sont alors essentiels à prendre en compte : la compressibilité, qui reflète la déformabilité ou la rigidité du matériau, et la portance, qui traduit sa capacité à supporter les charges. L'analyse de l'impact de la saturation doit porter simultanément sur ces deux aspects pour appréhender correctement le comportement mécanique global de la structure.

Tous les matériaux ne réagissent pas de la même manière à l'humidité. Comme le précisent les recommandations (CRR, 2014), les sols limoneux et argileux sont particulièrement sensibles à la variation de la teneur en eau, leur portance pouvant chuter fortement en condition saturée. Tandis que les sols sableux sont moins affectés par la saturation en eau. Un excès d'eau au niveau du fond de coffre peut induire des déformations dans les couches supérieures et déstabiliser la chaussée.

Enfin, la saturation en eau a également des effets à long terme. L'eau présente dans le matériau induit des déplacements entre les granulats, générant un phénomène d'attrition

(usure par frottement) qui s'intensifie en présence d'eau. Ce phénomène contribue à une baisse progressive de la portance des couches et à une dégradation continue de la structure routière dans son ensemble (CRR, 2014, p. 12).

3 Protocole expérimental

Cette section présente la procédure expérimentale mise en œuvre en laboratoire dans le but d'étudier l'influence de la saturation sur la portance et la compressibilité des matériaux utilisés dans les structures de chaussées infiltrantes. Les données issues de ces essais ont ensuite été exploitées au moyen du logiciel de modélisation *Qualidim*, afin d'évaluer l'impact potentiel de la saturation sur la durabilité des chaussées.

Les essais de laboratoire ont été réalisés exclusivement sur le sol en place (fond de coffre) et sur la couche de fondation. Le revêtement n'a pas été pris en compte dans les tests parce que son influence sur la portance et la compressibilité a été jugée limitée dans ce contexte.

Quant à la sous-fondation, bien qu'elle joue un rôle important dans le comportement structural de la chaussée, elle n'a pas pu être testée en laboratoire en raison de la granulométrie trop importante des matériaux utilisés (20/125 mm), incompatible avec les dimensions standards des moules CBR.

Les deux essais utilisés pour déterminer la portance sont l'essai Proctor et l'essai CBR (California Bearing Ratio). Cette portance peut également être estimée in situ à l'aide d'instruments tels que le pénétromètre Panda ou l'essai à la plaque statique. Il existe des corrélations établies entre les résultats des essais en laboratoire (CBR) et ceux des mesures in situ (Panda), permettant une meilleure caractérisation du comportement des matériaux sur le terrain.

En parallèle, en ce qui concerne la compressibilité, l'essai œdométrique classique est couramment utilisé pour la quantifier. Toutefois, cet essai n'est pas adapté aux structures routières, car la dimension des granulats est trop grande et ne correspond pas aux dimensions des anneaux œdométriques. De ce fait, d'autres essais sont utilisés pour évaluer la compressibilité des chaussées routières, tels que :

- L'essai à la plaque : mesure la relation entre la charge appliquée et le déplacement vertical sans provoquer la rupture du sol ;
- L'essai triaxial : évalue la déformabilité des matériaux dans des conditions de sollicitation contrôlées.

Les essais choisis pour caractériser le sol en place et la couche de fondation comprennent tout d'abord une analyse granulométrique, visant à identifier les matériaux sur la base de la distribution de la taille des grains. Par la suite, un essai Proctor a été réalisé dans le but de déterminer l'optimum de compactage (ou optimum Proctor), en fonction de différents teneurs en eau. Enfin, deux variantes de l'essai CBR ont été mises en œuvre (standard et cyclique) afin d'évaluer la portance des matériaux à l'état sec et saturé. L'essai CBR standard est réalisé sur des échantillons compactés à l'optimum Proctor et permet de déterminer un indice de portance conventionnel. L'essai CBR cyclique (ou répété) a été réalisé en alternative à l'essai triaxial. Il permet d'analyser le comportement du matériau

sous des sollicitations répétées et à en déduire un module résilient représentatif de son comportement élastique sous trafic. Les résultats obtenus seront présentés et analysés dans la section suivante.

3.1 Choix des matériaux testés

Les matériaux analysés dans ce travail ont été sélectionnés conformément aux spécifications techniques établies par le Centre de Recherches Routières (CRR) ainsi qu'aux exigences du cahier des charges *Qualiroute*. Ce dernier, tel que présenté dans la revue de littérature, impose l'utilisation d'une fondation de type IV pour les structures de chaussées drainantes.

Le revêtement n'a pas été étudié car l'impact sur la portance est négligeable.

Pour le sol, il a été convenu, en accord avec le CRR, de sélectionner un matériau représentatif des sols typiquement présents en Wallonie. Ainsi, le choix s'est porté sur un sol limoneux (Figure 11) déjà étudié dans le cadre du TFE de A. Diette-Steveaux (2024). Ce sol, dont les propriétés ont été identifiées dans ce précédent travail, a été réutilisé car il était disponible au laboratoire. Les principales caractéristiques du sol (l'analyse granulométrique), seront rappelées dans la sous-section suivante.



FIGURE 11 – Sol limoneux

Concernant la couche de fondation (Figure 12), le matériau a été sélectionné selon les critères du cahier des charges *Qualiroute*, notamment la teneur en fines inférieure à 3%. Il s'agit d'un granulat calcaire 2/20 mm provenant de l'entreprise Colas. Pour la sous-fondation, un granulat calcaire 20/125 mm de la même enseigne a été retenu.

Chaque matériau a été étudié dans deux conditions distinctes afin d'évaluer l'influence de l'eau sur son comportement mécanique :

- État immédiat (ou non saturé) : il correspond à une mise en œuvre réalisée dans des conditions standard, avec la teneur en eau du matériau telle qu'elle est mesurée au moment de l'essai ;
- État saturé : il simule une situation où le matériau est entièrement gorgé d'eau, comme cela peut se produire après une période prolongée de précipitations.



FIGURE 12 – Fondation en granulats calcaire 2/20

3.2 Analyse granulométrique

Normes : NF EN ISO 17892-4, NF EN 933-1, NF EN 933-2 (ArGenCo – Laboratoire de Géotechnologies, 2023a, 2023b)

Une donnée importante pour caractériser un matériau est la courbe granulométrique qui exprime la distribution de la taille des particules dans celui-ci.

Il existe deux principales méthodes d'analyse granulométrique (ArGenCo – Laboratoire de Géotechnologies, 2023a, 2023b) :

- Par voie sèche, ou tamisage, utilisée pour trier les particules grossières, généralement comprises entre 2,38 mm et 74 μm ;
- Par voie humide, ou sédimentométrie, utilisée pour analyser les éléments fins de taille inférieure à 74 μm .

A. Diette-Steveaux, dans son travail de fin d'études (2024), a réalisé ces deux analyses sur un sol limoneux. Comme indiqué dans la section consacrée au choix des matériaux, le sol utilisé dans le cadre du présent travail étant identique, il n'a pas été jugé pertinent de reproduire ces essais.

L'essai granulométrique par tamisage, réalisé conformément à la procédure présentée ci-dessous, a permis d'établir la courbe granulométrique du granulat calcaire 2/20 mm utilisé pour la couche de fondation. Cette analyse a permis de vérifier la conformité aux exigences du cahier des charges fourni par Colas. La sédimentométrie n'a pas été réalisée, le matériau ne contenant qu'une quantité négligeable de fines.

La méthodologie expliquée pour les deux méthodes ci-dessous est conforme à la norme NF EN ISO 17892-4 de 2018.

3.2.1 Tamisage

Tout d'abord, le matériau est séché durant 24h à l'étuve et broyé afin d'obtenir un matériau homogène¹. Pour éviter la surcharge des tamis et de garantir un échantillon représentatif, il existe une relation entre la masse d'échantillon M (kg) qui sera utilisée et le diamètre D (mm) de la plus grosse particule :

$$0,2D < M < 0,6D$$

Ensuite, l'échantillon est introduit dans une colonne de tamis superposés (Figure 13a), dont les mailles décroissent progressivement de haut en bas. Après un passage d'une dizaine de minutes sur table vibrante (Figure 13b), le matériau est soumis à un tri mécanique et les refus (matières retenues sur chaque tamis) sont récupérés et pesés individuellement. À l'issue de l'essai, ces masses sont rapportées à la masse initiale de l'échantillon, afin de déterminer les pourcentages de refus cumulés (ArGenCo - Laboratoire de Géotechnologies, 2023a, 2023b).



(a) Tamis (ArGenCo-Laboratoire de Géotechnologies (2023a))



(b) Table vibrante

FIGURE 13 – Matériel utilisé en laboratoire

3.2.2 Sédimentométrie

Les particules passées à travers le dernier tamis (74 μm) constituent la fraction fine utilisée pour l'analyse sédimentométrique. Cette fraction est ensuite mélangée à de l'eau et à un agent dispersant (défloculant) dans une colonne de sédimentation. Le mélange est agité puis laissé au repos pendant 24h.

La vitesse de sédimentation des particules est déterminée en mesurant la densité du mélange à une certaine profondeur à l'aide d'un aéromètre. Cette mesure permet de calculer la proportion de particules présentes dans le liquide après un certain temps, puis de la corréliser avec la taille des particules afin d'établir la courbe granulométrique (ArGenCo – Laboratoire de Géotechnologies, 2023a, 2023b).

1. Exception : Les granulats calcaire ne doivent pas être broyés

Le diamètre équivalent de ces particules est alors obtenu grâce à la loi de Stokes, qui relie la vitesse de sédimentation à la taille des grains :

$$d = \sqrt{\frac{18 \cdot v \cdot \mu}{g \cdot (\rho_s - \rho_w)}}$$

Avec : v - vitesse de sédimentation ; μ - viscosité du fluide ; ρ_s et ρ_w - densité de la particule et densité du liquide.

Les résultats obtenus pour les deux couches seront présentés dans la section Résultats.

3.3 Essai Proctor

L'objectif de cet essai est de déterminer l'optimum Proctor, défini comme la teneur en eau optimale permettant d'atteindre la masse volumique sèche maximale d'un matériau compacté. L'essai permet de tracer la courbe Proctor, qui représente la variation de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau. Le mode opératoire est conforme à la norme NF P94-093. Le maximum de cette courbe correspond à l'optimum Proctor recherché. Plusieurs échantillons avec différentes teneurs en eau seront compactés pour déterminer la courbe Proctor et ainsi cet optimum pourra être déterminé. (ArGenCo - Laboratoire de Géotechnologies, 2023c).

Le compactage d'un sol dépend d'une série de paramètres qui sont :

- Le sol ;
- La teneur en eau du sol ;
- Le mode de compactage ;
- L'énergie de compactage.

Il existe deux types d'essais Proctor : le Proctor normal et le Proctor modifié (Figure 14). La distinction entre les deux repose essentiellement sur l'énergie de compactage appliquée, qui est d'environ 589 kJ/m^3 pour le Proctor normal (ou standard), contre $2\,683 \text{ kJ/m}^3$ pour le Proctor modifié. Cette différence influe directement sur la densité sèche atteinte, le Proctor modifié permettant d'obtenir une compacité plus élevée.

Le poids du pilon utilisé est de $2,5 \text{ kg}$ pour le Proctor normal, contre $4,5 \text{ kg}$ pour le Proctor modifié (ArGenCo – Laboratoire de Géotechnologies, 2023c).

Par convention, le Proctor modifié est recommandé pour les matériaux granulaires et drainants (EN 13286-2, 2004), comme le granulats calcaire 2/20 mm utilisé pour la couche de fondation, car il applique une énergie de compactage plus élevée. Ce type d'essai est également privilégié pour les couches exposées à de fortes charges, telles que les empièvements, car il reflète mieux les conditions rencontrées sur chantier (Scott, Jaksa, & Kuo, 2012). Bien que cette démarche soit conforme aux recommandations de la norme EN 13286-2, il convient de souligner que pour les matériaux granulaires grossiers, la courbe Proctor obtenue présente généralement une pente faible et un optimum en eau peu marqué. Dans le cadre de ce travail, cet essai a donc été réalisé principalement à titre comparatif et voir s'il y a une influence dessus et non dans l'optique de déterminer un paramètre strictement dimensionnant.

À l'inverse, le Proctor normal convient mieux aux sols fins, comme les limons, dont la granulométrie nécessite une énergie modérée pour atteindre une densité optimale (EN 13286-2, 2004).



FIGURE 14 – Essai Proctor

La première étape de l'essai consiste à déterminer la teneur en eau résiduelle (w_{res}) du matériau. Pour cela, un échantillon est prélevé, pesé à l'état humide, puis placé dans une étuve jusqu'à dessiccation complète. L'échantillon est ensuite repesé à sec, et la différence de masse permet de calculer la teneur en eau résiduelle, exprimée en pourcentage par rapport à la masse sèche de l'échantillon.

Une fois cette teneur connue, plusieurs échantillons de masse initiale (souvent cinq) m_{init} 5 kg sont préparés. La teneur en eau des échantillons sera ajustée à partir de leur teneur résiduelle initiale afin d'atteindre différentes valeurs cibles, nécessaires à l'établissement de la courbe Proctor.

La procédure pour obtenir ces teneurs consiste à calculer la masse sèche réelle de l'échantillon :

$$m_{sec} = m_{init}(1 - w_{res})$$

Puis la masse finale à atteindre après ajout d'eau pour obtenir une teneur en eau cible w :

$$m_{fin} = m_{sec}(1 + w)$$

La quantité d'eau à ajouter à l'échantillon est alors donnée par :

$$m_{eau} = m_{fin} - m_{init}$$

L'eau est ensuite ajoutée à chaque seau, et le mélange est homogénéisé manuellement. Pour garantir une répartition uniforme de l'humidité, les seaux sont refermés hermétiquement, puis retournés pendant un temps de repos de 24 heures avant compactage.

À ce stade, l'essai Proctor est réalisé de manière très méthodique pour chaque teneur en eau. Pour chaque échantillon, les étapes suivantes sont réalisées :

1. Calculer le volume du moule Proctor (en mesurant ses dimensions).
2. Identifier la tare, c'est-à-dire peser le moule sans la réhausse.
3. Fixer le moule avec la réhausse dans la machine Proctor (en plaçant un papier filtre au fond).
4. Vérifier que la masse de compactage utilisée correspond bien à l'essai prévu (Proctor normal ou modifié).
5. Remplir le moule en 3 couches pour le Proctor normal ou en 5 couches pour le Proctor modifié.
6. Pour chaque couche, effectuer 56 cycles de chute de la masse².
7. Scarifier la surface du matériau compacté afin d'assurer une bonne adhérence entre les couches.
8. Réitérer les étapes 5, 6 et 7 jusqu'à ce que le moule soit rempli.
9. Retirer la réhausse et araser soigneusement l'échantillon sans endommager la surface supérieure.
10. Peser le moule rempli.
11. Retirer l'échantillon du moule à l'aide d'une machine appelée presse.
12. Mesurer et vérifier la teneur en eau réelle de l'échantillon



FIGURE 15 – Presse



FIGURE 16 – Échantillon dans l'étuve

Pour la caractérisation du fond de coffre en sol limoneux, l'essai Proctor normal a été réalisé. Il a été décidé de le réaliser à nouveau, d'une part afin de vérifier les résultats du précédent TFE, et d'autre part en raison d'une différence de teneur en eau initiale constatée entre les deux études. Cette variation est liée à l'assèchement du matériau dans le laboratoire survenu pendant le temps écoulé depuis le travail de Diette-Steveaux (2024). La teneur en eau résiduelle initiale $w_{rés}$ était de 3,24%, contre 2,1% dans le présent travail. Bien que cette différence n'affecte pas significativement la forme de la courbe de compactage, elle peut entraîner un léger décalage des points. La courbe obtenue présente ainsi de légères différences, tout en restant globalement conforme à celle établie précédemment.

2. L'essai est réalisé à l'aide de moules CBR, ce qui implique un volume légèrement différent de celui des moules Proctor standards et un nombre de coups par couche adapté.



(a) Sol



(b) Granulat

FIGURE 17 – Échantillon après compactage

Les teneurs en eau testées dans le cadre de l'essai sont les suivantes : 9%, 12%, 15%, 18%, 21% et 24% pour des échantillons de 5 kg.

Par ailleurs, la réalisation de la courbe Proctor pour la couche de fondation constituée de granulats calcaires 2/20 mm a également été jugée pertinente, malgré la faible sensibilité des granulats grossiers aux variations d'humidité.

L'essai Proctor modifié a été retenu, conformément aux éléments justifiés précédemment. L'équipement a donc été adapté en conséquence, notamment par le remplacement de la dame, afin de garantir l'application de l'énergie de compactage requise.

La teneur en eau résiduelle initiale $w_{rés}$ du granulat calcaire est de 0,1%. Les échantillons ont été préparés avec une masse initiale de 5,5 kg, et les teneurs en eau retenues pour l'essai sont les suivantes : 1%, 2%, 3% 4% et 5%.

Les résultats obtenus pour ces essais seront présentés dans la section Résultats.

3.4 Essai CBR (California Bearing Ratio)

L'essai CBR (California Bearing Ratio) est un essai normalisé qui mesure la portance d'un sol ou d'un matériau granulaire. Le CBR standard évalue directement la capacité portante du matériau, tandis que le CBR répété, effectué dans les mêmes conditions de préparation, sert à caractériser son comportement sous sollicitations répétées et à déterminer un module résilient représentatif.

Dans le cadre de ce travail, l'essai a été mené sur les deux matériaux sélectionnés précédemment : le sol limoneux constituant le fond de coffre et le granulat 2/20 mm destiné à la fondation drainante. Ces deux matériaux ont été retenus afin de comparer leurs performances en portance immédiate et après saturation, dans le but d'évaluer l'influence de l'eau sur la capacité portante.

Les moules CBR utilisés mesuraient environ 152mm de diamètre et environ 116mm de hauteur et avaient un volume compris entre 2,095 et 2,107 dm³. Le compactage a été effectué à l'aide de la machine Proctor, avec 56 coups par couche, conformément aux

prescriptions normatives. Ils sont placés sous la presse CBR, et le piston pénètre la surface compactée à une vitesse constante de 1,27 mm/min.

Les échantillons ont été préparés à différents teneurs en eau, puis compactés directement dans les moules CBR lors des essais Proctor. Deux configurations ont été étudiées pour chaque type d'essai : en condition immédiate et en condition immergée afin d'évaluer leur sensibilité à la saturation. Les essais CBR ont été réalisés immédiatement après le compactage pour les échantillons en conditions immédiates, ce qui a permis de préserver la teneur en eau initiale et de garantir des conditions identiques de compactage et d'humidité. Les essais en conditions immergées ont été effectués après quatre jours d'immersion, conformément à la norme NF P94-078. Pour le CBR standard, l'essai en condition immédiate a été réalisé sur l'ensemble des moules issus des essais Proctor et à l'optimum Proctor, tandis que l'essai immergé n'a été effectué qu'à la teneur en eau optimale.

- Pour le fond de coffre, les teneurs en eau visées à l'essai Proctor étaient de 9 %, 12 %, 15 %, 18 %, 21 % et 24 %, pour des teneurs réelles respectives de 7,5 %, 10,7 %, 13,6 %, 16,4 %, 19,0 % et 21,1 %.
- Pour la fondation, les teneurs en eau visées à l'essai Proctor étaient de 0 %, 1 %, 2 %, 3 %, 4 % et 5 %, pour des teneurs réelles respectives de 0,1 %, 1,1 %, 1,7 %, 2,4 %, 3,2 % et 3,6 %.

En ce qui concerne le CBR cyclique, les configurations immédiate et immergée ont été réalisées uniquement à la teneur en eau optimale du matériau composant la fondation et le sol.

Les résultats obtenus dans ces deux configurations permettront de comparer la portance immédiate et la portance après saturation, et de quantifier l'impact de l'eau sur la performance mécanique des matériaux. Ces données serviront également de base pour l'interprétation dans le cadre du dimensionnement et de la modélisation de la durée de vie des chaussées.

