

**REPUBLIQUE DU SENEGAL
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP**



GC.0047

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

Centre de Thiès
Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur de Conception

**Titre : Modélisation du comportement mécanique
des supports de lignes électriques
en béton de sable armé et précontraint pour
le Réseau d'Electrification Rurale du Sénégal**

Auteur : Eric Aldo DJITRINO
Directeur interne : M. Ibrahima K. CISSE
Co-Directeur : M. Kalidou DIAGANA
Directeur externe : M. Karim DIOP

Année : 2002 – 2003

Dédicaces

☞ *A ma mère Victorine Kemonou DJITRINOU qui malgré la distance a toujours été proche de moi.*

☞ *A mon père Etienne Fagla DJITRINOU qui a toujours su me soutenir pendant les moments difficiles.*

☞ *A la famille TIDJANI, ma seconde famille, pour tout ce qu'elle a fait pour moi.*

☞ *A mon regretté cher Oncle et confident Raymond RAZACOU.*

REMERCIEMENTS

Je ne saurais commencer la rédaction de ce rapport sans adresser mes sincères remerciements à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à la réussite de ce projet:

- **Monsieur Ibrahima Khalil Cissé**, mon Directeur interne, pour son enseignement, ses conseils, son assistance, son soutien et sa grande disponibilité tout au long de ce projet.
- **Monsieur Kalidou Diagana**, mon Co-Directeur interne, pour m'avoir enseigné et proposé ce sujet.
- **Monsieur Cheikh Wade**, mon Professeur, pour m'avoir donné les informations nécessaires pour la réalisation du projet.
- **Monsieur Bruno d'Erneville**, mon Professeur, pour m'avoir donné la carte des vents du Sénégal.

Ces remerciements s'adressent aussi à certaines personnes qui ont contribué à l'aboutissement de ce projet et parmi les quelles, je pourrais citer :

- **Monsieur Karim Diop**, Directeur général adjoint de la SAGEF, Directeur externe de ce projet.
- **Mademoiselle Tounkara**, Responsable produits annexes de la SAGEF pour sa disponibilité.

Je ne saurais oublier **l'ensemble des Professeurs de l'Ecole** pour l'excellente formation qu'ils m'ont donnée, **l'ensemble des techniciens des laboratoires de l'Ecole** pour leur aide, **l'ensemble du personnel administratif et technique** pour leur soutien ainsi que **l'ensemble des Elèves de l'Ecole** avec qui j'ai vécu durant les cinq dernières années de ma vie.

Qu'ils trouvent à travers ces écritures, mes sentiments les plus dévoués et l'expression de toute ma gratitude.

SOMMAIRE

Ce projet de fin d'étude s'inscrit d'une part dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux et d'autre part dans le cadre de l'extension du réseau d'électrification rurale au Sénégal. Le second point s'avère imminent car l'ambition du gouvernement est d'accélérer le rythme d'électrification des zones rurales car considérant que l'un des facteurs clefs de la lutte contre la pauvreté est l'accès des populations rurales à une source d'énergie bon marché

Il s'agit de réaliser une étude de l'utilisation des bétons de sable pour la construction de supports de ligne électrique. Cette étude a utilisé certains résultats d'études antérieures telles que « la problématique de la conception d'un nouveau type de support de ligne électrique pour le réseau d'électrification rurale » et « la conception de support de ligne électrique en béton de sable armé et en béton de sable précontraint ».

L'étude de la formulation du béton est faite dans le cadre d'une optimisation de la résistance à la compression à 28 jours.

Le dimensionnement est analysé pour les sollicitations maximales d'un poteau d'une ligne à trois conducteurs 34.4/AGS/7 avec une portée de cent dix mètres (110m).

L'étude du comportement de la microstructure du béton de sable est fait au niveau microscopique en prenant en considération ses modifications physico-chimiques et les réactions qui ont lieu lors de chargement sans négliger leurs conséquences sur le comportement macroscopiques.

Le comportement de la structure est fait en supposant le béton de sable comme matériau homogène et isotrope.

Les essais réalisés au laboratoire dans le cadre de ce projet ont permis de trouver des formulations répondant de loin aux exigences des normes NF C 67 200 et NF C 67 25 d'autant qu'elles peuvent être améliorées

Un prototype de support en béton de sable armé et un prototype en béton de sable précontraint seront réalisés dans un futur proche.

Une analyse des coûts de réalisation et du rapport qualité-prix a permis de montrer la compétitivité de ces supports par rapport au béton classique.

Des recommandations ont été aussi formulées pour une meilleure qualité de ces supports.

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX	i
LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS	ii
LISTE DES ANNEXES	iv
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	4
I-1. Notions de l'existant :	5
I-1-1. Les supports en bois :	5
I-1-2. Les supports en acier :	6
I-1-3. Les supports en béton :	7
I-1-4. Les supports en béton armé :	7
I-1-5. Le béton précontraint :	8
I-2. Notions sur le béton de sable :	8
I-2-1. Historique des bétons de sable : [5]	8
I-2-2. Le développement des bétons de sable au Sénégal :	9
I-3. Les composants des bétons de sable :	10
I-3-1. Définition :	10
I-3-2. Les sables :	10
I-3-3. Les ciments :	10
I-3-4. L'eau :	11
I-3-5. Les fillers :	11
I-3-6. Les gravillons :	11
I-3-7. Les adjuvants :	11
CHAPITRE II : ETUDE EXPERIMENTALE	12
II-1 Présentation des matériaux utilisés :	13
II-1-1 Le sable de dune :	13
II-1-2 Le basalte 0/3 :	13
II-1-3 Les fillers de basalte :	13
II-1-4 L'eau :	13
II-1-5 Le ciment :	13
II-2 Etude des matériaux :	14
II-2-1 Propriétés physiques :	14
II-2-2 Paramètres granulométriques :	14
II-2-3 Commentaires :	14
II-3 Formulation des bétons de sable :	15
II-3-1 Hypothèses :	15
II-3-2 Méthode de formulation :	15
II-3-3 Résultats des formulations :	17
II-4 Résultats des essais de compression :	17
II-5 Commentaires :	18
CHAPITRE III : ANALYSE DES SOLLICITATIONS	19
III-1 Hypothèses réglementaires au Sénégal :	20
III-2. Calcul des efforts transmis au support :	20
III-2-1. Effort du vent sur les parois du support :	20
III-2-2 Efforts appliqués par les câble :	20
III-2-2-1. Efforts dus à la pression du vent :	20
III-2-2-2 Efforts dus à la traction des conducteurs :	21
III-2-3 Détermination de la hauteur du poteau à concevoir :	21
III-3. Détermination des sollicitations :	22

III-3-1 Effort du vent sur les câbles :	22
III-3-2 Effort du vent sur la paroi du poteau :	23
III-3-3 Calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant :	23
III-3-3-1 L'effort tranchant :	23
III-3-3-2 Moment fléchissant :	23
III-4 Conclusion :	24
CHAPITRE IV : RAPPEL DU DIMENSIONNEMENT DU SUPPORT	25
IV-1. Justification de la classe du support :	26
IV-2. Dimensionnement du support en béton armé :	26
IV-2-1. Choix de l'enrobage :	26
IV-2-2. Choix de l'état de fissuration :	27
IV-2-3. Dimensionnement de la section d'encastrement à $x=1.7m$:	27
IV-2-3-1. Calcul à l'ELU :	27
IV-2-3-2. Vérification à l'ELS :	27
IV-2-4. Dimensionnement de la section située à $x=2.7m$:	28
IV-2-4-1. Calcul à l'ELU :	28
IV-2-4-2. Vérification à l'ELS :	28
IV-2-5. Dimensionnement de la section située à $x=3.7m$:	28
IV-2-5-1. Calcul à l'ELU :	28
IV-2-5-2. Vérification à l'ELS :	29
IV-2-6. Dimensionnement de la section située à $x=4.7m$:	29
IV-2-6-1. Calcul à l'ELU :	29
IV-2-6-2. Vérification à l'ELS :	29
IV-2-7. Dimensionnement de la section située à $x=5.7m$:	29
IV-2-7-1. Calcul à l'ELU :	30
IV-2-7-2. Vérification à l'ELS :	30
IV-2-8. Dimensionnement de la section située à $x=6.7m$:	30
IV-2-8-1. Calcul à l'ELU :	30
IV-2-8-2. Vérification à l'ELS :	30
IV-2-9. Dimensionnement de la section située à $x=7.7m$:	31
IV-2-9-1. Calcul à l'ELU :	31
IV-2-9-2. Vérification à l'ELS :	31
IV-2-10. Dimensionnement de la section située à $x=8.7m$:	31
IV-2-10-1. Calcul à l'ELU :	31
IV-2-10-2. Vérification à l'ELS :	32
IV-2-11 Calcul de l'espacement des cadres :	32
IV-3. Dimensionnement du support en béton précontraint :	32
IV-3-1. Rappel des différents modes de réalisation de la précontrainte :	32
IV-3-1-1. Gonflement de vérins prenant appui sur des culées fixes :	33
IV-3-1-2. Mise en tension de câbles en acier par des vérins qui s'appuient sur le béton de la pièce à précontraindre :	33
IV-3-1-3. Précontrainte par armatures adhérentes :	33
IV-3-2. Calcul de la précontrainte :	34
IV-3-3. Calcul des pertes de contraintes :	35
IV-3-3-1. Les pertes instantanées :	35
IV-3-3-2. Les pertes différées :	35
IV-3-4-2. A l'état limite de service :	37
IV-3-5. Vérification à l'ELU :	38
IV-3-5-1. section $x=0.5m$:	38
IV-3-5-1-1. Acier dans le domaine plastique :	38

IV-3-5-1-2.Calcul du moment résistant :	39
IV-3-5-2. section $x=1.7m$:	39
IV-3-5-2-1. Acier dans le domaine plastique :	39
IV-3-5-2-2.Calcul du moment résistant :	40
IV-3-5-3. section $x=10.8m$:	40
IV-3-5-3-1. Acier dans le domaine plastique :	40
IV-3-5-1-2.Calcul du moment résistant :	41
CHAPITRE V : ETUDE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DU BETON DE	
SABLE :	42
V-1- Etude bibliographique :	43
V-1-1 Introduction :	43
V-1-2 Composition du béton de sable:	43
V-1-3 Comportement mécanique du béton :	43
V-1-3-1 Comportement en compression :	43
V-1-3-2 Comportement en traction :	44
V-1-3-3 Comportement cyclique traction compression :	45
V-1-3-4. Evolution de la porosité :	45
V-1-3-5 Conclusion de la partie mécanique :	45
V-1-4 Cadre théorique de la modélisation du béton de sable :	46
V-1-4-1. Modèles élastoplastiques pour le béton :	46
V-1-4-1-1. Formulation générale – lois d'états :	47
V-1-4-1-2. Critère de plasticité et règle d'écoulement :	47
V-1-4-2. Modèles d'endommagement pour le béton :	49
V-1-4-2-1. Formulation des modèles d'endommagement :	50
V-1-4-2-2. Effet de fermeture des micro fissures : Comportement unilatéral :	51
V-1-4-3. Couplage endommagement et plasticité :	52
V-1-4-4. Problème de localisation des déformations :	54
V-1-4,5 Conclusion de la partie modélisation :	55
V-2-Formulation du modèle :	56
V-2-1 Introduction :	56
V-2-2 Résolution numérique du problème mécanique :	57
CHAPITRE VI : ETUDE DU COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE	60
VI-1. Caractéristiques géométriques :	61
VI-1-1. Calcul du module de Young :	61
VI-1-2. Calcul de la section à considérer :	62
VI-1-3. Calcul du moment d'inertie :	62
IV-2. Calcul du déplacement :	63
VI-2-1. Calcul de l'énergie de déformation :	63
VI-2-2. Calcul des déplacements :	64
VI-2-3. Calcul du déplacement en tout point :	65
VI-3 Calcul de la contrainte maximale :	67
CHAPITRE VII : ETUDE DES COUTS	69
VII-1. Cas du support en béton de sable armé :	70
VII-2. Cas du support en béton de sable précontraint :	71
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	74
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	76

LISTE DES TABLEAUX

2.1 : paramètres granulométriques du sable fillerisé et du sable de dune	14
2.2 : Dosage des constituants du béton de sable armé en Kg/m ³	17
2.3 : Dosage des constituants du béton de sable précontraint en Kg/m ³ .	17
2.4 : Résistances à la compression(en MPa) à 28 jours pour le béton de sable armé	17
2.5 : Résistances à la compression(en MPa) à 28 jours pour le béton de sable précontraint	18
3.1 :Caractéristiques d'un type de support de lignes de courant électrique	21
3.2 :Valeur de f 65°C pour différentes portées	21
3.3 : Distances minimales pour les lignes moyennes tensions en conducteurs nus	22
4.1 : Récapitulatif des résultats du calcul de précontrainte	36
4.2 : Contraintes extrêmes à la mise en tension	37
4.3 : Contraintes extrêmes à l'état limite de service sous combinaisons fréquentes	37
4.4 : Contraintes extrêmes à l'état limite de service sous combinaisons rares	38
5.1 : Récapitulatif des paramètres influent sur le modèle	57
7.1 : devis estimatif pour un support de lignes en béton de sable armé réalisé avec un pourcentage de fines dans le basalte de 5%	71
7.2 : devis estimatif pour un support de lignes en béton de sable armé réalisé avec un pourcentage de fines dans le basalte de 8%	71
7.3 : devis estimatif pour un support de lignes en béton de sable précontraint réalisé avec un pourcentage de fines dans le basalte de 5%	72
7.4 : devis estimatif pour un support de lignes en béton de sable précontraint réalisé avec un pourcentage de fines dans le basalte de 8%	72

LISTE DES ABREVIATIONS ET SIGLES

RER : Réseau d'Electrification Rurale

SAGEF : Société d'Aménagement et de Gestion d'Equipements Fonciers

NF : Norme Française

ELU : Etat Limite Ultime

ELS: Etat Limite de service

DRAST : Direction de la Recherche et des Affaires Scientifiques et Techniques

LRPC : Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées

CETE : Centre d'Etudes Techniques pour l'Equipement de Bordeaux

CEREEQ : Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes pour l'Equipement

SENEMAC : Sénégalaise de Matériaux et de Construction

HAMO : Société des Habitats Modernes

SOCOCIM : Société de fabrication et de Commercialisation du Ciment

DAU : Direction de l'Aménagement Urbain

CEREEQ : Centre expérimental de recherche et d'études pour l'équipement

AGETIP: Agence d'exécution des travaux d'intérêt public contre le sous emploi

BTP: Bâtiment Travaux Publics

CPA : Ciment Portland Artificiel

CPJ : Ciment Portland Modifié

SDE : Société des Eaux

ES : Equivalent de Sable

Abs : Absorptivité

C_U : Coefficient d'uniformité de Hazen

Mf, le Module de finesse

AFNOR : Association Française de Normalisation

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

Pa : Pascal

N : Newton

M : mètre

Kg : Kilogramme

M : moment

M_U : Moment ultime

M_s : Moment de service
 M_{10} : Moment de la table
 M_r : Moment résistant du béton
 V : Effort tranchant
 V_u : Effort tranchant ultime
 V_s : Effort tranchant de service
BT : Basse tension
NT : Moyenne tension
 P_0 : Force de précontrainte
 E_b : Module d'élasticité du béton
 E_p : Module d'élasticité du câble de précontrainte
 f_{c28} : Résistance à la compression à 28 jours
 f_{t28} : Résistance à la traction à 28 jours
 f_{pe} : limite élastique de l'acier de précontrainte
 ε_r : Raccourcissement relatif du béton
 τ_u : Contrainte tangentielle

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Courbes granulométriques du sable de dune et du sable fillerisé

Annexe 2 : Résistance à la Compression en fonction du rapport E/C (Béton de sable classique)

Annexe 3 : Résistance à la Compression en fonction du rapport E/C (Béton de sable précontraint)

Annexe 4 : Résistance à la Compression en fonction de la teneur en fines dans le sable fillerisé (Béton de sable classique)

Annexe 5 : Résistance à la Compression en fonction de la teneur en fines dans le sable fillerisé (Béton de sable précontraint)

Annexe 6 : Valeurs caractéristiques à considérer pour les supports au Sénégal

Annexe 7 : Tableau de classification des supports de lignes électriques

Annexe 8 : Carte des vents du Sénégal

Annexe 9 : Ferrailage du support de lignes.

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Entre les multiples côtes et plages au sable fin et les nombreux paysages tourmentés de dunes, le Sénégal est en train de se construire de formidables perspectives économico-sociales. Ceci avec un enjeu de taille qui a certainement un bel avenir devant lui : le béton de sable ! Bétons de sable devrait-on dire, car ils représentent une gamme de matériaux locaux dont on découvre chaque jour davantage l'intérêt (sables naturels, sables de dune, résidus de carrières, produits de dessablage, ...).

Les recherches et expérimentations menées par les partenaires du Projet National "SABLOCRETE" ont montré que la technique des chaussées en béton de sable apporte des avantages sur les plans de l'économie, de la préservation des ressources naturelles et de l'environnement, dans les régions riches en sable.

Associée à une couche de forme-fondation en sable traité au ciment, elle permet de réaliser une chaussée presque entièrement en matériaux locaux. Dans certains pays où les sables sont les seuls granulats disponibles, son intérêt peut être considérable.

Le béton de sable se distingue d'un béton traditionnel par un fort dosage en sable et par l'absence ou un faible dosage de gravillons. Il se différencie également des mortiers par un plus faible dosage en ciment et surtout par l'utilisation qu'on veut en faire : un matériau de construction pour la réalisation de chaussées routières.

L'emploi de béton de sable en remplacement des bétons classiques peut constituer une variante de structure rigide intéressante sur le plan économique lorsque le sable est facilement accessible et à un coût moindre que les granulats courants. Mais outre le domaine des chaussées, le béton de sable peut aussi présenter des avantages dans celui du réseau d'électrification rurale où les supports représentent au moins 40% des coûts d'une ligne électrique. Ceci aura pour but de réduire le coût de l'extension du réseau électrique au monde rural.

Ce présent rapport décrit le dimensionnement et la réalisation d'un support en béton de sable armé et précontraint normalisé de 11m ayant une portée de 110m. Il montre les caractéristiques mécaniques de ce support soumis aux charges réelles et montre les avantages d'un tel support par rapport à un support classique.

Tout en utilisant une démarche argumentative pour montrer les qualités de ce nouveau type de support, le présent rapport utilise une démarche comparative pour montrer les avantages de ce nouveau support.

C'est donc un catalogue de résultats d'expériences, de calculs fondés, de minutieuses études techniques argumentées de vérifications à partir de logiciels. L'étude s'articulera essentiellement autour de cinq grands points à savoir :

- L'étude de la formulation optimale du béton de sable;
- Le dimensionnement du support;
- L'étude numérique du comportement de la microstructure du béton de sable;
- L'étude du comportement du support de ligne sous sollicitations;
- L'analyse financière.

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I-1. Notions de l'existant :

Tout d'abord, le terme « support » est un terme générique s'appliquant à tout dispositif conçu pour supporter les conducteurs d'une ligne aérienne par l'intermédiaire d'isolateurs. Les lignes aériennes peuvent être montées sur trois sortes de supports : les poteaux (en bois, en béton ou à treillis), les pylônes, les portiques (en bois, en béton ou à treillis).

Nous allons ici donner les principales caractéristiques des matériaux aujourd'hui utilisés pour la construction des supports de lignes électriques.

I-1-1. Les supports en bois :

Les supports en bois sont généralement utilisés pour les lignes à basse et moyenne tension. Les poteaux en bois sont largement utilisés comme supports de lignes électriques et téléphoniques dans les pays du monde entier, du plus riche au plus pauvre ; les Etats-Unis et le Canada en comptent plus de 100 millions, en Europe il y a un poteau en bois pour deux habitants, etc. [3]

Pourquoi utiliser le bois plutôt que le béton ou le métal? D'abord, c'est le matériau le plus économique. On pourrait cependant penser que le béton et le métal sont plus acceptables pour l'environnement. Mais des études ont montré que si l'on considère l'énergie, les matériaux et les rejets environnementaux en jeu dans la « vie » d'un poteau (c'est-à-dire l'extraction de la matière première, la fabrication du poteau, son usage puis sa mise au rebut), le bois demeure la plus écologique des solutions. Ce matériau présente aussi d'autres qualités essentielles. Il est le plus résistant, car le métal est sensible à la rouille, et les sels de déglacage dans les pays du nord attaquent le béton. Une autre caractéristique technique, qui peut sembler anodine, désavantage également le métal et le béton : l'impossibilité pour un monteur de ligne de grimper avec des crampons dans des poteaux faits de ces matériaux ! Il faut alors utiliser une nacelle, ce qui n'est pas toujours possible... En fait, le béton et le métal sont employés pour des raisons esthétiques. Le bois représente donc encore la meilleure des solutions. Pour fabriquer des poteaux, on utilise en Amérique du Nord surtout des pins rouges âgés de 75 ans. Le bois est très résistant aux chocs et la fabrication d'un poteau demande relativement peu d'énergie. Cependant, la longévité d'un poteau de bois est considérablement réduite par des agents biologiques comme les insectes, les bactéries et les champignons, qui l'apprécient comme

repas ou comme abri. Dans certains cas, les effets engendrés par ces agents biologiques peuvent être accentués par la chaleur, l'humidité et la teneur en oxygène du bois. Pour augmenter la durée de vie d'un poteau de bois, on doit donc le traiter aux petits oignons... ce qui implique l'utilisation de produits toxiques.

Comme support de lignes, le poteau en bois présente des avantages importants : élasticité, simplicité d'accès, maniabilité, bonne intégration dans l'environnement, coût peu élevé, etc. De plus, le bois est une ressource renouvelable. •

I-1-2. Les supports en acier :

La force de cet alliage est celle de pouvoir supporter les efforts de traction des forces exercées par les câbles et les forces des vent. Les qualités intrinsèques de l'acier sont exemptes de deux inconvénients sérieux : la fragilité aux basses températures et leur prédisposition à la fatigue.

De nos jours, il existe toute une gamme d'aciers propres à satisfaire à tous les besoins. Le critère les différenciant est leur limite d'élasticité ; En effet, la pièce d'acier soumise à une traction croissante est élastique jusqu'à cette valeur. Au-delà, l'acier, tout en conservant sa résistance, subit une déformation permanente, de telle sorte que lorsqu'on fait cesser la traction, il ne revient pas à ses dimensions d'origine. Cette déformation plastique augmente au fur et à mesure que s'accroît la traction au-dessus de la limite d'élasticité, jusqu'à une nouvelle limite à partir de laquelle la déformation n'est plus possible et la pièce se casse.

