

**THEME: ETUDE DE LA POSSIBILITE
D'UTILISATION DU BETON DE SABLE
COMME REVETEMENT DE CHAUSSEES**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR
L'OBTENTION DU DIPLOME DE
MASTER EN GENIE CIVIL**

Présenté par :

Abdoul Fatahi Worou BACHABI

Travaux dirigés par :

Ismaëla GUEYE, Docteur Ingénieur, Enseignant Chercheur au 2iE,

Directeur de mémoire

Mohamed GIBIGAYE, Docteur Ingénieur, Enseignant chercheur à EPAC,

Jury d'évaluation

Président:

Membres:

REMERCIEMENTS

Au vue de l'intérêt et du niveau technique du travail réalisé ; un travail comme celui-ci exige, certes, beaucoup de l'auteur mais il n'en demeure pas moins être le fruit d'une grande collaboration entre des personnes se situant à différents niveaux. Aussi nous voudrions ici porter nos remerciements à toute la direction de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), son personnel, à l'ensemble du corps enseignant qu'ils trouvent ici toute notre gratitude pour les connaissances techniques, scientifiques et morales dont nous avons bénéficié. Cette phase de notre vie dans la formation professionnelle ressort notre capacité à appréhender et à analyser les problèmes afin d'apporter une gamme de solutions aussi durable que compétitive.

Nous voudrions nommer en particulier sans sous-estimer la contribution des autres :

- Monsieur ISMAELA GUEYE à l'2iE pour sa disponibilité malgré ses multiples occupations pour répondre à nos préoccupations ;
- Monsieur GIBIGAYE MOHAMED Docteur Ingénieur en Génie-Civil pour toute l'attention portée et explications données au cours de ce travail ;
- Monsieur GANGBO Oswald Ingénieur à IGIP AFRIQUE pour ses explications.
- Monsieur BANI SAMARI pour sa disponibilité et son soutien.

Que tous ceux qui, parents, amis, camarade de la 38^{ème} promotion, nous ont apporté durant toutes nos tribulations, un soutien moral, financier, matériel, trouvent ici notre sincère reconnaissance. Seuls le travail et le sacrifice payent.

DEDICACE

Je dédie ce mémoire de fin d'étude à :

- ALLAH le Tout Puissant qui m'a pourvu jusqu'à ce jour de tout.
- Ma mère et ma belle mère qui ont fait de moi un enfant heureux et un homme affranchi, je leur dis grand merci (Que DIEU Tout Puissant leur rende les biens faits) ;
- Feu mon père; lui qui a instauré l'intérêt pour moi d'aller à la recherche de la connaissance. Sache que le grain que tu as semé a bien germé. Repose en paix (Que DIEU EXALTE lui soit miséricordieux) ;
- Ma tendre Epouse Mme Zouley-Kha BACHABI née IMOROU et ma chère fille Hanane BACHABI qui ont toujours été là pendant les moments difficiles et faciliter la réalisation de ce travail. Ceci est le fruit de notre détermination commune. (Que DIEU EXALTE les récompense au centuple) ;
- Ma sœur Aînée Nafissatou BACHABI qui m'a soutenu avec détermination ;
- Mes frères Ibrahim BACHABI et Abdoul Ganyi BACHABI, que cette œuvre soit votre honneur ;
- Mon cher frère Narcisse AGBATCHI, son épouse Nadège BAMBARA et ses deux filles Pamela et Oriane ; (Que DIEU Tout Puissant vous garde en paix)
- Mon cher Cousin Nourou BACHABI, pour son soutien indéfectible et sa disponibilité ;
- Mes frères et sœurs qui m'ont soutenu ;
- Ma belle famille
- A toute la communauté Béninoise de l'2iE, en particulier à Adamou WOROU WARA et KIKI Charles
- A tous les collègues Ingénieurs de la 38^{ème} Promotion de l'2iE

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

- 2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
- EPAC : Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi
- CIMBENIN: Cimenterie du Bénin
- SCB : Société de Ciment du Bénin
- SONEB: Société Nationale des Eaux du Bénin
- CNERTP: Centre National d'Essais et de Recherches des Travaux Publics
- CPJ: Ciment Portland
- BAEL : Béton Armé aux Etats limites
- TRRL: Transport and Road Research Laboratory
- DAVU : Direction de l'Assainissement et de la Voirie Urbaine
- AGETUR : Agence d'Exécution des Travaux Urbains
- AGETIP : Agence d'Exécution des Travaux d'Intérêt Publique
- OBRGM : Office Béninoise de Recherches Géologiques et Minières
- ABE : Agence Béninoise pour l'Environnement.
- G/S (Gravillon sur Sable)
- Mf = Module de finesse
- Di = Diamètre du tamis i
- E/C = Eau sur Ciment
- V = Volume
- ES = Equivalent de sable
- H = Hauteur
- t/m³ : tonne par mètre cube
- l/m³ : litre par mètre cube
- kg/m³ : kilogramme par mètre cube
- PF = Plate forme

RESUME

Ce travail réalisé dans le cadre du mémoire de fin d'étude a porté sur l'*Etude de la possibilité d'utilisation du béton de sable comme revêtement de chaussées urbaines au sud du Bénin*. Cette étude a pour objectif de contribuer à la promotion de l'utilisation optimale des matériaux locaux de proximité tel que les sables continentaux fluviatiles et lagunaires pour la réalisation des bétons de sable. De nos jours l'épuisement des ressources en gros granulats, nous interpelle et nous incite à entrevoir la valorisation des sables.

Le béton de sable se distingue d'un béton traditionnel par un fort dosage en sables, l'absence ou le faible dosage de gravillons, et l'incorporation d'additions. Le béton de sable se distingue d'un mortier par la composition : Le mortier est en général fortement dosé en ciment et ne comporte pas systématiquement d'addition et surtout par la destination : les bétons de sable sont essentiellement destinés aux usages traditionnels du béton.

Cette étude nous a permis :

- De déterminer et d'optimiser les critères de conception d'une chaussée revêtue de pavés de béton issu des sables continentaux fluviatiles et lagunaires
- De retenir les caractéristiques de la chaussée urbaine démontable tout en respectant les critères de dimensionnement.
- D'évaluer le coût du mètre cube et par suite du mètre carré du revêtement de la chaussée urbaine démontable.

SOMMAIRE

| | |
|--|----|
| REMERCIEMENTS | 2 |
| DEDICACE..... | 3 |
| LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS | 4 |
| RESUME..... | 5 |
| SOMMAIRE | 6 |
| LISTE DES TABLEAUX..... | 11 |
| LISTE DES ILLUSTRATIONS | 12 |
| A. INTRODUCTION GENERALE..... | 14 |
| I. INTRODUCTION..... | 14 |
| 1. CONTEXTE ET JUSTIFICATION | 14 |
| 2. PROBLEMATIQUE | 15 |
| 3. OBJET DE L'ETUDE..... | 16 |
| 4. CADRE DE L'ETUDE | 16 |
| 5. ZONE D'ETUDE..... | 17 |
| 5.1. Les plateaux..... | 17 |
| 5.2. Les plateaux Nord | 17 |
| 5.2.1 Les plateaux du Sud | 18 |
| 5.2.2 La dépression de la Lama (Dépression médiane)..... | 18 |
| 5.2.3 Les cours d'eau..... | 18 |
| 5.2.4 La zone du littoral : | 18 |
| B. METODOLOGIE..... | 19 |
| I. RECHERCHES ET ANALYSE | 19 |
| 1. RECHERCHE DOCUMENTAIRE | 19 |
| 2. INVESTIGATION DE TERRAIN | 19 |
| 3. ANALYSE | 20 |
| II. ETUDES ET FORMULATIONS | 20 |
| 1. LE BETON DE SABLE..... | 20 |
| 1.1. Historique du béton de sable | 20 |
| 1.2. Définition du béton de sable..... | 21 |
| 2. COMPOSITION DU BETON DE SABLE | 22 |
| 2.1. Les sables | 22 |
| 2.2. Les fines d'ajout (ou additions)..... | 22 |

| | | |
|-------|--|----|
| 2.3. | Les ciments..... | 23 |
| 2.4. | L'eau..... | 23 |
| 2.5. | Les adjuvants..... | 23 |
| 2.6. | Autres ajouts..... | 24 |
| 2.6.1 | LES FIBRES | 24 |
| 2.6.2 | LES GRAVILLONS | 24 |
| 3. | ETUDES DES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES GRANULATS..... | 24 |
| 3.1. | Les sables continentaux fluviatiles..... | 24 |
| 3.2. | ANALYSE GRANULOMETRIQUE..... | 25 |
| 3.2.1 | But | 26 |
| 3.2.2 | Principe..... | 26 |
| 3.3. | Densité apparente | 26 |
| 3.3.1 | But | 27 |
| 3.3.2 | Principe..... | 27 |
| 3.4. | Equivalent de sable..... | 27 |
| 3.4.1 | But | 27 |
| 3.4.2 | Principe..... | 28 |
| 3.5. | Résultats d'essais..... | 29 |
| 3.6. | Commentaire et interprétations des résultats..... | 32 |
| 3.7. | Synthèse | 33 |
| 4. | FORMULATION DU BETON DE SABLE :..... | 33 |
| 4.1. | But | 33 |
| 4.2. | Méthodes de formulation | 33 |
| 4.2.1 | L'approche théorique | 34 |
| 4.2.2 | Approche expérimentale | 36 |
| 5. | EXEMPLE DE FORMULATION | 39 |
| 5.1. | Approche théorique | 39 |
| 5.2. | Approche expérimentale | 40 |
| 5.3. | Analyse et interprétation | 40 |
| 5.4. | Exemple de formulation de base avec le cpa | 41 |
| 5.5. | Formulation du premier type de béton | 42 |
| 5.6. | Formulation du deuxième type de béton | 43 |
| 6. | LES CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES BETONS DE SABLE | 43 |

| | | |
|-------|---|----|
| 6.1. | Essai de résistance en compression | 44 |
| 6.1.1 | But | 44 |
| 6.1.2 | Principe..... | 44 |
| 6.1.3 | Détermination théorique des résistances en compression à différents âges de maturation..... | 45 |
| 6.1.4 | Résultats des essais pratiques de compression | 46 |
| 6.1.5 | Analyse..... | 48 |
| 6.2. | Essai de traction par fendage..... | 48 |
| 6.2.1 | But | 48 |
| 6.2.2 | Principe..... | 48 |
| 6.2.3 | Détermination théorique des résistances en traction à différents âges de maturation..... | 49 |
| 6.2.4 | Résultat des essais pratiques de traction par fendage..... | 49 |
| 6.2.5 | Analyse..... | 51 |
| 6.3. | Essai d'usure par abrasion. | 51 |
| 6.3.1 | But | 51 |
| 6.3.2 | Principe..... | 51 |
| 6.3.3 | Résultat des essais pratiques d'usure par abrasion..... | 52 |
| 6.3.4 | ANALYSE | 53 |
| 6.4. | Conclusion..... | 53 |
| C. | DIMENSIONNEMENT DE STRUCTURE DE CHAUSSEE | 55 |
| I. | GENERALITE SUR LA STRUCTURE D'UNE CHAUSSEE | 55 |
| 1. | ROLE DES DIFFERENTES COUCHES D'UNE CHAUSSEE..... | 55 |
| 2. | PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT D'UNE CHAUSSEE..... | 56 |
| 3. | LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT..... | 56 |
| 3.1. | LES METHODES EMPIRIQUES ET SEMI EMPIRIQUES..... | 57 |
| 3.1.1 | Méthode du CBR (Californian Bearing Ratio) | 57 |
| 3.1.2 | Méthode du CEBTP | 57 |
| 3.2. | LES METHODES RATIONNELLES | 59 |
| 3.2.1 | Le modèle de Boussinesq..... | 59 |
| 3.2.2 | Le modèle Bicouche..... | 61 |
| 3.2.3 | Modèle de Hogg | 62 |
| 3.2.4 | Modèle de Westergaard..... | 63 |
| 3.2.5 | Modèle multicouche de Burmister | 64 |

| | | |
|-------|---|----|
| 3.3. | Les catalogues et les méthodes forfaitaires | 65 |
| 3.4. | Les paramètres de dimensionnement | 65 |
| 3.4.1 | Le trafic | 65 |
| 3.4.2 | Détermination des paramètres du trafic | 66 |
| 3.4.3 | Les sols de plate-forme | 67 |
| 3.4.4 | Le climat et l'hydrologie | 68 |
| 3.4.5 | Paramètres de correction | 69 |
| 3.4.6 | Calcul des limites admissibles..... | 70 |
| 3.4.7 | Sol support et matériaux non traités | 70 |
| 3.4.8 | Matériaux traités au liant hydraulique..... | 70 |
| 3.4.9 | Matériaux traités aux liants hydrocarbonés..... | 71 |
| II. | DIMENSIONNEMENT D'UNE STRUCTURE DE CHAUSSEE DONT LE REVETEMENT EST EN PAVEE DE BETON CLASSIQUE | 72 |
| 1. | DIMENSIONNEMENT SUIVANT UNE SURFACE MINERALE | 73 |
| 2. | DIMENSIONNEMENT SELON METHODE CBR-CETUR..... | 76 |
| 3. | DIMENSIONNEMENT EMPIRIQUE | 76 |
| III. | DIMENSIONNEMENT D'UNE STRUCTURE DE CHAUSSEE DONT LE REVETEMENT EST EN PAVEE DE BETON DE SABLE | 77 |
| IV. | TECHNIQUE DE POSE OU DE MISE EN ŒUVRE | 81 |
| 1. | DESCRIPTION DU PAVEE | 81 |
| 2. | TECHNIQUE DE POSE..... | 82 |
| 2.1. | PREPARATION DU TERRAIN | 82 |
| 2.2. | COUCHE DE FONDATION | 82 |
| 2.3. | LIT DE POSE..... | 82 |
| 2.4. | POSE DES PAVEES | 82 |
| 2.5. | COMPACTAGE ET GARNISSAGE DES JOINTS | 83 |
| V. | CONCLUSION SUR LA POSSIBILITE D'UTILISATION DU BETON DE SABLE COMME REVETEMENT | 84 |
| D. | ETUDES FINANCIERE ET ENVIRONNEMENTALE | 85 |
| I. | ETUDE FINANCIERE | 85 |
| II. | ETUDE ENVIRONNEMENTALE | 86 |
| E. | DISCUSSION GENERALE, AVANTAGES ET RECOMMANDATIONS | 87 |
| I. | VALORISATION DE LA RESSOURCE | 87 |
| II. | QUALITES DU BETON DE SABLE | 87 |

| | |
|-----------------------------------|----|
| 1. OUVRABILITE | 87 |
| 2. LA QUALITE D'ASPECT | 88 |
| 3. HOMOGENEITE-COHESION | 88 |
| 4. INTERËT ECONOMIQUE | 88 |
| F. CONCLUSION GENERALE | 89 |
| G. BIBLIOGRAPHIE | 90 |
| H. ANNEXES | 91 |
| I. Annexe 1 : ABAQUE 1 LCPC..... | 91 |
| II. Annexe 2 : ABAQUE 2 LCPC..... | 92 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|---|----|
| Tableau B-1 : ECHELLE D'APPRECIATION D'EQUIVALENT DE SABLE | 28 |
| Tableau B-2 : RESULTATS D'ESSAIS DES SITES DE CARACTERISTIQUE SO ₄ , SO ₅₀ , SO ₆ et SO ₁₈ | 29 |
| Tableau B-3 : RESULTATS D'ESSAIS DES SITES DE CARACTERISTIQUE SO ₁₀ , SO ₁₉ , SO ₂₃ , SO ₃₂ , SO ₄₀ et SO ₄₃ | 30 |
| Tableau B-4 : RESULTATS D'ESSAIS DES SITES DE CARACTERISTIQUE L ₁₀₀ W P ₁₀ N, L ₂₀₀ W P ₈ N, PRO, L ₁₅₀ E P ₃ N | 31 |
| Tableau B-5 : RESULTATS D'ESSAIS DES SITES DE CARACTERISTIQUE L ₃₀₀ E P ₄ S, L ₆₀₀ E P ₈ S, Sd, PRd | 31 |
| Tableau B-6 : <i>RECAPITULATIF ET OBSERVATIONS</i> | 32 |
| Tableau B-7 : RESULTAT DE FORMULATION | 39 |
| Tableau B-8 : RESULTAT DE FORMULATION SUIVANT L'APPROCHE EXPERIMENTALE..... | 40 |
| Tableau B-9 : PERFORMANCES MECANQUES EXIGEES | 44 |
| Tableau B-10 : EVOLUTION DE LA RESISTANCE EN COMPRESSION DU BETON DE SABLE EN FONCTION DE L'AGE | 47 |
| Tableau B-11 : TABLEAU D'ACCROISSEMENT DE LA RESISTANCE EN COMPRESSION..... | 47 |
| Tableau B-12 : TABLEAU COMPARATIF DES RESISTANCES EN COMPRESSION | 47 |
| Tableau B-13 : EVOLUTION DE LA RESISTANCE EN TRACTION PAR FENDAGE DU BETON DE SABLE EN FONCTION DE L'AGE..... | 50 |
| Tableau B-14 : TABLEAU D'ACCROISSEMENT DE LA RESISTANCE EN TRACTION PAR FENDAGE | 50 |
| Tableau B-15 : TABLEAU COMPARATIF DES RESISTANCES EN TRACTION PAR FENDAGE | 51 |
| Tableau B-16 : EVOLUTION DE L'USURE PAR ABRASION DU BETON DE SABLE EN FONCTION DE L'AGE | 53 |
| Tableau B-17 : RESULTAT DE FORMULATION DU BETON DE SABLE..... | 54 |
| Tableau B-18: RESULTAT DES ESSAIS DE COMPRESSION ET DE TRACTION | 54 |

| | |
|--|----|
| Tableau C-1 : CLASSES DE TRAFIC ET DE PLATES-FORMES UTILISEES DANS LE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES PAR LA METHODE DU CEBTP (GUIDE DU CEBTP) | 58 |
| Tableau C-2 : CLASSIFICATION DES PLATES-FORMES SELON LE LCPC-SETRA | 67 |
| Tableau C-3: EPAISSEURS DES COMPOSANTES | 73 |
| Tableau C-4: CLASSIFICATION DES SOLS DE FONDATION | 74 |
| Tableau C-5 : COEFFICIENT D'EQUIVALENCE SELON LE TYPE DE SOL | 74 |
| Tableau C-6 : COMPATIBILITE DU CORPS DE CORPS DE CHAUSSEE AVEC LA QUALITE DU SOL DE FONDATION..... | 75 |
| Tableau C-7 : CALCUL DE L'EPAISSEUR EQUIVALENTE U DE LA COUCHE DE ROULEMENT EN PAVEE DE BETON | 75 |
| Tableau C-8: RESULTAT DU DIMENSIONNEMENT SELON METHODE CBR | 76 |
| Tableau C-9 : DIMENSIONS RETENUES POUR LA CHAUSSEE | 77 |
| Tableau C-10: VALEURS DE REFERENCE DES PARAMETRES DE CALCUL D'APRES LE GUIDE LCPC-SETRA..... | 78 |
| Tableau C-11: CALCUL DES CONTRAINTES ADMISSIBLES | 79 |
| Tableau C-12 : VALEURS DE LA CONTRAINTE DE TRACTION MAXIMALE ET DE LA DEFORMATION MAXIMALE CORRESPONDANT A CHAQUE COUPLE DE HAUTEUR (H_1 ; H_2)..... | 81 |
| Tableau D-1: EVALUTION DU COUT D'UN METRE CUBE DE BETON DE SABLE..... | 85 |
| Tableau D-2 : EVALUTION DU COUT D'UN METRE CUBE DE BETON ORDINAIRE. | 85 |

LISTE DES ILLUSTRATIONS

| | |
|---|----|
| Illustration A-1 : Zone d'étude | 17 |
| Illustration B-1 :Echantillon de sable lagunaire | 25 |
| Illustration B-2 :Les tamis au laboratoire..... | 25 |
| Illustration B-3:Préparation de l'essai d'équivalent de sable | 27 |
| Illustration C-1 : Schéma d'une chaussée | 55 |
| Illustration C-2 :Diffusion de la contrainte selon Boussinesq | 60 |
| Illustration C-3 :Modèle bicouche..... | 61 |
| Illustration C-4 :Diffusion des contraintes selon Hogg..... | 62 |
| Illustration C-5 :Diffusion des contraintes selon Westergaard | 63 |
| Illustration C-6 :Modèle multicouche de Burmister..... | 64 |

Illustration C-7 : Pose de pavées 83
Illustration C-8 : Compactage et garnissage des joints 83

A. INTRODUCTION GENERALE

I. INTRODUCTION

En République du Bénin, le béton occupe une place prépondérante dans la construction des ouvrages modernes. En général on utilise pour ce béton les matériaux suivants : le sable, le ciment, le gravier et de l'eau.

