

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

GC.0193

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGÉNIEUR DE CONCEPTION.

TITRE: CONCEPTION D'UN PONT A TROIS VOIES AVEC
UN TABLIER RAIDI EN BÉTON ARMÉ SUR LE
FLEUVE SÉNÉGAL.

AUTEUR: Yankhoba TRAORÉ

DIRECTEUR: Moustapha N'DIAYE ,Ing, M.Sc, Dr.

Juillet 1993

A ma mère pour tout le soutien moral qu'elle n'a cessé de m'apporter durant toutes ces années d'études,

A toute ma famille à Thiès,

A tous mes amis de la 15^{ème} et 16^{ème} promotions,

A tous mes amis.

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont d'abord à l'endroit de Monsieur Moustapha N'DIAYE, professeur à l'école polytechnique de Thiès, pour son aide très précieuse. En effet tout au long de ce projet il n'a cessé de témoigner son intérêt, sa disponibilité et son dévouement. Ses critiques, ses remarques et ses suggestions m'ont permis de relever ce grand défi qu'est la conception d'un pont.

Je remercie également Messieurs Issa M'BALOU et Avorin VIOLLET, de la direction de l'O.M.V.S., pour m'avoir non seulement aidé à trouver un site pour ce pont mais aussi à obtenir toutes les données de base dont j'avais besoin.

Je ne saurai terminer sans remercier tous ceux qui de près ou de loin, sous quelque forme que ce soit, ont contribué à la réussite de ce projet de fin d'études.

SOMMAIRE

Un grand projet de conception nécessite toujours une phase préliminaire et une phase finale. La phase préliminaire du travail de conception, ou avant-projet, servira surtout à fournir les calculs et plans nécessaires pour le dossier d'appel d'offres.

Ce projet de fin d'études, intitulé " conception d'un pont avec un tablier raidi en béton armé ", pourrait s'inscrire dans le cadre de la phase préliminaire d'un projet de conception d'un pont. Il cherchera ainsi à fournir les calculs et plans d'un prototype de pont en béton armé.

En fait, il s'agira dans cette étude de concevoir un prototype de pont en béton armé avec un tablier raidi, qui aura une longueur extensible et pourra ainsi être calé sur un ou plusieurs site(s) possible(s).

Pour atteindre ces objectifs, notre étude comprendra principalement deux parties:

- une première partie où il s'agira, après avoir fixé la géométrie du pont en fonction des données de base, de faire l'analyse de la structure avec un logiciel d'analyse des structures, IMAGES 3D,
- et enfin le dimensionnement des différents éléments du pont qui sera l'objet de la seconde partie.

Par ailleurs nous procéderons, à la fin, à l'établissement des plans d'exécution de l'ouvrage étudié.

TABLE DES MATIERES

	PAGE
- REMERCIEMENTS.....	ii
- SOMMAIRE.....	iii
- TABLE DES MATIERES.....	iv
- LISTE DES ANNEXES.....	viii
- LISTE DES FIGURES.....	ix
- LISTE DES TABLEAUX.....	xi
- LISTE DES PLANS.....	xiv
- LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES.....	xv
- CHAPITRE 1: INTRODUCTION.....	1
- CHAPITRE 2: CHOIX DU PROTOTYPE A ETUDIER.....	5
2.1: Introduction.....	5
2.2: Fixation de la géométrie du pont.....	7
2.3: Choix des éléments accessoires.....	9
2.3.1: Appareils d'appui.....	9
2.3.2: Joints de dilatation.....	10
2.3.3: Joints d'étanchéité.....	11
2.3.4: Chenaux de drainage.....	11
2.3.5: Garde-corps.....	11
- CHAPITRE 3: ANALYSE DU PROTOTYPE CHOISI.....	15
3.1: Détermination des charges sur l'ouvrage...15	
3.1.1: Propriétés des matériaux utilisés..15	
3.1.2: Choix des dimensions préliminaires.....16	
3.1.3: Evaluation des charges.....17	
3.1.3.1: Détermination des charges permanentes.....18	
3.1.3.2: Détermination des surcharges.....18	
3.1.3.2.1: Le système B _c ..19	
3.1.3.2.2: Le système A...20	
3.1.3.2.3: Les surcharges de trottoirs.....21	
3.2: Détermination des sollicitations.....21	
3.2.1: Choix des cas de charge.....21	

	PAGE
3.2.2: Analyse de plusieurs travées indé-	
pendamment.....	25
3.2.2.1: Idéalisaton de la struc-	
ture.....	25
3.2.2.2: Définition des charges	
appliquées.....	28
3.2.2.3: Présentation des résul-	
tats.....	29
3.2.3: Analyse simultanée de plusieurs	
travées.....	35
3.2.3.1: Idéalisaton de la struc-	
ture.....	36
3.2.3.2: Définition des charges	
appliquées.....	36
3.2.3.3: Présentation des résul-	
tats.....	38
- CHAPITRE 4: DIMENSIONNEMENT.....	49
4.1: Introduction.....	49
4.2: Résultats finals de l'analyse.....	50
4.2.1: Moments de design pour la dalle...	51
4.2.2: Moments de design pour les pou-	
tres secondaires.....	51
4.2.3: Moments de design pour les pou-	
tres principales.....	52
4.2.4: Flèche maximale.....	52
4.3: Vérification de la déformation maximale..	53
4.4: Calcul de la dalle.....	53
4.4.1: Armature de la dalle.....	53
4.4.1.1: Suivant la direction	
longitudinale.....	55
4.4.1.2: Suivant la direction	
transversale.....	56
4.4.2: Vérification de la résistance à	
l'effort tranchant.....	58
4.4.2.1: Effort tranchant dû au	
cisaillement.....	58
4.4.2.2: Effort tranchant dû au	
poinçonnement autour	
d'un appui.....	59
4.4.2.3: Effort tranchant dû au	
poinçonnement autour	
d'une charge concentrée..	61
4.5: Calcul des poutres secondaires.....	61
4.5.1: Calcul de l'armature.....	62
4.5.1.1: Armature supérieure.....	62
4.5.1.2: Armature inférieure.....	62
4.5.2: Vérification de l'effort tran-	
chant de la poutre.....	64
4.6: Calcul des poutres principales.....	65
4.6.1: Calcul de la poutre principale de	
rive.....	65

	PAGE
4.6.1.1: Armature supérieure.....	65
4.6.1.2: Armature inférieure.....	66
4.6.1.3: Armature d'âme.....	68
4.6.1.3.1: Due à l'effort tranchant.....	68
4.6.1.3.2: Due à la tor- sion.....	69
4.6.1.3.3: Due à l'effort tranchant et à la torsion..	71
4.6.2: Calcul de la poutre principale intermédiaire.....	71
4.6.2.1: Calcul de l'armature supérieure.....	72
4.6.2.2: Calcul de l'armature inférieure.....	72
4.6.2.3: Calcul de l'armature d'âme.....	73
4.7: Calcul des piles.....	74
4.7.1: Détermination des forces agissant sur les piles.....	75
4.7.1.1: Réaction de la supers- tructure.....	75
4.7.1.2: Force de frottement.....	75
4.7.1.3: Poids propre de la pile..	76
4.7.1.4: Poussée de l'eau.....	76
4.7.1.5: Sous-pression due à l'eau.....	76
4.7.2: Calcul des contraintes.....	76
4.7.3: Vérification de la stabilité de la pile.....	77
4.7.3.1: Stabilité au glissement..	77
4.7.3.2: Stabilité au renverse- ment.....	78
4.8: Calcul des culées.....	78
4.8.1: Détermination des forces agissant sur la culée.....	78
4.8.1.1: Forces dues à la supers- tructure.....	78
4.8.1.2: Poids propre de la culée.	79
4.8.1.3: Poussée des terres.....	79
4.8.2: Calcul des contraintes.....	81
4.8.3: Vérification de la résistance à la stabilité.....	81
4.8.3.1: Stabilité au glissement..	81
4.8.3.2: Stabilité au renverse- ment.....	82
4.9: Etude de la rampe d'accès.....	82
4.9.1: Caractéristiques mécaniques du terrain de remblai.....	82
4.9.2: Etude de la sécurité vis-à-vis du glissement.....	82

	PAGE
- CHAPITRE 5: CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	94
- ANNEXES.....	97
- REFERENCES.....	137
- PLANS.....	138

LISTE DES ANNEXES

	PAGE
- ANNEXE A: Aperçu global sur le logiciel IMAGES 3D.....	98
A.1: Fonctionnement du logiciel.....	99
A.1.1: Geometry Définition.....	100
A.1.2: Static Analysis.....	100
A.2: Test du logiciel.....	102
A.2.1: Etude des dalles simplement appu-	
yées.....	102
A.2.1.1: Etude de convergence.....	102
A.2.1.2: Etude du rapport de la	
largeur sur l'épaisseur	
de la dalle.....	103
A.2.2: Etude des dalles raidies.....	104
A.2.2.1: Raidisseurs centrés.....	105
A.2.2.2: Raidisseurs excentrés.....	106
- ANNEXE B: Efforts à considérer dans l'analyse du pont....	117
B.1: Les charges permanentes.....	118
B.2: Les surcharges.....	118
B.2.1: Le système A.....	118
B.2.2: Le système B.....	119
- ANNEXE C: Quelques valeurs tabulées du code canadien	
utilisées pour le dimensionnement en béton	
béton armé.....	121
- ANNEXE D: Calcul des propriétés des sections des poutres.	127
D.1: Propriétés de la section de la poutre	
principale de rive.....	128
D.2: Propriétés de la section de la poutre	
principale centrale.....	129
D.3: Propriétés de la section des entretoises..	131
- ANNEXE F: Données géotechniques, hydrologiques et	
topographiques du site.....	133

LISTE DES FIGURES

FIGURE	PAGE
II.1 : Coupe schématique suivant l'axe longitudinal du pont.....	12
II.2 : Vue de dessus d'une travée du pont.....	13
II.3 : Schéma de l'appui fixe.....	14
II.4 : Schémas de l'appui mobile.....	14
III.1 : Coupe schématique de la dalle avec le revêtement.....	43
III.2 a : Premier cas de charge de l'analyse des travées indépendamment.....	44
III.2 b : Deuxième cas de charge de l'analyse des travées indépendamment.....	44
III.2 c : Troisième cas de charge de l'analyse des travées indépendamment.....	44
III.3 a : Premier cas de charge de l'analyse des travées simultanément.....	45
III.3 b : Deuxième cas de charge de l'analyse des travées simultanément.....	45
III.3 c : Troisième cas de charge de l'analyse des travées simultanément.....	45
III.3 d : Quatrième cas de charge de l'analyse des travées simultanément.....	45
III.4 a : Vue schématique de dessus d'une travée.....	46
III.4 b : Idéalisation d'une travée.....	46
III.5 a : Section d'un raidisseur excentré.....	47
III.5 b : Section d'un raidisseur centré.....	47
III.5 c : Section d'une poutre secondaire.....	47
III.6 a : Vue schématique de dessus de plusieurs travées....	48
III.6 b : L'idéalisation de plusieurs travées.....	48
IV.1 : Vue schématique en élévation de la dalle.....	85

FIGURE	PAGE
IV.2 a : Armature de la dalle.....	86
IV.2 b : Schéma de ferrailage de la dalle.....	87
IV.3 : Sections critiques autour des appuis.....	85
IV.4 : Section de la poutre secondaire.....	88
IV.5 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	88
IV.6 : Schéma de la poutre principale de rive.....	65
IV.7 : Schéma de ferrailage de la poutre principale de rive.....	89
IV.8 : Schéma de la poutre principale centrale.....	72
IV.9 : Schéma de ferrailage de la poutre principale centrale.....	90
IV.10 : Schéma d'une pile.....	91
IV.11 : Forces agissant sur une pile.....	91
IV.12 : Schéma de la culée.....	92
IV.13 : Forces agissant sur une culée.....	92
IV.14 : Schéma de la rampe d'accès.....	93
A.1 : Schéma descriptif des différentes rubriques du logiciel IMAGES 3D.....	99
A.2 : Dalle carrée simplement appuyée.....	115
A.3 a : Courbe de convergence.....	112
A.3 b : Courbe de convergence.....	113
A.3 c : Courbe de convergence.....	114
A.4 a : Dalle carrée avec raidisseurs centrés.....	115
A.4 b : Dalle carrée avec raidisseurs excentrés.....	115
A.5 a : Section d'un raidisseur centré.....	116
A.5 b : Section d'un raidisseur excentré avec largeur participante de la dalle.....	116
A.5 c : Section d'un raidisseur excentré sans largeur participante de la dalle.....	116
F.1 : Données géotechniques du barrage de DIAMA.....	134

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU	PAGE
3.1 : Charges appliquées sur la travée.....	29
3.2 : Moments maximaux obtenus pour la dalle dans le cas de l'analyse de la travée de rive gauche.....	30
3.3 : Moments maximaux obtenus pour les entretoises dans le cas de l'analyse de la travée de rive gauche.....	30
3.4 : Moments maximaux obtenus pour la poutre principale de rive dans le cas de l'analyse de la travée de rive gauche.....	31
3.5 : Moments maximaux obtenus pour la poutre principale centrale dans le cas de l'analyse de la travée de rive gauche.....	31
3.6 : Moments maximaux obtenus pour la dalle dans le cas de l'analyse de la travée de rive droite.....	32
3.7 : Moments maximaux obtenus pour les entretoises dans le cas de l'analyse de la travée de rive droite.....	32
3.8 : Moments maximaux obtenus pour la poutre principale de rive dans le cas de l'analyse de la travée de rive droite.....	33
3.9 : Moments maximaux obtenus pour la poutre principale centrale dans le cas de l'analyse de la travée de rive droite.....	33
3.10 : Moments maximaux obtenus pour la dalle dans le cas de l'analyse de la travée intermédiaire.....	34
3.11 : Moments maximaux obtenus pour les entretoises dans le cas de l'analyse de la travée intermédiaire.....	34
3.12 : Moments maximaux obtenus pour la poutre principale de rive dans le cas de l'analyse de la travée intermédiaire.....	35
3.13 : Moments maximaux obtenus pour la poutre principale centrale dans le cas de l'analyse de la travée intermédiaire.....	35
3.14 : Charges à considérer dans l'analyse simultanée de plusieurs travées.....	38

TABLEAU	PAGE
3.15 : Moments maximaux obtenus pour la dalle suivant la direction longitudinale dans le cas de l'analyse de plusieurs travées en même temps.....	39
3.16 : Moments maximaux obtenus pour la dalle suivant la direction transversale dans le cas de l'analyse de plusieurs travées en même temps.....	40
3.17 : Moments maximaux obtenus pour les entretoises dans le cas de l'analyse de plusieurs travées en même temps.....	40
3.18 : Moments maximaux obtenus pour la poutre principale de rive dans le cas de l'analyse de plusieurs travées en même temps.....	41
3.19 : Moments maximaux obtenus pour la poutre principale centrale dans le cas de l'analyse de plusieurs travées en même temps.....	42
4.1 : Moments de design pour la dalle suivant la direction longitudinale.....	51
4.2 : Moments de design pour la dalle suivant la direction transversale.....	51
4.3 : Moments de design pour la poutre principale de rive..	52
4.4 : Moments de design pour la poutre principale intermédiaire.....	52
4.5 : Calcul de stabilité du remblai de la rampe d'accès...	83
A.1 : Résultats de l'étude de convergence d'une dalle carrée simplement appuyée.....	108
A.2 : Etude du rapport de la largeur sur l'épaisseur de la dalle.....	109
A.3 : Résultats pour une dalle avec raidisseurs centrés...	110
A.4 a: Raidisseurs excentrés avec largeur participante de la dalle.....	111
A.4 b: Raidisseurs excentrés sans largeur participante de la dalle.....	111
C.1	122
C.2	123
C.3	124

TABLEAU	PAGE
C.4	125
C.5	126

LISTE DES PLANS

	PAGE
- PLAN N° A.1 : Vue en élévation d'une partie du pont.....	139
- PLAN N° A.2 : Vue de dessus de la travée de rive gauche..	140
- PLAN N° A.3 : Coupe A_A : coupe suivant l'axe transversal du pont.....	141
- PLAN N° A.4 : Coupe C_C : coupe suivant l'axe transversal du pont.....	142
- PLAN N° A.5 : Coupe D_D : Culées de rives droite et gauche.....	143
- PLAN N° A.6 : Coupe E_E : Vue de face d'une pile.....	144
- PLAN N° A.7 : Coupe au niveau de l'appui fixe.....	145
- PLAN N° A.8 : Coupe au niveau de l'appui mobile.....	146
- PLAN N° A.9 : Ecoulement des eaux du pont.....	147
- PLAN N° A.10: Amature des culées et piles.....	148

LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES

Les principaux symboles utilisés dans le texte sont expliqués ci-dessous:

A	Aire d'une section quelconque,
A_c	Aire délimitée par le périmètre externe de la section du béton incluant l'aire des trous,
A_g	Aire de la section du béton,
A_0	Aire délimitée par le contour moyen des parois de section creuse,
A_{oh}	Aire délimitée par l'axe de l'armature de torsion,
A_{rect}	Aire de la partie rectangulaire en dessous de la section d'une poutre en T,é,
A_s	Aire de l'armature,
A_t	Aire de l'étrier de l'armature de torsion,
A_{tot}	Aire totale de la section d'une poutre en T,é,
A_v	Aire de l'étrier de l'armature de cisaillement,
b	Largeur d'une poutre,
B	Largeur de la base d'une pile ou d'une culée,
b_c	Largeur de la culée,
b_0	Périmètre de la section critique,
b_v	Largeur de l'âme de la poutre,
c	Cohésion du sol,
C	Force de cohésion du sol,
C_{tors}	Distance utilisée pour le calcul de la contrainte de cisaillement maximale,
cy	Distance de l'axe neutre à la fibre extrême sui-

	vant l'axe Y,
c_z	Distance de l'axe neutre à la fibre extrême suivant l'axe Z,
d	Hauteur utile,
d_b	Diamètre des barres,
d_e	Diamètre des étriers,
DEF_{permise}	Déformation maximale permise,
e	Excentricité du point de passage de la résultante par rapport au centre de la base ou axe neutre,
E_c	Module d'élasticité du béton,
e_n	Enrobage,
e_s	Espacement entre deux lits de barres d'armature,
E_s	Module d'élasticité de l'acier,
f	Coefficient de friction,
f_c'	Résistance à la compression du béton,
F_c	Facteur de sécurité au glissement lié à la cohésion du sol,
F_{ch}	Force horizontale due à la poussée de l'eau,
F_{ev}	Force verticale due à la poussée de l'eau,
F_G	Coefficient de sécurité au glissement,
f_r	Résistance à la traction du béton,
F_r	Force de freinage,
F_R	Coefficient de sécurité au renversement,
F_t	Force de frottement,
f_y	Limite d'élasticité de l'acier,
F_ϕ	Facteur de sécurité au glissement lié à l'angle de frottement interne du sol,
G	Module de cisaillement,

h	Hauteur des poutres,
H	Hauteur de la terre,
h_e	Hauteur de l'eau,
h_f	Épaisseur de la table de compression des poutres,
I_y	Moment d'inertie par rapport à l'axe Y,
I_z	Moment d'inertie par rapport à l'axe Z,
J	Constante de torsion,
K	Coefficient de majoration dynamique,
L	Portée de la dalle ou poutre,
L_A	Surcharge uniforme,
L_{Bc}	Surcharges concentrées constituées de camions,
L_{Be}	Surcharges concentrées constituées d'essieux de camions,
L_{Br}	Surcharges concentrées constituées de roues de camions,
L_T	Surcharges de trottoirs,
M_f	Moment de flexion,
M_R	Moment renversant,
$M_{réf}$	Moment de référence,
M_s	Moment stabilisant,
O.M.V.S.	Organisation pour la mise en valeur du fleuve Sénégal,
P	Poids propre,
P_c	Périmètre externe de la section du béton,
P_h	Périmètre de l'axe de l'armature transversale de torsion,
$P_{rév}$	Poids du revêtement,
P_s	Poussée de la terre,

q	Charge uniforme pondérée,
R	Réaction de la superstructure due aux charges permanentes,
R'	Force due à la réaction du sol,
R_f	Réaction à l'appui,
R_p	Réaction de la superstructure sur la pile,
s	Espacement des étriers de l'armature d'âme,
S_c	Surface critique autour de l'appui,
S_t	Surface tributaire à l'appui,
t	Épaisseur de la dalle,
T_{cr}	Résistance à la torsion pure causant la fissuration,
T_f	Moment de torsion,
TN	Terrain naturel,
T_r	Résistance pondérée à la torsion,
U_p	Sous-pression due à l'eau sur la pile,
V_c	Résistance au cisaillement offerte par le béton,
V_f	Effort tranchant,
V_s	Effort tranchant pris par les étriers,
w_f	Effort uniforme pondéré,
Y_G	Coordonnée suivant l'axe Y du centre de gravité de la section,
Y_R	Ordonnée du point d'application de la résultante des forces
Z_G	Coordonnée suivant l'axe Z du centre de gravité de la section,
α_c	Coefficient de dilatation thermique du béton,

α_0	Coefficient de pondération de charge permanente,
α_1	Coefficient de pondération de surcharge,
α_s	Coefficient de dilatation thermique de l'acier,
θ	Angle que fait la verticale avec la face de la pile,
τ	Poids spécifique du terrain,
τ_c	Densité du béton,
τ_v	Poids volumique de l'eau,
μ_c	Coefficient de poisson du béton,
μ_s	Coefficient de poisson de l'acier,
ρ	Pourcentage de l'armature,
σ	Contrainte,
Φ	Angle de friction interne du terrain,
ϕ_c	Coefficient de réduction de la résistance caractéristique du béton,
ϕ_s	Coefficient de réduction de la résistance caractéristique de l'acier,
ΣF_h	Somme des forces horizontales,
ΣF_v	Somme des forces verticales.

A l'école polytechnique de Thiés, à la fin de ses études l'étudiant finissant doit produire un mémoire ou projet de fin d'études. Celui-ci devra porter de préférence sur un sujet de développement aux priorités nationales des pays de la sous-région.

Ce projet de fin d'études, qui fait l'objet de la présente étude, s'inscrit dans le cadre d'un sujet de développement. En effet après la réalisation des barrages de MANANTALI et de DIAMA, qui constituait une priorité pour ces pays en voie de développement, les objectifs de ceux-ci vont certainement se tourner vers d'autres projets comme, entres autres, la réalisation de ponts sur les fleuves SENEGAL et GAMBIE. La conception de ce pont, l'objet de cette présente étude, sera un travail d'avant-garde pour l'un de ces futurs projets.

Un pont se définit généralement comme un ouvrage qui supporte une ou plusieurs voies de circulation au-dessus d'un obstacle naturel ou au-dessus d'une autre voie de communication. L'obstacle traversé peut être un cours d'eau, un lac, ou bien une dépression profonde du terrain.

Le pont se compose en général de trois parties principales: la superstructure, l'infrastructure et les éléments d'appui. Il peut être construit en différents matériaux. Les premiers ponts furent en bois. Actuellement on rencontre plutôt des ponts métalliques, des ponts en béton armé et des ponts en

béton précontraint.

La conception d'un pont, permettant de fixer sa nature et son type, dépend de nombreux facteurs: l'aspect architectural lié au site, au pays, à l'urbanisme; l'aspect constructif dépendant de la brèche à franchir, de la nature du terrain, des conditions techniques, du prix des constructions; intérêts locaux au point de vue de sa position, de sa consistance etc... Une enquête est d'abord nécessaire pour déterminer certains de ces éléments; on peut ensuite passer à la conception de l'ouvrage.

L'enquête à faire se situera sur deux niveaux:

- prospection administrative: elle doit s'exercer auprès des localités intéressées, des sociétés touristiques ou artistiques (installation de passerelles, d'escalier, d'accès et passages sur berges etc...); cette enquête est importante, les modifications demandées in extrémis faisant souvent remettre en question les plus beaux projets; il ne faut rien omettre et cela n'est pas simple;
- prospection technique: on rassemblera toutes les données de base du projet; conditions imposées par la voie franchie et par la voie portée, relevé du terrain et nature des couches susceptibles de recevoir les fondations d'après les cartes topographiques et géologiques, les sondages déjà exécutés dans la région, ou mieux, pour les ouvrages voisins.

Après avoir réalisé cette enquête, il est alors possible d'arrêter le parti architectural et le parti constructif, les deux domaines restant étroitement liés au cours de l'élabora-

tion du projet.

Dans cette présente étude, il s'agit de concevoir un pont avec un tablier raidi reposant sur des piles et culées en béton armé. le pont sera fixe et comportera trois voies de circulation et deux voies piétonnières. Sa longueur sera extensible, une propriété qui permettra son implantation sur plusieurs sites possibles (fleuve SENEGAL ou fleuve GAMBIE).

L'objectif final de ce travail est surtout de fournir un document comportant les calculs et plans du prototype étudié, qui pourra ainsi servir pour de futurs projets de construction de ponts sur les fleuves SENEGAL et GAMBIE.

Pour bien atteindre ces objectifs, nous allons procéder à la démarche suivante:

- choix du prototype à étudier: dans cette étape, il s'agit de fixer la géométrie du pont en fonction des données de base obtenues de l'enquête à faire;
- analyse du prototype choisi: il s'agit de déterminer les charges et les sollicitations résultant sur l'ouvrage; cette partie sera surtout traitée à l'aide d'un logiciel d'analyse des structures, IMAGES 3D;
- dimensionnement des différents éléments du pont: dans cette partie, il s'agira de vérifier les dimensions préliminaires choisies et de déterminer l'armature requise pour chaque élément;
- exécution des dessins et plans de l'ouvrage: il s'agira ici de dresser et de dessiner les plans de l'ouvrage conçu; ceux-ci sont généralement des coupes suivant les directions longi-

tudinale et transversale du pont, des vues en plan, des vues en élévation etc...

CHAPITRE 2: CHOIX DU PROTOTYPE

A ÉTUDIER

2.1: INTRODUCTION:

La conception d'un pont dépend de plusieurs facteurs qui influencent la solution à adopter. Les principaux facteurs qui influencent le type et les dimensions du pont sont les suivants:

- la direction du tracé par rapport à celle de l'obstacle: le pont peut être normal, projeté de biais ou en courbe;
- le débit maximum des eaux: il faut que la longueur du pont soit suffisante pour assurer le débouché nécessaire aux crues;
- la nature du terrain du fond de la rivière: la profondeur à laquelle on doit fonder les piles et les culées dépend de la nature des couches le long du tracé;
- la hauteur disponible: le tirant d'air doit être au moins égal au gabarit de navigation;
- les servitudes: il faut que le pont ne crée pas de préjudices à d'autres intérêts publics;
- l'aspect esthétique: il est souvent décisif pour le choix du matériau, du type et des dimensions des travées;
- l'économie et les possibilités d'exécution: la solution adoptée doit représenter le coût le plus réduit mais on doit tenir compte des possibilités d'exécution, la solution la plus économique pouvant demander un outillage indisponible.

C'est pourquoi, comme nous l'avons souligné au niveau de l'introduction, des investigations à tous les niveaux sont

obligatoires. Ce n'est qu'à partir de ce moment qu'on pourra fixer le prototype à étudier.

Dans le cadre de ce projet une enquête a été réalisée au niveau de l'O.M.V.S.. Cette enquête visait principalement deux objectifs:

- d'abord trouver un ou des site(s) possible(s) sur le fleuve Sénégal sur lesquels sera calé le prototype à étudier;
- ensuite essayer d'obtenir des données de base concernant ce ou ces site(s), notamment des données géologiques et géotechniques, et des données climatologiques et hydrologiques .

Le premier objectif de cette enquête a été atteint car nous avons pu trouver un site sur le fleuve qui est ROSSO. Ce site a été choisi sur proposition de l'O.M.V.S. .

Le second objectif de cette enquête qui consistait à obtenir des données de base du site de ROSSO a été très difficile, voire impossible. En effet pour le moment l'O.M.V.S. ne dispose que de peu de données relatives au site de ROSSO; c'est ainsi que nous n'avons pas pu obtenir les données géotechniques liées au site, ni les profils en travers de la section du fleuve. Ce que nous avons eu qui concernent le site de ROSSO sont les profils en long du fleuve de ROSSO à DIAMA, et quelques données climatologiques et hydrologiques.

Après diverses investigations en vain, nous avons alors décidé de prendre les données géotechniques du site de DIAMA, qui sont disponibles, pour l'étude de ce pont. Ces données sont résumées dans le paragraphe suivant.

Sur l'ensemble du site de DIAMA, constitué par le méandre

rive gauche, le fleuve et la rive droite, les terrains rencontrés sont les suivants:

- entre le TN et la cote (-10,00) environ, un dépôt de vases plus ou moins sableuses (sous des limons et argile molle superficiels) est formé par des matériaux très compressibles normalement consolidés, dont la pression limite est inférieure à 5 bars;
- entre les cotes (-10,00) et (-14,00), un dépôt de sables fins plus ou moins compacts, sur lequel coule le fleuve Sénégal dont la cote de fond de lit est à (-10,00) environ, dont la pression limite est de l'ordre de 8 à 10 bars;
- entre les cotes (-14,00) et (-17,00), un passage plus argileux formé d'argile sableuse dont la pression limite est de l'ordre de 10 à 15 bars;
- sous la cote (-16,00) à (-17,00), le substratum sablo-gréseux dont la pression limite devient supérieure à 20/25 bars;
- vers la cote (-35,00) une couche argileuse profonde.

Ces données sont schématisées sur la figure F.1.

2.2: FIXATION DE LA GÉOMÉTRIE DU PONT:

Avant de choisir un prototype de pont, nous allons d'abord donner quelques définitions relatives à la géométrie des ponts.

Les éléments géométriques des ponts peuvent se résumer en deux groupes: les éléments verticaux et les éléments horizontaux.

Dans les éléments verticaux, on distingue généralement:

- l'épaisseur du pont qui est la hauteur comprise entre le

dessous des poutres et le dessus de la voie portée;

- le tirant d'air qui est la hauteur comprise entre le dessous des poutres et le niveau des eaux;

Dans les éléments horizontaux, on distingue:

- la travée qui est la partie de la superstructure comprise entre deux éléments consécutifs de l'infrastructure;

- l'ouverture d'une travée qui est la distance horizontale entre les faces intérieures des éléments d'infrastructure qui limitent la travée;

- l'ouverture totale qui est la somme de toutes les ouvertures des travées;

- la portée d'une travée qui est la distance horizontale entre les axes des appareils d'appui;

- la largeur du pont qui est la distance horizontale entre les faces intérieures des garde-corps.

Puisque nous ne disposons pas de profils en travers du site, nous avons alors fixé la géométrie de manière arbitraire. Celle-ci est représentée aux figures II.1 et II.2. L'ouvrage porte sur une longueur de 350 mètres qui est la longueur approximative relevée du profil en long, de la section du fleuve à ce niveau. La largeur est de 11,8 mètres et comporte 3 voies de circulation et deux voies piétonnières. Le tablier sera continu sur trois travées - deux travées - deux travées - trois travées. L'ouverture entre les travées est de 29 mètres et la portée de 35 mètres. Le tirant d'air a été fixé à 4 mètres compte tenu des possibilités de navigation.

La voie piétonnière sera large de 1 mètre sur chaque côté

de l'ouvrage, et surélevée par rapport aux bords de la chaussée de 8 cm. Une pente de 2 % sera réalisée pour assurer le drainage des eaux vers les chenaux situés aux bords de la chaussée. Voir les plans N° A.3 et A.4.

La chaussée, elle, sera pentée de 1,5 % vers les chenaux de drainage. Elle aura une épaisseur de 2 cm aux bords et de 8,75 cm à l'axe. Voir les plans N° A.3 et A.4.

2.3: CHOIX DES ÉLÉMENTS ACCESSOIRES DE L'OUVRAGE:

2.3.1: Appareils d'appui:

Pour permettre la libre dilatation ou contraction de la superstructure, nous choisissons un appui fixe et plusieurs appuis mobiles. L'appui fixe sera réalisé au niveau de la culée de gauche, et les appuis mobiles seront réalisés aux niveaux des piles et de la culée de droite. Ainsi le nombre des appuis mobiles dépend du nombre de travées.

L'appui fixe devra permettre seulement la rotation due à la déflexion de la structure. Dans ce but, nous utiliserons deux plaques, inférieure et supérieure. La plaque inférieure, fixée à l'infrastructure, est courbée à la surface de contact avec la plaque supérieure, fixée à la superstructure: voir la figure II.3.

Les appuis mobiles devront permettre le déplacement et la rotation de la structure. Nous choisissons donc des appuis élastomériques. L'appui élastomérique est constitué d'une plaque d'environ 4 à 10 cm d'épaisseur en un matériau élastique: caoutchouc ou néoprène. Cette plaque est frêttée à l'aide de plaques métalliques très minces placées à l'intérieur. La

plaque élastomérique sera placée entre la structure et le support et permet, par déformation, le déplacement et la rotation de la structure: voir figure II.4.

2.3.2: JOINTS DE DILATATION:

Les joints de dilatation doivent assurer la liberté de dilatation du pont et la continuité de la voie portée. En outre ils doivent être faciles à entretenir.

