

REPUBLIQUE DU SENEGAL

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR
Ecole Supérieure Polytechnique

CENTRE DE THIES

Département Génie Civil



GC.0051

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L' OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

Titre :

**CONCEPTION DE LA STRUCTURE DU
NOUVEAU PONT DE DIAROUME
ET CHOIX DE SES FONDATIONS
(Département de Sédhiou – CASAMANCE)**

Année : 2003 – 2004

Auteurs : M. Ousmane PENE 5^e Année Génie Civil
M. Yobo Simplicite AGBADOU 5^e Année Génie Civil

Directeurs internes : Pr. Ibrahima Khalil CISSE
Dr. Fala PAYE

Directeur externe : M. Michel HABIB Directeur de SCE

RESUME

Dans les pages qui suivent, nous nous proposons de faire le calcul d'un avant-projet de pont. L'ouvrage projeté est un pont-route à seize (16) travées isostatiques de 20,29 m chacune. Il se situe en rase campagne dans le département de Sédhiou et franchit la rivière Soungrougrou, un affluent du fleuve Casamance.

C'est un pont à poutres sous chaussée en béton armé comportant pour chaque travée isostatique, un grillage de cinq (5) poutres entretoisées uniquement qu'en leurs extrémités.

Les poutres sont hautes de 1,20 m avec une épaisseur d'âme de 30 cm. Leurs axes neutres sont transversalement espacées de 2,12 m.

Le profil en travers de l'ouvrage comporte une chaussée de 7,2 m de large avec deux trottoirs de 1,25 m de part et d'autre.

Le hourdis est constitué d'une dalle de 24 cm d'épaisseur sur laquelle repose une couche de roulement hydrocarbonée de 6 cm d'épaisseur.

Les appuis sont constitués de grands voiles parallélépipédiques de 2,25 m de haut pour une épaisseur de 50 cm sur une largeur totale de 8,88 m reposant sur des semelles filantes de 60 cm d'épaisseur et de largeur 2 m pour une longueur totale de 8,88 m. De ces semelles à chaque appui, descendent des files de micro pieux jusqu'à une profondeur moyenne de 20 m dans le sol.

Les appuis de rive (culées) sont noyées dans le remblai d'accès et ont chacun une file de quatre (4) poteaux de 80 cm de diamètre.

Le pont présente un tirant d'air de près de 2 m. Les eaux du Soungrougrou au niveau de Diaroumé sont calmes avec une vitesse d'écoulement très faible.

Le calcul structural de l'ouvrage est basé sur la méthode des coefficients de répartition élaborée par Guyon et Massonnet. C'est une méthode simple, applicable en pratique, basée au fond sur deux hypothèses :

- la construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion et qui, au sens technique, est exactement soluble par le calcul différentiel ;
- la répartition transversale réelle du chargement est remplacée par celle qui naît sous une charge répartie le long de l'axe X de la construction suivant la sinusoïde de la forme $p(x) = p_1 \cdot \sin \frac{\pi x}{l}$ où p_1 est a valeur constante du chargement.

Les hypothèses citées n'influencent que le calcul de la répartition transversale de la charge. La répartition transversale une fois terminée, les autres calculs obéissent aux règles ordinaires de la stabilité des constructions.

Mots clés : Pont – Béton armé – Tablier – Chaussée – Poutres – Dalles – Charges – Surcharges – Convoi Bc – Roue Br – Surcharge A(l) - Armatures - Piles – Remblai – Pieux- Micro pieux – ELS (Etat Limite de Service) – ELU (Etat Limite Ultime).

REMERCIEMENTS

Nous rendons grâce à DIEU Tout-Puissant, Maître de toute chose, qui a permis que nous soyons aujourd'hui, là où nous en sommes.

A nos chers parents et familles, pour tous les efforts déployés pour nous aider à réussir ces études. Nous voulons aussi dire toute notre gratitude à tous nos enseignants, permanents comme vacataires, qui tout au long de notre formation d'ingénieur, n'ont ménagé aucun effort pour que nous recevions un enseignement de qualité.

Nous disons merci au Département Génie Civil ainsi qu'aux responsables de l'Agence Autonome des Travaux Routiers (AATR) grâce à qui nous avons pu avoir ce sujet comme thème de notre projet de fin d'études.