Les années 90 ont vu la réalisation d'importants travaux publics, dont notamment la mise en place des structures de voiries et d'assainissement. C'est dans ce contexte qu'apparurent les chaussées en pavé de béton dans le paysage routier au Bénin.

La période des années 1991 à 2007 a vu la réalisation de plus de 119783 ml de chaussées urbaines démontables par l'AGETUR dans les grandes villes du Bénin, d'où on dénombre 113419 ml réalisées au sud du pays soit un pourcentage de près de 95%. Ceci a entraîné une exploitation massive des granulats de gros calibre dans la confection des bétons de résistances élevées. Cette option trop conventionnelle a laissé peu explorer les possibilités d'usage d'autres granulats de proximité de performance aussi acceptable. C'est dans ce cadre que s'inscrit notre étude.

Cette étude dont le thème est "**ETUDE DE LA POSSIBILITE D'UTILISATION DU BETON DE SABLE COMME REVETEMENT DE CHAUSSEES URBAINES AU SUD DU BENIN**" s'articulera autour de plusieurs axes.

1. CONTEXTE ET JUSTIFICATION

La performance d'une chaussée revêtue de pavés de béton est directement influencée par ses éléments constitutifs et ses caractéristiques. Les éléments constitutifs d'une chaussée en pavés de béton sont les pavés, le lit de pose, le matériau d'empli-joint, les blocages de rive, la fondation et la sous fondation.

La matière première de notre type de béton est sans aucun doute le sable et le cordon littoral marin constitue la plus importante réserve de sable au Bénin. Mais en vue de lutter contre l'érosion côtière, des gisements de sable hors du littoral ont été découverts.

Le sud du Bénin et plus particulièrement le littoral, se caractérise par une forte disponibilité des sables continentaux fluviatiles et lagunaires.

Dans ces conditions, il apparaît que l'utilisation optimale des matériaux locaux de proximité tel que des sables continentaux fluviatiles et lagunaires et dans une moindre mesure le sable marin ou d'autres types favoriserait sans doute, la valorisation des ressources abondantes et

par surcroît des gains substantiels de productivité.

De nos jours l'épuisement des ressources en gros granulats, nous interpelle et nous incite à entrevoir la valorisation des sables du littoral du Bénin pour la réalisation des bétons de sable dont ils seraient le principal constituant.

2. PROBLEMATIQUE

L'émergence de préoccupations nouvelles liées à l'exploitation des granulats et à leur utilisation rationnelle, en même temps qu'une prise en compte des problèmes d'environnement sont à l'origine de l'intérêt que nous devrions à nouveau porter au béton de sable car on constate notamment pour des raisons multiples et multiformes que :

Les sables marins, continentaux fluviaux et lagunaires sont disponibles,

Les secteurs du bâtiment et travaux publics sont de gros consommateurs de granulats de gros calibres,

Les extractions de granulats compromettent les équilibres écologiques avec des conséquences irréversibles.

Le secteur de la construction, grand consommateur de granulats naturels, exprime le besoin de matériaux nouveaux présentant des propriétés particulières ou améliorées par rapport aux matériaux classiques.

Notre choix dépend des propriétés souhaitées et correspond, très souvent, à un compromis entre les caractéristiques des matériaux, dans l'objectif d'une fonctionnalisation. De plus, la recherche de moyens permettant d'améliorer la durabilité des matériaux de construction est d'actualité sachant, qu'en service, ces derniers sont soumis à des sollicitations mécaniques, hydriques, physiques et chimiques, qui provoquent à long terme des dégradations plus au moins importantes. Ainsi, l'étude de la durabilité se révèle être un aspect fondamental à la survie de ces matériaux, en termes de durée de vie.

L'emploi du béton de sable dans le secteur routier, répond simultanément au souci d'économie des ressources naturelles en gros granulats ainsi qu'à l'obligation de limiter la dégradation de l'environnement.

C'est dans ce contexte que s'ouvre la réflexion sur la formulation de béton de sable qui utiliserait une ressource abondante surtout chez nous au Bénin avec l'industrialisation de l'extraction du sable lagunaire.

Ces préoccupations majeures trouvent un écho auprès d'universitaires et d'enseignants spécialistes du Béton.

3. OBJET DE L'ETUDE

Les chaussées revêtues de pavés couvrent un domaine d'applications de plus en plus vaste essentiellement en milieu urbain. Ces applications regroupent, entre autres, les passages piétonniers, les trottoirs, les stations-service, les intersections, les couloirs d'autobus, les zones portuaires, les parcs et les stationnements automobiles et aéroportuaires.

Ce vaste champ d'applications s'explique par les nombreux avantages techniques, esthétiques et économiques offerts par ce type de revêtement. Malgré ces nombreux avantages, l'utilisation des pavés de béton de sable comme matériau de revêtement est quasi inexistant.

En effet, l'usage des pavés de béton de sable n'a pas jusqu'ici fait l'objet d'études tenant compte des spécificités liées au sable fluviatile et lagunaire. De ce constat, nous avons entrepris dans le cadre de notre mémoire de fin de cycle une étude dont les objectifs principaux sont :

- De déterminer et d'optimiser les critères de conception d'une chaussée revêtue de pavés de béton issu des sables continentaux fluviatiles et lagunaires
- De contribuer à la promotion de l'usage des bétons de sable tout en vérifiant les caractéristiques à la résistance des ouvrages.

Pour y arriver, il est donc nécessaire d'identifier les paramètres clés reliés à la performance de ce type de chaussée, de regrouper les initiatives et d'élaborer un solide programme de travail permettant d'enrichir les connaissances sur les sables continentaux fluviatiles et lagunaires, son comportement et ses modes de mise en œuvre.

Cette orientation trouve son intérêt dans la restructuration et la réorganisation intervenue dans la filière de fourniture de sable au Bénin.

4. CADRE DE L'ETUDE

Ce cadre a pour objectif d'expliquer que notre étude portera exclusivement sur l'usage des pièces moulées ou pavés ou béton de sable hyper compacté comme revêtement de chaussée. Les chaussées revêtues de pavés de béton de sable sont considérées comme des chaussées flexibles pour lesquelles le revêtement de béton bitumineux est remplacé par des pavés de béton posés sur un coussin granulaire appelé lit de pose.

5. ZONE D'ETUDE

Le territoire Béninois situé au Sud du 9^e parallèle comprend, du point de vue géologique, deux grandes régions :

Une région septentrionale constituée par un socle cristallin, et une région méridionale constituée par le bassin sédimentaire côtier.

Cette région méridionale (Image ci-contre), cadre du présent projet de fin d'étude, est comprise entre les méridiens 1°05' et 2°48' Est et les



Illustration A-1 : Zone d'étude

parallèles 6°10' et 7°30'. Elle est limitée au Sud par l'Océan Atlantique, à l'Ouest par le Togo, à l'Est par le Nigéria. Elle couvre une superficie de 16000 km². C'est une région dont la morphologie, indique diverses formations géologiques. Ceci se traduit par une série de plateaux séparés entre eux par des vallées et des cours d'eau. Les plateaux sont répartis de part et d'autre d'une grande dépression médiane: dépression de la "Lama". L'ensemble est complété par une zone littorale basse.

5.1. Les plateaux

On distingue deux groupes de plateaux : les plateaux Nord et les plateaux Sud.

5.2. Les plateaux Nord

Ils comprennent d'Est en Ouest les plateaux de Kétou, Zangnanando, Abomey, Aplahoué. Ces plateaux dominent au Nord la péninsule précambrienne et se terminent par une pente assez forte. Par contre au Sud, le raccord avec la dépression de la Lama est beaucoup plus progressif.

Le sol rencontré, est un sol sablo argileux brun rouge avec des formations superficielles de gravillons latéritiques, qui se soudent parfois en de véritables cuirasses.

5.2.1 Les plateaux du Sud

Ce sont les plateaux de Sakété, Allada, Bopa. Ils sont également le domaine des sols sablo argileux

5.2.2 La dépression de la Lama (Dépression médiane)

Cette dépression, due à l'érosion, est formée par une bande orientée Ouest, Sud-ouest / Est, Nord-Est. Sa largeur maximum est de l'ordre de 25 Km. C'est une zone assez basse où les altitudes restent généralement comprises entre 20 et 60 m.

Le sol de cette zone est un sol argileux qui reste détrempé et boueux.

5.2.3 Les cours d'eau

Les cours d'eau qui traversent le bassin sont tous d'importance plus ou moins égale. On distingue l'Ouémé, le Zou, le Mono, le Couffo. Certains de ces cours d'eau donnent naissance à d'importants lacs et lagunes tels que : le lac H'lan, le lac Nokoué, le lac Ahémé, la lagune de Porto-Novo et la lagune de Grand - Popo. Ces cours d'eau charrient d'importants bancs de sable qui pendant la saison sèche rendent le passage difficile à de nombreux endroits.

5.2.4 La zone du littoral :

Elle forme une bande continue dont la largeur croît régulièrement d'Ouest en Est. Un cordon littoral sableux, alimenté en sable par des courants marins venant de l'Ouest, marque le contact de cette région avec la mer et isole derrière lui un système de lagunes.

Cette zone, est parfois formée de lagune limitée au Sud par un seul cordon littoral. Mais souvent deux ou trois cordons sableux parallèles limitent plusieurs lagunes ou zones marécageuses.

C'est ainsi qu'on a :

- Un premier type, qui comporte des lagunes parallèles à la cote, en arrière du cordon littoral, et forme une bande continue depuis Lomé jusqu'à la région de Cotonou.
- Un deuxième type comprend les lagunes situées plus en arrière qui, pénètrent assez profondément à l'intérieur des terres. Ainsi certaines d'entre elles prennent de l'importance. Il s'agit de la lagune de Porto-Novo, le lac Ahémé et le lac Nokoué.

B. METODOLOGIE

I. RECHERCHES ET ANALYSE

- une recherche documentaire sur : les travaux de recherches et les ouvrages ayant traités du sujet, les carrières de sable ;
- les investigations sur le terrain afin de collecter les données complémentaires et vérifier les informations trouvées sur la documentation, relatives aux résultats de terrain ;
- l'analyse des informations reçues et trouvées dans les travaux de recherche documentaire et de terrain ;
- l'étude technique des variantes de formulation, la proposition et l'étude des options économiques
- l'étude du système de mise en œuvre des bétons de sables et l'exploitation.

1. RECHERCHE DOCUMENTAIRE

Cette phase avait pour but, la collecte des informations et la recherche de la documentation nécessaire pouvant orienter l'étude.

Cette recherche nous a conduit à certains centres de documentation :

- Au centre de documentation et d'information du 2iE ;
- Au niveau de certaines bibliothèques de la ville (Cotonou) ;
- Au niveau de la bibliothèque de l'EPAC ;
- Au CNERTP ;
- Au niveau des Agences d'Exécutions et Bureaux d'Etudes

Cependant certains documents ont fait l'objet de lecture pour compléter nos idées et mieux réaliser le travail qui nous incombe.

2. INVESTIGATION DE TERRAIN

Le travail de terrain a consisté à une visite des carrières de sable et à la collecte des données permettant de valider les données existantes. Ces travaux de terrain se sont effectués à Cotonou et certaines localités environnantes. Les travaux de laboratoires ont consisté à effectuer des essais et à recenser certains résultats existants déjà sur les matériaux et le béton.

3. ANALYSE

L'analyse porte sur la fiabilité des données obtenues afin de définir des hypothèses de travail par rapport à l'objectif de l'étude. Cette analyse permet de faire l'état des lieux pour mieux adapter la formulation du béton de sable aux conditions de son utilisation dans le revêtement des chaussées urbaines. Ainsi elle porte sur la résistance de l'ouvrage et le coût d'exploitation.

II. *ETUDES ET FORMULATIONS*

1. LE BETON DE SABLE

1.1. **Historique du béton de sable**

Il y a environ un siècle et demi avant que n'apparaissent les moyens de transports motorisés et ne se développe le réseau de voies de communications, on construisait avec des matériaux trouvés sur place ou à proximité. Il s'agit principalement de pierres, de bois, de briques d'argile.

En effet il était inconvenable de transporter sur des charrettes à traction animale et sur des dizaines et des centaines de kilomètres des matériaux d'origine lointaine.

Dans le but de lier entre eux ces éléments de construction, on préparait des mélanges de sable, de chaux et d'eau. Progressivement, pour diversifier l'usage, on incorpora à ces mélanges de pose (mortier), de la brique, de la tuile cassée puis du gravier. Les premiers bétons étaient nés. En 1853, dans la perspective de réaliser des constructions monolithiques, l'Ingénieur français François COIGNET mis au point le béton aggloméré destinier à être moulé et pilonné en place.

Il s'agissait en effet, d'un mélange sans cailloux, de sable, de cendre, de scories, de charbons brulés, de terres argileuses cuites et pilées, de chaux hydraulique naturelle et d'eau en faible quantité. Il construisit ainsi en béton aggloméré banché une vaste maison encore visible au N°72 de la rue Charles Michel à Saint Denis au nord de Paris.

En 1918, Nicolas de ROCHEFORT réalise une expérience très originale à Saint Petersburg. Son expérience consistait à broyer ensemble sable et clinker à part égale puis à mélanger ce produit à du sable dans le rapport d'un (1) produit broyé à trois (3) sables.

L'union Soviétique riche en sable mais pauvre en gravillons, ne cessa, depuis 1941 de faire du béton composé de sable et d'un ou deux liants (ciment et chaux).

Les réalisations sont légions. Citons entre autres :

- Les pistes d'aérodromes militaires de Pevek et Arkhangelsk

- Routes et autoroutes (Serpoukhov-Toula)
- Toitures à plis et éléments divers préfabriqués dans la ville de Nadym en Sibérie.
- Tunelles et Metro
- Tamponnage de puits de pétrole épuisé ;
- Etc..

En France, en raison de l'abondance de gros granulats, permettant d'obtenir plus facilement des résistances élevées, les bétons de sable ne connurent pas un réel développement jusqu'à la décennie 1970-1980. Cependant il convient en outre, de noter que les sables tant alluvionnaires que provenant de concassage des roches massives sont excédentaires et qu'il y a déficit en gravillon. Aussi le secteur du bâtiment principal consommateur de béton est donc le plus gros consommateur de granulats de gros calibre.

Au même moment, conscient que les extractions de granulats des lits des fleuves et des rivières compromettent l'équilibre écologique avec des conséquences irréversibles, les pouvoirs publics mettent progressivement en place une politique de réduction des autorisations d'exploitation de ces sites. C'est alors que s'ouvre la réflexion sur la formulation de nouveaux bétons qui utiliseraient une ressource abondante et peu exploitée (le sable) et présenteraient en raison des expériences au laboratoire des caractéristiques comparables à celles des bétons traditionnels.

Ces premières applications sont réalisées avec succès dès le début des années 80 sur l'initiative du laboratoire régional des ponts et chaussées de Bordeaux. Ces expériences trouvent un écho auprès d'universitaires, de spécialistes de bétons et de laboratoires qui s'intéressent sérieusement au sujet.

C'est alors que le béton de sable connut son renouveau en France à travers le projet national baptisé (SABLOCRETE) créé en septembre 1988 sur l'initiative de Henri BILLHOUE Ingénieur des ponts et chaussés, inspecteur général des bases aériennes, avec les fédérations nationales du bâtiment et des travaux publics et le comité professionnel de la prévention et du contrôle technique.

Ainsi dans l'optique de contribuer à la promotion de l'usage courant des bétons de sable, il est important d'enrichir nos connaissances sur le matériau, son comportement et ses modes de mise en œuvres.

1.2. Définition du béton de sable

Le béton est un mélange de : granulats inertes, de liants hydrauliques et d'eau qui, après sa

mise en œuvre, durcit dans l'eau ou dans l'air, grâce au liant qu'il contient.

A part les bétons classiques dont les densités sont comprises entre 2 et 2,6 t/m³, il existe d'autres, spéciaux dont :

- Les bétons caverneux ;
- Les bétons de granulats légers ;
- Les bétons cellulaires ;
- Les bétons de sables.

Le béton de sable est un béton fin constitué par un mélange de sable, de ciment, d'addition et d'eau. Outre ces composants de base, le béton de sable comporte habituellement un ou plusieurs adjuvants.

Cependant le béton de sable se distingue d'un béton traditionnel par un fort dosage en sable, l'absence ou le faible dosage en gravillons, et l'incorporation d'additions.

Il se distingue également du mortier par sa composition. Le mortier est en général fortement dosé en ciment et ne comporte pas systématiquement d'addition. Mieux les bétons de sables sont essentiellement destinés aux usages du béton traditionnel.

2. COMPOSITION DU BETON DE SABLE

Les constituants entrant dans la composition du béton de sable sont ceux du béton, produit normalisé : il s'agit des granulats, des fines d'ajout (ou additions), les ciments, l'eau, et les adjuvants éventuellement.

2.1. Les sables

Les granulats utilisés dans les bétons de sable sont des granulats de classe O/D (D ≤ 5mm). Ce sont donc, conformément aux normes NFP18-540 et NFP18-541, des sables.

Il peut s'agir soit d'un sable naturel alluvionnaire, soit d'un sable de carrière issu de concassage d'une roche massive ou détritique.

Aucun critère granulométrique n'est à priori exigible pour réaliser un béton de sable. On peut de ce fait aussi bien utiliser un sable fin, qu'un sable alluvionnaire moyen ou grossier, ou un O/D de concassage.

2.2. Les fines d'ajout (ou additions)

Une qualité essentielle du béton de façon générale est sa compacité qui est influencée

par les paramètres suivants :

- La granulométrie du mélange et sa teneur en eau,
- L'énergie de mise en œuvre.

L'optimisation de cette compacité voudrait que les éléments les plus fins remplissent les vides des éléments les plus gros. Le sable étant un matériau très poreux, il contient de nombreux vides. Pour les bétons de sable, une partie de ces vides est comblée par du filler (calcaire surtout) quitte à assurer la rigidité du mélange par un complément en ciment, conformément aux dosages habituellement employés pour les bétons traditionnels.

Les dosages en fines d'addition sont souvent importants (70 à 220 kg/m³). Par conséquent leurs caractères influenceront beaucoup les caractéristiques des bétons.

2.3. Les ciments

Les ciments utilisés pour la confection des bétons de sable restent les mêmes que ceux utilisés pour les bétons traditionnels. Dans le cas de notre étude, il s'agira du ciment CPA de la CIMBENIN ou de la SCB Lafarge.

Le choix du ciment se fera à partir de sa classe de résistance, de ses caractéristiques d'hydratation, de l'agressivité du milieu, de l'usage auquel on le destine.

2.4. L'eau

Les eaux utilisées pour la confection des bétons de sable demeurent les mêmes que celles employées dans les bétons classiques. Il s'agit ici, des eaux de la Société Nationale des Eaux du Bénin (SONEB). Cependant l'eau efficace comprendra, en plus de l'eau de gâchage une quantité non négligeable, apportée par les sables.

2.5. Les adjuvants

Les adjuvants utilisés dans les bétons de sable restent les mêmes que ceux utilisés dans les bétons classiques afin d'en exploiter les mêmes propriétés.

Mais dans le cas des bétons de sable, on privilégie beaucoup plus l'usage de plastifiants ou de super plastifiants. Les adjuvants employés dans les bétons de sable respectent en général la norme NFP18-103.

2.6. Autres ajouts

2.6.1 LES FIBRES

Elles sont surtout utilisées dans le but de réduire le retrait au premier âge. Le dosage et la nature sont des paramètres très importants pour assurer l'efficacité de cet ajout.

On utilise dans la plupart des cas, des fibres organiques (polypropylène) pour contrecarrer les effets du retrait de prise et éviter la fissuration qui en résulte.

Si l'on veut améliorer la ductilité, on pourra utiliser des fibres d'acier ou des fibres de fonte amorphe.

2.6.2 LES GRAVILLONS

Le béton de sable peut contenir un certain pourcentage de gravillons et conserver sa domination. En effet, tant que les gravillons sont dispersés dans le sable et ne constitue pas un squelette structuré, le comportement reste le même ; l'ajout de gravillons en faible dosage peut améliorer sensiblement, certaines caractéristiques (fluage, retrait, résistance, maniabilité). D'une façon pratique, on pourra considérer qu'on a affaire à un béton de sable tant que le rapport massique G/S (Gravillons sur Sables) reste inférieur à 0,70.

3. ETUDES DES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES GRANULATS

Pour connaître les caractéristiques physiques et mécaniques des granulats à employer dans le cadre de notre étude, quelques essais ont été réalisés sur les sables continentaux fluviaux. Il s'agit de :

- L'analyse granulométrique sur le sable
- Le poids spécifique des grains solides
- La densité apparente
- L'équivalent de sable

3.1. Les sables continentaux fluviaux

Dans le cadre des recherches sur les sables continentaux fluviaux en vue de leur utilisation dans les travaux de construction, le Centre national d'Essais et de Recherches des Travaux publics (CNERTP) a procédé à des essais de laboratoire sur dix huit échantillons de sable prélevés et mis à notre disposition dans le cadre de notre étude sur le béton de sable.