3.4.1 Essai CBR standard

L'essai CBR standard (Figure 18) permet de déterminer la portance d'un matériau immédiatement après son compactage, sans immersion préalable. Le principe consiste à enfoncer un piston cylindrique dans l'échantillon compacté et à mesurer la pression nécessaire pour atteindre un enfoncement donné, puis à comparer cette pression à celle mesurée sur un matériau de référence.

À l'état immédiat, cinq moules ont été testés pour chaque matériau étudié (fond de coffre et fondation), chacun correspondant à une teneur en eau spécifique issue des essais Proctor. L'essai Proctor normal a été réalisé sur le sol limoneux, tandis que le Proctor modifié a été effectué sur le granulat 2/20. En complément, un essai supplémentaire a été réalisé à la teneur en eau optimale, à la fois en condition immédiate et après immersion de quatre jours.

L'enfoncement du piston a donc été relevé manuellement et comparé aux valeurs normalisées : 0,025" (0,635 mm), 0,050" (1,27 mm), 0,075" (1,905 mm), 0,100" (2,54 mm), 0,200" (5,08 mm), 0,300" (7,62 mm), 0,400" (10,16 mm) et 0,500" (12,70 mm). Pour chacune de ces valeurs d'enfoncement, la charge correspondante a été relevée sur le cadran de la presse afin de tracer la courbe charge–enfoncement.



FIGURE 18 – Essai CBR standard

Les mesures aux enfoncements de 2,54 mm et 5,08 mm servent au calcul des indices de portance immédiate (IPI) :

$$IPI_{25} = \frac{\text{Pression (MPa) à 2,54 mm}}{6,89 \text{ MPa}} \times 100\%$$

$$IPI_{50} = \frac{\text{Pression (MPa) à 5,08 mm}}{10,33 \text{ MPa}} \times 100\%$$

$$IPI = \max(IPI_{25}, IPI_{50})$$

Cet essai fournit ainsi la valeur de portance, représentative des conditions rencontrées sur chantier juste après la mise en œuvre.

3.4.2 Essai CBR répété

L'essai CBR répété ou cyclique (Figure 19) est une méthode normalisée utilisée comme alternative à l'essai triaxial pour évaluer le comportement d'un matériau soumis à des sollicitations répétées. Son objectif est de déterminer un module résilient représentatif de la réponse élastique du matériau sous l'effet du trafic, à partir d'un chargement cyclique comprenant au minimum 750 cycles.

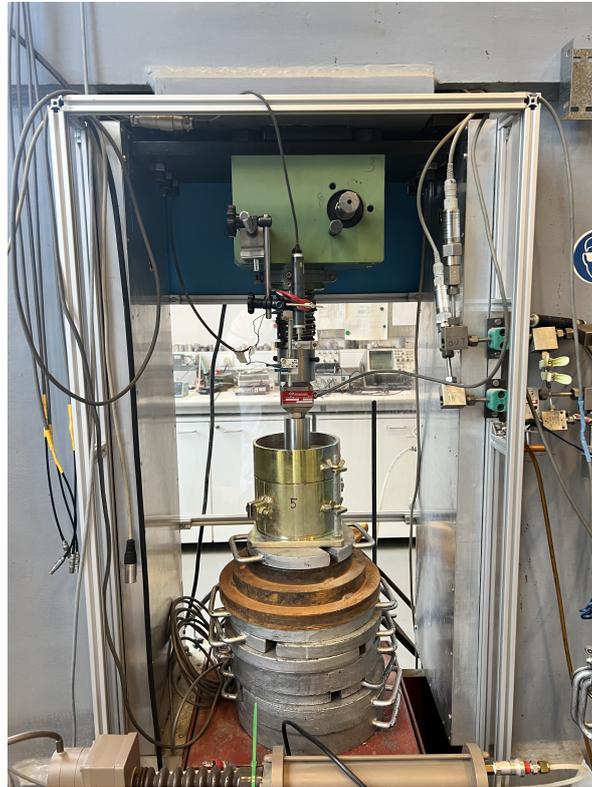


FIGURE 19 – Dispositif du CBR répété

Selon Araya (2011, 2012), l'essai est réalisé à l'aide d'une presse CBR équipée d'un dispositif de contrôle cyclique (Figure 19). Contrairement au CBR standard, qui applique une charge monotone croissante, le CBR cyclique impose à un même échantillon une succession de cycles de chargement et de déchargement, effectués à la même vitesse de 1,27 mm/min, aussi bien lors de la charge que de la décharge, jusqu'à atteindre un niveau de chargement prédéfini, exprimé en termes de force ou de contrainte à la base du piston. Le poinçon utilisé présente les mêmes dimensions que celui employé dans le CBR standard. Cette méthode permet d'évaluer le comportement mécanique du matériau sous sollicitations répétées et d'anticiper plus fidèlement sa réponse en conditions réelles de service. Les charges (ou contraintes) appliquées sont définies à partir des résultats du CBR standard. La pression minimale P_{min} est fixée à 0,25 MPa, tandis que la pression maximale P_{max} correspond à la valeur obtenue en multipliant la pression relevée à l'enfoncement normalisé de 2,56 mm (0,1") par l'indice CBR immédiat.

$$P_{min} = 0,25 \text{ MPa} \implies F_{min} = 0,05 \text{ Tonnes}$$

$$P_{max} = P_{0,1''} \cdot \frac{IPI_{0,1''}}{100} \implies F_{max}$$

Le compactage des échantillons a été réalisé dans des moules CBR, en appliquant la même procédure que pour le CBR standard : Proctor normal pour le sol limoneux et Proctor modifié pour le gravier 2/20 mm. Les échantillons ainsi compactés ont été utilisés immédiatement, afin de garantir des conditions identiques de densité sèche et de teneur en eau.

L'essai CBR répété a été mené uniquement à la teneur en eau optimale déterminée par l'essai Proctor, et selon deux configurations :

- *État immédiat* : essai réalisé directement après le compactage Proctor , en appliquant le Proctor normal pour le sol et le Proctor modifié pour la fondation,
- *État immergé* : moule compacté immergé pendant 4 jours dans une cuve remplie d'eau jusqu'au bord, assurant ainsi une saturation uniforme de l'échantillon (Figure 20).



FIGURE 20 – Moule CBR immergé pendant 4 jours Sol/gravier

4 Résultats expérimentaux et interprétation

Dans cette section, les résultats des différents essais seront présentés, suivis du traitement des données obtenues et de leur analyse.

4.1 Analyse granulométrique

4.1.1 Fond de coffre

Pour le matériau limoneux, deux types d'essais granulométriques ont été réalisés : par voie sèche (tamisage) et par voie humide (sédimentométrie). Dans le cas du tamisage, après avoir pesé les refus retenus sur chaque tamis, le pourcentage de matériau passant est calculé par rapport à la masse initiale de l'échantillon. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous (Table 1).

Tamis [mm]	Refus [%]	Refus cumulé [g]	Refus cumulé [%]	Passant [%]
2,36	0,03	0,02	0,03	99,97
1,19	1,09	0,81	1,12	98,88
0,6	1,48	1,91	2,60	97,40
0,3	2,52	3,79	5,13	94,87
0,15	15,76	15,51	20,88	79,12
0,075	22,88	32,52	43,76	56,24

TABLE 1 – Résultats de l'analyse granulométrique par voie sèche du limon (Diette-Steveaux, 2024)

Suite à l'analyse sédimentométrique, les résultats présentés dans la Table 2 ont été obtenus.

Temps [min]	Diamètre [mm]	Refus [%]	Refus cumulé [%]	Passant [%]
1	0,0474	12,46	56,2	43,8
2	0,0350	8,24	64,5	35,5
5	0,0233	11,01	75,5	24,5
15	0,0139	6,88	82,3	17,7
45	0,0081	2,75	85,1	14,9
120	0,0053	1,38	86,5	13,5
300	0,0032	0,69	87,2	12,8
1430	0,0015	0,69	87,8	12,2

TABLE 2 – Résultats de l'analyse granulométrique par voie humide du limon (Diette-Steveaux, 2024)

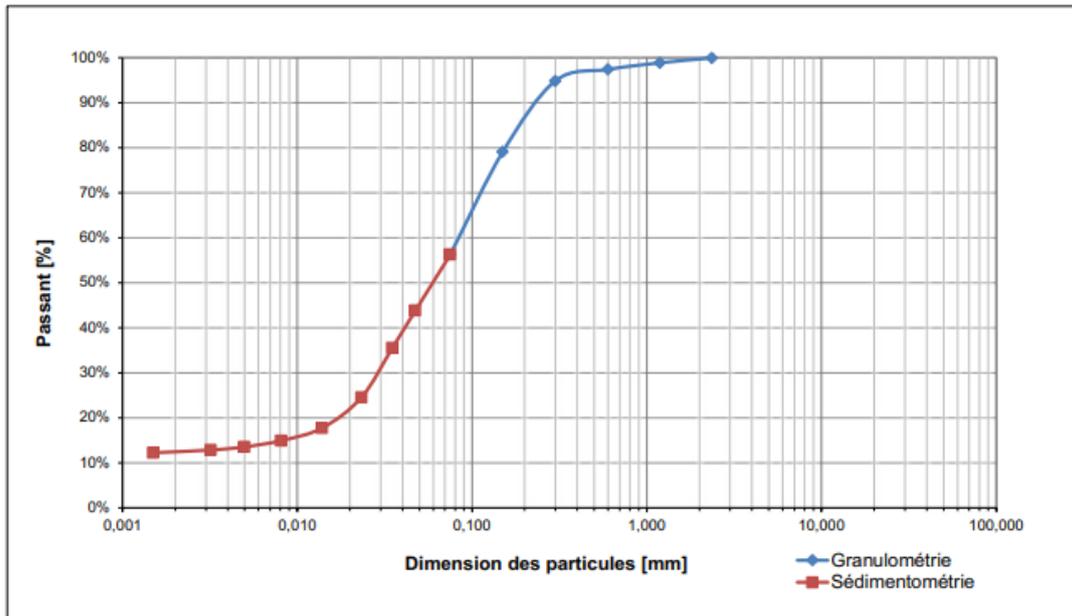


FIGURE 21 – Courbe granulométrique du limon (Diette-Steveaux, 2024)

Les données relatives à l'analyse granulométrique, issues des Tables 1 et 2, ont été représentées sur la courbe granulométrique présentée à la Figure 21. Celle-ci offre une visualisation complète de la répartition granulométrique du limon sur l'ensemble des diamètres analysés. La courbe rouge correspond aux résultats obtenus par sédimentométrie, tandis que la courbe bleue provient du tamisage à sec. L'ensemble met en évidence une continuité sans palier, indiquant l'absence de fraction manquante et confirmant que le sol présente une granulométrie continue.

La dimension maximale des grains vaut :

$$D_{max} = 2,38 \text{ mm}$$

Ensuite, les coefficients d'uniformité C_u et de courbure C_c doivent être calculés. Ils sont définis de la manière suivante :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 58$$

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}} = 6,4$$

où $d_{\%}$ correspond au diamètre de la particule à 10%, 30% et 60% de passants. Ces valeurs sont déterminées sur base de la courbe granulométrique par interpolation. Par exemple, d_{60} correspond au diamètre des particules auquel 60% de la masse de l'échantillon est inférieure. Même chose pour d_{30} et d_{10} .

$$D_{60} = 0,087 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0,029 \text{ mm}$$

$$D_{10} = 0,0015 \text{ mm}$$

Selon les recommandations de la classification USCS (Unified Soil Classification System) et N. Sivakugan (2000), un sol est considéré comme « bien gradué » si, pour un sable, $C_u > 6$ et $1 \leq C_c \leq 3$, et si, pour un gravier, $C_u > 4$ et $1 \leq C_c \leq 3$. L'analyse granulométrique du matériau étudié montre que le coefficient d'uniformité est largement supérieur à 6, traduisant une large dispersion des tailles de particules. En revanche, la valeur du coefficient de courbure excède la plage de référence, ce qui conduit à qualifier le matériau de « mal gradué » conformément à la définition de Sivakugan (2000).

Concernant la nature des grains, le profil granulométrique présenté à la Figure 21 peut être comparé aux courbes types issues du cours de Collin (2021) (Figure 22). La courbe obtenue pour l'échantillon se rapproche nettement du profil type n° 5, généralement associé aux limons contenant une fraction de sable fin. Cette similitude traduit une prédominance de particules fines caractéristiques des limons (> 50 % passant à 0,075 mm), complétée par une proportion minoritaire de grains de sable fin (0,05–0,2 mm). La progression régulière de la courbe dans la zone des fines, avec un léger décalage vers les petites tailles, confirme que l'ossature du matériau est constituée de limon, le sable fin étant dispersé au sein de cette matrice. On peut donc classer ce sol comme un limon sableux.

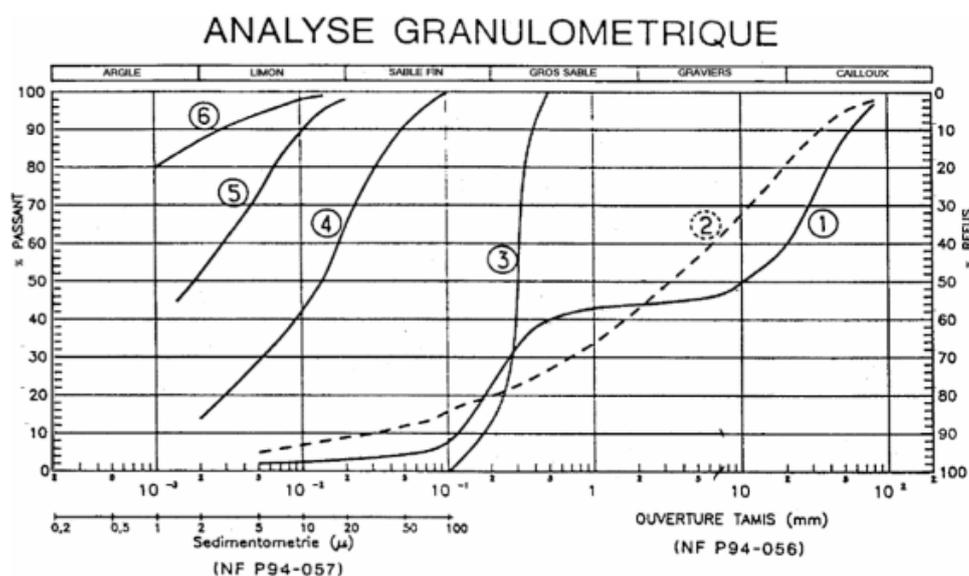


FIGURE 22 – Type de courbes granulométriques en fonction de la nature du sol, Collin [2021]

Sur la base de l'analyse granulométrique, le matériau correspond à un limon sableux "mal gradué". Cette composition, dominée par des particules fines, implique une perméabilité globalement modérée à faible. En effet, la vitesse d'infiltration est nettement inférieure à celle observée dans des matériaux grossiers tels que les sables propres, comme le montre la classification des sols en fonction de leur perméabilité (cf. Annexe, Figure 41). Ces fines ralentissent la circulation de l'eau à travers la structure et favorisent sa rétention. Cette proportion élevée de particules fines rend également le matériau particulièrement sensible à l'eau. En état saturé, la perte de cohésion et la possible déstructuration, surtout en cas de compaction insuffisante, entraînent une diminution rapide de la portance et une augmentation des tassements.

D'autres essais, tels que la détermination des limites d'Atterberg, peuvent venir confirmer cette analyse. C'est notamment le cas dans le travail de Diette-Steveaux (2024), où les résultats ont conduit à classer le matériau comme un limon de faible plasticité.

4.1.2 Fondation

La courbe granulométrique du granulat calcaire 2/20 mm, utilisé en couche de fondation, a été établie selon la même procédure que pour le fond de coffre. Toutefois, aucun essai de sédimentométrie n'a été réalisé, en raison de la teneur négligeable en fines de ce matériau.

La Table 3 suivante présente les quantités de refus et de passants obtenus pour le granulat calcaire 2/20 mm à l'issue de l'analyse granulométrique par tamisage.

Tamis (mm)	Refus (%)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Passant cumulé (%)
30	0,00	0,0	0,0	100,00
20	2,95	302,4	2,95	97,05
14	22,35	2596,4	25,3	74,70
10	17,92	4436,5	43,22	56,78
7,1	13,43	5814,6	56,65	43,35
6,3	4,32	6257,9	60,97	39,03
4	19,674	8277,6	80,64	19,356
2	16,729	9994,8	97,37	2,627
1,18	1,021	10099,6	98,39	1,606
0,6	0,316	10132,0	98,71	1,29
0,3	0,174	10149,8	98,88	1,116
0,15	0,183	10168,6	99,07	0,933
0,075	0,522	10222,2	99,59	0,411

TABLE 3 – Résultats de l'analyse granulométrique par voie sèche du granulat calcaire 2/20 mm

Grâce à la Table 3, la courbe granulométrique du fond de coffre peut être tracée à la Figure 23 suivante.

L'analyse granulométrique du granulat calcaire 2/20 mm (Figure 23) montre une répartition typique d'un matériau grossier concassé, avec la quasi-totalité des particules comprise entre 2 mm et 20 mm. Le pourcentage de passants est pratiquement nul pour les tamis inférieurs à 2 mm, ce qui confirme l'absence de fines et donc la prédominance d'éléments grossiers. La courbe montre une pente très forte sur une plage granulométrique étroite, ce qui indique que le matériau est composé de particules de taille assez similaire. Les diamètres caractéristiques déduits de la courbe sont :

$$D_{10} = 2,71 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 5,10 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 10,60 \text{ mm}$$

Calculés selon la même méthode que dans la sous-section précédente, les coefficients obtenus sont $C_u = 3,9$ et $C_c = 0,9$.

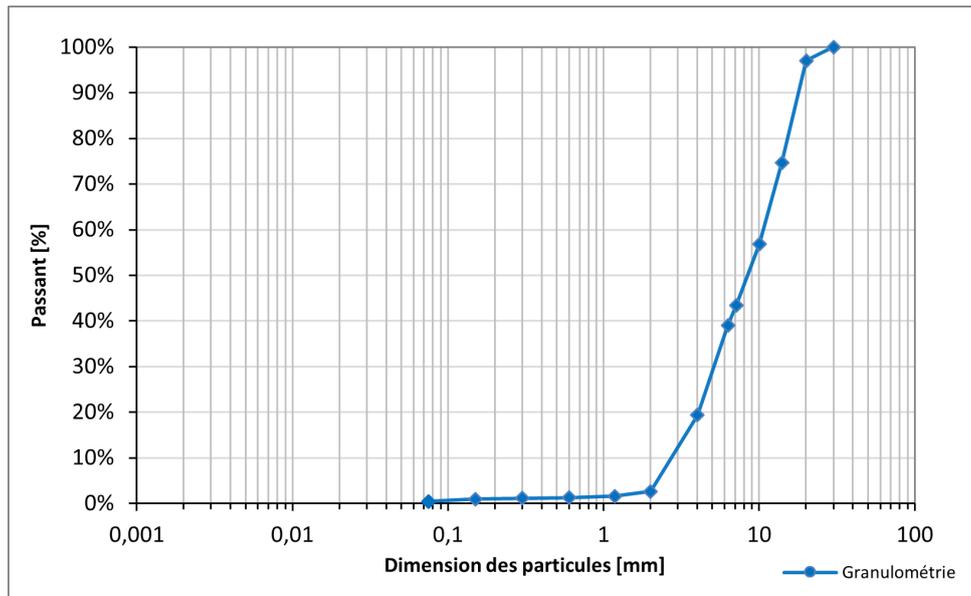


FIGURE 23 – Courbe granulométrique du granulat calcaire 2/20 mm

D'après la classification USCS (Unified Soil Classification System) et les critères proposés par Sivakugan (2000), un gravier est considéré comme bien gradué lorsque $C_u > 4$ et $1 \leq C_c \leq 3$.

Le coefficient d'uniformité C_u reflète l'étendue de la répartition des tailles de particules : plus il est élevé, plus la proportion de particules fines comblant les vides est importante, ce qui favorise une meilleure compacité naturelle et limite les tassements après compactage.