L'acier doux a une limite d'élasticité, de 2500 à 3000 kg/cm² et une limite de rupture variant entre 4400 et 5200 kg/cm², mais pour la construction de structures métalliques on lui attribue une résistance admissible d'environ 1500 kg/cm². L'acier T1 d'origine américaine, est certainement le plus résistant ; sa limite d'élasticité est de 6280 kg/cm² et il a une résistance admissible de 3140 kg/cm². De plus, il est soudable, bien plus résistant à la corrosion que l'acier doux et supporte des basses températures qui rendent les aciers fragiles au choc. Mais son prix est son plus gros inconvénient. En général, on utilise plutôt un des nombreux aciers spéciaux de caractéristiques mécaniques comprises entre celles du T1 et de l'acier doux. [9]

I-1-3. Les supports en béton :

Les Romains utilisaient déjà une sorte de béton, la pouzzolane : il s'agit d'un dépôt volcanique qui se solidifie si on le mélange avec de l'eau et de la chaux. Le portland, inventé en Angleterre en 1824, est un ciment obtenu par calcination à 1500°C d'un mélange d'argile et de calcaire que l'on broie ensuite finement. Lorsqu'on le mélange à de l'eau, il durcit et devient très résistant en raison de sa forte teneur en silicates de calcium anhydres. Ce matériau présente le gros avantage de pouvoir être employé à l'état plastique, voire fluide ; il peut donc être coulé en moules de n'importe quelle forme ; il se solidifie ensuite pour devenir comme de la roche qu'on aurait modelée. On lui attribue des charges de compression allant jusqu'à 45 kg/cm². Notons qu'il existe des bétons spéciaux tolérant des charges de 400 kg/cm². Afin d'accroître la résistance d'un béton, on peut simplement augmenter la proportion de ciment. Toutefois, si le rapport eau/ciment reste constant, l'augmentation de la quantité de ciment implique celle de l'eau et cela conduit à un mélange qui se contracte considérablement lorsqu'il durcit. Pour limiter ce retrait, on est amené à réduire la proportion d'eau, au point d'obtenir des bétons exceptionnellement secs, mais qui par ailleurs présente un manque de fluidité. [9]

Le portland peut aussi être remplacé par le ciment alumineux qui a non seulement une résistance mécanique très haute, mais résiste aussi à l'action corrosive de l'eau de mer et des sulfates. [9]

I-1-4. Les supports en béton armé :

Le béton de ciment présente des résistances à la compression relativement élevées, mais sa résistance à la traction est faible (de l'ordre du dixième de la résistance à la compression). Ce qui fait de lui un matériau fragile.

Pour pallier les inconvénients dus à cette fragilité, on associe au béton des armatures en acier ; le matériau résultant de cette association est le béton armé.

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé comporte les quatre opérations suivantes l'exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal, la mise en place des armatures dans le coffrage, la mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage et le décoffrage après durcissement suffisant du béton.

Dans la mise en œuvre traditionnelle, ces différentes opérations sont effectuées in situ, c'est-à-dire à l'emplacement même que l'élément occupe dans l'ouvrage.

Par opposition, dans les techniques de préfabrication, les quatre opérations énoncées précédemment sont réalisées soit en atelier, soit sur le chantier, et elles sont suivies d'opérations de manutention (transport, levage), de mise en place et d'assemblage des éléments préfabriqués. [8]

Dans le cadre de la transmission des efforts de compression, le béton est plus économique que l'acier et son association avec des armatures en acier lui permet de résister à des efforts de flexion dans des conditions économiquement compétitives.

I-1-5. Le béton précontraint :

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes qui, composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre des limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

I-2. Notions sur le béton de sable :

I-2-1. Historique des bétons de sable : [5]

L'histoire du béton de sable a commencé en 1853 avec l'ingénieur François Coignet qui dans la perspective de réaliser des constructions monolithes, économiques et résistantes, mit au point le « béton aggloméré » : un béton destiné à être moulé et pilonné en place. C'était un mélange sans cailloux de sable, de cendre, de scories, de charbon brûlé, de terre argileuse cuite et pilée, de chaux hydraulique naturelle et d'eau en faible quantité. Cette composition fut par suite utilisée dans bon nombre de constructions et réseaux d'assainissement et, après adaptation, servit à réaliser plusieurs ouvrages.

En 1918, une expérience très originale fut faite par Nicolas de Rochefort à St Pétersbourg. Cette expérience consistait à broyer ensemble sable et clinker à parts égales, puis à mélanger ce produit à du sable dans le rapport 1/3. Les résistances obtenues furent les mêmes que celles d'un mélange sable ciment, beaucoup plus riche en ciment (1/3 de ciment pour 3/3 de sable). Cette expérience fut reprise par le professeur académicien Rehbindler, comme base de ses propres recherches sur le béton de sable et le mystérieux mécanisme d'activation par broyage du mélange sable clinker.

Il conclut que ce broyage libérait des surfaces physico-chimiques actives fraîches, fixaient plus efficacement le liant. Ce que Nicolas de Rochefort découvrit probablement par hasard, fut ainsi expliqué. Ce fut une grande découverte pour l'Union Soviétique qui est riche en sable mais pauvre en gravillons et en roches massives.

I-2-2. Le développement des bétons de sable au Sénégal :

Compte tenu de l'immense gisement de sable, d'une part et de la rareté des granulats d'autre part, il est opportun de promouvoir le développement des bétons de sable avec utilisation des fillers de calcaire ou de basalte qui sont les résidus de carrière. Grâce au partenariat avec l'association française Sablocrète ainsi que l'appui de la Direction de la Recherche et des Affaires Scientifiques et Techniques (DRAST) qui dépendent du ministère français de l'équipement, du logement et du tourisme, une mission d'information et de sensibilisation puis une mission technique d'appui opérationnel d'experts du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) et du Centre d'Etudes Techniques pour l'Equipement (CETE) de Bordeaux ont eu lieu à Dakar respectivement en Octobre 1994 et en Mars 1995.

Deux formulations de béton de sable de consistance « ferme » pour parpaings et dalles et de béton de sable de consistance « plastique » destiné aux dallages et aux panneaux préfabriqués, mises au point par le CETE de Bordeaux en liaison avec le Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes pour l'Equipement (CEREEQ) de Dakar, ont pu être fabriquées à l'usine de HAMO spécialisée dans la préfabrication, appartenant aujourd'hui à la SAGEF, et à la Sénégalaise de Matériaux et de Construction (SENEMAC), avec notamment la participation de l'usine de SOCOCIM, les carrières DESPLAST, la DAU, la direction des travaux publics, la SOCOTECH, le CEREEQ et l'AGETIP.

Les premiers résultats sont très encourageants et ont permis d'atteindre des économies de 23 à 31% par rapport au béton classique selon les dosages en ciment.

En perspective, il est envisagé, grâce à l'appui de la caisse française de développement et de la mission française d'aide de coopération, la réalisation de projets à base de bétons de sable à la suite d'une étude économique et environnementale. Des actions de sensibilisation des maîtres d'œuvre, entreprises et maîtres d'ouvrages sur l'intérêt des bétons de sable sont également envisagés.

Le développement des bétons de sable au Sénégal pourrait donc, assurément, apporter au secteur des BTP des solutions peu onéreuses avec une valorisation des matériaux locaux,

notamment dans la voirie urbaine, les chaussées en ciment à faible trafic... d'une part, et favoriser la préservation de l'environnement en permettant l'utilisation massive des sables de dunes plus abondants et moins coûteux en lieu et place des sables de plage qui font actuellement l'objet d'une extraction frauduleuse d'autre part.

I-3. Les composants des bétons de sable :

I-3-1. Définition :

Les bétons de sable sont composés de sable, de fines d'ajout, de ciment et d'eau. Par rapport à cette composition de base et pour répondre aux besoins de certains usages, d'autres ajouts spécifiques peuvent être ajoutés. Au Sénégal, les bétons de sable sont composés de ciment, d'eau, de sable et de sable fillerisé 0/3.

I-3-2. Les sables :

Par sable, on entend tout granulat 0/D conforme aux définitions des normes NF 18101 et NF 18 301. Il peut s'agir d'un sable naturel alluvionnaire ou de ballastière, soit d'un sable de carrière issu du concassage d'une roche massive ou détritique. Aucun critère granulométrique n'est à priori exigible pour réaliser un béton de sable. On peut aussi bien utiliser un sable fin (type sable de dune) qu'un sable alluvionnaire moyen ou grossier ou un 0/D de concassage. La seule restriction d'emploi des sables, réside dans leur propreté car aucune étude n'a encore été faite avec un sable pollué. D'ailleurs, les programmes nationaux de recherche devraient permettre d'élargir à d'autres sables actuellement hors normes le champ des usages.

I-3-3. Les ciments :

Comme pour le béton classique, le ciment utilisé pour la confection d'un béton de sable est conforme à la norme NF 15 301. Le choix du ciment est fait à partir de sa classe de résistance, de ses caractéristiques d'hydratation, de l'agressivité du milieu... et, d'une façon plus générale, de la composition du béton et de l'usage auquel on le destine. Pour bénéficier pleinement de l'activité hydraulique des fines d'addition, on privilégiera souvent les CPA par rapport au CPJ.

I-3-4. L'eau :

L'eau utilisé pour la confection des bétons de sable est conforme à la norme NF 18 303. L'eau efficace comprend, en plus de l'eau de gâchage, une quantité non négligeable d'eau apportée par les additions, adjuvants et autres ajouts, et surtout par les sables à travers leurs teneurs en eau initiales.

I-3-5. Les fillers :

C'est un anglicisme venant du verbe « to fill » qui veut dire remplir. Leur but est de remplir les vides du sable. Leur efficacité dépend de leur nature minéralogique, leur finesse, leur activité (inerte ou pouzzolanique).

I-3-6. Les gravillons :

Ils sont utilisés pour augmenter la compacité et à même dosage de ciment, la matrice de sable se trouve enrichie en ciment ; l'ajout de gravillons a pour effet d'augmenter le module d'élasticité du béton de sable.

I-3-7. Les adjuvants :

Ce sont des produits chimiques utilisés à faible dose, de la même façon et dans le même but que pour les bétons classiques. Pour le béton de sable, on utilise plus précisément les plastifiants et les fluidifiants qui permettent de défloculer les éléments fins, de réduire le dosage en eau et, par conséquent, d'augmenter la résistance et la compacité tout en amoindrissant les risques de retrait excessif.

CHAPITRE II : ETUDE EXPERIMENTALE

ETUDE EXPERIMENTALE

II-1 Présentation des matériaux utilisés :

Les études antérieures ayant montré les meilleures qualités du basalte 0/3 par rapport au calcaire 0/3 , nous nous contenterons pour cette étude de basalte 0/3.

II-1-1 Le sable de dune :

C'est un sable fin, très abondant au Sénégal et dans les pays sahélien. Il est prélevé à Lam-lam à environ 15km de Thiès. Il représente une grande alternative du fait de son abondance.

II-1-2 Le basalte 0/3 :

C'est un matériau de couleur gris noir, très dur. La carrière se situe à Diack à 30km de Thiès.

II-1-3 Les fillers de basalte :

Ce sont les résidus de concassage de la carrière de Diack.

II-1-4 L'eau :

C'est l'eau produite par la Société des Eaux (SDE) et accessible à tous.

II-1-5 Le ciment :

C'est le ciment CEM I 42.5 produit par la SOCOCIM. C'est un ciment spécial peu disponible sur le marché et obtenu par commande.

II-2 Etude des matériaux :

II-2-1 Propriétés physiques :

Le basalte est une roche appartenant à la classe des roches ignées extrusives. Ces roches sont formées par un refroidissement rapide du magma, lorsque celui-ci atteint la surface. Les cristaux n'ont donc pas le temps de se développer et ils demeurent plus petits ou ils sont absents. Sa dureté (sa résistance à se laisser rayer) varie de 5 à 5.5. Sa masse volumique est de 2.99g/cm^3 . Son absorptivité est de 1.49%. Sa texture est souvent vésiculaire, massive, coussinée ou bréchique.

Le sable de dune est très fin et très abondant au Sénégal. Sa densité est de 2.7g/cm^3 . Son équivalent de sable à vue est de 32% et son équivalent de sable au piston est de 25%.

II-2-2 Paramètres granulométriques :

Les courbes granulométriques du sable fillerisé et du sable de dune sont en annexe 1.

Les paramètres granulométriques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1 : paramètres granulométriques du sable fillerisé et du sable de dune

Paramètres granulométriques	% de fines	C_U	Mf
Sable de dune	1.5	2.64	0.89
Basalte	5	3.49	3.46

Où C_U représente le coefficient d'uniformité de Hazen et Mf, le module de finesse.

II-2-3 Commentaires :

Le sable utilisé est plus souillé que le sable ayant servi aux études antérieures. Le basalte utilisé présente plus de fines que ceux des études précédentes.

L'équivalent de sable à vue est inférieure à 65 et l'équivalent de sable au piston est inférieur à 60 donc on est en présence d'un sable argileux. Mais il es bon de signaler l'absence de solution lavante lors de l'essai.

$2 < CU < 5$ implique que le sable a une granulométrie serrée selon le bureau des normes AFNOR.

II-3 Formulation des bétons de sable :

II-3-1 Hypothèses :

1. Le rapport massique fines/(fines+granulats), r est compris entre 0.2 et 0.3.
2. Le rôle de remplissage est distingué du rôle de liant hydraulique.
3. Le rapport E/C maximal est d'environ 0.7 à priori.
4. La quantité d'eau de gâchage sera ajustée en tenant compte de la nature et de l'état des constituants et des fillers en particuliers.
5. Nous admettrons une résistance de 300 bars pour le béton de sable armé et de 350 bars pour le béton précontraint conformément aux normes NF C 67-250 et NF C 67-200 avec un rapport massique de 0.23.

II-3-2 Méthode de formulation :

On utilise la méthode proposée par Monsieur CISSE en 1996 .[1]

Le but de cette méthode est de chercher un mélange des composants tel que pour un dosage en ciment donné, la résistance soit maximale. Cette méthode est basée sur le calcul

empirique de Caquot suivant : $C = \frac{250 + f_{cj}}{\sqrt[5]{D}}$ et sur le rapport $r = \frac{C+F}{C+F + \sum_{i=1}^n S_{gi}}$

avec :

C' : quantité de ciment et de fines de sable et sable fillerisé $= (C+F)$ (en Kg/m^3);

C : quantité de ciment (en Kg/m^3), imposé par les contraintes de dosages;

F : quantité de filler ($< 80\mu\text{m}$) dans le sable et le sable fillerisé (en Kg/m^3);

D : Diamètre maximum de l'ensemble des granulats (en mm);

S_{gi} : Quantité de sable à l'exception des fillers (en Kg/m^3);

En développant l'expression de r , on obtient : $\sum_{i=1}^n S_{gi} = C' \frac{1-r}{r}$

En considérant :

F_1 et F_2 : la quantité de fillers dans le sable et le sable fillerisé respectivement(en Kg/m^3);

f_1 et f_2 : le pourcentage de fillers dans le sable et le sable fillerisé respectivement;

S_1 : quantité de sable des dunes(en Kg/m^3) ;

S_2 : la quantité de sable fillerisé(en Kg/m^3) ;

On obtient ainsi:

Dans le cas du béton de sable armé, on a $f_{cj}=300\text{bars}$. Donc pour $D=3\text{mm}$, on obtient le

dosage en ciment: $C' = \frac{250 + f_{cj}}{\sqrt[3]{D}} = 441.5 \text{ kg}/\text{m}^3$. Nous prendrons $450 \text{ kg}/\text{m}^3$.

La norme NF C 67-200 exigeant un minimum de $C=400 \text{ kg}/\text{m}^3$, nous utiliserons $C=400 \text{ kg}/\text{m}^3$.

De $C'=C+F$, nous prendrons $F=50 \text{ kg}/\text{m}^3$ ($F=F_1+F_2$).

Pour le béton précontraint, nous prendrons $C=500 \text{ kg}/\text{m}^3$. et $F= 50 \text{ kg}/\text{m}^3$.

On a donc: $S_{g1}+S_{g2}=C\frac{1-r}{r}$ et $f_1S_{g1}+f_2 S_{g2}= F_1+F_2$.

D'où le système de deux équations à deux inconnues.

$$f_1S_{g1}+f_2 S_{g2}= 50$$

$$S_{g1}+S_{g2}= 1478$$

Pour $f_1=1.5\%$ et $f_2 =5\%$, la résolution donne $S_{g1}=682.857$ et $S_{g2}= 795.143$

Or $S_1 = \frac{S_{g1}}{1-f_1} = 693.3$; De même, on trouve $S_2 = 836.992$.

Pour la quantité d'eau, on part sur la base d'un rapport E/C et on tient compte de l'absorptivité du basalte qui est de 1.5%. Ainsi, pour $E/C= 0.6$, on aura $E=400*0.6+0.015*836.992 =253 \text{ l}/\text{m}^3$.

Dans le but d'obtenir une résistance à la compression optimale à 28 jours, nous ferons varier le rapport E/C et la teneur en fines. Ainsi, nous étudierons les cas où le basalte aura une teneur en fines de 5, 8, 11, 15 et 20% et dans chaque cas, on fera passer le rapport E/C de 0.6 à 0.65.

La formulation se fera sans adjuvant dans le but de travailler dans les conditions les plus défavorables. Avant la réalisation du support, on fera une étude avec l'ajout d'un adjuvant.

II-3-3 Résultats des formulations :Tableau 2.2 : Dosage des constituants du béton de sable armé en Kg/m³

Eléments	Poids sec en Kg/m ³														
	fines =5%			fines =8%			fines =11%			fines =15%			fines =20%		
Sable de dune	693.992			1065.83			1203.1			1291.22			1347.8		
Basalte 0/3	836.992			465.385			329.2			242.53			188.04		
Ciment	400			400			400			400			400		
Eau	253	263	273	247	257	267	245	255	265	244	254	264	243	253	263
M.V. béton frais	2099	2112	2113	1978	2026	2002	1813	1950	1989	1904	1977	1981	2011	2042	2158
M.V. béton durci	2045	2043	2052	1949	1976	1961	1737	1934	1932	1908	1945	1965	1945	1969	1911

Tableau 2.3 : Dosage des constituants du béton de sable précontraint en Kg/m³.

Eléments	Poids sec en Kg/m ³														
	fines =5%			fines =8%			fines =11%			fines =15%			fines =20%		
Sable de dune	693.992			1065.83			1203.1			1291.22			1347.8		
Basalte 0/3	836.992			465.385			329.2			242.53			188.04		
Ciment	500			500			500			500			500		
Eau	312	325	338	307	320	332	305	317	265	304	316	329	303	315	327
M.V. béton frais	1761	2105	2108	1990	2017	2018	1942	2035	2019	1988	2013	2194	1993	1986	2005
M.V. béton durci	2089	2051	2060	1908	1942	1976	1853	1986	1958	1943	1962	2012	1910	1873	1852

II-4 Résultats des essais de compression :

Les résultats des essais de compression sont résumés dans des tableaux à double entrées suivants:

Tableau 2.4 : Résistances à la compression(en MPa) à 28 jours pour le béton de sable armé

Rc à 28 jours	Rapport E/C		
% fines	0.6	0.625	0.65
5	25.85	28.80	25.36
8	22.80	22.13	23.29
11	14.77	20.10	18.98
15	12.03	15.82	11.82
20	21.64	21.57	16.20

Tableau 2.5 : Résistances à la compression(en MPa) à 28 jours pour le béton de sable précontraint

Rc à 28 jours	Rapport E/C			
	%fines	0.6	0.625	0.65
5	33.46	31.18	33.32	
8	21.05	22.83	21.64	
11	18.94	20.38	18.77	
15	15.57	12.84	24.80	
20	15.75	22.48	22.97	

II-5 Commentaires :

Sur les courbes d'évolution de la résistance en fonction du rapport E/C présentées en annexe 2 et 3, on se rend compte que la résistance diminue avec l'augmentation du rapport E/C comme c'est le cas pour les bétons classiques. Mais pour de très faibles valeurs du rapport E/C, on observe des résistances très faibles, conséquence de l'hydratation partielle du ciment ; ce qui témoigne du fait que les bétons de sables absorbe plus d'eau que les bétons classiques.

D'autre part, les valeurs les plus élevées sont obtenues :

-dans le cas du béton armé pour E/C de 0.625 et un pourcentage de fines de 5% . Mais, les expériences étant réalisées sans adjuvant, la formulation présentant E/C de 0.65 et un pourcentage de fines de 8% peut être améliorée avec l'ajout d'un adjuvant réducteur d'eau et peut offrir dans ce cas une meilleure alternative vu son coût moindre.

-dans le cas du béton précontraint la résistance optimale est obtenue pour E/C de 0.6 ou 0.65 avec un pourcentage de fines de 5% . Il restera à voir laquelle des deux formulations sera la plus améliorée avec l'ajout d'adjuvant réducteur d'eau ou de fluidifiant.

En plus, les courbes d'évolution de la résistance en compression en fonction de la teneur en fines dans le basalte pour des rapports E/C constants présentées en annexe 3 et 4 décroissent dans un premier temps avec l'évolution de la teneur en fines avant de remonter aux alentours de 15%. Ce qui signifie que plus la quantité de fines devient plus importante vis à vis des gravillons, plus la résistance augmente. Cela montre que le rôle de remplissage des fines est prépondérant pour l'augmentation de la résistance. Malheureusement, nos expériences ne sont pas allées plus loin car, elles auraient pu donner à des teneurs en fines importantes, des résistances plus élevées.

Une autre alternative, serait d'augmenter la teneur en fines de basalte dans la quantité obtenue par le calcul pour une formulation encore plus optimale.

CHAPITRE III : ANALYSE DES SOLLICITATIONS

ANALYSE DES SOLLICITATIONS

III-1 Hypothèses réglementaires au Sénégal :

- Hypothèse A

Elle tient compte de la prédominance du vent sur les autres paramètres du climat ; ceci à la température ambiante de 30°C avec une pression du vent de 480 Pa.

- Hypothèse B

Elle privilégie l'influence de la température (froid) pour une pression moyenne du vent ; température de 10°C et pression du vent de 180 Pa.

Des hypothèses supplémentaires ont été faites dans le cadre de ce projet :

- les portées adjacentes seront supposées rigoureusement égales à 110 m
- la tension initiale sera de 2.03 hbars
- Les câbles seront en alliage d'aluminium avec une section de 34,4. [6]

III-2. Calcul des efforts transmis au support :

III-2-1. Effort du vent sur les parois du support :

La norme française C67-200 préconise que le vent conventionnel à prendre en compte dans les calculs est celui qui produit une pression de 1000 Pa sur les surfaces et 400 Pa sur la section longitudinale des poteaux à section circulaire. [6]

Pour les surfaces intermédiaires faisant un angle α avec la direction du vent, on admet que la pression exercée sur la projection de ces surfaces est égale à $Q=1000 \sin^2 \alpha$ (en Pascal)

III-2-2 Efforts appliqués par les câble :

III-2-2-1. Efforts dus à la pression du vent :

Puisque les conducteurs sont supposés de même nature et de portées égales.