Dans le cas des ponts-routes, les joints qu'on rencontre fréquemment sont:

- les joints métalliques permettant d'absorber les grandes dilatations (> 200 mm) et parfois les déformations angulaires du tablier au droit des appuis indépendamment des mouvements longitudinaux;
- les joints en caoutchouc permettant d'absorber les dilatations intermédiaires;
- les joints à plaque avec simple recouvrement donnant souvent de mauvais résultats.

Parmi tous ces types de joints cités ci-dessus, nous choisissons , pour notre ouvrage, les joints en caoutchouc, car ces derniers, en plus de la dilatation longitudinale, assurent parfois une certaine dilatation transversale. Cependant ils introduisent des efforts de compression non négligeables dans le tablier lors de la dilatation maximale de l'ouvrage. Par ailleurs, au moment de la réalisation, il convient de se préoccuper aussi de la perfection du raccordement de la chaussée avec les éléments du joint ainsi que celle des ancrages liant le joint à la couverture de l'ouvrage.

2.3.3: JOINTS D'ÉTANCHEÏTÉ:

L'étancheïté des ponts est un problème dont ne saurait se désintéresser l'auteur d'un projet. Les défauts qu'elle peut présenter sont parmi les plus désagréables, parfois très nuisibles, toujours difficiles à réparer.

D'une manière générale l'étancheïté est assurée en créant une pente, la plus forte possible, permettant ainsi à l'eau d'être rejetée vers les chenaux convenablement établis. Si la couverture est en béton, la face supérieure convenablement pentée sera recouverte d'une chape dirigeant l'eau vers les points d'évacuation choisis et l'empêchant de pénétrer dans le corps même du béton.

Pour ce pont, nous allons utiliser une chape en asphalte avec une pente de 1,5 %. La chape sera constituée de deux couches à joints croisés de 8 mm d'épaisseur, protégés du contact du ciment par une couche protectrice en papier fort et le cas échéant des atteintes superficielles par une contre-chape de 3 à 4 cm au mortier de ciment.

2.3.4: Chenaux de drainage:

Des chenaux de drainage seront aménagés tout au long de la chaussée, et occuperont une largeur de 30 cm. Ils seront constitués de rigoles de type 300/400 dont la charge de rupture est de 25 tonnes. Voir le plan N° A.9.

2.3.5: Garde-corps:

Des garde-corps métalliques sont prévus. Ils seront fixés dans le corps du béton avec un espacement, entre la dalle et

le garde-corps, de 5 cm. La hauteur des garde-corps sera de 1,25 m, et ils occuperont une largeur de 10 cm.

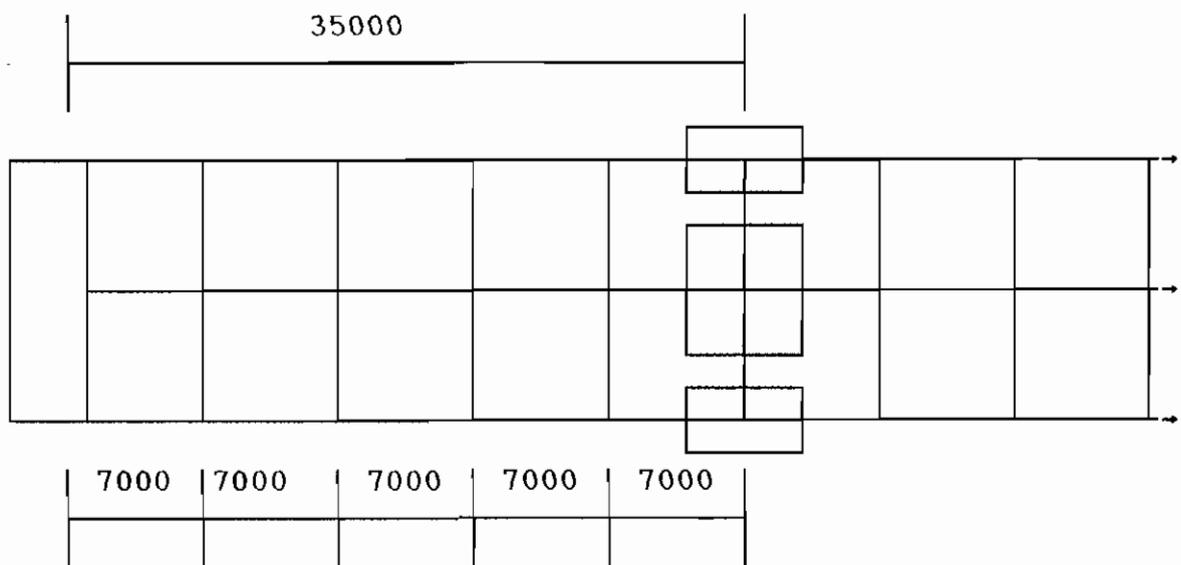
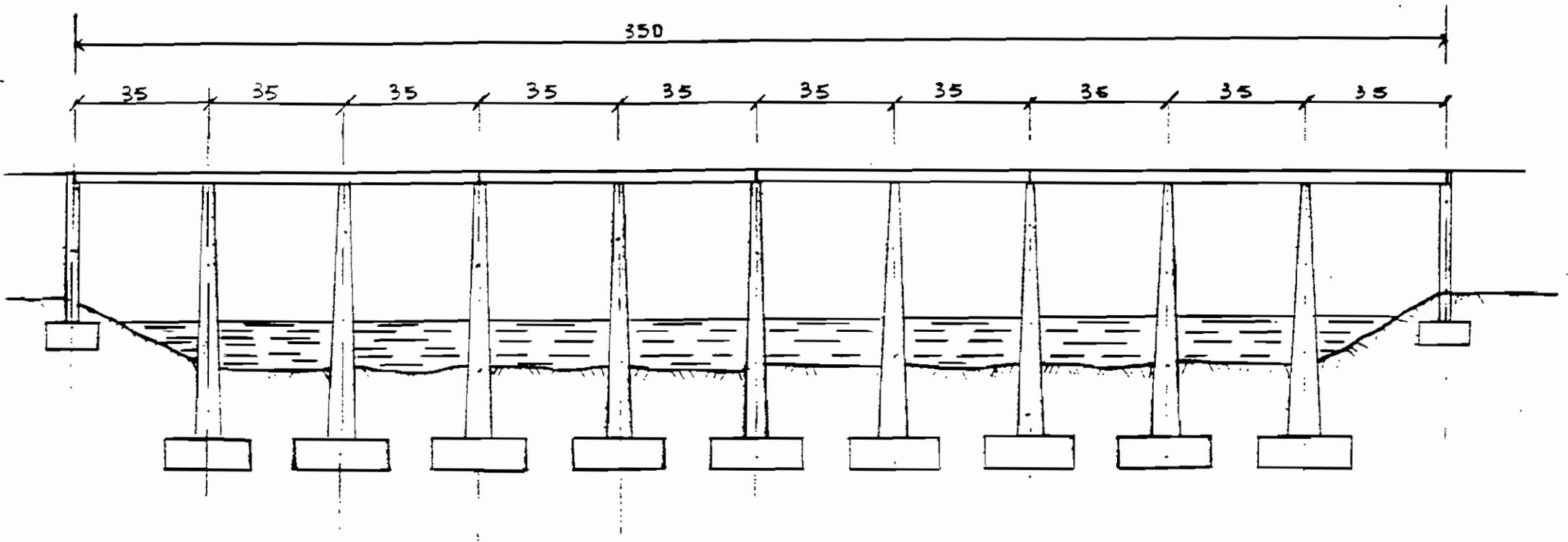


Figure II.2: Vue schématique de dessus du pont.



Les dimensions sont en mètres

Figure II.1: Coupe schématique suivant l'axe longitudinal du pont.

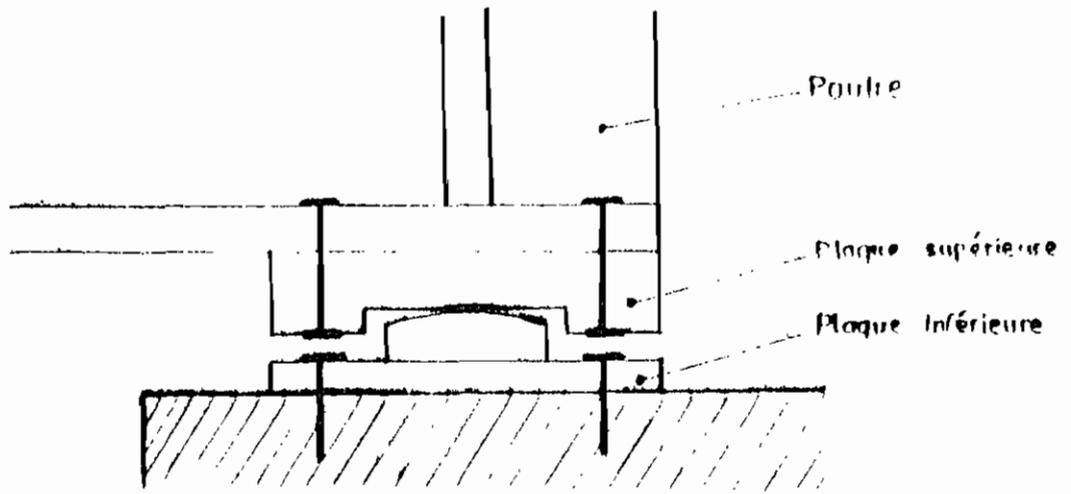


Figure II.3: Schéma de l'appui fixe.

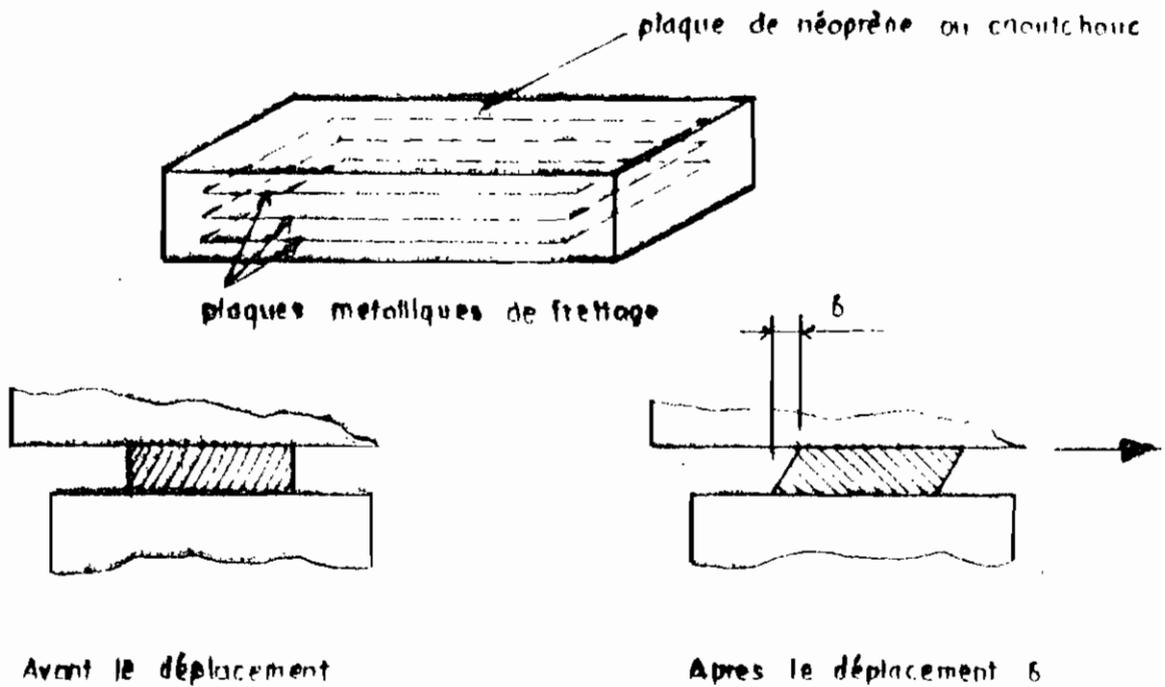


Figure II.4: Schémas de l'appui mobile.

3.1: DÉTERMINATION DES CHARGES SUR L'OUVRAGE:**3.1.1: Propriétés des matériaux utilisés:**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Cette résistance, désignée f_c' , est la résistance caractéristique du béton, en MPa. Elle varie entre 20 et 40 MPa suivant les dosages. Pour ce projet, nous utilisons une résistance à la compression égale à 30 MPa.

La résistance à la traction du béton est très faible; celle-ci déterminée par un essai de flexion est donnée par la formule suivante:

$$f_r = 0,6 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_c'} \quad 3.1$$

où $\alpha = 1$ pour un béton de densité normale;

d'où $f_r = 0,6 \times 1 \times \sqrt{30} = 3,3 \text{ MPa} = 3300 \text{ kN/m}^2$.

La densité du béton sera prise égale à $\tau_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ et le module d'élasticité donné par la formule suivante:

$$E_c = \tau_c^{1,5} \times 0,043 \sqrt{f_c'} \quad 3.2$$

d'où $E_c = 2500^{1,5} \times 0,043 \sqrt{30} = 29000 \text{ MPa} = 29 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$.

Les coefficients de poisson et de dilatation thermique du béton sont respectivement $\mu_c = 0.18$ et $\alpha_c = 6.33 \cdot 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$.

Pour l'acier, nous avons choisi une limite d'élasticité égale à: $f_y = 400 \text{ MPa}$. Le module d'élasticité de l'acier d'armature sera pris égal à $E_s = 200000 \text{ MPa}$. Les coefficients de poisson et de dilatation thermique de l'acier sont respectivement $\mu_s = 0,3$ et $\alpha_s = 11,7 \cdot 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$.

Nous présentons en annexe C.1, les caractéristiques des barres d'armature standard canadiennes utilisées généralement.

3.1.2: Choix des dimensions préliminaires:

Il s'agit dans ce paragraphe de choisir, pour les éléments du pont, des dimensions préliminaires qui serviront à l'analyse de la structure. Ces dimensions seront vérifiées au niveau du dimensionnement et pourront être acceptées ou rejetées. Dans ce dernier cas, on choisira d'autres dimensions et recommencera les calculs. C'est pourquoi, dans cette partie l'expérience du concepteur est d'une grande importance.

Pour ce projet, nous avons fixé certaines dimensions en respectant les normes établies par le code; par contre d'autres ont été fixées de manière arbitraire. Ces dimensions sont les suivantes:

- Poutres principales: * largeur = $b = 600$ mm;
* hauteur = $h = 1200$ mm.
- Poutres secondaires: * largeur = $b = 350$ mm;
* hauteur = $h = 700$ mm.
- Pile intermédiaire: * dimensions 6000 mm x 4500 mm .
- Pile de rive: * dimensions 6000 mm x 2500 mm .
- Culées: * largeur = $b = 6000$ mm.
- Épaisseur de la dalle: nous sommes en présence d'une dalle portant dans deux directions car le rapport de la longueur de petite portée sur la longueur de grande portée ($5.6/7=0.8$) est supérieur à 0.5 . Par conséquent, les épaisseurs minimale et maximale, sont données respectivement par les formules 3.3 et 3.4 suivantes:

$$t_{\min} = \frac{l_n (800 + f_y/1,5)}{36000 + 5000\beta (1+\beta_s)} \quad 3.3$$

et

$$t_{\max} = \frac{l_n (800 + f_y/1,5)}{36000} \quad 3.4$$

où $\beta = 7000/5600 = 1,25$, $l_n = 7000$ mm , $f_y = 400$ MPa
et $\beta_s = 1/2$;

ainsi nous avons
$$t_{\min} = \frac{7000 (800 + 400/1,5)}{36000 + 5000 \times 1,25 \times 1,5} = 164,5 \text{ mm}$$

$$t_{\max} = \frac{7000 (800 + 400/1,5)}{36000} = 207,4 \text{ mm}$$

nous choisissons pour l'épaisseur de la dalle une valeur de $t = 200$ mm; cette valeur maximale a été choisie dans le but de réduire les flèches maximales pour ne pas dépasser les valeurs permises.

3.1.3: Évaluation des charges:

Il s'agit ici de déterminer les charges pondérées (charges permanentes et surcharges) qui agissent sur le tablier raidi c'est-à-dire sur l'ensemble dalle, poutres et entretoises. Ces charges pondérées sont obtenues en multipliant les charges d'utilisation par les coefficients de charge. Ces derniers tiennent compte de la variabilité des sollicitations qui découle de la possibilité de dépassement des charges d'utilisation spécifiées, des incertitudes et des approximations dans la détermination de la valeur des sollicitations. Ces coefficients, appelés aussi coefficients de pondération, sont les suivants:

$\alpha_D =$ coefficient de charge permanente = 1,25

et $\alpha_L =$ coefficient de surcharge = 1,5 .

3.1.3.1: Détermination des charges permanentes:

Les charges permanentes sont dues aux poids propres des éléments du tablier, et aussi au poids du revêtement et de la chape.

Les poids propres des éléments du tablier sont obtenus en considérant la charge de gravité multipliée par le volume de l'élément. Cette charge de gravité est égale à la densité du béton (poids au mètre cube) multipliée par l'accélération due à la gravité g:

$$\tau_c = 2500 \times 9,81 \cdot 10^{-3} = 24,525 \text{ kN/m}^3;$$

nous multiplierons cette charge de gravité par le coefficient de pondération pour tenir compte de la variabilité des sollicitations; elle devient donc égale à la valeur suivante:

$$\tau_c = 1,25 \times 24,525 = 30,656 \text{ kN/m}^3.$$

Le poids du revêtement et de la chape est calculé en se référant à la figure III.1. Le calcul est le suivant:

$$P_{\text{rev}} = (0,02 \times 11,8) + (0,112/2 \times 11,8) = 0,90 \text{ kN/m}^2;$$

en multipliant cette charge par le coefficient de pondération, nous obtenons la charge uniforme pondérée suivante:

$$q = 1,25 \times 0,90 = 1,125 \text{ kN/m}^2.$$

En résumé, la charge permanente pondérée sur le tablier est égale à :

- une charge de gravité égale à : $\tau_c = 30,656 \text{ kN/m}^3$,
- et à une charge uniforme égale à : $q = 1,125 \text{ kN/m}^2$.

3.1.3.2: Détermination des surcharges

d'exploitation:

Les surcharges d'exploitation sont les surcharges mobiles et les surcharges de trottoirs. Les surcharges mobiles sont dues aux poids et aux passages des véhicules sur la chaussée, tandis que celles de trottoirs sont dues aux poids et aux passages des piétons.

Pour le calcul du tablier nous considérons successivement deux systèmes de surcharges mobiles:

- le système B_c composé de camions,
- et le système A qui est une surcharge uniforme.

Ces deux systèmes sont définis à l'annexe B.

3.1.3.2.1: Le système B_c :

Comme défini au niveau de l'annexe B, ce système est composé de convois de camions. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par convoi est limité à deux, et dans le sens transversal, dépendamment du nombre de voies de circulation dont la chaussée dispose, nous aurons entre deux et trois convois.

Si nous considérons un convoi de deux camions, la force totale due à ce système de surcharges sera égale à 60 tonnes. Cette charge totale évaluée en kiloNewtons et multipliée par le coefficient de pondération vaudra:

$$L_{Bc} = 60 \times 9,81 \times 1,5 = 882,9 \text{ kN};$$

mais cette surcharge doit être majorée par un coefficient pour tenir compte des effets dynamiques; le coefficient de majoration dynamique est calculé avec la formule B.2 de l'annexe B,

où nous avons :

$$P = 30,656 \times 11,2 \times 35 \times 0,200 = 2403,430 \text{ kN};$$

S est la surcharge la plus maximale qu'il est possible de disposer sur la chaussée; c'est le cas où toutes les trois voies sont surchargées ; donc $S = 3 \times 882,9 = 2648,7 \text{ kN}$;

$$L = 35 \text{ mètres}$$

$$K = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 35} + \frac{0,6}{1 + 4 \times 2403,430/2648,7} = 1,2$$

d'où la valeur exacte de la surcharge due à ce système B_c , calculée ci-dessus, est égale à :

$$L_{Bc} = 882,9 \times 1,2 = 1059,48 \text{ kN}.$$

3.1.3.2.2: Le système A:

Dans le système A, la chaussée supporte une surcharge uniforme qui est donnée par la formule B.1 de l'annexe B. Dans cette étude nous considérons que toute la travée est uniformément surchargée d'où la longueur surchargée est égale à 35 mètres. Donc la valeur de la surcharge uniforme est égale à :

$$L_A = 350 + \frac{320000000}{35^3 + (60 \times 35^2) + 225000} = 1287,386 \text{ kg/m}^2.$$

Cette force exprimée en kN/m^2 et pondérée vaut :

$$L_A = 1287,386 \times 9,81 \cdot 10^{-3} \times 1,5 = 18,94 \text{ kN/m}^2.$$

Cette surcharge sera utilisée pour le calcul des poutres longitudinales et transversales. Elle n'est pas prise en compte dans le calcul de la dalle.

Par ailleurs cette surcharge n'a pas à être affectée du coefficient de majoration dynamique, car celui-ci a été déjà tenu compte lors de l'établissement de la formule B.1.

3.1.3.2.3: Les surcharges de trottoirs:

En plus de ces surcharges dues aux passages et aux poids des véhicules, nous prendrons en compte aussi les surcharges dues aux piétons. Mais les effets de ces surcharges se cumuleront seulement avec ceux du système B.

La surcharge de trottoirs à considérer est égale à 450 kg/m². Celle-ci multipliée par le coefficient de pondération vaut:

$$L_T = 450 \times 9,81 \cdot 10^{-3} \times 1,5 = 6,62 \text{ kN/m}^2 .$$

3.2: DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS:

Les sollicitations seront déterminées à l'aide du logiciel d'analyse des structures, appelé IMAGES 3D, qui est présenté au niveau de l'annexe A.

3.2.1: Choix des différents cas de charge:

L'analyse du pont se fera en deux parties. Chaque partie comportera un certain nombre de cas de chargement dépendamment des types de surcharges et des positions de celles-ci sur la structure à étudier.

Dans la première partie , il s'agira d'étudier indépendamment 3 différentes travées du pont, qui sont les travées de rive gauche et de rive droite, et une travée intermédiaire. L'analyse de celles-ci permettra de connaître les sollicitations et les déformations maximales pour chaque élément du tablier; cependant cette analyse ne tient pas compte de la continuité de la structure.

C'est pourquoi dans une seconde partie, nous passerons à l'analyse de plusieurs travées en même temps. Celle-ci permet-

tra de trouver les sollicitations maximales sur les éléments d'une travée en tenant compte de l'influence des autres travées non chargées ou chargées .

Dans la première partie, pour chaque travée à étudier, nous considérerons trois cas de chargement dépendamment des positions et des types de surcharges à mettre sur la travée.

Pour le premier cas de chargement, nous utiliserons le système de surcharges B_c ; un seul convoi de ce système équivaut à une force de 1059,48 kN sur la chaussée; nous disposerons transversalement trois convois de camions sur la chaussée; chaque convoi sera supposé dans l'axe d'une bande de 2,50 m de largeur; les bandes seront séparées. Dans le sens longitudinal les deux camions du même convoi seront collés et il y aura un seul convoi sur la travée. Le centre de gravité de ce système de surcharges sera placé au milieu de la travée. La force totale due à cette disposition, sera égale à 3178,44 kN. Ce premier cas de charge est représenté à la figure III.2 a.

Pour le second cas de chargement, nous considérerons toujours le système de surcharges B_c ; mais cette fois-ci nous supposerons que transversalement, seules deux voies sont surchargées: ce sont les deux voies extrêmes, celle du milieu étant libre. Le centre de gravité de ce système se trouvera toujours au milieu de la travée. Ce second cas de charge équivaudra à une force de 2118,96 kN et est représenté à la figure III.2 b.

Et enfin pour le dernier cas de chargement, nous considérerons le système de surcharges A; dans ce cas toute la travée

sera uniformément surchargée. Les surcharges de trottoirs ne seront pas prises en compte. Ce dernier cas est représenté à la figure III.2 c.

Les résultats de ces trois cas de chargement seront comparés et nous retiendrons seulement les sollicitations maximales pour chaque élément du tablier considéré.

Dans la deuxième partie de l'analyse, nous ne ferons pas cette distinction entre les travées à analyser. En effet puisque la surcharge peut agir sur n'importe quelle travée, nous disposerons donc les surcharges sur les travées considérées en même temps, de façon à provoquer les moments maximaux à chaque section, et ainsi déterminer la courbe enveloppe des moments. Pour déterminer la disposition des surcharges sur les travées considérées, les règles suivantes, tirées de l'étude des lignes d'influence dans Calcul Du Béton Armé Aux Etats Limites de Aram SAMIKIAN, seront observées:

- 1) On obtient le moment positif maximal dans une travée lorsque la surcharge est disposée sur une travée sur deux, et que la travée considérée est chargée.
- 2) On obtient le moment positif minimal dans une travée lorsque la surcharge est disposée sur une travée sur deux, et que la travée considérée n'est pas chargée.
- 3) On obtient le moment négatif maximal à un appui lorsque la surcharge est disposée sur les travées adjacentes à cet appui et plus loin sur une travée sur deux.
- 4) Une surcharge disposée en un point quelconque d'une structure provoque théoriquement des sollicitations dans tou-

tes les sections de cette structure. Pratiquement, ces sollicitations sont d'autant plus faibles que la surcharge est éloignée de cette section.

C'est pourquoi, lorsque la valeur des surcharges disposées sur les travées et la longueur des travées d'une poutre ou d'une dalle continue ne varient pas beaucoup, on peut négliger l'influence des surcharges des travées, deux appuis plus loin que la section considérée.

En conséquence, lorsqu'on a une poutre ou une dalle continue de plus de quatre travées, comme c'est le cas ici, on peut la calculer en partie, en supposant l'appui auquel on s'arrête comme étant parfaitement encastré.

Ici, pour cette analyse, nous considérerons au plus quatre travées, et dépendamment des types de surcharges et des règles énoncées ci-dessus, nous pouvons avoir les cas de chargement suivants:

- Premier cas de chargement: Les travées AB et CD sont surchargées avec le système de surcharges B_c tandis que celles de BC et CD sont libres: voir figure III.3 a. Ce cas de charge n°1) donne les moments positifs maximaux dans les travées AB et CD.
- Deuxième cas de chargement: Les travées AB, BC et DE sont surchargées avec le système B_c tandis que la travée CD est libre: voir figure III.3 b. Ce cas de charge n°2) donne le moment négatif maximal à l'appui B.
- Troisième cas de chargement: C'est le même cas de chargement que le premier cas, seulement au lieu du système de surcharges

B_c , nous avons le système de surcharges A: voir figure III.3 c.

- Quatrième cas de chargement: C'est le même cas que le deuxième cas seulement le système de surcharges B_c est remplacé par le système de surcharges A: voir figure III.3 d.

3.2.2: Analyse de plusieurs travées indépendamment:

Il s'agira dans cette partie de faire, avec le logiciel IMAGES 3D, l'analyse de plusieurs travées mais en les considérant séparément. Comme nous l'avons souligné ci-haut, cette analyse se fera en trois étapes; chaque étape correspondant à une travée étudiée. Et pour chaque étape nous étudierons trois cas de chargement; ce qui revient à étudier, en somme, neuf cas de charge. Pour tous ces cas de charge à analyser, nous utiliserons la même géométrie de la structure.

Par contre les contraintes et les éléments appartenant à la travée, varieront d'une travée à une autre, tandis que les charges appliquées d'un cas de chargement à un autre pour une même travée considérée.

3.2.2.1: Idéalisations de la structure:

Pour analyser une structure avec IMAGES 3D, il faut d'abord idéaliser la structure, c'est-à-dire rendre celle-ci compréhensible ou accessible au logiciel. Comme nous l'avons dit au niveau du mode d'utilisation du logiciel présenté à l'annexe A, l'idéalisation de la structure consiste à définir la géométrie de celle-ci, les contraintes à considérer, les éléments utilisés, les propriétés des sections des éléments poutres et les propriétés des matériaux utilisés.

- Définition de la géométrie:

Pour cette analyse, nous considérons un maillage de 10x4 pour chaque travée étudiée; ce qui correspond à la géométrie représentée à la figure III.4 b .

La géométrie initiale de la structure étudiée est représentée à la figure III.4 a. Il s'agit d'une dalle de longueur 35 m et de largeur 11,2 m. La dalle repose sur 5 raidisseurs transversaux (ou 6 dans le cas de la travée intermédiaire) et 3 raidisseurs longitudinaux. La structure à étudier, à l'exception de celle de la travée intermédiaire où il n'y a que des piles aux extrémités, est supportée d'un côté par une culée et de l'autre par des piles.

- Définition des restreintes:

La définition des restreintes de la structure à étudier consiste à donner les types d'appui qui existent aux noeuds de celle-ci.

Pour la travée de rive gauche nous avons un appui fixe au niveau de la culée et des appuis mobiles au niveau des piles, tandis que pour les travées de rive droite et intermédiaire, nous avons seulement des appuis mobiles aux extrémités de celles-ci.

- Propriétés des sections des raidisseurs:

Nous présentons dans ce paragraphe, les propriétés des sections des poutres principales et des entretoises. Les calculs des propriétés de ces sections sont présentés à l'annexe D.

* Poutres principales:

Les poutres principales jouent le rôle de raidisseurs

pour la dalle. Selon qu'elles se trouvent aux bords ou au milieu de celle-ci, les propriétés des sections différent. On parle alors de raidisseurs excentrés (poutres situées aux bords du tablier) ou centrés (poutres agissant au milieu du tablier) .

Dans tous les deux cas, il faut tenir compte d'une certaine largeur participante de la dalle; ce qui fait que, dans le cas des raidisseurs excentrés nous avons une section de poutre en forme de L renversé, et dans celui des raidisseurs centrés une poutre en forme de T.

La largeur participante de la dalle à considérer dans le calcul des propriétés des sections, est fixée par la norme - ici canadienne - et dépend de nombreux facteurs. Pour plus de détails sur la détermination de cette largeur participante de la dalle, on peut se référer à l'annexe D.

* * Raidisseurs excentrés:

$$A_{\text{tot}} = 960000 \text{ mm}^2; A_{\text{rect}} = 600000 \text{ mm}^2; I_y = 196,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$I_z = 132,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4; J = 45,183 \cdot 10^9 \text{ mm}^4; c_y = 1275 \text{ mm};$$

$$c_z = 725 \text{ mm}; S_{fy} = 1,2; S_{fz} = 1,2; C_{\text{tors}} = 540 \text{ mm}; SS_{fy} = 1,5;$$

$$SS_{fz} = 1,5 .$$

La figure III.5 a montre la section d'un raidisseur excentré. Les calculs sont présentés à l'annexe D.1.

* * Raidisseurs centrés:

$$A_{\text{tot}} = 1600000 \text{ mm}^2; A_{\text{rect}} = 600000 \text{ mm}^2; I_y = 2101,33 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$I_z = 188,33 \cdot 10^9 \text{ mm}^4; J = 45,183 \cdot 10^9 \text{ mm}^4; c_y = 2500 \text{ mm};$$

$$c_z = 875 \text{ mm}; S_{fy} = 1,2; S_{fz} = 1,2; C_{\text{tors}} = 540 \text{ mm};$$

$$SS_{fy} = 1,5; SS_{fz} = 1,5 .$$

La figure III.5 b représente la section d'un raidisseur centré.

Les calculs des propriétés de la section se trouvent à l'annexe D.2.

* Poutres secondaires:

Les entretoises de solidarisation agissent comme de petits raidisseurs transversaux sur le tablier. Les calculs des propriétés de la section de l'entretoise sont analogues à ceux de la section précédente et sont présentés à l'annexe D.3 .

Ces propriétés sont les suivantes:

$$A_{\text{tot}} = 455000 \text{ mm}^2; A_{\text{rect}} = 175000 \text{ mm}^2; I_y = 47,52.10^9 \text{ mm}^4;$$

$$I_z = 17,77.10^9 \text{ mm}^4; J = 4,08.10^9 \text{ mm}^4; c_y = 700 \text{ mm};$$

$$c_z = 465,4 \text{ mm}; S_{fy} = 1,2; S_{fz} = 1,2; C_{\text{tors}} = 294 \text{ mm};$$

$$SS_{fy} = 1,5; SS_{fz} = 1,5 .$$

La figure III.5 c représente la section de cette poutre.

3.2.2.2: Définition des charges appliquées:

Pour chaque travée, à étudier, nous avons prévu 3 cas de chargement. Ceux-ci diffèrent par la position et le type de surcharge considérés; mais la charge de gravité et la charge uniforme due au poids du revêtement ne varient pas. Ces deux charges ont été déjà calculées au début de ce chapitre: il s'agit d'une charge de gravité égale à $\tau_c = 30,656 \text{ kN/m}^3$, et d'une charge uniforme due au poids du revêtement de $1,125 \text{ kN/m}^2$.

Dans le premier cas de chargement, la surcharge du système B_c évaluée à $3178,44 \text{ kN}$ s'applique au centre de gravité de la travée, qui correspond au noeud 28.

Au second cas de chargement la surcharge B_c évaluée à 1059.48 kN est placée aux noeuds 17 et 39, qui correspondent aux centres de gravité des deux voies extrêmes chargées.