Dans le cas présent, la valeur $C_u = 3,9$ se situe légèrement en dessous du seuil requis, ce qui implique que le gravier présente une plage granulométrique relativement restreinte. Associée à un $C_c = 0,9$, cette observation conduit à classer le matériau comme "mal gradué". Cette classification traduit une structure plus lâche, et combinée à l'absence quasi totale de fraction fine ($< 0,075$ mm) donc une perméabilité plus élevée.

En comparant la courbe granulométrique obtenue pour le granulat calcaire 2/20 mm aux profils types (Figure 22), il y a une forte similitude avec la courbe n° 2. Ce profil correspond aux granulats grossiers (graviers) présentant une large plage dimensionnelle sans fraction fine ($< 0,075$ mm).

Cette correspondance est cohérente avec le granulat calcaire testé : plus de 97 % de passant au tamis 20 mm et moins de 0,5 % de passant au tamis 0,075 mm, ce qui atteste de l'absence de fines et de la nature grossière du matériau.

Ce type de granulat est couramment utilisé pour les chaussées drainantes lorsque qu'une forte perméabilité est recherchée.

La stabilité de sa structure grossière lui permet de maintenir une portance élevée même en conditions saturées et de présenter une sensibilité à l'eau quasi nulle. L'absence de fines limite toute action capillaire et favorise un écoulement rapide de l'eau à travers la matrice granulaire.

La granulométrie, caractérisée par une distribution étalée et continue associée à une faible proportion de fines, confirme qu'il s'agit d'un matériau typique des couches drainantes.

4.2 Essai Proctor

4.2.1 Fond de coffre

Pour la caractérisation du fond de coffre en sol limoneux, un essai Proctor normal a été réalisé avec six mélanges présentant des teneurs en eau cibles de 9 %, 12 %, 15 %, 18 %, 21 % et 24 %, pour des échantillons de 5 kg. La teneur en eau résiduelle mesurée sur le matériau était de $w_{rés} = 2,1$ %.

L'essai a été effectué à l'aide de moules CBR, afin de permettre la réalisation immédiate de l'essai CBR sur les mêmes éprouvettes. Les volumes et masses à vide (tare) de ces moules sont les suivants :

- Moule 1 : $V_{moule} = 2,095$ dm³, $T_1 = 5\,405$ g.
- Moule 2 : $V_{moule} = 2,107$ dm³, $T_1 = 5\,222$ g.

La table 4 présente les données issues de l'essai Proctor normal. Dans ce tableau, P_{h1} correspond à la masse humide du moule CBR rempli, tandis que T_1 désigne la tare du moule vide.

w visée [%]	$P_{h1} + T_1$ [g]	T_1 [g]	V_{moule} [dm ³]	ρ [kg/m ³]
9%	9033,0	5405,0	2,0950	1732
12%	9105,0	5222,0	2,1070	1843
15%	9469,0	5405,0	2,0950	1940
18%	9377,0	5222,0	2,1070	1972
21%	9500,0	5405,0	2,0950	1955
24%	9254,0	5222,0	2,1070	1914

TABLE 4 – Mesures sur moules (sol limoneux – fond de coffre)

Les mesures présentées dans la table 5 proviennent d'échantillons prélevés dans chaque moule et placés à l'étuve afin de déterminer la teneur en eau réelle des mélanges au moment de l'essai. Dans ce tableau, T_2 désigne la tare de la boîte métallique utilisée pour contenir l'échantillon, tandis que P_{h2} et P_{s2} représentent respectivement les masses humides et sèches de l'échantillon avec la boîte.

w visée	$P_{h2} + T_2$ [g]	$P_{s2} + T_2$ [g]	T_2 [g]	w réelle
9%	1988,00	1866,80	261,40	7,5%
12%	2066,20	1889,60	243,30	10,7%
15%	2104,20	1884,10	263,30	13,6%
18%	2271,50	1988,70	264,70	16,4%
21%	1943,40	1669,20	229,69	19,0%
24%	2051,20	1734,50	231,20	21,1%

TABLE 5 – Détermination de la teneur réelle en eau (sol limoneux – fond de coffre)

À partir de ces résultats, la masse volumique sèche a été calculée (table 6) en vue de déterminer l'optimum Proctor.

Masse volumique [kg/m ³]	1732	1843	1940	1972	1955	1914
Teneur en eau [%]	7,5	10,7	13,6	16,4	19,0	21,1
Masse volumique sèche [kg/m ³]	1610	1664	1708	1694	1642	1581

TABLE 6 – Synthèse des résultats de l’essai Proctor (sol limoneux – fond de coffre)

Une régression polynomiale de degré 2 a été appliquée afin d’ajuster une courbe aux points expérimentaux. La masse volumique absolue, fixée à 2570 kg/m³ pour ce sol limoneux (valeur de référence), a permis de déterminer avec précision la masse volumique sèche maximale.

L’optimum Proctor obtenu est $w_{\text{opt}} = 14 \%$, contre 15,3 % dans l’étude de Diette-Steveaux (2024), soit une différence assez faible au regard des variations expérimentales. De même, la masse volumique sèche maximale $\rho_{d,\text{opt}}$ est de 1703 kg/m³, contre 1652 kg/m³ dans le TFE précédent. Les valeurs ont ainsi été mesurées avec précision pour la suite du travail.

La courbe de compactage correspondante est présentée à la figure 24. Sur le graphique, le point rouge indique l’optimum Proctor, les points verts représentent les valeurs expérimentales issues des tableaux, et la courbe bleue correspond à la courbe approchée des valeurs expérimentales.

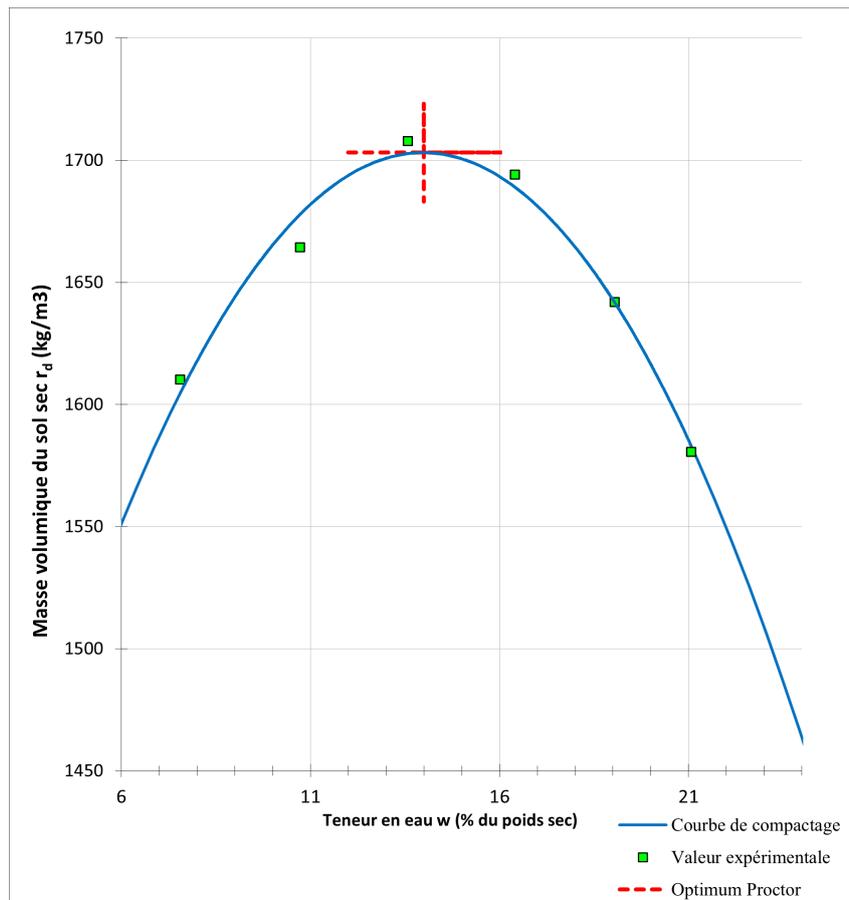


FIGURE 24 – Courbe de compactage (sol limoneux – fond de coffre)

L’augmentation progressive de la teneur en eau rend le matériau plus compact, jusqu’à atteindre un maximum correspondant à la densité sèche maximale et à la teneur en eau

optimale. Au-delà de cet optimum, la compacité du sol diminue et la cohésion se dégrade. Le type de sol influence fortement la forme et la position de la courbe Proctor associée.

4.2.2 Fondation

La caractérisation de la fondation a été effectuée à l'aide d'un essai Proctor modifié sur six mélanges présentant des teneurs en eau cibles de 0 %, 1 %, 2 %, 3 %, 4 % et 5 %, pour des échantillons de 5 kg. L'utilisation de moules CBR a permis d'enchaîner directement avec l'essai CBR sur les mêmes éprouvettes. Les volumes et masses à vide (tare) des moules utilisés sont les suivants :

- Moule 1 : $V_{\text{moule}} = 2,095 \text{ dm}^3$, $T_1 = 5\,403 \text{ g}$.
- Moule 2 : $V_{\text{moule}} = 2,107 \text{ dm}^3$, $T_1 = 5\,222 \text{ g}$.

Les mesures sur moules sont présentées dans la table 7, où P_{h1} correspond à la masse humide du moule rempli et T_1 à la tare du moule vide.

w visée [%]	$P_{h1} + T_1$ [g]	T_1 [g]	V_{moule} [dm ³]	ρ [kg/m ³]
0%	9421,0	5403,0	2,0950	1918
1%	9355,0	5222,0	2,1070	1962
2%	9578,0	5403,0	2,0950	1993
3%	9345,0	5222,0	2,1070	1957
4%	9514,0	5403,0	2,0950	1962
5%	9365,0	5222,0	2,1070	1966

TABLE 7 – Mesures sur moules – Fondation

La table 8 présente les mesures effectuées sur des échantillons prélevés dans chaque moule et placés à l'étuve pour déterminer la teneur en eau réelle. Dans ce tableau, T_2 désigne la tare de la boîte métallique, tandis que P_{h2} et P_{s2} correspondent respectivement aux masses humides et sèches (boîte incluse).

w visée	$P_{h2} + T_2$ [g]	$P_{s2} + T_2$ [g]	T_2 [g]	w réelle
0%	2974,30	2972,80	264,20	0,1%
1%	2472,40	2448,50	263,30	1,1%
2%	2702,70	2661,10	261,90	1,7%
3%	2382,00	2332,90	269,40	2,4%
4%	2339,00	2275,60	269,00	3,2%
5%	2394,90	2320,40	263,90	3,6%

TABLE 8 – Détermination de la teneur réelle en eau – Fondation

À partir de ces données, la masse volumique sèche a été calculée (table 9) afin de déterminer l'optimum Proctor.

Masse volumique [kg/m ³]	1918	1962	1993	1957	1962	1966
Teneur en eau [%]	0,1	1,1	1,7	2,4	3,2	3,6
Masse volumique sèche [kg/m ³]	1917	1940	1959	1911	1902	1898

TABLE 9 – Synthèse des résultats de l'essai Proctor – Fondation

La courbe a été ajustée par régression polynomiale de degré 3. La masse volumique absolue adoptée pour ce matériau est de 2600 kg/m^3 , valeur représentative des granulats utilisés. L'optimum Proctor obtenu est $w_{\text{opt}} = 1,1 \%$ et la masse volumique sèche maximale $\rho_{d,\text{opt}} = 1950 \text{ kg/m}^3$.

La figure 25 présente la courbe de compactage correspondante. Le point rouge indique l'optimum Proctor, les points verts représentent les valeurs expérimentales, et la courbe bleue correspond à la régression polynomiale.

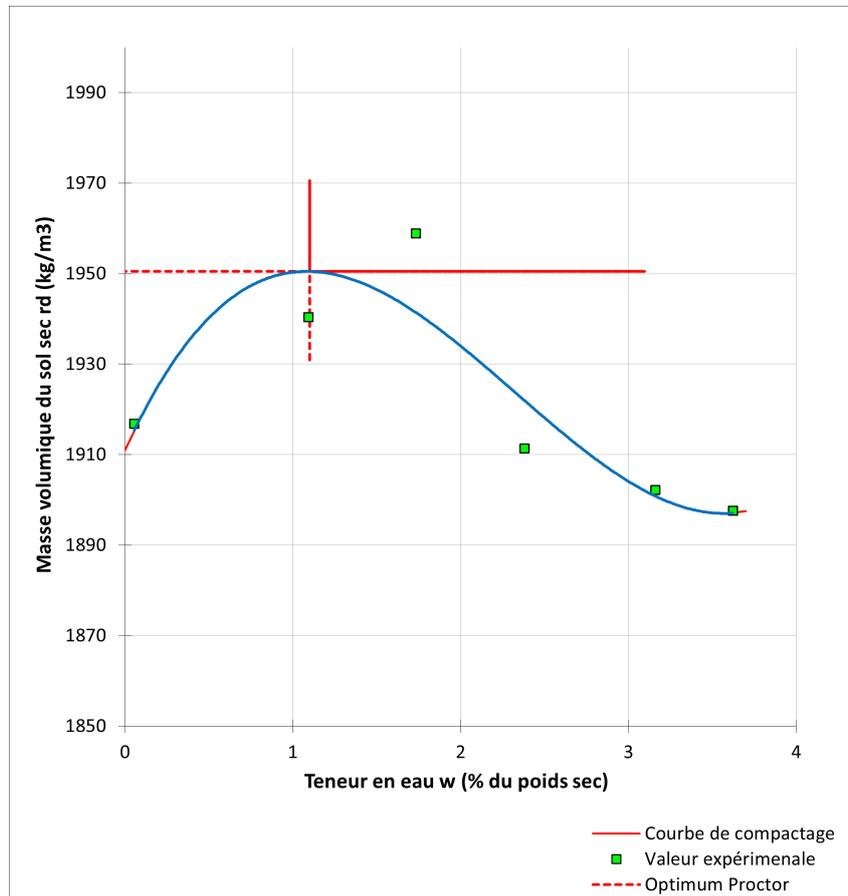


FIGURE 25 – Courbe de compactage – Fondation

L'augmentation de la teneur en eau améliore la compacité du matériau jusqu'à atteindre la densité sèche maximale. Au-delà de cet optimum, la compacité et la cohésion diminuent. La nature du matériau influence directement sur la forme et la position de la courbe Proctor.

4.3 CBR standard

4.3.1 Fond de coffre

L'essai CBR standard a été réalisé immédiatement après l'essai Proctor normal, pour différentes teneurs en eau. Les teneurs testées correspondent ainsi exactement à celles déterminées lors du Proctor, garantissant la cohérence entre les deux essais.

Les tableaux 10 à 14 présentent, pour chaque teneur en eau, les valeurs de pénétration, la pression standard P_{std} , la lecture sur le cadran (en graduations) ainsi que la pression correspondante P exprimée en MPa. Ces résultats concernent l'état immédiat.

Pén. (")	P_{std} (MPa)	Mesure (grad)	P (MPa)
0,025		7,5	0,417
0,050		15,0	0,834
0,075		20,1	1,118
0,100	6,89	24,2	1,346
0,200	10,33	38,1	2,119
0,300	13,08	48,7	2,708
0,400	15,83	59,0	3,281
0,500	17,90	69,2	3,849

TABLE 10 – Résultats de l'essai CBR standard à l'état immédiat - $w = 9\%$

Pén. (")	P_{std} (MPa)	Mesure (grad)	P (MPa)
0,025		10,2	0,567
0,050		19,5	1,084
0,075		25,2	1,402
0,100	6,89	32,3	1,796
0,200	10,33	51,5	2,864
0,300	13,08	66,1	3,676
0,400	15,83	77,2	4,294
0,500	17,90	90,0	5,005

TABLE 11 – Résultats de l'essai CBR standard à l'état immédiat - $w = 12\%$

Pén. (")	P_{std} (MPa)	Mesure (grad)	P (MPa)
0,025		8,7	0,484
0,050		15,5	0,862
0,075		24,1	1,340
0,100	6,89	32,1	1,784
0,200	10,33	51,3	2,853
0,300	13,08	66,2	3,682
0,400	15,83	79,5	4,421
0,500	17,90	86,8	4,827

TABLE 12 – Résultats de l'essai CBR standard à l'état immédiat - $w = 15\%$

Pén. (")	P_{std} (MPa)	Mesure (grad)	P (MPa)
0,025		0,9	0,050
0,050		2,1	0,117
0,075		3,5	0,195
0,100	6,89	5,1	0,284
0,200	10,33	12,2	0,679
0,300	13,08	22,2	1,235
0,400	15,83	32,2	1,791
0,500	17,90	42,3	2,353

TABLE 13 – Résultats de l'essai CBR standard à l'état immédiat - $w = 18\%$

Pén. (")	P_{std} (MPa)	Mesure (grad)	P (MPa)
0,025		0,1	0,003
0,050		0,7	0,039
0,075		0,9	0,050
0,100	6,89	1,0	0,056
0,200	10,33	1,9	0,106
0,300	13,08	3,0	0,167
0,400	15,83	4,3	0,239
0,500	17,90	5,8	0,323

TABLE 14 – Résultats de l'essai CBR standard à l'état immédiat - $w = 21\%$

Les résultats ainsi obtenus permettent de calculer l'indice de portance immédiate (IPI) du limon pour chaque teneur en eau. Les valeurs calculées, conformément à la procédure décrite dans la section « Protocole expérimental », sont regroupées dans le tableau 15. Ce tableau met en évidence une augmentation initiale de l'indice CBR avec la teneur en eau, suivie d'une diminution marquée au-delà de l'optimum.

$w_{réelle}$ (%)	CBR (%)
7,5	20,0
10,7	27,3
13,6	28,0
16,4	11,0
19,0	1,1

TABLE 15 – Valeurs de CBR en fonction de la teneur en eau réelle – état immédiat

La figure 26 illustre cette évolution de manière graphique, mettant en évidence un maximum de portance aux alentours de la teneur en eau optimale, suivi d'une chute significative à des teneurs plus élevées.

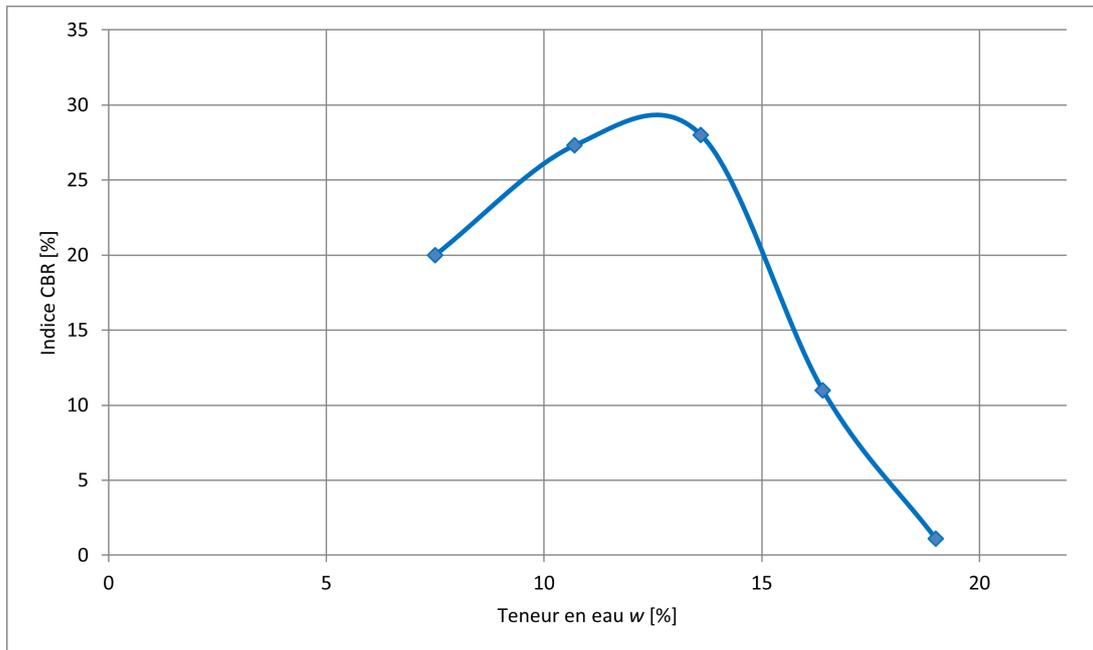


FIGURE 26 – Évolution de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau w – état immédiat

Afin de comparer les performances dans les deux conditions d'essai, la pression a été déterminée pour la teneur en eau à l'optimum Proctor du limon ($w = 14\%$), à la fois à l'état immédiat (P_1) et à l'état immergé (P_2). Les valeurs sont présentées dans le tableau 16.