Il s'agit des échantillons ci-après :

Zone Aganmadin-Louloume: **SO₄** et **SO₅₀**

Zone Akassato - So Ava - Agassa

Godomey: **SO₆** et **SO₁₈**

Zone Godomey - Comey - Gbodjè: **SO₁₀**

Rivière Sô: **SO₂₃**

Lac Nokoué: **SO₄₀** et **SO₄₃**

Lagune de Porto-Novo: **SO₃₂**

Fleuve Ouémé: **SO₁₉**



Illustration B-1 :Echantillon de sable lagunaire

Secteur Ouéga-Tokpa/Houédakomey: **PRO** et **L₁₅₀ E P₃ N**

Secteur Savi/Assogbénu-Daho : **L₁₀₀ W P₁₀ N** et **L₂₀₀ W P₈ N**

Secteur Tori-Gbovié/Ahossoutodo : **L₃₀₀ E P₄ S** et **L₆₀₀ E P₈ S**

Secteur Dèkougbé : **Sd** et **PRd**

3.2. ANALYSE GRANULOMETRIQUE

L'analyse granulométrique permet de déterminer et d'observer les différents diamètres de grains qui constituent un granulat. Pour cela l'analyse consiste à séparer et classer à l'aide de tamis ces grains selon leur diamètre. Les grains ainsi isolés peuvent être pesés pour déterminer la proportion de chacun dans le granulat. La représentation graphique de l'analyse permet d'observer et d'exploiter ces informations très



Illustration B-2 :Les tamis au laboratoire

simplement. Les manipulations et les conditions de manipulation sont décrites par la norme **NF P 18-560**. Elle concerne les granulats d'un diamètre supérieur à 100 micromètres (0.001mm).

L'analyse granulométrique permet d'apprécier la classe des granulats utilisés pour la confection des bétons.

Le **refus** désigne la partie des grains retenue dans un tamis. Le **refus cumulé**

représente tous les grains bloqués jusqu'au tamis considéré (les grains du tamis considéré plus les grains bloqués dans les tamis de mailles supérieures).

Le **tamisat** ou **passant** désigne la partie qui traverse le tamis.

3.2.1 But

Cette opération a pour but de déterminer la distribution en poids des granulats suivant leurs dimensions afin de tracer la courbe granulométrique afférente. Elle doit permettre de séparer les grains, d'un granulats et de les classer par diamètre. Le diamètre des mailles des tamis définit ces classes.

3.2.2 Principe

Il consiste à faire passer au travers d'une série de tamis d'ouvertures normalisées une certaine quantité de matériau.

Pour les sables, on utilise les tamis d'ouvertures suivantes 5 - 2,5 - 1,25 - 0,63 - 0,315 - 0,16 - 0,08 (mm) conformément à la norme Afnor (NFP 18-304).

On recueille les tamisats sur les tamis successifs et on pèse au fur et à mesure les refus obtenus.

Le tracé de la courbe est obtenu en portant en ordonnée les pourcentages cumulés des tamisats ou refus et en ordonnée l'ouverture des tamis.

On déduit le module de finesse (M_f) du granulats qui égal au 1/100 de la somme des refus, exprimé en pourcentages des tamis suivants : 5- 2,5 - 1,25 - 0,63 - 0,315- 0,16.

En désignant par D_i , le pourcentage des refus des tamis "i" on a :

$$M_f = \frac{1}{100} (D_5 + D_{2,5} + D_{1,25} + D_{0,63} + D_{0,315} + D_{0,16})$$

3.3. Densité apparente

La densité apparente est l'un des paramètres les plus importants dans les études portant sur la structure du sol. Elle est, en effet, liée à la nature et à l'organisation des constituants du sol (CHAUVEL, 1977). Elle permet, en outre, de calculer la porosité et d'apprécier ainsi indirectement la perméabilité, la résistance à la pénétration et la réserve en eau du sol (HENIN, MONNIER et GRAS, 1969).

3.3.1 But

Il a pour but de mesurer les masses ou poids volumiques apparents des sols (humide g ; sec gd) en place, ou encore après tassement ou compactage d'un remblai.

3.3.2 Principe

Schématiquement, on mesure d'abord in situ le volume total V occupé par un échantillon de sol au moyen d'un densitomètre à membrane. Puis, dans un deuxième temps, en laboratoire, on détermine pour l'échantillon remanié son poids humide et sec.

Le densitomètre à membrane c'est un cylindre dans lequel coulisse un piston poussant de l'eau ; à sa base on adapte une membrane en caoutchouc déformable ; en actionnant le piston on pousse l'eau qui elle-même pousse la membrane, de sorte que la membrane épouse de manière précise le volume disponible (en l'occurrence le volume qui était occupé par l'échantillon de terre remanié). Une graduation à vernier le long du piston permet de mesurer avec précision les variations de volume ($V = V2 - V1$).



3.4. Equivalent de sable

C'est un essai de propreté des sables. Il est dit <<Equivalent de sable>> (E.S).

Illustration B-3: Préparation de l'essai d'équivalent de sable

3.4.1 But

L'essai consiste à séparer les particules fines contenues dans le sol des éléments sableux plus grossiers. L'essai au bleu de méthylène C'est aussi un essai de propreté qui est complémentaire de l'équivalent de sable. On va mettre en évidence l'activité de la fraction argileuse et pour cela on va fixer sur les grains d'argile des molécules de bleu.

L'indice d'impureté permet d'apprécier si le sable dont on dispose est bon ou pas pour la confection du béton. Il est réalisé au moyen de l'échelle du tableau N°B.1.

Tableau B-1 : ECHELLE D'APPRECIATION D'EQUIVALENT DE SABLE

| ES à VUE | ES PISTON | NATURE ET QUALITE DU SABLE |
|------------|-----------|---|
| ES<65 | ES<60 | Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement à rejeter pour les bétons de qualité. |
| 65≤ES<75 | 60≤ES<70 | Sable légèrement argileux, de propreté admissible pour béton de qualité courante quand on ne craint pas particulièrement le retrait. |
| 75≤ ES <85 | 70≤ES<80 | Sable propre à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité (Valeur optimale ES piston = 75 ; ES à Vue = 80). |

3.4.2 Principe

On lave l'échantillon selon un processus normalisé puis on le laisse reposer. Par décantation des particules, on va voir se former des couches, alors on pourra mesurer h_1 et h_2 . L'essai au bleu de méthylène. On injecte des doses données de bleu. Puis on fait un test à la tâche, c'est à dire que l'on prélève une dose de liquide que l'on applique sur un papier absorbant. Cela va donner lieu l'apparition d'une tâche. Un test positif correspond à la saturation de l'échantillon. Cela se repère lorsque l'auréole translucide entourant la tâche se colore de bleu.

Il faut comparer les résultats pour caractériser un sol.

Un sable à béton présentant une forte quantité d'argile est un mauvais sable car il va présenter des risques de mauvaise adhérence, de gonflement et de plasticité.

Un remblai présentant une forte quantité d'argile fera un mauvais remblai car celui-ci deviendra trop sensible aux variations climatiques (sensibilité à l'eau), donc présentera des risques de tassements et de plasticité.

Si on mesure la hauteur h_1 de sable propre plus des éléments fins, et la hauteur h_2 (respectivement h'_2) de sable propre à vue (respectivement au piston).

$$ESV = 100 * \frac{h_2}{h_1} \quad ES = 100 * \frac{h'_2}{h_1}$$

Si n est le volume (ml) de solution de bleu utilisée jusqu'à obtention du test positif, et M la masse sèche de la prise d'essai (g) :

$$V_{bs} = \frac{n}{M}$$

Un ES < 65 ou un ESV < 60 correspond à un sable présentant une proportion de fines qui peut devenir un risque lors de la confection d'un béton.

VBS = 0,2 apparition d'une légère sensibilité à l'eau

VBS = 1,5 seuil distinguant la limite entre un sable limoneux et un sable argileux.

VBS = 6 sol argileux

3.5. Résultats d'essais

Les essais ci-dessus indiqués sont réalisés sur les échantillons de sable.

Les résultats des divers essais et les observations y afférentes sont reportés dans les tableaux ci-après :

Tableau B-2 : RESULTATS D'ESSAIS DES SITES DE CARACTERISTIQUE SO₄, SO₅₀, SO₆ et SO₁₈

| CARACTERISTIQUES | | Zone Aganmadin-Louloume | | Zone Akassato - So Ava – Agassa Godomey | |
|--|-------------|-------------------------|------------------|---|------------------|
| | | SO ₄ | SO ₅₀ | SO ₆ | SO ₁₈ |
| ANALYSE GRANULO- METRIQUE | Ømax (mm) | 1,25 | 2,5 | 5 | 2,5 |
| | %≤12,50(mm) | - | - | - | - |
| | %≤10 (mm) | - | - | - | - |
| | %≤8 (mm) | - | - | - | - |
| | %≤5 (mm) | - | - | 97 | - |
| | %≤2,5 (mm) | - | 98 | 95,5 | 97 |
| | %≤1,25 (mm) | 91 | 90 | 93 | 94 |
| | %≤0,63 (mm) | 52,5 | 44,5 | 81 | 76 |
| | %≤0,315(mm) | 5,5 | 3,5 | 37 | 24 |
| | %≤0,160(mm) | 2,5 | 1 | 8 | 1 |
| %≤0,080(mm) | 0 | 0 | 1 | 0 | |
| DENSITE APPARENTE en KN/m ³ | | 14,5 | 14,5 | 15,5 | 14,0 |
| POIDS SPECIFIQUE en KN/m ³ | | 26,2 | 26,1 | 26,5 | 26,2 |
| EQUIVALENT DE SABLE % | | 48 | 91 | 76 | 66 |

Tableau B-3 : RESULTATS D'ESSAIS DES SITES DE CARACTERISTIQUE SO₁₀, SO₁₉, SO₂₃, SO₃₂, SO₄₀ et SO₄₃

| | | Zone Godomey – Comey – Gbodjè | Fleuve Ouémé | Rivière Sô | Lagune de Porto- Novo | Lac Nokoué | |
|---|-------------|--|------------------|------------------|--------------------------------|------------------|------------------|
| CARACTERISTIQUES | | SO ₁₀ | SO ₁₉ | SO ₂₃ | SO ₃₂ | SO ₄₀ | SO ₄₃ |
| ANALYSE GRANULO- METRIQUE | Ømax (mm) | 1,25 | 2,5 | 2,5 | 12,5 | 12,5 | 12,5 |
| | %≤12,50(mm) | - | - | - | 96 | 94 | 96 |
| | %≤10 (mm) | - | - | - | 92 | 90,5 | 92 |
| | %≤8 (mm) | - | - | - | 89 | 89,5 | 90 |
| | %≤5 (mm) | - | - | - | 84 | 87,5 | 89 |
| | %≤2,5 (mm) | - | 97 | 97 | 79 | 86,5 | 87 |
| | %≤1,25 (mm) | 93 | 86 | 80 | 62 | 84,5 | 84 |
| | %≤0,63 (mm) | 78 | 50 | 45 | 36 | 76,5 | 75,5 |
| | %≤0,315(mm) | 36 | 10 | 5 | 10,5 | 36,5 | 34 |
| | %≤0,160(mm) | 8 | 0,5 | 0,5 | 1,5 | 3,5 | 3,5 |
| %≤0,080(mm) | 5 | 0 | 0 | 0,5 | 0 | 0,5 | |
| DENSITE APPARENTE en KN/m ³ | | 15,5 | 14,75 | 15,0 | 14,25 | 16,4 | 14,5 |
| POIDS SPECIFIQUE en KN/m ³ | | 26,5 | 26,2 | 26,4 | 26,1 | 26,5 | 26,1 |
| EQUIVALENT DE SABLE % | | 75 | 91 | 94 | 64 | 78 | 91 |

Tableau B-4 : RESULTATS D'ESSAIS DES SITES DE CARACTERISTIQUE L₁₀₀ W P₁₀N, L₂₀₀ W P₈ N, PRO, L₁₅₀ E P₃ N

| CARACTERISTIQUES | | Savi/Assogbénu-Daho | | Ouéga-Tokpa | |
|--|-------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------|-------------------------------------|
| | | L ₁₀₀ W P ₁₀ N | L ₂₀₀ W P ₈ N | PRO | L ₁₅₀ E P ₃ N |
| ANALYSE GRANULO-METRIQUE | Ømax (mm) | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| | %≤8 (mm) | - | - | - | - |
| | %≤5 (mm) | - | - | - | - |
| | %≤2,5 (mm) | 96,5 | 98,5 | 94,5 | 96 |
| | %≤1,25 (mm) | 86 | 93 | 82 | 88,5 |
| | %≤0,63 (mm) | 57,5 | 74,5 | 65,5 | 60 |
| | %≤0,315(mm) | 20,0 | 30 | 34,5 | 18 |
| | %≤0,160(mm) | 3 | 8 | 8,5 | 3,5 |
| | %≤0,080(mm) | 0 | 1 | 1,5 | 0,5 |
| DENSITE APPARENTE en KN/m ³ | | 14,0 | 14,5 | 15,45 | 13,9 |
| POIDS SPECIFIQUE en KN/m ³ | | 26,4 | 26,2 | 26,2 | 26,3 |
| EQUIVALENT DE SABLE % | | 19,5 | 22 | 42 | 24,2 |

Tableau B-5 : RESULTATS D'ESSAIS DES SITES DE CARACTERISTIQUE L₃₀₀ E P₄ S, L₆₀₀ E P₈ S, Sd, PRd

| CARACTERISTIQUES | | Tori-Gbovié/Ahossoutodo | | Dèkounbé | |
|--|-------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------|-------|
| | | L ₃₀₀ E P ₄ S | L ₆₀₀ E P ₈ S | Sd | PRd |
| ANALYSE GRANULO-METRIQUE | Ømax (mm) | 8 | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| | %≤8 (mm) | 96 | - | - | - |
| | %≤5 (mm) | 92,5 | - | - | - |
| | %≤2,5 (mm) | 86,5 | 97,5 | 96 | 97 |
| | %≤1,25 (mm) | 74 | 93,5 | 88,5 | 93 |
| | %≤0,63 (mm) | 52 | 73,5 | 60 | 82 |
| | %≤0,315(mm) | 20,5 | 28,5 | 24 | 30 |
| | %≤0,160(mm) | 3 | 3 | 1,5 | 4 |
| | %≤0,080(mm) | 0 | 0 | 0,5 | 0,5 |
| DENSITE APPARENTE en KN/m ³ | | 14,5 | 14,5 | 15,7 | 15,65 |
| POIDS SPECIFIQUE en KN/m ³ | | 26,2 | 26,4 | 26,5 | 26,4 |
| EQUIVALENT DE SABLE % | | 20 | 32 | 97 | 94 |

3.6. Commentaire et interprétations des résultats

L'analyse des valeurs de module de finesse des échantillons ont permis de mieux apprécier les sables et de dégager les observations relatives à leur utilisation telle que consigner dans le tableau N°B-6 ci-après :

Tableau B-6 : RECAPITULATIF ET OBSERVATIONS

| N° d'ordre | Référence échantillons | Valeurs du Module de finesse M_f (%) | Equivalent de Sable ES (%) | Observations |
|------------|--------------------------------------|--|----------------------------|--------------------------------------|
| 1 | SO ₄ | 2,48 | 48 | Mauvais sable pour le béton de sable |
| 2 | SO ₅₀ | 2,63 | 91 | Bon sable pour le béton de sable |
| 3 | SO ₆ | 1,88 | 76 | Bon sable pour le béton de sable |
| 4 | SO ₁₈ | 2,08 | 66 | Mauvais sable pour le béton de sable |
| 5 | SO ₁₀ | 1,85 | 75 | Bon sable pour le béton de sable |
| 6 | SO ₂₃ | 1,73 | 94 | Bon sable pour le béton de sable |
| 7 | SO ₄₀ | 3,36 | 78 | Bon sable pour le béton de sable |
| 8 | SO ₄₃ | 2,49 | 85 | Bon sable pour le béton de sable |
| 9 | SO ₃₂ | 3,50 | 64 | Mauvais sable pour le béton de sable |
| 10 | SO ₁₉ | 2,56 | 91 | Bon sable pour le béton de sable |
| 11 | PRO | 2,15 | 42 | Mauvais sable pour le béton de sable |
| 12 | L ₁₅₀ E P ₃ N | 2,34 | 24 | Mauvais sable pour le béton de sable |
| 13 | L ₁₀₀ W P ₁₀ N | 2,37 | 19 | Mauvais sable pour le béton de sable |
| 14 | L ₂₀₀ W P ₈ N | 1,96 | 22 | Mauvais sable pour le béton de sable |
| 15 | L ₃₀₀ E P ₄ S | 2,76 | 20 | Mauvais sable pour le béton de sable |
| 16 | L ₆₀₀ E P ₈ S | 2,04 | 32 | Mauvais sable pour le béton de sable |
| 17 | Sd | 1,89 | 97 | Bon sable pour le béton de sable |
| 18 | PRd | 1,86 | 94 | Bon sable pour le béton de sable |

3.7. Synthèse

Eu égard aux observations du tableau N°B.6, la plupart des échantillons de sables sont de très bonnes qualités et peuvent être valablement utilisés pour la formulation du béton de sable.

Il s'agit en effet de ceux dont les valeurs de l'Equivalent de Sable ES varient entre 66% et 97% et celles de Module de finesse M_f comprises entre 1,73 et 3,5.

4. FORMULATION DU BETON DE SABLE :

4.1. But

La formulation du béton de sable consiste à définir un mélange optimal des différents constituants permettant de satisfaire à un cahier des charges, répondant à des critères tant techniques qu'économiques, à partir des matériaux donnés afin de réaliser un béton dont les qualités soient celles recherchées pour la construction d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage.

De ce fait, les bétons de revêtement de chaussées doivent être en conformité avec les caractéristiques exigibles ; c'est-à-dire qu'ils doivent présenter une bonne résistance en compression, une bonne résistance à la traction et une bonne résistance à l'usure. Pour cela, le béton doit être le plus compact possible, moins poreux et, ceci à travers une optimisation adéquate du squelette granulaire.

Le matériau que nous nous proposons de fabriquer est un matériau composite à base du ciment CPA comme liant, du sable marin comme agrégat et de l'eau. Il est à préciser ici, que dans le cadre du présent mémoire, nous nous proposons de ne pas utiliser de fines d'additions. Dans quelle condition doit-on mélanger les différents matériaux pour répondre aux critères suscités ?

Le mélange obtenu est semblable au béton. De ce fait, il s'agira de trouver les proportions dans lesquelles il faudra mélanger ces divers matériaux pour obtenir le béton de sable qui puisse satisfaire les conditions énumérées plus haut.

4.2. Méthodes de formulation

Plusieurs méthodes de formulation du béton conventionnel sont proposées pour la détermination des volumes optimaux des différentes classes granulaires qui permettent d'obtenir la compacité maximum. On peut citer la méthode de Caquot, la méthode de Bolomey, la méthode d'Abrams, la méthode de Faury, la méthode de Joisel, la méthode de

Valette, la méthode de Dreux -Gorisse qui est une synthèse des autres méthodes.

Il existe deux approches de formulation à savoir :

- Une approche théorique
- Une approche expérimentale

Mais, les performances d'un béton de sable étant extrêmement dépendantes de la qualité de la formulation, du respect de cette formulation, certains usages nécessitent des formules minutieuses ou complexes mises au point après une étude de formulation bien affûtée.

Nous nous proposons d'exposer au cours de cette étude les deux approches de formulation du béton de sable, tout en adoptant la méthode ayant l'avantage de l'usage courant.

4.2.1 L'approche théorique

Elle vise à atteindre l'optimum de compacité du béton et à estimer ses potentielles performances. Ceci suppose un choix judicieux des différents composants du béton. L'avantage de cette méthode demeure dans la limitation du nombre de gâchées à réaliser en laboratoire.

La procédure s'articule autour des quatre axes qui suivent :

- **Estimation du dosage en fines ;**
- **Estimation du dosage en eau ;**
- **Estimation du dosage en ciment ;**
- **Estimation du dosage en Sable.**

a. Estimation du dosage en fines

Les fines sont constituées du ciment, de la fine d'addition et de la fraction de sable inférieure à 80 µm.