$V=K \cdot n \cdot D \cdot A$ avec $K= 48$ si l'hypothèse A est plus défavorable
 $=18$ si l'hypothèse B est plus défavorable

Où V représente la force exercée par le conducteur en daN pour l'hypothèse retenue, $n \cdot D$ la somme des diamètres des conducteurs en m et A la portée.

Les valeurs de V par mètre de portée pour différents types de conducteurs sont données à l'annexe 6.

III-2-2-2 Efforts dus à la traction des conducteurs :

Pour les conducteurs en alignement qui font l'objet de notre étude, l'hypothèse de portées égales et de conducteurs en alignement fait que la traction a la même valeur absolue et de sens opposé de part et d'autre du support ; la résultante est donc nulle.

III-2-3 Détermination de la hauteur du poteau à concevoir :

La hauteur d'un support de ligne électrique est limitée par les considérations suivantes :

- La hauteur d'implantation h_o est donnée par le tableau 3.1 ci dessous :

Tableau 3.1 :Caractéristiques d'un type de support de lignes de courant électrique

Longueur du poteau en m	Dimensionnement des cotés du poteau en mm		Masse du poteau en kg	Profondeur d'implantation en m
	Au sommet	A la base		
9	130*165	220*300	725	1.5
10	130*165	230*315	830	1.6
11	150*180	330*420	1100	1.7

- La flèche maximale que présente le conducteur à 65°C sans vent $f_{65^{\circ}\text{C}}$ est donnée par le tableau 3.2 ci dessous :

Tableau 3.2 :Valeur de $f_{65^{\circ}\text{C}}$ pour différentes portées

Portées(m)	90	100	110
$f_{65^{\circ}\text{C}}$	1.9736	2.3174	2.69

- La distance minimale séparant le conducteur au sol est donnée par le tableau 3.3 ci dessous :

Tableau 3.3 : Distances minimales à respecter pour les lignes moyennes tensions en conducteurs nus

Hauteur minimale au dessus des terrains agricoles	6 (m)
Hauteur minimale	8 (m)
Hauteur minimale	3.2 (m)
Hauteur minimale	3.2 (m)
Distance minimale par rapport aux maisons avec un vent de 240Pa et t=10°C	3 (m)
Distance minimale par rapport aux arbres	1 (m)

Puisque le support à concevoir est destiné à l'électrification rural nous adoptons six mètres (6m) pour une valeur de h_0 . La hauteur d'implantation est de 1,7m.

La formule qui donne H, la hauteur du support est la suivante :

$$H = f_{650C} + h_0 + 6[m]$$

$$= 2,69 + 1,7 + 6 = 10,39m$$

Pour être dans la gamme des supports normalisés on choisit H=11 m

III-3. Détermination des sollicitations :

III-3-1 Effort du vent sur les câbles :

Pour le câble 34,4/AGS/7 et pour un vent de 480Pa, le tableau de l'annexe 6 donne un effort linéique de 0,360daN/m

Donc pour une portée de 110m, on a un effort $f=0,360*110$

$$F=39,6daN/m$$

Pour le cas où on a trois câbles, on pose :

$$F=3*f$$

$$F=118,8daN \approx 120daN$$

A l'ELS, l'effort appliqué par le vent sur les trois câbles est F=120daN.

A l'ELU, le coefficient de surcharge pour le même câble et pour le même vent est égale à 4,03 (voir annexe 6).

Donc à l'ELU, l'effort appliqué par le vent sur les trois câbles est :

$$F = 118,8 * 4,03 \\ \approx 480 \text{ daN}$$

III-3-2 Effort du vent sur la paroi du poteau :

L'effort résultant sur la face du poteau est $P = 1000 * S$ où S est l'aire de la face exposée du poteau.

$$P = 1000 * \left(\frac{0,150 + 0,330}{2} \right) = 240 \text{ N} = 24 \text{ daN}$$

Donc à l'ELS on a une charge linéaire $P_s = 24 \text{ daN / ml}$.

$$\text{A l'ELU on a : } P_u = 1,5 * P_s \\ = 36 \text{ daN/ml}$$

III-3-3 Calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant :

III-3-3-1 L'effort tranchant :

A l'état limite ultime, on a :

- Pour $0 < X < 0,25$, $V_u(X) = 36 * X \text{ (daN)}$
- Pour $0,25 < X < 9,3$, $V_u(X) = 480 + 36 * X \text{ (daN)}$

A l'état limite de service on a :

- Pour $0 < X < 0,25$, $V_s(X) = 24 * X \text{ (daN)}$
- Pour $0,25 < X < 9,3$, $V_s(X) = 120 + 24 * X \text{ (daN)}$

III-3-3-2 Moment fléchissant :

A l'état limite ultime on a :

- Pour $0 < X < 0,25$, $M_u(X) = 36 * X^2 / 2 \text{ (daN.m)}$
- Pour $0,25 < X < 9,3$, $M_u(X) = 480(X - 0,25) + 36 * X^2 / 2 \text{ (daN.m)}$

A l'état limite de service on a :

- Pour $0 < X < 0,25$, $M_s(X) = 24 * X^2 / 2 \text{ (daN.m)}$
- Pour $0,25 < X < 9,3$, $M_s(X) = 120(X - 0,25) + 24 * X^2 / 2 \text{ (daN.m)}$

III-4 Conclusion :

Ces sollicitations sont maximales à la section d'encastrement ($X=9,3\text{m}$) avec :

$$\left. \begin{array}{l} M_s = 2113,88[\text{daN.m}] \\ V_s = 342,20[\text{daN}] \end{array} \right\} \text{ à l'état limite de service}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_u = 5900,82[\text{daN.m}] \\ V_u = 814,8[\text{daN}] \end{array} \right\} \text{ à l'état limite ultime}$$

Ces valeurs seront utilisées pour le dimensionnement et la modélisation.

CHAPITRE IV : RAPPEL DU DIMENSIONNEMENT DU SUPPORT

RAPPEL DU DIMENSIONNEMENT DU SUPPORT

Dans cette partie, on fait un rappel du dimensionnement existant [2] en y ajoutant quelques modifications.

IV-1. Justification de la classe du support :

La classe des supports de lignes électrique normalisés est définie par le facteur de résistance transversale t , rapport des moments dans le plan perpendiculaire à l'effort nominal et dans celui de l'effort nominal [6]. L'effort nominal est l'effort de sollicitation de câbles sur le support.

La valeur minimale de t valable pour toutes les sections est fixée par le tableau en annexe 7.

Le plan contenant l'effort nominal n'est soumis qu'à l'effort du vent sur la paroi du support avec un effort $F_v = 1.5 \cdot 1000(0.18 + 0.42)/2$

$$= 45 \text{ daN/ml}$$

Soit alors $M_f(x) = \frac{(F_v \cdot x^2)}{2}$ pour $0 \leq x \leq 9.3$

$$M_f(x) = \frac{\sqrt{45 \cdot x^2}}{2} \text{ daN/ml}$$

Et dans le plan perpendiculaire à l'effort nominal, on a :

$$M_p(x) = 480(x - 0.25) + 36 \cdot \frac{x^2}{2} \text{ pour } x > 0.25 \text{ m et } M_p(x) = 36 \cdot \frac{x^2}{2} \text{ pour } x \leq 0.25 \text{ m}$$

D'où $t(x) = 0.8$ si $0 \leq x \leq 0.25$ et $t(x) = (960(x - 0.25) + 36 \cdot x^2) / (45 \cdot x^2)$ si $0.25 \leq x \leq 9.3$

L'étude de la fonction $t(x)$ montre que la valeur minimale de t dans l'intervalle d'étude est $t = 0.8$ qui est supérieure à 0.6 ceci implique qu'on a un support de classe B.

IV-2. Dimensionnement du support en béton armé :

Les règles de dimensionnement sont celles du BAEL 91.

IV-2-1. Choix de l'enrobage :

On prendra 2.5cm.

IV-2-2. Choix de l'état de fissuration :

Nous concevons le support à l'état de fissuration préjudiciable car la fissuration du support va entraîner une corrosion très rapide des armatures suite aux intempéries comme les pluies.

Le support est dimensionné comme une poutre de section variable en console. Il s'agira de dimensionner la section la plus sollicitée et de diminuer la section d'acier au fur et à mesure que la section et les sollicitations diminuent. Les sections sont cotées suivant la hauteur du support.

IV-2-3. Dimensionnement de la section d'encastrement à $x=1.7\text{m}$:

$$h_0=8\text{cm} \quad b=30.21\text{cm} \quad h=38.29\text{cm} \quad e=2.5\text{cm} \quad d=35.75\text{cm} \quad M_u=0.059\text{MN.m}$$

$$M_{\text{ser}}=0.212\text{MN.m}$$

IV-2-3-1. Calcul à l'ELU :

$$M_{\text{tu}} = b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) \cdot f_{\text{bu}}$$

$$\text{Soit } M_{\text{tu}} = 0.3021 \cdot 0.08 (0.3579 - 0.08/2) \cdot 17$$

$$= 0.1306 \text{ MN.m}$$

$M_{\text{tu}} > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait alors en section rectangulaire.

Le Calcul suivant le BAEL donne : $A=4.971\text{cm}^2$

IV-2-3-2. Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre

$$Y=0.1105\text{m}$$

$$I=59.2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\text{bc}}=3.95 \text{ MPa} < 0.6 \cdot 30 = 18\text{Mpa}$$

$$\sigma_{\text{s}}=132.83 \text{ MPa} < \min(266.7 ; 110(1.6 \cdot 2.4)0.5)=215\text{MPa}$$

Le schéma de ferrailage donné par la norme exige $A=2 \cdot 4.971\text{cm}^2$ (voir schéma de ferrailage).

$$\text{Soit } A= 8\phi 12 \text{ et } 2\phi 10 = 13.88 \text{ cm}^2.$$

IV-2-4. Dimensionnement de la section située à $x=2.7\text{m}$:

$$h_0=7.5\text{cm} \quad b=28.52\text{cm} \quad h=36.10\text{cm} \quad e=2.5\text{cm} \quad d=33.6 \text{ cm} \quad M_u=0.0510402 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser}=0.0179268\text{MN.m}$$

IV-2-4-1. Calcul à l'ELU :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) \cdot f_{bu}$$

$$\text{Soit } M_{tu} = 0.285 \cdot 0.075 (0.336 - 0.075/2) \cdot 17$$

$$= 0.108 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait alors en section rectangulaire.

Le Calcul suivant le BAEL donne : $A=4.59\text{cm}^2$

IV-2-4-2. Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre

$$\sigma_{bc}=3.96 \text{ MPa} < 0.6 \cdot 30 = 18\text{MPa}$$

$$\sigma_s=129.82 \text{ MPa} < \min(266.7 ; 110(1.6 \cdot 2.4)0.5)=215\text{MPa}$$

Le schéma de ferrailage donné par la norme exige $A=2 \cdot 4.59\text{cm}^2 = 9.18 \text{ cm}^2$ (voir schéma de ferrailage). Ce qui rend la coupure difficile du fait de la symétrie des barres exigées. On adopte le même ferrailage qu'à l'encastrement

Soit $A= 8\phi 12$ et $2\phi 10$.

IV-2-5. Dimensionnement de la section située à $x=3.7\text{m}$:

$$h_0=7\text{cm} \quad b=26.94\text{cm} \quad h=33.92\text{cm} \quad e=2.5\text{cm} \quad d=31.42 \text{ cm} \quad M_u=0.0434322 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser}=0.0148548 \text{ MN.m}$$

IV-2-5-1. Calcul à l'ELU :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) \cdot f_{bu}$$

$$\text{Soit } M_{tu} = 0.2694 \cdot 0.07 (0.3142 - 0.07/2) \cdot 17$$

$$= 0.0895 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait alors en section rectangulaire.

Le Calcul suivant le BAEL donne : $A=4.183\text{cm}^2$

IV-2-5-2. Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre

$$Y=0.099917\text{m}$$

$$I=37.77 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc}=3.92 \text{ MPa} < 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s=126.4 \text{ MPa} < \min(266.7 ; 110(1.6 \cdot 2.4)0.5)=215 \text{ MPa}$$

on peut donc couper les $2\phi 10$ à la section $x=3.05$

IV-2-6. Dimensionnement de la section située à $x=4.7\text{m}$:

$$h_0=6.5\text{cm} \quad b=25\text{cm} \quad h=31.74 \text{ cm} \quad e=2.5\text{cm} \quad d= 29.24 \text{ cm} \quad M_u=0.036184 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser}=0.0120228 \text{ MN.m}$$

IV-2-6-1. Calcul à l'ELU :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) \cdot f_{bu}$$

$$\text{Soit } M_{tu} = 0.072658 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait alors en section rectangulaire.

Le Calcul suivant le BAEL donne : $A=3.75\text{cm}^2$

IV-2-6-2. Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre

$$Y=0.09394 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc}=1.2995 \text{ MPa} < 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s=124.935 \text{ MPa} < \min(266.7 ; 110(1.6 \cdot 2.4)0.5)=215 \text{ MPa}$$

le schéma de ferrailage donné par la norme exige $A=2 \cdot 3.75\text{cm}^2 = 7.5 \text{ cm}^2$ (voir schéma de ferrailage). Ce qui rend la coupure difficile du fait de la symétrie des barres exigées. On adopte le même ferrailage qu'à la section précédente.

Soit $A= 8\phi 12$.

IV-2-7. Dimensionnement de la section située à $x=5.7\text{m}$:

$$h_0=6 \text{ cm} \quad b=23.67 \text{ cm} \quad h=29.56 \text{ cm} \quad e=2.5\text{cm} \quad d= 27.06 \text{ cm} \quad M_u=0.0292962 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser}=0.0094308 \text{ MN.m}$$

IV-2-7-1. Calcul à l'ELU :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) \cdot f_{bu}$$

$$\text{Soit } M_{tu} = 0.058 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait alors en section rectangulaire.

Le Calcul suivant le BAEL donne : $A = 3.283 \text{ cm}^2$

IV-2-7-2. Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre

$$Y = 0.0873 \text{ m}$$

$$I = 21.79 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.77 \text{ MPa} < 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 118.94 \text{ MPa} < \min(266.7 ; 110(1.6 \cdot 2.4)0.5) = 215 \text{ MPa}$$

le schéma de ferrailage donné par la norme exige $A = 2 \cdot 3.283 \text{ cm}^2 = 6.566 \text{ cm}^2$ (voir schéma de ferrailage). On coupe $2\phi 12$ à $x = 6.05 \text{ m}$

Soit $A = 6\phi 12$.

IV-2-8. Dimensionnement de la section située à $x = 6.7 \text{ m}$:

$$h_0 = 5.5 \text{ cm} \quad b = 23.36 \text{ cm} \quad h = 27.81 \text{ cm} \quad e = 2.5 \text{ cm} \quad d = 25.318 \text{ cm} \quad M_u = 0.0227 \text{ MN.m}$$

$$M_{scr} = 0.00508 \text{ MN.m}$$

IV-2-8-1. Calcul à l'ELU :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) \cdot f_{bu}$$

$$\text{Soit } M_{tu} = 0.0471 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait alors en section rectangulaire.

Le Calcul suivant le BAEL donne : $A = 2.709 \text{ cm}^2$

IV-2-8-2. Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre

$$Y = 0.079 \text{ m}$$

$$I = 16 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.52 \text{ MPa} < 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 82.71 \text{ MPa} < \min(266.7 ; 110(1.6 \cdot 2.4)0.5) = 215 \text{ MPa}$$

le schéma de ferrailage donné par la norme exige $A=2*2.709\text{cm}^2=5.418\text{cm}^2$ (voir schéma de ferrailage). On adopte le même ferrailage qu'à la section précédente.

Soit $A=6\phi 12$.

IV-2-9. Dimensionnement de la section située à $x=7.7\text{m}$:

$h_0=5\text{ cm}$ $b=20.40\text{ cm}$ $h=25.82\text{ cm}$ $e=2.5\text{cm}$ $d=22.7\text{ cm}$ $M_u=0.0166\text{ MN.m}$

$M_{ser}=0.00379\text{ MN.m}$

IV-2-9-1. Calcul à l'ELU :

$$M_{tu}=b*h_0*(d-h_0/2)*f_{bu}$$

Soit $M_{tu}=0.035\text{ MN.m}$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait alors en section rectangulaire.

Le Calcul suivant le BAEL donne : $A=2.209\text{cm}^2$

IV-2-9-2. Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre

$$Y=0.0711\text{ m}$$

$$I=10.49\text{ }10^{-5}\text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc}=2.56\text{ MPa} < 0.6*30 = 18\text{MPa}$$

$$\sigma_s=84.39\text{ MPa} < \min(266.7 ; 110(1.6*2.4)0.5)=215\text{MPa}$$

le schéma de ferrailage donné par la norme exige $A=2*2.209\text{cm}^2=4.418\text{cm}^2$ (voir schéma de ferrailage). On coupe $2\phi 12$ à $x=8.55\text{m}$.

Soit $A=4\phi 12$.

IV-2-10. Dimensionnement de la section située à $x=8.7\text{m}$:

$h_0=5\text{ cm}$ $b=18.76\text{ cm}$ $h=25.82\text{ cm}$ $e=2.5\text{cm}$ $d=20.51\text{ cm}$

$M_u=0.01079\text{ MN.m}$ $M_{ser}=0.0025\text{ MN.m}$

IV-2-10-1. Calcul à l'ELU :

$$M_{tu}=b*h_0*(d-h_0/2)*f_{bu}$$

Soit $M_{tu}=0.02871\text{ MN.m}$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait alors en section rectangulaire.

Le Calcul suivant le BAEL donne : $A=1.5779\text{cm}^2$

IV-2-10-2. Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre

$$Y=0.0604 \text{ m}$$

$$I=63.33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc}=2.38 \text{ MPa} < 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s=85.65 \text{ MPa} < \min(266.7 ; 110(1.6 \cdot 2.4)0.5)=215 \text{ MPa}$$

le schéma de ferrailage donné par la norme exige $A=2 \cdot 1.5779\text{cm}^2 = 3.1558 \text{ cm}^2$ (voir schéma de ferrailage). On conserve le même ferrailage qu'à la section précédente pour toute les sections au dessus de $x=8.7\text{m}$.

Soit $A=4\phi 12$.

IV-2-11 Calcul de l'espacement des cadres :

Calcul de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = V_u / (0.3021 \cdot 0.3579)$$

$$\begin{aligned} V_{\max} &= (480 + 36 \cdot 9.3) \text{ daN} \\ &= 0.008148 \text{ MN} \end{aligned}$$

$$\tau_u = V_u / (b \cdot s_d) = 0.0975 \text{ Mpa}$$

$$A_t / (b_0 S_t) \geq (\tau_u - 0.3 \cdot 2.4) / (0.8 f_e) < 0$$

Donc théoriquement les cadres ne sont pas nécessaires; cependant on doit les mettre pour la bonne tenue des aciers longitudinaux avec un espacement $S_t = 50 \text{ cm}$. On les mettra dans les endroits où sont placés les raidisseurs.

IV-3. Dimensionnement du support en béton précontraint :

IV-3-1. Rappel des différents modes de réalisation de la précontrainte :

Il existe principalement 3 modes de réalisation de la précontrainte. [7]

IV-3-1-1. Gonflement de vérins prenant appui sur des culées fixes :

On interpose entre les culées et la pièce de béton coulée entre elles des vérins dont le gonflement raccourcit et, par conséquent, comprime la pièce. Des cales introduites ensuite, entre les culées

et la pièce, maintiennent celle-ci dans son état comprimé.

Ce procédé n'est économique que lorsque les culées le sont, soit, le plus souvent, quand du rocher en place peut en tenir lieu. Sinon, on peut relier les deux culées par un tirant qui les empêche de s'écarter sous l'action des vérins.

IV-3-1-2. Mise en tension de câbles en acier par des vérins qui s'appuient sur le béton de la pièce à précontraindre :

Sous l'action du vérin auquel il est attaché, le câble, logé dans un conduit, s'allonge et se tend à l'effort P . Le vérin, s'appuyant sur le béton, exerce sur lui un effort de compression, égal à P en vertu de la loi d'action et réaction : P est donc l'effort de précontrainte.

Le câble, une fois tendu, est ancré sur le béton, ce qui assure la permanence de la compression.

La mise en tension du câble n'est effectuée qu'après que le béton ait été coulé et ait suffisamment durci pour pouvoir résister à l'effort P . Ce procédé est appelé, pour cela, précontrainte par post-tension.

IV-3-1-3. Précontrainte par armatures adhérentes :

Ce mode de précontrainte consiste à tendre tout d'abord les armatures entre deux culées fixes.

On coule ensuite, tout autour d'elles et à leur contact direct, le béton de la pièce. Quand ce béton a suffisamment durci, on relâche la tension dans les armatures et leur raccourcissement :

- s'effectue librement en dehors de la pièce ;
- se trouve entravé à l'intérieur de la pièce par la mobilisation de l'adhérence, ce qui limite très fortement la perte de tension dans les aciers (en partie courante tout au moins) et assure du même coup la mise en compression du béton.

C'est le procédé le plus utilisé.

IV-3-2. Calcul de la précontrainte :

Comme vis-à-vis de toute sollicitation, il y a lieu de procéder, en ce qui concerne les sollicitations normales, à deux catégories de justifications :

- aux ELU pour s'assurer de la résistance de la structure ;
- aux ELS pour vérifier le respect des conditions d'exploitation et de durabilité.

Alors qu'aux ELS on se limite au domaine de fonctionnement élastique des matériaux, on admet, aux ELU, la plastification des sections.

Les matériaux étant alors censés se comporter élastiquement, le principe des justifications est extrêmement simple : il suffit de calculer les contraintes qui apparaissent dans les sections sous l'effet des sollicitations de calcul et de vérifier qu'elles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires.

Tant que les contraintes de traction dans le béton restent modérées (ce que nous supposons ici), le calcul s'effectue à partir des caractéristiques des sections non fissurées :

- sections nettes en ce qui concerne les contraintes développées par les charges permanentes et par la précontrainte ;
- sections homogénéisées pour les contraintes dues aux charges variables.

Les sections nettes s'obtiennent en soustrayant des *sections brutes* les vides tels que trous, encoches et conduits ménagés pour le passage ou l'ancrage des armatures de précontrainte.

Les sections homogénéisées se déduisent des sections nettes, précédemment définies, en leur ajoutant la section des armatures de précontrainte multipliée par le coefficient d'équivalence instantané. L'introduction de ces sections homogénéisées permet de prendre en compte les variations de tension qui affectent les armatures de précontrainte lorsque des charges variables sont appliquées à la structure. En pratique, les caractéristiques des sections brutes, nettes et homogénéisées sont souvent très voisines et l'on peut les confondre au stade du prédimensionnement.

La section critique est la section d'encastrement avec un moment fléchissant $M_u = 0.059 \text{ MN.m}$

On est en général amené à avoir une valeur de précontrainte supérieure au minimum de F1 et F2.

$$F1 = \frac{S^* V^* V' (M_{\max} - M_{\min})}{I(V + V')} \quad \text{et} \quad F2 = \frac{M_{\max}}{\frac{I}{S^* V'} + V' - d}$$

On choisit $P_o = 0.294 \text{ MN}$

Le pourcentage forfaitaire de perte de précontrainte est pris égal à 15% d'où l'effort disponible après perte étant égal à 0.2499MN

Ce résultat nous permet de choisir 7φ7 .