A ces deux cas de chargement cités ci-dessus, nous allons ajouter la surcharge uniforme de trottoirs évaluée à 6,62 kN/m² d'où la charge uniforme totale à appliquer sur la structure sera égale à :

$$q = 1,125 + 6,62 = 7,745 \text{ kN/m}^2.$$

Pour le dernier cas de chargement, il n'y a pas de charges concentrées, ni de surcharges de trottoirs. La charge uniforme totale appliquée sur la structure est égale à :

$$q = 18,94 + 1,125 = 20,065 \text{ kN/m}^2.$$

Toutes ces charges sont résumées dans le tableau 3.1 suivant:

TABLEAU 3.1: Les charges appliquées sur la travée:

CHARGES	CHARGE DE GRAVITE	CHARGE UNIFORME	CHARGES CONCENTREES
PREMIER CAS DE CHARGEMENT	30,656 (kN/m ³)	7,745 (kN/m ²)	3178,44 kN (appliquée au noeud 28)
DEUXIEME CAS DE CHARGEMENT	30,656 (kN/m ³)	7,745 (kN/m ²)	1059,48 kN (appliquée aux noeuds 17,39)
TROISIEME CAS DE CHARGEMENT	30,656 (kN/m ³)	20,065 (kN/m ²)	rien

3.2.2.3: Présentation des résultats:

Nous présentons dans cette partie les principaux résultats obtenus de l'analyse indépendante des différentes travées. Ces résultats concernent surtout les moments maximaux

obtenus pour la dalle, les entretoises et les poutres longitudinales.

Pour chaque travée étudiée ces résultats sont mis dans les tableaux suivants:

- Résultats pour la travée de rive gauche:

TABLEAU 3.2: Moments maximaux obtenus pour la dalle dans le cas de la travée de rive gauche:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m/m)		MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m/m)	
	Mx	My	Mx	My
1er CAS DE CHARGEMENT	599,357	78	787,857	112,571
2ème CAS DE CHARGEMENT	239,643	171,6	689,786	76,571
3ème CAS DE CHARGEMENT	112,5	11,049	875	114,743
MOMENT max A CONSIDERER	599,357	171,6	787,857	112,571

TABLEAU 3.3: Moments maximaux obtenus pour les entretoises dans le cas de la travée de rive gauche:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m)	MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m)
1er CAS DE CHARGEMENT	1093	1178
2ème CAS DE CHARGEMENT	417,1	412,5
3ème CAS DE CHARGEMENT	389,8	364,7
MOMENT max A CONSIDERER	1093	1178

TABLEAU 3.4: Moments maximaux obtenus pour la poutre longitudinale de rive dans le cas de la travée de rive gauche:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m)	MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m)
1er CAS DE CHARGEMENT	5340	8573
2ème CAS DE CHARGEMENT	5170	7711
3ème CAS DE CHARGEMENT	4975	8755
MOMENT max A CONSIDERER	5340	8755

TABLEAU 3.5: Moments maximaux obtenus pour la poutre longitudinale intermédiaire dans le cas de la travée de rive gauche:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m)	MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m)
1er CAS DE CHARGEMENT	12370	14680
2ème CAS DE CHARGEMENT	8448	12240
3ème CAS DE CHARGEMENT	7677	13930
MOMENT max A CONSIDERER	12370	14680

- Résultats pour la travée de rive droite:

TABLEAU 3.6: Moments maximaux obtenus pour la dalle dans le cas de la travée de rive droite:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m/m)		MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m/m)	
	Mx	My	Mx	My
1er CAS DE CHARGEMENT	599,357	78	787,857	112,571
2ème CAS DE CHARGEMENT	239,643	171,6	689,786	76,571
3ème CAS DE CHARGEMENT	112,5	11,049	875	114,743
MOMENT max A CONSIDERER	599,357	171,6	875	114,743

TABLEAU 3.7: Moments maximaux obtenus pour les entretoises dans le cas de la travée de rive droite:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m)	MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m)
1er CAS DE CHARGEMENT	1093	1178
2ème CAS DE CHARGEMENT	417,1	412,5
3ème CAS DE CHARGEMENT	389,8	364,7
MOMENT max A CONSIDERER	1093	1178

TABEAU 3.8: Moments maximaux obtenus pour la poutre longitudinale de rive dans le cas de la travée de rive droite:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m)	MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m)
1er CAS DE CHARGEMENT	5340	8573
2ème CAS DE CHARGEMENT	5170	7711
3ème CAS DE CHARGEMENT	4975	8755
MOMENT max A CONSIDERER	5340	8755

TABEAU 3.9: Moments maximaux obtenus pour la poutre longitudinale intermédiaire dans le cas de la travée de rive droite:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m)	MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m)
1er CAS DE CHARGEMENT	12370	14680
2ème CAS DE CHARGEMENT	8448	12240
3ème CAS DE CHARGEMENT	7677	13930
MOMENT max A CONSIDERER	12370	14680

- Résultats pour la travée intermédiaire:

TABLEAU 3.10: Moments maximaux obtenus pour la dalle dans le cas de la travée intermédiaire:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m/m)		MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m/m)	
	Mx	My	Mx	My
1er CAS DE CHARGEMENT	603,5	67,0 6	788,571	95, 86
2ème CAS DE CHARGEMENT	243,643	182,114	690,643	76,4
3ème CAS DE CHARGEMENT	116,857	22,526	876,429	114,514
MOMENT max A CONSIDERER	603,5	182,114	876,429	114,514

TABLEAU 3.11: Moments maximaux obtenus pour les entretoises dans le cas de la travée intermédiaire:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m)	MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m)
1er CAS DE CHARGEMENT	1089	1188
2ème CAS DE CHARGEMENT	412,3	421,2
3ème CAS DE CHARGEMENT	385,2	374,4
MOMENT max A CONSIDERER	1089	1188

TABLEAU 3.12: Moments maximaux obtenus pour la poutre longitudinale de rive dans le cas de la travée intermédiaire:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m)	MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m)
1er CAS DE CHARGEMENT	5361	8576
2ème CAS DE CHARGEMENT	5191	7714
3ème CAS DE CHARGEMENT	4997	8758
MOMENT max A CONSIDERER	5361	8758

TABLEAU 3.13: Moments maximaux obtenus pour la poutre longitudinale intermédiaire dans le cas de la travée intermédiaire:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m)	MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m)
1er CAS DE CHARGEMENT	12400	14690
2ème CAS DE CHARGEMENT	8479	12250
3ème CAS DE CHARGEMENT	7711	13940
MOMENT max A CONSIDERER	12400	14690

3.2.3: Analyse simultanée de plusieurs travées:

Dans cette partie, nous ferons l'analyse de plusieurs travées en même temps au lieu de procéder une à une comme nous

l'avons fait précédemment. Pour cela nous considérerons un ensemble de quatre travées pris à partir d'une des extrémités du pont. L'analyse se fera avec le logiciel IMAGES 3D en considérant, comme nous l'avons dit tantôt, quatre cas de chargement.

3.2.3.1: Idéalisatation de la structure:

- Définition de la géométrie à étudier:

La structure à étudier est composée d'une dalle de 140 mètres de long sur 11,2 mètres de large avec une épaisseur de 200 mm, répartie en quatre travées; la dalle est soutenue par des raidisseurs longitudinaux et transversaux: voir la figure III.6 a.

Pour faire l'analyse de cette structure avec IMAGES 3D, nous choisissons un maillage de 40x4. Ainsi celle-ci est subdivisée en 160 éléments dalles et 200 éléments poutres avec 205 noeuds interconnectés entre les divers éléments. Cette nouvelle structure est représentée à la figure III.6 b.

- Définition des restreintes:

Pour la présente structure à étudier, nous avons un appui fixe au niveau de la culée (une extrémité de la structure), des appuis mobiles entre les différentes travées, et un appui rigide c'est-à-dire encastré à la fin de la quatrième travée (correspond à l'autre extrémité de la structure). Avec IMAGES 3D, nous utilisons des codes qui définissent chacun de ces types d'appui. La signification de ces codes est expliquée au niveau de l'annexe A.

3.2.3.2: Charges appliquées:

Pour cette analyse nous considérons 4 cas de chargement:

- dans le premier cas de chargement, seules la première et la troisième travées sont chargées par la surcharge concentrée de type B_c , et cette surcharge est appliquée au centre de gravité des travées concernées; autrement dit nous avons une force de 3178,44 kN appliquée en deux points de la structure, qui correspondent aux noeuds 88 et 108;
- dans le second cas de chargement, ce sont la première, la deuxième et la dernière travées qui sont chargées par la surcharge du système B_c , pendant que la troisième est libre; cela veut dire que la force de 3178,44 kN est appliquée cette fois-ci aux noeuds 88, 98 et 118;
- dans le troisième cas de chargement, ce sont encore la première et la troisième travées qui sont surchargées, mais cette fois-ci par une surcharge uniforme de type A; la valeur de cette surcharge uniforme est de $18,94 \text{ kN/m}^2$;
- Le quatrième cas de chargement est similaire au deuxième, seulement au lieu d'une surcharge concentrée, nous avons une surcharge uniforme de $18,94 \text{ kN/m}^2$ sur la première, la deuxième et la troisième travées.

A ces surcharges, il faut ajouter dans chaque cas, en plus de la charge de gravité, la charge uniforme de $1,125 \text{ kN/m}^2$ due au revêtement et la surcharge de trottoirs égale à $6,62 \text{ kN/m}^2$ (dans la troisième et la quatrième cas, cette surcharge de trottoirs n'est pas prise en compte car il s'agit, dans ces cas, du système de surcharges A).

Tous ces différents cas de charge sont résumés dans le tableau 3.14 ci-après:

TABLEAU 3.14: Charges à considérer dans l'analyse simultanée de plusieurs travées:

CAS DE CHARGEMENT	CHARGE DE GRAVITE (kN/m ³)	CHARGE UNIFORME (kN/m ²)	CHARGE CONCENTREE (kN)
Premier cas de chargement	30,656	7,745	3178,44 (aux noeuds 88 et 108)
Deuxième cas de chargement	30,656	7,745	3178,44 (aux noeuds 88, 98 et 118)
Troisième cas de chargement	30,656	20,065	rien
Quatrième cas de chargement	30,656	20,065	rien

3.2.3.3: Présentation des résultats:**- Moments maximaux obtenus:***** Pour la dalle:**

Les moments maximaux obtenus suivant les directions longitudinale et transversale sont résumés dans les tableaux 3.15 et 3.16 sur les pages suivantes.

*** Pour les entretoises:**

Les moments maximaux obtenus sont résumés dans le tableau 3.17 se trouvant sur l'une des pages suivantes.

*** Pour les poutres principales:**

Les moments maximaux obtenus se trouvent dans les tableaux 3.18 et 3.19 sur les pages suivantes.

TABEAU 3.15: Moments maximaux obtenus pour la dalle suivant la direction longitudinale dans le cas de l'analyse de plusieurs travées en même temps:

(en kN.m/m)

CAS DE CHARGEMENT	TRAVEE N°1		TRAVEE N°2		
	appui	milieu	appui	milieu	appui
PREMIER CAS DE CHARGEMENT	758,571		773,571		774,286
		595		62,036	
DEUXIEME CAS DE CHARGEMENT	757,857		772,857		773,571
		594,071		596,214	
TROISIEME CAS DE CHARGEMENT	843,571		861,429		862,143
		108,643		36,957	
QUATRIEME CAS DE CHARGEMENT	842,857		858,571		861,429
		106,786		109,857	
MOMENT LE PLUS GRAND (en kN.m/m)	843,571		861,429		862,143
		595		596,214	

TABLEAU 3.16: Moments maximaux obtenus pour la dalle suivant la direction transversale dans le cas de l'analyse de plusieurs travées en même temps:
(en kN.m/m)

CAS DE CHARGEMENT	TRAVEE N°1		TRAVEE N°2		
	appui	milieu	appui	milieu	appui
PREMIER CAS DE CHARGEMENT	111,429		113,714		113,314
		85,514		2,367	
DEUXIEME CAS DE CHARGEMENT	111,2		136,914		113,543
		87,457		83,486	
TROISIEME CAS DE CHARGEMENT	76,971		106,8		106,229
		4,406		6,269	
QUATRIEME CAS DE CHARGEMENT	76,571		155,286		106,629
		0,858		6,319	
MOMENT LE PLUS GRAND (en kN.m/m)	111,429		155,286		113,543
		87,457		83,486	

TABLEAU 3.17: Moments maximaux obtenus pour la poutre secondaire dans le cas de l'analyse de plusieurs travées en même temps:

CAS DE CHARGEMENT	MOMENTS _{max} POSITIFS (en kN.m)	MOMENTS _{max} NEGATIFS (en kN.m)
PREMIER CAS DE CHARGEMENT	1099	1170
DEUXIEME CAS DE CHARGEMENT	1104	1176
TROISIEME CAS DE CHARGEMENT	393,3	355,9
QUATRIEME CAS DE CHARGEMENT	317,9	284,2
MOMENT LE PLUS GRAND (en kN.m)	1104	1176

TABLEAU 3.18: Moments maximaux obtenus pour la poutre principale de rive dans le cas de l'analyse de plusieurs travées en même temps:

(en kN.m)

CAS DE CHARGEMENT	TRAVEE N°1		TRAVEE N°2		
	appui	milieu	appui	milieu	appui
PREMIER CAS DE CHARGEMENT	8455	5325	8476	3053	5330
DEUXIEME CAS DE CHARGEMENT	8453	5321	8444	5329	8476
TROISIEME CAS DE CHARGEMENT	8631	4961	8673	2027	3558
QUATRIEME CAS DE CHARGEMENT	8628	4954	8619	4965	8673
MOMENT LE PLUS GRAND (en kN.m)	8631	5325	8673	5329	8673

TABLEAU 3.19: Moments maximaux obtenus pour la poutre principale intermédiaire dans le cas de l'analyse de plusieurs travées en même temps:

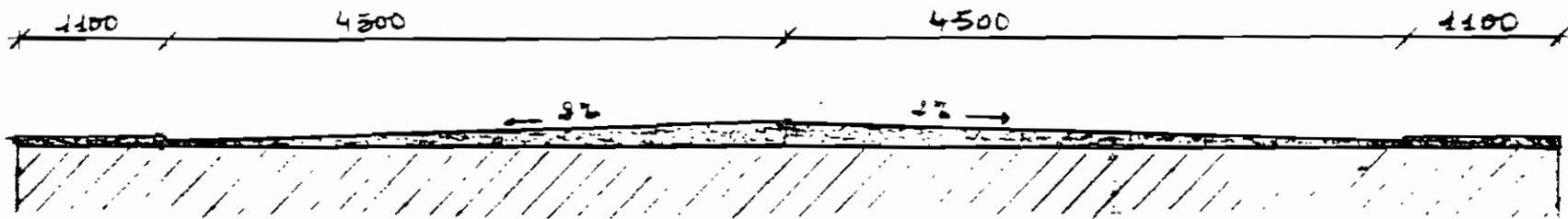
(en kN.m)

CAS DE CHARGEMENT	TRAVEE N°1		TRAVEE N°2		
	appui	milieu	appui	milieu	appui
PREMIER CAS DE CHARGEMENT	14410	12340	14530	4631	14540
DEUXIEME CAS DE CHARGEMENT	14410	12340	14520	12350	14540
TROISIEME CAS DE CHARGEMENT	13640	7653	13790	3008	5364
QUATRIEME CAS DE CHARGEMENT	13640	7640	13750	7659	13800
MOMENT LE PLUS GRAND (en kN.m)	14410	12340	14530	12350	14540

Légende:

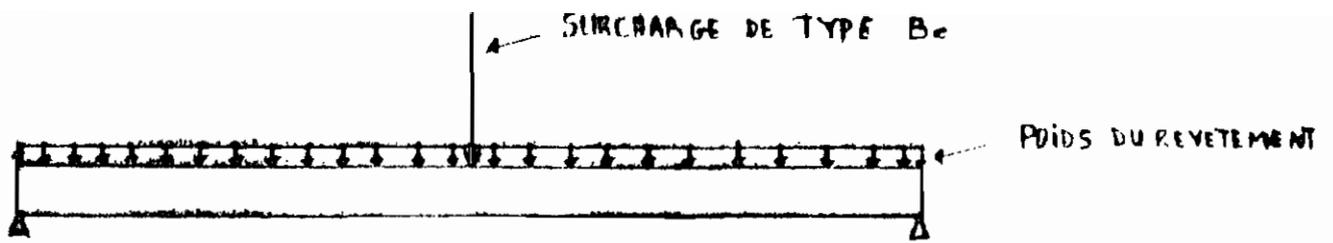
 tablier en béton armé

 Revêtement en bitume asphalte

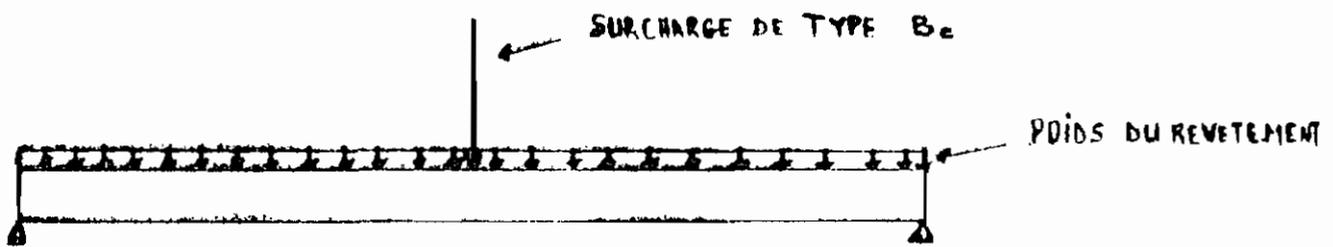


Les dimensions sont en millimètres

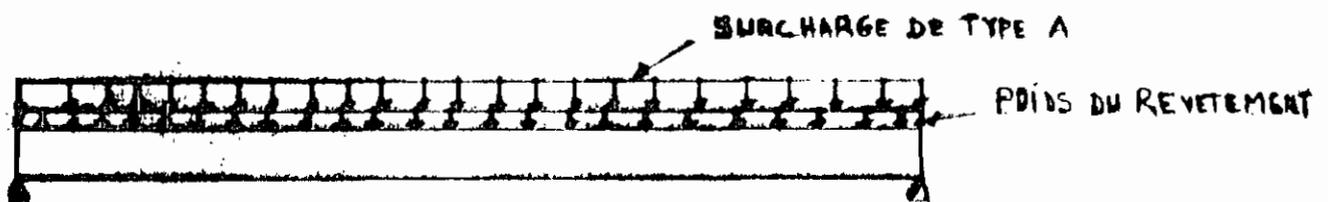
Figure III.1: Coupe schématique de la dalle avec le revêtement



(a)



(b)



(c)

Figure III.2: Analyse d'une travée: (a): Premier cas de chargement,
 (b): Deuxième cas de chargement,
 (c): Troisième cas de chargement,

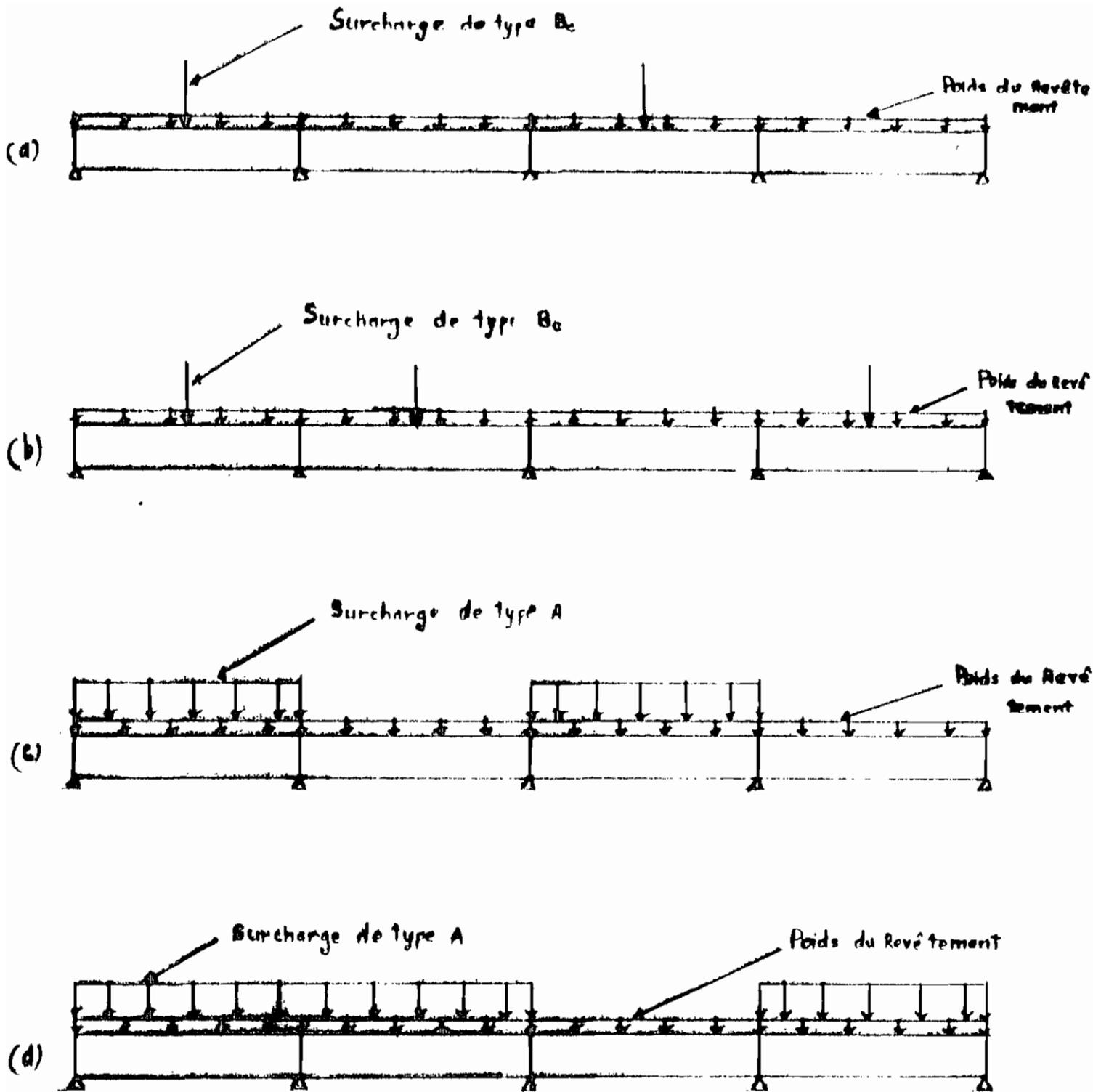
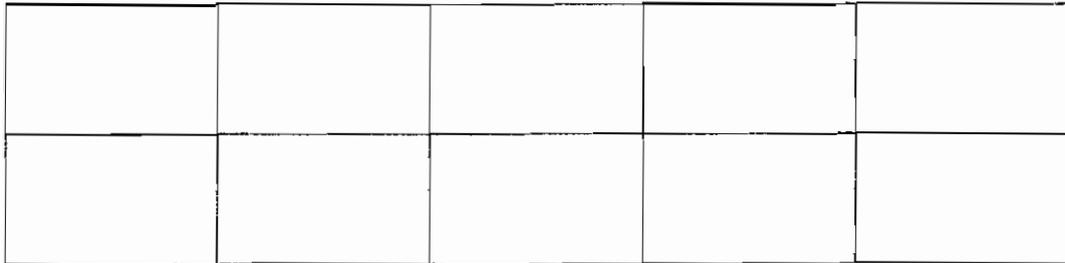
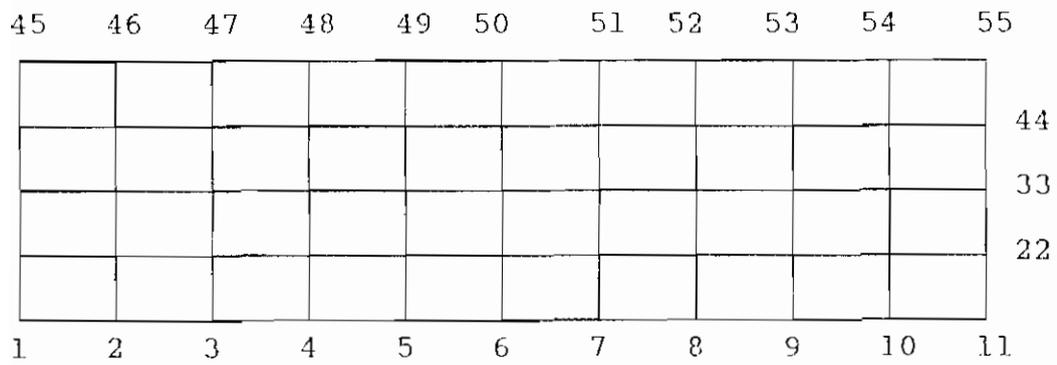


Figure III.3: Analyse de plusieurs travées:

- (a): Premier cas de chargement,
- (b): Deuxième cas de chargement,
- (c): Troisième cas de chargement,
- (d): Quatrième cas de chargement.

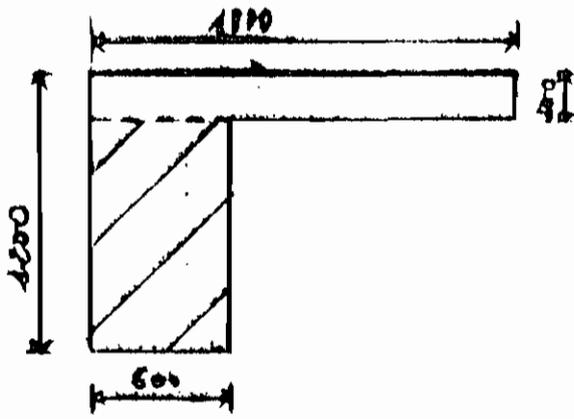


(a)

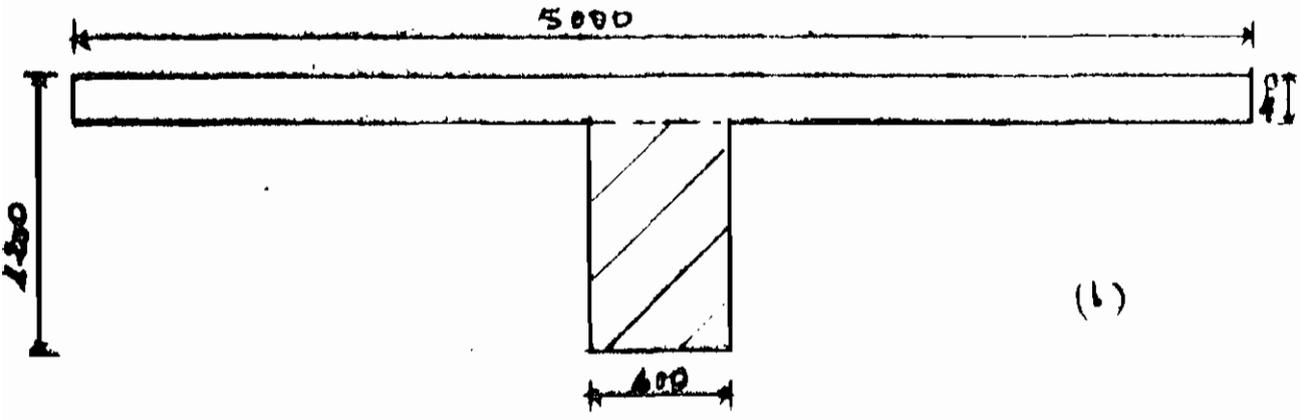


(b)

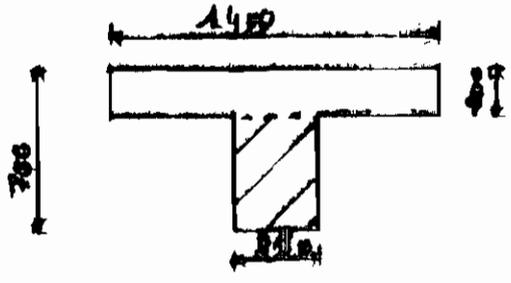
Figure III.4: (a): Vue schématique d'une travée
 (b): Idéalement d'une travée



(a)



(b)



(c)

Figure III.5: Modélisation des sections des raidisseurs:

- (a): Poutre principale de rive,
- (b): Poutre principale centrale,
- (c): Poutre secondaire.

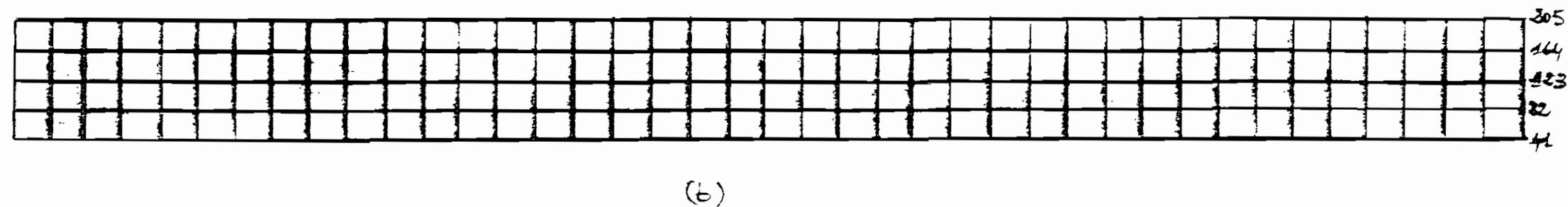
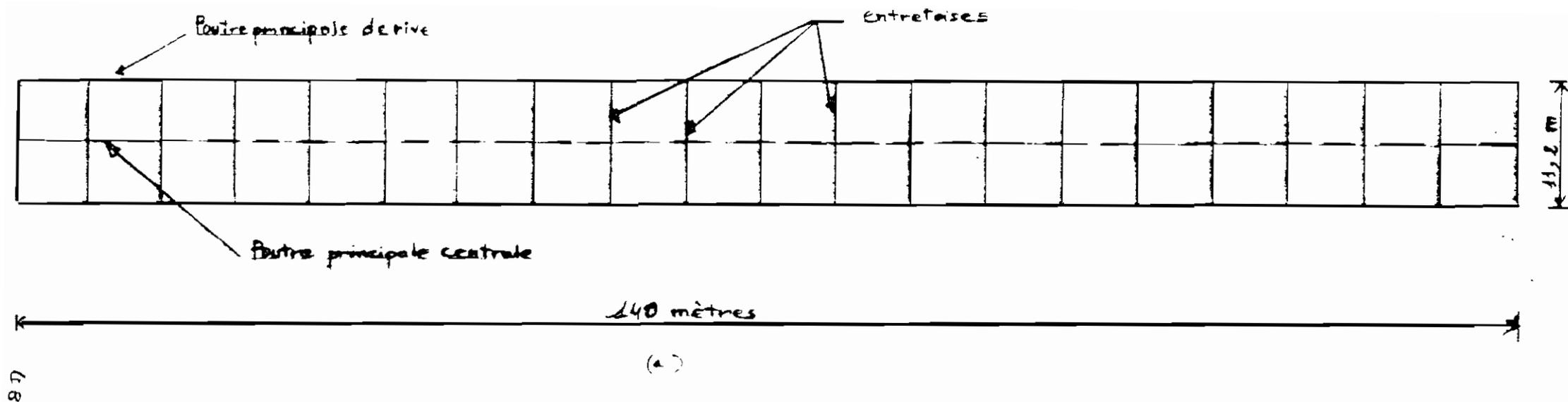


Figure III.6: (a): Vue schématique de plusieurs travées,
 (b): Idéalisations de plusieurs travées.

CHAPITRE 4: DIMENSIONNEMENT

4.1: INTRODUCTION:

Le calcul du pont se fera en utilisant la méthode de calcul du béton armé aux états limites, suivant la norme canadienne. Cette méthode consiste à dimensionner une structure et ses éléments de façon à éviter d'atteindre tout état limite. Celui-ci se définit comme étant l'état correspondant aux conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquelles la structure est calculée. Autrement dit celle-ci doit:

- résister avec un seuil de sécurité convenable, à toutes les sollicitations auxquelles elle est soumise,
- avoir des flèches tolérables c'est-à-dire qui ne dépassent pas les valeurs maximales permises.

Ainsi avant l'utilisation de cette méthode, il faut déterminer d'abord les sollicitations et déformations de l'ouvrage résultant de l'action des charges appliquées. Ceci constitue donc la première étape dans le processus de design d'un ouvrage en béton armé.

Cette première étape n'est pas toujours facile vu la complexité de certaines structures à analyser. En effet dans ces cas, les méthodes approchées - entre autres la méthode des coefficients du code et la méthode de HARDY CROSS - basées sur des hypothèses simplificatrices, ne peuvent pas être utilisées, car celles-ci ne seraient pas vérifiées. Donc il faut, dans ces cas, recourir à des méthodes d'analyse exacte des

structures, qui demandent souvent l'utilisation d'un ordinateur.

Dans le cadre de cette présente étude, l'analyse de la structure du pont, plus précisément du tablier et des raidisseurs, a été faite par l'une de ces méthodes d'analyse exacte des structures, en l'occurrence le logiciel IMAGES 3D qui est fondé sur la théorie des éléments finis. Le chapitre précédent a été l'objet de cette analyse.

Une fois les sollicitations et les déformations déterminées, la suite du dimensionnement consiste à utiliser la méthode citée ci-haut pour calculer les différents éléments de la structure concernée. Cette étape est le but de ce présent chapitre.