Le dosage en fines est estimé par la relation suivante:

$$[fines] = 0,38(0,08/D)^{0,2} \times 1000 \quad (l/m^3)$$

Cette expression découle de la formule de Caquot qui, établit une relation entre le volume des vides V d'un mélange granulaire et son étendue granulaire (d/D) donnée par la relation suivante :

$$V = V_0(d/D)^{0,2}$$

(V0 variant entre 0,7 et 0,8)

Il est supposé dans la formule de [fines] ci-dessus, que V_0 égal à 0,75 et que les fines et l'eau se partagent équitablement les vides du mélange granulaire.

b. Estimation du dosage en eau

Dans la formulation du béton, le dosage en eau joue un rôle déterminant sur la qualité du béton. Il est donc fondamental de bien estimer la quantité d'eau nécessaire permettant d'atteindre l'optimum de compacité du béton. Pour ce faire, on, détermine le dosage en eau par les expressions ci-dessous :

$$(E + V)_{\min} = 0,8(d / D)^{0,2} \times 1000 \quad , \quad d = 0,25 \quad (l/m^3)$$

$$[V] = K[E] \quad , \quad 0,2 \leq K \leq 0,25$$

Ces formules sont élaborées en considérant que, tout squelette granulaire présente toujours une certaine porosité. Cette porosité se décompose en la somme d'un volume d'eau (E) et d'un volume d'air piégé (V).

c. Estimation du dosage en ciment

Le dosage en ciment est obtenu après avoir partitionné les fines en le ciment et en fines d'addition de façon à optimiser la résistance du béton suivant les relations :

$$[Ciment] + [Addition] = [Fines]$$

$$\frac{Masse(Addition)}{Masse(Ciment)} = \text{Optimum}^{\circ} d'activité$$

(Dans le cas d'utilisation de fillers calcaires, on prend comme optimum d'activité 0,8).

d. Estimation du dosage en Sable

Le dosage en sable est obtenu par déduction de un (01) mètre cube de la somme des dosages des constituants fines, eau, vides.

On a :

$$[Sable] = 1000 - ([fines] + [Eau] + [Vides]) \quad (l/m^3)$$

Ainsi, le dosage des différents composants une fois connu, il est possible d'envisager la résistance en compression à 28 jours (σ_c) du béton.

Cette résistance est donnée par la formule suivante de Féret:

$$\sigma_c = \frac{K_f \times R_c}{\left[1 + \frac{3,1(E+V)}{C(1+k_1+k_2)} \right]^2}$$

σ_c : Résistance en compression à 28 jours (MPa) ;

K_f : Coefficient granulaire variant entre 4,5 et 5 ;

R_c : Classe vraie du ciment (MPa) ;

C : Dosage en ciment (kg/m³) ;

E : Dosage en eau (l/ m³) ;

V : Volume d'air piégé (l/ m³) ;

k_1 : Coefficient pouzzolanique inférieur ou égale à 0,5 ;

k_2 : Coefficient d'activité du filler calcaire inférieur ou égale à 0,2.

4.2.2 Approche expérimentale

Elle vise aussi la formulation d'un béton de sable qui soit le plus compact possible en accord avec les autres caractéristiques recherchées. Suivant le projet SABLOCRETE, c'est une approche itérative basée sur la réalisation de gâchées successives. Cette méthode est une adaptation de la méthode dite BARON-LESAGE.

Mais, compte tenu de la particularité du béton que nous souhaitons confectionner, nous nous proposons de réaliser ce béton à partir du concept général de formulation des bétons.

La démarche est la suivante :

 **Choix de la teneur en ciment (C) ;**

 **Estimation de la compacité de la pâte (c);**

- Estimation du dosage en eau (E);
- Estimation du dosage en Sable ;
- Réglage de l'ouvrabilité.

a. Choix de la teneur en ciment (C) ;

Le choix de la teneur en liant (C), qui donne le dosage minimum en ciment est fonction d'une part, de l'environnement dans lequel l'ouvrage est appelé à être exposé et, d'autre part de la courbe granulaire et plus particulièrement du granulats de plus gros diamètre (D).

Ainsi lorsque l'ouvrage est exposé à un milieu sans agressivité particulière, on détermine le dosage en ciment par l'expression :

$$C \geq \frac{550}{5\sqrt{D}} ;$$

Lorsque l'ouvrage est exposé à un milieu agressif il est exprimé par la relation :

$$C \geq \frac{700}{5\sqrt{D}} .$$

Dans le cas de notre étude, nous utiliserons la deuxième relation du fait de l'environnement dans lequel les ouvrages seront exposés.

b. Estimation de la compacité de la pâte (c);

Pour réaliser un béton le plus compact possible, il faudra minimiser les volumes d'eau et de vides incorporés dans la pâte de ciment. Mais, toutes choses étant égales par ailleurs, on s'aperçoit que, plus il y a de pâte dans le mélange, moins il y a d'eau pour mouiller les grains. De ce fait, la porosité se trouve être améliorée et par conséquent il y a augmentation de la compacité. Alors la compacité, fonction de l'ouvrabilité, qui permet d'atteindre des résistances acceptables s'exprime par la relation suivante :

$$C = \frac{V_c}{V_c + V_e + V_v}$$

Avec $(V_e + V_v)_{\min}$ obtenu à partir de l'approche théorique.

c. Estimation du dosage en eau (E);

L'eau jouant un rôle dans l'appréciation de la qualité du béton, il est souvent recommandé de produire, un béton ayant la stricte quantité d'eau correspondant à la porosité minimale pour des raisons de compacité et d'ouvrabilité. Ce dosage en eau (E), fonction de la compacité et de l'ouvrabilité du béton est déterminé par les relations suivantes:

$$\frac{E'}{C} = \frac{\rho_e}{\rho_c} \times \frac{1-c}{c}$$

$$E' = E + \rho_e V_v \quad (l/m^3)$$

c : Compacité de la pâte,

C : Dosage en ciment,

E' : Dosage fictif en eau qui prend en compte le volume d'air occlus,

E : Dosage en eau efficace (avec $E \leq E'$),

V_v : Volume des vides obtenu à partir de l'approche théorique,

ρ_c : Masse volumique du ciment,

ρ_e : Masse volumique de l'eau.

d. Estimation du dosage en sable ;

Le dosage en sable est estimé par déduction de un (01) mètre cube du volume de pâte. On a:

$$V_{p\grave{a}te} = (V_{ciment} + V_{eau} + V_{vides}) \quad (l/m^3)$$

$$V_{sable} = 100 - V_{p\grave{a}te} \quad (l/m^3)$$

e. Réglage de l'ouvrabilité.

Il s'agit du réglage de l'ouvrabilité par fixation au cône d'Abrams de l'affaissement du béton. Dans le cas du béton de sable pour voirie cet affaissement varie de 2 à 7 cm. Dans le cadre de notre étude nous nous proposons d'adopter un affaissement de 6 cm.

 **Mode opératoire :**

- Rassembler tout le matériel, et s'assurer de la propreté de celui-ci
- Humidifier légèrement la plaque
- Huiler légèrement le cône. Le placer et le fixer sur la plaque. Placer le portique, venir faire glisser la règle et la faire reposer sur le cône. Prendre la mesure

- Introduire la première couche de béton. Cette couche sera égale au tiers de la hauteur du cône.
- Piquer la première couche de 25 coups

Réitérer les opérations 4 et 5 en prenant la précaution de faire pénétrer la tige dans la couche immédiatement inférieure.

Remarque : Remplir à refus la dernière couche

- Enlever la rehausse. Araser en roulant la tige sur le bord supérieur du cône. Nettoyer la plaque à l'aide d'une truelle.
- Détacher le moule fixé à la plaque. Démouler en soulevant délicatement.
- Placer le portique et mesurer l'affaissement du béton. La mesure se fera sur le point le plus haut et dans la minute suivant le démoulage.
- Vérifier la validité des résultats en fonction de l'affaissement demandé
- Nettoyage et rangement du matériel et de son poste de travail. Exploitation des résultats

5. EXEMPLE DE FORMULATION

5.1. Approche théorique

Hypothèses : $D = 5\text{mm}$

Addition = 0

A l'issue de l'application de cette approche développée ci avant, on déduit :

- [FINES] = 166 l/m³
- [VIDE] = 44 l/m³, Soit un pourcentage de 4,4%
- [EAU] = 221 l/m³
- [SABLE] = 569 l/m³

Mais, étant donné l'inexistence des fines d'ajout, la partition des fines nous ramène au volume des fines qui est égale au volume du ciment.

D'où, les proportions pondérales des différents constituants pour la formulation de béton de sable par l'approche théorique, récapitulées au tableau B.7.

Tableau B-7 : RESULTAT DE FORMULATION

| CONSTUTUANT | DOSAGE (kg/m ³) |
|-------------|-----------------------------|
| CIMENT | 515 |
| SABLE | 1423 |
| EAU | 221 |

5.2. Approche expérimentale

Hypothèses : $D = 5\text{mm}$

Affaissement = 6cm

De l'application de cette approche, il en découle les résultats suivants :

- [Ciment] = 400 kg/m³, Soit 129,0 l/m³
- [Vide] = 44 l/m³, Soit 4,4%
- [Compacité] $c = 0,327$
- [Eau] = 222 l/m³
- [Sable] = 605 l/m³

D'où les proportions pondérales des divers constituants pour la formulation du béton par l'approche expérimentale, données dans le tableau N°B.8.

Tableau B-8 : RESULTAT DE FORMULATION SUIVANT L'APPROCHE EXPERIMENTALE

| CONSTITUANTS | DOSAGE (kg/m ³) |
|--------------|-----------------------------|
| CIMENT | 400 |
| SABLE | 1513 |
| EAU | 222 |

5.3. Analyse et interprétation

Au vue des résultats obtenus à l'issue des deux approches, il apparaît qu'à des dosages de sable et d'eau presque égaux, le dosage en ciment est très élevé, soit 515 kg/m³ pour l'approche théorique, tandis qu'il reste modéré, soit 400 kg/m³ pour l'approche expérimentale. Dans ces conditions, on pourra remarquer que le rapport E/C est égal à 0,43 dans le cas de l'approche théorique et 0,56 dans le cas de l'approche expérimentale.

Or lorsque nous nous référons aux spécificités des bétons de sable, ce rapport est généralement supérieur à 0,5 ; ce qui n'est pas le cas avec l'approche théorique.

Par ailleurs, EDROH MILATRONUAGNAN, à l'issue de ses travaux de fin d'étude intitulé "INFLUENCE DU RAPPORT E/C, DU TEMPS DE MALAXAGE ET DE VIBRATION SUR LA DENSITE ET LA RESISTANCE DU BETON DE SABLE", montrait que le rapport E/C pour une formulation adéquate du béton de sable serait égale à 0,55.

De ce fait la valeur du rapport E/C trouvée dans le présent projet de fin d'étude par l'approche expérimentale se trouve donc être justifiée, et confirme de plus les habitudes liées à l'usage de formulation des bétons de sable.

De plus, par l'approche expérimentale il a été possible de connaître le dosage en ciment qui se rapproche des usages courants.

Ainsi pour la confection de nos éprouvettes, nous utiliserons la formulation de l'approche expérimentale pour la réalisation des différentes gâchées.

Ainsi, le dosage des différents constituants du béton étant connu, la résistance en compression escomptée σ_c à 28 jours est égale à 27,94 MPa.

5.4. Exemple de formulation de base avec le cpa

Pour cette formulation nous utiliserons :

- Le sable lagunaire de diamètre maximal ($D_{max}=16mm$) ;
- Un ciment portland CPA 325 de classe vraie (32,5 MPa) ;
- Fillers de calcaires.

➤ Estimation du dosage en fine :

$$[Fines] = 0,38[0,08/D_{Max}]^{1/5}$$

$$[Fines] = 131,70 \text{ L/m}^3$$

➤ Estimation de la quantité en eau :

$$[Eau+Vides] = 0,8[d/D]^{1/5} = 0,8[0,32/16]^{1/5}$$

$$[Eau+Vides] = 210 \text{ L/m}^3,$$

$$[Eau] = 210 / (1+K) = 210 / (1,2) = 175 \text{ L/m}^3,$$

$$\underline{[Eau] = 175 \text{ L/m}^3,}$$

$$[Vides] = K [Eau] = 35 \text{ L/m}^3,$$

$$\underline{[Vides] = 35 \text{ L/m}^3,}$$

$$[Compacité] c = 0,327$$

➤ Dosage en sable :

$$[Sable] = 1000 - [Fine] - [Eau] - [Vides]$$

$$\underline{[Sable] = 657 \text{ L/m}^3,}$$

➤ Dosage en ciment et en filler :

Posons C=Ciment et F=filler

$$C + F = [Fine] \text{ (en volume) et } F/C = 0,80 \text{ (en masse)}$$

$$\underline{[\text{Ciment}] = 68,75 \text{ L/m}^3 = 215 \text{ Kg/m}^3}$$

$$\underline{[\text{Filler}] = 63,25 \text{ L/m}^3 = 171 \text{ Kg/m}^3}$$

A partir des résultats ci-dessus obtenus, nous nous proposons de fixer le dosage en ciment à 250 Kg/m^3 et d'en déduire par la suite celui du filler.

$$C = 250 \text{ Kg/m}^3 = 250 / 3,1 = 80,65 \text{ L/m}^3$$

$$F = 132 - 80,65 = 45,35 \text{ L/m}^3 = 45,35 \times 2,7 \text{ Kg/m}^3 = 125 \text{ Kg/m}^3$$

A partir de cette formulation de base nous réaliserons les deux types de bétons qui suivent :

5.5. Formulation du premier type de béton

En maintenant les proportions de matériaux obtenus à la formulation de base, on a :

- [Ciment] = 250 kg/m^3 , Soit $80,65 \text{ l/m}^3$
- [Filler de calcaire] = 125 kg/m^3 , Soit $45,35 \text{ l/m}^3$
- [Eau] = 176 kg/m^3 , Soit 176 l/m^3
- [Sable] = 1650 kg/m^3 , Soit $68,51 \text{ l/m}^3$

D'après la formule de Perret modifié la valeur de la résistance à la compression nous donne :

$$\sigma_c = \frac{K_f + R_c}{\left[1 + \frac{e(1+K_1)}{c(1+K_1+K_2)}\right]^2}$$

K_f = Coefficient granulaire ; compris entre 4,5 et 5

R_c = Classe vraie du ciment

e = dosage en eau totale (L/m^3)

v = volume d'air piégé (L/m^3)

c = dosage en ciment

K_1 = coefficient pouzzolanique

K_2 = coefficient d'activité du filler de calcaire

$$\sigma_c = 18,54 \text{ MPa}$$

5.6. Formulation du deuxième type de béton

Nous fixons le dosage du ciment à 400 kg par mètre cube ce qui se traduit par une diminution du dosage en filler de calcaire pour conserver la quantité optimale de fines, et par là respecter l'optimum au-delà du quel la contribution de l'activité du filler ne participe plus à améliorer la performance mécanique du béton.

- [Ciment] = 400 kg/m³, Soit 129,03 l/m³
- [Filler de calcaire] = 11 kg/m³, Soit 3,97 l/m³
- [Eau] = 176 kg/m³, Soit 176 l/m³
- [Sable] = 1650 kg/m³, Soit 657 l/m³

D'après la formule de Perret modifiée la valeur de la résistance à la compression nous donne :

$$\sigma_c = \frac{K_f * R_c}{\left[1 + \frac{3,1(e + v)}{c(1 + K_1 + K_2)}\right]^2}$$

$$\sigma_c = 26,99 \text{ MPa}$$

6. LES CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES BETONS DE SABLE

Nous pouvons mesurer les caractéristiques mécaniques du béton de sable à travers les essais ci-après:

- Essai de résistance par compression,
- Essai de traction par fendage,
- Essai d'usure par abrasion.

Ces essais ont pour but de vérifier que les résultats obtenus satisfont aux caractéristiques mécaniques requises.

Pour y parvenir, les essais seront réalisés à divers jours de maturation du béton à savoir 7 jours, 14 jours et 28 jours.

Les bétons de sable en voirie doivent répondre à certaines caractéristiques. Ces caractéristiques sont consignées dans le tableau B.9.

Tableau B-9 : PERFORMANCES MECANQUES EXIGEES

| CLASSE DE RESISTANCE | RESISTANCES CARACTERISTIQUES A 28 JOURS EN MPa | |
|----------------------|--|---------|
| | COMPRESSION | FENDAGE |
| 6 | / | 3,30 |
| 5 | / | 2,70 |
| 4 | / | 2,40 |
| 3 | 25 ,00 | 2,00 |
| 2 | 20,00 | 1,70 |
| 1 | 15,00 | 1,30 |

Avec :

Classes 1 et 2, bétons de sable correspondant au dosage en ciment, compris entre 150 et 200 kg/m³ ;

Classe 3, bétons correspondant au dosage en ciment, compris entre 250 et 300 kg/m³ ;

Classes 4 et 5, bétons de sable correspondant au dosage en ciment, compris entre 300 et 370 kg/m³ ;

Classe 6, peu applicable aux bétons de sable.

6.1. Essai de résistance en compression

6.1.1 But

Cet essai a pour but de connaître la résistance à la compression du béton de l'éprouvette.

6.1.2 Principe

Les éprouvettes cylindriques (au nombre de trois par essai), préalablement immergées sont sorties de l'eau, puis asséchées ;

Ensuite, on rend les deux extrémités des éprouvettes planes en les surfaçant au moyen du soufre liquéfié ;

Les éprouvettes une fois rectifiées, sont alors centrées chacune sur une presse de chargement.

Chaque éprouvette est soumise à une charge croissante effectuée à la vitesse de 0,5 MPa/s ;

Enfin, on note la charge de rupture qui est la moyenne des charges enregistrées sur les éprouvettes.

En désignant par P , la charge maximale qui provoque la rupture et S la section, la résistance par compression est déterminée par la relation suivante :

$$f_c = \frac{P}{S}$$

Avec :

f_c : Résistance par compression en Méga Pascal (MPa) ;

P : Charge en Newton (N) ;

S : Section en mm^2 .

Pour parvenir à la détermination de ces résistances, nous utiliserons d'une part les règlements du béton armé aux états limites (BAEL) et d'autre part l'approche

6.1.3 Détermination théorique des résistances en compression à différents âges de maturation

Pour la détermination des résistances à la compression, nous avons utilisé les règlements du béton armé aux états limites (BAEL) et l'approche Dreux Gorisse dans le "Nouveau Guide du Béton Armé".

a. Suivant le règlement BAEL :

Dans son article A2.1.11, le règlement BAEL précise que la résistance à j jours ($j \leq 28$) peut être déterminée par la relation () suivante :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

Avec :

f_{cj} : Résistance à " j " jours (MPa) ;

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours (MPa).

b. Suivant l'approche Dreux Gorisse

La résistance est déterminée par la relation ci-dessous :

$$f_n = \frac{1,35n + 10}{n + 20} \times f_{c28}$$

Avec :

f_n : Résistance à "n" jours (MPa).

6.1.4 Résultats des essais pratiques de compression

Les essais effectués à 7, 14, 28 jours donnent les résultats enregistrés au tableau N°B 10.

Tableau B-10 : EVOLUTION DE LA RESISTANCE EN COMPRESSION DU BETON DE SABLE EN FONCTION DE L'AGE

| AGE S (Jours) | POIDS DES EPROUVETTES | DENSITES DES EPROUVETTES | CHARGES (N) | CHARGE MOYENNE | SECTION DES EPROUVETTES (mm ²) | CONTRAINTES (MPa) | CONTRAINTES MOYENNES (MPa) |
|---------------|-----------------------|--------------------------|-------------|----------------|--|-------------------|----------------------------|
| 07 | 14900 | 2,316 | 350000 | 356667 | 20106 | 17,408 | 17,57 |
| | 14900 | 2,316 | 360000 | | 20106 | 17,905 | |
| | 14900 | 2,316 | 350000 | | 20106 | 17,408 | |
| 14 | 14500 | 2,254 | 375000 | 383333 | 20106 | 18,402 | 19,065 |
| | 14700 | 2,285 | 390000 | | 20106 | 19,397 | |
| | 14800 | 2,300 | 390000 | | 20106 | 19,397 | |
| 28 | 14800 | 2,300 | 540000 | 535000 | 20106 | 26,835 | 26,594 |
| | 14900 | 2,316 | 540000 | | 20106 | 26,835 | |
| | 14700 | 2,285 | 525000 | | 20106 | 26,112 | |

Et l'évolution de la résistance est résumée dans le tableau N°B.11 de la façon ci-après :

Tableau B-11 : TABLEAU D'ACCROISSEMENT DE LA RESISTANCE EN COMPRESSION

| | fc7/fc28 (%) | fc14/fc28 (%) | fc28/fc28 (%) |
|----------------------------------|--------------|---------------|---------------|
| RESISTANCES EN COMPRESSION (Mpa) | 66,07 | 71,69 | 100 |

Tableau B-12 : TABLEAU COMPARATIF DES RESISTANCES EN COMPRESSION

| | $0,685 f_{c28} \log(j+1)$ | $\frac{1,35n+10}{n+20} \times f_{c28}$ | Résultats pratiques obtenus (MPa) |
|----------|---------------------------|--|-----------------------------------|
| 07 jours | 17,28 | 20,13 | 17,57 |
| 14 jours | 22,51 | 23,75 | 19,07 |
| 28 jours | 27,99 | 27,82 | 26,59 |

Il apparaît au regard de ces résultats, que les résultats pratiques obtenus se rapprochent à

quelques différences près des résultats du règlement BAEL et sont beaucoup inférieures aux valeurs de l'approche Dreux Gorisse. Cet état de chose nous amènerait alors à dire que le béton de sable réalisé présente un comportement acceptable en compression.