IV-3-3. Calcul des pertes de contraintes :

IV-3-3-1. Les pertes instantanées :

On en distingue trois : les pertes par frottements des câbles, les pertes dues au recul d'ancrage qui sont négligées par le choix de vis-écrou et les pertes dues à la non simultanéité de la mise en tension des câbles qui sont aussi négligées par le fait qu'on considère que la mise en tension se fait de façon simultanée.

La tension après pertes par frottements des câbles est calculée par la formule

$$F = F_0 e^{-(f\alpha + \psi x)} \text{ où } x \text{ est l'abscisse de la section prise en compte.}$$

IV-3-3-2. Les pertes différées :

On en distingue aussi trois : les pertes dues au retrait du béton, les pertes dues au fluage et les pertes dues à la relaxation.

La tension après pertes dues au retrait du béton est calculée par la formule

$$\delta F = -E_p * \xi_r * A \text{ où } A \text{ est la section d'acier dans la section en question et le raccourcissement relatif } \xi \text{ est pris par hypothèse égal à } 3*10^{-4}$$

$$\delta F = -200000 * 3 * 10^{-4}$$

$$\delta F = -161 * 10^{-6} MN$$

La tension après pertes dues au fluage est calculée par la formule $\delta \sigma P_f = -2 * \sigma_b E_p * \frac{A}{E_b}$

La tension après pertes dues à la relaxation est calculée par la formule :

$$\delta \sigma_p(x) = -0.06 * \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_p(x)_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) * \sigma_p(x)_i$$

Où ρ_{1000} est la valeur de la relaxation du câble de précontrainte mesurée en laboratoire à 1000 heures. Elle vaut 2.5%

$f_{prg} = 1255 \text{MPa}$ est la contrainte de rupture garantie de l'armature de précontrainte.

μ_0 est un coefficient numérique valant 0.43.

En somme, on a les résultats présentés dans le tableau 4.1 ci dessous:

Tableau 4.1 : Récapitulatif des résultats du calcul de précontrainte

Sections	X=0.5m	X=1.7m	X=10.8m
Frottement (MN)	0	0.016	0.025
Recul d'ancrage (MN)	0	0	0
Non-simultanéité (MN)	0	0	0
Retrait (MN)	0.016	0.016	0.016
Fluage (MN)	0.00812	0.00783	0.0265
Relaxation (MN)	$1.776 \cdot 10^{-5}$	$1.1585 \cdot 10^{-5}$	$1.477 \cdot 10^{-5}$
Total (MN)	0.0241	0.0398	0.0675
Pourcentage	8.19%	13.53%	22.95%
Efforts disponibles (MN)	0.2699	0.2542	0.2265

Le béton du support a les caractéristiques suivantes : $f_{c28} = 35 \text{Mpa}$ et $f_{t28} = 2.7 \text{MPa}$

En service les moments dus aux charges d'exploitation dans les différentes sections

$$M_s(x=0.5\text{m}) = 21.23 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_s(x=1.7\text{m}) = 21.23 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_s(x=10.8\text{m}) = 4.6 \cdot 10^{-6} \text{ MN.m}$$

IV-3-4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Le support est soumis aux intempéries donc il sera vérifié selon la classe 2.

IV-3-4-1. A la mise en tension :

Les contraintes extrêmes ont pour expression :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{F}{S_n} \frac{Fe_0 V}{I_n} \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{sup}} = \frac{F}{S_n} \frac{Fe_0 V}{I_n}$$

I_n et S_n sont l'inertie et la section nettes,

F est la valeur initiale de la précontrainte après la perte instantanée,

E_0 l'excentricité du câble résultant calculé depuis le centre de gravité de la section nette.

En somme, on a les résultats dans le tableau 4.2 ci dessous:

Tableau 4.2 : Récapitulatif des contraintes extrêmes à la mise en tension

Sections	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (Mpa)
X=0.5m	2.7	2.7
X=1.7m	0.7	5.81
X=10.8m	9.56	9.56

En phase de construction, les contraintes limites admissibles sont :

$$\sigma_{max} = 0.6f_{c28} = 21\text{MPa} \quad \sigma_{min} = -0.7f_{t28} = -1.89\text{MPa} \text{ (dans la section d'enrobage)}$$

on a donc satisfaction.

IV-3-4-2. A l'état limite de service :

Ces contraintes sont calculées au temps t infini, les contraintes dues aux charges d'exploitation, sont calculées en section homogénéisée.

- combinaison rares : précontrainte+charges d'exploitation
- combinaison fréquentes : précontrainte+0.6*charges d'exploitation

Les contraintes dues au moments de service dans les différentes sections sont calculées comme suit :

$$\sigma = \pm \frac{M_s * V}{I_h}$$

les contraintes extrêmes en état de service sous combinaisons fréquentes sont résumées dans le tableau 4.3 ci-dessous.

Tableau 4.3 : Récapitulatif des contraintes extrêmes à l'état limite de service sous combinaisons fréquentes

Sections	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)
X=0.5m	1.0039	4.56
X=1.7m	1.31	4.66
X=10.8m	7.792	7.79

Ces contraintes sont acceptables car inférieures aux contraintes admissibles.

Les contraintes extrêmes en état de service sous combinaisons rares sont résumées dans le tableau 4.4 ci-dessous.

Tableau 4.4 : Récapitulatif des contraintes extrêmes à l'état limite de service sous combinaisons rares

Sections	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)
X=0.5m	-0.18	5.75
X=1.7m	0.21	5.75
X=10.8m	7.792	7.80

Ces contraintes sont aussi acceptables car inférieures aux contraintes admissibles.

IV-3-5. Vérification à l'ELU :

La combinaison à prendre en compte est S(1.5Q)

IV-3-5-1. section x=0.5m :

$$P = A \cdot \bar{f}_{pe} / 1.15 = 269.402 \cdot 10^{-6} \cdot 1255 / 1.15 = 0.294 \text{ MN}$$

$$Y = h_p \varepsilon_{bu} / (\varepsilon_{bu} + \varepsilon_p) = 0.2045 \cdot 3.5 / (3.5 + 10)$$

$$= 5.301 \text{ cm on est dans la semelle d'où } F_b = f_{bu} \cdot b \cdot 0.8 \cdot y \text{ soit}$$

$$f_{bu} = 23.33 \cdot 0.3218 \cdot 0.8 \cdot 0.053 = 0.278 \text{ MN} > P \text{ donc la rupture a lieu « par l'acier »}$$

IV-3-5-1-1. Acier dans le domaine plastique :

La déformation de l'acier doit être inférieure à sa déformation ultime. Dans un premier temps, nous supposons que l'acier travaille dans le domaine plastique. L'équilibre des efforts s'écrit : $P - F_b = 0$

$$P = A \cdot \bar{f}_{pe} / 1.15 = 269.402 \cdot 10^{-6} \cdot 1255 / 1.15 = 0.294 \text{ MN}$$

$$F_{bu} = 23.33 \cdot 0.3218 \cdot 0.8 \cdot y \text{ si } 0.8y < 6.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } y = 4.377 \text{ cm}$$

On en tire la valeur de la déformation relative $\delta'' \varepsilon_p$.

$Y = h_p \varepsilon_{bu} / (\varepsilon_{bu} + \delta'' \varepsilon_p) \Rightarrow \delta'' \varepsilon_p = 12.84 / 1000$ à limiter à, 10/1000. il nous faut vérifier que l'acier travaille dans le domaine plastique. A vide, on avait :

$$P = 0.294 \text{ MN} \Rightarrow \varepsilon_{pm} = P / (A \cdot E_p) = 5.009 / 1000.$$

$$\text{On a } \sigma_{bp} = \sigma_{sup} + (\sigma_{inf} - \sigma_{sup}) \cdot h_p / h$$

$$=2.7 \text{ MPa or } \delta'\epsilon_p = \sigma_{bp} / E_b = 2.7/36000$$

$$=0.075/1000$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{pm} + \delta'\epsilon_p + \delta''\epsilon_p = 15.084/1000$$

l'allongement du début du palier plastique dont l'ordonnée correspond à la contrainte limite ultime a pour valeur : $\epsilon_{pe} = f_{pe} / (1.15 * E_p) = 1255 / (1.15 * 200000) = 5.456/1000$

on a $\epsilon_{pe} < \epsilon_p$. l'hypothèse que nous avons prise est donc vraie.

IV-3-5-1-2. Calcul du moment résistant :

$$M_r = f_{bu} * b * 0.8 * y (h_p - 0.4 * y)$$

$$= 23.33 * 0.3218 * 0.8 * 0.04337 (0.2045 - 0.4 * 0.04337)$$

$$= 0.0635 \text{ MN.m} > 0.059 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{la section résiste à l'ELU.}$$

IV-3-5-2. section $x=1.7\text{m}$:

$$P = A * f_{pe} / 1.15 = 269.402 * 10^{-6} * 1255 / 1.15 = 0.294 \text{ MN}$$

$$Y = h_p \epsilon_{bu} / (\epsilon_{bu} + \epsilon_p) = 0.323365 * 3.5 / (3.5 + 10)$$

$$= 8.38 \text{ cm et } 0.8 * 8.38 = 6.706 \text{ cm on est dans l'âme d'où } F_b = f_{bu} * b * 0.8 * y$$

$$\text{soit } F_{bu} = 23.33 * 0.3021 * 0.061125 + (0.3021 + 0.869 + 2 * 0.061125 (0.06706 - 0.061125) / 0.1076) (0.06706 - 0.061125) / 2 = 0.458 \text{ MN} > P \text{ donc la rupture a lieu « par l'acier »}$$

IV-3-5-2-1. Acier dans le domaine plastique :

La déformation de l'acier doit être inférieure à sa déformation ultime. Dans un premier temps, nous supposons que l'acier travaille dans le domaine plastique. L'équilibre des efforts s'écrit : $P - F_b = 0$

$$P = A * f_{pe} / 1.15 = 269.402 * 10^{-6} * 1255 / 1.15 = 0.294 \text{ MN}$$

$$F_{bu} = 23.33 * 0.3021 * 0.8 * y \text{ si } 0.8y < 6.1125 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } y = 5.21 \text{ cm}$$

On en tire la valeur de la déformation relative $\delta''\epsilon_p$.

$Y = h_p \epsilon_{bu} / (\epsilon_{bu} + \delta''\epsilon_p) \Rightarrow \delta''\epsilon_p = 18.22/1000$ à limiter à, $10/1000$. il nous faut vérifier que l'acier travaille dans le domaine plastique. A vide, on avait :

$$P = 0.2542 \text{ MN} \Rightarrow \epsilon_{pm} = P / (A * E_p) = 4.71/1000.$$

$$\text{On a } \sigma_{bp} = \sigma_{sup} + (\sigma_{inf} - \sigma_{sup}) * h_p / h$$

$$= 1.21 \text{ MPa or } \delta'\epsilon_p = \sigma_{bp} / E_b = 1.21/36000$$

$$= 0.034/1000$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{pm} + \delta' \epsilon_p + \delta'' \epsilon_p = 14.744/1000$$

l'allongement du début du palier plastique dont l'ordonnée correspond à la contrainte limite ultime a pour valeur : $\epsilon_{pe} = f_{pe}/(1.15 * E_p) = 1255/(1.15 * 200000) = 5.456/1000$

on a $\epsilon_{pe} < \epsilon_p$. l'hypothèse que nous avons prise est donc vraie.

IV-3-5-2-2. Calcul du moment résistant :

$$M_r = f_{bu} * b * 0.8 * y (h_p - 0.4 * y)$$

$$= 23.33 * 0.3021 * 0.8 * 0.0521 (0.323365 - 0.4 * 0.0521)$$

$$= 0.0888 \text{ MN.m} > 0.059 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{la section résiste à l'ELU.}$$

IV-3-5-3. section $x=10.8\text{m}$:

$$P = A * f_{pe} / 1.15 = 269.402 * 10^{-6} * 1255 / 1.15 = 0.294 \text{ MN}$$

$$Y = h_p \epsilon_{bu} / (\epsilon_{bu} + \epsilon_p) = 0.09465 * 3.5 / (3.5 + 10)$$

$$= 2.45 \text{ cm} \text{ et } 0.8 * 2.48 = 1.96 \text{ cm} \text{ on est dans la semelle d'où } F_{bu} =$$

$f_{bu} * b * 0.8 * y$ soit $F_{bu} = 23.33 * 0.1572 * 0.8 * 0.0245 = 0.0718 \text{ MN} < P$ donc la rupture a lieu « par le béton »

IV-3-5-3-1. Acier dans le domaine plastique :

La déformation de l'acier doit être inférieure à sa déformation ultime. Dans un premier temps, nous supposons que l'acier travaille dans le domaine plastique. L'équilibre des efforts s'écrit : $P - F_b = 0$

$$P = A * f_{pe} / 1.15 = 269.402 * 10^{-6} * 1255 / 1.15 = 0.294 \text{ MN}$$

$$F_{bu} = 23.33 * 0.1572 * 0.8 * y$$

$$\text{Soit } y = 10.01 \text{ cm}$$

On en tire la valeur de la déformation relative $\delta'' \epsilon_p$.

$$P - F_b = 0 = 0.2406 + 53.88 \delta'' \epsilon_p - f_{bu} * 0.1572 * 0.8 * y \text{ soit:}$$

$$0.2406 + 53.88 \delta'' \epsilon_p - (35/1.5) * 0.1572 * 0.8 * 0.000331 / (0.0035 + \delta'' \epsilon_p) = 0$$

la résolution de cette équation donne deux solutions : $0.29/1000$ et $-8.25/1000$. la seconde solution conduit à $y < 0$ et donc à comprimer l'acier de précontrainte. Elle est donc aberrante.

En remplaçant $\delta'' \epsilon_p$ par sa valeur : $0.29/1000$, on obtient $y = 8.73 \text{ cm}$.

IV-3-5-1-2. Calcul du moment résistant :

$$M_r = f_{bu} \cdot b \cdot 0.8 \cdot y (h_p - 0.4 \cdot y)$$

$$= 23.33 \cdot 0.1572 \cdot 0.8 \cdot 0.0873 (0.09465 - 0.4 \cdot 0.0873)$$

$$= 0.0153 \text{ MN.m} > M_u(x=0.2) = 4.8 \cdot 10^{-6} \text{ MN.m} \Rightarrow \text{la section résiste à l'ELU.}$$

Conclusion :

Par rapport à cette partie, on peut dire qu'un dimensionnement optimal a été obtenu avec une section d'acier maximale de 8 ϕ 12 et 2 ϕ 10 à la section d'encastrement pour le dimensionnement en béton armé. Mais, on peut aussi remplacer les ϕ 10 par des ϕ 6.

Quant au dimensionnement en béton précontraint, il a été réussi sans acier passif.

**CHAPITRE V : ETUDE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DU BETON DE
SABLE :**

ETUDE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DU BETON DE SABLE

V-1- Etude bibliographique :

V-1-1 Introduction :

La complexité de la microstructure du matériau béton de sable est une des causes des particularités de son comportement mécanique. Le comportement très complexe et les mécanismes qui conduisent à sa modification ne peuvent être bien définis, qu'en étudiant le béton de sable au niveau microscopique, et en prenant en considération ses modifications physico-chimiques et les réactions qui ont lieu lors de chargement et leurs conséquences sur le comportement macroscopique.

V-1-2 Composition du béton de sable:

Tout comme le béton, le béton de sable est un composé multiphasique constitué d'un mélange de granulats et de pâte, elle même constituée de ciment et d'eau. La pâte de ciment représente 25 à 40% du volume total du béton. Chaque constituant a un rôle bien défini, celui de liant pour la pâte de ciment, celui de remplissage atténuateur de variation volumique (retrait) et source de résistance pour les granulats.

Le mécanisme d'hydratation du ciment créé au sein du béton un espace poreux. On distingue traditionnellement la porosité ouverte(dont les pores communiquent entre eux) et la porosité fermée(dont les vides se trouvent isolés les uns des autres). La structure des pores a une grande influence sur les propriétés mécaniques du béton.

De nombreux essais ont permis de mettre en évidence l'influence de la porosité sur les propriétés mécaniques du béton et plusieurs auteurs ont même proposé des relations théoriques permettant de lier la porosité totale à divers caractéristiques.

V-1-3 Comportement mécanique du béton :

V-1-3-1 Comportement en compression :

L'essai de compression uniaxiale est un essai qui a largement été étudié afin de connaître la résistance à la compression. Sur l'allure générale de la courbe contrainte déformation ,

on observe que la réponse est presque linéaire jusqu'à 30% de la limite en compression simple f_c . En dépassant ce point, on observe que la courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 70% de la limite en compression simple. Au delà, elle présente un pic suivi d'une branche post-pic correspondant à un comportement adoucissant. Cette branche post-pic est associée à une forte expansion latérale, qui donne la variation de la contrainte appliquée en fonction de la variation de volume de l'éprouvette.

Il est admis que la dégradation est liée au développement des micro-fissures et que le développement des fissures est lié à l'effet des extensions. Des observations au microscope optique sur des tranches de matériaux présollicités ont montré que les micro fissures sont en générales orientées dans la direction perpendiculaire à celles des extensions, ce qui entraîne dans un premier stade, une anisotropie du comportement du béton de sable et dans un stade ultime, des surfaces de rupture de même sens.

De plus, il a été montré que les déformations se localisent dans l'éprouvette au pic d'effort, ce qui montre que le comportement post-pic observé est celui d'une structure dans laquelle le matériau ne répond pas d'une manière homogène.

L'essai cyclique en compression simple permet d'obtenir d'autres renseignements sur le comportement du béton. D'une part, il permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la micro fissure qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau, et d'autre part, de mettre en évidence le développement de déformations permanentes.

Celles ci sont le plus souvent expliquées par l'effet de frottement entre les surfaces des micro fissures et la non fermeture complète des micros fissures après déchargement.

V-1-3-2 Comportement en traction :

Bien que le béton soit connu pour résister à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante pour une description complète de son comportement matériel. Sur la courbe contrainte déformation pour le béton en traction simple, on peut distinguer 2 phases importantes du comportement du béton : dans une première phase, le comportement est quasi élastique linéaire avec une légère perte de raideur juste avant d'atteindre le pic. Une seconde phase (phase adoucissante), après le pic est caractérisée par une chute presque brutale de la contrainte. Durant cette phase, les micro fissures bifurquent dans la pâte de ciment et se propagent en mode I essentiellement pour constituer une fissure continue perpendiculaire à l'extension principale.

Les cycles de chargement -déchargement permettent de constater une chute importante de la raideur en fin d'essai ($E = E_0/2$) et l'apparition de déformation résiduelle.

Dans son état ultime, l'essai de traction directe conduit à une fissure unique, localisée et perpendiculaire à la direction d'extension.

V-1-3-3 Comportement cyclique traction compression :

Les essais cycliques de traction compression permettent de mettre en évidence le caractère unilatéral du comportement du béton. Ce phénomène consiste en une restauration de la raideur lors du passage d'un chargement en traction, où cette raideur est initialement endommagée du fait de la fissuration, à un chargement en compression. Ce comportement vient du fait que sous contrainte de compression, les fissures de traction se referment faisant en sorte qu'il n'ait aucune interaction avec celles qui vont se créer en compression dans une direction perpendiculaire. Le béton retrouve alors un comportement de matériau sain.

V-1-3-4. Evolution de la porosité :

La structure de la porosité du béton possède une grande influence sur les propriétés mécaniques du béton. Ainsi, la distribution du volume poreux en terme de taille des pores est une information plus importante que la simple mesure de la porosité totale. En cas d'augmentation de la température ; cas qui peut se produire lors d'un feu de brousse, la température engendre une augmentation du volume total ainsi que de la dimension des pores. Cela peut être due à la rupture des cloisons capillaires sous l'effet de la vaporisation de l'eau durant le chauffage, ainsi qu'à la micro-fissuration engendrée par les dilatations différentielles de la matrice cimentaire et des granulats.

Dans le béton de sable, le squelette granulaire, y compris les fines étant optimisé, il présente toujours une certaine porosité. Dans des conditions de mise en œuvre données, cette compacité optimale, conduisant à une porosité minimale, ne sera atteinte que si la consistance le permet.

V-1-3-5 Conclusion de la partie mécanique :

Au vue des constatations expérimentales, il est important que le modèle de comportement élaboré puisse reproduire les éléments les plus importants qui s'en dégagent. Pour notre part, on retient les éléments suivants :

Apparition d'une déformation irréversible en traction et en compression

Apparition d'un comportement adoucissant après le pic de la contrainte.

Dégradation de la raideur du matériau mise en évidence lors de la décharge

Restauration de la raideur lors de l'inversion du signe de la contrainte.

V-1-4 Cadre théorique de la modélisation du béton de sable :

Dans cette partie nous allons donner le cadre théorique des deux grandes familles d'approches pour la modélisation du comportement du béton à température ambiante : la théorie de la plasticité et la théorie de l'endommagement. Nous mettons, notamment, l'accent sur les caractéristiques de chaque approche quant à reproduire le comportement. Par la suite le couplage de ces deux types de modélisations est abordé pour tirer profit de chacune d'entre elles.

V-1-4-1. Modèles élastoplastiques pour le béton :

Dans cette étude, on se place dans le cadre général de la mécanique des milieux continus.

L'hypothèse des petites déformations est adoptée. Ainsi, le tenseur de déformation ε est obtenu à partir du premier gradient du champ de déplacement $u = (u_x, u_y, u_z)$ tel que :

$$\varepsilon = \frac{1}{2} * [\nabla \otimes u + (\nabla \otimes u)^T]$$

où \otimes est le produit tensoriel et ∇ représente l'opérateur Nabla. Les tenseurs symétriques de déformation ε et de contrainte σ peuvent se mettre sous la forme vectorielle :

$$\varepsilon = (\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{xz}, \varepsilon_{yz})^T, \quad \sigma = (\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz})^T$$

Dans l'écriture tridimensionnelle des lois de comportement, l'hypothèse d'isotropie conduit à utiliser les invariants des tenseurs de contraintes σ et de son déviateur s défini par

$$S = \sigma - (1/3) \text{Tr}(\sigma) \mathbf{1}$$

Où $\mathbf{1}$ est le tenseur unité et $\text{Tr}(\sigma)$ définit la trace du tenseur de contrainte donnée par :

$$\text{Tr}(\sigma) = \sum_{i=1}^3 \sigma_{ii}$$

En plasticité on fait souvent intervenir le premier invariant du tenseur de contrainte I_1 , ainsi

que le deuxième invariant du tenseur de déviateur de contrainte définis par :

$$I_1 = \text{Tr}(\sigma)$$

$J_2 = \frac{1}{2} s : s$ où (:) représente le produit tensoriel deux fois contracté.