Ainsi dans ce chapitre, il s'agira d'abord de calculer les quantités d'armatures requises pour chaque élément considéré afin qu'il puisse résister à la flexion (armature tendue), à la compression (armature comprimée), au cisaillement et au poinçonnement (armature d'âme) et à la torsion (armature de torsion); le calcul de ces armatures permettra en même temps de vérifier les dimensions préliminaires choisies qui ont servi à l'analyse de la structure. Ensuite il faudra comparer les flèches maximales obtenues aux valeurs permises.

Par ailleurs dans ce même chapitre nous nous occuperons aussi du dimensionnement des culées et des piles, et du calcul de la rampe d'accès sur les deux rives.

4.2: RÉSULTATS FINALS DE L'ANALYSE:

Les résultats finals de l'analyse sont ceux obtenus après

la confrontation des divers résultats, présentés au chapitre précédent, pour chaque élément considéré.

4.2.1: Moments de design pour la dalle:

Ils sont présentés dans les tableaux 4.1 et 4.2 suivants:

TABLEAU 4.1: Moments de design pour la dalle suivant la direction longitudinale:

	TRAVEE DE RIVE		TRAVEE INTERMEDIAIRE		
	appui	milieu	appui	milieu	appui
MOMENTS (kN.m/m)	788	599,3	788,6	603,5	788,6

TABLEAU 4.2: Moments de design pour la dalle suivant la direction transversale:

	TRAVEE DE RIVE		TRAVEE INTERMEDIAIRE		
	appui	milieu	appui	milieu	appui
MOMENTS (kN.m/m)	111,4	171,6	155,3	182,1	114,5

Remarque: Les moments obtenus avec le système de surcharges A n'ont pas été tenu compte dans le choix des moments de design. En effet le système de surcharges A n'est utilisé que pour l'analyse des autres éléments du tablier.

4.2.2: Moments de design pour les poutres secondaires:

Dans le but d'uniformiser le schéma de ferrailage pour les entretoises, nous ne considérons qu'une seule entretoise, celle qui donne les moments les plus critiques. Ainsi pour les entretoises nous auront comme moments de design les valeurs suivantes:

- Moment maximal positif (moment en travée) = 1104 kN.m
- Moment maximal négatif (moment à l'appui) = -1188 kN.m .

4.2.3: Moments de design pour les poutres principales:

Pour le dimensionnement des poutres principales nous ne considérons que deux travées: une travée de rive et une travée intermédiaire; ceci permettra d'uniformiser le schéma de ferrailage pour toutes les poutres situées sur les travées intermédiaires et pour celles se trouvant sur les travées de rive.

Les moments de design sont résumés dans les tableaux ci-dessous:

TABLEAU 4.3: Moments de design pour la poutre principale de rive:

	TRAVEE DE RIVE		TRAVEE INTERMEDIAIRE		
	appui	milieu	appui	milieu	appui
MOMENTS (kN.m)	8631	5340	8758	5361	8758

TABLEAU 4.4: Moments de design pour la poutre principale intermédiaire:

	TRAVEE DE RIVE		TRAVEE INTERMEDIAIRE		
	appui	milieu	appui	milieu	appui
MOMENTS (kN.m)	14410	12370	14690	12400	14690

4.2.4: Flèche maximale obtenue:

Le calcul de la flèche se fait avec les charges de service c'est-à-dire les charges non pondérées. Ainsi nous avons fait l'analyse de la structure avec les charges de service en

considérant les mêmes cas de charge que ceux utilisés pour la détermination des moments. La flèche maximale a été obtenue avec le premier cas de charge qui correspond au cas où on plaçait la surcharge maximale du système B_c au centre de la structure. Cette déformation maximale est de $9,715 \cdot 10^{-2}$ m ou 97,15 mm.

4.3: VÉRIFICATION DE LA DÉFORMATION MAXIMALE:

La flèche instantanée maximale permise pour une structure continue, selon la norme canadienne, est évaluée par la formule 4.1 suivante:

$$DEF_{permise} = \frac{l_n}{360} \quad 4.1$$

où l_n est la distance entre axes des appuis, en millimètres. Ici, dans le cas de la présente structure, la longueur entre axes des appuis est de 35000 mm, d'où la valeur maximale permise pour la flèche est de:

$$DEF_{permise} = 35000/360 = 97,22 \text{ mm.}$$

Cette valeur maximale permise est peu supérieure, voire égale, à la valeur maximale de la déformation de la structure donnée par le cas de charge le plus défavorable, qui est de 97,15 mm.

Ainsi nous pouvons conclure que les dimensions de la structure conviennent.

4.4: CALCUL DE LA DALLE:

4.4.1: Détermination de l'armature de la dalle:

L'armature requise pour la dalle doit être déterminée dans chaque direction. Mais dans tous les cas, cette armature

ne doit pas être inférieure à $0,002 A_g$ (où $A_g = b \times h$) qui est l'armature minimale requise pour les dalles, et l'espace-ment entre les barres d'armatures ne doit pas dépasser 500 mm ou 2 fois l'épaisseur de la dalle, soit 400 mm.

Le calcul de l'armature se fait en général suivant le schéma de calcul ci-après:

- 1°) Détermination de la hauteur utile d avec la formule sui-
vante:

$$d = h - e_n - d_e - d_b/2 \quad 4.2$$

ou bien suivant la formule ci-après:

$$d = h - e_n - d_e - d_b - e_s/2 \quad 4.3$$

où h est la hauteur de la poutre

e_n l'enrobage,

d_b le diamètre des barres,

d_e le diamètre des étriers,

et e_s l'espacement entre les lits s'il y a deux lits.

- 2°) Calcul de K_r en utilisant la formule suivante:

$$K_r = \frac{M_f \times 10^6}{bd^2} \quad 4.4$$

où M_f est le moment fléchissant en kN.m,

b est la largeur de la poutre,

d est la hauteur utile calculée en 1°), en mètre,

et K_r est exprimée en MPa.

- 3°) Détermination du pourcentage d'armature requise ρ , à l'aide des tableaux C.3 et C.4 de l'annexe C.

- 4°) Calcul de l'aire de l'armature par le biais de la formu-
le suivante:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

4.5

- 5°) Choix de l'armature et de l'espacement en se référant aux tableaux C.5 (pour les dalles) et C.1 (pour les poutres) de l'annexe C.

4.4.1.1: Calcul de l'armature suivant la direction longitudinale:

Suivant la direction longitudinale, les moments de design pour les travées de rive et intermédiaire, ne sont pas très différents. Donc nous pouvons considérer une seule travée qui sera calculée avec les moments les plus maximaux. Ainsi nous avons:

$$M_f \text{ positif} = 604 \text{ kN.m/m}$$

$$M_f \text{ négatif} = 789 \text{ kN.m/m} .$$

Nous considérons aussi une bande de largeur 1 m, et la dalle sera calculée comme une poutre d'une largeur de un mètre et d'une hauteur de 200 mm.

- Calcul des hauteurs utiles d et d':

Les hauteurs utiles d et d' respectivement pour les armatures inférieure et supérieure sont calculées avec les relations 4.2 et 4.3 ci-haut et en se référant à la figure IV.1. Nous avons choisi pour l'armature inférieure des barres n°35, pour l'armature supérieure des barres n°30, des étriers n°10 et un enrobage de 20 mm; cet enrobage a été choisi en se référant aux exigences du code qui stipule que « pour un béton non exposé aux intempéries ou au sol, avec des barres n°35 ou plus petites, il faut prendre un enrobage de 20 mm ».

Ainsi:

$$d = 200 - 20 - 11,3 - 35,7/2 = 150,85 \approx 151 \text{ mm}$$

$$d' = 200 - 20 - 11,3 - 29,9 - 29,9/2 = 123,85 \approx 124 \text{ mm.}$$

- Calcul de l'armature requise:

Les armatures inférieure et supérieure seront calculées avec la formule approximative suivante:

$$A_s \text{ approx} = \frac{M_f \times 10^6}{\phi_s \times f_y \times 0,9 \times d} \quad 4.6$$

Ainsi pour l'armature inférieure, nous avons:

$$A_s = \frac{604 \times 10^6}{0,85 \times 400 \times 0,9 \times 151} = 13072 \text{ mm}^2$$

et pour l'armature supérieure:

$$A_s = \frac{789 \times 10^6}{0,85 \times 400 \times 0,9 \times 124} = 20794 \text{ mm}^2$$

- Choix de l'armature:

Les armatures calculées ci-dessus ne sont pas tout à fait exactes; ces valeurs sont exagérées, donc supérieures à l'armature requise; mais ils permettent de choisir à l'aide du tableau C.5 de l'annexe C, des armatures plus adaptées. Ainsi nous avons choisi les armatures suivantes:

* pour l'armature inférieure:

$$A_s \text{ prévue} = 12500 \text{ mm}^2 \Leftrightarrow \text{Barres n}^\circ 35 \text{ à } 80 \text{ mm d'espacement;}$$

* pour l'armature supérieure:

$$A_s \text{ prévue} = 17500 \text{ mm}^2 \Leftrightarrow \text{Barres n}^\circ 30 \text{ à } 80 \text{ mm d'espacement sur deux lits jumelés.}$$

Voir la figure IV.2 pour le schéma de ferrailage.

4.4.1.2: Calcul de l'armature suivant la direction transversale:

Suivant la direction transversale aussi les moments de design des travées sont très peu différents, donc nous choisissons pour toutes les travées les mêmes moments. Ceux-ci sont les suivants:

$$M_f \text{ positif} = 182 \text{ kN.m/m}$$

$$M_f \text{ négatif} = -155 \text{ kN.m/m.}$$

- Calcul des hauteurs utiles d et d':

En utilisant des barres n°25 pour les armatures supérieure et inférieure, nous avons les valeurs suivantes:

$$d = 151 - 35,7/2 - 25,2/2 = 120,5 \text{ mm}$$

$$d' = 124 - 29,9/2 - 25,2/2 = 96,5 \text{ mm .}$$

Voir figure IV.1 .

- Calcul de l'armature requise:

Ici aussi nous allons utiliser la formule approximative 4.6 pour évaluer l'armature requise. Ainsi:

* pour l'armature inférieure:

$$A_s = \frac{182 \times 10^6}{0,85 \times 400 \times 0,9 \times 120,5} = 4936 \text{ mm}^2$$

* pour l'armature supérieure:

$$A_s = \frac{155 \times 10^6}{0,85 \times 400 \times 0,9 \times 96,5} = 5249 \text{ mm}^2 .$$

- Choix de l'armature:

A l'aide du tableau C.5 de l'annexe C, nous choisissons les armatures suivantes:

* pour l'armature inférieure:

$$A_s \text{ prévue} = 4500 \text{ mm}^2 \Leftrightarrow \text{Barres n°25 à 110 mm d'espacement;}$$

* pour l'armature supérieure:

A_s prévue = 5000 mm² \Leftrightarrow Barres n°25 à 100 mm d'espacement.

Le schéma de ferrailage est représenté à la figure IV.2 .

4.4.2: Vérification de la résistance à l'effort tranchant de la dalle:

4.4.2.1: Effort tranchant dû au cisaillement:

- Vérification de la résistance à l'effort tranchant:

L'effort pondéré total sur la dalle (en considérant le système de surcharges A) est égal à:

$$w_f = (30,656 \times 0,2) + 1,125 + 18,94 = 26,1962 \text{ kN/m}^2 .$$

Pour une bande de un mètre de largeur, l'effort pondéré est égal à: $w_f = 26,1962 \text{ kN/m}$. L'effort tranchant à une distance d du nu de la pile est donné par la relation suivante:

$$V_f = w_f \times l_p/2 - w_f \times d \quad 4.7$$

d'où $V_f = 26,1962 \times (31,25/2 - 0,151) = 402,324 \text{ kN}$.

La résistance au cisaillement offerte par le béton est donnée par la relation suivante:

$$V_c = 0,2 \times \phi_c \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \times 10^{-3} \quad 4.8$$

Ainsi nous obtenons:

$$V_c = 0,2 \times 0,6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 151 \times 10^{-3} = 99,25 \text{ kN} .$$

Nous voyons donc que V_f est supérieur à V_c , donc la dalle ne résiste pas aux efforts tranchants; d'où il faudra prévoir des armatures d'âme pour augmenter sa résistance au cisaillement.

- Calcul de l'armature d'âme dû au cisaillement:

L'effort tranchant qui doit être pris par les étriers est égal à: $V_s = V_f - V_c = 402,324 - 99,25 = 303,074 \text{ kN}$.

L'espacement s des étriers près des appuis est obtenu

avec la formule suivante:

$$s = \frac{\phi_s \times A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad 4.9$$

Si nous choisissons d'utiliser des étriers n°15, alors

$$A_v = 400 \text{ mm}^2, \text{ et}$$

$$s = \frac{0,85 \times 400 \times 400 \times 151}{303,074 \times 10^3} = 68 \text{ mm.}$$

Puisque $V_s = 303,074 \text{ kn} < 0,8 \times \phi_c \times \sqrt{f_c'} \times b \times d = 397 \text{ kn}$,

alors $s_{\text{max}} \text{ permis} = d/4 = 151/4 = 37,75 \text{ mm}$.

Nous utiliserons des étriers n°15 avec un espacement de 35 mm.

4.4.2.2: Effort tranchant dû au poinçonnement autour d'un appui:

L'effort tranchant de poinçonnement autour d'un appui est déterminé à une distance d du nu de l'appui. Ici nous le déterminerons autour d'une pile de rive et autour d'une pile intermédiaire. Les sections critiques de ces piles sont représentées à la figure IV.3 .

- Autour d'une pile intermédiaire:

V_f à une distance $d/2$ autour de la pile est donné par la relation suivante:

$$V_f = w_f \times (S_t - S_c) \quad 4.10$$

où w_f est l'effort pondéré en kn/m^2 et,

S_t et S_c respectivement les surfaces tributaire et critique pour l'appui.

$$\begin{aligned} \text{Ainsi } V_f &= 26 [(35 \times 5,6) - (6,16 \times 4,66)] \\ &= 4349,65 \text{ kn.} \end{aligned}$$

La résistance à l'effort tranchant de poinçonnement est obtenue avec la relation suivante:

$$V_c = 0,4 \times \phi_c \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d \quad 4.11$$

où b_0 est le périmètre de la section critique;

alors $V_c = 0,4 \times 0,6 \times \sqrt{30} \times 21640 \times 160 \times 10^{-3} = 4551,44 \text{ kN}$.

Ainsi nous voyons que $V_c = 4551,44 \text{ kN} > V_f = 4349,65 \text{ kN}$, donc la résistance à l'effort tranchant de poinçonnement est satisfaite.

- Autour d'une pile de rive:

L'effort tranchant est donné par la formule 4.10 et est égal à : $V_f = 26 [(35 \times 3,1) - (6,16 \times 2,66)] = 2394,97 \text{ kN}$.

La résistance à l'effort tranchant de poinçonnement est donnée par la formule 4.11 :

$$V_c = 0,4 \times 0,6 \times \sqrt{30} \times 11480 \times 160 \times 10^{-3} = 2414,54 \text{ kN}$$

Puisque $V_c = 2414,54 \text{ kN} > V_f = 2394,7 \text{ kN}$, alors la résistance à l'effort tranchant de poinçonnement autour de l'appui de rive est satisfaite.

- Remarque: La résistance à l'effort tranchant de poinçonnement autour d'un appui doit être assez suffisante pour résister aussi à l'excentricité de l'effort tranchant due à la transmission du moment de la dalle à l'appui. Ainsi le code demande à ce que le rapport V_c/V_f soit plus grand que:

* 1,2 pour un appui intermédiaire

* 1,6 pour un appui de rive.

Ici nous remarquons que ces exigences ne sont pas respectées, car les rapports de V_c/V_f sont inférieurs aux valeurs données ci-dessus; mais néanmoins nous conservons ces dimensions.

**4.4.2.3: Effort tranchant dû au poinçonnement
autour d'une charge concentrée:**

En fait les surcharges réelles que doivent supporter le pont sont des charges concentrées qui représentent les poids des essieux des véhicules.

Si nous considérons le système de surcharges B_c , la plus grande charge concentrée est un des essieux arrières du camion. La charge de cet essieu est évaluée à 12 tonnes. La surface d'impact de cette force est la somme de celles de deux roues arrières. La surface d'impact d'une roue arrière du camion étant un carré de 25 cm de côté, donc celle de deux roues jumelées est un carré de 50 cm de côté. Ainsi le périmètre b_0 de cette surface est égal à 2000 mm.

La résistance à l'effort tranchant de poinçonnement est donnée par la formule 4.11 :

$$V_c = 0,4 \times 0,6 \times \sqrt{30} \times 2000 \times 151 \times 10^{-3} = 397 \text{ kN.}$$

La valeur de la charge concentrée pondérée et majorée est de: $P_c = 12 \times 9,81 \times 1,5 \times 1,2 = 212 \text{ kN,}$

$$V_c = 397 \text{ kN} > P_c = 212 \text{ kN,}$$

donc la résistance à l'effort tranchant de poinçonnement autour de la charge concentrée est suffisante.

4.5: CALCUL DES POUTRES SECONDAIRES:

Pour uniformiser le schéma de ferrailage, nous considérons pour tous les poutres secondaires les mêmes moments, positif et négatif, les plus grands:

$$M_f \text{ positif} = 1104 \text{ kN.m;}$$

$$M_f \text{ négatif} = -1188 \text{ kN.m .}$$

4.5.1: Calcul de l'armature de la poutre:4.5.1.1: Armature supérieure:- Calcul de la hauteur utile d:

Nous utilisons des barres d'armature n°30 disposés en deux lits avec un espacement entre les lits de 25 mm, des étriers n°10, et nous prévoyons un enrobage de 40 mm. Ainsi, la hauteur utile calculée avec la formule 4.3 est égale à:
 $d = 700 - 40 - 11,3 - 29,9 - 25/2 = 606,3 \text{ mm}.$

Voir la figure IV.4 .

- Calcul de K_r :

K_r est donné par la relation 4.4 :

$$K_r = \frac{1188 \times 10^6}{350 \times 606,3^2} = 9,23 \text{ MPa} > K_r \text{ max} = 5,8132 \text{ MPa, donc}$$

nous prenons les dimensions suivantes: $b = 350\text{mm}$ et $h = 860 \text{ mm}$
 ($d = 765\text{mm}$), d'où $f_{\text{max}} = 0,023$.

- Calcul de l'armature requise:

L'armature est calculée avec la formule 4.5 :

$$A_s = 0,023 \times 350 \times 606,3 = 4880,715 \text{ mm}^2;$$

en utilisant le tableau C.1 de l'annexe C, nous choisissons l'armature suivante:

A_s prévue = $5600 \text{ mm}^2 \Leftrightarrow 8$ barres n°30 disposés équitablement sur deux lits.

Le nombre de barres par lit a été déterminé à l'aide du tableau C.2 de l'annexe C.

Le schéma de ferrailage est représenté à la figure IV.5.

4.5.1.2: Armature inférieure:

Pour le calcul de l'armature inférieure, la poutre a une

section en T_é, représentée à la figure IV.4 .

Le moment de référence est calculé suivant la formule suivante:

$$M_{\text{réf}} = 0,85 \times \phi_c \times f_c' \times b \times h_f \times (d - h_f/2) \quad 4.12$$

- Calcul de la hauteur utile d:

Nous prévoyons d'utiliser des barres n°35 disposées en deux lits, des étriers n°10, un enrobage de 40 mm et un espacement entre les lits de 25 mm. Ainsi d calculée avec la formule 4.3 est égale à:

$$d = 700 - 40 - 11,3 - 35,7 - 25/2 = 600,5 \text{ mm.}$$

- Calcul du moment de référence:

$$b = 1400 \text{ mm}; h_f = 200 \text{ mm}; f_c' = 30 \text{ MPa}; \phi_c = 0,6;$$

$$M_{\text{réf}} = 0,85 \times 0,6 \times 30 \times 1400 \times 200 \times (600,5 - 100) \times 10^{-6} \\ = 2144,142 \text{ kN.m.}$$

$$M_f = 1104 \text{ kN.m} < M_{\text{réf}} = 2144,142 \text{ kN.m} ,$$

donc la poutre se comporte comme une poutre de section rectangulaire de dimensions 1400 mm x 600,5 mm.

- Calcul de K_r:

Avec la formule 4.4, nous obtenons:

$$K_r = \frac{1104 \times 10^6}{1400 \times 600,5^2} = 2,187 \text{ MPa.}$$

Du tableau C.4 de l'annexe C, on tire la valeur de 100 ρ :

$$100\rho = 0,697515 \Rightarrow \rho = 0,006975.$$

- Calcul de l'armature requise:

$$A_s = 0,006975 \times 1400 \times 600,5 = 5863,8825 \text{ mm}^2.$$

D'où A_s prévue = 6000 mm² \Leftrightarrow 6 barres n°35 disposées sur deux lits avec 4 sur le premier et 2

sur le second.

Les 4 barres n°35 du premier lit seront prolongées à travers les appuis pour pouvoir être utilisées comme armature de compression, car l'armature supérieure prévue est inférieure à celle requise pour la section.

Le schéma de ferrailage est représenté à la figure IV.5.

4.5.2: Vérification de l'effort tranchant de la poutre:

En considérant le système de surcharges A (surcharge uniforme), l'effort pondéré total sur la poutre est égal à la valeur suivante:

$$w_f = [(30,656 \times 0,2) + 1,125 + 18,94] \times 7 = 183,37 \text{ kN/m.}$$

L'effort tranchant au nu de la poutre est égal à:

$$V_f = 1,2 \times (5/2 \times 183,37) = 550,23 \text{ kN.}$$

L'effort tranchant à la distance d du nu de la poutre intermédiaire est égal à:

$$V_f = 550,23 - (0,6005 \times 183,37) = 440,116 \text{ kN.}$$

La résistance à l'effort tranchant est calculée avec la formule 4.8 et est égale à:

$$V_c = 0,2 \times 0,6 \times \sqrt{30} \times 350 \times 600,5 \times 10^{-3} = 138,141 \text{ kN.}$$

Nous voyons que cette résistance est inférieure à l'effort tranchant, et par conséquent il faut prévoir de l'armature d'âme pour la poutre.

L'effort tranchant qui doit être pris par les étriers est égal à:

$$V_s = V_f - V_c = 440,116 - 138,141 = 301,975 \text{ kN.}$$

Si nous choisissons d'utiliser des étriers n°10 ($A_v = 200 \text{ mm}^2$) alors l'espacement s, calculé avec la formule 4.9, est

égal à :

$$s = \frac{0,85 \times 200 \times 400 \times 600,5}{301,975 \times 10^3} = 135,22 \text{ mm},$$

puisque $V_s = 301,975 \text{ kN} < 0,8 \times \phi_c \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 552,564 \text{ kN}$

alors $s_{\max} = d/4 = 600,5/4 = 150,125 \text{ mm}$.

Nous utiliserons des étriers n°10 à 135 mm d'espacement.

Voir la figure IV.5 pour le schéma de ferrailage.

24.6: CALCUL DES POUTRES PRINCIPALES:

4.6.1: Calcul de la poutre principale de rive:

La poutre principale de rive est schématisée à la figure IV.6 suivante avec les moments de design en kN.m:

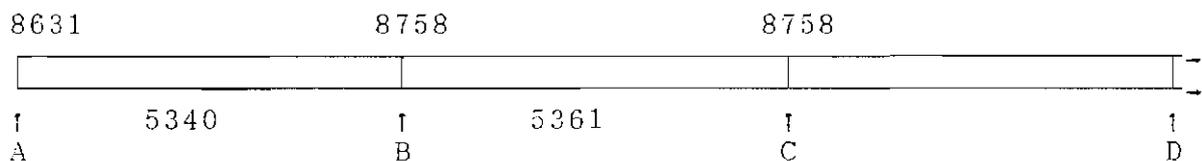


Figure IV.6: Schéma de la poutre principale de rive.

4.6.1.1: Armature supérieure:

- A l'appui de rive:

Nous prévoyons d'utiliser des barres n°45 en deux lits, avec un espacement de 30 mm entre les lits, un enrobage de 80 mm pour assurer la couverture de protection des barres supérieures des poutres secondaires, et des étriers n°10. Ainsi nous obtenons la hauteur utile suivante:

$$d = 1200 - 80 - 11,3 - 43,7 - 30/2 = 1050 \text{ mm}.$$

K_f calculé avec la formule 4.4 est égal à:

$$K_f = \frac{8631 \times 10^6}{600 \times 1050^2} = 13 \text{ MPa} > K_f \text{ max} = 5,8132 \text{ MPa}, \text{ par conséquent}$$

nous prenons $\rho = \rho_{\max} = 0,023$ et les nouvelles dimensions sont:

600mm x 1720 mm .

D'où A_s requise = $0,023 \times 600 \times 1050 = 14490 \text{ mm}^2$.

A_s prévue = $15000 \text{ mm}^2 \Leftrightarrow$ 10 barres n°45 disposées sur deux lits, avec 6 sur le premier et 4 sur le second.

- A l'appui intermédiaire:

Nous conservons la hauteur utile: $d = 1050 \text{ mm}$.

$$K_r = \frac{8758 \times 10^6}{600 \times 1050^2} = 13,24 \text{ MPa} > K_r \text{ max} = 5,8132 \text{ MPa},$$

par conséquent $\rho = \rho_{\text{max}} = 0,023$.

A_s requise = $0,023 \times 600 \times 1050 = 14490 \text{ mm}^2$.

A_s prévue = $15000 \text{ mm}^2 \Leftrightarrow$ 10 barres n°45 disposées sur deux lits, avec 6 sur le premier et 4 sur le second.

Le schéma de ferrailage est représenté à la figure IV.7.

4.6.1.2: Armature inférieure:

Pour le moment positif en travée, la section de la poutre est une section en T.

Nous prévoyons d'utiliser pour les deux travées, des barres n°45 en deux lits, avec un espacement entre les lits de 30 mm, des étriers n°10 et un enrobage de 40 mm. Ainsi la hauteur utile d est égale à:

$$d = 1200 - 40 - 11,3 - 45,7 - 30/2 = 1088 \text{ mm}.$$

Le moment de référence est égal à:

$$\begin{aligned} M_{\text{réf}} &= 0,85 \times 0,6 \times 30 \times 1800 \times 200 \times (1088 - 100) \times 10^{-6} \\ &= 5441,904 \text{ kN.m.} \end{aligned}$$

- Pour la travée de rive:

$$M_f = 5340 \text{ kN.m} < M_{\text{réf}} = 5441,904 \text{ kN.m},$$

donc, la section se comporte comme une poutre de section rectangulaire (b x d); ainsi:

$$K_f = \frac{5340 \times 10^6}{1800 \times 1088^2} = 2,5 \text{ MPa,}$$

du tableau C.4 de l'annexe C, nous trouvons que $100\gamma = 0,808$
d'où $\gamma = 0,00808$.

$$A_s \text{ requise} = 0,00808 \times 1800 \times 1088 = 15823,872 \text{ mm}^2$$

A_s prévue = 16500 mm² \Leftrightarrow 11 barres n°45 disposées sur deux
lits avec 6 sur le premier et 5 sur
le second.

Le schéma de ferrailage est représenté à la figure IV.7.

- Pour la travée intermédiaire:

$$M_f = 5361 \text{ kN.m} < M_{réf} = 5441,904 \text{ kN.m,}$$

donc la poutre se comporte comme une poutre de section rectangulaire; ainsi:

$$K_f = \frac{5361 \times 10^6}{1800 \times 1088^2} = 2,516 \text{ MPa,}$$

du tableau C.4 de l'annexe C, nous trouvons par interpolation
que $100\gamma = 0,81376$; d'où $\gamma = 0,0081376$.

$$A_s \text{ requise} = 0,0081376 \times 1800 \times 1088 = 15936,676 \text{ mm}^2;$$

A_s prévue = 16500 mm² \Leftrightarrow 11 barres n°45 disposées sur deux
lits avec 6 sur le premier et 5 sur
sur le second.

Voir schéma de ferrailage à la figure IV.7.

Remarque: Puisque γ est supérieur à γ_{max} , alors nous prolongerons les 5 barres inférieures du second lit jusqu'aux appuis afin qu'elles puissent être utilisées comme armature de com-

pression.

4.6.1.3: Armature d'âme:

L'armature d'âme est utilisée pour augmenter la résistance de la section de la poutre contre l'effort tranchant, mais aussi contre la torsion introduite par la dalle adjacente sur la poutre de rive.

4.6.1.3.1: Armature due à l'effort tranchant:

Puisque les efforts au niveau des appuis sont peu différents, alors par souci d'uniformité, nous considérerons un seul appui pour le calcul de l'armature due à l'effort tranchant.

- Calcul de l'effort tranchant:

L'effort total pondéré (dû à la surcharge du système A) sur la poutre est égal à:

$$w_f = 26,1962 \times 2,8 = 73,35 \text{ kN/m.}$$

La réaction à l'appui intermédiaire est égale à:

$$R_f = 17,5 \times 73,35 + 45 = 1328,625 \text{ kN.}$$

L'effort tranchant à une distance d du nu de l'appui est:

$$V_f = 1,2 \times 1328,625 - (1,088 \times 73,35) = 1514,545 \text{ kN.}$$

- Calcul de la résistance à l'effort tranchant:

La résistance à l'effort tranchant offerte par le béton est calculée par la formule 4.8 :

$$V_c = 0,2 \times 0,6 \times \sqrt{30} \times 600 \times 1088 \times 10^{-3} = 429 \text{ kN.}$$

L'effort tranchant qui doit être pris par les étriers est égal à : $V_s = V_f - V_c = 1514,545 - 429 = 1085,545 \text{ kN.}$

- Calcul de l'armature de l'effort tranchant:

De la relation 4.9, nous tirons l'équation 4.13 suivante:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s \times f_y \times d} \quad 4.13$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{1085,545 \times 10^3}{0,85 \times 400 \times 1088} = 2,934 \text{ mm}^2/\text{mm d'espacement},$$

$$s_{\max} = d/4 = 1088/4 = 272 \text{ mm, car:}$$

$$0,4 \times \phi_c \times \sqrt{f_c}' \times b_w \times d < V_s < 0,8 \times \phi_c \times \sqrt{f_c}' \times b_w \times d$$

$$858 \text{ kN} < 1085,545 \text{ kN} < 1716 \text{ kN}.$$

4.6.1.3.2: Armature de torsion:

Le moment négatif maximal causé par la dalle sur la poutre de rive est égal à 146 kN.m/m.

Ainsi, le moment de torsion au nu de l'appui sera égal à:

$$T_f = (17,5 - 3) \times 146 = 2117 \text{ kN.m}.$$

Cependant dans une poutre de rive où la torsion est causée par la dalle, on admet en général que le moment de torsion pondéré varie linéairement de zéro à mi-portée à $0,67 T_{cr}$ - qui est la résistance à la torsion pure causant la fissuration - au nu de l'appui. Voir la figure IV.8.

- Calcul de T_{cr} :

T_{cr} est calculée avec la formule suivante:

$$T_{cr} = \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right) \times 0,4 \times \phi_c \times \sqrt{f_c}' \quad 4.14$$

où A_c est l'aire délimitée par le périmètre externe de la section du béton incluant l'aire des trous,

et P_c est le périmètre externe de la section du béton.

$$T_{cr} = \frac{(600 \times 1200)^2 \times 0,4 \times 0,6 \times \sqrt{30} \times 10^{-6}}{2 \times (600 + 1200)} = 189,3 \text{ kN.m}$$

$$T_f = 2117 \text{ kN.m} > 0,25 T_{cr} = 47,325 \text{ kN.m}$$

donc, il faut calculer les effets de la torsion.

Selon le code, si une redistribution des forces internes peut se produire, alors il faut prendre la torsion variant de zéro à $0,67 T_{cr}$. Puisque c'est le cas ici où la torsion est créée par la dalle adjacente, alors comme nous l'avons souligné ci-haut, il faut prendre pour moment de torsion la valeur suivante:

$$T_f = 0,67 T_{cr} = 0,67 \times 189,3 = 126,831 \text{ kN.m.}$$

- Calcul de l'armature de la torsion requise:

Si nous utilisons des étriers n°15 et un enrobage de 40 mm, alors :

$$A_{oh} = (600 - 40 - 16) \times (1200 - 40 - 16) = 622336 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 \times (544 + 1144) = 3376 \text{ mm.}$$

$$A_0 = 0,85 A_{oh} = 0,85 \times 622336 = 528985,6 \text{ mm}^2,$$

où A_{oh} est l'aire délimitée par l'axe de l'armature de torsion, P_h est le périmètre de l'axe de l'armature transversale de torsion, et A_0 est l'aire délimitée par le contour moyen des parois de section creuse.