Pén. (pouces)	P_1 (MPa)	P_2 (MPa)
0.025	0.48	0.03
0.05	0.86	0.06
0.075	1.34	0.07
0.1	1.78	0.11
0.2	2.85	0.47
0.3	3.68	0.91
0.4	4.42	1.33
0.5	4.83	1.75

TABLE 16 – Pressions mesurées pour les conditions immédiate et immergée à l'optimum Proctor

Ces valeurs traduisent une nette diminution de la portance après immersion : à l'optimum Proctor, l'indice CBR passe de 28,0 % à l'état immédiat à 8,6 % après quatre jours d'immersion. Ce résultat confirme la sensibilité marquée du limon à la saturation, avec une perte significative de rigidité et de capacité portante.

Condition	CBR (%)	Variation absolue (%)	Variation relative (%)
Immédiat	28,0	–	–
Immergé	8,6	-19,4	-69,3

TABLE 17 – Variation de l'indice CBR entre les conditions immédiate et immergée – $w_{\text{opt}} = 14\%$

La diminution de l'indice CBR entre les états immédiat et immergé correspond à une perte relative d'environ 69,3 % par rapport à la valeur initiale (17). Ce résultat met en évidence une sensibilité marquée du limon à la saturation mais aussi une réduction importante de sa rigidité et de sa capacité portante.

4.3.2 Fondation

À l'état immédiat, les échantillons ayant préalablement fait l'objet des essais Proctor modifié ont également été soumis à l'essai CBR standard. Les teneurs en eau testées correspondent aux valeurs mesurées après compactage, permettant une comparaison directe entre les essais.

Les tableaux 18, 19, 20, 21, 22 et 23 présentent, pour chaque teneur en eau, les valeurs de pénétration, la pression standard P_{std} , la lecture sur le cadran (en graduations) ainsi que la pression correspondante P exprimée en MPa.

Pén. (")	P_{std} (MPa)	Mesure (grad)	P (MPa)
0,025		3,5	0,195
0,050		8,0	0,445
0,075		14,5	0,806
0,100	6,89	22,5	1,251
0,200	10,33	70,0	3,893
0,300	13,08	121,5	6,757
0,400	15,83	174,0	9,677
0,500	17,90	213,0	11,846

TABLE 18 – Résultats de l'essai CBR standard – état immédiat, $w = 0,1\%$

Pén. (")	P_{std} (MPa)	Mesure (grad)	P (MPa)
0,025		6,8	0,378
0,050		21,0	1,168
0,075		39,0	2,169
0,100	6,89	56,1	3,120
0,200	10,33	112,0	6,229
0,300	13,08	155,0	8,620
0,400	15,83	194,0	10,789
0,500	17,90	233,2	12,969

TABLE 19 – Résultats de l'essai CBR standard – état immédiat, $w = 1\%$

Pén. (")	P_{std} (MPa)	Mesure (grad)	P (MPa)
0,025		5,0	0,278
0,050		15,1	0,840
0,075		28,0	1,557
0,100	6,89	45,2	2,514
0,200	10,33	107,2	5,962
0,300	13,08	153,0	8,509
0,400	15,83	198,3	11,029
0,500	17,90	239,2	13,303

TABLE 20 – Résultats de l'essai CBR standard – état immédiat, $w = 2\%$

Pén. (")	P_{std} (MPa)	Mesure (grad)	P (MPa)
0,025		4,1	0,228
0,050		13,0	0,723
0,075		21,0	1,168
0,100	6,89	38,0	2,113
0,200	10,33	96,0	5,339
0,300	13,08	145,4	8,086
0,400	15,83	193,3	10,750
0,500	17,90	229,2	12,747

TABLE 21 – Résultats de l'essai CBR standard – état immédiat, $w = 3\%$

Pén. (")	P_{std} (MPa)	Mesure (grad)	P (MPa)
0,025		3,5	0,195
0,050		11,2	0,623
0,075		22,0	1,224
0,100	6,89	33,0	1,835
0,200	10,33	81,0	4,505
0,300	13,08	122,0	6,785
0,400	15,83	163,0	9,065
0,500	17,90	195,0	10,845

TABLE 22 – Résultats de l'essai CBR standard – état immédiat, $w = 4\%$

Pén. (")	P_{std} (MPa)	Mesure (grad)	P (MPa)
0,025		3,7	0,206
0,050		8,9	0,495
0,075		15,8	0,879
0,100	6,89	25,3	1,407
0,200	10,33	75,0	4,171
0,300	13,08	118,0	6,563
0,400	15,83	151,5	8,426
0,500	17,90	182,1	10,128

TABLE 23 – Résultats de l'essai CBR standard – état immédiat, $w = 5\%$

Les indices CBR calculés à partir de ces résultats sont regroupés dans le tableau 24. Ils sont également représentés graphiquement à la figure 27, qui met en évidence la faible variation de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau réelle.

$w_{\text{réelle}}$ (%)	CBR (%)
0,1	58,7
1,1	64,4
1,7	64,4
2,4	62,4
3,2	50,2
3,6	53,4

TABLE 24 – Valeurs de CBR en fonction de la teneur en eau réelle – état immédiat

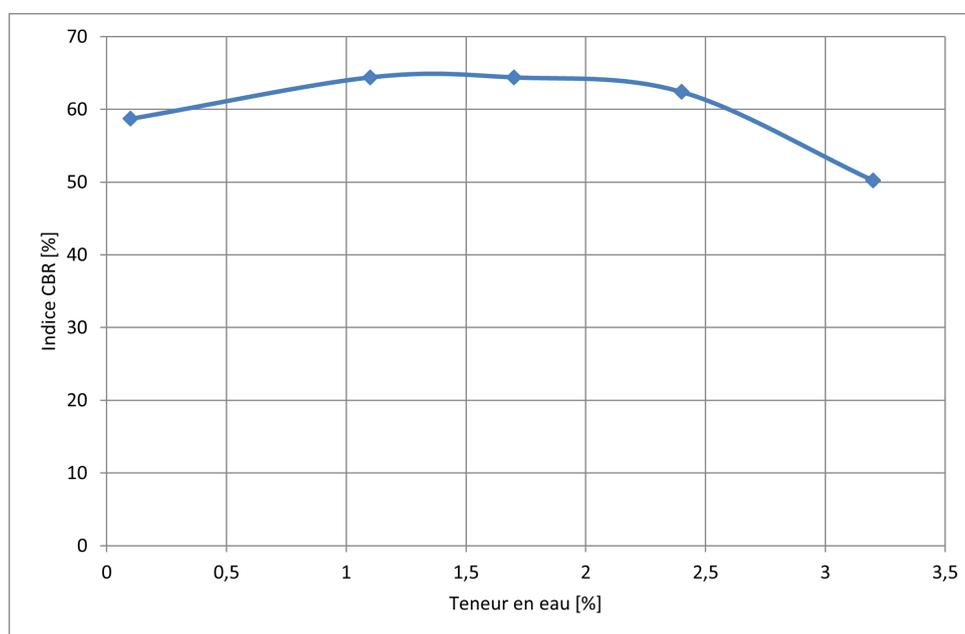


FIGURE 27 – Évolution de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau w – état immédiat

Étant donné la faible sensibilité observée vis-à-vis de la teneur en eau, la comparaison entre l'état immédiat et l'état immergé a été réalisée pour la teneur en eau résiduelle initiale $w = 0,1\%$. Les résultats de cette comparaison sont présentés dans le tableau 25.

Pén. (pouces)	P_1 (MPa)	P_2 (MPa)
0,025	0,195	0,156
0,050	0,445	0,434
0,075	0,806	0,812
0,100	1,251	1,257
0,200	3,893	3,904
0,300	6,757	6,729
0,400	9,677	9,232
0,500	11,846	11,846

TABLE 25 – Comparaison des pressions mesurées en conditions immédiate (P_1) et immergée (P_2) – $w = 0,1\%$

Il en résulte un indice CBR de 58,7 % à l'état immédiat et de 67,3 % à l'état immergé. Le tableau 26 met en évidence la variation observée.

Condition	CBR (%)	Variation absolue (%)	Variation relative (%)
Immédiat	58,7	–	–
Immergé	67,3	+8,6	+14,65

TABLE 26 – Variation de l'indice CBR entre les conditions immédiate et immergée – $w = 0,1\%$

L'augmentation de 8,6 % de l'indice CBR, soit une variation relative d'environ 14,65 %, indique que l'immersion n'a pas dégradé la portance du matériau. Au contraire, elle semble avoir légèrement amélioré sa résistance, ce qui reste cohérent pour un granulat peu sensible à l'eau. Cette stabilité s'explique par une granulométrie grossière et stable, associée à une faible proportion de fines, limitant l'action capillaire. De plus, le compactage homogène a permis de réduire l'influence de l'humidité supplémentaire sur la structure du matériau. Il est possible que cette augmentation soit partiellement due à des effets liés à la mise en place des échantillons plutôt qu'à un véritable effet bénéfique de l'immersion.

4.4 CBR répété

4.4.1 Fond de coffre

L'essai CBR répété a été réalisé sur le limon compacté à l'optimum Proctor ($w = 14\%$), dans deux conditions : à l'état immédiat et à l'état immergé. L'objectif de cet essai, conformément à la méthodologie décrite en section 3.4.2, est de déterminer le module résilient du matériau, paramètre représentatif de sa capacité à retrouver sa forme après des chargements répétés.

La première étape consiste à déterminer les charges minimales et maximales appliquées lors de l'essai, ainsi que les contraintes correspondantes, pour chacun des états testés (Tableau 27). Les valeurs présentées dans le tableau sont liées aux résultats obtenus lors de l'essai CBR standard.

État	σ_{min} [MPa]	σ_{max} [Tonnes]	F_{min} [Tonnes]	F_{max} [Tonnes]
Immédiat	0,25	1,785	0,05	0,357
Immergé	0,25	0,454	0,05	0,091

TABLE 27 – Charges minimales et maximales appliquées lors de l'essai CBR répété

Comme l'illustre le Tableau 27, les contraintes minimales sont identiques pour les deux états, car il s'agit d'une valeur fixée (Araya et al., 2011, 2012). En revanche, la contrainte maximale est liée à la contrainte de portance CBR mesurée lors de l'essai CBR standard. Cela explique que la valeur maximale soit nettement plus faible à l'état immergé (0,454 MPa) qu'à l'état immédiat (1,785 MPa), ce résultat étant directement lié au fait que l'indice CBR est plus faible en condition immergée qu'en condition immédiate.

Au cours de l'essai, plusieurs paramètres sont enregistrés, notamment la contrainte appliquée et le déplacement correspondant, mesurés en continu durant les cycles de chargement et de déchargement. Les courbes contrainte–déplacement obtenues (Figure 28) mettent clairement en évidence les oscillations de la contrainte entre σ_{min} et σ_{max} , telles que définies précédemment.

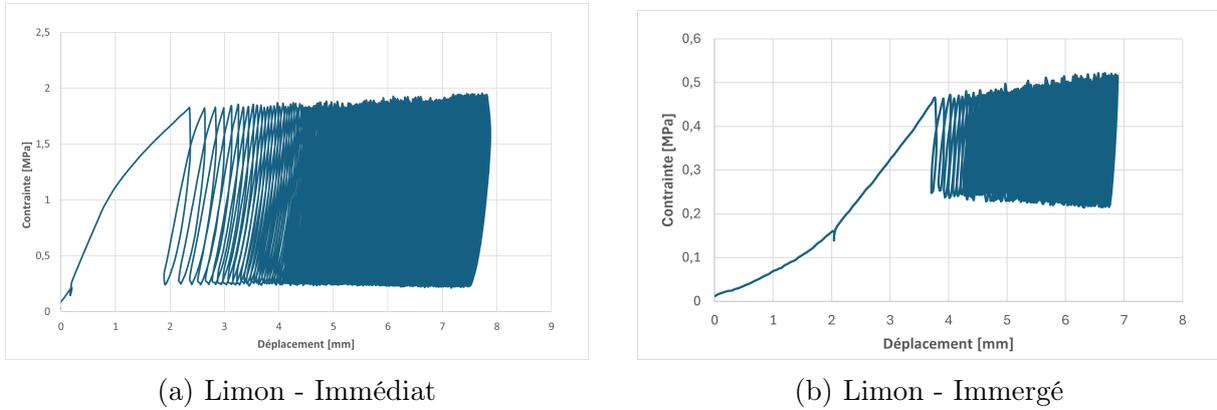


FIGURE 28 – Courbes contrainte–déplacement pour l'essai CBR répété du limon en conditions immédiate et immergée

Dans la définition classique, le module résilient est fonction de la pente $\frac{\Delta\sigma_p}{\Delta u}$ de chaque demi-cycle sur ces courbes, via la formule reprise ci-dessous (Araya et al., 2011, 2012 ; Foko Tamba et al., 2024). Toutefois, cette méthode est fastidieuse, car elle nécessite l'analyse détaillée de chaque cycle.

Araya et al. (2011, 2012) ont proposé une formule corrélative, issue d'une modélisation par éléments finis, permettant d'estimer le module résilient équivalent E_{equ} directement à partir des paramètres mesurés :

$$E_{equ} = \frac{1.513 (1 - \nu^{1.104}) \cdot \Delta\sigma_p \cdot r}{\Delta u^{1.012}}$$

où :

- E_{equ} : module résilient équivalent (MPa)
- ν : coefficient de Poisson du matériau, égal à 0,35 [Molenaar (2007) ; Araya (2011,2012)]
- $\Delta\sigma_p$: variation de contrainte entre σ_{min} et σ_{max} (MPa)
- r : rayon du poinçon (mm)
- Δu : variation de déplacement correspondant dans un cycle de chargement (mm)

L'évolution du module résilient calculé à partir de cette relation est représentée sur la Figure 29.

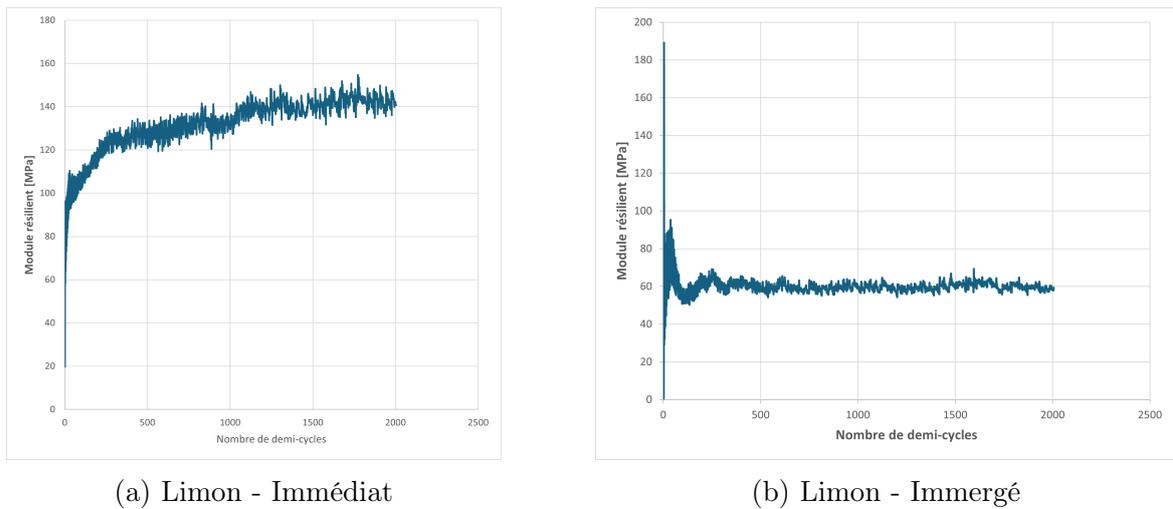


FIGURE 29 – Module résilient en fonction du nombre de demi-cycles pour le limon en conditions immédiate et immergée

Pour l'état immédiat, le module résilient se maintient à des valeurs plus élevées sur l'ensemble des cycles, tandis qu'à l'état immergé, il est significativement réduit, traduisant une rigidité moindre.

Le calcul de la moyenne des valeurs mesurées conduit aux résultats présentés dans le Tableau 28.

État	Module résilient (MPa)
Immédiat	129,82
Immergé	60,04

TABLE 28 – Valeurs moyennes du module résilient pour le limon à l'état immédiat et immergé

Ces valeurs mettent en évidence une diminution d'environ 54 % du module résilient après immersion, confirmant que la saturation du matériau réduit fortement sa capacité portante et sa résistance à la déformation sous chargement répété. Ce constat sera discuté plus en détail dans la section d'analyse comparative.

4.4.2 Fondation

Le même raisonnement a été appliqué pour le matériau composant la fondation drainante. L'essai CBR répété a été réalisé sur le granulat compacté à la teneur en eau résiduelle ($w = 0,1\%$), dans deux conditions : à l'état immédiat et à l'état immergé.

La première étape consiste à déterminer les charges minimales et maximales appliquées lors de l'essai, ainsi que les contraintes correspondantes, pour chacun des états testés (Tableau 29). Les valeurs de ce tableau sont directement déduites des résultats du CBR standard.

État	σ_{min} [MPa]	σ_{max} [Tonnes]	F_{min} [Tonnes]	F_{max} [Tonnes]
Immédiat	0,25	3,115	0,05	0,623
Immergé	0,25	3,135	0,05	0,627

TABLE 29 – Charges minimales et maximales appliquées lors de l'essai CBR répété

Comme le montre le Tableau 29, les contraintes minimales sont identiques dans les deux conditions d'essai, conformément à la valeur imposée par la méthodologie de référence proposée par Araya (2011,2012). En revanche, les contraintes maximales sont très proches entre les états immédiat et immergé, respectivement 3,115 et 3,135 MPa, ce qui traduit une stabilité du comportement mécanique du matériau vis-à-vis de l'immersion, contrairement au cas du limon où une diminution marquée avait été observée.

Les courbes contrainte-déplacement obtenues (Figure 30) illustrent clairement les oscillations de la contrainte entre σ_{min} et σ_{max} au cours des cycles de chargement et de déchargement. La similitude de l'amplitude entre les deux conditions confirme que l'immersion n'a pas altéré de manière significative la capacité portante du granulat dans cet essai.

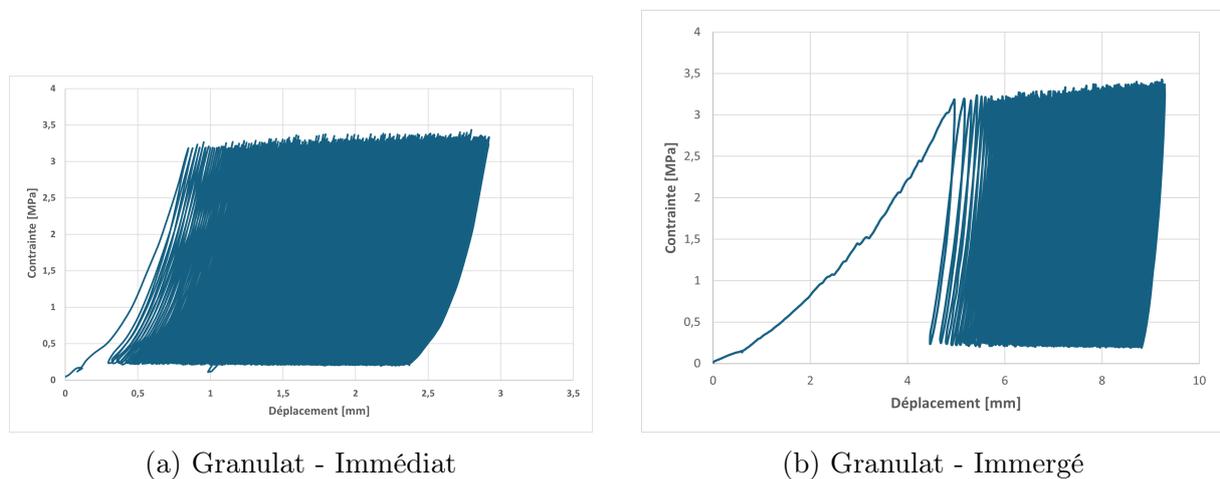


FIGURE 30 – Courbes contrainte-déplacement pour l'essai CBR répété du granulat en conditions immédiate et immergée

En appliquant la même relation corrélative proposée par Araya et al. (2010a, 2010b) pour le calcul du module résilient à partir des résultats de l'essai CBR répété, les valeurs obtenues pour le granulat dans les deux conditions d'essai sont représentées à la Figure 31.