Nous ne terminerons pas ces propos sans remercier de tout notre cœur, toutes ces personnes qui ont bien accepté de nous accorder de leur temps dans l'encadrement du travail que nous avons effectué, à savoir :

MM. Ibrahima CISSE	(ESP Thiès)
Fala PAYE	(ESP Thiès)
Michel HABIB	(SCE)
Lucien SANTOLINI	(ETECS)
Pathé LOUM	(ETECS)
Cheikh WADE	(AATR)
Moustapha FALL	(AATR)
Eric MARTINET	(LOUIS BERGER S.A)
Frédérique VIGOUROUX	(SOGEA SATOM).

A tous nos amis promotionnaires,

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de notre cursus en ingénierie de conception du génie civil durant notre séjour Thiéssois,

Que DIEU Tout-Puissant les bénisse et leur accorde la Paix et la Réussite dans toutes leurs entreprises.

AVANT-PROPOS

Persévérez. Rien au monde ne peut remplacer la persévérance.

Surtout pas le **talent** : rien n'est plus banal que les exemples d'hommes pleins de talent qui ont échoué lamentablement au cours de leur vie.

Même pas le **génie** : le monde est rempli de gens bardés de diplômes qui sont devenus des épaves sans avenir.

Seules la persévérance et la détermination prévaudront.

Labor omnia vincit improbus

Un travail opiniâtre vient à bout de tout.

SOMMAIRE

Liste des Signes et Abréviations	vii
Liste des Photos, Tableaux et Schémas	viii
Introduction	1
<u>1^{ère} Partie</u> : GENERALITES SUR LES PONT	2
I- Origines	3
II- Définitions des composantes	4
III- Classification des ponts	6
IV- Classe des ponts	8
<u>2^e Partie</u> : ETUDE CONCEPTUELLE DU PONT ET CHOIX DES FONDAIONS	9
Chapitre 1 : PRE-DIMENSIONNEMENT DU TABLIER	10
I- Présentation de l'actuel pont de Diaroumé	11
II- Caractéristiques du nouveau pont projeté	13
III- Hypothèses générales de calculs	13
IV- Eléments caractéristiques des poutres	22
V- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants	23
VI- Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants dans le tablier	30
VII- Combinaison d'actions	30
VIII- Choix de l'épaisseur de l'âme de notre poutre	31
Chapitre 2 : DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE ET DE SES APPUIS	33
I. Coefficients de répartition $K\alpha$ de répartition transversale de Guyon – Massonnet	34
II. Dimensionnement des poutres	45
III. Dimensionnement de la dalle	56
IV. Dimensionnement de l'entretoise	73
V. Dimensionnement du chevêtre et du corbeau de la culée	76
VI. Dimensionnement des appareils d'appuis	80
VII. Dimensionnement de la pile	85

Chapitre 3 : ETUDE DES FONDATIONS	89
I. Etude de la stabilité des fondations	90
II. Dimensionnement du massif de fondation	91
III. Reconnaissance géotechnique	97
IV. Etude du projet	100
Conclusion et Recommandations	106
Bibliographie et Sites Internet visités	108
Annexes	109
1. Carte routière du Sénégal	
2. Surcharges routières	
3. Tables de Guyon-Massonnet	
4. Abaques de Pigeaud	
5. Combinaisons d'actions relatives aux ponts-routes, BAEL 91	
6. Moments et efforts tranchants par poutre aux dixièmes de portée.	
7. Coupe longitudinale et vue en plan d'une travée de rive.	
8. Schéma de la stabilité au renversement .	
9. Ferrailage des culées.	
10. Ferrailage des piles.	
11. Abaque du coefficient de portance k et tableau de classification des sols.	

LISTE DES SIGNES ET ABREVIATIONS

AATR	:	Agence Autonome des Travaux Routiers.
BA	:	Béton Armé.
BA	:	Béton Armé.
BAEL	:	Béton Armé aux Etats Limites.
DTU	:	Documents Techniques Unifiés.
f_{c28}	:	Résistance à la compression du béton à 28 jours d'âge.
f_{t28}	:	Résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge.
HA	:	Haute Adhérence, relatif aux aciers utilisés très souvent pour les armatures d'ouvrages en béton armé
LPC	:	Laboratoire des ponts et chaussées.
NF	:	Normes Françaises.
SP	:	Sondage préssiométrique.
SC	:	Sondage carotté.
α	:	Rigidité de torsion
ϱ	:	Paramètre d'entretoisement
γ	:	Rigidité unitaire de torsion
δ	:	Rigidité flexionnelle unitaire