V-1-4-1-1. Formulation générale – lois d'états :

Afin de clairement définir et séparer les différents couplages entre les variables d'état, il est intéressant d'utiliser le cadre théorique de la thermodynamique des milieux continus.

Rappelons tout d'abord l'expression de la dissipation totale du système:

$$\dot{\varphi} = \sigma : \dot{\varepsilon} - \dot{\psi} \geq 0$$

où ψ est l'énergie libre du système, fonction des différentes variables d'état thermodynamique. Pour un matériau élasto-plastique à écrouissage, l'énergie libre est classiquement définie comme une fonction des variables suivantes : la déformation totale ε , la déformation plastique ε_p et les variables internes κ_i qui modélisent les évolutions irréversibles que l'on peut associer, dans le cas du béton, à la micro-fissuration.

Dans le cas des petites déformations, la déformation plastique ε_p est associée à la configuration relâchée. Elle résulte de la déformation totale par décharge élastique conduisant à la partition des déformations $\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p$.

En élastoplasticité, les déformations n'interviennent que sous la forme de leur partition, soit :

$$\psi = \psi(\varepsilon_e, \kappa_i)$$

En dérivant par rapport au temps l'expression de l'énergie libre et en substituant dans l'équation de la dissipation, on obtient :

$$\left(\sigma - \rho \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon_e} \right) : \dot{\varepsilon}^e + \sigma : \dot{\varepsilon}^p - \rho \frac{\partial \psi}{\partial \kappa_i} \dot{\kappa}_i \geq 0$$

cette inéquation devant être vérifiée même lorsque le matériau est élastique ($\dot{\varepsilon}^p = 0$ et $\dot{\kappa}_i = 0$), on déduit de cette expression que :

$$\sigma = \rho \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon_e} = -\rho \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon_p} \text{ et } A_i = \rho \frac{\partial \psi}{\partial \kappa_i}$$

qui définissent le tenseur de contrainte σ , et les variables , forces d'écrouissage κ_i .

V-1-4-1-2. Critère de plasticité et règle d'écoulement :

A tout modèle élastoplastique est associé un critère de plasticité qui définit le domaine d'élasticité C_E , dans lequel le comportement du matériau reste réversible. Il définit également le domaine plastique et permet ainsi de spécifier quand a lieu l'écoulement

plastique. Cette fonction, appelée fonction de charge ou critère de charge, est donnée sous la forme suivante :

$$\sigma \in C_E \Leftrightarrow F(\sigma, A_i) < 0$$

En ce qui concerne le béton, les mécanismes microscopiques mis en jeu sont plus complexes, les propriétés cohésives jouent un rôle du moins aussi important que les propriétés frottantes. Le mode de rupture correspond donc plus à une apparition de surfaces de discontinuité avec décohesion du matériau qu'à un glissement frottant de celles-ci.

L'utilisation directe de ces modélisations s'avère donc inadaptée car elles se basent sur le principe d'incompressibilité plastique ($\text{Tr}[\dot{\varepsilon}^p] = 0$ correspondant à un mécanisme de cisaillement), conséquence d'un écoulement normal à un critère fonction d'un seul paramètre (second invariant du déviateur des contraintes) comme pour les aciers. Ceci n'est pas le cas des bétons. Il faut donc introduire dans le critère un terme prenant en compte les effets de la composante hydrostatique des contraintes. L'introduction du premier invariant du tenseur des contraintes (I_1) permet de prendre en compte les effets de confinement sous pression triaxiale. La combinaison des deux précédents invariants conduit au critère de Drucker-Prager dont l'inconvénient réside dans l'impossibilité de franchir le seuil de plasticité sous chargements hydrostatiques. L'écoulement plastique est régi par la règle d'écoulement définie à partir d'une fonction convexe $G(\sigma, A_i)$ appelée potentiel plastique. L'évolution des déformations plastiques est supposée vérifier les relations suivantes (dites de Kuhn-Tucker) :

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad \text{avec } \lambda \geq 0 \text{ si } F=0 \text{ et } \dot{F}=0$$

$$\lambda \geq 0 \text{ si } F < 0 \text{ ou } F=0 \text{ et } \dot{F} < 0$$

où λ est le multiplicateur plastique que l'on détermine à partir de la condition de consistance :

$$\dot{F} = \frac{\partial G}{\partial \sigma} \dot{\sigma} + \frac{\partial F}{\partial A_i} \dot{A}_i = 0$$

On suppose ainsi dans la théorie de la plasticité qu'il n'y a des évolutions plastiques que si le point de charge est sur la surface de charge ($F=0$) et y reste ($\dot{F}=0$).

Si $G(\sigma, A_i) = F(\sigma, A_i)$, l'écoulement est dit associé, et la direction des incréments de déformations plastiques est normale à la frontière du domaine d'élasticité C_E . Dans le cas contraire, l'écoulement est dit non-associé. Mais dans le cadre de la modélisation des

géomatériaux, la plasticité est en général considérée comme non associée afin de mieux représenter le comportement dilatant de ces matériaux. [4]

L'incrément de déformation plastique s'écrit donc :

$$\dot{\varepsilon}^p = \sum_{i=1}^n \dot{\lambda}_i \frac{\partial G_i}{\partial \sigma}$$

où $\dot{\lambda}_i$ représente le multiplicateur plastique correspondant au potentiel G_i .

Les variables internes K_i de nature scalaire ou tensorielles représentent l'état actuel de la matière, c'est à dire ici l'état d'érouissage ; on utilise classiquement une variable scalaire (variable d'érouissage isotrope) :

- soit la déformation plastique cumulée qui s'exprime par :

$$\kappa_i = \sqrt{\left(\frac{2}{3}\right) \dot{\varepsilon}^p : \dot{\varepsilon}^p}$$

- soit le travail plastique dissipé :

$$\tau_i \kappa_i = \sigma : \dot{\varepsilon}^p$$

Une variable cinématique souvent utilisée est la déformation plastique elle-même ($\kappa_i = \varepsilon_i^p$) comme dans les modèles d'érouissage de Prager (érouissage cinématique linéaire).

V-1-4-2. Modèles d'endommagement pour le béton :

Le principe de la mécanique de l'endommagement correspond à la modélisation des effets des micro-fissures et micro-cavités d'un matériau sur le comportement de ce même matériau. Cette modélisation est bien adaptée à la description des non-linéarités survenant dans le béton ou dans les matériaux fragiles du même type, car il postule l'existence de décohesion au sein du volume élémentaire représentatif. La mécanique de l'endommagement introduit la notion de variable interne de dégradation d (tensorielle ou scalaire), qui peut être définie dans le cas scalaire de la manière suivante :

$$d = 1 - \frac{E}{E_0}$$

où E et E_0 sont respectivement le module d'élasticité du matériau sain et du matériau endommagé.

L'écriture de la loi d'élasticité dans le cadre uniaxial nous conduit à la relation suivante :

$$\sigma = (1-d) E_0 \varepsilon$$

L'endommagement d est donc perçu comme le facteur influençant la rigidité sécante du matériau, $d=0$ pour un matériau vierge et $d=1$ pour un matériau complètement rompu.

La distinction entre un état du matériau sain et endommagé, à la base de cette théorie a conduit au principe de *contrainte effective*, stipulant que la contrainte réelle s'appliquant sur la partie de matière encore résistante est supérieure à la contrainte macroscopique. Cette notion s'exprime souvent par le biais du principe d'équivalence en déformation. Dans ce principe, la contrainte effective est celle qui produit dans une direction donnée la même déformation sur le matériau vierge que la contrainte macroscopique sur le matériau endommagé, soit dans le cas d'un endommagement scalaire :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1-d}$$

où $\tilde{\sigma}$ représente la contrainte effective.

L'approximation de la rigidité élastique peut se faire par plusieurs biais selon la cinématique adoptée pour la variable d'endommagement. En effet, elle peut être scalaire introduisant un état de micro-fissuration homogène dans toutes les directions de l'espace, ou bien tensorielle pouvant ainsi prendre en compte l'anisotropie induite par la fissuration.

V-1-4-2-1. Formulation des modèles d'endommagement :

Nous nous intéressons au modèle scalaire d'endommagement prenant en compte la dissymétrie entre la traction et la compression. Dans ce modèle, le type d'endommagement traité étant directement lié à l'existence d'extensions, la traduction de ce phénomène dans le modèle intervient à deux niveaux :

- Seuils d'endommagement

La notion de déformation équivalente traduit l'état et l'intensité d'extension locale. L'expression d'une déformation équivalente fonction des déformations principales positives est donnée ci-dessous, $\langle x \rangle_+$ désigne la partie positive de x :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+^2}$$

Ainsi pour un état d'endommagement donné d , le seuil d'évolution est donné par :

$$F(\varepsilon, d) = \tilde{\varepsilon} - k(d) = 0$$

où $k(d)$ représente la variable histoire liée à l'endommagement et $k(d=0) = k_0$ est le seuil initial de l'endommagement.

- Couplage de deux endommagements

Deux formes de lois d'évolutions ont été proposées pour caractériser la dissymétrie de comportement de ce type de matériau.

$$D_t = f_t(\bar{\varepsilon}, a_t, b, k_0), \quad D_c = f_c(\bar{\varepsilon}, a_c, b, k_0)$$

où (a_t, b_t) et (a_c, b_c) représentent respectivement les paramètres du modèle en traction et en compression. [4]

V-1-4-2-2. Effet de fermeture des micro fissures : Comportement unilatéral :

Dans le cas de chargements cycliques des structures en béton armé, la gestion des ouvertures et fermetures de fissures est capitale. Dans le cadre d'une modélisation scalaire de l'endommagement, une solution pour décrire ce phénomène est d'introduire plusieurs variables d'endommagement susceptibles de traduire des états d'endommagement anisotropes. Le minimum requis est de deux variables afin de séparer les effets mécaniques d'ouverture et de fermeture des micro fissures.

Dans le modèle développé par La Borderie (1991), l'énergie libre de Gibbs est exprimée en fonction des contraintes est donnée par :

$$\chi = \frac{\langle \sigma \rangle_+ : \langle \sigma \rangle_+}{2E_0(1-d_1)} + \frac{\langle \sigma \rangle_- : \langle \sigma \rangle_-}{2E_0(1-d_2)} + \frac{\nu}{2E_0} (\sigma : \sigma - Tr(\sigma)) + \frac{\beta_1 d_1}{E_0(1-d_1)} f(Tr(\sigma)) + \frac{\beta_2 d_2}{E_0(1-d_2)} (Tr(\sigma)) + R_1(\kappa_1) + R_2(\kappa_2)$$

Une séparation du tenseur des contraintes est introduite où $\langle \sigma \rangle_+$ et $\langle \sigma \rangle_-$ sont les parties positive et négative du tenseur des contraintes. La variable d_1 représente l'effet mécanique des micro-fissures quand le matériau est soumis à une sollicitation de traction et d_2 représente l'effet mécanique des micro-fissures quand le matériau est soumis à une sollicitation de compression. [4]

l'expression de la loi d'état permettant de calculer la déformation peut ainsi être obtenue :

$$\varepsilon = \frac{\partial \chi}{\partial \sigma} = \varepsilon_e + \varepsilon_{an}$$

$$\varepsilon_e = \frac{\langle \sigma \rangle_+}{E_0(1-d_1)} + \frac{\langle \sigma \rangle_-}{E_0(1-d_2)} + \frac{\nu}{E_0} (\sigma - Tr(\sigma) \mathbf{1})$$

$$\varepsilon_{an} = \frac{\beta_1 d_1}{E_0(1-d_1)} \frac{\partial f}{\partial \sigma} + \frac{\beta_2 d_2}{E_0(1-d_2)} \mathbf{1}$$

où :

- β_1 et β_2 sont des paramètres matériaux à identifier permettant de décrire l'évolution des déformations anélastiques.

- $R_1(\kappa_1)$ et $R_2(\kappa_2)$ les fonctions d'écrouissage.

L'évolution de l'endommagement est conditionnée par le respect d'une surface seuil dans l'espace des contraintes :

$$Tr(\sigma) \in [0, +\infty[\rightarrow \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} = 1$$

$$Tr(\sigma) \in [-\sigma_f, 0] \rightarrow \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} = \left(1 + \frac{Tr(\sigma)}{\sigma_f} \right) 1$$

$$Tr(\sigma) \in]-\infty, -\sigma_f] \rightarrow \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} = 0.1$$

où σ_f est la contrainte de refermeture de fissure.

La difficulté de ce modèle réside dans sa formulation en contrainte car la loi de comportement doit être inversée à chaque itération.

la quasi totalité des théories exposées ci-dessus ont des défauts inacceptables lorsqu'elles prennent en compte à la fois l'anisotropie induite par endommagement et l'effet unilatéral de fermeture des fissures. Ces défauts apparaissent sous la forme de discontinuités dans la réponse contrainte-déformation dues à la condition unilatérale.

V-1-4-3. Couplage endommagement et plasticité :

Afin d'allier les avantages de la théorie de l'endommagement (*modélisation des effets de la micro-fissuration sur la rigidité du matériau au niveau macroscopique*) et de la théorie de la plasticité (*modélisation des déformations irréversibles ou permanentes*), un certain nombre de modèles couplés (plasticité-endommagement) ont été développés, tantôt sur la plasticité en incluant une variable d'endommagement, tantôt basés sur l'endommagement en incluant des déformations irréversibles.

Le couplage entre plasticité et endommagement peut être qualifié de fort au sens où le comportement plastique et endommageable du matériau sont définis par des variables d'état distinctes : le tenseur de déformation plastique et la variable d'écroutissage pour le comportement irréversible du matériau; la variable d'endommagement d pour le comportement réversible. Leur formulation peut conduire à la définition de deux seuils différents limitant les domaines d'élasticité. Les évolutions des deux variables peuvent être pilotées dans des espaces différents et par des quantités distinctes (contraintes pour les évolutions plastiques, déformations pour les évolutions de la variable d'endommagement), ce qui laisse une grande liberté dans la modélisation mais introduit un nombre de paramètres relativement important. L'identification de ces derniers est alors plus difficile.

Un autre type de couplage peut être retenu. Dans ce cas le comportement non-linéaire du matériau est uniquement défini par des variables d'état plastiques prenant en compte, au niveau macroscopique des phénomènes physiques sous-jacents, l'effet de la micro-fissuration sur les caractéristiques mécaniques du matériau est introduit en faisant dépendre directement ces dernières des variables plastiques. Par conséquent, à un seul phénomène microscopique (la micro-fissuration) correspond un seul type de variable macroscopique permettant de modéliser les différents aspects du comportement du béton au niveau macroscopique :

apparition de déformations permanentes, évolution du module d'élasticité, écrouissage ou adoucissement. On s'intéressera surtout aux modèles du deuxième type car leur formulation est plus simple et leur nombre de paramètres réduit.

L'avantage de cette formulation provient de la définition conjointe des évolutions plastiques et de l'endommagement qui n'interviennent que lorsque l'état de contrainte se trouve sur la surface de charge plastique ($F=0$) et y reste ($\dot{F}=0$). Pour compléter cette formulation et introduire en contrepartie un effet de l'endommagement sur l'évolution des déformations plastiques, le critère de plasticité et la règle d'écoulement sont formulées à partir des quantités effectives (telles que le tenseur de contraintes effectives), supposant qu'une fois les micro fissures initiées, les contraintes locales dues à la micro-fissuration sont redistribuées dans un domaine "effectif". Ces redistributions provoquent un état de contraintes dans ce domaine plus important que celui qui est lié par l'équilibre mécanique à un effort extérieur. En conséquence l'écoulement plastique est supposé dû aux "quantités effectives". On peut alors réécrire le critère de plasticité et la condition d'écoulement sous la forme suivante :

$$\tilde{\sigma} \in C_E \Leftrightarrow F = F(\tilde{\sigma}, A) \leq 0$$

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad \text{avec } \lambda \geq 0 \text{ si } F=0 \text{ et } \dot{F}=0$$

$$\lambda \geq 0 \text{ si } F < 0 \text{ ou } F=0 \text{ et } \dot{F} < 0$$

on peut exprimer directement les caractéristiques élastiques en fonction des variables plastiques sans faire appel au concept de contrainte effective tels que :

$$K = K(\kappa) \text{ et } G = G(\kappa)$$

où K est le module de compressibilité, G le module de cisaillement et κ la variable plastique.

Notons que l'emploi de modèle d'endommagement plastique (deuxième approche) ne diminue pas le nombre de variables d'états du modèle. Il s'agit en effet d'une diminution de variables d'évolutions, bien que la variable d'érouissage associée à l'endommagement disparaisse.

V-1-4-4. Problème de localisation des déformations :

La localisation de la déformation et de l'endommagement est un phénomène fréquemment observé pour une large classe de matériaux et notamment dans les matériaux "fragiles" tels que les bétons, les roches et les sols. Lors d'essais de laboratoire (compression uniaxiale ou triaxiales par exemple), on constate qu'à partir d'un certain état de chargement, les déformations se concentrent puis croissent rapidement dans des bandes d'épaisseur faible mais non nulle. D'un point de vue mécanique, l'apparition d'une bande de localisation est donc associée à celle d'une surface de discontinuité des déformations. En effet, théoriquement, les équations aux dérivées partielles gouvernant l'équilibre changent de nature ce qui entraîne que le problème décrivant l'équilibre devient mal posé.

D'autres méthodes ont été développées afin d'introduire directement une longueur interne dans la loi de comportement. Il est à noter que cette technique nécessite des conditions aux limites supplémentaires, correspondant à la modélisation non-locale. Une variable non locale \bar{Y} est définie en chaque point x du milieu continu :

- par une moyenne pondérée en espace, centrée en ce point, de la variable locale Y dans le cas d'une approche intégrale.

$$\bar{Y} = \frac{1}{\Omega_r(x)} \int_{\Omega} Y(x+s)g(s)d\Omega$$

où Ω est le volume de la structure, $\Omega_r(x)$ le volume représentatif de x .

$$\Omega_r(x) = \int_{\Omega} g(s)d\Omega$$

et $g(s)$ la fonction de pondération.

- par la prise en compte des gradients d'ordre pair (isotrope) dans le cas d'une approche différentielle

$$\bar{Y} = Y(x) + L_1 \nabla^2 Y(x) + L_2 \nabla^4 Y(x) + \dots$$

où les L_i sont des constantes phénoménologiques définissant la contribution du voisinage au travers des termes d'ordre supérieurs.

Il est à noter que l'utilisation de telles approches nécessite généralement des développements numériques délicats. Une proposition intermédiaire semblable à la première approche, consiste à choisir pour le milieu un pseudocomportement qui dépend de la finesse du maillage. Ceci consiste à faire dépendre la pente post-pic de la relation contrainte-déformation de la taille de l'élément de manière à dissiper à la rupture une énergie de fissuration constante. Cette approche constitue un pas vers une description non locale du milieu continu. Elle est

basée sur une loi issue de la mécanique de la rupture selon laquelle l'énergie de fissuration en mode I est définie par :

$$G_f = \int_0^{u_r} \sigma du$$

où u est le déplacement d'ouverture de fissure.

Dans une approche par fissuration répartie, la fissure est représentée par une zone de localisation de taille w dans laquelle la déformation plastique ϵ_p est uniformément répartie. En adoptant l'hypothèse du travail plastique cumulé proposée plus haut pour l'évaluation du paramètre d'écrouissage, l'expression de l'énergie de fissuration peut être exprimée dans ce cas:

$$G_f = w \int_0^{\kappa_u} \tau d\kappa = w g_f$$

où G_f est l'énergie locale de fissuration. Cette approche considère l'énergie de fissuration G_f comme un paramètre caractéristique du matériau.

Dans le cas du comportement adoucissant linéaire de la figure, l'expression de la déformation plastique ultime est établie en fonction de la taille de l'élément telle que :

$$\kappa_u = 2 \frac{g_f}{f_t} = 2 \frac{G_f}{f_t w_c}$$

où f_t est la résistance en traction uniaxiale du béton.

V-1-4.5 Conclusion de la partie modélisation :

Dans cette partie de l'étude bibliographique, nous avons parlé des modèles de comportement qui serviront de base à la modélisation que nous présentons dans le chapitre qui suit. Nous retenons que :

- Les modèles de plasticité permettent d'avoir une description des déformations irréversibles. Les modèles d'endommagement sont quant à eux appropriés aux descriptions du phénomène de perte de rigidité observée expérimentalement, ainsi que le phénomène de

refermeture des fissures lors des chargements cycliques (phénomène unilatéral). Le couplage entre plasticité et endommagement semble être la meilleure façon d'allier les avantages des deux théories.

- Le choix du critère de charge pose un problème relativement difficile pour le béton du fait de la variété des comportements observés en fonction du chargement. L'approche que nous utiliserons consiste à utiliser un critère multi-surfaces. L'inconvénient de cette approche reste dans le traitement des couplages entre les critères élémentaires, ainsi que la mise en œuvre numérique.

- Dans le cas où l'on a une description du comportement qui fait intervenir un écrouissage négatif, il se pose un problème lié à la localisation des déformations.

V-2-Formulation du modèle :

V-2-1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons élaborer un modèle de comportement pour le béton de sable permettant de prendre en compte l'endommagement mécanique et l'effet unilatéral lors des chargements cycliques. Ceci, dans le but de pouvoir intégrer ces phénomènes dans un calcul de structure afin d'améliorer et de rendre plus prédictive la modélisation mécanique du béton de sable.

Dans le cadre de la modélisation non linéaire du béton de sable, pour des chargements mécaniques à température ambiante, la variation de la déformation plastique joue un rôle très important. Car les déformations plastiques sont très liées au développement de la micro-fissuration.

Comme variable d'endommagement, nous allons choisir un endommagement anisotrope en considérant que l'augmentation de l'endommagement induit une anisotropie. Et nous considérons aussi l'endommagement comme une variable scalaire.

En traction comme en compression, nous considérons que le mécanisme d'endommagement est lié au développement des microfissures contrôlées par la variable déformation plastique cumulée.

Plusieurs paramètres influent sur le modèle :

Les paramètres d'endommagement, les paramètres liés à la fermeture de fissure(p_0) qui représente en quelque sorte le pourcentage des microfissures restreint à rester ouvert.