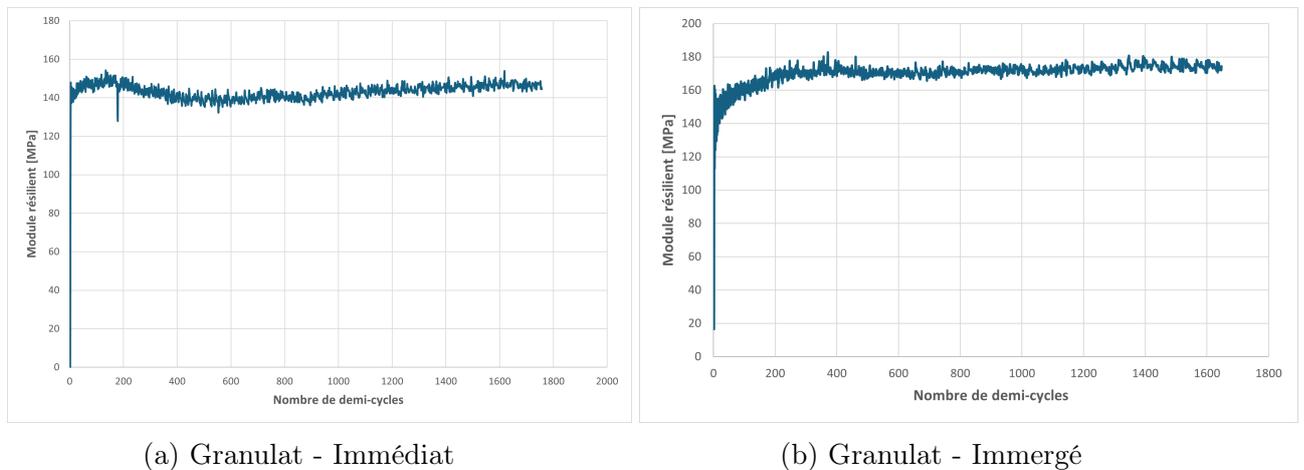


FIGURE 31 – Module résilient en fonction du nombre de demi-cycles pour le granulat en conditions immédiate et immergée

Les courbes indiquent que le module résilient se maintient à des valeurs élevées et relativement stables tout au long des cycles, tant à l'état immédiat qu'à l'état immergé, confirmant une faible influence de l'immersion sur les performances mécaniques du matériau. Cette stabilité contraste avec le comportement observé pour le limon, où une diminution notable avait été enregistrée après immersion.

Le calcul des valeurs moyennes est présenté dans le Tableau 30. Les résultats indiquent que, dans ce cas, le module résilient est légèrement plus élevé à l'état immergé qu'à l'état immédiat. En théorie, une légère diminution est attendue après immersion, la saturation entraînant généralement une perte de rigidité. L'écart observé peut s'expliquer par différents facteurs liés à la préparation des échantillons, malgré le caractère standardisé de l'essai : fabrication des moules par plusieurs opérateurs, mélange manuel des matériaux avant compactage, ou encore variations locales de densité. Ces éléments introduisent une variabilité expérimentale susceptible d'expliquer la différence constatée.

État	Module résilient (MPa)
Immédiat	143,02
Immergé	170,49

TABLE 30 – Valeurs moyennes du module résilient pour le granulat à l'état immédiat et immergé

Par souci de cohérence physique, il a été décidé d'adopter une valeur unique du module résilient pour les deux états, en prenant la moyenne des valeurs présentées dans le Tableau 30. En effet, les valeurs attendues devraient théoriquement être très proches, avec seulement quelques pourcents d'écart. La moyenne des deux valeurs est donnée par :

$$E_{moy,granulat} = \frac{143,02 + 170,49}{2} = 156,76 \text{ MPa}$$

4.5 Interprétations

Analyse granulométrique

Fond de coffre (limon).

L'analyse granulométrique du fond de coffre (limon), issue des essais de tamisage et de sédimentométrie (Tables 1 et 2, Fig. 21), montre une courbe continue, sans palier, indiquant l'absence de fraction granulométrique manquante. Le passant au tamis 0,075 mm atteint 56,24 %, confirmant la dominance des particules fines. Les diamètres caractéristiques sont $D_{60} = 0,087$ mm, $D_{30} = 0,029$ mm et $D_{10} = 0,0015$ mm, avec $C_u = 58$ et $C_c = 6,4$. Cette distribution correspond à un limon contenant un peu de sable fin (profil type n°5). Les indices C_u et C_c mettent en évidence que la plage de taille des grains est très étalé mais la courbe ne permet pas de dire que le sol est bien gradué.

Ces coefficients doivent être interprétés avec prudence, car à la base ils sont conçus pour les sables et les graviers. Dans un sol avec une forte teneur en fines, un D_{10} très faible gonfle artificiellement C_u , pouvant donner l'illusion d'une bonne graduation, tandis qu'un C_c hors plage reflète surtout la prédominance des fines. Le *Unified Soil Classification System* (USCS) précise d'ailleurs que lorsque les fines prédominent, il faut compléter par d'autres essais comme les limites d'Atterberg.

D'un point de vue hydraulique, la proportion importante de fines crée de plus petits pores, et rend le matériau moins perméable. La différence entre l'état immédiat et l'état immergé s'explique par la succion capillaire. À l'état immédiat, l'eau présente dans les pores génère une pression interstitielle négative. Cette pression lie les grains entre eux et contribue à accroître la rigidité du matériau. Si le matériau est saturé, cette succion disparaît et provoque une perte de cohésion et de portance. Ce phénomène est décrit par Silvain Andrei (1977) dans « *Propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés* », où il souligne le rôle important de la pression interstitielle négative dans le comportement mécanique des sols non saturés. Ces effets seront vérifiés par les autres essais tels que le Proctor et le CBR.

Fondation (granulat calcaire 2/20).

L'analyse granulométrique de la fondation (granulat calcaire 2/20) issue du tamisage (Table 3, Fig. 23) montre que la quasi-totalité des grains se situe entre 2 et 20 mm, avec un passant inférieur à 0,075 mm négligeable. Les indices $C_u = 3,9$ et $C_c = 0,9$, indiquent un granulat mal gradué. L'absence de fines engendre des pores de grande taille et donc une perméabilité élevée et une capillarité faible.

En conséquence, il est supposé que la présence d'eau n'affectera que très peu ses propriétés mécaniques : la portance et la rigidité devraient rester stables entre l'état immédiat et l'état immergé. Cette hypothèse sera également vérifiée à la lumière des résultats des essais Proctor et CBR standard et répété.

Essai Proctor

Fond de coffre (limon, Proctor normal).

La courbe de compactage (Figure 24) met en évidence une augmentation de la masse volumique sèche avec la teneur en eau jusqu'à l'optimum Proctor, puis une décroissance. Les valeurs obtenues (Table 6) sont $w_{\text{opt}} = 14 \%$ et $\rho_{\text{d,opt}} = 1703 \text{ kg/m}^3$. Pour $w < w_{\text{opt}}$, l'eau facilite le déplacement et le réarrangement des particules, réduisant ainsi les vides et permettant un compactage plus serré. La densité sèche augmente donc progressivement jusqu'à l'optimum. Lorsque $w > w_{\text{opt}}$, l'eau en excès remplace l'air dans les vides, reste piégée pendant le compactage et génère des pressions internes qui empêchent les grains de se rapprocher au maximum, d'où la baisse de densité sèche. Un excès d'eau réduit la compacité du matériau et supprime la succion, ce qui entraîne une perte de rigidité et de portance. À l'optimum, la quantité d'eau est suffisante pour faire glisser les particules tout en laissant l'air s'échapper, ce qui permet d'atteindre la densité maximale. L'échantillon est alors plus compact et la succion capillaire reste importante, assurant une portance élevée à l'état immédiat.

Fondation (granulat calcaire 2/20, Proctor modifié).

La courbe de compactage (Figure 25) présente un optimum très bas en eau, avec $w_{\text{opt}} \approx 1,1 \%$ et $\rho_{\text{d,opt}} \approx 1950 \text{ kg/m}^3$ (Table 9). La teneur optimale est faible par rapport au sol décrit précédemment. Cela est cohérent, car le granulat contient peu de particules fines. Le phénomène de succion capillaire est très peu présent, et l'eau tend plutôt à s'accumuler dans les vides entre les grains que de favoriser un glissement ou un réarrangement comme dans un sol fin. La portance repose donc essentiellement sur le frottement entre les grains peu influencé par la présence d'eau.

Sur le plan méthodologique, l'utilisation des mêmes moules CBR pour les essais Proctor et CBR garantit la cohérence entre densification et mesure de portance. Les valeurs réelles de densité sèche et de teneur en eau, déterminées à l'étuve, établissent un lien direct entre compactage, humidité et comportement mécanique à court terme, en conditions immédiates ou immergées.

Essai CBR standard

Fond de coffre (limon, Proctor normal).

Pour le limon, à l'état immédiat, la valeur maximale du CBR atteint $28,0 \%$ pour une teneur en eau proche de l'optimum Proctor ($w_{\text{opt}} \approx 14 \%$). À cet optimum, l'échantillon est bien compacté et la succion capillaire reste importante, ce qui assure une bonne rigidité et une portance élevée. Au-delà de cette teneur, le CBR chute fortement : l'excès d'eau réduit la compacité, supprime la succion capillaire et fait baisser la capacité portante.

Pour l'échantillon immergé à l'optimum, le CBR est nettement plus faible ($8,6 \%$). La saturation supprime totalement la succion et peut provoquer une déstructuration de la matrice fine, ce qui réduit fortement la rigidité. Cette baisse, d'environ 70% par rapport à l'état immédiat, confirme la forte sensibilité du matériau à l'eau, déjà mise en évidence avec l'essai Proctor.

Fondation (granulat 2/20, Proctor modifié).

Pour le granulat 2/20, les résultats CBR à l'état immédiat sont élevés et varient peu avec la teneur en eau. Entre 0 et 3,6 % d'humidité, l'indice CBR reste compris entre 50,2 et 64,4 %. Ce comportement montre que la portance est probablement assurée par le frottement entre les grains, des mécanismes peu sensibles à la présence d'eau dans les conditions testées.

À l'état immergé, pour la teneur en eau de compactage optimale $w = 1,1$ %, la valeur reste proche de celle obtenue à l'état immédiat. La structure grossière et la très faible proportion de fines limitent la succion capillaire, ce qui explique la stabilité de la portance après saturation. Ce résultat est cohérent avec la faible sensibilité à l'eau déjà observée lors du Proctor modifié.

Les résultats CBR confirment les tendances observées lors des essais Proctor et de l'analyse granulométrique. Le limon, riche en particules fines, présente une sensibilité marquée à la teneur en eau et à la saturation, en raison de la succion capillaire et de la compacité de sa matrice. Le granulat 2/20, à structure grossière et faible proportion de fines, montre un comportement quasi indépendant de l'humidité, avec une portance stable même après immersion. Ces observations valident l'interprétation physique selon laquelle la présence ou l'absence de fines, et donc de succion, est le principal facteur expliquant les différences de sensibilité hydrique entre les deux matériaux.

Essai CBR répété

Les résultats des essais CBR répété confirment les tendances mises en évidence par les essais Proctor et CBR standard.

Fond de coffre (limon, Proctor normal).

À l'état immédiat, le module résilient moyen du limon est de 129,82 MPa. Après immersion, il tombe à 60,04 MPa, soit une baisse d'environ 54 %. Cette chute confirme la forte sensibilité du matériau à l'eau, déjà observée avec les essais Proctor et CBR standard.

Ce comportement s'explique par le rôle clé de la succion capillaire dans les sols fins : en condition partiellement saturée, l'eau retenue dans les petits pores crée une pression négative qui lie les grains et augmente la rigidité. Une fois le sol saturé, cette succion disparaît, la cohésion diminue et le module résilient baisse fortement, ce qui réduit la capacité du matériau à résister aux déformations répétées dues au trafic.

Le fait que le limon présente un optimum Proctor élevé ($w_{\text{opt}} \approx 14$ %), typique d'un matériau à forte porosité nécessitant beaucoup d'eau pour atteindre sa densité maximale, et qu'il subisse ensuite une forte baisse du CBR après immersion, confirme que sa portance repose largement sur la succion capillaire, ce qui explique sa sensibilité marquée à l'eau.

Fondation (granulat 2/20, Proctor modifié).

Pour le granulat, les résultats confirment une stabilité remarquable : le module résilient atteint 143,02 MPa à l'état immédiat et 170,49 MPa après immersion. Cet écart, qui ne traduit pas un effet réel de l'humidité, s'explique probablement par la variabilité expérimentale liée à la préparation manuelle et aux variations locales de densité.

En retenant une valeur moyenne $E_{\text{moy}} = 156,76$ MPa, la rigidité sera considérée comme inchangée entre les deux états. Ce comportement rejoint parfaitement les observations faites lors du Proctor et du CBR standard : avec un optimum très bas ($w_{\text{opt}} \approx 1,1$ %), la portance dépend surtout du frottement entre les grains, très peu sensible à l'eau dans la plage de teneurs étudiée.

Lien entre les essais et interprétation globale.

Les essais Proctor, CBR standard et CBR répété permettent de relier les propriétés de compactage, la portance instantanée et la rigidité sous trafic répété, tout en montrant l'influence directe de l'humidité sur les matériaux.

Pour le fond de coffre en limon, l'optimum hydrique est relativement élevé ($w_{\text{opt}} = 14$ %, $\rho_{\text{d,opt}} = 1703$ kg/m³), ce qui traduit une forte sensibilité à l'eau. Cette sensibilité est particulièrement mise en évidence par la forme de la courbe Proctor, qui présente un pic marqué avec un optimum bien identifié, indiquant que la densité sèche dépend fortement de la teneur en eau de compactage. Cette sensibilité se confirme avec le CBR standard, qui passe de 28,0 % à l'état immédiat à seulement 8,6 % après immersion, soit une perte d'environ 70 %. Le CBR répété traduit cette perte de rigidité en termes de rigidité sous sollicitations cycliques, avec un module résilient qui chute de 129,82 à 60,04 MPa (-54 %). Ce comportement s'explique par la dépendance du limon à la succion capillaire pour maintenir sa portance.

Pour le granulat calcaire 2/20, l'optimum est très bas ($w_{\text{opt}} \approx 1,1$ %, $\rho_{\text{d,opt}} \approx 1950$ kg/m³), ce qui traduit un comportement peu influencé par l'eau. Le CBR standard varie de 58,7 % à 67,8 % de l'état immédiat et immergé à l'optimum. Le CBR répété confirme cette stabilité, avec des modules résilients de 143,02 et 170,49 MPa, l'écart étant attribué à la variabilité expérimentale plutôt qu'à l'effet de l'eau.

En résumé, le limon est un matériau hydrosensible qui nécessiterait une protection contre l'eau, ce qui est difficilement compatible avec son utilisation en fond de coffre d'une chaussée drainante, où la pénétration de l'eau est quasi instantanée et principalement verticale. À l'inverse, le granulat calcaire 2/20 conserve ses performances même saturé, ce qui en fait un choix idéal pour les couches drainantes et les structures devant maintenir leur portance en conditions humides. Les trois essais réalisés se complètent ainsi pour offrir une vision globale de l'effet de l'humidité sur la durabilité des matériaux de chaussée. Des essais complémentaires en vraie grandeur, tels que l'essai à la plaque dynamique, pourraient être intéressants pour confirmer ces résultats.

5 Simulation de la durée de vie

Toutes les explications de cette section sont basées sur la formation à l'utilisation de QualiDim du CRR (2024) et sur le guide utilisateur de QualiDim (CRR, 2024). QualiDim est un logiciel développé par le CRR pour le dimensionnement et la vérification des chaussées souples, semi-rigides et rigides. Dans ce travail, il est utilisé pour estimer la durée de vie des structures souples et semi-rigides en fonction de leurs conditions de service. Les données introduites sont principalement le trafic, les matériaux des différentes couches conformes à Qualiroute et certaines conditions climatiques. En sortie, le logiciel fournit le nombre d'essieux admissibles pour une probabilité de rupture donnée, ainsi que la probabilité de rupture après vingt ans.

Classe	Charge par essieu (kN)	Simple	Tandem	Tridem
1	10	10104	356	26
2	30	11780	357	111
3	50	22124	5918	2802
4	70	42468	2988	4397
5	90	15909	2480	3038
6	110	10206	1967	2594
7	130	3125	1310	2137
8	150	347	656	1817
9	170	20	295	1972
10	190	1	104	2838
11	210	0	37	4334
12	230	0	11	3743
13	250	0	11	1846
14	270	0	4	650
15	290	0	1	161
16	310	0	0	41
17	330	0	0	10

FIGURE 32 – Définition du trafic

Dans la fenêtre « Trafic » (Figure 32), les charges sont représentées sous forme d'histogramme. Celui-ci peut être simple, avec uniquement des essieux simples, ou issu de mesures WIM qui distinguent les essieux simples, tandems et tridems. L'utilisateur doit indiquer le nombre journalier de poids lourds ou d'essieux équivalents 10 tonnes par direction, le nombre de jours ouvrables, le taux de croissance annuel et la durée de service (vingt ans par défaut). Le nombre de poids lourds peut ensuite être corrigé en tenant compte de la géométrie de la chaussée et de la vitesse autorisée.

Les matériaux sont supposés linéaires, élastiques, homogènes et soumis à de petites déformations, définis par un module de Young et un coefficient de Poisson. Pour les enrobés bitumineux, le coefficient de Poisson est fixé à 0,35 tandis que le module d'élasticité varie en fonction de la température et de la fréquence. Lorsqu'ils sont introduits comme matériaux à module connu, ce dernier est estimé par des essais 2PB-TR réalisés à 0 °C, 15 °C et 30 °C pour une fréquence de 30 Hz.

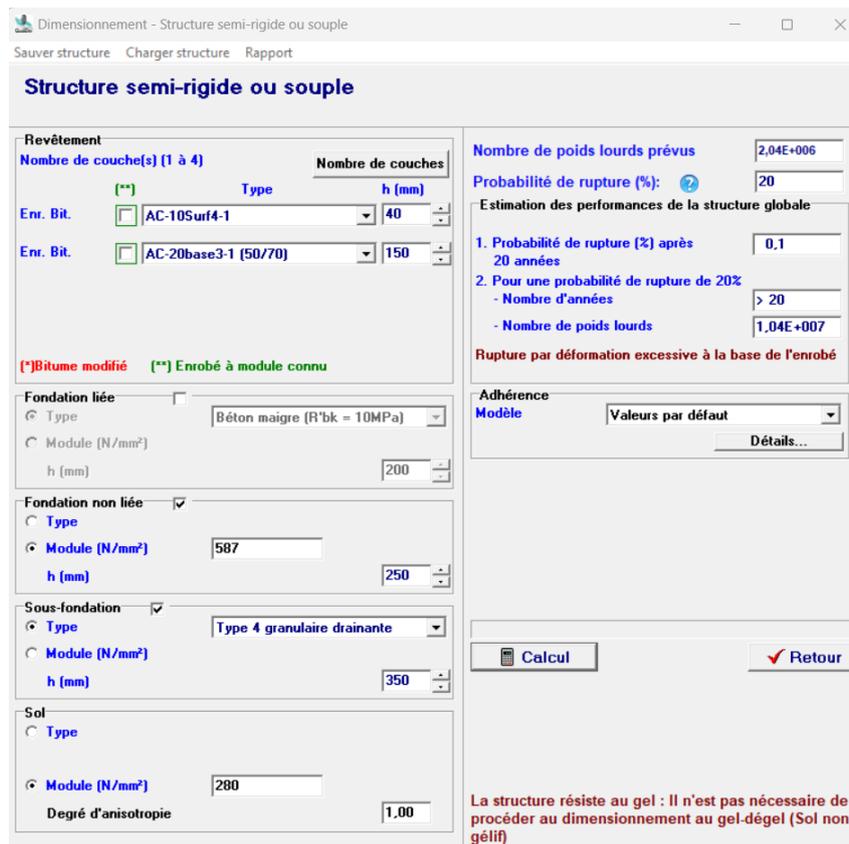


FIGURE 33 – Présentation de la plateforme

Le chargement est défini par une roue appliquant sa charge uniformément sur une surface circulaire avec une pression de 7 bars. Les calculs sont effectués pour une fréquence de 30 Hz, correspondant à une vitesse moyenne de 66 km/h. En cas de trafic plus lent ou plus rapide, une correction est appliquée par un coefficient de vitesse.