6.1.5 Analyse

L'analyse des résultats obtenus, montre que le béton de sable réalisé présente respectivement des accroissements de 66,07% et 71,69% à 7 et 14 jours. Or lorsque nous nous référons aux valeurs indicatives consignées dans le "Nouveau Guide de Béton Armé" à savoir f_{c7}/f_{c28} égale à 69% et f_{c14}/f_{c28} égale à 88%, on s'aperçoit que le béton de sable à 7 jours a une potentialité de maturation qui se rapproche de la valeur requise de celle du béton conventionnel ; tandis que à 14 jours la valeur obtenue se révèle plus ou moins faible par rapport aux valeurs spécifiées. Cet état de chose s'expliquerait probablement par la texture du béton de sable qui, grâce aux éléments qui s'enchevêtrent facilement entre eux, confèrent aux bétons de sable une bonne compacité et probablement une bonne résistance à de jeune âge de maturation. De la même façon ce comportement du béton de sable peut également s'expliquer par le temps de malaxage qui confère aussi une résistance acceptable à ces derniers.

6.2. Essai de traction par fendage

6.2.1 But

Le but de l'essai est de connaître la résistance à la traction du béton de l'éprouvette.

6.2.2 Principe

Les éprouvettes sont préalablement immergées dans l'eau. On veille à ce que les éprouvettes à essayer (au nombre de trois par essai), ne présentent pas d'aspérités susceptibles de nuire à la qualité du résultat de l'essai.

Les éprouvettes sont ensuite asséchées, et on place chaque éprouvette dans la presse tout en veillant à ce que le centrage de l'ensemble soit convenablement réalisé.

Enfin, on applique de manière continue et sans choc le long de deux génératrices opposées, une charge de rupture à la vitesse de 0,5 MPa/s.

Si, on désigne par P , la charge qui provoque la rupture par fendage, d le diamètre du cylindre et de sa hauteur h , la résistance à la rupture par fendage est donnée par l'expression :

$$f_t = \frac{2P}{\pi d.h} = \frac{0,637P}{d.h}$$

Avec :

f_t : Résistance à la traction par fendage en Méga Pascal (MPa) ;

P : Charge en Newton (N) ;

d : Diamètre en mm ;

h : Hauteur en mm.

6.2.3 Détermination théorique des résistances en traction à différents âges de maturation

Pour la détermination des résistances à la traction, nous avons utilisé les règlements du béton armé aux états limites (BAEL) et cette résistance à la traction du béton à "j" jours est donnée par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Avec :

f_{ij} : Résistance en traction à "j" jour (MPa) ;

f_{cj} : Résistance caractéristique en compression à "j" jours (MPa).

6.2.4 Résultat des essais pratiques de traction par fendage

Les essais effectués à 7, 14, 28 jours sont consignés de la manière suivante dans le tableau B13.

Tableau B-13 : EVOLUTION DE LA RESISTANCE EN TRACTION PAR FENDAGE DU BETON DE SABLE EN FONCTION DE L'AGE

| AGE S (Jours) | POIDS DES EPROUVETTES | DENSITES DES EPROUVETTES | CHARGE S (N) | CHARGES MOYENNES | SECTION DES EPROUVETTES (mm ²) | CONTRAINTES (MPa) | CONTRAINTES MOYENNES (MPa) |
|---------------|-----------------------|--------------------------|--------------|------------------|--|-------------------|----------------------------|
| 07 | 14800 | 2,300 | 125000 | 121667 | 51200 | 1,555 | 1,514 |
| | 14600 | 2,269 | 120000 | | 51200 | 1,493 | |
| | 14600 | 2,269 | 120000 | | 51200 | 1,493 | |
| 14 | 14500 | 2,254 | 130000 | 133333 | 51200 | 1,617 | 1,659 |
| | 14800 | 2,300 | 135000 | | 51200 | 1,680 | |
| | 14800 | 2,300 | 135000 | | 51200 | 1,680 | |
| 28 | 14800 | 2,300 | 160000 | 156667 | 51200 | 1,991 | 1,949 |
| | 14700 | 2,285 | 150000 | | 51200 | 1,866 | |
| | 14800 | 2,300 | 160000 | | 51200 | 1,991 | |

Tableau B-14 : TABLEAU D'ACCROISSEMENT DE LA RESISTANCE EN TRACTION PAR FENDAGE

| | ft7/ft28 (%) | ft14/ft28 (%) | ft28/ft28 (%) |
|-------------------------------|--------------|---------------|---------------|
| RESISTANCES EN TRACTION (Mpa) | 77,68 | 85,12 | 100 |

En somme, lorsque nous nous référons aux travaux réalisés sur le béton de sable on s'aperçoit que le béton de sable dans l'ensemble se comportent de façon acceptable tant en compression qu'en traction.

AFO Midasir, dans son projet de fin d'étude intitulé "Formulation du Béton de Sable à base du Sable Silteux" obtenait la formulation résumée dans le tableau B.15 ;

Tableau B-15 : TABLEAU COMPARATIF DES RESISTANCES EN TRACTION PAR FENDAGE

| | $0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa) | Résultats pratiques obtenus (MPa) |
|----------|---------------------------|-----------------------------------|
| 07 jours | 1,64 | 1,514 |
| 14 jours | 1,95 | 1,659 |
| 28 jours | 2,28 | 1,949 |

Ces résultats sont dans l'ensemble sensiblement proches. Et donc, on peut dire également que le béton réalisé présente un comportement acceptable en traction par fendage.

6.2.5 Analyse

On s'aperçoit à la vue des accroissements obtenus que le béton de sable présente également une résistance acceptable à la traction par fendage. Au vue de tout ce qui précède, ce comportement du béton de sable serait probablement aussi lié à sa composition.

6.3. Essai d'usure par abrasion.

6.3.1 But

L'essai a pour but de provoquer par abrasion au sable des empreintes sur l'éprouvette et à mesurer la largeur de cette empreinte.

6.3.2 Principe

On recouvre d'abord une face de l'éprouvette d'un produit permettant d'améliorer la précision de la mesure de l'empreinte. Dans le cas de notre travail, la face est peinte par un marqueur,

On remplit ensuite la trémie, de sable sec et on écarte le chariot du disque afin de fixer l'éprouvette de forme quelconque, d'épaisseur susceptible de s'y insérer.

Par ailleurs, on ouvre le papillon et on amène l'éprouvette au contact du disque d'usure tout en s'assurant de la régularité du débit du sable au cours de l'essai.

Enfin on met le moteur en marche et lorsque le compte tours indique 75 rotations/mm, on

éloigne le chariot porte éprouvette et on ferme le papillon.

Dans le cadre de notre projet de fin d'année d'étude, trois essais ont été réalisés sur chaque éprouvette à chaque âge de maturation du béton.

6.3.3 Résultat des essais pratiques d'usure par abrasion

Les essais d'abrasion réalisés à 7, 14, 28 jours donnent les résultats du tableau N°B.16 suivant :

Tableau B-16 : EVOLUTION DE L'USURE PAR ABRASION DU BETON DE SABLE EN FONCTION DE L'AGE

| AGES (Jours) | LARGEURS D'USURES (cm) | MOYENNES (cm) |
|--------------|------------------------|---------------|
| 07 | 3,80 | 3,317 |
| | 3,25 | |
| | 2,90 | |
| 14 | 2,70 | 2,950 |
| | 2,35 | |
| | 3,80 | |
| 28 | 3,00 | 2,700 |
| | 2,70 | |
| | 2,40 | |

6.3.4 ANALYSE

Lorsque nous observons ces valeurs, on pourrait remarquer une diminution de la largeur d'empreinte de 7 jours à 28 jours. Ceci signifierait que plus le béton mûrit, plus il y aura réduction de la largeur d'empreinte. Toutefois lorsque nous nous référons aux spécifications données par la norme NFP98-303 à savoir 2,5 cm à 28 jours, on s'aperçoit que le béton de sable réalisé présente également un comportement acceptable à la résistance à l'usure.

6.4. Conclusion

En somme, lorsque nous nous référons aux travaux réalisés sur le béton de sable on s'aperçoit que le béton de sable dans l'ensemble se comportent de façon acceptable tant en compression qu'en traction.

AFO Midasir, dans son projet de fin d'étude intitulé "Formulation du Béton de Sable à base du Sable Silteux" obtenait la formulation résumée dans le tableau N°B.17 ;

Tableau B-17 : RESULTAT DE FORMULATION DU BETON DE SABLE

| CONSTITUANTS | DOSAGES (kg/m ³) |
|---------------|------------------------------|
| CIMENT | 400 |
| SABLE | 1300 |
| SABLE SILTEUX | 280 |
| EAUX | 240 |

Et il montrait, que pour un dosage de 400 kg/m³ avec des dosages de 0,4% ; 0,5% et 0,6% d'adjuvant, les résultats suivants peuvent être obtenus (tableau N°B.18) :

Tableau B-18: RESULTAT DES ESSAIS DE COMPRESSION ET DE TRACTION

| DOSAGES (kg/m ³) | RESISTANCES (MPa) | | | |
|---------------------------------|-------------------|----------|----------|----------|
| | COMPRESSION | | TRACTION | |
| | 7 jours | 28 jours | 7 jours | 28 jours |
| 400 | 16,88 | 25,00 | 4,06 | 4,75 |
| 400,4 | 17,50 | 26,25 | 4,13 | 4,88 |
| 400,5 | 17,19 | 26,88 | 4,25 | 4,94 |
| 400,6 | 18,13 | 28,56 | 4,38 | 5,00 |

On constate qu'à la :

-Compression, à 7 jours la résistance varie de 16,88 à 18,13 MPa et à 28 jours la résistance varie de 25 à 28,56 MPa ;

-Traction, à 7 jours la résistance varie de 4,06 à 4,38 MPa et à 28 jours la résistance varie de 4,75 à 5 MPa.

Compte tenu des performances obtenues sur le plan pratique, et après examen des résultats théoriques attendus, il est possible d'affirmer que les résultats selon les règles de contrôle classiques du béton à différents âges se rapprochent plus ou moins des résultats issus de l'application des ces règles.

C. DIMENSIONNEMENT DE STRUCTURE DE CHAUSSEE

I. GENERALITE SUR LA STRUCTURE D'UNE CHAUSSEE

1. ROLE DES DIFFERENTES COUCHES D'UNE CHAUSSEE

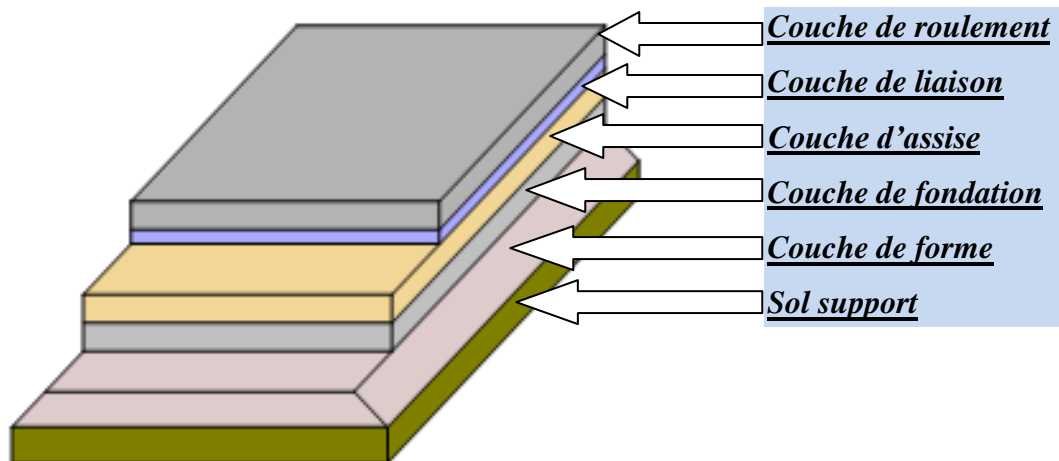


Illustration C-1 : Schéma d'une chaussée

Toute voirie susceptible de recevoir le passage d'un poids lourd doit recevoir une structure adaptée comportant, en règle générale :

- Une couche de forme qui a pour but d'uniformiser l'assise et de supporter, le report de l'ensemble des charges. Elle est donc réalisée avec des matériaux très résistants. Elle participe à l'intégrité de la chaussée de part ses fonctions :

Pendant les travaux, elle contribue au nivellement et assure la traficabilité du chantier ;

Elle permet d'homogénéiser les caractéristiques du sol support et le protège contre les agressivités.

- Une couche d'assise, souvent réalisée en deux couches, fondation et base, dont le rôle principal est la transmission des pressions et leur répartition sur le sol support de la chaussée. Elle a aussi pour rôle de fournir un support parfaitement nivelé, d'offrir la résistance suffisante au compactage de la couche supérieure, la résistance mécanique nécessaire pour reprendre les charges verticales induites par le trafic et de créer une barrière thermique entre chaussée et support. Elle répartie les pressions sur le sol support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans les limites de l'admissible. Cette couche d'assise se conçoit avec des matériaux traités aux liants hydrauliques pour garantir une bonne tenue

- Une couche de liaison, qui doit être particulièrement soignée car elle assure la transition entre l'assise et la couche de roulement. Des matériaux de granulométrie comprise

entre 0/14 et 0/20 sont utilisés. Ils doivent présenter une excellente cohésion face aux efforts de cisaillement puisqu'ils subissent pleinement les effets d'orniérage produits par le freinage des véhicules lourds ;

● Une couche de roulement réalisée avec du béton, de l'asphalte ou un matériau bitumineux. C'est la couche sur laquelle s'appliquent directement les actions du trafic et du climat.

Elle assure :

La sécurité et le confort des usagers, qui dépendent directement des caractéristiques de surfaces.

Le maintien de l'intégrité de la structure, par la protection des couches, par la protection des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations

L'impact sur l'environnement, qui consiste essentiellement en la réduction des bruits de roulement.

2. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT D'UNE CHAUSSEE

Le principe du dimensionnement est de limiter la charge transmise par la roue au sol support afin de minimiser ses déformations et éviter de l'amener à la rupture. Ce dimensionnement passe par la détermination sous l'effet du trafic des contraintes et déformations à travers les corps de chaussée et sur le sol support et la comparaison de ses contraintes et déformations avec celles admissibles.

3. LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT

La réalisation des différents types de chaussées passe d'abord par un dimensionnement adéquat. Pour cela différentes méthodes ont été proposées suivant deux approches.

● L'approche empirique qui établit des relations entre la durée de vie et les propriétés mécaniques des matériaux. La méthode la plus utilisée est celle du CEBTP. A côté de cette méthode on a aussi la méthode des indices de groupe, la méthode du CBR et celle du Transport and Road Research Laboratory (TRRL).

● L'approche théorique ou rationnelle qui établit un modèle représentant le mieux possible le comportement mécanique du corps de chaussée basée sur la rhéologie du matériau.

On distingue dans cette approche : le modèle de Boussinesq, le modèle du Bicouche, le modèle de Hogg, le modèle de Westergaard et le modèle multicouche de Burmister.

Les catalogues et les méthodes forfaitaires.

3.1. LES METHODES EMPIRIQUES ET SEMI EMPIRIQUES

Ce sont des méthodes basées, pour la plupart, sur des essais accélérés et des observations effectuées sur routes expérimentales. Ces approches empiriques ont apporté de nombreux renseignements sur l'action des charges de trafic et des sollicitations thermiques, sur les propriétés des matériaux constitutifs de la chaussée ainsi que sur le comportement à long terme des structures routières. Leur principal désavantage est qu'elles ne peuvent être appliquées que pour les conditions climatiques et de trafic pour lesquelles elles ont été établies.

3.1.1 Méthode du CBR (Californian Bearing Ratio)

Elle considère la résistance au poinçonnement du sol de plate-forme et la transmission des charges selon la méthode de Boussinesq. Elle donne en fonction du CBR de la plate-forme l'épaisseur de la couche sus-jacente à partir de la formule de Peltier.

$$e = \frac{100 + 150\sqrt{P}}{CBR + 5}$$

où

P : charge par roue en tonne

Après les travaux du TRRL qui ont abouti à des abaques, la formule a été améliorée pour tenir compte du trafic réel.

$$e = \frac{100 + 150\sqrt{P(75 + 50\log(\frac{N}{10}))}}{CBR + 5}$$

où

P : charge par roue en tonne

N : nombre moyen journalier de véhicules de plus de 1500 kg à vide qui circulent sur la chaussée

3.1.2 Méthode du CEBTP

Le guide de dimensionnement du CEBTP a été établi en 1972 par le Centre Expérimental du Bâtiment et de Travaux Publics (CEBTP). Ce guide a vu la participation de beaucoup

d'ingénieurs des Laboratoires Nationaux des Travaux Publics en relation avec le CEBTP. Il fait suite aux études réalisées en 1969 sur le comportement et le renforcement de 7000 km de chaussées bitumées en Afrique tropicale et au Madagascar.

Elle tient compte de deux critères :

- L'intensité du trafic et la portance de la plate-forme, paramètres à partir desquels on a les épaisseurs des couches de fondation, de base et de revêtement d'une chaussée souple.
- L'intensité du trafic et la nature des différents matériaux afin de vérifier les spécifications pour leurs possibilités d'utilisation.

Si la chaussée a des couches traitées au liant hydraulique il faut en plus, vérifier que les contraintes de traction à la base des matériaux traités restent compatibles aux performances de la chaussée.

Ce guide présente sous forme de tableau les épaisseurs des couches de chaussées, granulaires ou traitées en fonction du trafic et du CBR du sol de plate-forme ci-dessous.

Pour l'utiliser on doit disposer du CBR du sol de plate-forme qui reçoit la route selon la classification du CEBTP et de la classe de trafic sur le tronçon recevant la route. On pourra ainsi à partir du guide et des matériaux disponibles choisir les épaisseurs des couches de chaussée de la structure qui conviendraient.

Tableau C-1 : CLASSES DE TRAFIC ET DE PLATES-FORMES UTILISEES DANS LE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES PAR LA METHODE DU CEBTP (GUIDE DU CEBTP)

| CLASSE DE TRAFIC | N équivalent PL CEBTP | Trafic équivalent Véh/j | Classe de plate-forme CEBTP | |
|------------------|---|-------------------------|-----------------------------|----------------|
| | | | | |
| T ₀ | | | | |
| T ₁ | < 5.10 ⁵ | < 300 | 5 < CBR < 10 | S ₁ |
| T ₂ | 5.10 ⁵ à 1.5.10 ⁵ | 300-1000 | 10 < CBR < 15 | S ₂ |
| T ₃ | 1.5.10 ⁵ à 4.10 ⁶ | 1000-3000 | 15 < CBR < 30 | S ₃ |
| T ₄ | 4.10 ⁶ à 10 ⁷ | 3000-6000 | 30 < CBR < 80 | S ₄ |
| T ₅ | 10 ⁷ à 2.10 ⁷ | 6000-12000 | 80 < CBR | S ₅ |

3.2. LES METHODES RATIONNELLES

Les méthodes rationnelles sont basées sur la mécanique des milieux continus et sur la résistance des matériaux. Ces dernières présentent l'avantage de pouvoir être appliquées à des structures sous différents types de climat et pour divers chargements de trafic.

Le comportement des matériaux de chaussées et de plate-forme sera représenté avec des modèles mathématiques. Les sollicitations subies par les matériaux sous l'effet du trafic seront déterminées. Elles seront ensuite comparées aux sollicitations admissibles. Ceci permettra de prévoir le développement de divers types de détérioration au cours de la durée de vie de la chaussée.

3.2.1 *Le modèle de Boussinesq*

Boussinesq considère le sol comme un massif élastique semi-infini et suppose que le corps de chaussée en matériau granulaire ne lui est pas très différent. De ce fait, la pression se répartit dans la superstructure de la même manière que dans le sol. Ainsi, la charge Q de la roue sur la chaussée crée une contrainte s_z dont l'allure du diagramme à différentes profondeurs est représentée sur les figures ci-dessous.