La résistance pondérée à la torsion est donnée par la formule suivante:

$$T_r = \frac{2 A_0 \phi_s A_t f_y}{s} \tag{4.15}$$

De la relation 4.15 ci-dessus, nous tirons l'équation suivante où T_r est remplacée par T_f :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_f}{2 A_0 \phi_s f_y} \tag{4.16}$$

Ainsi :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{126,831 \times 10^6}{2 \times 528985,6 \times 0,85 \times 400} = 0,3526 \text{ mm}^2/\text{mm d'espacement}$$

$$A_l = (A_t/s) P_h = 0,3526 \times 3376 = 1190,35 \text{ mm}^2.$$

4.6.1.3.3: Armature due à l'effort

tranchant et à la torsion:

$$A_t = 200 \text{ mm}^2, A_v = 400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_t}{s} + \frac{0,5 A_v}{s} = 0,3526 + 1,467 = 1,8196 \text{ mm}^2/\text{mm d'espacement}$$

d'où, puisque l'aire de chaque brin d'étrier est égal à 200 mm², l'espacement entre les étriers sera égal à :

$$s = \frac{200}{1,8196} = 109,9 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = d/4 = 272 \text{ mm}, \text{ ou bien } s_{\max} = 300 \text{ mm};$$

donc, nous utilisons des étriers n°15 fermés à 110 mm d'espacement.

Vérifions que la relation suivante est satisfaite:

$$\frac{V_f}{b_w d} + \frac{T_f P_h}{A_{oh}^2} \leq 0,25 \alpha \phi_c f_c' \quad 4.17$$

$$\rightarrow 0,25 \alpha \phi_c f_c' = 4,5 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{V_f}{b_w d} + \frac{T_f P_h}{A_{oh}^2} = 1,108 \text{ MPa} < 4,5 \text{ MPa},$$

donc les dimensions de la section conviennent.

4.6.2: Calcul de la poutre principale intermédiaire:

Pour la poutre principale intermédiaire les moments en travée sont peu différents, de même que pour les moments aux appuis.

Ainsi nous considérons les moments les plus grands à l'appui et en travée, pour le calcul des armatures supérieure et inférieure. La poutre est schématisée sur la figure suivante avec les moments en kN.m :

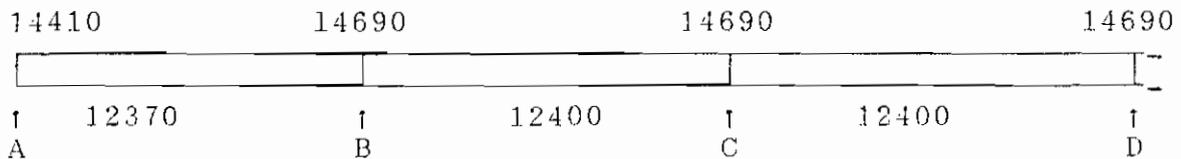


FIGURE IV.8: Schéma de la poutre principale centrale.

4.6.2.1: Calcul de l'armature supérieure:

En utilisant des barres n°45 en deux lits, avec un espacement de 30 mm entre les lits et, un enrobage de 80 mm pour assurer la couverture de protection des barres supérieures des poutres transversales, nous aurons une hauteur utile d suivante: $d = 1200 - 80 - 11,3 - 43,7 - 30/2 = 1050$ mm.

Le moment négatif le plus grand est de 14690 kN.m/m d'où,

$$K_r = \frac{14690 \times 10^6}{600 \times 1050^2} = 22 \text{ MPa} > K_{r \text{ max}}$$

$\rho = \rho_{\text{max}} = 0,023$, ainsi $b = 600$ mm et $h = 1720$ mm.

$A_s \text{ requise} = 0,023 \times 600 \times 1050 = 14490 \text{ mm}^2$

$A_s \text{ prévue} = 15000 \text{ mm}^2 \Leftrightarrow 10$ barres n°45 disposées sur deux

lits, avec 6 barres sur le premier
et 4 sur le second.

Remarque: Puisque le nombre de barres prévues est inférieur au nombre de barres supérieures nécessaires, alors nous prolongerons certaines barres inférieures jusqu'aux appuis pour augmenter l'armature de compression.

4.6.2.2: Calcul de l'armature inférieure:

Pour le moment positif en travée, la section de la poutre est une section en Té.

Le moment de référence donné par la formule 4.12 est égal à:

$$M_{\text{réf}} = 0,85 \times 0,6 \times 30 \times 5000 \times 200 \times (1050 - 100) \times 10^{-6}$$

$$= 14535 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 12400 \text{ kN.m} < M_{\text{réf}} = 14535 \text{ kN.m}$$

donc, la poutre se comporte comme une section rectangulaire.

Ainsi:

$$K_r = \frac{12400 \times 10^6}{5000 \times 1050^2} = 2,249 \text{ MPa,}$$

du tableau C.4 de l'annexe C, on tire que $100 \rho = 0,71915$,

d'où $\rho = 0,0071915$.

$$A_s \text{ requise} = 0,0071915 \times 5000 \times 1050 = 37755,375 \text{ mm}^2$$

A_s prévue = 39000 mm² \Leftrightarrow 26 barres n°45 disposées sur 5 lits,
avec 6 barres sur les 4 premiers
lits et 2 barres sur le dernier lit.

Le schéma de ferrailage est représenté à la figure IV.9.

4.6.2.3: Calcul de l'armature d'âme:

Puisque les efforts tranchants au niveau des appuis ne sont pas très différents, nous uniformiserons l'armature d'âme tout le long de la poutre.

En considérant le système de surcharges A, l'effort pondéré total sur la poutre intermédiaire est égal à:

$$w_f = 26,1962 \times 5,6 = 146,7 \text{ kN/m.}$$

L'effort tranchant au nu de l'appui intermédiaire est:

$$V_f = 1,2 \times (17,5 \times 146,7 + 90) = 3188,7 \text{ kN.}$$

L'effort tranchant à une distance d du nu de l'appui est:

$$V_f = 3188,7 - (1,050 \times 146,7) = 3034,6 \text{ kN.}$$

La résistance à l'effort tranchant offerte par le béton est:

$$V_c = 0,2 \times 0,6 \times \sqrt{30} \times 600 \times 1050 \times 10^{-3} = 414,08 \text{ kN} < V_f$$

L'effort tranchant qui doit être pris par les étriers est: $V_s = V_f - V_c = 3034,6 - 414,08 = 2620,52 \text{ kN.}$

$$V_s \text{ max} = 0,8 \alpha \phi_c \sqrt{f_c'} b_w d = 1656,32 \text{ kN,}$$

$$V_s = 2620,52 \text{ kN} > V_s \text{ max} = 1656,32 \text{ kN,}$$

donc la section n'est pas adéquate mais nous la conservons en choisissant une armature d'âme relative à $V_s \text{ max.}$

Ainsi avec des étriers n°15, nous avons:

$$s = \frac{0,85 \times 400 \times 400 \times 1050}{1656,32 \times 10^3} = 86,2 \text{ mm,}$$

donc nous utiliserons des étriers n°15 à 85 mm d'espacement.

Voir le schéma de ferrailage à la figure IV.9 .

4.7: CALCUL DES PILES:

Les forces qui interviennent dans le calcul d'une pile sont les suivantes:

- les réactions des travées: ils résultent de l'action des charges permanentes de la superstructure et des surcharges induites sur celle-ci;
- le poids propre de la pile;
- la sous-pression de l'eau: c'est une force verticale dirigée du bas vers le haut;
- la pression de l'eau: c'est une force horizontale agissant sur les faces de la pile;
- la force de freinage, transmise par les appareils d'appui

fixe;

- la force de frottement, transmise par les appareils d'appui mobile;

Les effets de la force du vent ne seront pas considérés ici.

4.7.1: Détermination des forces agissant sur les piles:

Les différentes forces qui agissent sur la pile sont représentées à la figure IV.10 .

4.7.1.1: La réaction de la superstructure:

Les réactions sont exprimées en kN/ml .

→ Réaction de la dalle et du revêtement:

$$(24,525 \times 1,25 \times 0,2 + 1,125) \times 35 \times 1 = 253,97 \text{ kN/ml}$$

→ Réaction de la poutre principale:

$$24,525 \times 1,25 \times 0,6 \times 1 \times 35 = 643,78 \text{ kN}$$

→ Réaction des poutres secondaires:

$$(24,525 \times 1,25 \times 0,35 \times 0,5 \times 1) \times 5 = 26,82 \text{ kN/ml}$$

→ Réaction de la surcharge (surcharge de type A):

$$18,94 \times 1,5 \times 35 \times 1 = 994,35 \text{ kN/ml}$$

→ La réaction totale est de:

$$R_p = 253,97 + 643,78 + 26,82 + 994,35 = 1918,92 \text{ kN/ml.}$$

4.7.1.2: La force de frottement:

La force de frottement est donnée par la relation suivante:

$$F_t = f \times R \tag{4.18}$$

où f est le coefficient de friction et R, la réaction due aux charges permanentes.

Pour les appareils d'appui à plaques glissantes, f= 0,20;

$$R = 253,97 + 643,78 + 26,82 = 924,57 \text{ kN/ml},$$

$$\text{d'où } F_t = 0,20 \times 924,57 = 184,914 \text{ kN/ml} .$$

4.7.1.3: Le poids propre de la pile:

Soit la figure IV.11:

$$P_{(I)} = 4702,914 \text{ kN/ml};$$

$$P_{(II)} = 6350,994 \text{ kN/ml}.$$

4.7.1.4: La poussée de l'eau:

Soit la figure IV.11:

- Poussée horizontale de l'eau:

$$F_{eh} = 1/2 \tau_w h e^2 = 1/2 \times 10 \times 14,4^2 = 1036,8 \text{ kN/ml}.$$

- Poussée verticale de l'eau:

$$\tan \theta = 1/6 = c/18,4 \Rightarrow c = 18,4/6 = 3 \text{ mètres};$$

$$F_{ev} = 1/2 \tau_w c h e = 1/2 \times 10 \times 3 \times 14,4 = 216 \text{ kN/ml}.$$

4.7.1.5: La sous-pression due à l'eau:

Le diagramme des sous-pressions dues à l'eau est représenté à la figure IV.11 .

$$U_p = \tau_w h e B = 10 \times 14,4 \times 16,8 = 2419,2 \text{ kN/ml}.$$

4.7.2: Calcul des contraintes:

La contrainte totale à un point quelconque de la pile est donnée par la relation suivante:

$$\sigma = \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 \pm \frac{6 e}{B} \right) \tag{4.19}$$

où ΣF_v est la somme des forces verticales agissant sur la pile, A l'aire de la section de la pile où on veut calculer les contraintes, B la largeur de la base de la pile et, e l'excentricité du point de passage de la résultante par rapport au centre de la base ou axe neutre.

- A la zone I:

$$\Sigma F_h = 184,914 + 1036,8 = 1221,714 \text{ kN/ml};$$

$$\Sigma F_v = 1918,92 + 4702,914 + (2 \times 216) = 7053,834 \text{ kN/ml};$$

le point d'application de la composante horizontale de la résultante est: $Y_R = 8,86$ mètres;

l'excentricité est égale à : $e = 1,534$ mètres; la relation suivante: $-B/6 < e < +B/6$, est vérifiée car $B = 12,8$ m; par conséquent la règle du tiers central est satisfaite , ce qui signifie qu'il n'y a pas de contraintes de traction à la base de la zone I. La contrainte calculée est égale à:

$$\sigma_{(I)} = 947,342 \text{ kN/m}^2 ;$$

- A la zone II:

$$\Sigma F_h = 1221,714 \text{ kN/ml};$$

$$\Sigma F_v = 8701,914 \text{ KN/ml};$$

$$Y_R = 12,86 \text{ mètres};$$

$$e = 1,805 \text{ m};$$

$B = 16,8$ et $B/6 = 2,8$; donc la règle du tiers central est vérifiée. La contrainte calculée est égale à:

$$\sigma_{(II)} = 851,877 \text{ kN/m}^2.$$

La contrainte admissible sur le terrain est de 20 bars c'est-à-dire 2000 kN/m^2 ; celle-ci est largement supérieure à la contrainte calculée ; ainsi la sécurité vis-à-vis de la résistance à la compression et à la flexion est assurée.

4.7.3: Vérification de la stabilité de la pile:

4.7.3.1: stabilité au glissement:

La stabilité au glissement est vérifiée si la relation suivante est satisfaite:

$$F_G = \frac{\Sigma F_v \tan\Phi}{\Sigma F_h} \gg 1,5 \quad 4.20$$

où $\tan\Phi$ est le coefficient de frottement;

$$\tan\Phi = \tan 30^\circ = 0,577 \text{ d'où,}$$

$$F_G = 2,98 > 1,5$$

4.7.3.2: Stabilité au renversement:

La stabilité au renversement est vérifiée si la relation suivante est satisfaite:

$$F_R = \frac{M_s}{M_R} \gg 1,5 \quad 4.21$$

où M_s est le moment de toutes les forces qui tend à maintenir la pile et, M_R celui de toutes les forces qui tend à renverser la pile:

$$\begin{aligned} M_s &= 1918,92 \times 8,4 + 6350,994 \times 8,4 + 216 \times 13,4 + 216 \times 3 \\ &= 73009,6776 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_R &= 2419,2 \times 8,4 + 184,914 \times 24,4 + 1036,8 \times 10,8 \\ &= 36030,6216 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$$F_R = 2 > 1,5;$$

donc la résistance à la stabilité est aussi vérifiée.

4.8: CALCUL DES CULÉES:

4.8.1: Détermination des forces agissant sur la culée:

Les forces agissant sur la culée sont représentées aux figures IV.12 et IV.13 :

4.8.1.1: Forces dues à la superstructure:

- Réaction de la superstructure due aux charges permanentes:

→ Poids propre de la dalle et du revêtement:

$$(24,525 \times 1,25 \times 0,2 + 1,125) \times 17,5 \times 1 = 126,98 \text{ kN/ml}$$

→ Poids propre des poutres principales:

$$24,525 \times 1,25 \times 0,6 \times 1 \times 17,5 = 321,89 \text{ kN/ml}$$

→ Poids propre des poutres secondaires:

$$(24,525 \times 1,25 \times 0,35 \times 0,5 \times 1) \times 2 = 10,73 \text{ kN/ml}$$

→ La réaction totale est:

$$R = 126,98 + 321,89 + 10,73 = 459,6 \text{ kN/ml.}$$

- La force de freinage:

L'effort de freinage de la surcharge de type A est estimé au 1/20 de cette dernière. Ainsi:

$$F_r = 1/20 \times 18,94 \times 17,5 \times 1 = 16,6 \text{ kN/ml.}$$

- La force de frottement:

La force de frottement est donnée par la relation 4.18 et est égale à:

$$F_t = 0,20 \times 459,6 = 91,92 \text{ kN/ml.}$$

4.8.1.2: Poids propre de la culée:

Soit la figure IV.13 :

$$P_{(I)} = 2295,54 \text{ kN/ml;}$$

$$P_{(II)} = 4649,94 \text{ kN/ml;}$$

4.8.1.3: Calcul de la poussée des terres:

→ Calcul de la poussée due au terrain du remblai:

$$P_s = 1/2 \tau \alpha H^2 \quad \text{4.22}$$

où τ est le poids spécifique du terrain,

$\alpha = \tan^2 (45^\circ - \Phi/2)$ où Φ étant l'angle de friction interne du terrain et H la hauteur du terrain.

Nous avons ici un terrain de remblai de $\Phi = 30^\circ$ d'où

$$\alpha = 0,333; \quad \text{et } \tau = 2 \text{ t/m}^3 = 19,62 \text{ kN/m}^3,$$

$$P_s = 1/2 \times 19,62 \times 0,333 \times 9,1^2 = 270,518 \text{ kN/ml.}$$

→ Calcul de la poussée due à la surcharge de véhicules:

la surcharge due aux véhicules est égale à:

$$P_L = 18,94 \times 17,5 = 331,45 \text{ kN/ml};$$

cette surcharge est transformée en une hauteur équivalente de terre de la manière suivante:

$$P_L = 1/2 \tau \alpha H_1^2 \Rightarrow H_1 = \sqrt{(2P_L/\tau\alpha)} = 10,07 \text{ m}$$

et la poussée due à cette surcharge est égale à:

$$P_{s1} = \tau \alpha H_1 H = 19,62 \times 0,333 \times 10,07 \times 9,1 = 598,707 \text{ kN/ml}.$$

→ Calcul de la poussée due aux fondations:

- entre les cotes TN et -7 IGN:

$$\tau = 0,9 \text{ t/m}^3 = 8,829 \text{ kN/m}^3 ;$$

$$\Phi = 18^\circ \text{ d'où } \alpha = 0,528;$$

$$H_2 = 7,5 \text{ m};$$

$$P_{s2} = \tau \alpha (H + H_1) H_2 = 670,238 \text{ kN/ml}.$$

- entre les cotes -7 IGN et -10,50 IGN:

Les mêmes caractéristiques du sol que ci-dessus;

$$H = 3,5 \text{ m};$$

$$P_{s3} = \tau \alpha (H + H_1 + H_2) H_3 = 435,147 \text{ kN/ml}.$$

- entre les cotes -10,50 IGN et - 11 IGN:

$$\tau = 1,82 \text{ t/m}^3 = 17,85 \text{ kN/m}^3 ;$$

$$\Phi = 30^\circ \text{ d'où } \alpha = 0,333;$$

$$H_4 = 0,5 \text{ m};$$

$$P_{s4} = \tau \alpha (H + H_1 + H_2 + H_3) H_4 = 89,666 \text{ kN/ml}.$$

Remarque: La poussée des terres exercée sur un mur augmente considérablement lorsque le sol est imbibé d'eau. Il est donc de toute première importance de drainer soigneusement le terrain situé derrière un mur de soutènement. Pour ce but, un re-

vêtement en pierres sèches sera mis sur le terrain situé derrière la culée.

4.8.2: Calcul des contraintes:

→ **A la zone I:**

$$\Sigma F_h = P_s + P_{s1} + P_{s2} - F_r = 1522,863 \text{ kN/ml};$$

$$\Sigma F_v = R + P_I = 2755,14 \text{ kN/ml};$$

$$Y_R = 8,09 \text{ m};$$

$$e = 4,48 \text{ m} > B/6 = 1\text{m};$$

$$\sigma_{(I)} = 2516,36 \text{ kN/m}^2 .$$

→ **A la zone II:**

$$\Sigma F_h = P_s + P_{s1} + P_{s2} + P_{s3} + P_{s4} - F_r = 2047,676 \text{ kN/ml};$$

$$\Sigma F_v = R + P_{II} = 5109,54 \text{ kN/ml};$$

$$Y_R = 9,48 \text{ m};$$

$e = 3,80 \text{ m} < B/6 = 24/6 = 4 \text{ mètres}$; donc la règle du tiers central est vérifiée; la contrainte est égale à:

$$\sigma_{(II)} = 415,15 \text{ kN/m}^2 .$$

La contrainte admissible sur le terrain est égale à 800 kN/m². Ainsi la sécurité vis-à-vis de la résistance à la compression et à la flexion est assurée, cependant il faudra armer la culée au niveau de la zone I pour reprendre les efforts de traction.

4.8.3: Vérification de la résistance à la stabilité:

4.8.3.1: Stabilité au glissement:

$$\Sigma F_v = 5109,54 \text{ kN/m}^2;$$

$$\Sigma F_h = 2047,676 \text{ kN/m}^2;$$

$$\tan\Phi = \tan 30^\circ = 0,577;$$

$$F_G = \frac{5109,54 \times 0,577}{2047,676} = 1,45 \approx 1,5;$$

4.8.3.2: Stabilité au renversement:

$$M_G = (459,6 \times 12) + (16,6 \times 19,4) + (4649,94 \times 12) \\ = 61636,52 \text{ kN.m/ml};$$

$$M_R = (270,518 \times 14,53) + (598,707 \times 16,05) + (670,238 \times \\ 7,75) + (435,147 \times 2,25) + (89,66 \times 0,25) \\ = 19735,714 \text{ kN.m/ml};$$

$$F_R = \frac{61636,52}{19735,714} = 3,12 > 1,5;$$

Donc la stabilité au glissement et au renversement est aussi vérifiée.

4.9: ETUDE DE LA RAMPE D'ACCES:

4.9.1: Caractéristiques du terrain de remblai:

Le remblai sera constitué par un sol dont les caractéristiques mécaniques sont les suivantes:

- un angle de frottement interne $\Phi' = 30^\circ$,
- un poids spécifique saturé $\tau_{sat} = 1,7 \text{ à } 2 \text{ t/m}^3$,
- les caractéristiques mécaniques à court terme sont: $\Phi_{uu} = 0^\circ$ et $c_u = 1,5 \text{ t/m}^2$.

La fondation sera formée par une couche de vases qui reposent sur un substratum sablo-gréseux purement frottant faisant office de " bedrock ".

4.9.2: Etude de la sécurité vis-à-vis du glissement:

Le remblai sera mis avec un angle d'inclinaison de 6° , soit environ une pente de 10,5%.

Les calculs de stabilité au glissement ont été menés en

considérant une rupture circulaire. le cercle de rupture le plus défavorable correspond à celui qui passe par le pied de talus, dit cercle de pied de talus. La procédure de calcul est la suivante:

- d'abord, nous supposerons plusieurs valeurs de Φ_{mob} qui correspondent aux différentes valeurs de la réaction du sol,
- ensuite nous déterminerons avec l'abaque de TAYLOR, c_{mob} pour chaque Φ_{mob} supposé,
- enfin nous calculerons pour toutes les valeurs de Φ_{mob} et c_{mob} , les facteurs de sécurité F_ϕ et F_c , qui sont respectivement liés à la réaction du sol et à la force de cohésion. Le facteur de sécurité au glissement F_c est celui qui correspond à $F_\phi = F_c$.

Pour une pente de talus du remblai égale à 1/10, les calculs sont résumés dans le tableau 4.5 suivant:

TABLEAU 4.5: Calcul de stabilité du remblai:

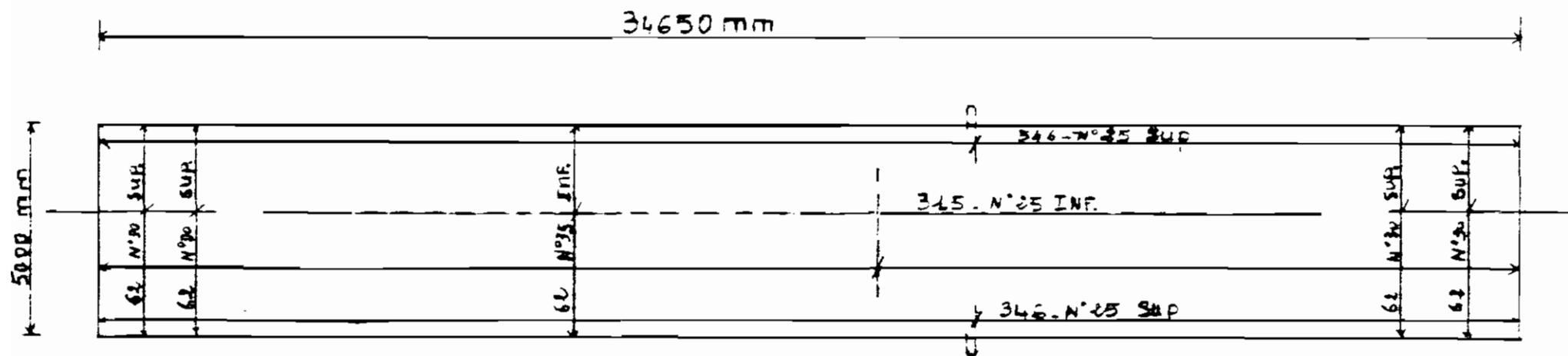
c kN/m2	ϕ	Φ_{mob}	$F_\phi = \frac{tg \phi}{tg \Phi_{mob}}$	$\frac{c_{mob}}{\tau H}$	c _{mob} kN/m2	$F_c = \frac{c}{c_{mob}}$
14,715	30°	0°	∞	0,140	24,996	0,589
14,715	30°	5°	6,6	0,015	2,678	5,495
14,715	30°	10°	3,274	0	0	∞
14,715	30°	15°	2,155	0	0	∞
14,715	30°	20°	1,586	0	0	∞
14,715	30°	25°	1,238	0	0	∞

Les valeurs de $\frac{c_{mob}}{\tau H}$ sont tirées de l'abaque de TAYLOR. Le fac-

teur de sécurité au glissement, d'après ce tableau, est égal à $F_G = F_\phi = F_c = 5,5/6,6$ (compris entre 5,5 et 6,6). Donc avec un talus de 1/10, la stabilité du remblai vis-à-vis du glissement est assurée. Le schéma du remblai se trouve à la figure IV.14.

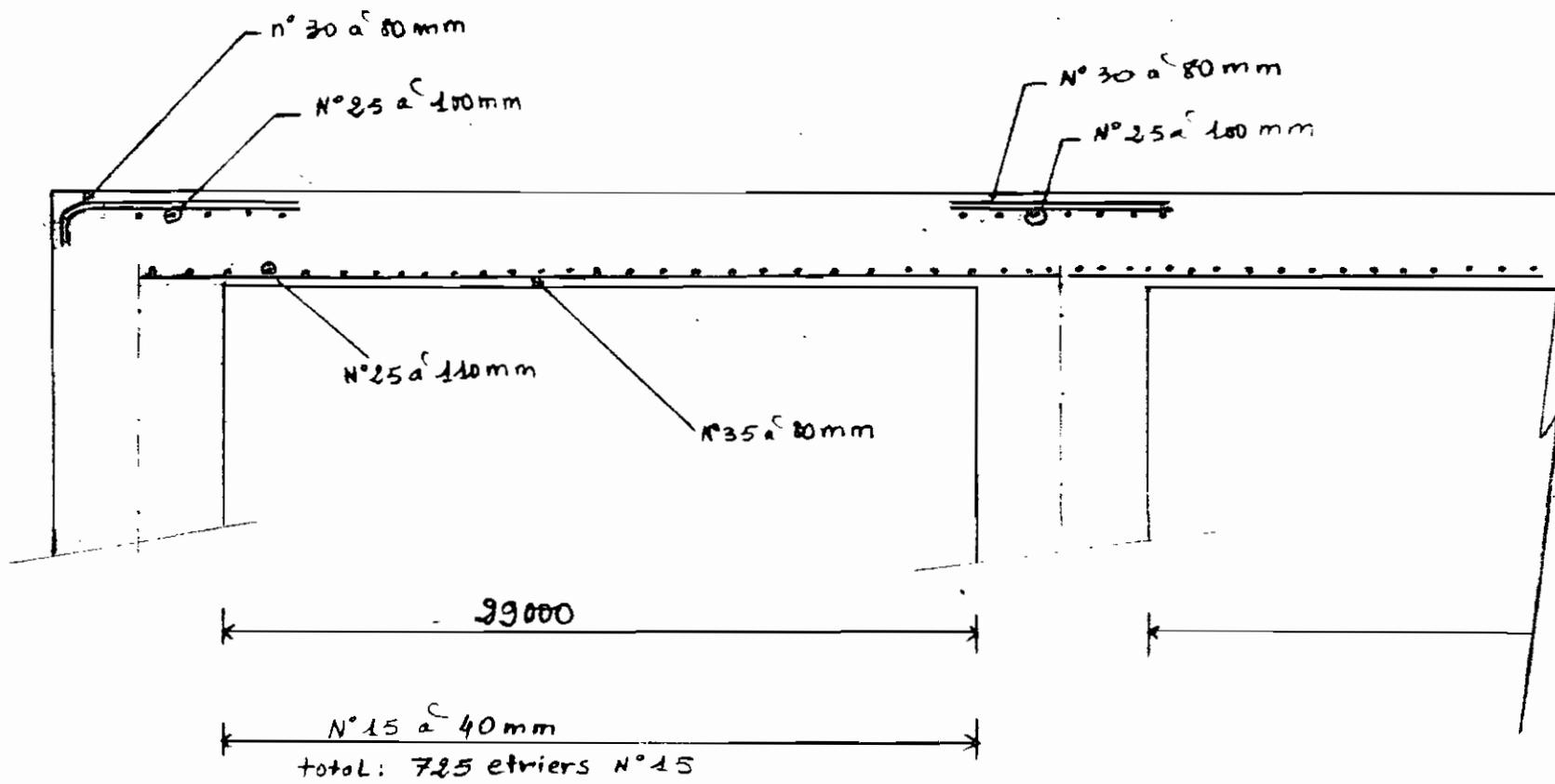
Remarque: Au sommet et à la base de la rampe d'accès, il faudra prévoir un raccordement graduel qui permet d'introduire le changement de direction verticale en respectant certains facteurs importants qui sont reliés:

- au confort,
- au drainage,
- à la visibilité,
- à l'esthétique.



----- Barres d'armature

Figure IV.2 a: Armature de la dalle.



98

Figure IV.2 b: Schéma de ferrailage de la dalle d'une travée de rive.

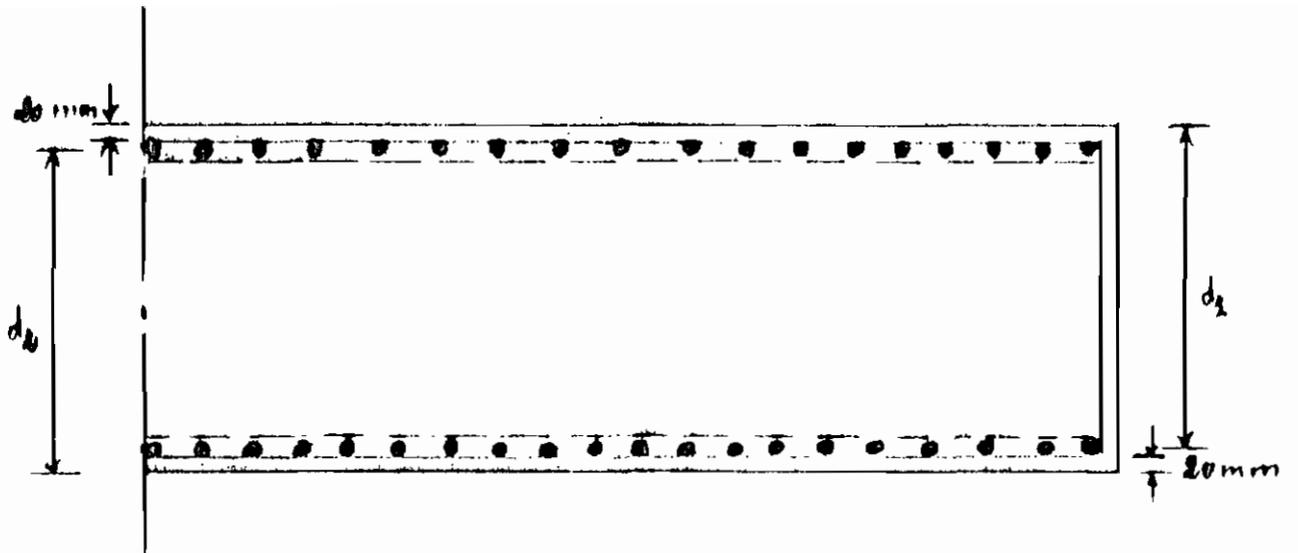


Figure IV.1: Vue schématique en élévation de la dalle.

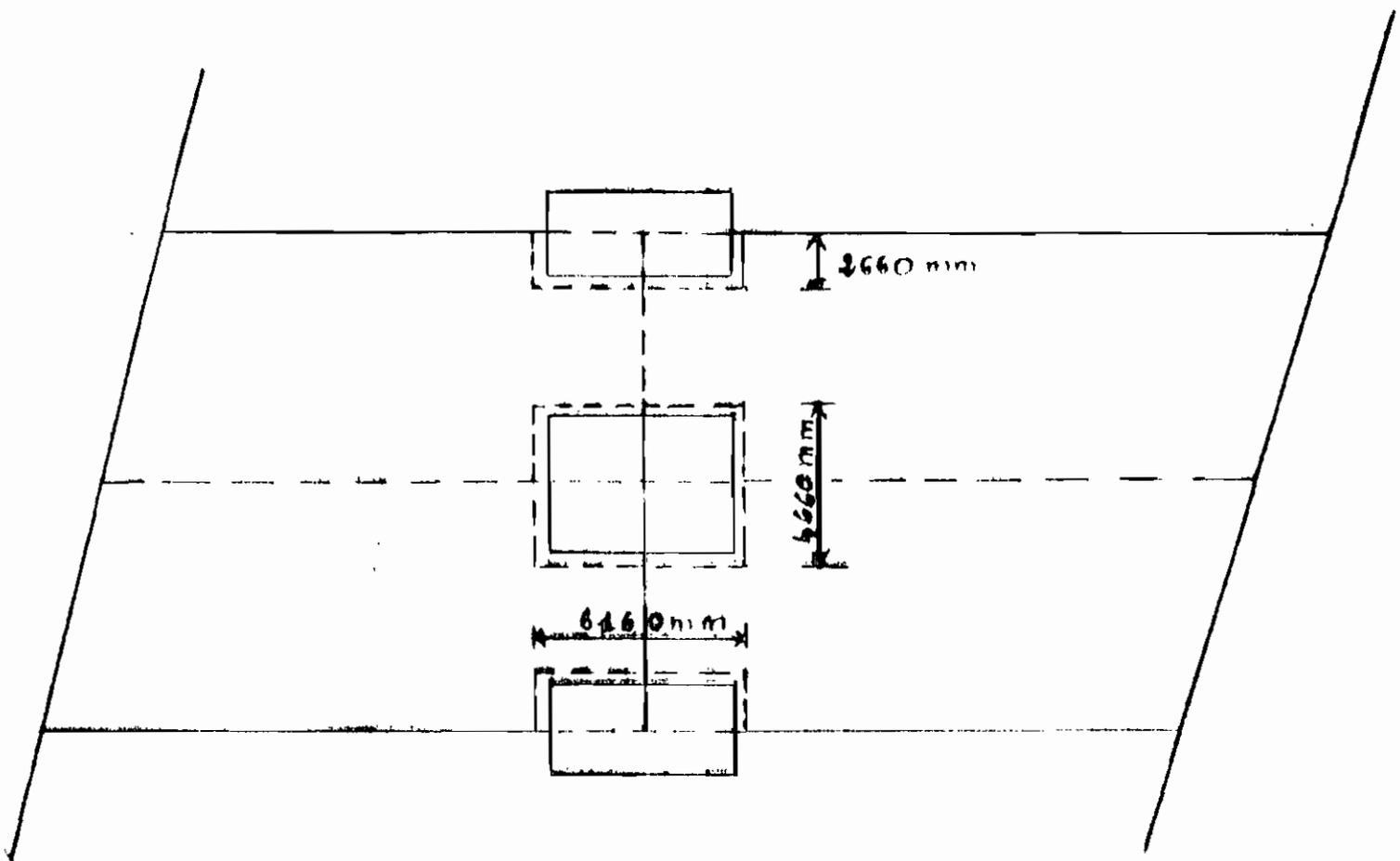


Figure IV.3: Sections critiques autour des appuis.