Les conditions aux limites supposent que les couches restent en contact dans le sens vertical, avec continuité des contraintes et des déflexions. Dans le plan horizontal, deux cas extrêmes sont envisagés : l'adhérence parfaite et le glissement parfait. En pratique, des coefficients intermédiaires sont utilisés et considérés constants, sauf pour les fondations liées.

Pour les calculs, le logiciel s'appuie sur le modèle multicouche de Burmister fondé sur la théorie de l'élasticité. Les couches sont considérées comme infinies horizontalement, homogènes, isotropes et linéaires élastiques. Le sol peut toutefois être traité comme anisotrope si le module vertical est supérieur au module horizontal. Chaque couche est alors définie par son module de Young, son coefficient de Poisson ou alors son anisotropie.

Le dimensionnement consiste à déterminer les contraintes et les déformations à la base de chaque couche, puis à les appliquer dans les lois de fatigue pour estimer le nombre maximal de charges supportables avant rupture. Les résultats sont ensuite combinés à la loi de Miner afin d'obtenir le nombre total d'essieux admissibles. La probabilité de rupture correspond alors au pourcentage théorique de chaussée endommagée après le passage du trafic prévu.

5.1 Définition des paramètres du cas de référence

Pour mener à bien cette étude paramétrique, il faut définir les caractéristiques du cas de base sur lequel seront comparées les variantes et les autres hypothèses définies à la sous-section précédente.

En ce qui concerne le contexte, la ville de Verviers a été choisie, sans tenir compte du gel, car celui-ci aura un impact principalement sur l'épaisseur de la sous-fondation comme expliqué plus haut. La donnée par défaut sera donc utilisée et aucune discussion ne se concentrera spécifiquement sur la sous-fondation. L'étude porte sur une route de ville avec des bandes de 2,75 m et un trafic de 280 poids lourds par jour, ainsi que 30 bus (dont 25 % articulés). Ce trafic, corrigé en termes de poids lourds, vaut 309 PL/J. Le CRR et le SPW conseillent d'utiliser une probabilité de rupture en fonction du nombre de poids lourds journalier, qui, dans ce cas, ne doit pas dépasser 20 %.

Il est logique de choisir des matériaux compatibles avec la chaussée drainante. Pour montrer et tirer des conclusions de cette étude expérimentale, il a été choisi de définir comme matériaux par défaut ceux testés en laboratoire, à savoir les granulats 2/20 mm pour la fondation et le sol limoneux. Pour leurs caractéristiques mécaniques, les modules de résistance estimés directement à partir des essais en laboratoire ont été retenus, à savoir le CBR répété immédiat et immergé. Ils seront rappelés dans la sous-section suivante.

Comme la fondation est composée de gros granulats, il est impossible de la tester avec les essais disponibles au laboratoire de géomécanique. Par conséquent, les données de la base Qualidim ont été utilisées par défaut, en veillant à choisir le type 4 drainé spécifique aux chaussées drainantes, conformément aux recommandations de Qualiroute (chapitre F). Il existe tout de même une variante inondée.

Concernant le revêtement, totalement écarté de l'étude jusqu'à présent, l'objectif était également de définir un matériau drainant typique des chaussées drainantes : soit un enrobé bitumineux drainant, soit des pavés drainants. Or, dans la base Qualidim, il n'existe pas d'option « pavés drainants » et, même avec le trafic choisi, ceux-ci n'auraient pas été efficaces. Le choix s'est donc porté sur l'enrobé drainant. Cependant, en encodant ce type et en le combinant avec une fondation non liée en définissant son module (comme dans la discussion et les essais), il apparaît que la résistance est insuffisante, même avec des épaisseurs exagérément augmentées. La seule combinaison qui fonctionne est avec une fondation liée de type béton poreux maigre, mais cela aurait empêché d'utiliser les données expérimentales et de comparer correctement les résultats des essais et du logiciel.

En accord avec le professeur B. François, le choix final s'est porté sur un revêtement bitumineux ordinaire avec une couche d'usure AC-10Surf4-1 et, en dessous, une couche AC-20base3-1 (50/70). La discussion ne se focalisera pas sur l'influence du revêtement à proprement parler, donc les résultats de cette étude devraient rester pertinents. L'étude porte ainsi sur une structure souple (chaussée drainante).

5.2 Analyse paramétrique

L'analyse paramétrique réalisée à l'aide du logiciel *Qualidim* a permis d'examiner comment les méthodes de calcul du module élastique et le niveau de saturation en eau peuvent influencer les performances structurelles, voire la durabilité, de la chaussée.

Trois hypothèses ont été retenues pour estimer le module :

- Le module résilient a été déterminé à partir de l'essai CBR répété, selon la formule proposée par Araya. Les valeurs obtenues sont détaillées dans la section 4.4 de ce rapport.
- Modules intégrés dans la base de données du logiciel ;
- Approximation simplifiée fixant le module $M_{approx} = 10 \times \text{CBR}$

Comme le matériau constituant la sous-fondation n'a pas été testé en laboratoire en raison de la grosseur des granulats. Pour cette raison, le module sera, par défaut, pris dans la base de données de *Qualidim* pour les trois hypothèses, en sélectionnant le Type 4 drainant afin de correspondre aux chaussées drainantes. La seule variable pour la sous-fondation sera son état de saturation en eau : inondé ou non inondé.

N°	Hypothèse	Couche	Non saturé	Saturé
1	CBR répété	Fondation	156,75	156,75
		Sous-fondation	150,00	100,00
		Sol	129,82	60,04
2	Base de données <i>Qualidim</i>	Fondation	250,00	150,00
		Sous-fondation	150,00	100,00
		Sol	50,00	25,00
3	M_{approx}	Fondation	587,00	578,00
		Sous-fondation	150,00	100,00
		Sol	280,00	86,00

TABLE 31 – Modules élastiques (MPa) des couches selon la saturation en eau

Pour chacune de ces approches de calcul du module, quatre scénarios d'inondation des couches ont été simulés, avec un niveau croissant de saturation :

- Niveau 1 : Les trois couches, à savoir la fondation, la sous-fondation et le sol, sont totalement sèches.
- Niveau 2 : Saturation en eau du sol uniquement.
- Niveau 3 : Saturation en eau de la sous-fondation et du sol.
- Niveau 4 : Saturation en eau généralisée à l'ensemble des couches.

La situation de référence (Variante 0), définie au point précédent, sera celle sur laquelle se basera la discussion paramétrique et à laquelle seront comparées les données des deux variantes. Ces variantes ont été choisies de manière à ce que tous les scénarios dont la probabilité de rupture dépasse 20 % dans la variante 0 soient ramenés en dessous de ce seuil. Dans la variante 1, seule l'épaisseur de la couche de revêtement *AC-10Surf4-1* a été augmentée de 10 mm. Dans la variante 2, l'épaisseur de la fondation a été augmentée de 15 cm (pour atteindre 40 cm au total) et celle de la sous-fondation de 10 cm (pour atteindre 45 cm au total).

Ces trois configurations seront présentées en graphique selon deux indicateurs : (i) la probabilité de rupture à 20 ans et (ii) le nombre de poids lourds admissibles pour un risque de rupture de 20 %. Comme ces indicateurs sont liés (plus la durabilité augmente, plus la probabilité baisse et plus le nombre de poids lourds admis augmente), le raisonnement peut

se focaliser sur les probabilités de rupture. Les résultats correspondants seront présentés dans les sous-sections suivantes.

Toutes les épaisseurs des couches du cas de base sont fixées avec les paramètres précisés plus haut et regroupées dans le tableau ci-dessous. Elles seront conservées dans la variante 0 et la variante 1.

Cas de base		
Nature	Désignation	Épaisseur (mm)
Revêtement 1	AC-10Surf4-1	40
Revêtement 2	AC-20base3-1 (50/70)	150
Fondation	CBR répété immédiat : 156,75 Mpa	250
Sous-fondation	Type IV drainante (non inondée)	350
Sol	CBR répété immédiat : 129,02 Mpa	ND

TABLE 32 – Composition et caractéristiques du cas de base

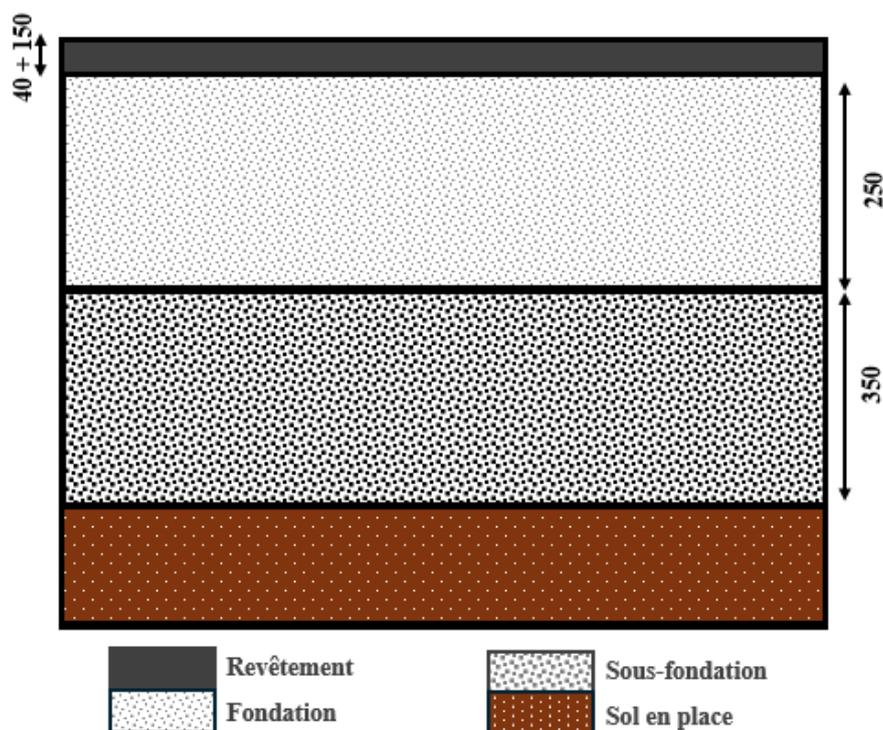


FIGURE 34 – Représentation des épaisseurs [mm] des différentes couches (Pas à l'échelle)

5.3 Probabilité de rupture après 20 ans

Les Figures 35, 36 et 37 présentent, respectivement pour les Variantes 0, 1 et 2, l'évolution de la probabilité de rupture après 20 ans en fonction du niveau de saturation et de l'hypothèse de calcul du module. Afin d'assurer une comparaison rigoureuse, les mêmes échelles d'axes sont conservées entre figures.

Les Tables 33 et 34 rassemblent les valeurs numériques correspondantes pour l'hypothèse 1 et 2 et les trois variantes (0 à 2).

Exclusion préalable — Hypothèse 3 ($10 \times \text{CBR}$). Avant d'entamer la comparaison détaillée, l'hypothèse 3 est écartée. En effet, les probabilités de rupture y demeurent nettement plus faibles, voire quasi nulles pour toutes les variantes. Ce caractère très « optimiste » la rend peu dimensionnante et ne permet pas de conclure utilement sur le comportement réel vis-à-vis de l'eau. Cette hypothèse conduit à des valeurs extrêmes (probabilités $< 0,4\%$ quel que soit le niveau de saturation), car elle induit un module initial largement supérieur aux estimations plus réalistes : la structure apparaît artificiellement insensible à l'humidité et l'effet de la saturation est en pratique masqué. Dès lors, l'hypothèse 3 ne sera utilisée qu'à titre de borne supérieure indicative (« maximum théorique ») et ne sera pas retenue pour le dimensionnement. La suite de l'analyse se concentre exclusivement sur les hypothèses 1 et 2.

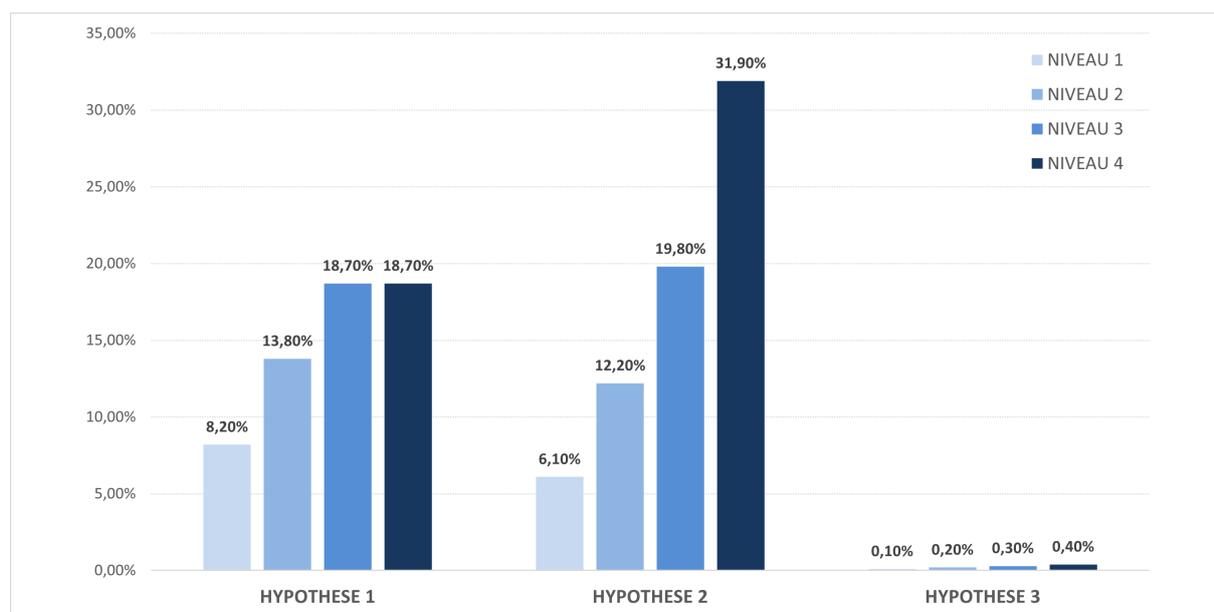


FIGURE 35 – Probabilité de rupture après 20 ans selon l'hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau - Variante 0

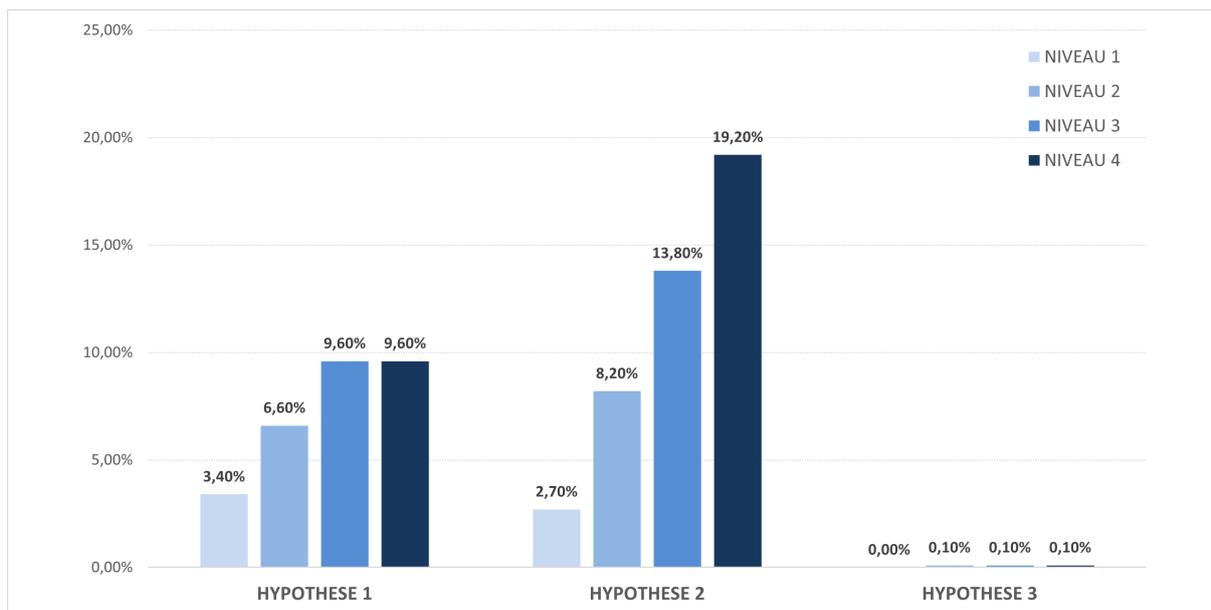


FIGURE 36 – Probabilité de rupture après 20 ans selon l’hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau — Variante 1

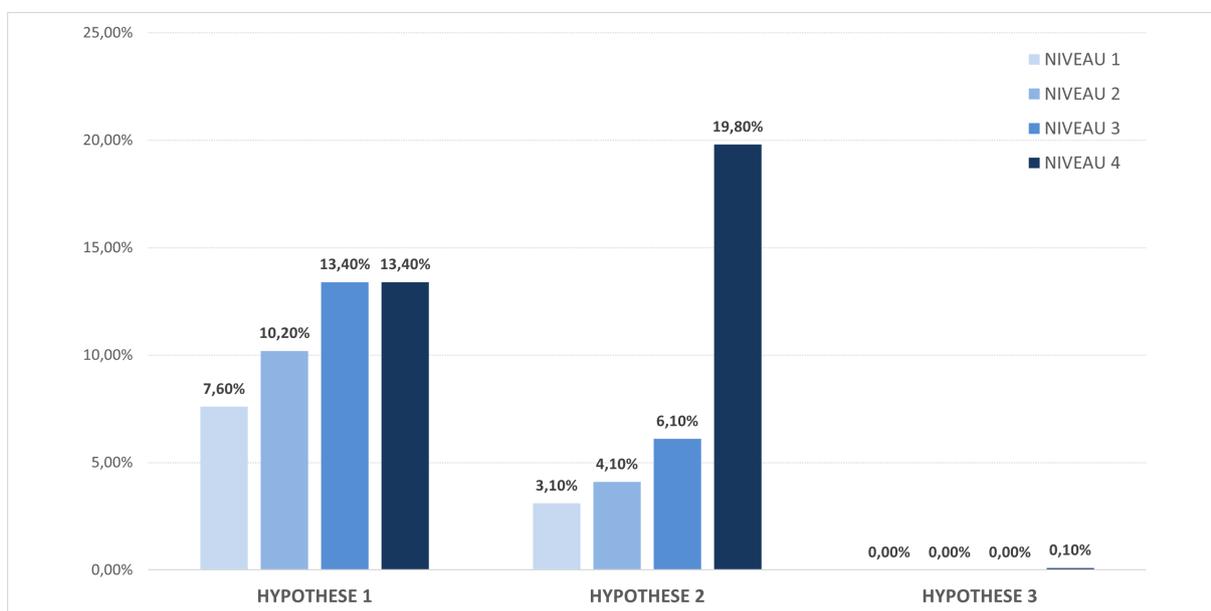


FIGURE 37 – Probabilité de rupture après 20 ans selon l’hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau — Variante 2

Scénario	Variante 0	Variante 1	Variante 2
N1 — Sec	6,10	2,70	3,10
N2 — Sol saturé	12,20	8,20	4,10
N3 — Sol + sous-fondation saturés	19,80	13,80	6,10
N4 — Toutes couches saturées	31,90	19,20	19,80

TABLE 33 – Probabilité [%] de rupture après 20 ans - Hypothèse 2

Scénario	Variante 0	Variante 1	Variante 2
N1 — Sec	8,20	3,40	7,60
N2 — Sol saturé	13,80	6,60	10,20
N3 — Sol + sous-fondation saturés	18,70	9,60	13,40
N4 — Toutes couches saturées	18,70	9,60	13,40

TABLE 34 – Probabilité [%] de rupture après 20 ans - Hypothèse 1

En termes de modules, la comparaison entre l'hypothèse « CBR répété » et l'hypothèse « *Qualidim* » (Table 31) met en évidence des différences importantes selon les couches et l'état hydrique. D'une part, la fondation est moins rigide avec « CBR répété » à l'état sec (156,75 MPa vs 250 MPa avec « *Qualidim* »), mais plus rigide en conditions saturées (156,75 MPa vs 100 MPa). D'autre part, le sol présente systématiquement de meilleures caractéristiques avec « CBR répété », quelles que soient les conditions hydriques : à sec (129,82 MPa vs 50 MPa) comme en saturé (60,04 MPa vs 25 MPa). Ces écarts de raideur justifieront les choix de la Variante 1 ou 2 par la suite.