Tableau 5.1 : Récapitulatif des paramètres influent sur le modèle

Caractéristique du matériau	$E, \nu, f_c, f_t, \beta_c$
Comportement dilatant	Ag
Endommagement	\bar{D}_t, \bar{D}_c
Phénomène unilatéral	po
thermique	α
Interaction thermomécanique	B_0, γ
régularisation	$\bar{G}_t, \bar{G}_c, l_c$

Où, l_c = longueur caractéristique liée aux caractéristiques géométriques des éléments du maillage. $= \sqrt{A_c}$ avec $r=1$ pour les éléments quadratiques et $\sqrt{2}$ pour les formes régulières.

$$\bar{G}_t = \text{énergie de fissuration} = 10^{-3} a_f f_c^{0.7}$$

β_c = rapport de la résistance en compression biaxiale à la résistance en compression uniaxiale.

$$\bar{G}_c = \text{énergie de rupture en compression}$$

α = coefficient de dilatation thermique

B_0, γ = coefficient d'interaction thermomécanique.

$$\bar{D}_t = \text{endommagement en traction généralement égal à 0.25}$$

$$\bar{D}_c = \text{endommagement en compression généralement égal à 0.18}$$

po ne varie pas avec la température

α_g paramètre de potentiel plastique généralement égal à 0.2

V-2-2 Résolution numérique du problème mécanique :

Soit un volume Ω de masse ρ en équilibre au temps t_{n+1} , soumis à des forces de volume f_d ainsi qu'à des efforts surfaciques F_d sur une partie de sa frontière notée $\partial\Omega_1^m$. La formulation variationnelle faible du principe des travaux virtuels s'exprime, par l'intermédiaire du résidu.

$$\phi = F^{\text{int}}(U_{n+1}) - F^{\text{ext}}(t_{n+1})$$

où U est le vecteur des déplacements

F^{int} et F^{ext} correspondent respectivement aux vecteur des forces internes et à celui des forces externes qui s'expriment par :

$$F^{\text{int}} = \int_{\Omega} B^T \sigma_{n+1} d\Omega$$

$$F^{\text{ext}} = \int_{\partial\Omega_f} N^T F_d dS + \int_{\Omega} N^T f_d d\Omega$$

où B est la matrice opérateur différentiel liant le tenseur de déformation ϵ_{n+1} au vecteur déplacement U_{n+1} , tel que :

$$\epsilon_{n+1} = B^* U_{n+1}$$

La contrainte au temps t_{n+1} est donné par :

$$\sigma_{n+1} = \sigma_n + f_{\sigma}(BU_{n+1}, \sigma_{n+1}, T_{n+1})$$

la fonction f_{σ} , est une fonction fortement non linéaire, fonction de l'état du point de charge dans l'espace contrainte-déformation.

L'équilibre du volume Ω est défini à partir de $\Phi = 0$.

On résoud le problème par la méthode itérative de type Newton-Raphson.

A chaque itération (i), le problème linéarisé suivant est résolu :

$$\left(\frac{d\Phi}{dU_{n+1}} \right)^i \partial U = -\Phi^{(i)}$$

où la dérivée de résidu est donnée par l'expression suivante :

$$\left(\frac{d\Phi}{dU_{n+1}} \right) = \int_{\Omega} B^T \frac{d\sigma_{n+1}}{d\epsilon_{n+1}} \frac{d\epsilon_{n+1}}{dU_{n+1}} d\Omega$$

$$\left(\frac{d\Phi}{dU_{n+1}} \right) = \int_{\Omega} B^T \frac{d\sigma_{n+1}}{d\epsilon_{n+1}} B d\Omega$$

jusqu'à ce que Φ deviennent nul à une précision près. Dans la double notation employée, l'indice $n+1$ correspond à l'incrément du temps et l'exposant (i) correspond à l'itération dans l'incrément.

L'algorithme de résolution de l'équation non linéaire pour U_{n+1} peut alors être décrit par le tableau suivant :

$$0. U_{n+1}^0 = U_n$$

$$1. F^{ext}(t_{n+1}) = F^{ext}(t_n) + \Delta F^{ext}$$

$$2. \varepsilon_{n+1} = B^* U_{n+1}^{(i)}$$

3. Evaluation de l'état de contrainte σ_{n+1}

$$4. F^{int} = \int_{\Omega} B^T \sigma_{n+1} d\Omega$$

$$5. \Phi^i = F^{int}(U_{n+1}) - F^{ext}(t_{n+1})$$

6. Test de convergence :

si $\|\Phi^i\| \leq \text{Tolérance}$, alors l'équilibre global est satisfait sinon

7. Evaluation de :

$$\left(\frac{d\Phi}{dU_{n+1}} \right)^{(i)} \delta U = -\Phi^{(i)} \text{ pour } \delta U$$

$$8. U_{n+1}^{(i+1)} = U_{n+1}^{(i)} + \delta U$$

9. Pas suivant : $i=i+1$, aller à 2

il est à noter qu'à l'étape (3), un nouveau processus d'itération peut être nécessaire pour obtenir l'état admissible au contrainte, ce processus est appelé processus d'itérations internes.

Conclusion :

Ce modèle offre un traitement complet du comportement du béton sous chargement mécanique. L'ensemble des paramètres du modèle est identifiable par des essais simples et réalistes. Mais ce modèle a des limites. La première concerne le choix au la variable endommagement, un endommagement isotrope ne décrit pas l'anisotropie liée à la fissuration. Cette lacune peut conduire à une réponse erronée du modèle dans le cas au chargement non radiaux. Et en plus, le problème de la localisation des déformations n'est que partiellement traité.

CHAPITRE VI : ETUDE DU COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE

ETUDE DU COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE

VI-1. Caractéristiques géométriques :

Le support de lignes est considéré comme une poutre plane orienté dans la direction x.

Les hypothèses sont les suivantes :

- L'axe de référence x est droit
- Le plan xz est un plan principal d'inertie
- Le support transmet des efforts normaux $N(x)$, des efforts tranchants $T_z(x)$ suivant la direction z , des moments de flexion $M_y(x)$ autour de l'axe y orthogonal au plan xz.

Toutes les quantités globales qui caractérisent le comportement de cette poutre ne sont fonction que de la variable x

Dans notre cas, l'une des grandes impératives, sera de déterminer le moment d'inertie en fonction de x.

VI-1-1. Calcul du module de Young :

Pour le béton de sable, on a en général, $E_{ij} = 8100 f_c^{\frac{1}{3}}$

Soit, pour le béton de sable armé, on a 30MPa ; ce qui correspond à $E_{ij} = 25168,5833 \text{MPa}$

On prendra **$E_{ij} = 25000 \text{MPa}$** pour être dans le cas le plus défavorable.

Et pour le béton de sable précontraint, on a 35MPa ; ce qui correspond à $E_{ij} = 26495.6371 \text{MPa}$

On prendra **$E_{ij} = 26000 \text{MPa}$** pour être dans le cas le plus défavorable.

Pour le béton de classique, on a en général, $E_{ij} = 11000 f_c^{\frac{1}{3}}$

Soit, pour le béton classique armé, on a 30MPa ; ce qui correspond à $E_{ij} = 34179.5576 \text{MPa}$

On prendra **$E_{ij} = 35000 \text{MPa}$** pour être dans le cas le plus favorable.

Et pour le béton classique précontraint, on a 35MPa ; ce qui correspond à

$E_{ij} = 35981.7294 \text{MPa}$

On prendra **$E_{ij} = 36000 \text{MPa}$** pour être dans le cas le plus favorable.

Celui de l'acier est de **$E = 210000 \text{MPa}$**

VI-1-2. Calcul de la section à considérer :

Nous sommes dans le cas d'une poutre hétérogène. Puisque le vent souffle dans tous les sens, l'équivalent de section d'acier sera répartie équitablement autour de la section de béton. Cela nous évitera de trouver la position de l'axe neutre.

La section équivalente de l'acier est donnée par : $Ae = \frac{Ea}{Eb} Aa$

Dans toute la section, on estime $Ab = 85Aa$ soit $Aa = Ab/85$

Soit, dans le premier cas, on a $Ae = \frac{210 * Ab}{25 * 85} = 0.0988Ab$

Donc la section totale est $At = b * h = Ab + Ae = 1.0988 * b * h = 1.0482b * 1.0482h$

Cela nous permet une répartition proportionnelle. On aura ainsi $e = 1.0482$

Dans le second cas, on a $Ae = \frac{210 * Ab}{26 * 85} = 0.095Ab$

Donc la section totale est $At = b * h = Ab + Ae = 1.095 * b * h = 1.0464b * 1.0464h$

Dans le troisième cas, on a $Ae = \frac{210 * Ab}{35 * 85} = 0.0706Ab$

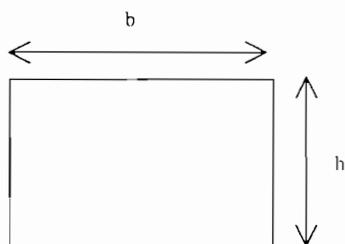
Donc la section totale est $At = b * h = Ab + Ae = 1.0706b * h = 1.0347b * 1.0347h$

Dans le quatrième cas, on a $Ae = \frac{210 * Ab}{36 * 85} = 0.0686Ab$

Donc la section totale est $At = b * h = Ab + Ae = 1.0686b * h = 1.0337b * 1.0337h$

VI-1-3. Calcul du moment d'inertie :

On se met dans le cas où le poteau a une section rectangulaire qui décroît de l'encastrement jusqu'à son extrémité supérieure.



Notre axe local est orienté vers le bas.

La largeur varie de 0.18m à 0.42m. Elle décroît de la forme $b = a * x + c$

Soit pour $x=0$, on a $c=0.18$ soit $c=0.18$

Et pour $x=11$, on a $b=0.42$ soit $a=0.0218$.

Soit $b=e(0.0218x+0.18)$, ou e traduit le rapport de proportionnalité du à la section équivalente d'acier.

Pour l'épaisseur, elle varie de 0.15m à 0.33m. Elle décroît de la forme $h=a*x+c$

Soit pour $x=0$, on a $h=0.15$ soit $c=0.15$

Et pour $x=11$, on a $h=0.33$ soit $a=0.0164$.

Soit $h=e(0.0164x+0.15)$.

Calcul du moment d'inertie I_y :

On a $I_y = e4(h*b^3)/12$

Soit $I_y(x) = \frac{1}{12}(0.0218x+0.18)^3(0.0164x+0.15)*e4$

$$I_y = \frac{1}{12} * e^4 \left[1.6991 * 10^{-7} * x^4 + 2.046 * 10^{-5} * x^3 + 7.944 * 10^{-5} * x^2 + 0.0004 * x + 0.0009 \right]$$

IV-2. Calcul du déplacement :

Selon le théorème de Castigliarno, *dans un système isostatique ou hyperstatique soumis à des sollicitations analytiquement indépendantes, le déplacement projeté du point d'application de l'une d'entre elles est donnée par la dérivée partielle du travail total de déformation par rapport à cette sollicitation.*

De ce théorème, nous pouvons dire que $\lambda_e = \frac{\partial U}{\partial P_e}$

Où U est l'énergie de déformation

P_e la force appliquée

λ_e est la composante du déplacement du point d'application de P_e suivant la direction de P_e .

VI-2-1. Calcul de l'énergie de déformation :

Selon la résistance des matériaux,

$$U = \int_s \frac{M_x^2}{2EI_x} ds + \int_s \frac{M_y^2}{2EI_y} ds + \int_s \frac{T^2}{2GJ} ds + \int_s \frac{N^2}{2EA} ds + \int_s \frac{V_x^2}{2GS_x} ds + \int_s \frac{V_y^2}{2GS_y} ds$$

où E est le module d'élasticité longitudinal

G est le module d'élasticité transversal

I_x et I_y les moments d'inertie de la section

J la constante de torsion

A, l'aire de la section

S_x, S_y l'aire des sections efficaces de cisaillement

V_x, V_y les composantes de l'effort tranchant V

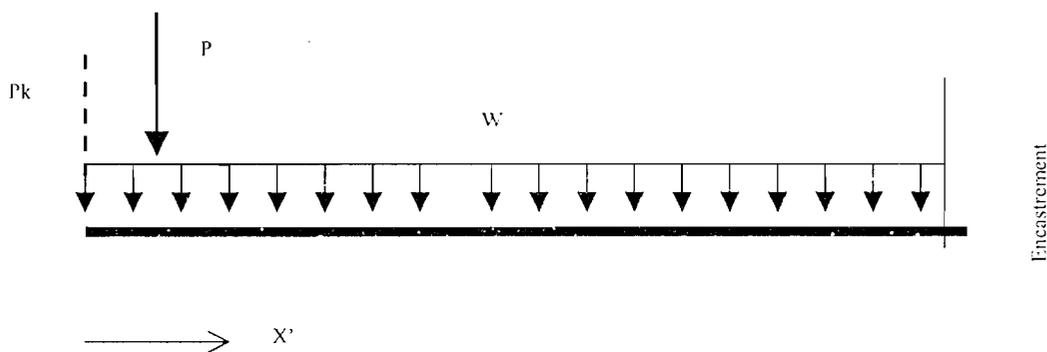
Dans cette expression, les 2 termes dus à l'effort tranchant et celui dû à l'effort normal sont beaucoup plus petit que ceux dus aux moments. Donc ils peuvent être négligés.

VI-2-2. Calcul des déplacements :

Si l'on tient compte du fait que nous sommes dans le cas d'une structure plane, le moment de torsion devient nul. On obtient donc :

$$\lambda_e = \int_s \frac{M}{EI} \frac{\partial M}{\partial P_e} ds$$

Etant donné que le point dont nous désirons connaître le déplacement dans notre cas n'est pas le point d'application d'une charge, alors nous allons appliquer en ce point, une sollicitation fictive P_k . Après avoir trouvé l'expression analytique du déplacement, nous annulerons cette sollicitation fictive.



D'après le théorème de Castigliarno,
$$\lambda_k = \int_s \frac{M}{EI} \frac{\partial M}{\partial P_k} ds$$

Le moment en un point X' est donné par :

$$\text{Quand } 0 \leq X' \leq 0.25; \Rightarrow M = \frac{wX'^2}{2} - P_k X' \Rightarrow \frac{\partial M}{\partial P_k} = -X'$$

$$\text{Quand } 0.25 \leq X' \leq 9.3; \Rightarrow M = \frac{wX'^2}{2} - P_k X' - (X' - 0.25)P \Rightarrow \frac{\partial M}{\partial P_k} = -X'$$

$$\lambda_k = \int_0^{0.25} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} - P_k X \right)}{EI} * (-X) dX + \int_{0.25}^{9.3} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} - P_k X - (X-0.25)P \right)}{EI} * (-X) dX$$

$$\lambda_k = \int_0^{0.25} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k X \right)}{EI} * (X) dX + \int_{0.25}^{9.3} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k X + (X-0.25)P \right)}{EI} * (X) dX$$

VI-2-3. Calcul du déplacement en tout point :

Si X_k est l'abscisse du point d'application de la charge P_k , on a :

$$0 \leq X \leq 0.25; \Rightarrow M = -\frac{wX^2}{2} - P_k (X - X_k) \Rightarrow \frac{\partial M}{\partial P_k} = X_k - X$$

$$0.25 \leq X \leq 9.3; \Rightarrow M = -\frac{wX^2}{2} - P_k (X - X_k) - (X - 0.25)P \Rightarrow \frac{\partial M}{\partial P_k} = X_k - X$$

$$\text{Soit : } \lambda_k = \int_0^{0.25} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k (X - X_k) \right)}{EI} * (X - X_k) dX + \int_{0.25}^{9.3} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k (X - X_k) + (X - 0.25)P \right)}{EI} * (X - X_k) dX$$

Ceci traduit en fait l'équation du déplacement en fonction de X_k .

Applications numériques

Comme données, on a $w=360\text{N/ml}$; $P=4800\text{N}$;

Cas 1 : Béton de sable armé

$e=1.0482$, $E = 25000\text{MPa}$

Cas 2 : Béton de sable précontraint

$E=1.0464$, $E=26000\text{MPa}$

Cas 3 : Béton de sable armé

$e=1.0347$, $E = 35000\text{MPa}$

Cas 4 : Béton de sable armé

$e=1.0337$, $E = 36000\text{MPa}$

Dans les différents cas, on a :

$$I_y = \frac{1}{12} * e^4 [1.6991 * 10^{-7} * x^4 + 2.046 * 10^{-5} * x^3 + 7.944 * 10^{-5} * x^2 + 0.0004 * x + 0.0009]$$

$$\lambda_k = \int_0^{0.25} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k (X - X_k) \right)}{EI} * (X - X_k) dX + \int_{0.25}^{9.3} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k (X - X_k) + (X - 0.25)P \right)}{EI} * (X - X_k) dX$$

le déplacement du point au sommet est :

$$\lambda_k = \int_0^{0.25} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k X\right)}{EI} * (X) dX + \int_{0.25}^{9.3} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k X + (X-0.25)P\right)}{EI} * (X) dX$$

$$E * e^4 * \lambda_k = \int_0^{0.25} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k X\right)}{I} * (X) dX + \int_{0.25}^{9.3} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k X + (X-0.25)P\right)}{I} * (X) dX$$

qui est identique pour chaque cas.

Calcul du terme : $\int_0^{0.25} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k X\right)}{I} * (X) dX$

Le calcul par intégration numérique réalisé avec la méthode de SIMPSON et ensuite vérifié avec le logiciel Maple donne après annulation de la force fictive P_k :

$$\int_0^{0.25} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k X\right)}{I} * (X) dX = 2240$$

Calcul du terme : $\int_{0.25}^{9.3} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k X + (X-0.25)P\right)}{I} * (X) dX$

Le calcul par intégration numérique réalisé avec la méthode composites de SIMPSON et ensuite vérifié avec le logiciel « Maple v6 » donne:

$$\int_{0.25}^{9.3} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k X + (X-0.25)P\right)}{I} * (X) dX = 0.0157098447 * 10^{11} + 285468.888P_k$$

On annule la force fictive P_k et on obtient :

$$\int_{0.25}^{9.3} \frac{\left(\frac{wX^2}{2} + P_k X + (X-0.25)P\right)}{I} * (X) dX = 0.0157098447 * 10^{11}$$

Soit : $\lambda_k = (0.0157098447 * 10^{11} + 2240) / (E * e^4)$.

Soit : $\lambda_k = 0.01570986710 * 10^{11} / (E * e^4)$.

Applications aux différents cas

Cas1: béton de sable armé:

On a : $e=1.0482$, $E = 25000\text{MPa}$

$$\lambda_k = 0.0157 * 10^{11} / (25 * 10^9 * 1.0482^4)$$

$$\lambda_k = 0.052054 \text{ m}$$

Cas2: béton de sable précontraint:

On a : $e=1.0464$, $E = 26000\text{MPa}$

$$\lambda_k = 0.0157 * 10^{11} / (26 * 10^9 * 1.0464^4)$$

$$\lambda_k = 0.0504 \text{ m}$$

Cas3: béton classique armé:

On a : $e=1.0347$, $E = 35000\text{MPa}$

$$\lambda_k = 0.0157 * 10^{11} / (35 * 10^9 * 1.0347^4)$$

$$\lambda_k = 0.03916 \text{ m}$$

Cas4: béton classique précontraint:

On a : $e=1.0337$, $E = 36000\text{MPa}$

$$\lambda_k = 0.0157 * 10^{11} / (36 * 10^9 * 1.0337^4)$$

$$\lambda_k = 0.03822 \text{ m}$$

Commentaires :

Sur la carte du zonage des pressions de vent du Sénégal présentée en annexe 8 on se rend compte que les pressions les plus extrêmes sont obtenues pour la zone 4. Et ces pressions sont largement en deçà des valeurs ultimes qui ont été utilisées.

Dans le cas le plus défavorable, on se rend compte que les supports de lignes conçus en béton de sable se déforment relativement plus que ceux conçus en béton classique. Et cette différence n'est pas évidente à l'œil nu. Ce qui montre que le support de ligne en béton de sable est tout aussi compétitif que celui en béton classique.

VI-3 Calcul de la contrainte maximale :

On sait que la contrainte suivant x est donnée par : $\sigma_x = -\frac{M*y}{I}$. L'expression de la

contrainte maximale est donnée par : $\left| \sigma_x \right|_{\max} = \frac{Mc}{I}$ où $c = |y|_{\max}$ avec y la distance de la fibre supérieure à la l'axe neutre.

On sait aussi que y varie en fonction de x selon : $y = (0.0218x + 0.18) / 2 = 0.0109x + 0.09$

On sait aussi que I varie en fonction de x selon : $I = (1.7 * 10^{-7} x^4 + 2.046 * 10^{-5} x^3 + 7.944 * 10^{-5} x^2 + 0.0004x + 0.0009) / 12$

De même, $M = 480(x-0.25) + 36 \cdot x^2/2$ pour $x > 0.25\text{m}$ et $M = 36 \cdot x^2/2$ pour $x \leq 0.25\text{m}$

Donc pour $0 < x < 0.25$ on a : le maximum est obtenu pour $x = 0.25$ et la valeur est :

$$|\sigma_x|_{\max} = 1245.21 \text{ DaPa}$$

pour $0.25 < x < 9.3$, on a le maximum a $x = 0.25$ et sa valeur est de $|\sigma_x|_{\max} = 532533.1624 \text{ DaPa}$

c'est la valeur la plus importante de la contrainte.

$$|\sigma_x|_{\max} = 5.325 \text{ Mpa}$$

cette valeur est largement inférieure à la résistance à la compression du béton de sable.

Ceci montre donc que sur le plan structural, le béton de sable est aussi compétitif.