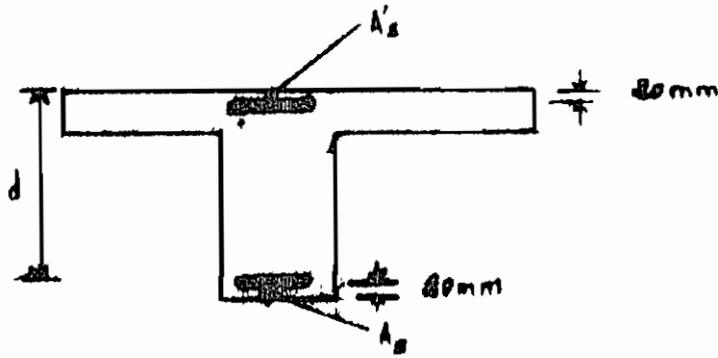


Figure IV.4: Section de la poutre secondaire.

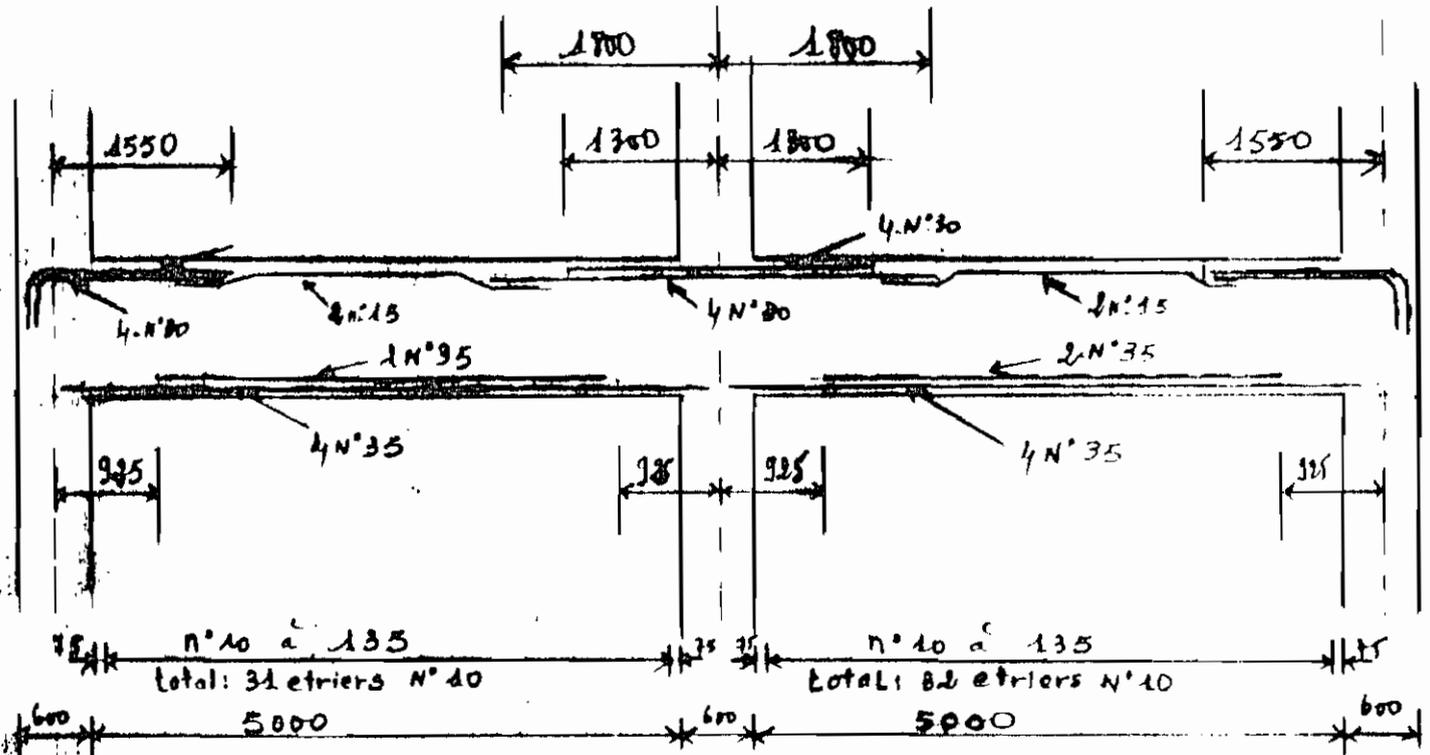


Figure IV.5: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

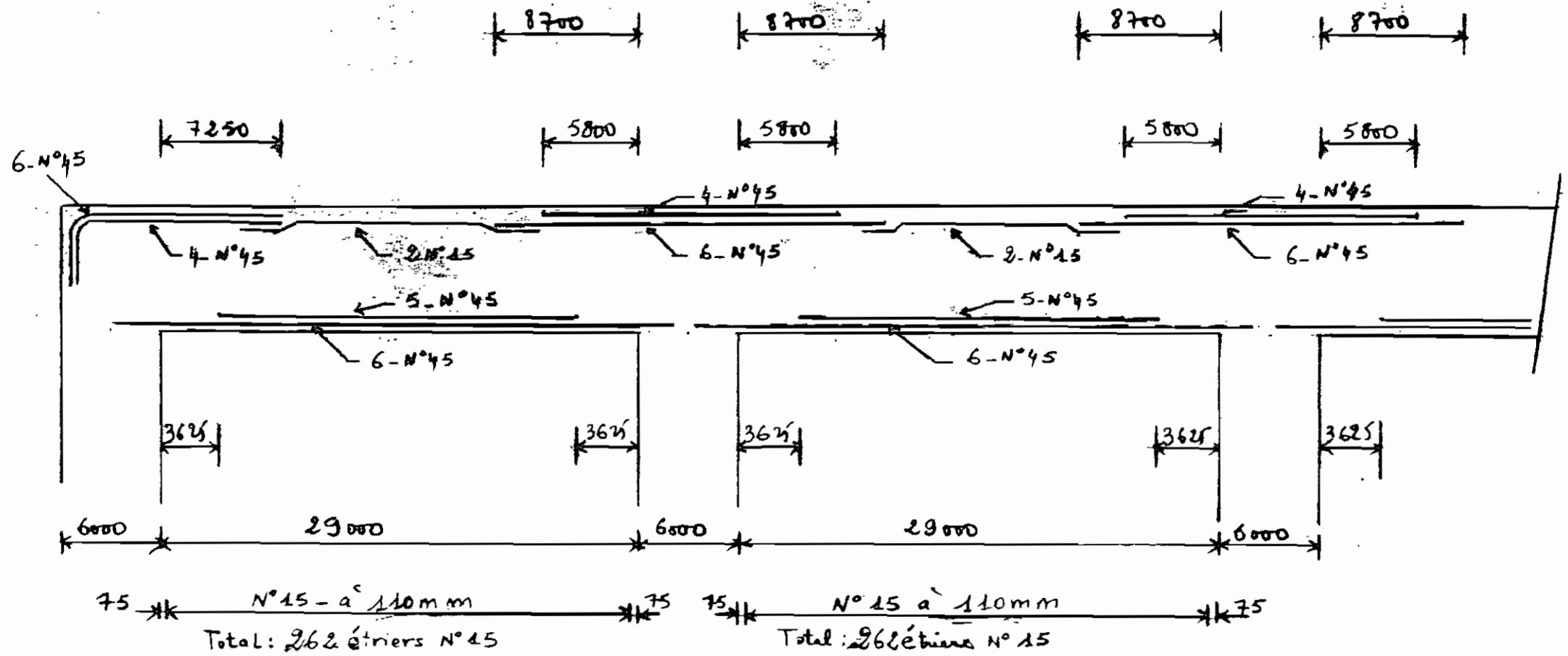


Figure IV.7: Schéma de ferrailage de la poutre principale de rive.

05

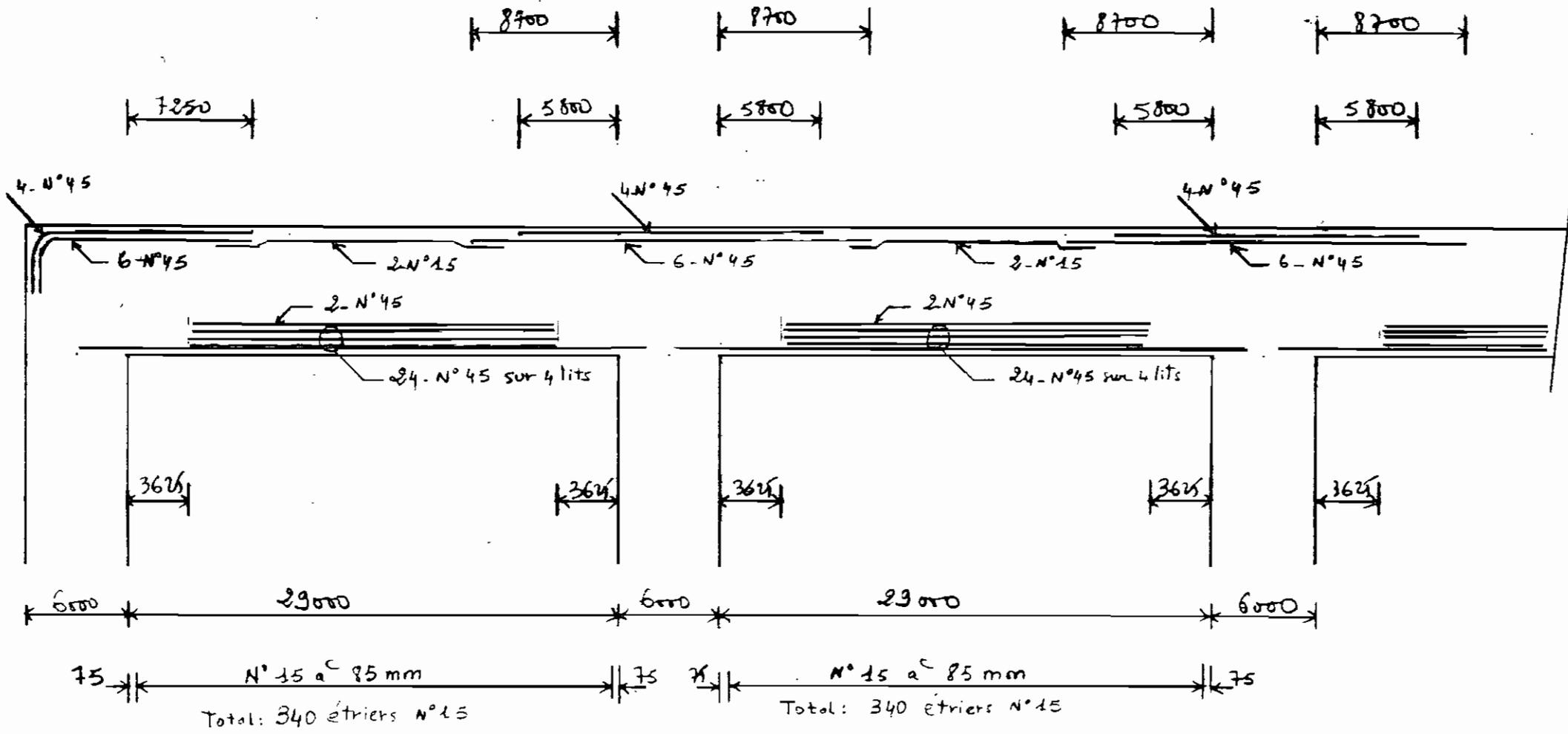


Figure IV.9: Schéma de ferrailage de la poutre principale centrale.

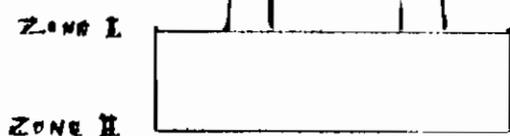


Figure IV.10: Schéma d'une pile.

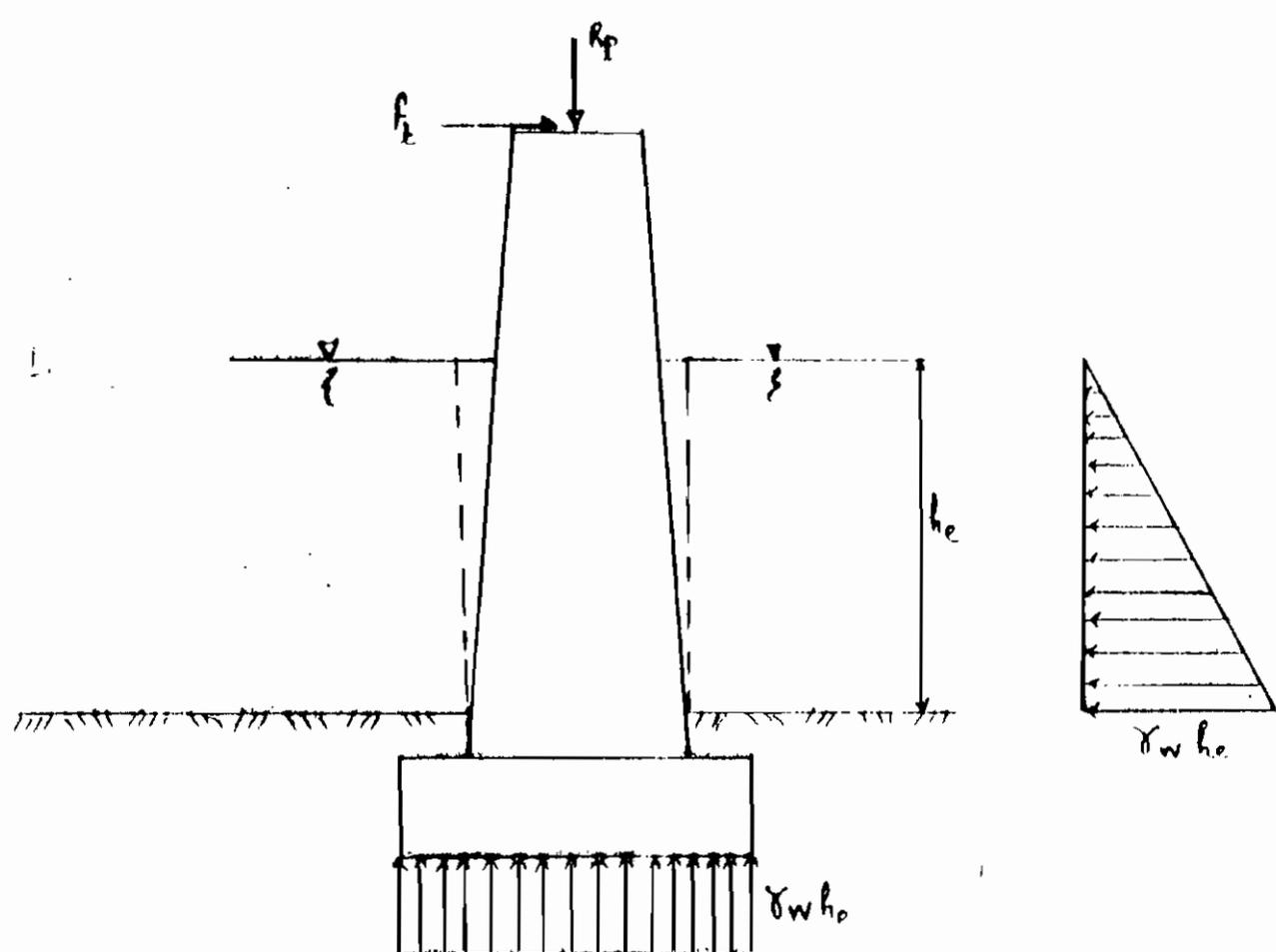


Figure IV.11: Forces agissant sur une pile.

Figure IV.12: Schéma d'une culée.

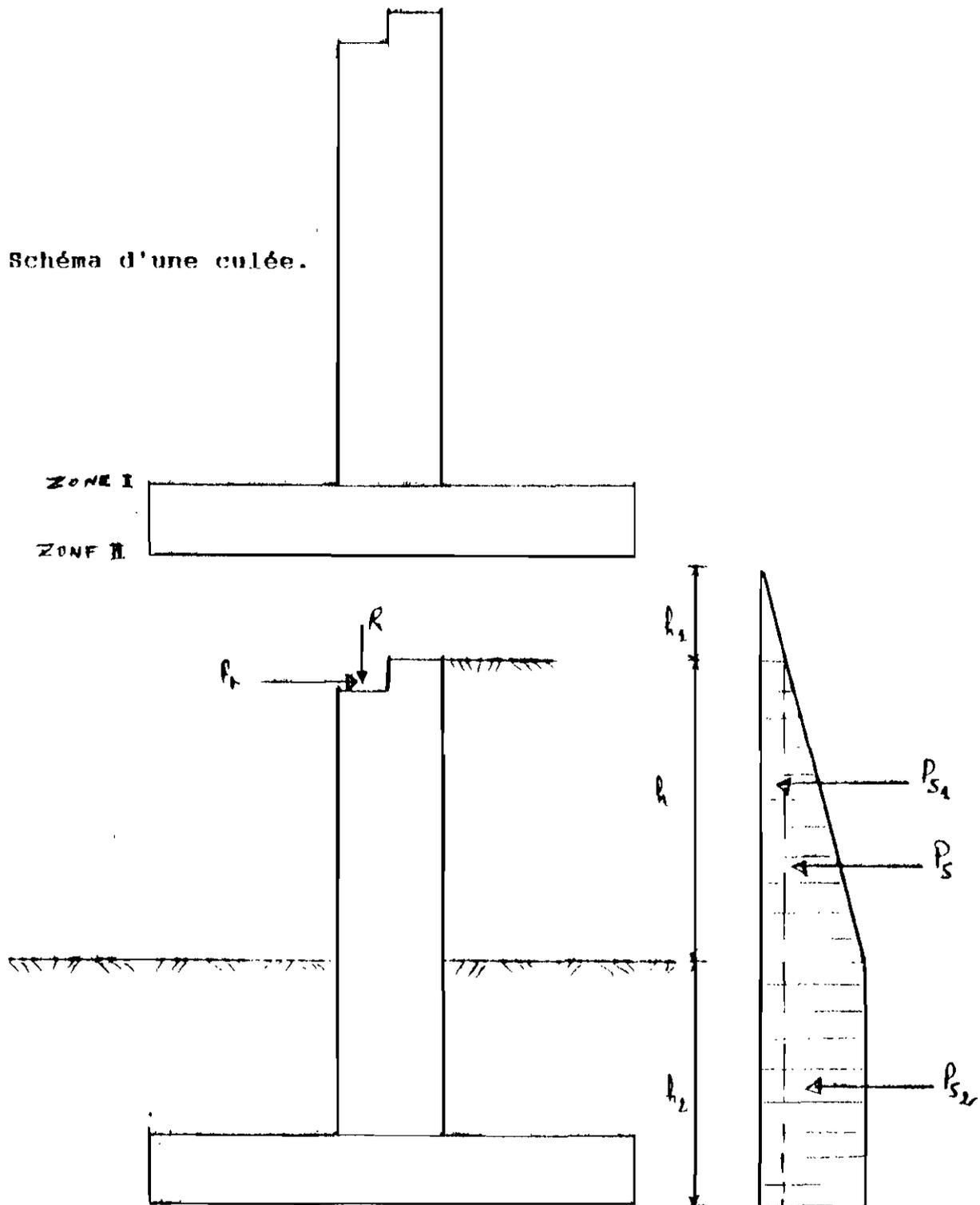


Figure IV.13: Forces agissant sur une culée.

P_s : Poussée due au Remblai

P_{s1} : Poussée due à la surcharge

P_{s2} : Poussée due aux fondations

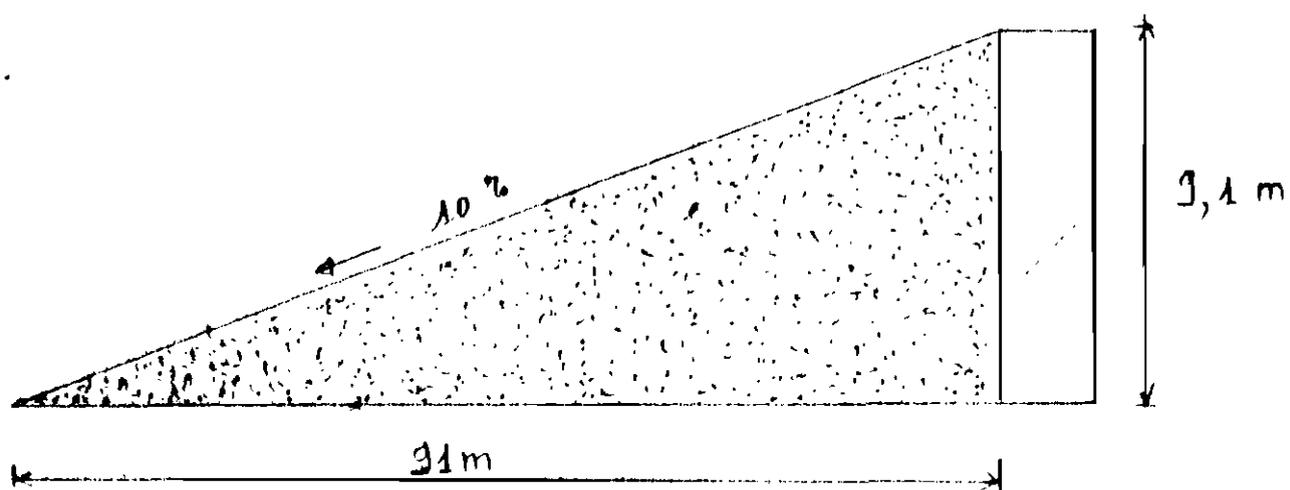


Figure IV.14: Schéma de la rampe d'accès.

Dans ce projet de fin d'études, il s'agissait de faire l'étude d'un prototype de pont en béton armé qui pourra être calé sur le fleuve Sénégal ou Gambie. L'ouvrage doit être composé d'un tablier raidi reposant sur des culées et piles.

Après de multiples investigations au niveau de l'O.M.V.S. le site de ROSSO sur le fleuve Sénégal a été choisi pour abriter l'ouvrage.

Après le choix de la géométrie du prototype notre étude s'est axée principalement sur deux points:

- d'abord nous avons effectué l'analyse du tablier raidi (dalle, entretoises et poutres principales) à l'aide d'un logiciel d'analyse des structures, IMAGES 3D, fondé sur la méthode des éléments finis;
- et ensuite, le dimensionnement des différentes composantes du pont c'est à dire la détermination des dimensions et des quantités d'armature requises pour chacun des éléments que sont la dalle, les entretoises, les poutres principales, les culées et les piles.

En outre une étude de la stabilité du remblai de la rampe d'accès a été effectuée permettant de fixer la pente du remblai d'accès à 10,5 %.

De même nous avons procédé aux choix de divers éléments accessoires à l'ouvrage, que sont les appareils d'appui, les joints de dilatation, d'étanchéité, les chenaux de drainage et

les garde-corps.

Cependant ce travail n'a pas été sans difficultés. La principale difficulté rencontrée a été surtout au niveau de l'ajustement du prototype fictif étudié. En effet, ne disposant pas de données de base liées au site au moment du démarrage du projet, nous avons été obligés de choisir un prototype fictif pour débiter le projet. Par la suite, ce prototype a été ajusté pour répondre aux exigences du site.

A celle-ci s'ajoutent peut-être des difficultés moindres rencontrées au moment de l'analyse structurale, plus précisément aux niveaux du choix des dimensions préliminaires et de la détermination des positions des surcharges mobiles qui causeraient les sollicitations maximales.

En effet le choix des dimensions préliminaires qui serviront à l'analyse n'est pas une tâche facile; ce travail est itératif car si les dimensions choisies ne satisfont pas les vérifications, faites au moment du dimensionnement, il faudra revenir en arrière pour en choisir d'autres.

Mais, en somme, nous pouvons dire que l'objectif de ce projet de fin d'études est largement atteint, car une solution a pu être retenue. Il s'agit d'un pont en béton armé de 350 mètres de long sur 11,8 mètres de large. Le pont est constitué d'un tablier raidi d'une hauteur de 1,72 mètre et continu sur trois travées-deux travées- deux travées- trois travées, soit 10 travées de portée égale à 35 m et à 29 m d'ouverture. Ce pont peut permettre à des navires d'une hauteur de 5 mètres de passer.

Cependant ce qu'il ne faudra pas perdre de vue, c'est que cette étude ne peut pas prétendre être complète. En effet une étude complète devrait comporter plusieurs solutions; et celles-ci seraient alors comparées du point de vue de la réalisation et du point de vue économique pour en retenir celle qui serait à la fois la moins chère et la plus adaptée au site. Ceci veut dire qu'en plus de l'étude technique, une étude économique devrait être faite.

Ainsi, dans le cas où ce projet devrait servir d'avant-projet pour un projet de construction de pont sur le fleuve Sénégal, nous suggérons les recommandations suivantes:

- augmenter les dimensions de la poutre principale centrale pour qu'il puisse résister de façon convenable aux efforts tranchants;
- utiliser la méthode des lignes d'influence pour la détermination des sections critiques, ce qui évitera une perte de temps;
- étudier techniquement plusieurs solutions comme par exemple:
 - . un pont en arc qui offrirait certainement un plus grand tirant d'air,
 - . un pont continu sur l'ensemble des travées,
 - . un pont levant etc...
- et enfin faire un étude économique des différentes solutions étudiées.

ANNEXES

ANNEXE A
APERCU SUR LE LOGICIEL
IMAGES 3D

A-1: FONCTIONNEMENT DU LOGICIEL:

La méthode des éléments finis est une approximation technique utilisée pour remplacer un système continu en un équivalent de système discret. Ainsi une structure donnée est divisée en un nombre fini d'éléments qui sont interconnectés à travers les noeuds autour de chaque élément. La structure à analyser peut être composée d'éléments différents.

Le programme d'analyse des structures, IMAGES 3D, est fondé sur cette méthode des éléments finis et, utilise pour cela plusieurs types d'éléments dont: les membranes, les poutres, les dalles, les ressorts, les solides etc...

IMAGES 3D est un programme d'analyse d'éléments finis en 3 dimensions pour les IBM PC/ XT/ AT/ PS2 ou compatibles microcomputers. Il utilise 4 menus qui sont les suivants: Geometry Définition, Static Analysis, Modal Analysis, et Dynamic Analysis. Voir le schéma suivant:

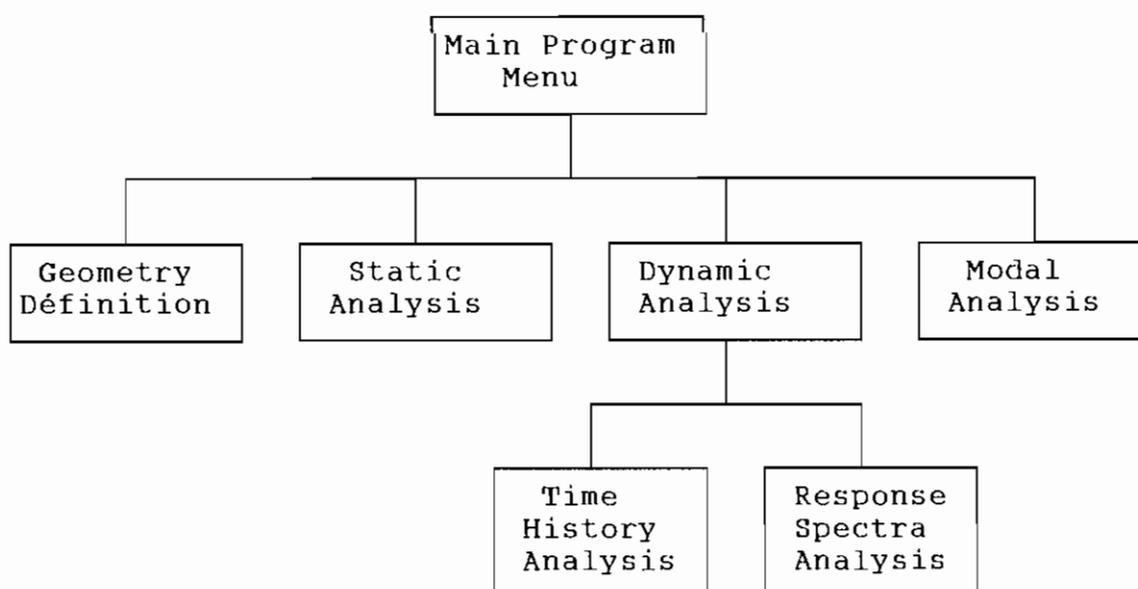


Figure A.1: Schéma descriptif des différentes rubriques du logiciel.

Nous allons par la suite expliquer les rubriques Geometry Définition et Static Analysis, qui ont été utilisées dans le cadre de ce projet.

A.1.1: Geometry Définition:

Dans la méthode d'analyse des structures par éléments finis, l'étape qui consiste à définir la géométrie est de loin la plus longue. Le programme IMAGES 3D a le principal avantage de simplifier cette étape grâce à sa capacité de génération. La définition de la géométrie d'une structure à analyser - ou idéalisation de la structure - avec IMAGES 3D, consiste à définir:

- les propriétés du ou des matériau (x);
- les noeuds autour des éléments;
- les éléments utilisés;
- les propriétés des sections des éléments poutres;
- les restraints aux noeuds; celles-ci sont définies en utilisant un code qui est défini comme suit:

- * 1 = bloqué suivant la direction X (translation)
- * 2 = bloqué suivant la direction Y (translation)
- * 3 = bloqué suivant la direction Z (translation)
- * 4 = bloqué autour de la direction X (rotation)
- * 5 = bloqué autour de la direction Y (rotation)
- * 6 = bloqué autour de la direction Z (rotation)

par exemple si les 6 degrés de liberté d'un noeud sont bloqués il aura pour code: 123456.

A.1.2: Static Analysis:

Il s'agit dans cette étape de définir les charges appli-

quées, de faire l'assemblage de la matrice de rigidité et de visualiser les déplacements, les moments, les contraintes etc, trouvés.

Les types de charges qu'on peut définir avec IMAGES 3D sont les suivants:

- les charges concentrées,
- les déplacements engendrés,
- les charges de gravité,
- les charges d'inertie,
- les charges thermiques,
- les pressions,
- les charges réparties.

Pour la visualisation des solutions trouvées, il n'y a pas grand chose à dire; il suffit de faire appel à la section concernée pour voir apparaître à l'écran les solutions. Cependant il y a une remarque à faire concernant les moments obtenus avec IMAGES 3D; en effet le sens des moments trouvés diffère du sens conventionnel; IMAGES 3D désigne par M_x le moment suivant la direction X, donc autour de l'axe global Y; ainsi pour revenir au système conventionnel, il faut faire l'équivalence suivante:

$$M_x \text{ de IMAGES 3D } \Leftrightarrow M_y ;$$

$$M_y \text{ de IMAGES 3D } \Leftrightarrow M_x .$$

Par ailleurs pour les éléments dalles les moments de flexion trouvés s'appliquent sur une maille si le noeud est situé à l'intérieur de l'élément, ou la moitié de la maille si le noeud est aux bords de l'élément. Ainsi pour retrouver les mo-

ments linéaires, il faudra diviser les moments trouvés par la longueur ou la moitié de la longueur de la maille selon le cas.

A-2: TEST DU LOGICIEL:

L'analyse de la structure du pont se fera avec le logiciel d'analyse des structures, IMAGES 3D. A cet effet, une étude préliminaire du logiciel a été effectuée. Les objectifs de cette étude étaient de :

- de déterminer par une étude de convergence le maillage optimal pour des dalles simplement appuyées et pour des dalles raidies;
- de voir l'influence sur les résultats du rapport de la largeur sur l'épaisseur de la dalle simplement appuyée;
- d'étudier le comportement du logiciel face à des dalles raidies (raidisseur centré et raidisseur excentré);

Ainsi cette étude a été répartie en deux parties: l'étude des dalles simplement appuyées et l'étude des dalles raidies.