N1 — chaussée sèche.

À la référence (Variante 0), l'hypothèse du logiciel est légèrement plus favorable que l'hypothèse expérimentale (6,10 % vs 8,20 %) et apporte aussi un gain en durabilité. Cela s'explique par une fondation plus rigide à l'état sec dans l'hypothèse du logiciel (250 MPa contre 156,75 MPa), malgré un sol plus faible (50 MPa vs 129,82 MPa). D'où l'importance de la fondation et de la sous-fondation, qui diffusent mieux les efforts vers le sol.

En termes de variantes, les réductions relatives montrent que, dans l'hypothèse expérimentale, la Variante 1 est nettement plus efficace (−58,5 %) que la Variante 2 (−7,3 %), car l'épaississement du revêtement rigidifie la surface et limite les déformations transmises à la fondation. Dans l'hypothèse du logiciel, les deux variantes améliorent la situation, avec un avantage à la Variante 1 (−55,7 %) devant la Variante 2 (−49,2 %).

À l'état sec, augmenter l'épaisseur du revêtement (Variante 1) agit immédiatement sur les contraintes de traction dans l'enrobé ; l'effet « par le bas » (Variante 2) reste utile en H2 mais son bénéfice est naturellement moindre que lorsque le sol est saturé.

N2 — sol saturé.

Dans la configuration de base (Variante 0), les probabilités sont proches : 13,80 % (hypo-

thèse expérimentale) contre 12,20 % (hypothèse du logiciel).

Les réductions par rapport à la Variante 0 diffèrent nettement : dans l'hypothèse expérimentale, la Variante 1 est d'environ $-52,2\%$ et la Variante 2 d'environ $-26,1\%$; dans l'hypothèse du logiciel, la Variante 1 est d'environ $-32,8\%$ et la Variante 2 d'environ $-66,4\%$.

Dans l'hypothèse du logiciel, le sol saturé est très peu rigide (≈ 25 MPa), ce qui explique l'efficacité de la Variante 2 : l'augmentation des épaisseurs de fondation et de sous-fondation répartit mieux les charges et réduit les déformations transmises au sol. Dans l'hypothèse expérimentale, où le sol est plus rigide (60,04 MPa), la Variante 1 reste la plus performante, car l'épaississement du revêtement rigidifie la surface, répartit mieux les charges et limite les déformations vers la fondation (et, indirectement, vers les couches inférieures).

N3 — sol et sous-fondation saturés.

En comparant les deux hypothèses au cas de référence, l'hypothèse du logiciel est plus pénalisante que l'hypothèse expérimentale (19,80 % vs 18,70 %), la sous-fondation passant à 100 MPa à ce niveau et le sol restant faible dans l'hypothèse du logiciel. Les réductions confirment l'écart : dans l'hypothèse expérimentale, la Variante 1 $\approx -48,7\%$ et la Variante 2 $\approx -28,3\%$; dans l'hypothèse du logiciel, la Variante 1 $\approx -30,3\%$ et la Variante 2 $\approx -69,2\%$.

Lorsque le sol et la sous-fondation sont saturés, augmenter les épaisseurs de fondation et de sous-fondation (Variante 2) est le plus efficace dans l'hypothèse du logiciel : on rétablit la rigidité manquante dans ces couches et la probabilité de rupture baisse nettement. À l'inverse, avec un sol plus portant (hypothèse expérimentale), l'augmentation de l'épaisseur du revêtement (Variante 1) suffit : la surface plus rigide limite les déformations transmises à la fondation et maintient une réduction régulière du risque.

N4 — toutes couches saturées.

Dans la configuration de référence (Variante 0), l'hypothèse du logiciel dépasse le seuil de 20 % (31,90 %) alors que l'hypothèse expérimentale reste plus basse (18,70 %). C'est à partir de ce scénario que les Variantes 1 et 2 ont été définies afin de maintenir toutes les probabilités sous le seuil.

Les deux variantes ramènent l'hypothèse du logiciel sous 20 % avec des gains proches (Variante 1 $\approx -39,8\%$, Variante 2 $\approx -37,9\%$), tandis que, dans l'hypothèse expérimentale, la Variante 1 demeure plus efficace ($\approx -48,7\%$ contre $\approx -28,3\%$ pour la Variante 2).

En saturation généralisée, la faiblesse cumulée des couches impose surtout d'éviter les pics de déformation. Dans l'hypothèse du logiciel, les deux variantes offrent une efficacité comparable, car l'augmentation de l'épaisseur du revêtement et l'accroissement des épaisseurs de fondation et de sous-fondation contribuent toutes deux à contenir les déformations. Dans l'hypothèse expérimentale, la meilleure portance du sol met davantage en évidence l'avantage de l'épaississement du revêtement.

5.4 Nombre de poids lourds admis pour un risque de 20 %

La Figure 38 (Variante 0), la Figure 39 (Variante 1) et la Figure 40 (Variante 2) présentent le nombre de poids lourds admissibles pour un risque de 20 % en fonction du niveau de saturation (N1 à N4) et de l'hypothèse de calcul du module. Ces résultats sont liés aux probabilités de rupture. À hypothèse et niveau d'inondation identiques, une meilleure durabilité correspond à un nombre plus élevé de poids lourds admissibles.

Lorsque la saturation en eau augmente (N1 à N4), le nombre de poids lourds admissibles décroît, selon une tendance inverse à celle des probabilités de rupture. Pour l'hypothèse 3 (approximation $10 \times \text{CBR}$), les valeurs restent très élevées et peu sensibles à la saturation, comme déjà observé. Pour les deux autres hypothèses, la logique est la même que pour les probabilités de rupture : quand la saturation augmente, le trafic admissible baisse, et l'ampleur des variations dépend des rigidités respectives du sol et de la fondation.

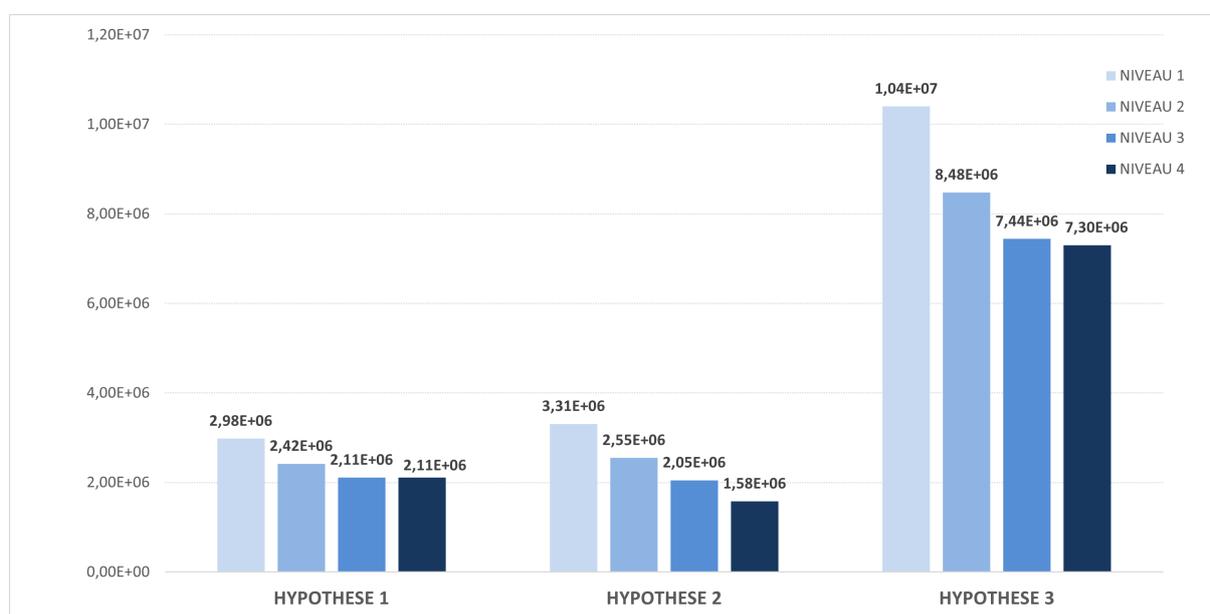


FIGURE 38 – Nombre de poids lourds admis pour un risque de 20 % selon l'hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau - Variante 0

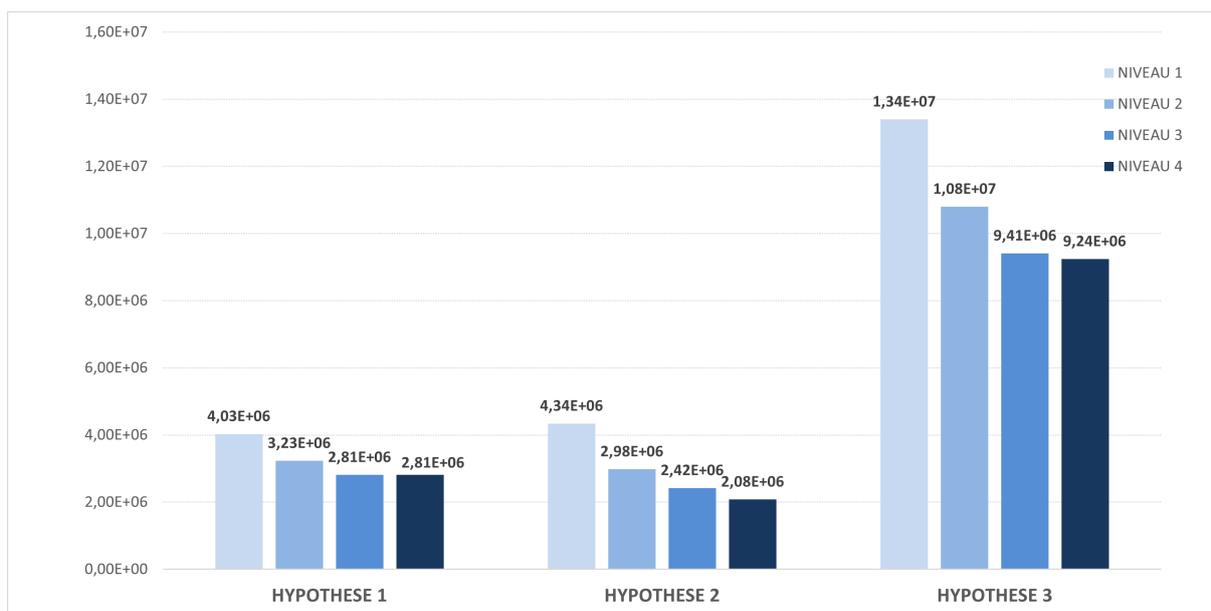


FIGURE 39 – Nombre de poids lourds admis pour un risque de 20 % selon l’hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau - Variante 1

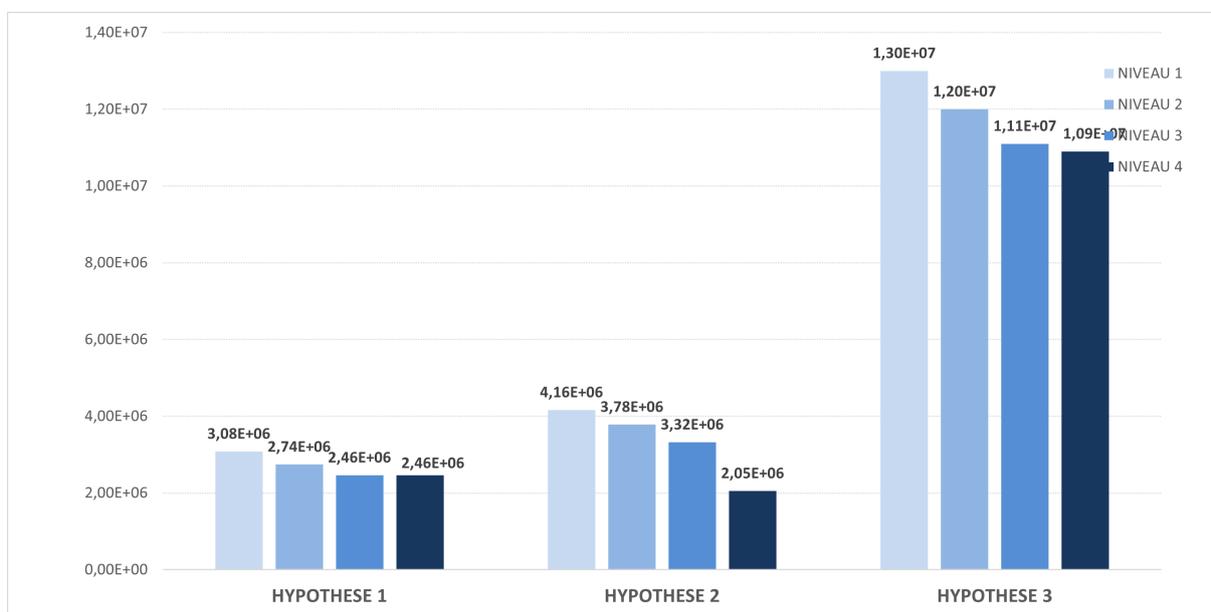


FIGURE 40 – Nombre de poids lourds admis pour un risque de 20 % selon l’hypothèse de calcul du module et de la saturation en eau - Variante 2

5.5 Interprétations

Par niveau de saturation, les deux cadres d'hypothèse n'offrent pas les mêmes avantages. Dans l'hypothèse du logiciel (base de données *Qualidim*), lorsque les caractéristiques du sol sont défavorables, la Variante 2 est la plus efficace aux niveaux intermédiaires N2–N3 et demeure pertinente en N4 : l'augmentation des épaisseurs de fondation et de sous-fondation répartit mieux les charges et réduit les déformations transmises au sol saturé, ce qui ramène les probabilités sous 20 % et abaisse le risque.

Dans l'hypothèse expérimentale (CBR répété), lorsque les caractéristiques du sol sont favorables, la Variante 1 se révèle plus efficace, y compris en N1 : l'épaississement du revêtement accroît la rigidité en surface et limite les déformations vers la fondation et la sous-fondation, avec une diminution plus régulière des probabilités sur l'ensemble des scénarios.

Ces conclusions sont cohérentes avec les écarts de module présentés à la Table 31 (fondation plus rigide à l'état sec dans l'hypothèse du logiciel, sol nettement plus rigide dans l'hypothèse expérimentale), qui orientent le choix de renforcement. Le choix final dépend du scénario gouvernant (N1–N4) et de la méthode d'estimation du module retenue, en cohérence avec les objectifs de performance et les contraintes du projet, en veillant à conserver des échelles d'axes homogènes entre figures pour une comparaison visuelle fiable.

En résumé, lorsque le sol est relativement faible, il est préférable d'augmenter les épaisseurs de fondation et de sous-fondation afin d'améliorer la diffusion des charges et de réduire les déformations transmises. À l'inverse, lorsque la faiblesse provient surtout de la fondation et que le sol présente une bonne portance, l'épaississement du revêtement est à privilégier, car il rigidifie la surface et limite les sollicitations vers les couches inférieures.

Lorsque la saturation modifie significativement les modules des couches drainantes ou non liées, l'évaluation de la durée de vie globale de la structure peut être réalisée par pondération, selon la méthode de Miner, entre les états « à sec » et « sous eau ». En pratique, une couche n'est pas continuellement inondée ; le modèle de calcul utilisé ici constitue donc une première approche destinée à initier la discussion sur l'influence de la saturation. Toutefois, cette observation met en évidence une limite méthodologique susceptible de remettre partiellement en question la validité des résultats obtenus via *Qualidim*. Pour une analyse plus représentative, il conviendrait d'estimer la durée de vie réelle en pondérant les performances avec le temps effectif passé dans chaque état.

6 Conclusion

L'étude a porté sur l'influence de la saturation en eau sur la portance des matériaux de voirie et sur ses effets sur la durée de vie d'une structure drainante. Ce type de structure, conçu pour permettre l'infiltration verticale rapide des eaux pluviales, répond à des objectifs environnementaux importants, mais reste exposé à un risque mécanique accru lié à la présence d'eau. Dans le contexte actuel, où la gestion à la source des eaux pluviales est encouragée et où les normes intègrent peu l'effet mécanique de la saturation, une meilleure compréhension de ce phénomène est nécessaire.

Deux matériaux représentatifs ont été étudiés en laboratoire dans le cadre de l'hypothèse expérimentale : un sol limoneux destiné au fond de coffre et un granulats calcaire 2/20 mm conforme aux exigences de Qualiroute pour les fondations drainantes. L'analyse granulométrique a montré que le limon présente une proportion élevée de particules fines, traduisant une perméabilité faible et une forte sensibilité à l'eau. À l'inverse, le 2/20, très grossier et pauvre en fines, est perméable et peu sensible à la saturation.

Les essais Proctor ont confirmé ces observations : le limon atteint sa densité sèche maximale pour un optimum hydrique relativement élevé, tandis que le 2/20 présente un optimum très bas, la courbe est surtout très plate, avec un pic peu marqué, ce qui indique qu'indépendamment de la teneur en eau de compactage, la densité sèche obtenue reste pratiquement constante.

Le CBR standard a révélé une chute marquée de la portance du limon après immersion, tandis que le 2/20 conserve des valeurs stables. Le CBR répété a confirmé cet écart de comportement, avec une diminution importante du module résilient du limon après saturation, alors que celui du 2/20 reste globalement inchangé.

Ces résultats ont été intégrés dans le logiciel Qualidim pour évaluer la durée de vie selon trois approches : hypothèse expérimentale (modules issus du CBR répété), hypothèse du logiciel (base de données interne) et approximation $M = 10 \times CBR$. Les simulations ont montré que la saturation réduit fortement la durée de vie lorsque le fond de coffre est hydrosensible. Pour le scénario le plus défavorable, la probabilité de rupture à 20 ans dépasse le seuil cible fixé, avec des écarts importants selon la méthode d'estimation des modules. L'approximation $M = 10 \times CBR$, insensible à l'eau, surestime nettement la durabilité.

L'analyse des variantes d'amélioration indique que, lorsque le sol est faible (hypothèse du logiciel), l'augmentation des épaisseurs de fondation et de sous-fondation est la plus efficace. Lorsque le sol est plus porteur (hypothèse expérimentale), l'augmentation de l'épaisseur du revêtement apporte les meilleurs gains.

Les résultats confirment que la granulométrie et la compacité optimale expliquent les variations de portance et de rigidité : un matériau fin, fortement lié par succion, perd une grande partie de sa résistance en saturation, tandis qu'un granulats grossier et perméable conserve ses performances. Dans une structure drainante, un fond de coffre limoneux non protégé compromet la durabilité, alors qu'une fondation en 2/20 reste adaptée aux conditions saturées.