CHAPITRE VII : ETUDE DES COUTS

ETUDE DES COÛTS

Les données que nous utiliserons dans ce chapitre sont :

Le prix des principales composantes sont :

Le Sable de dune : 670 FCFA/m³

Le Basalte 0/3 : 3333.33 FCFA/Tonne

Le Ciment CPA I 42.5: 55450 FCFA/m³

L'Eau : 708 FCFA/m³

Le volume de notre support de lignes est d'environ **0.632 m³**

VII-1. Cas du support en béton de sable armé :

La longueur totale des $\phi 12$ est de $4*10.95+2*6.05+2*8.55=73\text{m}$

Le volume d'acier $\phi 12$ est de $\pi*(12*10^{-3})^2*73/4=0.00825\text{ m}^3$

La quantité d'acier $\phi 12$ est de $0.00825*78.5*1000/9.81=66.017\text{kg}$

La longueur totale des $\phi 8$ est de $2*3=6\text{m}$

Le volume d'acier $\phi 8$ est de $\pi*(8*10^{-3})^2*6/4= 0.0003015\text{ m}^3$

La quantité d'acier $\phi 8$ est de $0.0003015*78.5*1000/9.81=2.41\text{kg}$

La longueur totale des $\phi 6$ est de 27.12m

Le volume d'acier $\phi 6$ est de $\pi*(6*10^{-3})^2*27.12/4= 0.00076\text{ m}^3$

La quantité d'acier $\phi 6$ est de $0.00076*78.5*1000/9.81=6.08\text{kg}$

Cas de la formulation correspondant à 5% de fines et E/C=0.625

La quantité de basalte requise est de : $836.992*0.632=528.98\text{ kg}$

La quantité de sable requise est de : $693.99*0.632=438.6\text{ kg}$

La quantité de ciment requise est de : $400*0.632=252.8\text{ kg} = 0.2528\text{m}^3$

La quantité d'eau requise est de : $263*0.632=166.216\text{l} = 0.166216\text{ m}^3$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci dessous :

Tableau 7.1 : devis estimatif pour un support de lignes en béton de sable armé réalisé avec un pourcentage de fines dans le basalte de 5%

Désignations	Quantités	Unités	Prix Unitaires	Prix (FCFA)
Ciment	0.2528	Tonne	55450	14017.76
Basalte 0/3	0.52898	Tonne	3333.33	1763.2649
Sable	0.4386	m3	670	293.862
Acier ø12	66.017	Kg	441	29113.497
Acier ø8	2.41	Kg	441	1062.81
Acier ø6	6.08	Kg	441	2681.28
Eau	0.166	m3	708	117.528
Coût de la main d'oeuvre				5295
Total				54345.0019

Cas de la formulation correspondant à 8% de fines et E/C=0.65

La quantité de basalte requise est de : $465.385 \cdot 0.632 = 294.12$ kg

La quantité de sable requise est de : $1065.83 \cdot 0.632 = 673.6$ kg

La quantité de ciment requise est de : $400 \cdot 0.632 = 252.8$ kg = 0.2528m3

La quantité d'eau requise est de : $247 \cdot 0.632 = 166.2161 = 0.156.104$ m3

Les résultats sont présentés dans le tableau ci dessous :

Tableau 7.2 : devis estimatif pour un support de lignes en béton de sable armé réalisé avec un pourcentage de fines dans le basalte de 8%

Désignations	Quantités	Unités	Prix Unitaires	Prix (FCFA)
Ciment	0.2528	Tonne	55450	14017.76
Basalte 0/3	0.29412	Tonne	3333.33	980.39902
Sable	0.6736	m3	670	451.312
Acier ø12	66.017	Kg	441	29113.497
Acier ø8	2.41	Kg	441	1062.81
Acier ø6	6.08	Kg	441	2681.28
Eau	0.156	m3	708	110.448
Coût de la main d'oeuvre				5295
Total				53712.506

VII-2. Cas du support en béton de sable précontraint :

Le volume de fil de fer recuit $\phi 7$ est de $\pi \cdot (7 \cdot 10^{-3})^2 \cdot 73/4 = 0.0028$ m3

La masse d'acier de précontrainte est de $0.0028 \cdot 78.5 \cdot 1000 / 9.81 = 22.406$ Kg

La gaine utilisée est un tube PVC de $\phi 30$ et de longueur 11m

Cas de la formulation correspondant à 5% de fines et E/C=0.6

La quantité de basalte requise est de : $836.992 \cdot 0.632 = 528.98 \text{ kg}$

La quantité de sable requise est de : $693.99 \cdot 0.632 = 438.6 \text{ kg}$

La quantité de ciment requise est de : $500 \cdot 0.632 = 252.8 \text{ kg} = 0.316 \text{ m}^3$

La quantité d'eau requise est de : $312 \cdot 0.632 = 166.216 \text{ l} = 0.19718 \text{ m}^3$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci dessous :

Tableau 7.3 : devis estimatif pour un support de lignes en béton de sable précontraint réalisé avec un pourcentage de fines dans le basalte de 5%

Désignations	Quantités	Unités	Prix Unitaires	Prix (FCFA)
Ciment	0.316	Tonne	55450	17522.2
Basalte 0/3	0.52898	Tonne	3333.33	1763.2649
Sable	0.4386	m3	670	293.862
Acier ø7	22.165	Kg	575	12744.875
gaine ø30	11	m3	200	2200
Eau	0.19718	m3	708	139.60344
Coût de la main d'oeuvre				13450.9
Total				48114.7053

Cas de la formulation correspondant à 8% de fines et E/C=0.6

La quantité de basalte requise est de : $465.385 \cdot 0.632 = 294.12 \text{ kg}$

La quantité de sable requise est de : $1065.83 \cdot 0.632 = 673.6 \text{ kg}$

La quantité de ciment requise est de : $500 \cdot 0.632 = 252.8 \text{ kg} = 0.316 \text{ m}^3$

La quantité d'eau requise est de : $267 \cdot 0.632 = 166.216 \text{ l} = 0.23194 \text{ m}^3$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci dessous :

Tableau 7.4 : devis estimatif pour un support de lignes en béton de sable précontraint réalisé avec un pourcentage de fines dans le basalte de 8%

Désignations	Quantités	Unités	Prix Unitaires	Prix (FCFA)
Ciment	0.316	Tonne	55450	17522.2
Basalte 0/3	0.29412	Tonne	3333.33	980.39902
Sable	0.6736	m3	670	451.312
Acier ø7	22.165	Kg	575	12744.875
gaine ø30	11	m3	200	2200
Eau	0.23194	m3	708	164.21352
Coût de la main d'oeuvre				13450.9
Total				47513.8995

Ainsi, le coût de revient d'un support en béton de sable peut aller en dessous de 48000FCFA alors que le coût d'un support de lignes en bois de 12 m est de 78400FCFA, celui d'un support de lignes en poutrelle IPER est de 227000FCFA et un support en béton précontraint importé de France et réalisé par Prébat coûte plus de 80000 FCFA. En utilisant les supports en béton de sable, on réalise donc une économie de près de 40%.

Cette étude montre donc que sur le plan économique, le béton de sable peut remplacer le béton classique et que surtout, il entraînera de grandes économies financières. Il faut rappeler aussi que lors des «Journées d'échanges et de réflexion sur l'électrification rurale » qui se sont tenues le 3 Février dernier, le gouvernement avait fixé des indicateurs de performances à l'ASER avec comme objectif, le passage du taux d'électrification rurale de 8%, en 2002, à un minimum de 15% en 2005 .

Il faut rappeler aussi que sur les 14.000 villages que compte le Sénégal, seuls 600 ont accès à l'électricité et que seulement 8% des zones rurales sont à ce jour électrifiées alors que l'un des facteurs clefs de la lutte contre la pauvreté est l'accès des populations rurales à une source d'énergie bon marché.

Pour réaliser cela, l'état a investi 5157 millions FCFA pour :

- Le lancement d'un important programme d'électrification rurale pour 50 localités dont 19 chefs lieux de Communauté Rurale pour un montant de 2 milliards FCFA ;
- L'extension de ce programme à l'initiative PPTE pour 60 villages à électrifier dont 32 chefs lieux de Communauté Rurale pour un montant de 3 milliards FCFA ;
- La réalisation d'un programme d'urgence d'extension de réseau basse tension et de raccordement de 35 localités pour un coût global de 157 millions FCFA

Si ce projet était réalisé avec des supports en béton de sable, on aurait pu avoir 25% de zones rurales électrifiées en 2005.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Dans cette étude, les formulations de bétons de sables ont été faites sans adjuvants car ce sont des produits qui coûtent chers dans nos pays. Cependant l'emploi de ces adjuvants nous permettrait d'avoir de meilleures résistances qui pourraient égaler celles d'un béton classique. L'étude du comportement nous a permis de voir que la faiblesse mécanique du béton de sable vis à vis du béton classique n'était pas évidente alors que l'étude des coûts nous a permis de voir l'avantage économique important qu'on tirerait de l'emploi du béton de sable. De plus, sa structure plus fine et plus homogène donne au béton de sable une meilleure ouvrabilité, une meilleure résistance aux chocs sans oublier les effets architectoniques aussi variés.

En somme, ce projet de fin d'étude se révèle très instructif dans la mesure où il nous a permis à travers sa réalisation de comprendre les avantages qu'on peut tirer de l'utilisation du béton de sable. Durant cette étude, nous avons pu remarquer que outre le domaine des chaussées, le béton de sable peut aussi présenter des avantages dans celui du réseau d'électrification rurale, dans la mesure où cela réduirait le coût de l'extension du réseau électrique au monde rural. En effet, si mécaniquement, le béton de sable théorique reste légèrement plus faible vis à vis du béton classique, il n'a rien à lui envier, tant il possède des qualités sur le plan économique que sur le plan de son aspect qui en font une alternative inévitable dans la réalisation de certains grands projets futurs.

Ce projet peut constituer aussi le départ d'un ensemble d'études à savoir la possibilité d'utiliser le béton de sable comme matériau pour d'autres structures porteuses. La réussite de ces projets seraient une chance pour tous les pays sahéliens et qui sait peut être les ouvrira t'il une nouvelle ère, celle du développement.

En recommandation ,

Nous souhaitons que des études soient réalisées avec l'emploi d'adjuvants avant de passer à la phase réalisation.

Nous souhaitons aussi l'emploi d'un sable plus propre.

Nous souhaitons que la vibration lors de la réalisation ne soit pas trop excessif ; un maximum de 1 minute devant suffire.

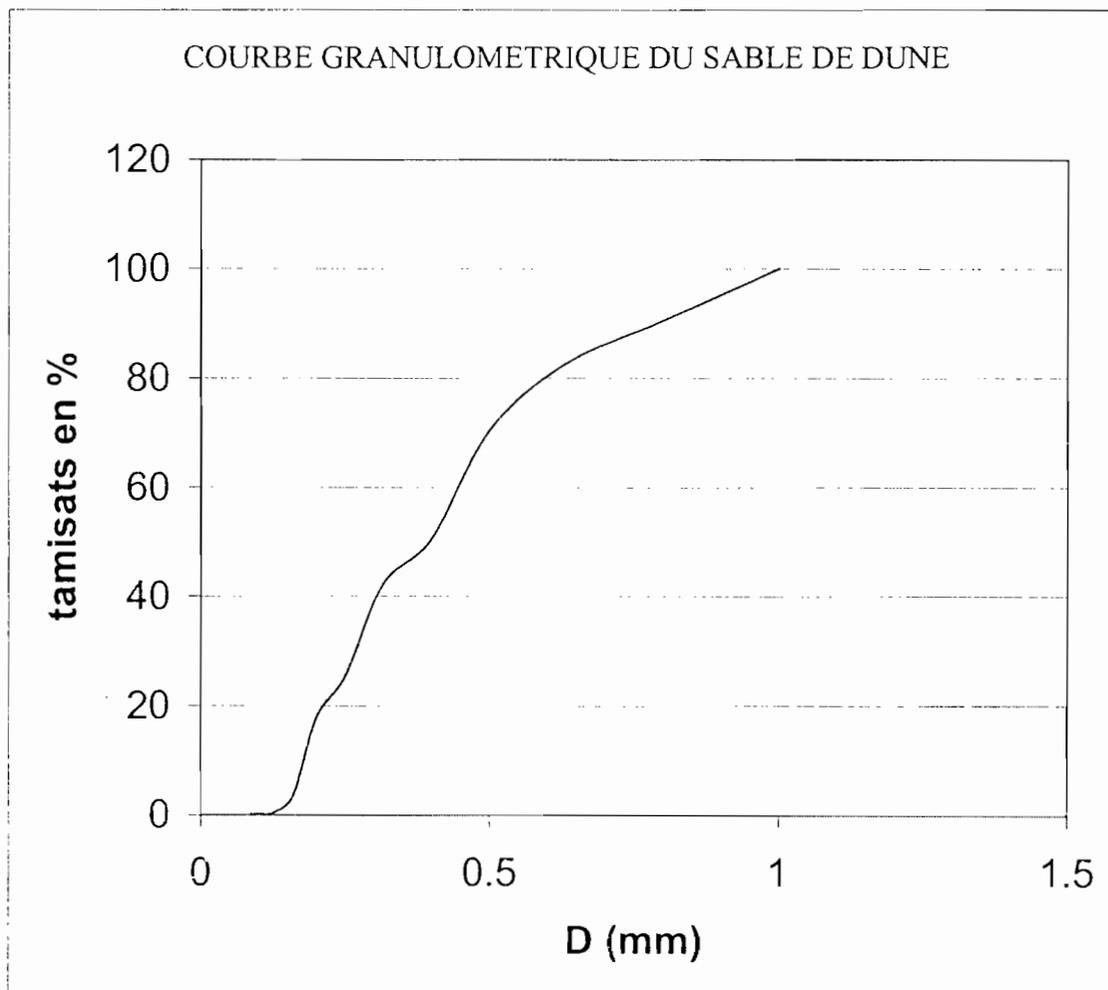
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Cissé Ibrahima K. : Contribution à la valorisation des matériaux locaux. Application au Béton de sable (1996).
- [2] Diedhiou Mohamed D. : Conception de support de lignes électriques en béton de sable armé et en béton de sable précontraint (2001)
- [3] Ndiaye Modou : Problématique de la conception d'un nouveau type de poteau pour le réseau d'électrification rurale (2000)
- [4] Nechnech Wahid : Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées (2001)
- [5] Sablocrète : Béton de sable, caractéristiques et pratiques d'utilisations (1994)
- [6] ASER et SENELEC : Normes relatives aux des supports de lignes aux Sénégal
- [7] Robert CHAUSSIN : Le béton précontraint
- [8] Jean PERCHAT : Généralité sur le béton armé
- [9] KINDT Sébastien : Construction (1998)

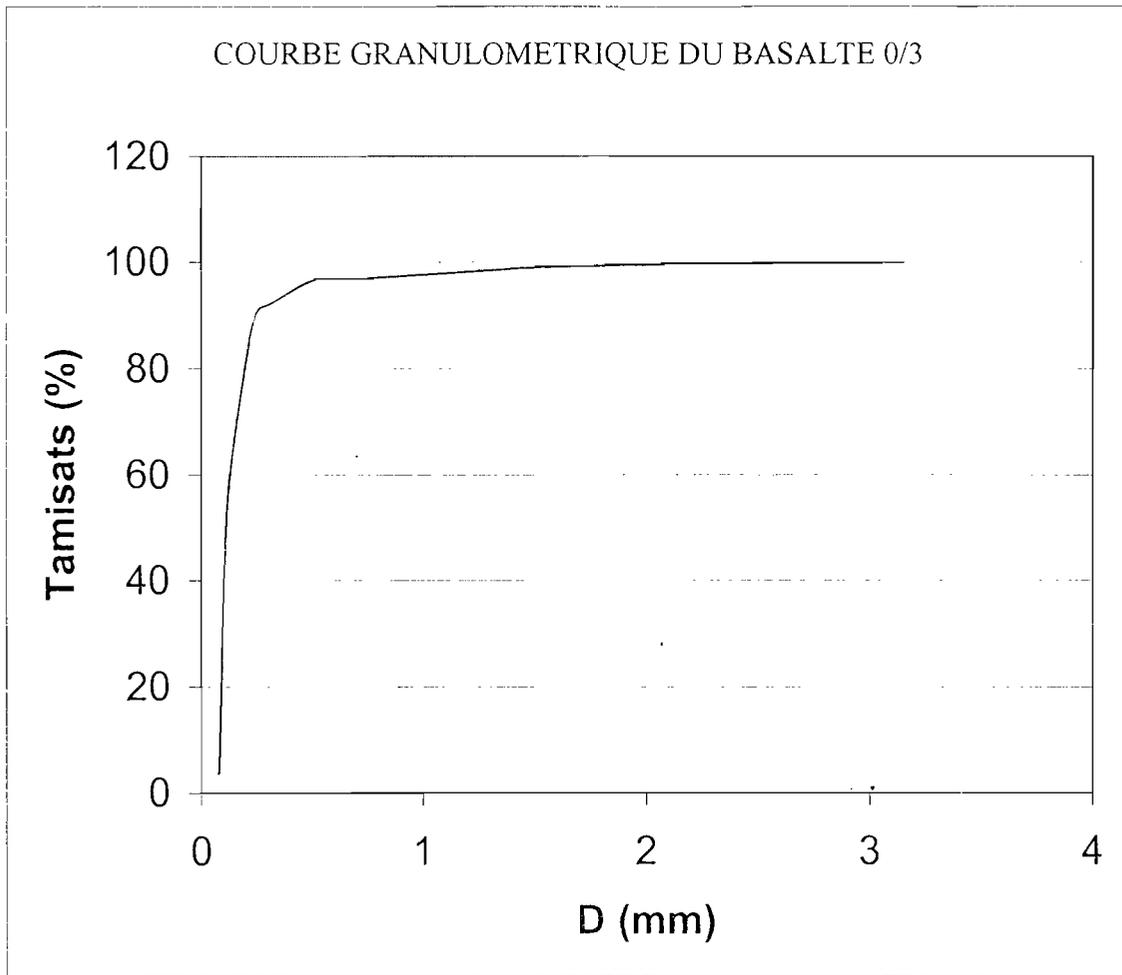
ANNEXES

Annexe 1

a)

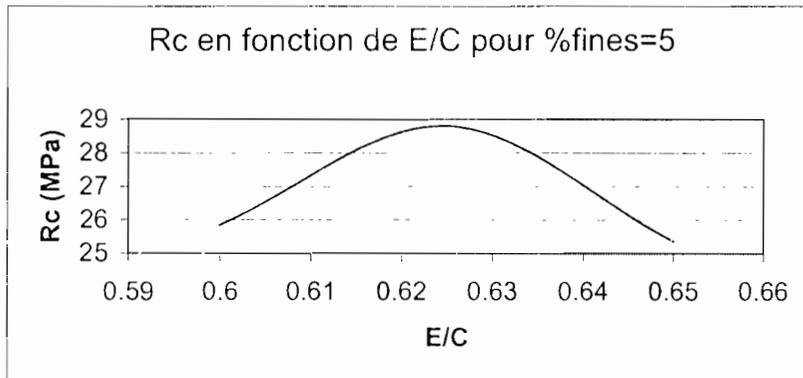


b)

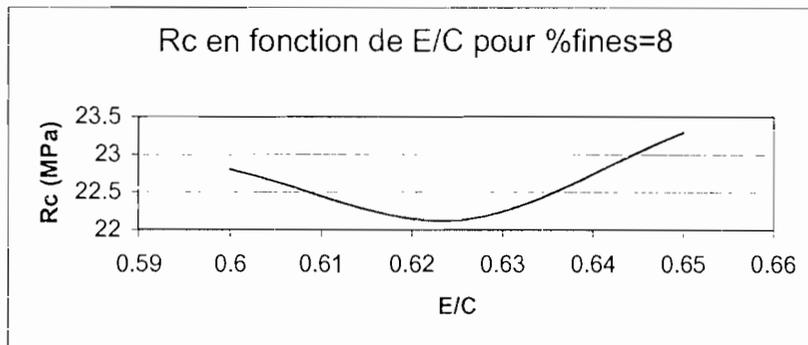


Annexe 2

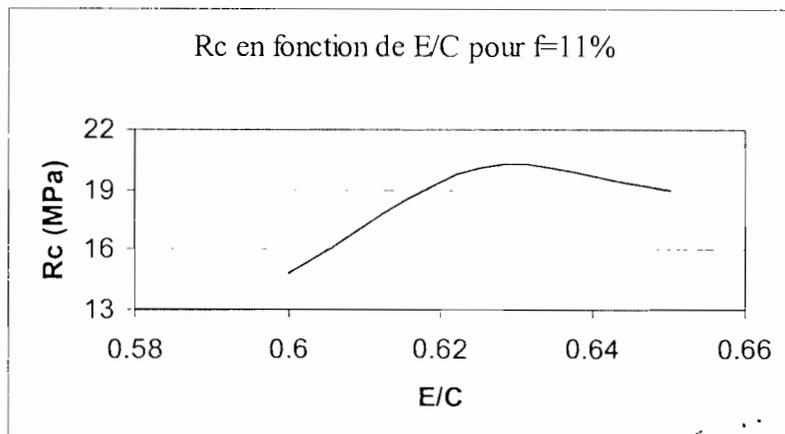
a)



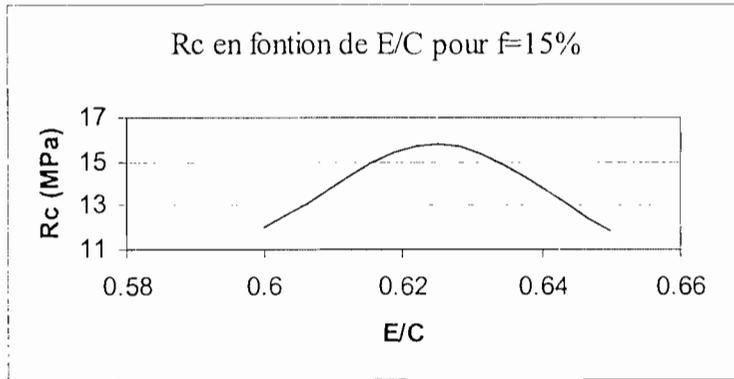
b)



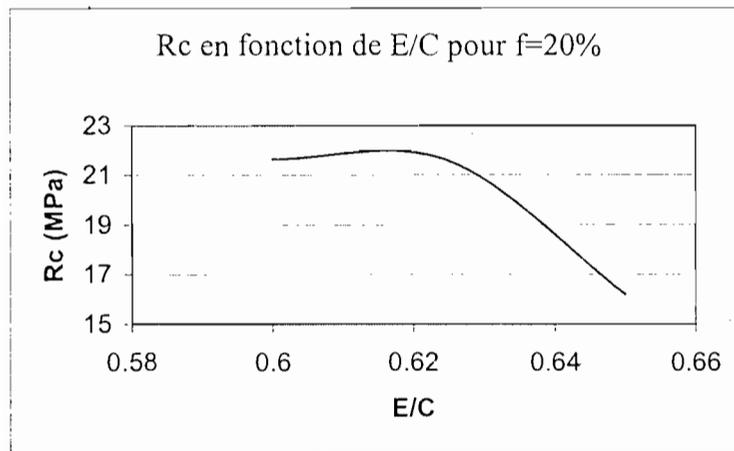
c)



d)

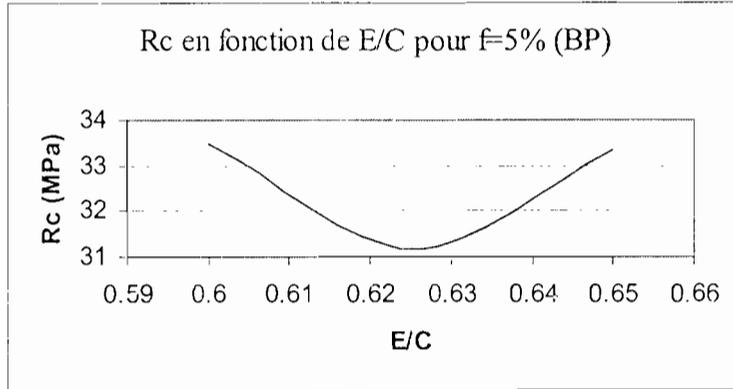


e)