A.2.1: ETUDE DES DALLES SIMPLEMENT APPUYEES:

Pour les dalles simplement appuyées, nous avons étudié la convergence des résultats obtenus et l'influence sur les résultats du rapport de la largeur sur l'épaisseur de la dalle. Cette étude est effectuée sur une dalle carrée simplement appuyée sur ses quatre côtés représentée à la figure A.2 .

A.2.1.1: Etude de convergence:

Cette étude de convergence a été réalisée avec les maillages suivants: 1x1, 2x2, 3x3 et 4x4.

Les dimensions de la dalle, les propriétés du matériau et

les charges appliquées sont les suivantes:

- Dimensions de la dalle: $a=1\text{m}$; $t=0,01\text{m}$.
- Propriétés du matériau: $\mu=0,15$; $\tau=23,544\text{kN/m}^3$;

$$E=11,73 \times 10^6 \text{kN/m}^2; \quad G=5,1 \times 10^6 \text{kN/m}^2.$$

- Charges appliquées:
 - * charge uniforme: $q=1\text{kN/m}^2$;
 - * charge concentrée: $P=1\text{kN}$.

Les résultats présentés dans le tableau A.1 concernent seulement le noeud du centre.

Interprétation des résultats:

Nous remarquons d'après le tableau A.1, que si on raffine le maillage c'est-à-dire en passant à des maillages beaucoup plus fins, les résultats s'approchent davantage des valeurs théoriques. Ceci est valable autant pour les moments que pour les flèches et est illustré par les courbes de convergence tracées aux figures A.3.a, b et c. Ces courbes sont obtenues en reportant à l'ordonnée l'écart entre la valeur obtenue avec IMAGES et la valeur théorique, en fonction des maillages. L'allure de ces courbes montrent parfaitement que plus le maillage est faible, plus on tend à intercepter l'axe des abscisses qui représente l'écart nul. Nous en déduisons donc que pour les dalles simplement appuyées plus le maillage est fin, plus le résultat est précis.

A.2.1.2: Etude du rapport de la largeur sur l'épaisseur de la dalle:

Le but de cette étude est de déterminer les limites d'utilisation de ce logiciel vis-à-vis des épaisseurs des dalles

simplement appuyées. Pour cela nous allons considérer deux rapports de la largeur sur l'épaisseur de ces dalles et ferons une étude comparative, d'abord entre les résultats obtenus et les valeurs théoriques, et ensuite entre les résultats des deux rapports étudiés.

Pour cette étude nous avons utilisé un maillage de 4x4. Les dimensions de la dalle, les propriétés du matériau et les charges appliquées sont les suivantes:

- Dimensions de la dalle: * pour $a/t=10$: $a=1\text{m}$; $t=0,1\text{m}$;
* pour $a/t=100$: $a=1\text{m}$; $t=0,01\text{m}$.
- Propriétés du matériau: * pour $a/t=10$: $\mu=0,15$;
 $\tau=23,544\text{kN/m}^3$; $E=11730 \text{ kN/m}^2$; $G=5100\text{kN/m}^2$;
* pour $a/t=100$: $\mu=0,15$;
 $\tau=23,544\text{kN/m}^3$; $E=11,73 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$;
 $G=5,1 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$;
- Charges appliquées: * pour la charge uniforme: $q=1\text{kN/m}^2$
* pour la charge concentrée: $P=1\text{kN}$.

Les résultats sont présentés dans le tableau A.2 .

Interprétation des résultats:

Le tableau A.2 montre que pour les rapports a/t égaux à 10 et 100, les écarts entre les valeurs théoriques et les valeurs de IMAGES 3D sont négligeables.

Ainsi nous pouvons dire d'une manière beaucoup plus générale, que dans l'analyse des dalles simplement appuyées, pour des rapports a/t compris entre 10 et 100, IMAGES 3D donne des résultats satisfaisants.

A.2.2: ETUDE DES DALLES RAIDIES:

Pour les dalles raidies nous avons étudié deux cas: le cas d'une dalle raidie avec raidisseur centré et celui d'une dalle raidie avec raidisseur excentré.

A.2.2.1: Dalle raidie avec raidisseurs centrés:

Ici nous étudions une dalle carrée avec deux raidisseurs centrés, comme montrée à la figure A.4 a . Les dimensions, les propriétés du matériau et de la section du raidisseur, et les

charges appliquées sont les suivantes:

- Dimensions de la dalle: $a=6\text{m}$; $t=0,12\text{m}$; $h=0,45\text{m}$; $b=0,15\text{m}$.

- Propriétés du matériau: $E=20 \times 10^6 \text{kN/m}^2$; $\tau=23,544 \text{kN/m}^3$;

$\mu=0,18$; $G=8,5 \times 10^6 \text{kN/m}^2$;

- Propriétés de la section du raidisseur:

$A=67500 \text{ mm}^2$; $I_y=0,126 \times 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z=1,14 \times 10^9 \text{ mm}^4$; $J=0,400 \times 10^9 \text{ mm}^4$;

$c_y=75 \text{ mm}$; $c_z=225 \text{ mm}$; $S_{fy}=S_{fz}=1,2$; $C_{tors}=147 \text{ mm}$; $SS_{fy}=SS_{fz}=1,5$.

- Charges appliquées: * charge uniforme: $q=1 \text{kN/m}^2$;

* charge concentrée: $P=1 \text{kN}$.

Pour cette étude nous avons utilisé plusieurs maillages, ce qui nous a permis d'étudier en même temps la convergence des résultats. Ceux-ci sont comparés avec les résultats donnés par un autre logiciel, et pour un point situé au centre de la dalle sont donnés dans le tableau A.3.

Interprétation des résultats:

D'après le tableau A.3, nous voyons nettement que les faibles écarts entre les valeurs trouvées et les valeurs de référence sont obtenus avec les très faibles maillages. Ceci est dû à l'influence du raidisseur; par conséquent pour obte-

nir des résultats précis il faudra procéder à des maillages très fins.

Dans l'exemple que nous venons d'étudier, avec un maillage de 16x16 on commence à obtenir de bons résultats.

A.2.2.2: Dalle raidie avec raidisseurs excentrés:

Ici nous considérerons deux cas possibles: le cas de la section du raidisseur avec largeur participante de la dalle et celui sans largeur participante de la dalle. Les figures A.4 b et A.5 b et c montrent la dalle étudiée et les sections du raidisseur avec largeur participante et sans largeur participante.

A.2.2.2.1: Avec largeur participante de la dalle:

La largeur participante fixée par la norme canadienne est la plus faible des valeurs suivantes:

- 1) $1/12 \times \text{portée de la poutre} + b_w = 650 \text{ mm};$
- 2) $6 \times h_f + b_w = 870 \text{ mm};$
- 3) $b_w + 1/2 \text{ fois la distance libre } e_n = 3075 \text{ mm}.$

Donc elle est égale à 650 mm.

Les dimensions de la dalle, les propriétés du matériau et de la section du raidisseur, et les charges appliquées sont les suivantes:

- Dimensions de la dalle: $a=6 \text{ m}; t=0,12 \text{ m}; h=0,45 \text{ m}; b=0,15 \text{ m}.$
- Propriétés du matériau: $E=20 \times 10^6 \text{ kN/m}^2; \tau=23,544 \text{ kN/m}^3;$
 $\mu=0,18; G=8,5 \times 10^6 \text{ kN/m}^2.$
- Charges appliquées: * charge uniforme: $q=1 \text{ kN/m}^2;$
* charge concentrée: $P=1 \text{ kN}.$

- Propriétés de la section du raidisseur:

$A=127500 \text{ mm}^2$; $I_y=4.73 \times 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z=1.985 \times 10^9 \text{ mm}^4$; $J=0.266 \times 10^9 \text{ mm}^4$;
 $c_y=422.1 \text{ mm}$; $c_z=302.6 \text{ mm}$; $S_{fy}=S_{fz}=1.2$; $C_{tors}=142.5 \text{ mm}$;
 $SS_{fy}=SS_{fz}=1.5$.

Les résultats sont présentés dans le tableau A.4 a et sont obtenus au centre de la dalle.

A.2.2.2.2: Sans largeur participante de la dalle:

Les dimensions de la dalle, les propriétés du matériau et les charges appliquées sont les mêmes que précédemment.

Propriétés de la section du raidisseur:

$A=67500 \text{ mm}^2$; $I_y=0.126 \times 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z=2.98 \times 10^9 \text{ mm}^4$; $J=0.266 \times 10^9 \text{ mm}^4$;
 $c_y=75 \text{ mm}$; $c_z=390 \text{ mm}$; $S_{fy}=S_{fz}=1.2$; $C_{tors}=147 \text{ mm}$; $SS_{fy}=SS_{fz}=1.5$.

Les résultats sont présentés dans le tableau A.4 b et concernent seulement le centre de la dalle.

En comparant les tableaux A.4 a et b, nous voyons que l'étude de la dalle raidie en considérant la largeur participante de la dalle pour la section du raidisseur, offre de meilleurs résultats.

TABLEAU A.1:

Etude de convergence des dalles simplement appuyées

	charge uniforme				charge concentrée	
	Flèches		Moments (kN.m/m)		Flèches	
	Valeurs	Ecart en %	Valeurs	Ecart en %	Valeurs	Ecart en %
Dalle 1x1	0.003159	22.15	0.04104	2.98	0.01264	8.96
Dalle 2x2	0.003963	2.34	0.04178	1.22	0.01149	0.96
Dalle 3x3	0.004023	0.86	0.04211	0.45	0.01151	0.78
Dalle 4x4	0.004041	0.42	0.04222	0.18	0.01154	0.53
Théorie	0.004058	0	0.0423	0	0.011601	0

TABLEAU A.2:

Etude du rapport de la largeur sur l'épaisseur de la dalle

	Charge uniforme				Charge concentrée	
	Flèches		Moments (kN.m/m)		Flèches	
	Valeurs	Ecart en %	Valeurs	Ecart en %	Valeurs	Ecart en %
Rapport a/t = 10	0.004215	3.9	0.042224	0.18	-	-
Rapport a/t= 100	0.004041	0.42	0.042224	0.18	0.01154	0.53
Théorie	0.004058	0	0.0423	0	0.011601	0

A01

TABLEAU A.3:

Dalle avec raidisseurs centrés

	Charge uniforme				Charge concentrée	
	Flèches		Moments (kN.m/m)		Flèches	
	Valeurs	Ecart en %	Valeurs	Ecart en %	Valeurs	Ecart en %
Dalle 2x2	0.001848	25.8	1.8307	43.8	0.000136	-
Dalle 4x4	0.001894	23.9	1.462	14.8	0.00014	-
Dalle 6x6	0.001905	23.5	1.3492	6	0.000141	-
Dalle 8x8	0.001914	23.1	1.3424	5.5	0.000142	-
Dalle 16x16	0.001941	22	1.329	4.4	0.000143	-
Théorie	0.00249	0	1.273	0	-	-

TABLEAU A.4 a:

Dalle avec raidisseurs excentrés:
Cas a: avec largeur participante de la dalle

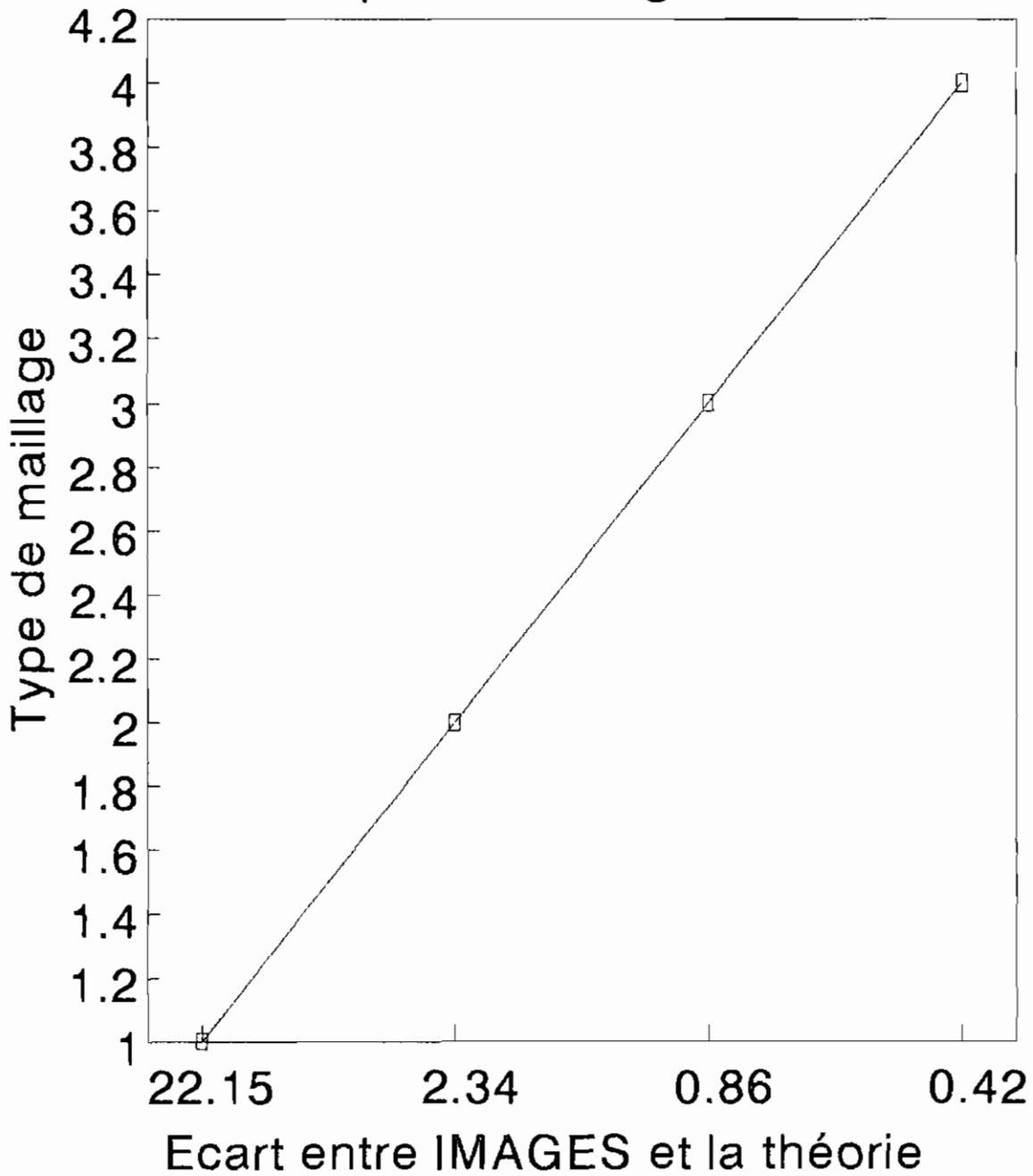
	Charge uniforme				Charge concentrée	
	Flèches		Moments (kN.m/m)		Flèches	
	Valeurs	Ecart en %	Valeurs	Ecart en %	Valeurs	Ecart en %
Dalle 2x2	0.001795	15.7	1.696	24.4	0.000136	-
Dalle 4x4	0.001837	13.8	1.4792	8.5	0.000139	-
Dalle 6x6	0.001849	13.2	1.4056	3.12	0.00014	-
Dalle 8x8	0.001858	12.77	1.3984	2.6	0.000141	-
Dalle 16x16	0.001887	11.4	1.3845	1.6	0.000142	-
Théorie	0.00213	0	1.363	0	-	-

TABLEAU A.4 b:

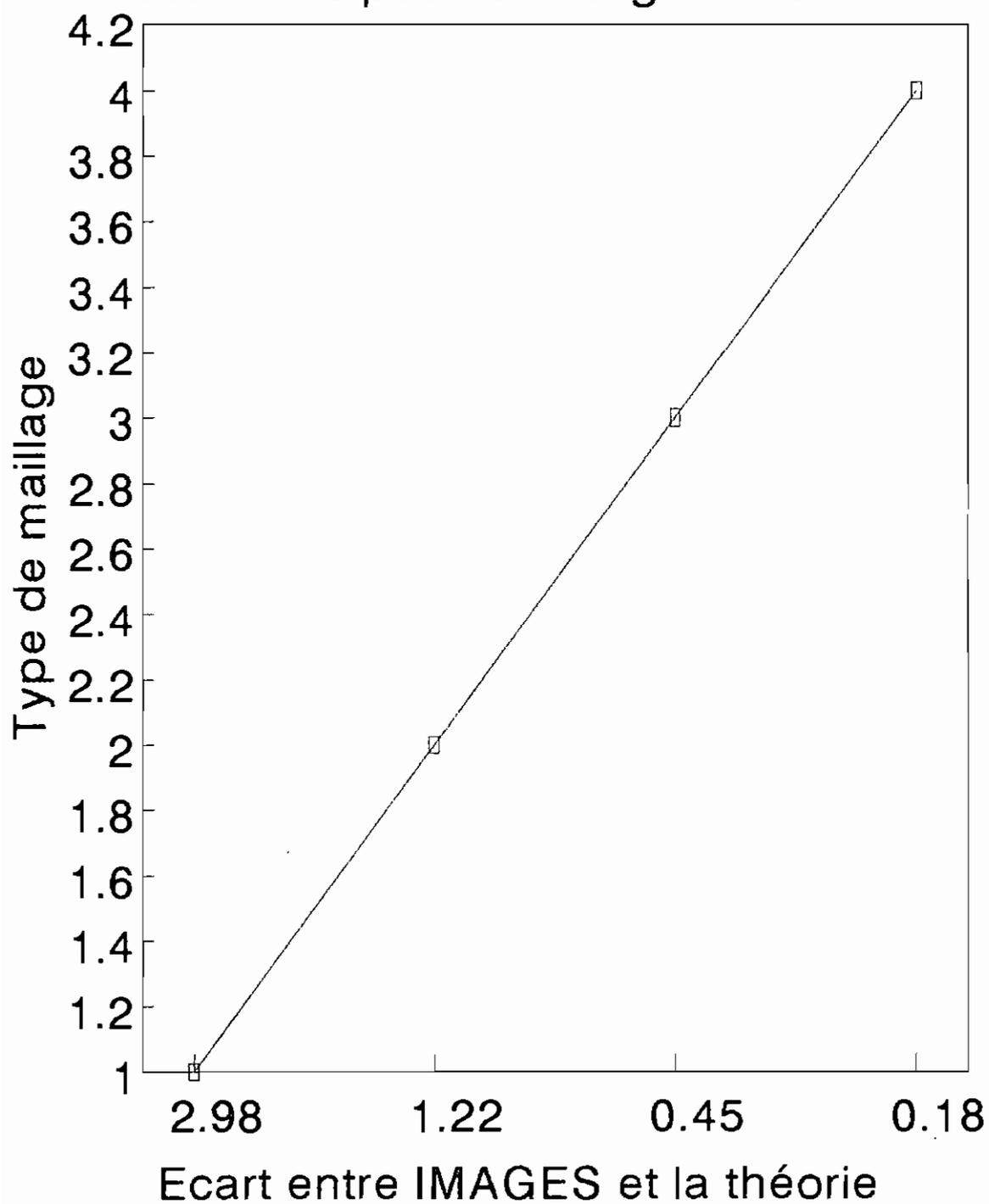
Dalle avec raidisseurs excentrés:
Cas b: Sans largeur participante de la dalle

	Charge uniforme				Charge concentrée	
	Flèches		Moments (kN.m/m)		Flèches	
	Valeurs	Ecart en %	Valeurs	Ecart en %	Valeurs	Ecart en %
Dalle 2x2	0.001728	18.9	1.6427	20.5	0.000134	-
Dalle 4x4	0.001773	16.8	1.4776	8.4	0.000137	-
Dalle 6x6	0.001787	16.1	1.4228	4.4	0.000138	-
Dalle 8x8	0.001799	15.5	1.417	4	0.000138	-
Dalle 16x16	0.001828	14.2	1.4016	2.8	0.000139	-
Théorie	0.00213	0	1.363	0	-	-

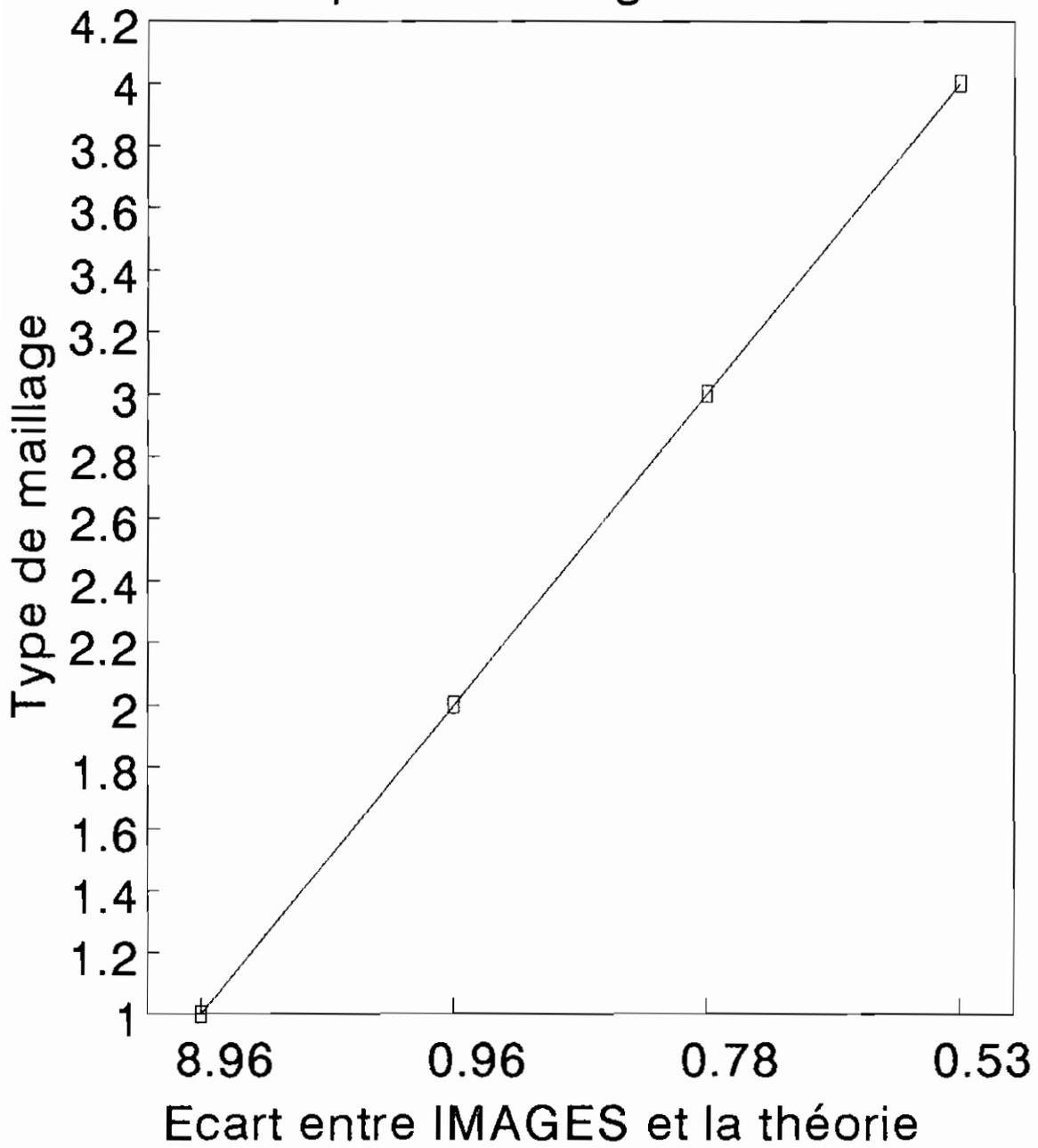
Courbe de convergence
Flèches pour la charge uniforme



Courbe de convergence Moments pour la charge uniforme



Courbe de convergence
Flèches pour la charge concentrée



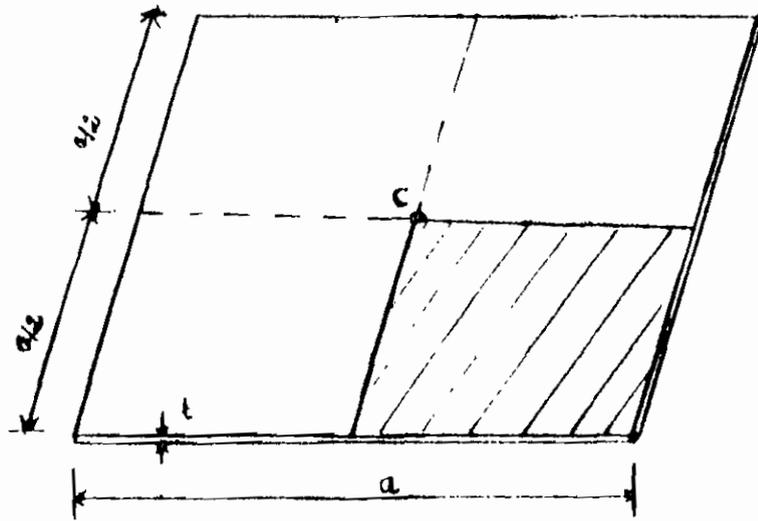


Figure A.2: Dalle carrée simplement appuyée

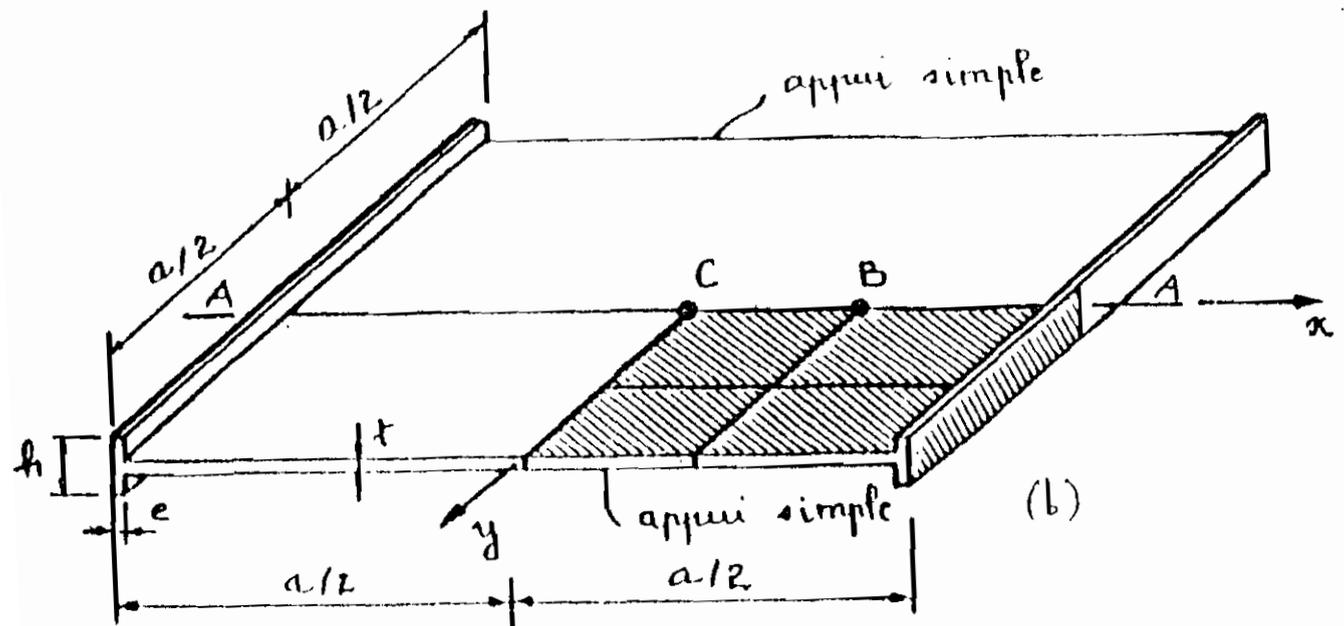
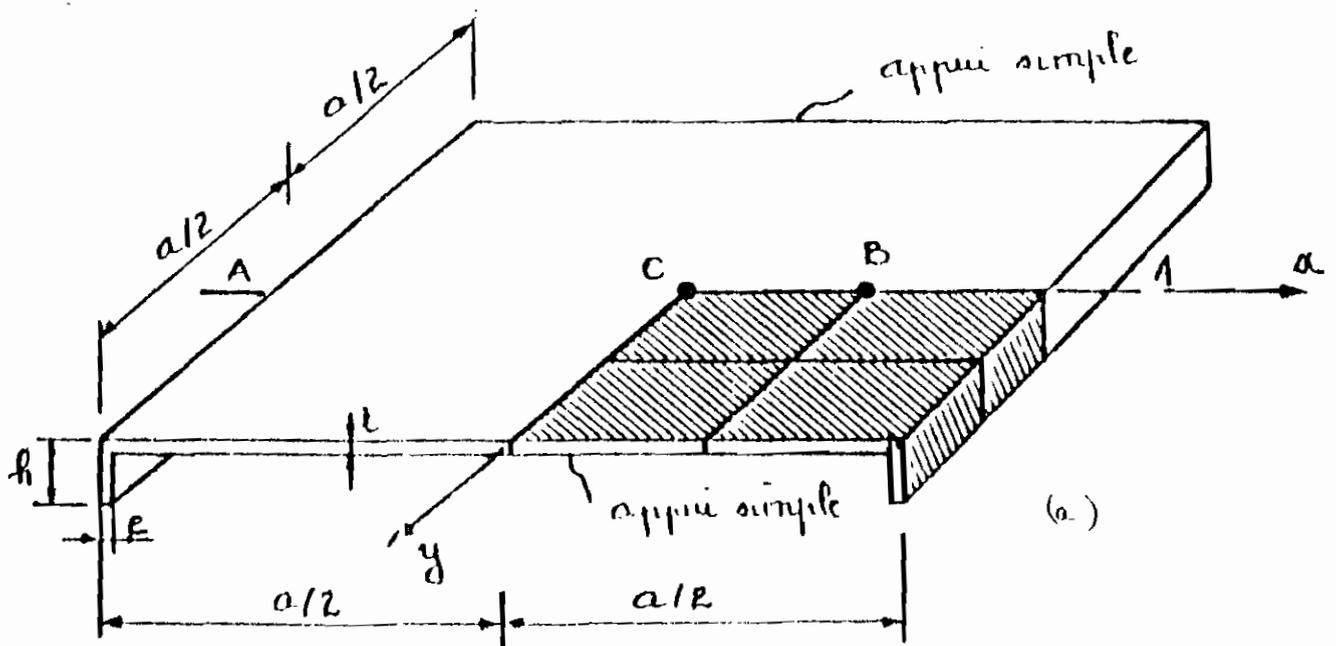


Figure A.4: (a): Dalle avec raidisseurs excentrés

(b): Dalle avec raidisseurs centrés

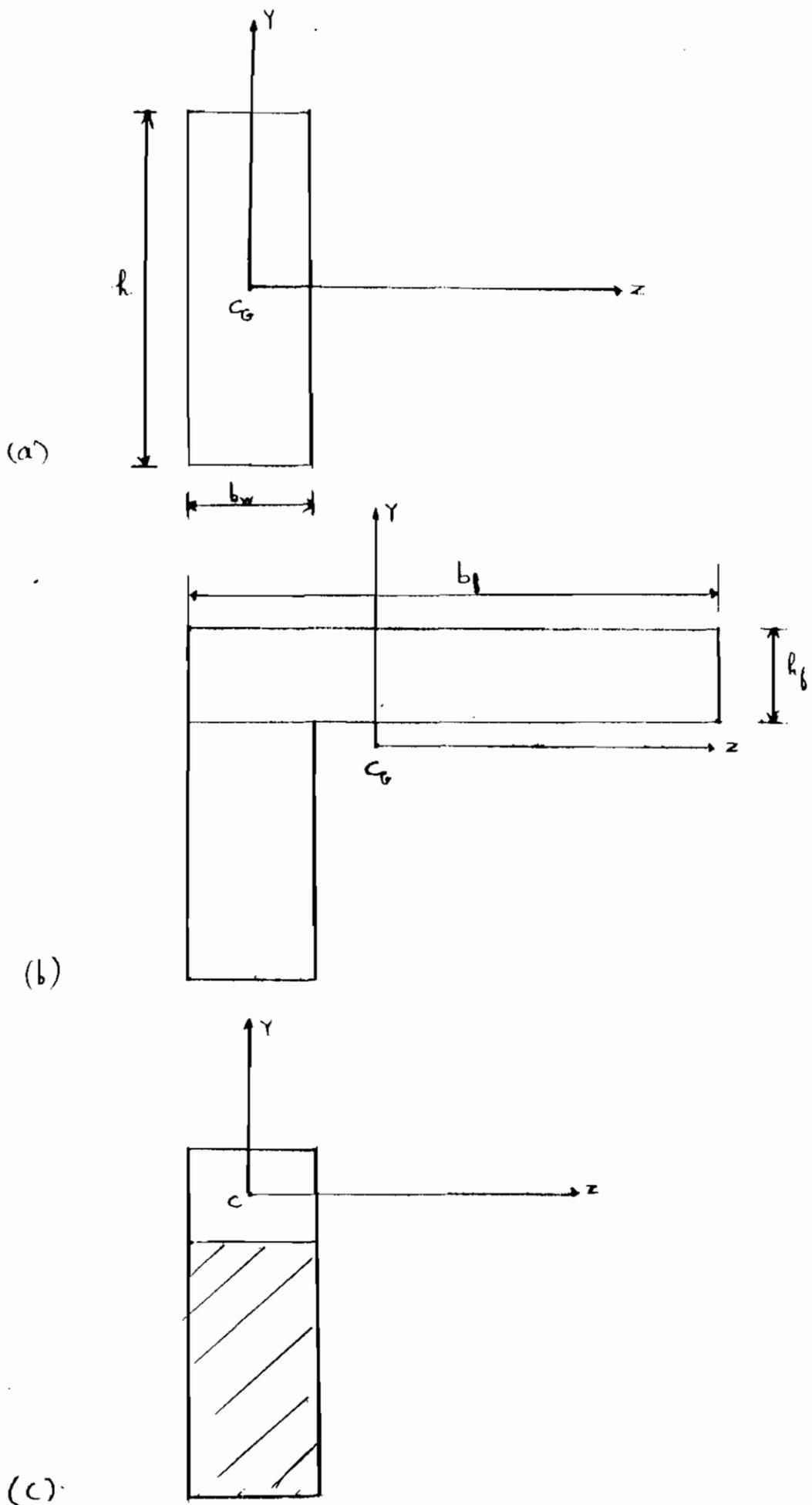


Figure A.5: Modélisation des sections des raidisseurs
 (a): Raidisseurs centrés
 (b): Raidisseurs excentrés avec largeur participante
 (c): Raidisseurs excentrés sans largeur participante

ANNEXE B
EFFORTS A CONSIDERER DANS
L'ANALYSE DU PONT

Il s'agit dans cette partie de définir les charges permanentes et les surcharges appliquées sur la structure. Les forces qui sont la conséquence de la constitution même de l'ouvrage (retrait, fluage), de son mode de construction (effet de dénivellation d'appui, de moments additionnels etc...) ne seront pas examinées. Les forces dues aux effets de la température et du vent, ne seront pas aussi prises en compte.