La saturation en eau a donc un effet déterminant sur la performance mécanique des matériaux fins et sur la durée de vie des chaussées drainantes. L'adaptation du choix des matériaux et des stratégies de renforcement au contexte hydrique est essentielle. L'intégration d'une pondération temporelle entre périodes sèches et saturées dans le calcul de durée de vie, ainsi qu'une prise en compte explicite de l'effet mécanique de l'eau dans les normes, constituent des leviers concrets pour améliorer la durabilité des infrastructures routières perméables.

Perspectives

Plusieurs pistes peuvent prolonger ce travail et améliorer la compréhension de l'influence de l'eau sur les chaussées drainantes :

- Étudier l'effet de cycles successifs de saturation et de séchage pour mieux reproduire les conditions réelles et observer les effets cumulatifs sur la portance et la durée de vie.
- Effectuer des mesures in situ sur des chaussées drainantes en service afin de comparer les résultats de laboratoire aux observations de terrain et d'ajuster les modèles de calcul.
- Examiner d'autres matériaux drainants ou des mélanges optimisés combinant perméabilité et portance, afin d'élargir les solutions constructives.
- Analyser le comportement d'autres types de sols pour identifier ceux qui présentent la meilleure compatibilité avec les structures drainantes.
- Intégrer dans les simulations des paramètres variables dans le temps, afin de mieux représenter l'influence des variations saisonnières et climatiques, absentes de ce travail.

Bibliographie

AFNOR. (2012). *NF EN 933-1 : Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats*. Paris, France.

AFNOR. (2020). *NF EN 933-2 : Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats*. Paris, France.

AFNOR. (1997). *NF P94-078 : Sols : reconnaissance et essais - Indice CBR après immersion. Indice CBR immédiat. Indice Portant Immédiat - Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR..* Paris, France.

AFNOR. (2014). *NF P94-093 : Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor Normal - Essai Proctor modifié*. Paris, France.

AFNOR. (2010). *EN 13286-2 : Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques - Partie 2 : méthodes d'essai de détermination en laboratoire de la masse volumique de référence et de la teneur en eau - Compactage Proctor*. Paris, France.

AFNOR. (2018). *NF EN ISO 17892-4 : Reconnaissance et essais géotechniques – Partie 4 : Distribution granulométrique par tamisage*. Paris, France.

ANDREI, S. (1977). *Propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés*. Laboratoire de Mécanique des Sols Université de Constantine et Institut de Construction, Bucarest, Roumanie.

ARAYA, A. (2011). *Characterization of Unbound Granular Materials for Pavements*. Thèse doctorale, Delft University of Technology, Delft, Pays-Bas.

ARAYA, A. (2012). *Investigation of the resilient behavior of granular base materials with simple test apparatus*. Delft University of Technology, Delft, Pays-Bas.

ARGENCO – LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES. (2023a). *Analyse granulométrique par tamisage (voie sèche ou voie humide) (Rapport de laboratoire)*. Université de Liège, Belgique.

ARGENCO – LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES. (2023b). *Analyse sédimentométrique ou essai de levigation (Rapport de laboratoire)*. Université de Liège, Belgique.

ARGENCO – LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES. (2023c). *Essai Proctor (Rapport de laboratoire)*. Université de Liège, Belgique.

BRUXELLES ENVIRONNEMENT. (2019). *Gérer les eaux pluviales à la parcelle*. Bruxelles, Belgique.

CENTRE DE RECHERCHES ROUTIÈRES (CRR). (2009). *R80 : Code de bonne pratique pour la conception et l'exécution de revêtements en pavés de béton*. Bruxelles, Bel-

gique.

CENTRE DE RECHERCHES ROUTIÈRES (CRR). (2014). *R88 : Code de bonne pratique pour la protection des routes contre les effets de l'eau*. Bruxelles, Belgique.

CENTRE DE RECHERCHES ROUTIÈRES (CRR). (2022). *Mise en œuvre des fondations et sous-fondations*. Bruxelles, Belgique.

CENTRE DE RECHERCHES ROUTIÈRES (CRR). (2024). *Dossier 5 : Revêtements drainants en pavés de béton*. Bruxelles, Belgique.

CENTRE DE RECHERCHES ROUTIÈRES (CRR). (2024). *Qualidim : Guide de l'utilisateur*. Bruxelles, Belgique.

CENTRE DE RECHERCHES ROUTIÈRES (CRR). (2024). *Module 1 : Formation à l'utilisation de Qualidim*. Sterrebeek, Belgique.

COLLIN, F. (2021). *Mécanique des sols et des roches*. Support de cours, Université de Liège, Belgique.

DIETTE-STEEVAUX, A. (2024). *Amélioration du comportement mécanique des sols par les plantes*. Travail de fin d'études, Université de Liège, Belgique.

EUROPEAN PARLIAMENT. (2000). *Directive 2000/60/CE établissant un cadre pour une politique communautaire dans le domaine de l'eau*. Bruxelles.

FOKO TAMBA, I., et al. (2024). *Geomechanical and Thermal Properties of Lateritic Gravels for the Design of Road Pavements in Tropical African Environments*. Université de Liège, Belgique.

IRSTV – Institut de Recherche en Sciences et Techniques de la Ville (2023). *Enrobé drainant – Fiche technique V1.0*. Nantes, France.

FRANÇOIS, B. (2024). *Design and Execution of Road Infrastructures*. Support de cours, Université de Liège, Belgique.

MOLENAAR, (2007). *Characterization of Some Tropical Soils for Road Pavements*. Delft University of Technology, Delft, Pays-Bas.

PIARC – ASSOCIATION MONDIALE DE LA ROUTE. (2007). *Dictionnaire routier*. Paris, France.

PROBETON. (2023). *PTV 126 : Prescriptions techniques pour les produits en béton destinés aux pavages drainants*. Bruxelles.

RÉGION DE BRUXELLES-CAPITALE. (2016). *Plan de Gestion de l'Eau*. Bruxelles, Belgique.

SCOTT, B., JAKSA, M., & KUO, C. (2012). *Use of Proctor compaction testing for deep fill construction using impact rollers*. University of Wollongong, Australie.

SPW MOBILITÉ ET INFRASTRUCTURES. (2011). *Cahier des charges Qualiroute – Chapitre F*. Namur, Belgique.

SIVAKUGAN, N. (2010). *Geotechnical Engineering*. Australie.

UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM (USCS). (1948). *Engineering classification of soils*. États-Unis.

Annexes

Analyse granulométrique

Types de sols	Capacité d'infiltration en mm/h	m/s
Sable grossier	500	$1,4 \cdot 10^{-4}$
Sable fin	20	$5,6 \cdot 10^{-6}$
Sable fin limoneux (Leemachtig fijn zand)	11	$3,1 \cdot 10^{-6}$
Gravier léger (Lichte zavel)	10	$2,8 \cdot 10^{-6}$
Loess / Löss	6	$1,7 \cdot 10^{-6}$
Tourbe (Veen)	2,2	$6,1 \cdot 10^{-7}$
Limons (leem)	2,1	$5,8 \cdot 10^{-7}$
Argile légère (lichte klei)	1,5	$4,2 \cdot 10^{-7}$
Argile modérément lourde (Matig zware klei)	0,5	$1,4 \cdot 10^{-7}$
Limons argileux (Kleiige leem)	0,4	$1,1 \cdot 10^{-7}$

FIGURE 41 – Perméabilité des sols (Bruxelles-Environnement, 2019)

Essai CBR standard

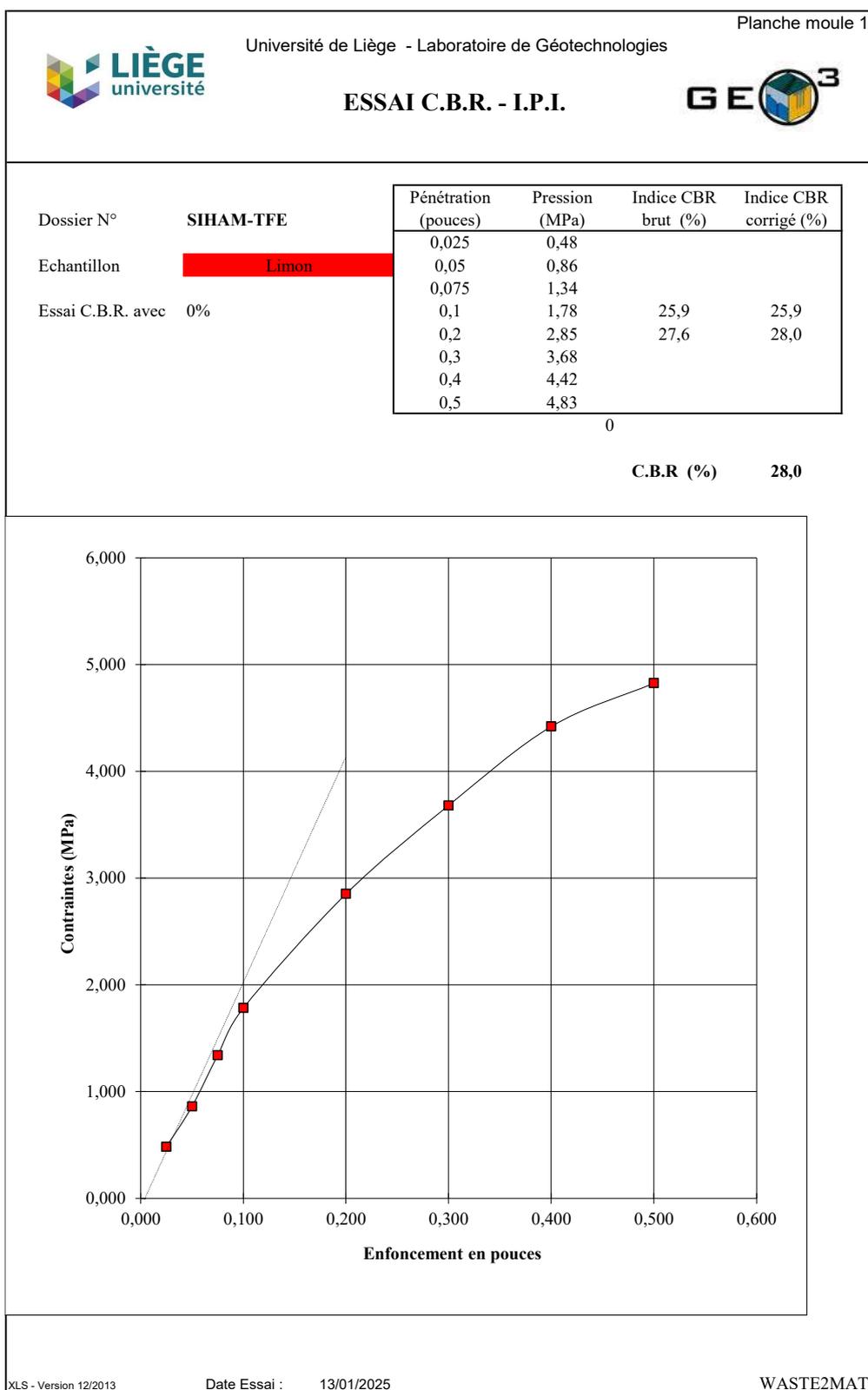


FIGURE 42 – Résultats de l’essai CBR standard pour le limon à l’optimum Proctor non immergé

ESSAI C.B.R. - I.P.I.



Dossier N°	Siham	Pénétration	Pression	Indice CBR	Indice CBR
		(pouces)	(MPa)	brut (%)	corrigé (%)
Echantillon	Limon	0,025	0,03		
Essai C.B.R. avec 0%		0,05	0,06		
		0,075	0,07		
		0,1	0,11	1,6	6,6
		0,2	0,47	4,6	8,6
		0,3	0,91		
		0,4	1,33		
		0,5	1,75		

0

C.B.R (%) 8,6

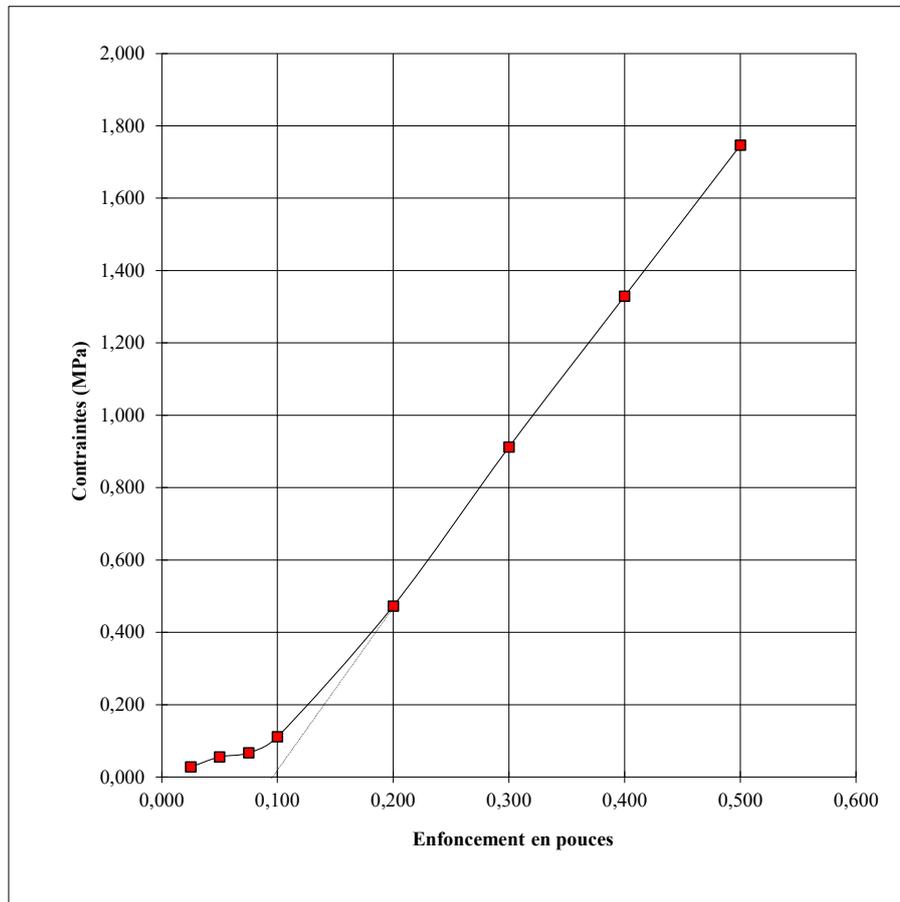


FIGURE 43 – Résultats de l’essai CBR standard pour le limon à l’optimum Proctor immergé

ESSAI C.B.R. - I.P.I.



Dossier N° **SIHAM-TFE**

Echantillon **Granulats**

Essai C.B.R. avec 0%

Pénétration (pouces)	Pression (MPa)	Indice CBR brut (%)	Indice CBR corrigé (%)
0,025	0,19		
0,05	0,44		
0,075	0,81		
0,1	1,25	18,2	45,2
0,2	3,89	37,7	58,7
0,3	6,76		
0,4	9,68		
0,5	11,85		

0

C.B.R (%) 58,7

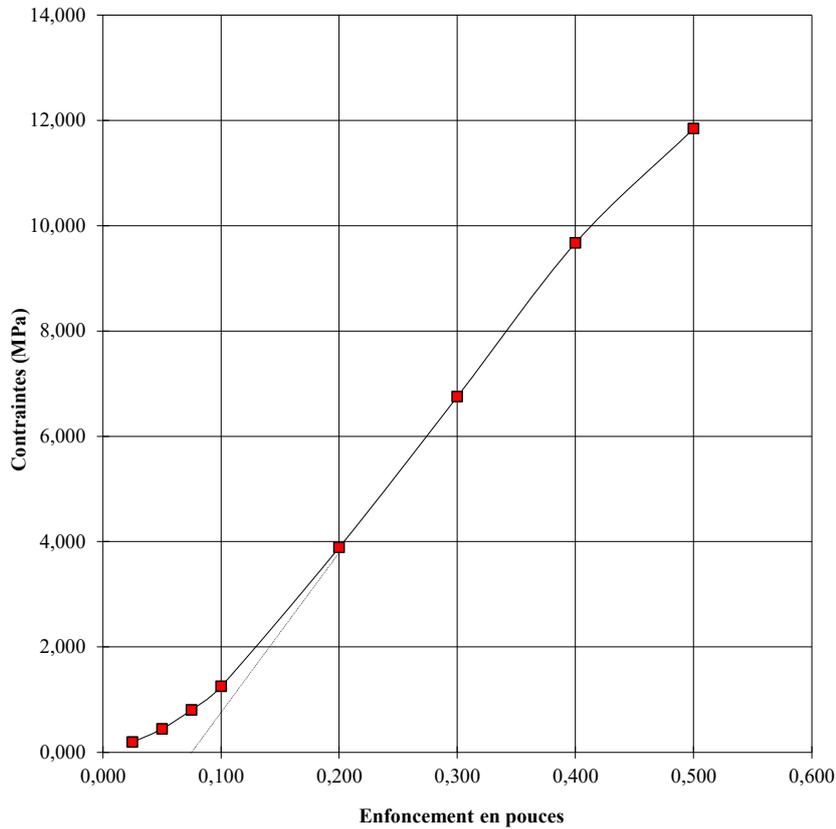


FIGURE 44 – Résultats de l’essai CBR standard pour le granulat à l’optimum Proctor non immergé

ESSAI C.B.R. - I.P.I.



Dossier N° **SIHAM-TFE**

Echantillon **Granulats**

Essai C.B.R. avec 0%

Pénétration (pouces)	Pression (MPa)	Indice CBR brut (%)	Indice CBR corrigé (%)
0,025	0,16		
0,05	0,43		
0,075	0,81		
0,1	1,26	18,2	60,5
0,2	3,90	37,8	67,3
0,3	6,73		
0,4	9,23		
0,5	11,85		

0

C.B.R (%) 67,3

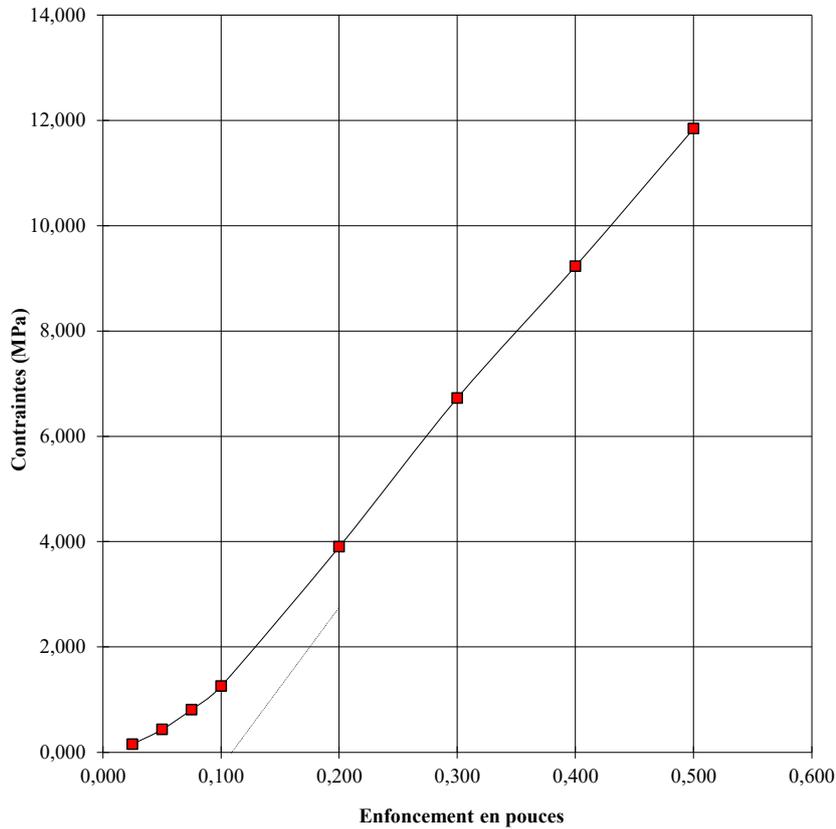


FIGURE 45 – Résultats de l'essai CBR standard pour le granulat à l'optimum Proctor immergé