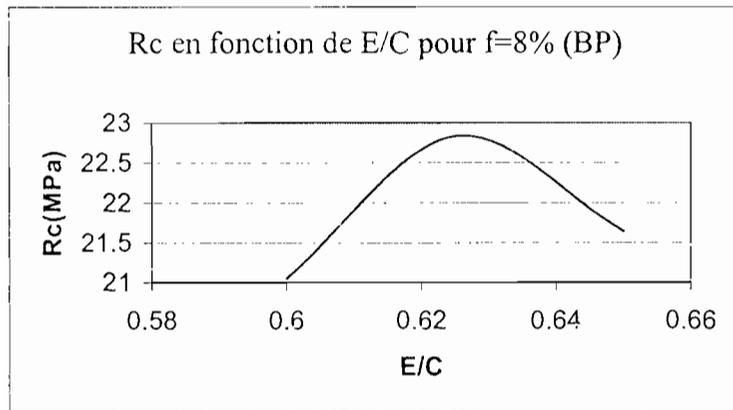


Annexe 3

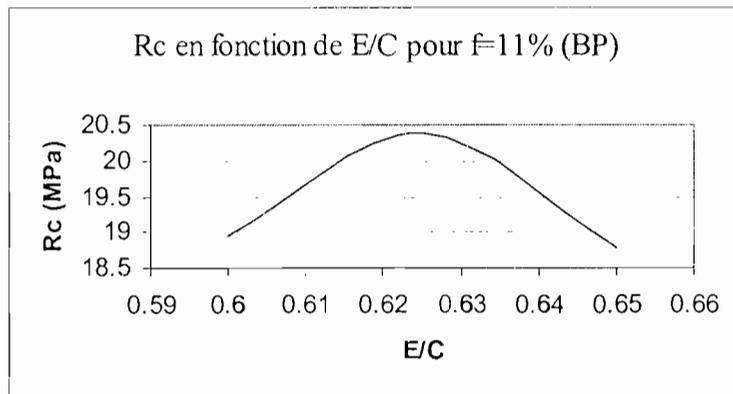
a)



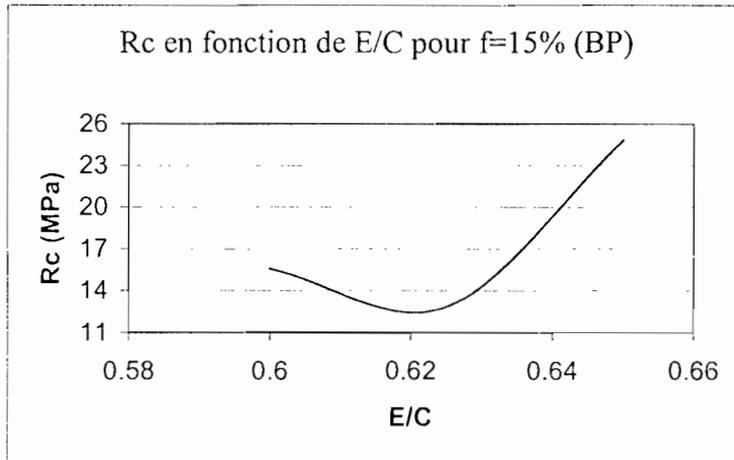
b)



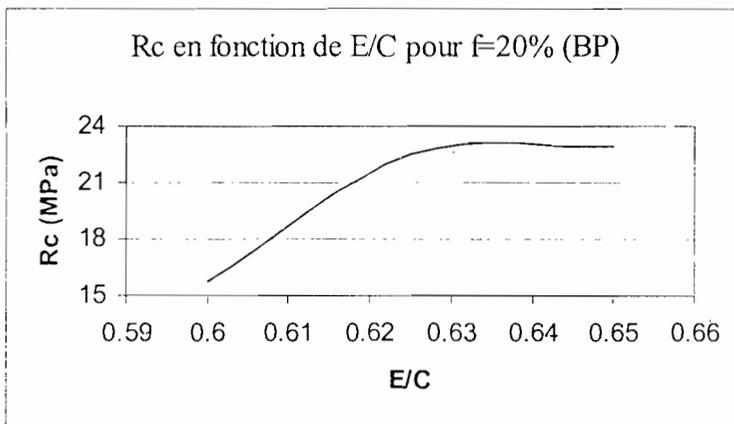
c)



d)

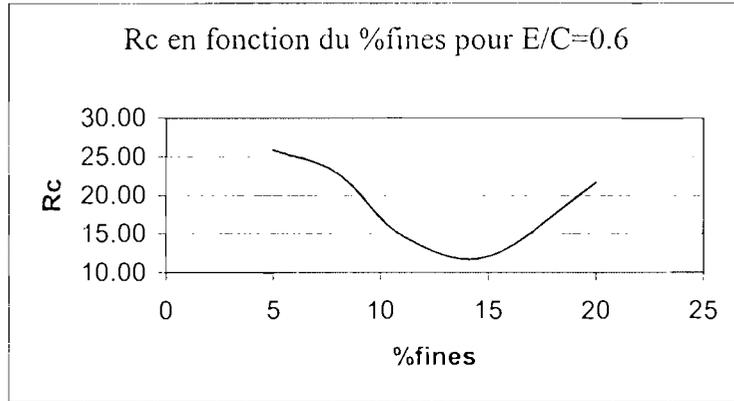


e)

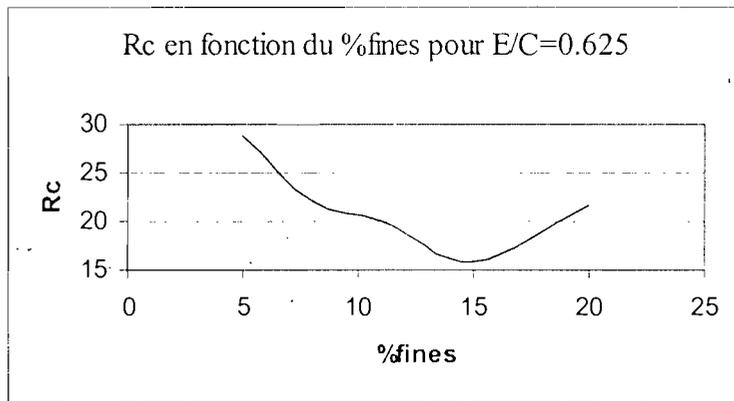


Annexe 4

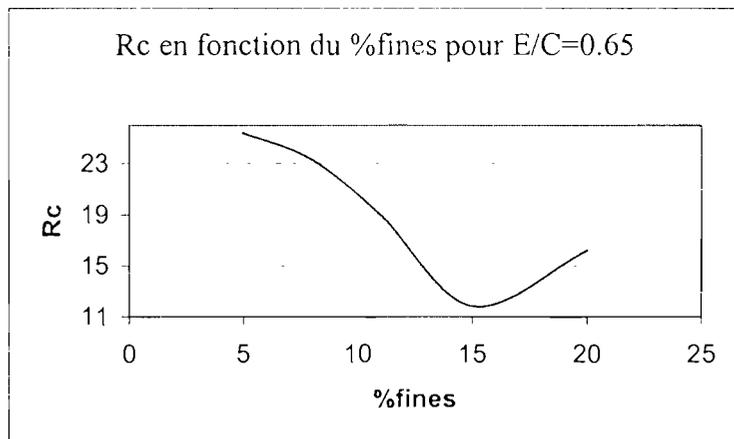
a)



b)

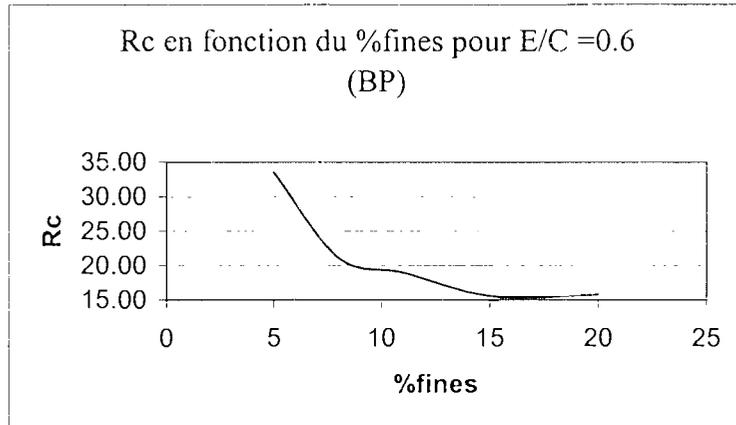


c)

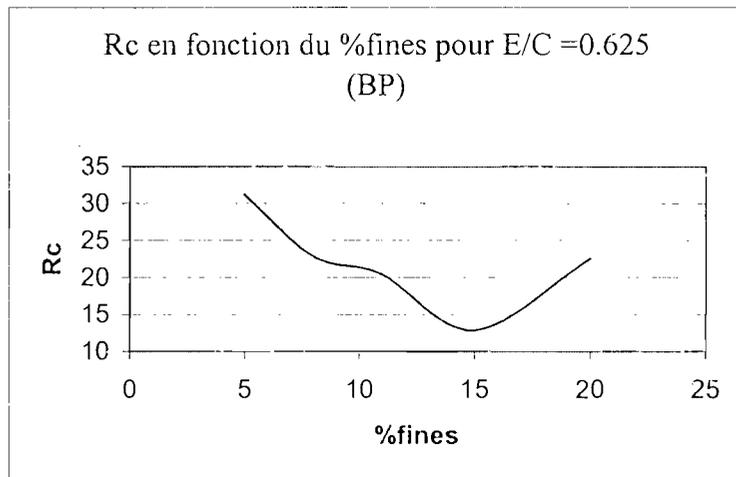


Annexe 5

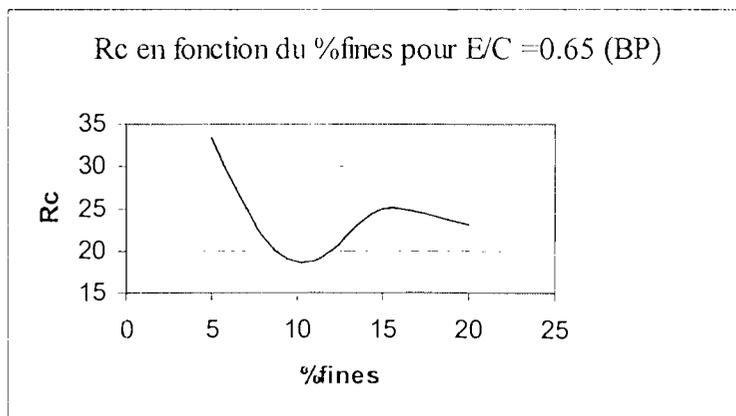
a)



b)



c)



Annexe 6

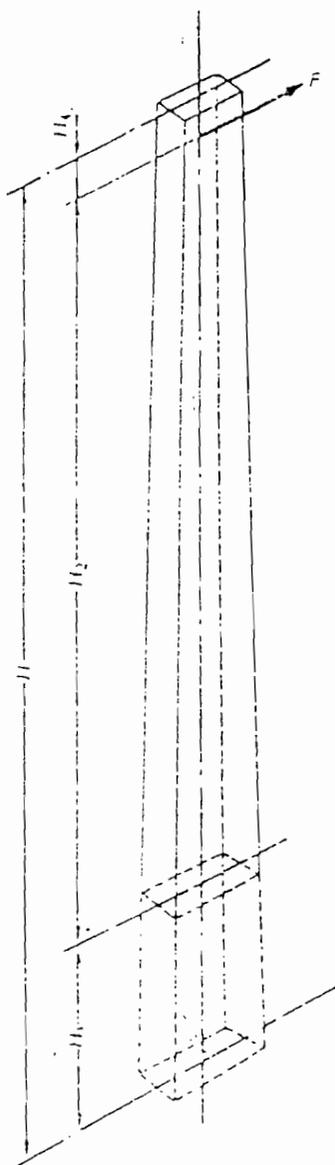
DESIGNATION SIMPLIFIEE DU CABLE	Effort linéique, sur chaque câble, du à un vent de				Facteur de surcharge pour un vent de				Facteur de surcharge dans le cas d'un vent de 480 Pa sur le câble nu pour une masse linéique de givre de		
	180 Pa	240 Pa	360 Pa	480 Pa	180 Pa	240 Pa	360 Pa	480 Pa	1 kg/m	2 kg/m	5 kg/m
	(daN/m)	(daN/m)	(daN/m)	(daN/m)							
14,1/U/ 7(**)	0,086	0,115	0,173	0,230	1,21	1,36	1,70	2,09	9,01	-	-
22 /U/ 7(**)	0,108	0,144	0,216	0,288	1,14	1,24	1,49	1,78	6,19	-	-
29,3/U/19(**)	0,126	0,168	0,252	0,336	1,11	1,19	1,39	1,63	4,93	-	-
38,2/U/19(**)	0,144	0,192	0,288	0,384	1,09	1,15	1,31	1,51	4,03	6,64	-
48,3/U/19(**)	0,162	0,216	0,324	0,432	1,07	1,12	1,25	1,42	3,42	5,64	-
74,9/U/19(**)	0,202	0,269	0,403	0,538	1,04	1,08	1,17	1,28	2,59	4,01	-
34,4/AGS/ 7	0,136	0,180	0,270	0,360	1,77	2,19	3,10	4,03	12,28	-	-
54,6/AGS/ 7	0,170	0,227	0,340	0,454	1,53	1,85	2,53	3,26	8,31	14,75	-
75,5/AGS/19	0,203	0,270	0,405	0,540	1,41	1,66	2,22	2,83	6,38	10,94	-
117 /AGS/19	0,252	0,336	0,504	0,672	1,28	1,46	1,88	2,35	4,62	7,52	16,66
148 /AGS/19	0,283	0,378	0,566	0,756	1,23	1,38	1,74	2,14	3,94	6,21	12,42
37,7 N/A +C/9 + 3	0,149	0,199	0,298	0,398	1,40	1,65	2,21	2,81	7,90	14,15	-
59,7 N/A +C/12 + 7	0,180	0,240	0,360	0,480	1,20	1,34	1,66	2,04	4,95	8,44	19,20
75,5 N/A +C/12 + 7	0,203	0,270	0,405	0,540	1,16	1,28	1,55	1,87	4,18	6,93	15,45
116,2 N/A +C/30 + 7	0,252	0,336	0,504	0,672	1,16	1,28	1,55	1,88	3,67	5,85	12,67
147,1 N/A +C/30 + 7	0,283	0,378	0,566	0,756	1,13	1,22	1,46	1,73	3,16	4,87	10,24

Annexe 7

Caractéristiques des poteaux

Les poteaux sont caractérisés

- par leur hauteur totale, en mètres.
- par leur effort nominal (défini au paragraphe 3.2), en décanewtons.
- par leur classe, définie par leur facteur de résistance transversale (paragraphe 3.3 et tableau A1).



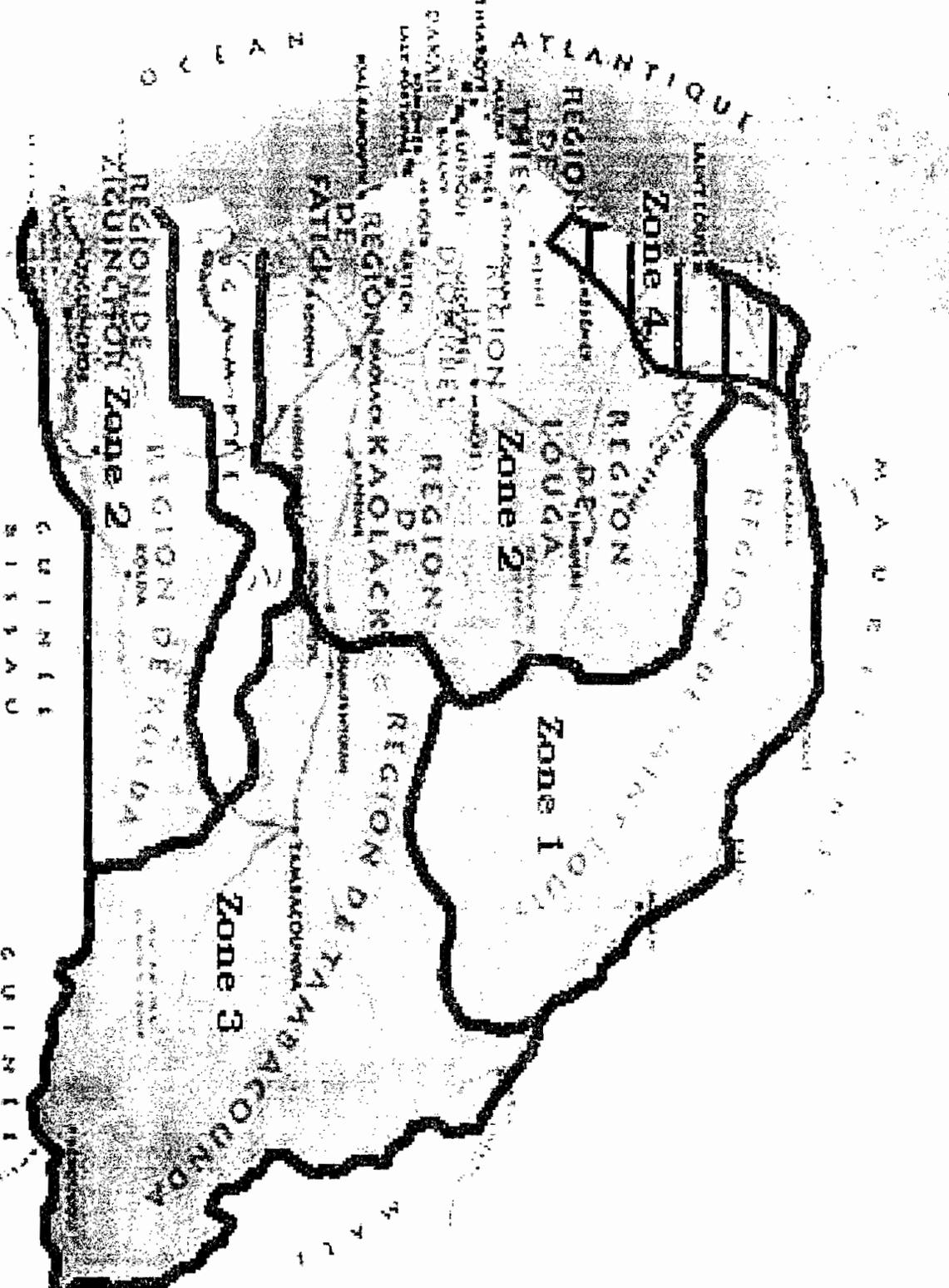
TABEAU A1

Classes des poteaux

CLASSE	EFFORT NOMINAL F (daN)	FACTEUR DE RESISTANCE TRANSVERSALE r min.	POINT D'APPLICATION DE L'EFFORT NOMINAL H_2 (m)
A	$F < 300$	0,40	0,25
	$300 \leq F \leq 500$	0,35	
	$500 < F$	0,30	
B	quelconque	0,60	0,25
C	quelconque	1,00 (**)	0,25

*) Avec tolérance de 15 %.

Annexe 8



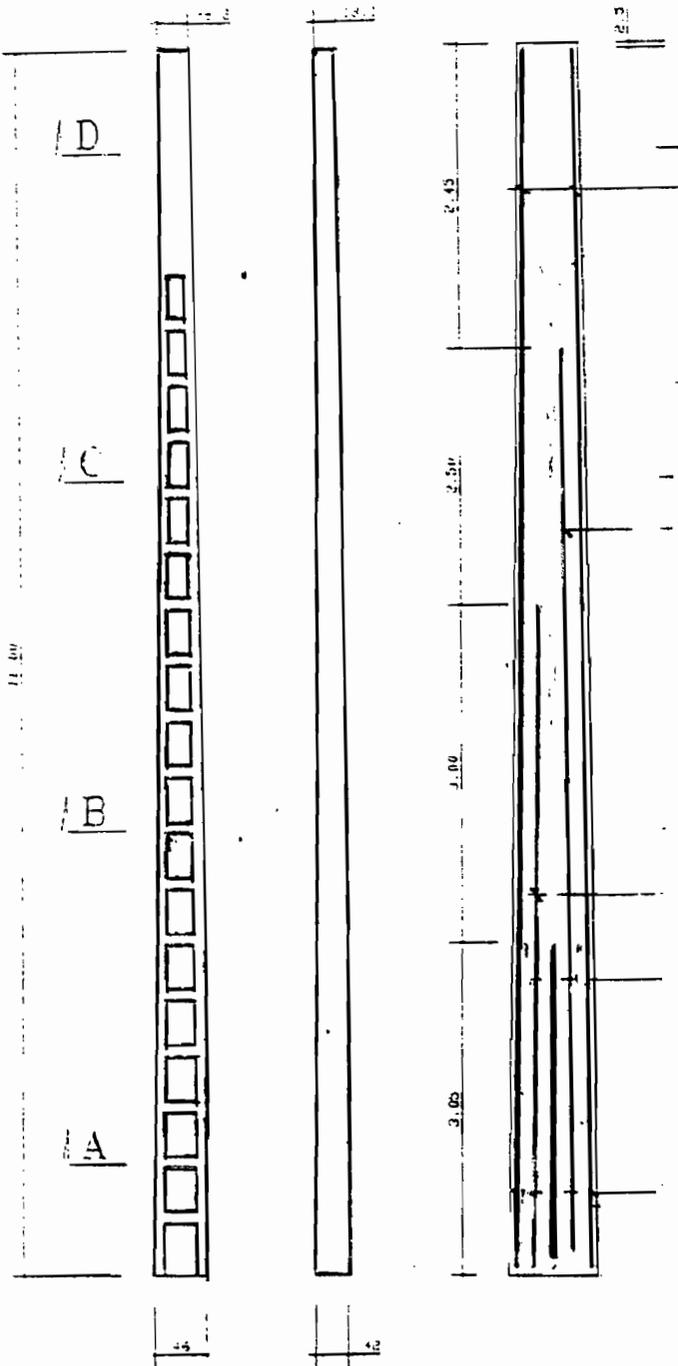
ZONAGE DES PRESSIONS DE VENT

PRESSION DYNAMIQUE DU VENT			VITESSE INSTANTANEE DU VENT		
ZONAGE	Pression dynamique de base normale (daN/m ²)	Pression dynamique de base extrême (daN/m ²)	ZONAGE	Vitesse normale	Vitesse extrême
Zone1	45	78.75	Zone1	27 m / s ou 97.2 Km / h	35.8 m / s ou 128.9 Km / h
Zone2	60	105.00	Zone2	31.3 m / s ou 112.7 Km / h	41.4 m / s ou 149 Km / h
Zone3	75	131.25	Zone3	35 m / s ou 126 Km / h	46.2 m / s ou 166.3 Km / h
Zone4	95	166.25	Zone4	39.3 m / s ou 141.5 Km / h	52 m / s ou 187.2 Km / h

Annexe 9



ELEVATION POTEAUX



position	L (mm)	H mm	longueur totale cm
0,05	151	184	76,4
0,50	158	191	80,8
1,00	166	202	86,6
1,50	171	209	88,6
2,00	183	224	91,4
2,50	190	234	94,8
3,00	199	245	98,8
3,50	208	256	102,8
4,00	215	267	106,4
4,50	225	278	110,4
5,00	232	289	114,2
5,50	240	300	118,0
6,00	248	310	121,6
6,50	256	322	125,6
7,00	265	333	129,6
7,50	273	344	133,4
8,00	281	355	137,2
8,50	289	366	141,2
9,00	297	377	144,8
9,50	306	387	148,6
10,00	313	399	152,4
10,50	322	410	156,4
10,95	329	418	159,4