B.1: Les charges permanentes:

Pour déterminer les charges permanentes, nous partirons du poids au mètre cube des différents matériaux constituant l'ouvrage. Ceux-ci sont les suivants:

- le béton armé dont le poids au mètre cube est de 2500 kg/m³;
- le revêtement qui sera en bitume asphalte dont le poids au mètre cube est de 11.8 kg/m³.

B.2: Les surcharges:

Les surcharges à considérer seront de deux types: le système A (charge uniforme) et le système B (charges concentrées). Les deux seront étudiés successivement sur l'ouvrage et on retiendra celui dont l'effet sera le plus désagréable.

B.2.1: Le système A:

Dans ce cas, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité en kg/m² est fonction de la longueur surchargée :

$$A = 350 + \frac{320000000}{l^2 + 60l^2 + 225000} \quad \text{B.1}$$

où A est la surcharge en kg/m² et l la longueur surchargée en mètres.

Dans le sens transversal, la largeur de la zone surchargée comprendra un nombre entier de voies de circulation. Dans le sens longitudinal, les zones surchargées seront déterminées par la considération des lignes d'influence de l'effet envisagé, les limites coïncidant avec les zéros des lignes d'influence. La longueur l_n sera la somme de ces zones, continues ou non.

B.2.2: Le système B:

Le système B comprend trois systèmes distincts:

- B_c : camions types;
- B_e : essieu isolé;
- B_r : roue isolée.

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques, et répondant aux caractéristiques suivantes:

- poids total	30	t
- poids de chacun des essieux arrière	12	t
- poids de l'essieu avant	6	t
- longueur d'encombrement	10,50	m
- largeur d'encombrement	2,50	m
- distance des essieux arrière	1,50	m
- distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,50	m
- distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2,00	m
- surface d'impact d'une roue arrière	carré de 0,25	m
		de côté
- surface d'impact d'une roue avant	carré de 0,20	m
		de côté.

On disposera sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, et l'on placera toujours ces convois dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

L'essieu isolé qui constitue le système B_e est assimilé à un rouleau. Son poids est de 20 tonnes et sa largeur de 2,50 mètres. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément surchargé dont le côté transversal mesure 2,50 m et le côté longitudinal 0,08 m.

La roue isolée, qui constitue le système B_r , pèse 10 tonnes et sa surface d'impact sur la chaussée est un carré de 0,30 mètre de côté. Ce carré pourra être disposé n'importe où sur la chaussée à condition de ne pas empiéter sur ses bords. En plus de ces surcharges de véhicules, il faudra prévoir une surcharge de trottoirs. Ainsi une surcharge uniforme de 450 kg/m² sera considérée. Ses effets se cumuleront avec ceux du système B.

Notons enfin, que les surcharges du système B seront susceptibles de majorations dynamiques pour tenir compte de l'effet dynamique. Le coefficient de majoration dynamique est donné par la formule suivante:

$$K = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 P/S} \quad \text{B.2}$$

où L = longueur, en mètres, de l'élément d'ouvrage considéré,
P = poids total des charges permanentes qu'il supporte, y compris son poids propre,

S = poids maximal des surcharges qu'il peut être appelé à supporter.

ANNEXE C

**QUELQUES VALEURS DU CODE
CANADIEN UTILISÉES POUR LE
DIMENSIONNEMENT EN BETON
ARME .**

Barres d'armature standard canadiennes

TABLEAU C. 1:

Barres n°	DIMENSIONS NOMINALES			Masse (kg/m)
	Aires	Diamètre	Périmètre	
	(mm) ²	(mm)	(mm)	
10	100	11,3	35,5	0,785
15	200	18,0	50,1	1,570
20	300	19,5	61,3	2,355
25	500	25,2	79,2	3,925
30	700	29,9	93,9	5,495
35	1000	35,7	112,2	7,850
45	1500	43,7	137,3	11,775
55	2500	56,4	177,2	19,625

TABLEAU C. 2:

Nombre maximal de barres qu'on peut placer en 1 lit dans l'Âme d'une poutre														
Barre n°	S min (en mm)	Largeur de l'Âme des poutres en mm												Dimension max. du granulat (en mm)
		200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	
10	38,3	3	4	6	7	9	10	11	13	14	15	17	18	20
15	41,0	3	4	5	6	7	9	10	11	12	14	15	16	20
20	44,5	2	3	5	6	7	8	9	10	11	12	14	15	20
25	50,2	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	20
30	59,8	2	2	3	4	5	6	7	8	8	9	10	11	20
35	71,4	1	2	3	4	4	5	6	6	7	8	8	9	28
45	87,4	1	2	2	3	3	4	5	5	6	6	7	7	28
55	112,8	1	1	2	2	3	3	4	4	4	5	5	6	40

NOTE : Ce tableau est conçu pour des poutres non exposées aux intempéries et où l'on utilise des étriers n° 10. Pour d'autres conditions, il faut préparer d'autres tableaux ou se servir de l'équation 4.37.

TABLEAU C. 3:

ϵ_c β_1	20	25	30	35	40
$\rho_{\text{max}} = \rho_b$ $K_r \text{ max}$	0,0153 3,9755	0,0191 4,8444	0,0230 5,8132	0,0255 6,5671	0,0277 7,2477
$\rho = 0,85 \rho_b$ K_r	0,0130 3,4633	0,0163 4,3291	0,0195 5,1949	0,0217 5,5508	0,0236 6,4381
$\rho = 0,80 \rho_b$ K_r	0,0122 3,3126	0,0153 4,1408	0,0184 4,9690	0,0204 5,5909	0,0222 6,1465
$\rho = 0,70 \rho_b$ K_r	0,0107 2,9914	0,0134 3,7393	0,0161 4,4071	0,0179 5,0396	0,0194 5,5306
$\rho = 0,60 \rho_b$ K_r	0,0092 2,6437	0,0115 3,3040	0,0138 3,9655	0,0153 4,4462	0,0166 4,8711
$\rho = 0,55 \rho_b$ K_r	0,0084 2,4598	0,0105 3,0748	0,0126 3,6897	0,0140 4,1336	0,0152 4,5251
$\rho = 0,50 \rho_b$ K_r	0,0077 2,2694	0,0098 2,8367	0,0115 3,4041	0,0128 3,8105	0,0139 4,1681
$\rho = 0,45 \rho_b$ K_r	0,0069 2,0723	0,0086 2,5904	0,0103 3,1084	0,0115 3,4769	0,0125 3,8003
$\rho = 0,40 \rho_b$ K_r	0,0061 1,8888	0,0077 2,3357	0,0092 2,8028	0,0102 3,1328	0,0111 3,4216
$\rho = 0,35 \rho_b$ K_r	0,0054 1,6582	0,0067 2,0728	0,0080 2,4873	0,0089 2,7780	0,0097 3,0320
$\rho = 0,30 \rho_b$ K_r	0,0046 1,4412	0,0057 1,8015	0,0069 2,1818	0,0077 2,4126	0,0083 2,6315
$\rho = 0,20 \rho_b$ K_r 0,9873	0,0038 1,2342	0,0046 1,4810	0,0051 1,6507	0,0055 1,7979
$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$ $K_r \text{ min.}$	0,0035 1,1206	0,0035 1,1345	0,0035 1,1437	0,0035 1,1503	0,0035 1,1553

Valeurs de K_r (MPa), pour $f_y = 400$ MPa

TABLEAU C. 4:

f_y	300					350					400				
	f_c	20	25	30	35	40	20	25	30	35	40	20	25	30	35
0.20	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.059	0.059	0.059	0.059	0.059
0.40	0.160	0.159	0.159	0.159	0.158	0.137	0.137	0.136	0.136	0.136	0.120	0.120	0.119	0.119	0.119
0.80	0.243	0.241	0.240	0.239	0.239	0.208	0.207	0.208	0.205	0.205	0.182	0.181	0.180	0.180	0.179
0.80	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.280	0.278	0.276	0.275	0.274	0.245	0.243	0.242	0.241	0.240
1.00	0.414	0.409	0.406	0.404	0.402	0.354	0.350	0.348	0.346	0.345	0.310	0.307	0.304	0.303	0.302
1.20	0.502	0.495	0.491	0.488	0.485	0.430	0.424	0.421	0.418	0.416	0.377	0.371	0.368	0.366	0.364
1.40	0.593	0.583	0.577	0.572	0.569	0.508	0.500	0.494	0.491	0.488	0.445	0.437	0.433	0.429	0.427
1.60	0.686	0.673	0.664	0.658	0.654	0.588	0.577	0.569	0.564	0.561	0.515	0.505	0.498	0.494	0.491
1.80	0.782	0.764	0.753	0.746	0.740	0.671	0.655	0.646	0.639	0.634	0.587	0.573	0.565	0.559	0.555
2.00	0.881	0.858	0.844	0.834	0.827	0.756	0.735	0.723	0.715	0.709	0.661	0.643	0.633	0.625	0.620
2.20	0.984	0.954	0.936	0.924	0.915	0.843	0.817	0.802	0.792	0.784	0.738	0.715	0.702	0.693	0.686
2.40	1.090	1.052	1.029	1.015	1.004	0.934	0.902	0.882	0.870	0.861	0.817	0.789	0.772	0.761	0.753
2.80	1.199	1.152	1.125	1.107	1.094	1.028	0.988	0.964	0.949	0.938	0.900	0.864	0.844	0.830	0.821
2.80	1.314	1.256	1.223	1.201	1.186	1.126	1.076	1.048	1.029	1.017	0.985	0.942	0.917	0.901	0.889
3.00	1.433	1.362	1.322	1.297	1.279	1.228	1.167	1.133	1.111	1.096	1.075	1.021	0.992	0.972	0.959
3.20	1.559	1.471	1.424	1.394	1.373	1.336	1.261	1.220	1.195	1.177	1.169	1.104	1.068	1.045	1.029
3.40	1.691	1.584	1.528	1.492	1.468	1.449	1.358	1.310	1.279	1.258	1.268	1.188	1.146	1.119	1.101
3.60	1.831	1.701	1.634	1.593	1.565	1.589	1.458	1.401	1.365	1.341	1.373	1.276	1.226	1.195	1.174
3.80	1.980	1.822	1.744	1.696	1.663	1.698	1.562	1.494	1.453	1.425	1.485	1.367	1.308	1.272	1.247
4.00	2.142	1.948	1.856	1.800	1.763	1.836	1.670	1.590	1.543	1.511	—	1.461	1.392	1.350	1.322
4.20	—	2.079	1.971	1.907	1.864	—	1.782	1.689	1.634	1.598	—	1.560	1.478	1.430	1.398
4.40	—	2.217	2.089	2.016	1.967	—	1.900	1.791	1.728	1.686	—	1.663	1.567	1.512	1.476
4.60	—	2.362	2.211	2.127	2.072	—	2.024	1.896	1.823	1.776	—	1.771	1.659	1.595	1.554
4.80	—	2.515	2.338	2.241	2.179	—	2.155	2.004	1.921	1.868	—	1.886	1.753	1.681	1.634
5.00	—	2.678	2.469	2.358	2.288	—	2.295	2.116	2.021	1.961	—	—	1.851	1.768	1.716
5.20	—	—	2.605	2.478	2.399	—	—	2.232	2.124	2.056	—	—	1.953	1.858	1.799
5.40	—	—	2.746	2.601	2.512	—	—	2.354	2.229	2.153	—	—	2.060	1.951	1.884
5.60	—	—	2.894	2.727	2.628	—	—	2.481	2.338	2.252	—	—	2.171	2.046	1.971
5.80	—	—	3.049	2.858	2.746	—	—	2.614	2.450	2.353	—	—	2.287	2.143	2.059
6.00	—	—	3.213	2.993	2.866	—	—	2.754	2.565	2.457	—	—	—	2.244	2.150
6.20	—	—	3.388	3.132	2.990	—	—	—	2.685	2.563	—	—	—	2.349	2.243
6.40	—	—	—	3.277	3.117	—	—	—	2.809	2.672	—	—	—	2.458	2.338
6.60	—	—	—	3.427	3.247	—	—	—	2.938	2.783	—	—	—	—	2.435
6.80	—	—	—	3.584	3.381	—	—	—	—	2.898	—	—	—	—	2.536
7.00	—	—	—	3.749	3.519	—	—	—	—	3.016	—	—	—	—	2.639
7.20	—	—	—	—	3.661	—	—	—	—	3.138	—	—	—	—	2.746
7.40	—	—	—	—	3.809	—	—	—	—	3.264	—	—	—	—	—
7.60	—	—	—	—	3.961	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Valeurs de 100 ρ

f_y, f_c, K_r sont exprimés en MPa

TABLEAU C. 5:

Aire des barres en mm ² par mètre de largeur des dalles						
Dimension des barres n°	10	15	20	25	30	35
Diamètre nominal en mm	11,3	16,0	19,5	25,2	29,9	35,7
Aire d'une barre en mm ²	100	200	300	500	700	1000
Espacement des barres en mm						
80	1250	2500	3750	6250	8750	12 500
100	1000	2000	3000	5000	7000	10 000
120	833	1667	2500	4167	5833	8333
140	714	1429	2143	3571	5000	7143
160	625	1250	1875	3125	4375	6250
180	556	1111	1667	2778	3889	5556
200	500	1000	1500	2500	3500	5000
220	455	909	1364	2273	3182	4545
240	417	833	1250	2083	2917	4167
260	385	769	1154	1923	2692	3846
280	357	714	1071	1786	2500	3571
300	333	667	1000	1667	2333	3333
320	313	625	938	1563	2188	3125
340	294	588	882	1471	2059	2941
360	278	556	833	1389	1944	2778
380	263	526	789	1316	1842	2632
400	250	500	750	1250	1750	2500
420	238	476	714	1190	1667	2381
440	227	455	682	1136	1591	2273
460	217	435	652	1087	1522	2174
480	208	417	625	1042	1458	2083
500	200	400	600	1000	1400	2000

ANNEXE D
CALCUL DES PROPRIETES DES
SECTIONS DES POUTRES

D.1: Propriétés de la section de la poutre principale de rive:

La largeur participante de la dalle a été déterminée en se conformant aux exigences du code canadien A 23.3 . Ces exigences stipulent que pour une poutre avec une table de compression d'un côté de la nervure seulement (en forme de L renversé), la largeur participante de la dalle, à retenir pour les calculs, doit être égale à la plus faible des valeurs suivantes:

- 1) $1/12 \times \text{portée de la poutre} + b_w$,
- 2) $6 \times h_f + b_w$,
- 3) $b_w + 1/2$ fois la distance libre e_n (distance libre entre deux poutres successives) .

Dans le cas de la poutre de rive qui nous interesse, dont la section est représentée à la figure III.5 a, nous avons les valeurs suivantes:

- 1) $1/12 \times 35000 + 600 = 3516,67 \text{ mm}$,
- 2) $6 \times 200 + 600 = 1800 \text{ mm}$,
- 3) $600 + 1/2 \times 5000 = 3100 \text{ mm}$.

Donc, la largeur participante de la dalle sera égale à 1800mm.

Les propriétés de la section ont été calculées de la manière suivante:

$$\rightarrow \text{Aire totale} = 1800 \times 200 + 1000 \times 600 = 960000 \text{ mm}^2;$$

$$\rightarrow \text{Aire de la partie hachurée} = 1000 \times 600 = 600000 \text{ mm}^2;$$

$$\rightarrow Y_G = \frac{1800 \times 200 \times 1100 + 1000 \times 600 \times 500}{960000} = 725 \text{ mm};$$

$$\rightarrow Z_G = \frac{1800 \times 200 \times 900 + 1000 \times 600 \times 300}{960000} = 525 \text{ mm};$$

$$\rightarrow I_y = \frac{200 \times 1800^3}{12} + 1800 \times 200 (900 - 525)^2 + \frac{1000 \times 600^3}{12} + 1000 \times 600 (300 - 525)^2 = 196,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$\rightarrow I_z = \frac{1800 \times 200^3}{12} + 1800 \times 200 (1100 - 725)^2 + \frac{600 \times 1000^3}{12} + 1000 \times 600 (500 - 725)^2 = 132,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

→ La constante de torsion J est calculée avec la formule suivante:

$$J = \frac{b t^3}{3} \left[1 - \frac{192 t}{\pi^5 b} \tanh \left(\frac{\pi b}{2 t} \right) \right] \quad \text{D.1}$$

d'où avec b = 1000 mm et t = 600 mm

$$J = \frac{1000 \times 600^3}{3} \left[1 - \frac{192 \times 600}{\pi^5 \times 1000} \tanh \left(\frac{\pi \times 1000}{2 \times 600} \right) \right] = 45,183 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$\rightarrow c_y = 1800 - 525 = 1275 \text{ mm};$$

$$\rightarrow c_z = Y_G = 725 \text{ mm};$$

$$\rightarrow C_{tors} = k_2 \times t = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm};$$

le paramètre k_2 est tiré du livre de résistance des matériaux de A. BAZERGUI et T. BUI-QUOC; c'est un paramètre qui varie en fonction du rapport b/t;

$$\rightarrow S_{fy} = S_{fz} = 1,2;$$

$$\rightarrow SS_{fy} = SS_{fz} = 1,5;$$

D.2: Propriétés de la section de la poutre principale intermédiaire:

Le code A 23.3 exige que pour une poutre symétrique en T, continue, la largeur participante de la dalle, à retenir pour les calculs, doit être égale à la plus faible des valeurs

suivantes:

- 1) $0,25 \times$ portée de la poutre ,
- 2) $24 \times h_f + b_v$,
- 3) l'espacement entre les axes des poutres adjacentes.

Ces valeurs pour le cas de cette poutre sont égales à:

- 1) $0,25 \times 35000 = 8750$ mm ,
- 2) $24 \times 200 + 600 = 5400$ mm ,
- 3) 5000.

Donc, la largeur participante de la dalle sera égale à 5000mm.

Les propriétés de la section ont été calculées de la manière suivante:

$$\rightarrow \text{Aire totale de la section} = 5000 \times 200 + 1000 \times 600 \\ = 1600000 \text{ mm}^2;$$

$$\rightarrow \text{Aire de la partie hachurée} = 1000 \times 600 = 600000 \text{ mm}^2;$$

$$\rightarrow Y_G = \frac{5000 \times 200 \times 1100 + 1000 \times 600 \times 500}{1600000} = 875 \text{ mm};$$

$$\rightarrow Z_G = 5000/2 = 2500 \text{ mm};$$

$$\rightarrow I_y = \frac{200 \times 5000^3}{12} + \frac{1000 \times 600^3}{12} = 2101,33 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$\rightarrow I_z = \frac{5000 \times 200^3}{12} + 5000 \times 200 (1100 - 875)^2 + \frac{600 \times 1000^3}{12} \\ + 600 \times 1000 (500 - 875)^2 = 188,33 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

→ La constante de torsion est la même que celle calculée précédemment: $J = 45,183 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$;

$$\rightarrow c_y = 2500 \text{ mm};$$

$$\rightarrow c_z = Y_G = 875 \text{ mm};$$

$$\rightarrow C_{tors} = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm};$$

$$\rightarrow S_{fy} = S_{fz} = 1,2;$$

$$\rightarrow SS_{fy} = SS_{fz} = 1,5 .$$

D.3: Propriétés de la section des entretoises:

La largeur participante de la dalle a été déterminée de la même manière que celle de la poutre principale intermédiaire. Elle est égale à la plus faible des valeurs suivantes:

$$1) 0,25 \times 5600 = 1400 \text{ mm} ,$$

$$2) 24 \times 200 + 350 = 5150 \text{ mm} ,$$

$$3) 7000 - 350 = 6650 \text{ mm} .$$

Les propriétés de la section ont été calculées de la manière suivante:

$$\rightarrow \text{Aire totale de la section} = 1400 \times 200 + 500 \times 350 \\ = 455000 \text{ mm}^2;$$

$$\rightarrow \text{Aire de la partie hachurée} = 500 \times 350 = 175000 \text{ mm}^2;$$

$$\rightarrow Y_G = \frac{1400 \times 200 \times 600 + 500 \times 350 \times 250}{455000} = 465,4 \text{ mm};$$

$$\rightarrow Z_G = 1400/2 = 700 \text{ mm};$$

$$\rightarrow I_y = \frac{1400^3 \times 200}{12} + \frac{350^3 \times 500}{12} = 47,52 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$\rightarrow I_z = \frac{1400 \times 200^3}{12} + 1400 \times 200 (600 - 465,4)^2 + \frac{350 \times 500^3}{12} \\ + 500 \times 350 (250 - 465,4)^2 = 17,77 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$\rightarrow J = \frac{500 \times 350^3}{3} \left[1 - \frac{192 \times 350}{\pi^5 \times 500} \tanh \left(\frac{\pi \times 500}{2 \times 350} \right) \right] \\ = 4,08 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$\rightarrow c_y = 1400/2 = 700 \text{ mm};$$

$$\rightarrow c_2 = 465,4 \text{ mm};$$

$$\rightarrow Ctors = k_2 \times t = 0,84 \times 350 = 294 \text{ mm};$$

$$\rightarrow Sfy = Sfz = 1,2;$$

$$\rightarrow SSfy = SSfz = 1,5 .$$

ANNEXE F
DONNEES GEOTECHNIQUES
HYDROLOGIQUES ET
TOPOGRAPHIQUES DU SITE.

ORGANISATION POUR LA MISE EN VALEUR DU FLEUVE SENEGAL

ÉTUDE D'EXÉCUTION DU BARRAGE DE DIAMA

CARTE DE LA RETENUE - PARTIE AVANT
De l'île aux Caïmans à Rosso
ENDIGUEMENTS SUBMERSIBLES

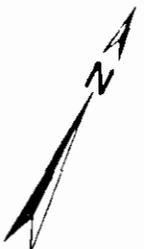
SOREAN
Grenoble

COYNE &
BELLIER
Paris

SCÉOM
AFFAIRE N° 340147
R 13 504

DESBN N°
114

1 840 000
1 900 000



0 5 000 m

1 840 000

1 900 000

1 830 000

1 914 000

1 800 000

1 820 000

1 910 000

Ouvrage du GOUERE

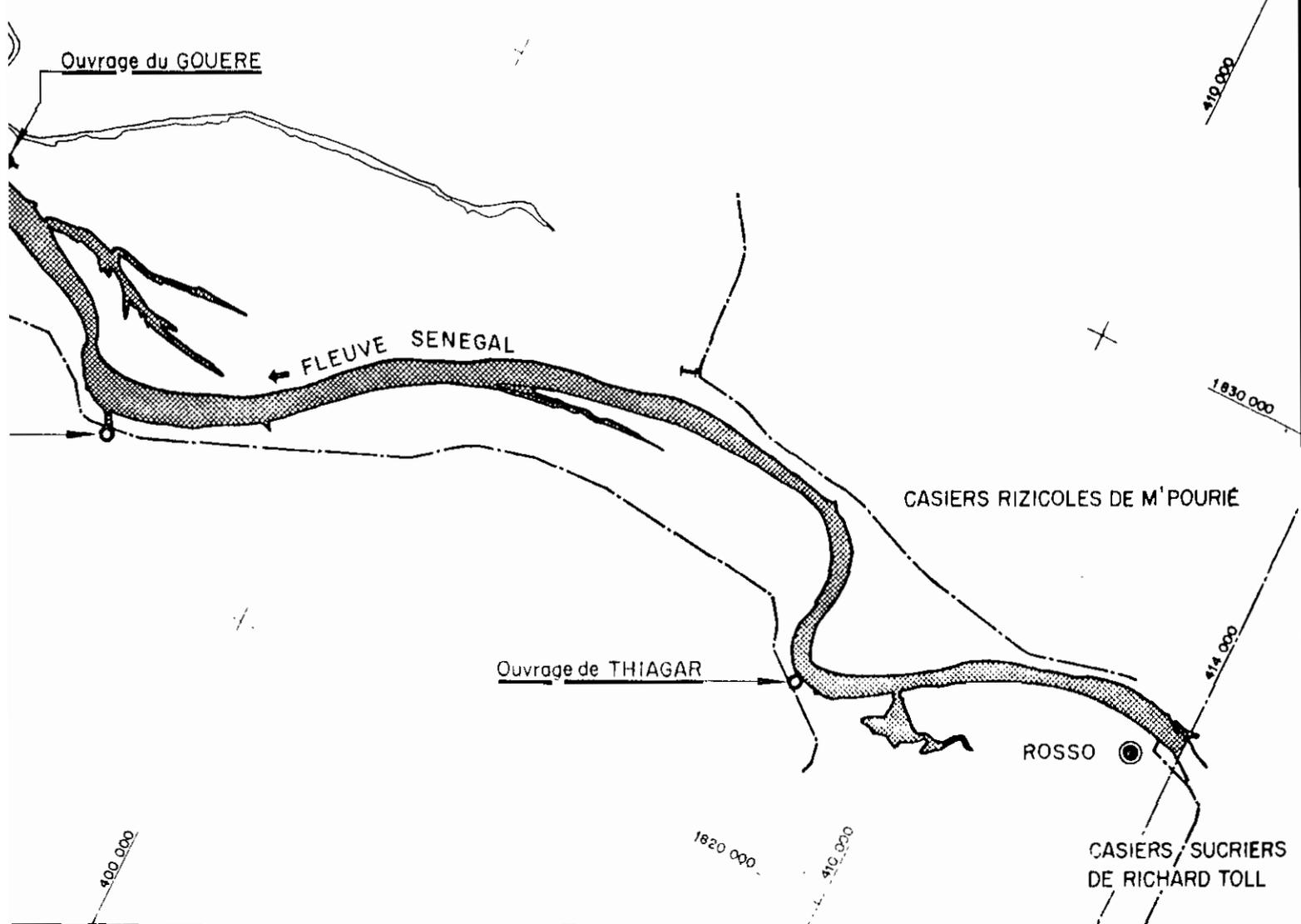
FLEUVE SENEGAL

Ouvrage de THIAGAR

CASIERIS RIZICOLES DE M'POURIÉ

ROSSO

CASIERIS SUCRIERS DE RICHARD TOLL



131

430 000

420 000

414 000

1 820 000

ROSSO

RICHARD TOLL

Guidakar

GARAK I
PERIMETRE DE

1 830 000

Le Garak

Revenue à + 2,50

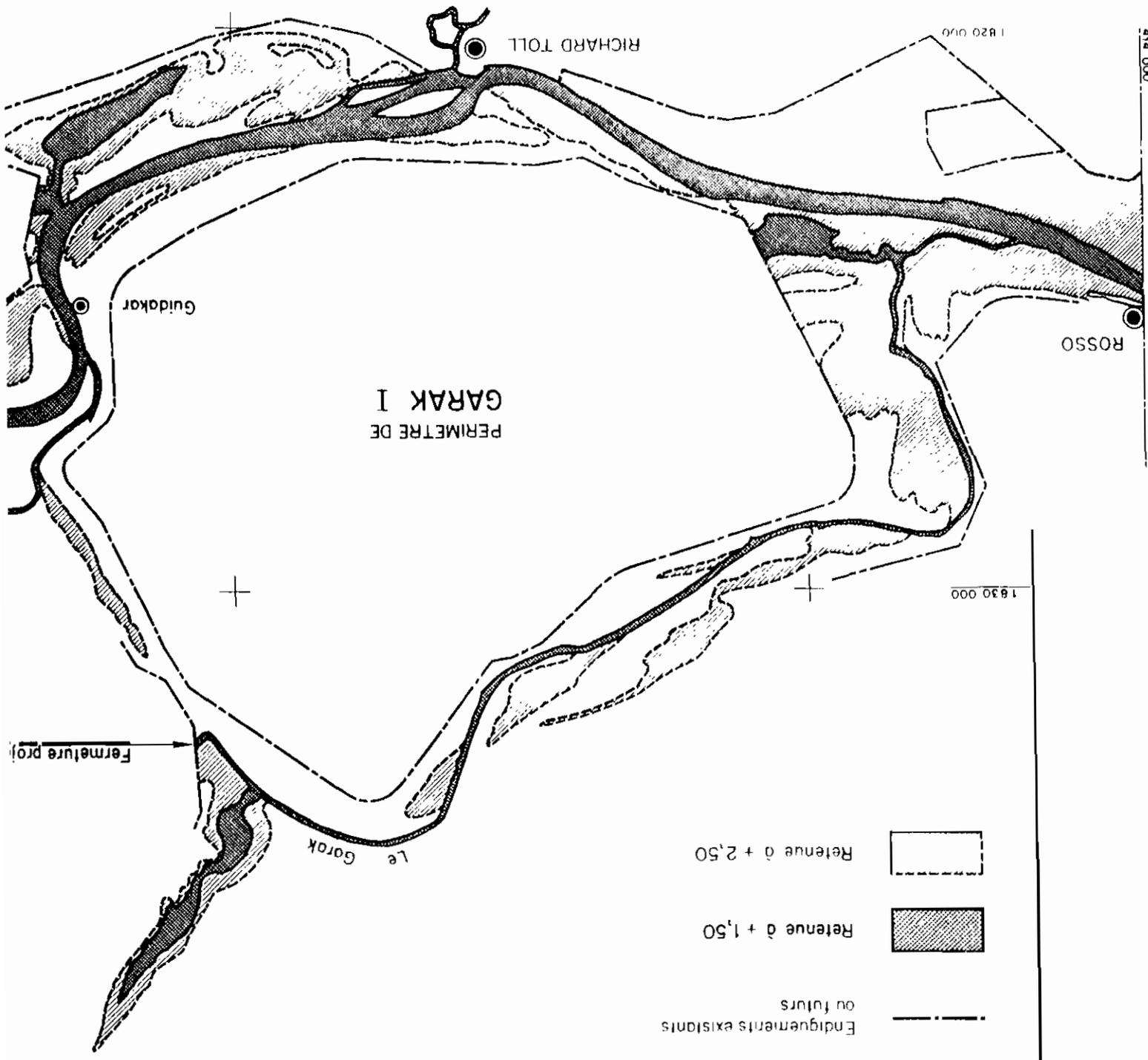
Revenue à + 1,50

Endiguements existants
ou futurs

LEGENDE

Fermeture proj.

430 000



RÉFÉRENCES

- F.A.C., O.M.V.S., " Étude D'exécution Du Barrage De DIAMA ", Rapport de phase II, Dossier technique, Janvier 1978, SOGREAH (Grenoble), COYNE & BELLIER (Paris), B.C.E.O.M. (Paris).
- Alfio, S., " Cours De Ponts 1.517 ", 3^{ème} édition, École Polytechnique de Montréal, Septembre 1975.
- Aram, S., " Béton Armé Calcul Aux États Limites Théorie Et Pratique ", 2^{ème} édition, Gaétan Morin, 1989.
- André, B., Thang, B., André, B., Georges, M., Charles, L., " Résistance Des Matériaux ", édition corrigée, Éditions de l'école polytechnique de Montréal, 1987.
- Joseph, E.B., " Foundation Analysis And Design ", fourth édition, Mc Graw-Hill Publishing Company, 1988.
- A., Ghali, A.M.Neville, " Structural Analysis ", Second édition, London, Chapman and Hall, 1978.
- H.P., Boulianne, " Cours De Structure 1.420 ", Livre 3, Ecole Polytechnique de Montréal, Janvier 1970.
- " Encyclopédie Pratique De La Construction Et Du Bâtiment ", publiée en collaboration sous la direction de Bernard, D., Tome III, Librairie Aristide Quillet, Paris 1968.
- Celestial Software Inc., " IMAGES 3D, Version 2.0, Technical Référence Manual ".

PLANS