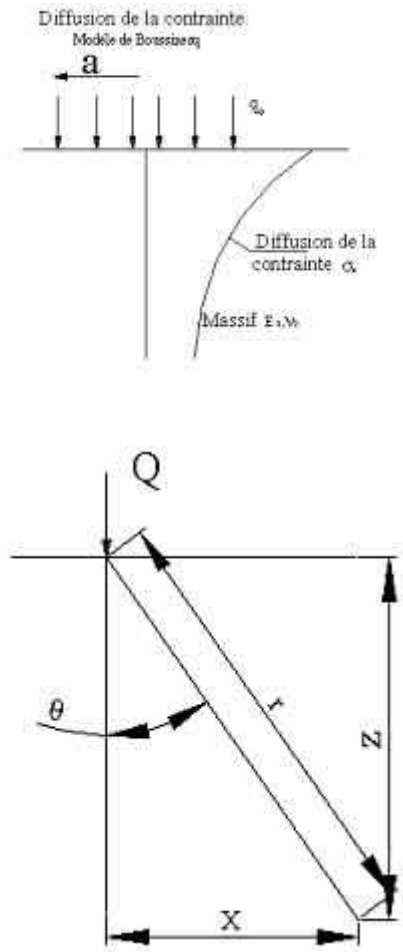


Illustration C-2 : Diffusion de la contrainte selon Boussinesq

La contrainte σ_z est donnée par :

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} Z^3 (X^2 + Z^2)^{-5/2}$$

Ou encore pour

$$\cos\theta = \frac{Z}{(X^2 + Z^2)^{1/2}} \quad \text{On a} \quad \sigma_z = \frac{3Q}{2\pi Z^2} \cos^5\theta$$

Il s'agit donc de déterminer la contrainte admissible σ_{ad} du sol ainsi que la profondeur z (épaisseur h du corps de chaussée) pour laquelle, la contrainte verticale σ_z sur le sol de plateforme reste inférieure à la contrainte admissible du sol ($\sigma_z < \sigma_{ad}$)

3.2.2 Le modèle Bicouche

Lorsqu'on est en présence de matériaux traités aux liants hydrauliques, des contraintes de traction apparaissent à la base de la couche traitée. Le modèle de Boussinesq ne se prête plus du fait de la nécessité de la vérification de la traction à la base. On fait alors recours à la méthode bicouche dans laquelle la vérification du travail en flexion de la couche liée est prépondérante. Il faut ainsi satisfaire

$$\sigma_z \leq \sigma_{zad}$$

et

$$\sigma_t \leq \sigma_{tad}$$

qui est une condition nécessaire et suffisante en effet

$$\sigma_t \leq \sigma_{tad} \rightarrow \sigma_z \leq \sigma_{zad}$$

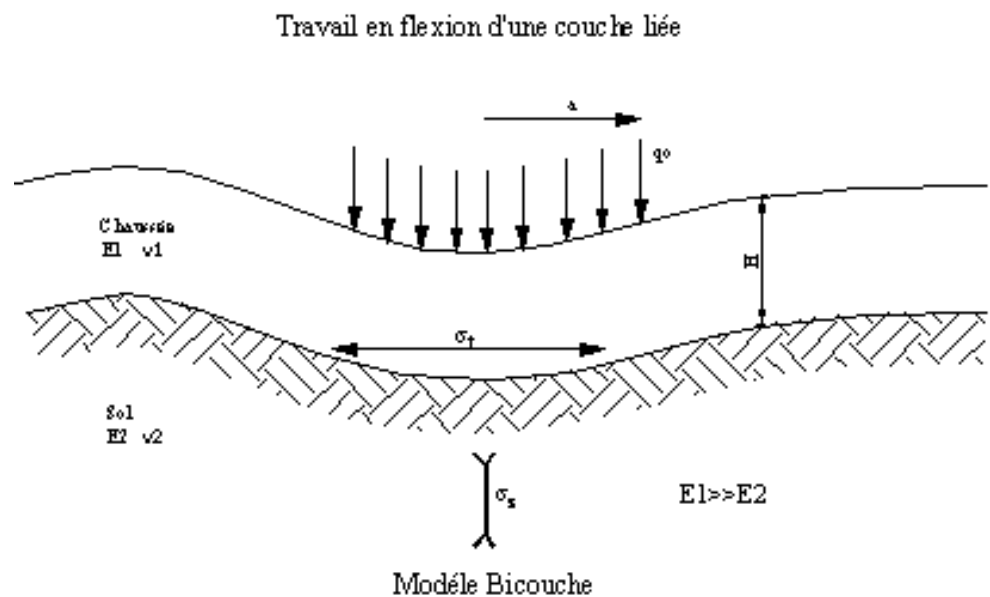


Illustration C-3 :Modèle bicouche

3.2.3 Modèle de Hogg

Hogg, pour déterminer les contraintes et déplacements dans les chaussées, assimile ces dernières à une plaque mince qui satisfait à l'équation de Lagrange : $D \cdot D^2 w = p$.

Où

$$D = \frac{E1H^3}{12(1-\nu^2)}$$

est un facteur de rigidité, w la déflexion

et

$$D^2 w = \frac{\sigma_z - q_0}{D}$$

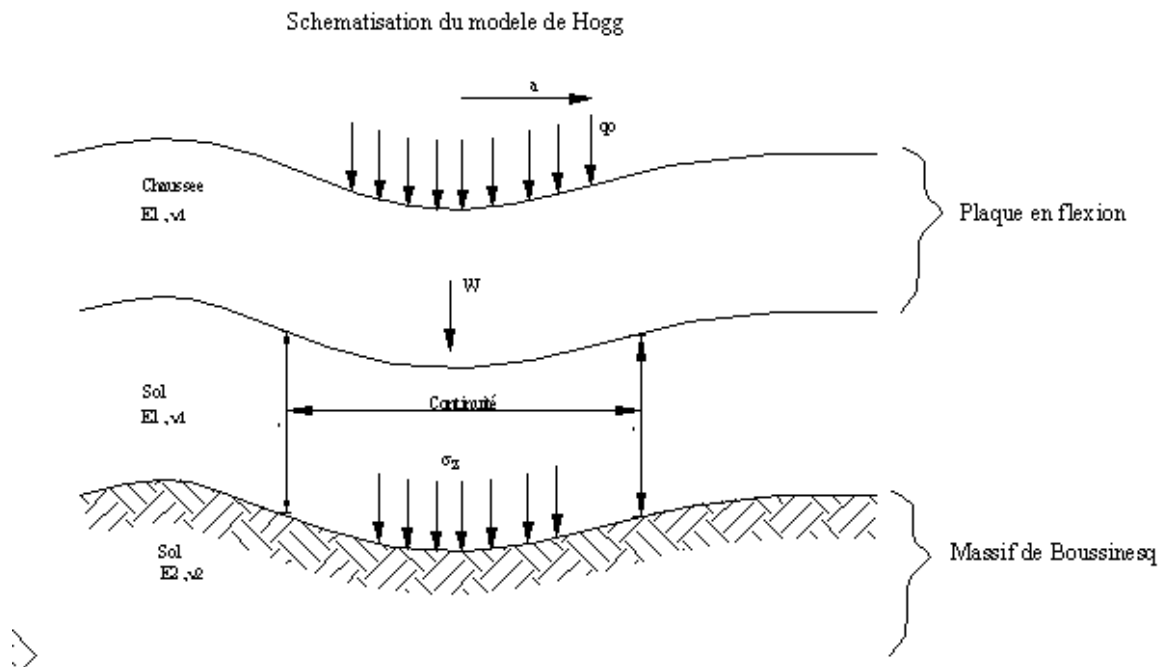


Illustration C-4 : Diffusion des contraintes selon Hogg

Il utilise ensuite la théorie de l'élasticité et les hypothèses de Navier pour les plaques minces afin de résoudre ses équations. En plus des hypothèses de Navier, il considère que les déplacements verticaux de la fibre neutre de la chaussée sont égaux aux déplacements verticaux du massif. Il considère enfin un glissement parfait entre les couches.

Ainsi, si $P = pq_0 a^2$ est la charge par roue, la contrainte de traction est donnée par la formule de Hogg :

$$\sigma_t = \frac{P}{H^2} \frac{1+\nu}{2\pi} F\left(\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{H^3}{a^3}\right)$$

Où

$$\frac{1+\nu}{2\pi} F\left(\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{H^3}{a^3}\right)$$

est le facteur de rigidité

Et

$$\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{H^3}{a^3}$$

un facteur de rigidité relative

3.2.4 Modèle de Westergaard

Il utilise le même modèle que Hogg. Cependant il considère le sol support comme un assemblage de ressorts dont le déplacement vertical est proportionnel à la pression verticale V :

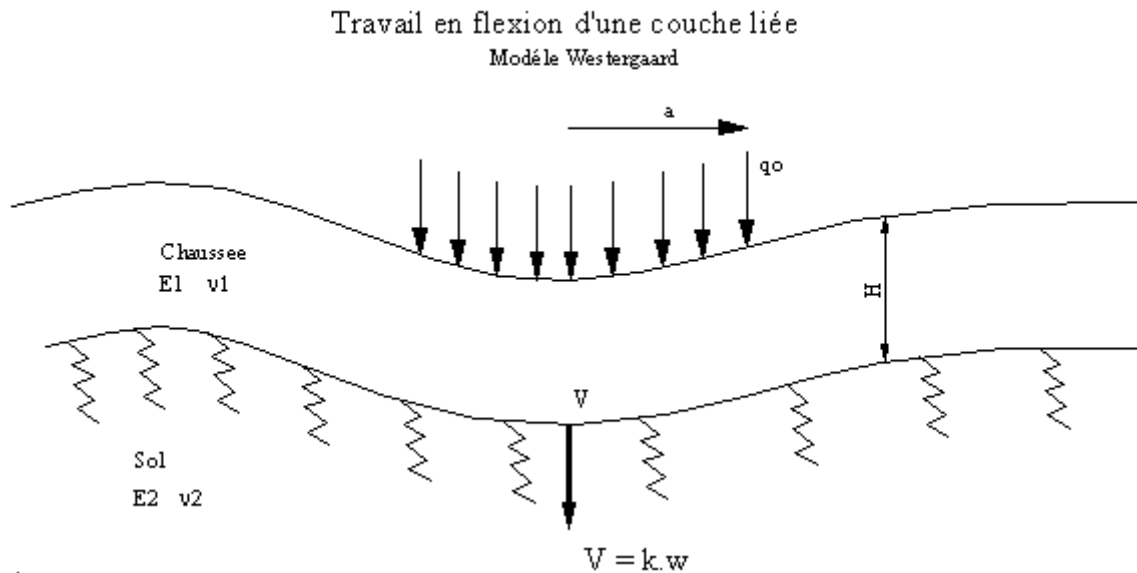


Illustration C-5 : Diffusion des contraintes selon Westergaard

$$V = K \cdot W$$

K : module de réaction du sol support

Hypothèse simplificatrice qui facilitera la résolution des équations de quatrième ordre de Westergaard par les transformations de Hankel.

La contrainte de traction est donnée par :

$$\sigma_t = \frac{p}{H^2} C\left(\frac{I}{a}\right)$$

où

$$I = \sqrt[4]{\frac{D}{k}} = \sqrt[4]{\frac{E_1 H^3}{p(1-\nu_1) \cdot k}}$$

est le rayon de rigidité de la chaussée

P : charge par roue

C : fonction croissante de I dépendant de la position de la charge

3.2.5 Modèle multicouche de Burmister

Face à la multiplicité de types de structures et au renforcement lors de leur entretien, Burmister a développé un modèle qui peut tenir compte de plusieurs couches. Dans ce modèle, les couches sont considérées comme des solides élastiques, la liaison entre les couches peut être avec glissement ou sans glissement. En cas de charges multiples, la méthode de superposition est applicable.

Pour déterminer ses contraintes, Burmister a utilisé la théorie de l'élasticité et l'hypothèse de la symétrie de révolution du chargement. Les équations obtenues ont été résolues par les transformations de Hankel.

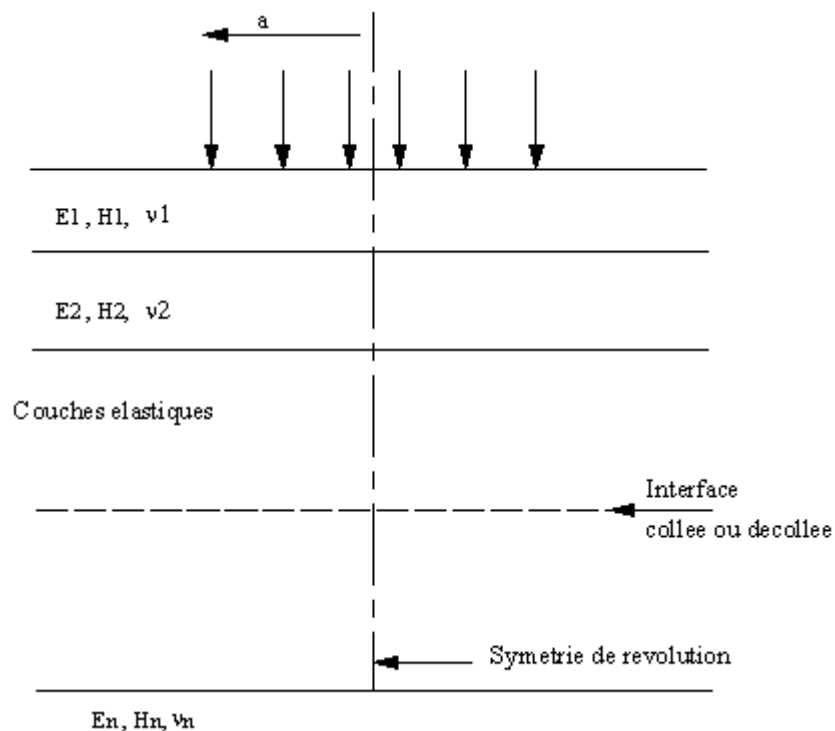


Illustration C-6 :Modèle multicouche de Burmister

Actuellement, avec le développement de l'outil informatique, ce modèle est le plus utilisé. Les logiciels comme **Alize III** du LCPC, **Bistro** de Shell et **CHEV** de Chevron sont basés sur ce modèle.

Ce modèle a abouti pour la première fois à la production d'un jeu d'abaques par Jeuffroy et Bachelez qui ont tenté de résoudre les problèmes d'une plaque reposant sur une massive bicouche de type Burmister.

Il faut signaler aussi que ce modèle ne tient pas compte des effets de bord. Son utilisation nécessite donc l'évaluation de l'effet des charges en bord.

3.3. Les catalogues et les méthodes forfaitaires

Les catalogues : le nombre ne cesse d'augmenter. En effet chaque pays essaie d'élaborer ses catalogues qui sont basés sur les données de l'expérience acquise par le suivi du comportement des réseaux routiers et sur les vérifications des structures par des méthodes rationnelles. Comme exemple, nous pouvons citer le guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux ; les catalogues de la Côte-d'Ivoire etc.

Il existe également des méthodes forfaitaires de dimensionnement qui sont utilisées en raison de leur simplicité et des grilles de dimensionnement qu'elles proposent.

3.4. Les paramètres de dimensionnement

Bien que performant, les logiciels utilisés pour le dimensionnement nécessitent la maîtrise des paramètres caractérisant :

- Le trafic
- Les sols de plate-forme sur lesquels seront posées les chaussées;
- Les variations climatiques afin de déterminer l'état hydrique des plates-formes et de prévoir le comportement des matériaux bitumineux sous l'effet de la température.
- L'aspect probabiliste du dimensionnement (risque de rupture).

3.4.1 Le trafic

Le trafic à prendre en compte dans le dimensionnement des chaussées est le trafic cumulé poids lourds N (en nombre d'essieux standard) donné par :

$$N = 365 \times t \times A \times n(1 - i)^n$$

Si

$$C = n(1 - i)^n$$

appelé facteur de cumul on a :

$$N = 365 * t * A * C$$

t : Trafic Journalier Moyen (TJM) en poids lourd de l'année en cours : c'est le débit total d'une période donnée en jour (de plus d'un jour et de moins d'une année) divisé par le nombre de jour de cette période.

A : coefficient d'agressivité qui est fonction de la composition ou du spectre d'essieux du trafic

i : taux de croissance annuel du trafic en pourcentage.

n : La durée de vie escomptée.

3.4.2 Détermination des paramètres du trafic

Le trafic journalier moyen TJM est obtenu après comptage des poids lourds par sens de circulation et des traitements statistiques; ou encore par des méthodes indirectes (tonnage transporté en trafic, estimation du trafic "drainé" par la nouvelle route à partir des itinéraires qu'elle déleste)

Le taux de croissance **i** est déterminé à partir des résultats des comptages actuels et passés.

Si ces résultats ne sont pas disponibles, pour nos pays en voie de développement, il faudra prendre un taux de 7 %;

La charge à l'essieu est celui de 13 tonnes. Cependant les véhicules circulant sur la chaussée ont une charge plus ou moins supérieure à cette dernière, il faut donc appliquer un coefficient d'équivalence qui prendra en compte cet écart entre le poids standard et celui circulant sur la chaussée: c'est le coefficient d'agressivité **A**.

Si des études n'ont pas été réalisées auparavant, il faudra prendre pour le dimensionnement une approximation de l'agressivité :

$$A = 1.3$$

Cependant, il faut signaler que pour être plus précis, il faut faire des campagnes de comptages et de pesages. Les résultats obtenus feront l'objet d'études statistiques, ce qui permettra de déterminer des classes de poids par essieu **P**. A chaque classe correspond ainsi un coefficient d'agressivité

$$A = (P/13)^4$$

La durée de vie d'une route est la période qui se sera écoulée depuis sa date de mise en service jusqu'à l'apparition des dommages nécessitant un entretien. Actuellement avec la

croissance du trafic, le niveau de service demandé et les budgets libérés pour les routes, la tendance est à la réalisation de routes avec une durée de vie escomptée de vingt (20) ans.

3.4.3 Les sols de plate-forme

La plate-forme, couche du mètre supérieure des terrassements doit pouvoir supporter les charges transmises par les autres couches de la chaussée sans subir de dommages. Le Manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic, LCPC-SETRA, 1981 définit un certains types de plate-forme donnés dans le tableau 20 de classification suivante:

Tableau C-2 : CLASSIFICATION DES PLATES-FORMES SELON LE LCPC-SETRA

| Portance des sols : Classification et essais | | | | | |
|--|--|----------------------|---|--|--|
| Type | Examen visuel (essieu de 13 t) | Indice portant CBR | Module de déformation à la plaque EV2 (MPa) | Module de réaction du sol K (daN/cm ²) | Type de sol |
| P₀ | Circulation impossible; sol inapte très déformable | $CBR \leq 3$ | $EV2 \leq 15$ | $K \leq 3$ | Argiles fines saturées, sols tourbeux, faible densité sèche, sol contenant des matières organiques, etc. |
| P₁ | | $3 \leq CBR \leq 6$ | $15 < EV2 \leq 3$ | $3 < K \leq 5$ | Limon plastiques, argileux et argilo plastiques, argiles à silex, alluvions grossières, etc. Très sensible à l'eau |
| P₂ ou PF₁ | Déformable | $6 \leq CBR \leq 10$ | $30 < EV2 \leq 50$ | $5 < K \leq 6$ | Sables alluvionnaires argileux ou fins limoneux, graves |

| | | | | | |
|---------------------------------------|---------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| | | | | | argileuses ou limoneuses, sols marneux contenant moins de 35% de fines |
| P₃ouPF₂ | Peu déformable | $10 \leq \text{CBR} \leq 20$ | $50 < \text{EV2} \leq 120$ | $6 < K \leq 7$ | Sables alluvionnaires propres avec fines < 5%, graves argileuses ou limoneuses avec fines < 12% |
| P₄ouPF₃ | | $20 \leq \text{CBR} \leq 50$ | $120 < \text{EV2} \leq 250$ | $7 < K \leq 15$ | Matériaux insensibles à l'eau, sables et graves propres, matériaux rocheux saints, etc., Chaussées anciennes |
| P_{EX}ouPF₄ | Très peu déformable | $\text{CBR} > 50$ | $\text{EV2} > 250$ | $K > 15$ | |

Le Sud du Bénin est couvert à 70 % par des sables limoneux avec un CBR variant de 10 à 35. Ce qui correspond aux plates-formes de type PF3 et plus. Cependant il existe dans certaines parties des sols de CBR très faibles. Ce sont en général des plates-formes constituées de limons, de limons sableux et argileux, de tourbes ou situées en zones marécageuses.

3.4.4 Le climat et l'hydrologie

Les effets du climat sont surtout notables sur le comportement des matériaux bitumineux et ceux traités au ciment. A des températures élevées, les matériaux bitumineux perdent leur résistance et fluent très rapidement. Les variations de température entraînent des ouvertures de fissures dans les matériaux traités au ciment. Les variations de température sont plus accentuées vers l'est du Bénin, dans le Bénin oriental et sur la bande du littoral nord, avec des températures pouvant aller jusqu'à 45 °C vers l'est et des différences de température avoisinant 15 à 20°C. La pluviométrie influe sur la teneur en eau naturelle et sur le CBR qui

est tributaire des états hydriques de la plate-forme. Les hauteurs de pluies sont importantes dans la zone sud et la teneur en eau naturelle peut dépasser la teneur en eau optimale de compactage sur une période de quatre à huit mois de l'année. Néanmoins la teneur en eau naturelle peut être supérieure à la teneur en eau optimale de compactage en période humide. La durée de vie d'une route peut beaucoup être affectée par des défauts d'assainissement. Si la collecte et l'évacuation des eaux pluviales et souterraines hors de l'emprise des chaussées n'est pas bien faite, l'eau étant "*l'ennemi numéro un*" de la route, il peut s'en suivre des pertes de portance des matériaux de chaussée et de la plate-forme et une dégradation prématurée de la chaussée et même des ruptures de plate-forme. L'évaluation des eaux drainées par les bassins versants de la zone doit faire l'objet d'études poussées afin de bien dimensionner les ouvrages d'assainissement assurant ainsi la mise hors d'eau de la chaussée.

3.4.5 Paramètres de correction

Ils sont liés à l'aspect probabiliste du dimensionnement. En effet l'utilisation d'un modèle mathématique des structures de chaussées, les essais réalisés sur les matériaux sont basés sur des hypothèses probabilistes.

Pour en tenir compte, des coefficients sont utilisés dans le calcul des contraintes admissibles.

Le coefficient de calage k_c permet de corriger l'écart entre les prédictions de la démarche de calcul (modèle mathématique) et l'observation du comportement de chaussées par rapport aux résultats des essais de laboratoire.

Le coefficient de risque k_r : il est lié à l'aspect aléatoire de la durée de vie d'une route déterminée à partir d'essais à chargement cyclique. Ce coefficient permet d'ajuster la déformation admissible au risque de calcul retenu en fonction des facteurs de dispersion sur l'épaisseur (écart type s_h) et sur les résultats des essais de fatigue (écart type s_n)

Le risque de calcul est défini par le Guide technique du LCPC comme suit :

Un risque de $x\%$ sur une période de p années pris pour le dimensionnement de la chaussée, c'est la probabilité pour qu'apparaissent au cours de ces p années des désordres qui impliqueraient des travaux de renforcement assimilable à une reconstruction de la chaussée, en l'absence de toute intervention d'entretien structural dans l'intervalle.

Le coefficient de rigidité k_s : pour tenir compte de l'hétérogénéité de la portance de la couche de faible rigidité devant supporter les couches liées;

Le coefficient de discontinuité k_d : dans les matériaux traités au liant hydraulique, ce coefficient permet de prendre en compte l'effet de discontinuité de la couche de base

3.4.6 Calcul des limites admissibles

Les limites admissibles correspondent soit à une contrainte soit à une déformation selon l'assise considérée. Pour les chaussées souples, à assise granulaire, on vérifiera la déformation verticale e_z à la surface des couches non liées et du sol support ainsi que l'élongation transversale e_t à la base des couches bitumineuses. On vérifiera néanmoins la contrainte verticale s_z à la surface de la couche et la déflection W du sol support. Pour les chaussées à assise améliorée ou traitée au ciment, la contrainte de traction s_t à la base des couches améliorées ou traitées sera vérifiée ainsi que la déformation verticale e_z à la surface des couches non liées et du sol support

3.4.7 Sol support et matériaux non traités

Pour la plate-forme et les matériaux non traités (constitués de matériaux granulaires non liés), les contraintes sont caractérisées par les contraintes $\sigma_{z \text{ adm}}$ et déformation $\varepsilon_{z \text{ adm}}$ verticales admissibles au sommet de la couche. Elles sont calculées à partir des formules suivantes :

$$\sigma_{z \text{ adm}} = \frac{0,3 \times CBR}{1 + 0,7 \times \log N}$$

en bars

(Kerkoven et Dormon)

$$\varepsilon_{z \text{ adm}} = 2,8 \cdot 10^{-2} \times N^{-0,25}$$

en mm

(Loi de tassement de Shell).

3.4.8 Matériaux traités au liant hydraulique

Pour ces genres de matériaux, la limite admissible est caractérisée par la contrainte de traction par flexion $\sigma_{t \text{ adm}}$ à la base de la couche traitée. Elle s'exprime par la relation :

$$\sigma_{t \text{ adm}} = k_r \times k_d \times k_c \times k_s \times \sigma_i$$

$$\sigma_i = (1 - 6\beta) \times (N/10^6)^{-\beta} \times \sigma_0 ; \quad \sigma_0 \text{ est la contrainte de flexion pour un cycle ;}$$

ou

$$\sigma_i = (N/10^6)^{-\beta} \times \sigma_6 ; \quad \text{avec } \sigma_6 = (1 - 6\beta) \times \sigma_0, \text{ la contrainte de flexion pour } 10^6 \text{ cycles}$$

β est la pente de la courbe de fatigue semi-logarithmique ;

k_r est lié au risque supporté par la chaussée avec $k_r = 10^{-t.b.\delta}$;

t est la fractile de la loi normale réduite centrée et est directement liée aux risques de dépassement du nombre de poids lourds;

b est la pente de la droite de fatigue bi logarithmique dans le domaine 10^5 - 10^6 cycles avec :

$$b = 0,5 \times \log \frac{1 - 5\beta}{1 - 7\beta}$$

δ est l'écart type sur les épaisseurs en cm avec

$$\delta = \sqrt{\delta_N^2 + \left(\frac{c}{b}\right)^2 \times \delta_H^2} ;$$

δ_N est la dispersion de la fatigue ;

δ_H est la dispersion des épaisseurs ;

c est le coefficient reliant la variation de déformation à la variation aléatoire d'épaisseur de la chaussée, c est de l'ordre de $0,02 \text{ cm}^{-1}$;

k_d est le coefficient de discontinuité.

k_c est le coefficient de calage.

k_s est le facteur de stabilité tenant compte des hétérogénéités locales de portance d'une couche d

3.4.9 Matériaux traités aux liants hydrocarbonés

La limite admissible pour les matériaux traités au bitume est l'élongation par traction à leur base $\varepsilon_{t \text{ adm}}$. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{t \text{ adm}} = \varepsilon \times \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{0,5} \times \left(\frac{N}{10^6}\right)^{-b} \times kr \times kc \times ks$$

E_1 est le module du matériau à la température équivalente de 10°C ;

E_2 est le module du matériau à la température équivalente du milieu d'utilisation (soit 30°C dans notre cas) ;

N est le trafic pondéral de dimensionnement ;

ε_6 est l'élongation admissible pour une fréquence de 25 Hz et une température de 10°C ;

b est la pente de la loi de fatigue des matériaux ;

kr est le coefficient qui ajuste la valeur de la déformation admissible au risque de calcul retenu $kr = 10^{-\mu \cdot b \cdot \delta}$;

μ est la fractile de la loi normale réduite centrée et est directement liée au niveau de risque choisi en fonction du niveau de trafic et de la catégorie de route ;

δ est l'écart type sur les épaisseurs en cm avec $\delta =$

$$\sqrt{\delta_N^2 + \left(\frac{c}{b}\right)^2 \times \delta_H^2} ;$$

δ_N est la dispersion de la fatigue ;

δ_H est la dispersion des épaisseurs ;

c est le coefficient reliant la variation de déformation à la variation aléatoire d'épaisseur de la chaussée, c est de l'ordre de $0,02 \text{ cm}^{-1}$;

kc est le facteur de calage pour ajuster les résultats du modèle de calcul au comportement réel observé des chaussées ;

ks est le facteur de stabilité tenant compte des hétérogénéités locales de portance d'une couche d .

II. DIMENSIONNEMENT D'UNE STRUCTURE DE CHAUSSEE DONT LE REVETEMENT EST EN PAVEE DE BETON CLASSIQUE

Nous nous proposons de dimensionner la chaussée par plusieurs méthodes forfaitaires.

Ces méthodes nous permettront de vérifier si les épaisseurs de couches retenues sont en compatibilité avec la qualité du corps de chaussée. Elles présentent des grilles assez simples de vérification. Nous utiliserons comme méthode :

- La méthode de dimensionnement suivant une surface minérale ;
- La méthode de dimensionnement classique ;
- La méthode de dimensionnement empirique.

Avant de procéder au dimensionnement proprement dit, déterminons les différents caractéristiques entrant en compte pour ce dimensionnement.

Dans le cadre de notre étude nous considérons 90 véhicules par jour par sens. Sur cette base et d'après le fascicule intitulé, « dimensionnement des chaussées » "Presse des ponts et chaussée de Paris " ; nous avons une agressivité $A = 0,5$. On sait que :

$$N = 365 * t * A * C \text{ avec } C = n (1 - i)^n$$

t : Trafic Journalier Moyen (TJM) en poids lourd de l'année en cours : c'est le débit total d'une période donnée en jour (de plus d'un jour et de moins d'une année) divisé par le nombre de jour de cette période ; $t = 90$

A : coefficient d'agressivité qui est fonction de la composition ou du spectre d'essieux du trafic ; $A = 0,5$

i : taux de croissance annuel du trafic en pourcentage ; $i = 4\%$

n : La durée de vie escomptée ; $n = 20$

$$N = 4,9.10^5$$

En se référant au tableau de dimensionnement établi dans le guide du LCPC Setra, la valeur $N = 4,9.10^5$ trouvé correspond à une classe de trafic T_4 .

Comme hypothèse de base de dimensionnement, on prendra:

Classe de trafic T_4

CBR > 15

En se référant aux normes retenues par les différentes structures chargées de voirie urbaines telles que : la DAVU, le CNERTP, l'AGETIP, l'AGETUR, etc..., nous avons les valeurs consignées dans le tableau N°C.3 ci après :

Tableau C-3: EPAISSEURS DES COMPOSANTES

| DESIGNATIONS | EPAISSEUR |
|----------------------|-----------|
| Pavée pour chaussée | 11 cm |
| Pavée pour trottoirs | 8 cm |
| Lit de pose | 3 cm |
| Couche de base | 20 cm |

1. DIMENSIONNEMENT SUIVANT UNE SURFACE MINERALE

Ce dimensionnement consiste à établir une classification du sol de fondation, à choisir à priori des épaisseurs de matériaux et à vérifier, à l'aide de calcul simple, que ces épaisseurs sont bien adaptées.

D'après cette méthode, les classifications adoptées pour les corps de fondation et les corps de chaussée sont consignées dans le tableau C.4 ci après :

Tableau C-4: CLASSIFICATION DES SOLS DE FONDATION

| TYPES DE SOLS DE FONDATION | CLASSES DE SOLS |
|--|-----------------|
| Marnes - Argiles - Sables argileux (assez plastiques) | S ₄ |
| Sable limoneux (peu plastique) - Sable limoneux - Graves argileux - Graves limoneux (assez plastiques) | S ₃ |
| Graves propres (peu plastiques) | S ₂ |
| Graves propres | S ₁ |

Les corps de chaussée sont classés selon la nature et l'épaisseur des différentes couches constitutives. Ainsi on classe une épaisseur équivalente U en affectant un coefficient approximatif d'équivalence à un type de couche rencontré et qui compose le corps de chaussée.

Les coefficients d'équivalence selon le type de sol sont contenus dans le tableau C.5 suivant :

Tableau C-5 : COEFFICIENT D'EQUIVALENCE SELON LE TYPE DE SOL

| MATERIAUX | COEFFICIENT D'EQUIVALENCE |
|--------------------------------|---------------------------|
| Sable | 0,5 |
| Tout venant | 0,8 |
| Grave naturel reconstitué | 1 |
| Grave ciment | 1,3 |
| Sable laiteux | 1,4 |
| Grave laiteux | 1,5 |
| Sable bitume | 1,6 |
| Grave bitume | 2 |
| Béton bitumineux, enrobé dense | 2,2 |

Après avoir déterminé l'épaisseur équivalente U de la chaussée suivant la grille de calcul, on possède à la vérification de la compatibilité du corps de chaussée avec la qualité du sol de fondation. Pour cela après avoir déterminé l'épaisseur équivalente U, on

procède au choix du type de sol qui irait avec ce corps de chaussée. Puis on vérifie dans la grille déjà prévue par le tableau C.6 suivant :

Tableau C-6 : COMPATIBILITE DU CORPS DE CORPS DE CHAUSSEE AVEC LA QUALITE DU SOL DE FONDATION

| COMPATIBILITE DU CORPS DE CORPS DE CHAUSSEE AVEC LA QUALITE DU SOL DE FONDATION | | | | | |
|---|-----------------|-------------------|--------------------|-------------------|---------------|
| VALEUR U SOL DE FONDATION | I U>50 | II 50>U>40 | III 40>U>30 | IV 30>U>20 | V U>20 |
| S ₁ | SURDIMENSIONNER | BON | | INACCEPTABLE | |
| S ₂ | | | | | |
| S ₃ | | | | | |
| S ₄ | | | | | |

Vérifions si les épaisseurs des composantes du tableau N°C.3 sont vérifiées.

Les résultats sont consignés dans le tableau C.7 suivant :

Tableau C-7 : CALCUL DE L'EPAISSEUR EQUIVALENTE U DE LA COUCHE DE ROULEMENT EN PAVEE DE BETON

| CALCUL DE L'EPAISSEUR EQUIVALENTE U DE LA COUCHE DE ROULEMENT EN PAVEE DE BETON | | | | |
|---|-----------------|------------------------------|----------------|----------------------------|
| Couche | Matériaux | Coefficient D'équivalence | Epaisseur (cm) | Epaisseur X Coefficient |
| Fondation | Sable Provenant | 0,5 | - | - |
| Base | Sable silteux | 0,5 | 23 | 11,5 |
| Revêtement | Pavée de 11 Cm | 2,2 | 11 | 24,2 |
| | | | TOTAL U | 35,70 cm |

D'après la classification adoptée pour les sols de fondation et étant donné que le sol est constitué de sable silteux de bonne qualité on peut dire que ce sol est de classe supérieure ou égale à S₃.

Pour la valeur de U et pour une classe S3, le tableau de vérification de compatibilité du corps de chaussée et de sol de fondation nous montre que la structure est bonne.

2. DIMENSIONNEMENT SELON METHODE CBR-CETUR

Cette méthode fournit des fiches ou des grilles de dimensionnement basée sur la portance CBR, des sols de plate forme et sur le trafic escompté pendant la durée de vie prévisible de la chaussée.

En considérant notre hypothèse de base :

$N = 4,9.10^5$ correspond à une Classe de trafic T_4

$CBR > 15$ correspond à un sol de portance P_4

D'après le manuel « dimensionnement des chaussées », CETUR, nous avons les résultats consignés dans le tableau C.8

Tableau C-8: RESULTAT DU DIMENSIONNEMENT SELON METHODE CBR

| DESIGNATIONS | EPAISSEUR |
|---------------------|-----------|
| Couche de roulement | 8 cm |
| Couche de base | 15 cm |

On constate que les résultats sont proches des précédents.

3. DIMENSIONNEMENT EMPIRIQUE

Les méthodes empiriques sont basées essentiellement sur les expériences acquises au niveau du comportement des planches d'essai ou bien sur celui des réseaux routiers existants. Pour dimensionner les routes par cette méthode, on se sert des abaques qui permettent de déterminer les épaisseurs des différentes couches de la chaussée en fonction des matériaux utilisés, de la nature du sol support, du trafic...;

En ce qui nous concerne, nous utiliserons la méthode PELTIER pour vérifier les deux autres dimensionnements. C'est la méthode CBR améliorée qui prend en compte le trafic journalier exprimé en nombre de poids lourds. L'épaisseur du corps de chaussée est obtenue par la formule :

$$e = \frac{100 + \left[75 + 50 \log \left(\frac{N}{10} \right) \sqrt{P} \right]}{CBR + 5}$$

Où P : charge par roue en tonne avec P=6,5tonnes

N : nombre moyen journalier de véhicules de plus de 1500 kg à vide qui circulent sur la chaussée avec N = $4,9.10^5$

CBR=20

$e = 35,56 \text{ cm}$ soit à prendre $e = 36 \text{ cm}$

En prenant $e = 36 \text{ cm}$ pour l'épaisseur de notre corps de chaussée

On pourrait dire que notre hypothèse de base est vérifiée et que ces résultats confirment les précédents.

Pavée pour chaussée 12 cm

Lit de pose 4 cm

Couche de base 20 cm

En conclusion on pourrait retenir les dimensions suivantes pour les différentes parties de notre structure de chaussée.

Tableau C-9 : DIMENSIONS RETENUES POUR LA CHAUSSEE

| DESIGNATIONS | EPAISSEUR |
|---------------------|-----------|
| Pavée pour chaussée | 11 cm |
| Lit de pose | 3 cm |
| Couche de base | 20 cm |

III. DIMENSIONNEMENT D'UNE STRUCTURE DE CHAUSSEE DONT LE REVETEMENT EST EN PAVEE DE BETON DE SABLE

On se propose de choisir le béton de sable qui offre les meilleures performances mécaniques pour dimensionner la couche de roulement de notre chaussée.

Les caractéristiques retenues sont :

Résistance en compression à 28 jours=26,60 MPa

Résistance en fendage à 28 jours=1,95 MPa

En l'absence de l'essai de tenu à la fatigue au moment de l'étude, les caractéristiques mécaniques découlant sont fixées par le guide technique LCPC-SETRA d'où on déduit le tableau C.10 suivant :

Tableau C-10: VALEURS DE REFERENCE DES PARAMETRES DE CALCUL D'APRES LE GUIDE LCPC-SETRA

| Type de matériau | Classe du matériau | Résistance en Fendage à 28 jours | σ (MPa) à 360 jours | $\frac{-1}{b}$ pente de la droite de fatigue | SN(log N) Ecart type | E (MPa) Module élastique |
|------------------|--------------------|----------------------------------|----------------------------|--|----------------------|--------------------------|
| Béton de sable | 3 | 1,95 | 1,27 | 15 | 1 | 24600 |

σ_6 : Résistance en flexion pour un million de chargement

$$\sigma_6 = 0,65 * f_t = 0,65 * 1,95 = 1,27 \text{ MPa}$$

E : Le module élastique

Les bétons de sable sont plus déformables que les bétons classiques d'où le module instantané peut alors être évalué au moyen de la formule suivante :

$$E_{ij} = 8100 * f_{cj}^{1/3} = 8100 * (26,60)^{1/3} = 24180 \text{ MPa}$$

En se référant au guide de dimensionnement, la dispersion sur les épaisseurs des couches nous donne :

En couche de roulement : $S_n = 0,01 \text{ m}$

En couche de base : $S_n = 0,025 \text{ m}$

Calcul du nombre d'essieux équivalents :

$NE = t * A * n * C$ avec

t=trafic moyen journalier en nombre de poids lourds supposé égal à 90

n=durée de service

C=facteur de cumul

$$NE = 90 * 365 * \left(\frac{(1+0,04)^{20} - 1}{0,04} \right) * 0,5 = 4,89. 10^5 \text{ Essieux équivalent}$$

NE=4,89.10⁵ Essieux équivalent

Calcul des contraintes admissibles :

Les résultats sont consignés dans le tableau C.11 ci-après :

Tableau C-11: CALCUL DES CONTRAINTES ADMISSIBLES

| BETON DE SABLE | |
|---|-----------|
| $\sigma_t(NE) = \sigma_6 \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b$ | 1,33(MPa) |
| Risque r | 15% |
| Fractile u associé à r | -1,036 |
| $\delta = \sqrt{\left(SN^2 + 4 * \frac{S_r^2}{b^2} \right)}$ | 1 |
| $K_r = 10^{u_{(risq)}}$ | 0,85 |
| K_s (portance) | 1 |
| K_t (thermique) | 0,75 |
| K_c (calage) | 1,40 |
| K_d (discontinuité) | 1/1,35 |
| σ_t admissible | 0,88 |

Choix des épaisseurs :

La charge de calcul est le demi essieux à roues jumelées de 130KN (13t). Il est alors à noter que les spécifications d'épaisseur minimales pour les données T₄-PF₂ (classe de trafic-classe de plate forme support) imposent.

Pour la couche de base : 18cm d'épaisseur

Pour la couche de roulement : 15cm d'épaisseur.

Partant de ces valeurs minimales :

On choisit des couples de valeurs (hauteurs) de sorte que la contrainte de traction maximale à la base de ce corps de chaussée ne dépasse pas la contrainte admissible $\sigma_t(NE)$ du matériau (béton de sable).

Pour ce fait on aura un système bicouche selon le modèle de Burmister constitué de :

Une couche supérieure (couche de roulement)

Une couche inférieure d'épaisseur infinie : (couche de base et plate forme).

La théorie de Burmister permet de calculer la hauteur h' en ramenant l'ensemble de deux couches uniques par les formules suivantes :

$$h' = h_1 + 0,9 * h_2 * \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} \text{ En adoptant } E_1 \text{ comme module unique ou}$$

$$h'' = h_2 + 0,9 * h_1 * \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \text{ En adoptant } E_2 \text{ comme module unique.}$$

Ce qui nous permet en adoptant E_1 comme module unique d'écrire que :

$$h' = h_1 + 0,9 * h_2 * \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} = 15 + 0,9 * h_2 * \sqrt[3]{\frac{600}{2400}}$$

$$h' = 15 + 0,26 * h_2 \text{ avec } h_2 \in \{18, 20, 25, \dots\}$$

- Pour $h_2=18\text{cm}$ on a $h'=19,68\text{ cm}$ soit $h'=20\text{cm}$
- Pour $h_2=20\text{cm}$ on a $h'=20,20\text{ cm}$ soit $h'=21\text{cm}$
- Pour $h_2=25\text{cm}$ on a $h'=21,50\text{ cm}$ soit $h'=22\text{cm}$

La contrainte de traction à la base du corps de chaussée correspondant à chaque valeur de hauteur h' est obtenue à partir de l'abaque 1 du LCPC à l'Annexe N°1.

On a donc :

- Pour $h'=20\text{cm}$ on a $\sigma_t = 10,1\text{ bars}$
- Pour $h'=21\text{cm}$ on a $\sigma_t = 10\text{ bars}$
- Pour $h'=22\text{cm}$ on a $\sigma_t = 9,5\text{ bars}$

On vérifie ensuite que la déformation verticale maximale dans le support ϵ_z reste inférieure à la valeur admissible $\epsilon_{z\text{ adm}}$ tel que :

$$\epsilon_{z\text{ adm}} = 0,024 \text{ NE}^{-0,222}$$

$$\epsilon_{z\text{ adm}} = 0,024 (4,89 \cdot 10^5)^{-0,222} = 1309\mu$$

Connaissant la déformation admissible $\epsilon_{z\text{ adm}}$ on calcule pour chaque valeur de h' la déformation ϵ_z correspondante.

Déterminons d'abord à partir de l'abaque2 du LCPC à l'Annexe N°2 les valeurs de la contrainte de compression σ_z au niveau supérieur de la plate forme support.

- Pour $h'=20\text{cm}$ on a $\sigma_z = 0,6\text{ bars}$
- Pour $h'=21\text{cm}$ on a $\sigma_z = 0,55\text{ bars}$
- Pour $h'=22\text{cm}$ on a $\sigma_z = 0,5\text{ bars}$

Alors la déformation ε_z qui en résulte est calculée de la manière suivante :

$$q = \frac{\frac{13}{2}}{a^2 * \pi^2} = \frac{\frac{13}{2}}{(12,5)^2 * \pi^2} = 6,62 \text{ bars}$$

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{24600}{600} = 41$$

$$\varepsilon_z = \frac{q}{2E_2} (\sigma_T - \sigma_z)$$

Pour $h' = 20\text{cm}$ on a $\varepsilon_z = 1278 \mu\text{def}$

Pour $h' = 21\text{cm}$ on a $\varepsilon_z = 1271 \mu\text{def}$

Pour $h' = 22\text{cm}$ on a $\varepsilon_z = 1211 \mu\text{def}$

Les résultats sont présentés dans le tableau C.12 ci après :

Tableau C-12 : VALEURS DE LA CONTRAINTE DE TRACTION MAXIMALE ET DE LA DEFORMATION MAXIMALE CORRESPONDANT A CHAQUE COUPLE DE HAUTEUR (H_1 ; H_2)

| Epaisseur couche de roulement h_1 | Epaisseur couche de base h_2 | Hauteur h' | σ_t | ε_z μdef |
|-------------------------------------|--------------------------------|--------------|------------|---------------------------------|
| 15 | 18 | 20 | 10,1 | 1278 |
| 15 | 20 | 21 | 10 | 1271 |
| 15 | 25 | 22 | 9,5 | 1211 |

De l'ensemble des couples : hauteur (béton de sable) et hauteur (couche de base) récapitulé dans le tableau, seul le couple (15 ; 20) vérifie les hypothèses de base. On a donc :

- couche de roulement : 15cm
- couche base : 20cm

IV. TECHNIQUE DE POSE OU DE MISE EN ŒUVRE

1. DESCRIPTION DU PAVEE

Les pavés en béton sont en général de forme carrée, rectangulaire ou autobloquante. Ils sont conformes aux normes NF P 98-303, P 98-305 ou NF P 98-306 qui imposent notamment des

tolérances dimensionnelles, une charge minimale de rupture, une résistance à l'usure et un bon comportement vis-à-vis des intempéries.

Les caractéristiques des pavés, en particulier l'épaisseur, sont à adapter en fonction de l'usage qui sera fait du pavage.

2. TECHNIQUE DE POSE

2.1. PREPARATION DU TERRAIN

Dans tous les cas, il faut décaper la terre végétale et compacter le sol support.

Pratiquer un encaissement dont la profondeur dépend de l'épaisseur de la couche de fondation.

Le fond de forme doit être plan et présenter une pente minimale d'environ 1%.

2.2. COUCHE DE FONDATION

Elle dépend de l'usage qui sera fait du pavage et de la nature du sol support.

Par exemple, pour un usage privatif (terrasse, allée de jardin, descente de garage...) avec une faible circulation de véhicules légers : La couche de fondation mise en place dans le cas d'un sol déformable doit être plane et d'épaisseur constante après compactage

Pour un usage non privatif, le dimensionnement de la chaussée pavée peut être réalisé grâce au logiciel.

2.3. LIT DE POSE

La pente du fond de forme est identique à celle du revêtement terminé.

Le lit de pose est constitué :

- soit d'une couche de sable lavé 0/5, exempt de fines, de 2 à 4 cm d'épaisseur maximale ;
- soit d'une couche de sable stabilisé obtenu par incorporation de ciment dosé à 150 kg/m³ maximum sans apport d'eau (cette variante recommandée est à utiliser en particulier dans le cas de problèmes tels que fortes pentes, présence d'eau, technique de nettoyage agressive...).

Son épaisseur aussi constante que possible est obtenue en utilisant une règle et en s'appuyant, par exemple, sur des bastaings, dont on doit repérer le niveau.

2.4. POSE DES PAVEES

- Prendre les pavés sur plusieurs palettes pour l'homogénéité des teintes.

- La pose s'effectue à l'avancement (poseur sur les pavés en place) en veillant à ne pas détruire la planéité du lit de pose.
- Se tenir le plus en arrière possible de la dernière rangée posée pour éviter de la déplacer.
- Lorsqu'il y a une circulation de véhicules (création d'efforts horizontaux), la pose s'effectue à joints serrés, le cas échéant avec les écarteurs en contact.
- Vérifier la rectitude et la parallélisme des rangées de pavés au moins tous les 4 à 5 mètres.
- Pour assurer une bonne tenue de revêtement, il est conseillé :

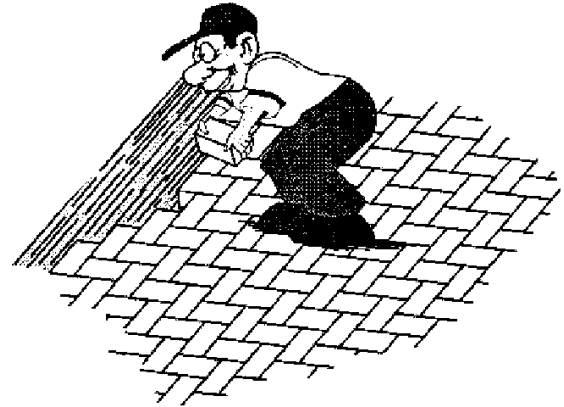


Illustration C-7 : Pose de pavées

- de lui assurer une butée en rive (par un solin ou une bordurette, par exemple) ;
- dans le cas de passage de véhicules, d'éviter les lignes de joints droite continues dans le sens de la circulation (un appareillage en chevron est satisfaisant dans tous les cas).

2.5. COMPACTAGE ET GARNISSAGE DES JOINTS

(Sur surface sèche)

Effectuer un compactage au moyen d'un matériel de compactage dynamique tel que dame revêtue d'une protection caoutchouc ou cylindre.

Balayer un sable fin 0/2 ou un sable fin stabilisé le cas échéant, jusqu'à refus dans les joints.

Eliminer tout excédent de sable ou caillou en surface

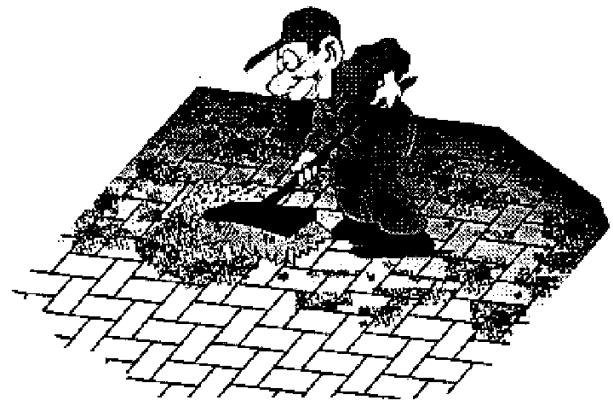


Illustration C-8 : Compactage et garnissage des joints

V. CONCLUSION SUR LA POSSIBILITE D'UTILISATION DU BETON DE SABLE COMME REVETEMENT

Il est à remarquer qu'au niveau des couches de base des deux différentes structures (en béton de sable et en béton classique) nous avons obtenus une même épaisseur. La différence fondamentale se situe au niveau de la couche de roulement.

11 cm pour le béton traditionnel

15 cm pour le béton de sable.

D. ETUDES FINANCIERE ET ENVIRONNEMENTALE

I. ETUDE FINANCIERE

Il est important d'avoir une idée sur le cout de revient de notre béton de sable. Compte tenue du fait que notre étude a abordé un élément nouveau non encore expérimenté au Bénin, nous essayerons d'évaluer le coût du mètre cube du béton de sable et le comparer au cout du mètre cube du béton ordinaire.

Tableau D-1: EVALUTION DU COUT D'UN METRE CUBE DE BETON DE SABLE

| DESIGNATION | UNITE | QUANTITE | P.U en Fcfa | TOTAL |
|---------------------------|----------------|----------|-------------|-------------------|
| SABLE LAGUNAIRE | m ³ | 1,625 | 8000 | 13000 |
| CIMENT | tonne | 0,400 | 80000 | 32000 |
| FILLER DE CALCAIRE | tonne | 0,011 | 10500 | 110 |
| EAU | m ³ | 0,176 | 225 | 40 |
| MAIN D'ŒUVRE ET MATERIELS | heure | 0,5 | 15000 | 7500 |
| TOTAL | | | | 52650 FCFA |

Tableau D-2 : EVALUTION DU COUT D'UN METRE CUBE DE BETON ORDINAIRE

| DESIGNATION | UNITE | QUANTITE | P.U en Fcfa | TOTAL |
|---------------------------|----------------|----------|-------------|-------------------|
| SABLE LAGUNAIRE | m ³ | 0,400 | 8000 | 3200 |
| CIMENT | tonne | 0,400 | 80000 | 32000 |
| GRAVIER | m ³ | 0,800 | 21667 | 17334 |
| FILLER DE CALCAIRE | tonne | 0,011 | 10500 | 110 |
| EAU | m ³ | 0,176 | 225 | 40 |
| MAIN D'ŒUVRE ET MATERIELS | heure | 0,5 | 15000 | 7500 |
| TOTAL | | | | 60184 FCFA |

Nous déduisons alors des deux tableaux précédents et de l'épaisseur retenue pour chacune de nos couches de roulement ce que, le coût du mètre carré de béton de sable pour notre chaussée urbaine démontable est de 7898 FCFA, tandis que celui du béton ordinaire est de 6620 FCFA

Remarques :

Les prix du sable et du gravier sont ceux appliqués à Cotonou et à Porto-Novo ;

Le prix du ciment est celui appliqué officiellement par la SCB et CIM-Benin ;

Le prix de l'eau est celui pratiqué par la SONEB ;

Le prix de filler de calcaire nous a été donné par les services de l'OBRGM.

II. ETUDE ENVIRONNEMENTALE

Des prélèvements sur le terrain et des analyses en laboratoire des paramètres océanographiques et biologiques ont été réalisées en vue d'évaluer les impacts sur l'écologie de la zone d'étude et plus spécifiquement sur la faune et la flore. Des résultats probants ont été obtenus. Ainsi, il a été démontré que les 2/3 des zones en aval de l'estuaire des rivières et des lagunes peuvent faire l'objet d'opération de dragage sans aucun impact notable sur la faune et la flore des lieux. Il a été conclu que l'opération de dragage reste bénéfique tant qu'elle respecte les recommandations formulées par les études faites par l'Agence Béninoise pour l'Environnement (ABE).

Une meilleure maîtrise de l'exploitation des gisements de granulats conduit aujourd'hui à envisager l'utilisation de sable naturel (sables continentaux fluviatiles et lagunaires) comme le constituant majoritaire de matériaux de construction. L'utilisation du sable dans le béton en remplacement des graviers constitue donc un axe de recherche d'avenir tant d'un point de vue économique qu'écologique, surtout pour les pays ayant de fortes réserves.

E. DISCUSSION GENERALE, AVANTAGES ET RECOMMANDATIONS

I. VALORISATION DE LA RESSOURCE

Les études portant sur les bétons de sable ont montré leur avantage économique et leur spécificité technique. Dans un contexte économique actuel comme celui du BENIN, l'évaluation quantitative des matières premières (sables continentaux fluviaux et lagunaires) justifie la vulgarisation des bétons de sable comme matériau de substitution au béton classique dont les granulats deviennent de plus en plus coûteux. En particulier, dans l'utilisation optimale des sables résiduels naturels et des déchets industriels (cendres de balles de riz en particulier) réside un double intérêt économique et écologique. La caractérisation des matériaux d'étude révèle leur particularité par rapport au béton de sable habituel utilisant des sables de base plus grossiers et des ajouts de fillers essentiellement. La méthode proposée pour le calcul de dosage des bétons de sable, s'adapte assez bien aux données locales. Les performances mécaniques obtenues aussi bien pour les bétons de remplissage que pour les bétons routiers sont largement suffisantes pour confirmer la compétitivité technique de la solution Béton de sable. Par ailleurs, les études comparatives de coût d'investissement à court terme, portant sur les chaussées confirment l'urgence d'un développement de la technologie des bétons de sable routiers, à condition que toutes les règles de l'art soient respectées en matière de conception et de dimensionnement. Les résistances à la compression sont prévisibles suivant la formule de Bolomey. Cependant, des précautions précieuses sont à prendre pour assurer une bonne qualité mécanique et une durabilité des ouvrages réalisés en béton de sable

II. QUALITES DU BETON DE SABLE

Les avantages du béton de sable sont extrêmement nombreux et nous pouvons citer entre autre :

1. OUVRABILITE

Elle peut se définir comme la facilité offerte à la mise en œuvre du béton pour le remplissage parfait du coffrage et du ferrailage.

De l'ouvrabilité dépende la plus part des qualités de l'ouvrage : compacité et

résistance réelle du béton dans l'ouvrage lui-même, enrobage et adhérence des armatures, cohésion du béton entraînant un moindre risque de ségrégation, parement de belle apparence, étanchéité.

En effet, le béton de sable possède cette facilité à remplir les moules avec une énergie de serrage moindre telle que :

- Les éléments les plus fins ou plus inaccessibles des moules sont garnis ;
- Sans apport d'énergie de serrage le béton de sable conserve sa cohésion, son homogénéité et une bonne résistance.
- Même sans vibration, le béton de sable garantit un bon enrobage des aciers même si le ferrailage est dense.

2. LA QUALITE D'ASPECT

La qualité d'ouvrabilité du béton de sable induit des effets architectoniques aussi variés qu'étonnant et séduisant :

- Absence de défaut d'aspect notamment du à la ségrégation ;
- Aspect très lisse, type marbre ;
- Aspect finement grenu, type pierre.

3. HOMOGENEITE-COHESION

La composition et la granulométrie confèrent aux bétons de sable, homogénéité et cohésion. L'intérêt essentiel est qu'ils offrent une bonne résistance au aux chocs et fait observer une réduction significative de la ségrégation.

4. INTERÊT ECONOMIQUE

Le déficit de gros granulat et le prix de revient très élevé du matériau sont liés à l'utilisation d'une ressource locale abondante. C'est pourquoi l'utilisation du béton de sable est économiquement profitable et peut donc permettre un abaissement de prix de revient grâce à :

- Des économies de matière ;
- L'efficacité de la rapidité d'exécution due à l'ouvrabilité ;
- La réduction de la pénibilité des travaux et des nuisances de chantier.

F. CONCLUSION GENERALE

L'emploi du béton de sable dans le secteur routier, répond simultanément au souci d'économie des ressources naturelles en gros granulats ainsi qu'à l'obligation de limiter la dégradation de l'environnement.

Cette étude a permis d'identifier les paramètres fondamentaux qui influencent le comportement des bétons de sable. En premier lieu, apparaissent les caractéristiques du sable (nature minéralogique, granulométrie...) qui conduisent à considérer différentes catégories de sable. Les propriétés dépendent aussi de la nature et de la finesse d'ajout employé pour assurer la compacité optimale. Le sable joue un rôle très important lors de la fabrication du béton, car il influence à la fois les propriétés du béton à l'état frais (rhéologie) et à l'état durci (durabilité et résistance).

Ainsi grâce à ces propriétés spécifiques : maniabilité, bonne cohésion, absence de ségrégation, bel aspect de surface, le béton de sable apparaît comme un produit qui apporte des solutions techniques qui permettent d'envisager son utilisation en substitution de bétons classiques sous certaines conditions.

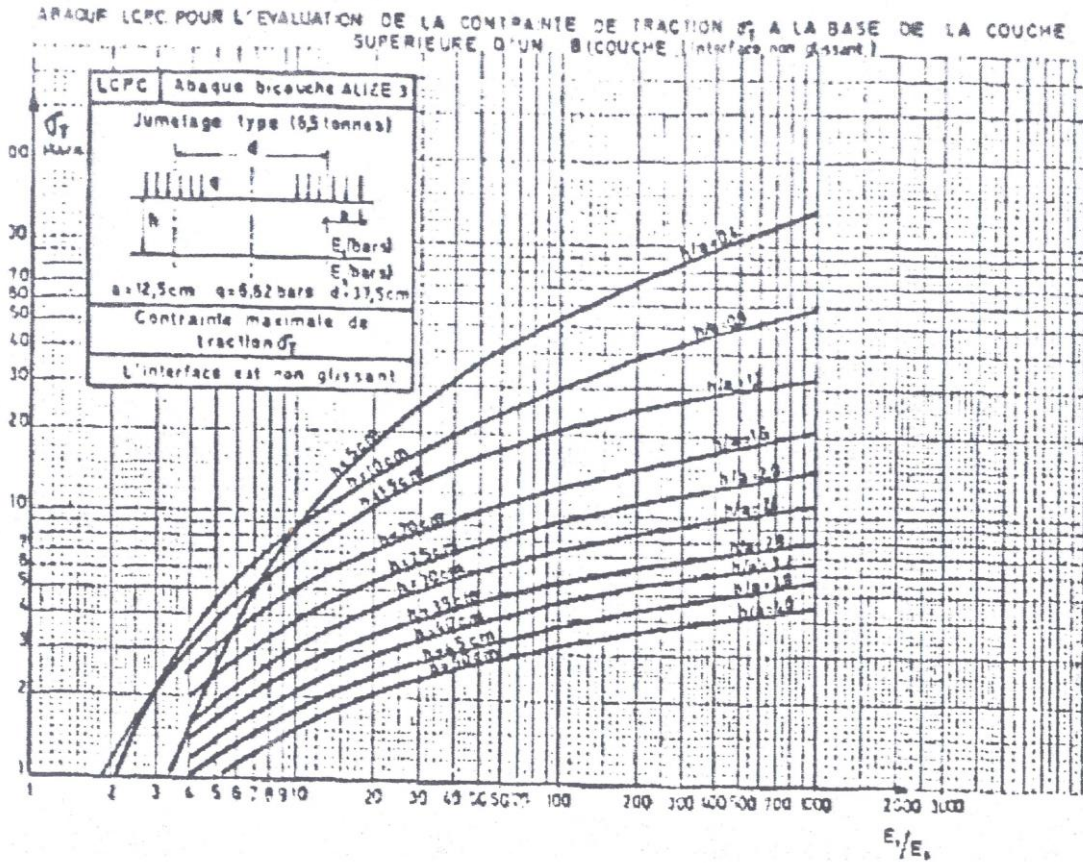
Par ailleurs, malgré le bas coût du béton de sable comparativement au béton ordinaire au mètre cube, le coût du mètre carré de la couche de roulement pour une chaussée en béton de sable est légèrement plus cher que celui du béton ordinaire. Cette étude nous a édifié sur l'incidence que la rareté des gros granulats aura sur le coût du mètre carré de la couche de roulement pour une chaussée en béton de sable, en ce sens que le sable est une ressource disponible en grande quantité.

G. BIBLIOGRAPHIE

- 1- Projet National de Recherche- Développement, SABLOGRETE, Béton de sable caractéristique et pratique d'utilisation, 1994
- 2- Georges Dreux, Nouveau guide du béton, 1981
- 3- Dr Ezéchiel I. Alloba Dr François de Paule CODO, Cours de Route 11, 2000
- 4- E.J.YODER M.W. Witczak, Principal of pavement Design 1975
- 5- Cours de route Master II Génie-Civil de l'2iE,
- 6- Jean-Jacques CHAUVIN, Les sables, Guide pratique d'utilisation routière
- 7- Mémento de l'adjoint technique des travaux, Ministère de la coopération française, 1977
- 8- Documents SETRA
- 9- Documents LCPC
- 10- <http://www.google.fr/>
- 11- Mémoires de OLABODE Moukaram, HOUENAGNON William et DJOSSOU Erick.

H. ANNEXES

I. ANNEXE 1 : ABAQUE 1 LCPC



II. ANNEXE 2 : ABAQUE 2 LCPC