LISTE DES PHOTOS, TABLEAUX et COUPES

Photos du pont de Diaroumé	12
Tableau des coefficients a_1 du système de chargement A(l)	17
Tableau des moments et efforts tranchants dans le tablier	30
Table de Guyon-Massonnet	40
Tableau des coefficients $K\alpha$ en fonction de la position des poutres	43
Tableau des moments et efforts tranchants par poutre	44
Tableau des espacements des armatures d'âme dans les poutres	54
Tableau des coefficients c et c' de déformation des appuis en néoprène	82
Tableau des coefficients d'affouillement des piles de pont	88
Tableau de la reconnaissance géotechnique du sol sous les piles du pont	98
Tableaux des essais préssiométriques	102 et 104
Coupe transversale d'une poutre	31
Coupe transversale du tablier	32
Détails des appuis intermédiaires et de rive	32
Coupe transversale du ferrailage des poutres	50
Ferrailage de la dalle	72
Ferrailage de l'entretoise	75
Ferrailage du chevêtre et du corbeau	79
Ferrailage du massif de fondation	96

INTRODUCTION

La quasi totalité des activités humaines nécessite des déplacements de biens et de personnes. Ces déplacements requièrent eux-mêmes l'utilisation d'énergies (force animale, énergie éolienne, énergie atomique, énergie chimique, énergie électrique). La contrepartie de l'utilisation des moyens mécaniques, née de la transformation de ces énergies, a été, dans une grande mesure, à l'origine de la nécessité de réaliser des infrastructures se perfectionnant de plus en plus avec le temps.

La nécessité pour l'homme de contourner sinon de surmonter les obstacles qui se sont présentés à lui l'ont poussé à créer des ouvrages de franchissement.

Les ponts tiennent une place toute particulière parmi ces infrastructures. Leur origine remonte à des formes très primitives et rudimentaires.

La conception d'un pont résulte, le plus souvent d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère.

Cette démarche du concepteur comprend en général, trois étapes :

- Le recueil de données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle à franchir.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
- L'étude de détails de la solution retenue.

De nos jours, les techniques ont beaucoup évolué. Le fer, l'acier, le béton armé ainsi que le béton précontraint et surtout l'ordinateur et les logiciels de calculs ont fait leur apparition sur le marché, offrant ainsi à l'esprit créatif de l'homme une gamme de possibilités très étendues dans la conception.

Le village de Diaroumé dans le département de Sédhiou a un pont de plus de 300 mètres de long. Réhabilité à maintes reprises dans le passé, cet ouvrage présente aujourd'hui un état de service qui commande la reconstruction d'un ouvrage neuf au même emplacement.

La présence de cet ouvrage revêt une importance de taille car offrant aux populations de la haute Casamance (Kolda, Sédhiou, Vélingara...) une opportunité rapide de rallier la basse Casamance ainsi que tout le reste du Sénégal par la jonction de la route que ce pont supporte avec la trans-gambienne (Route internationale entre le Sénégal et la Gambie).

Un nouveau pont donc à Diaroumé, quelle structure adopter ? et quel type de fondations ?

1ère Partie

GENERALITES SUR LES PONTS

I- Origines

Le terme « Pont » désigne en général tout ouvrage qui franchit un espace. Cet espace peut être naturel (cours d'eau, vallée, etc....) ou artificiel (routes, chemin de fer, etc....).

La construction de passerelles, puis de ponts, fait partie des plus anciennes activités de l'homme. Il ne subsiste aucune trace des premières réalisations, mais il est possible d'en avoir une idée en examinant les nombreuses passerelles découvertes dans des régions restées complètement ou presque complètement isolées du reste du monde.

Il en existe deux types principaux : les passerelles suspendues et les poutres.

- Dans les **passerelles suspendues**, les éléments porteurs sont des câbles, formés de lianes, ou de bambous tressés, attachés des deux côtés de la brèche à franchir, soit à des rochers, soit à des troncs d'arbres. Elles comportent plusieurs variétés : câble unique auquel est suspendu un panier qui se déplace par gravité ou qui est tiré par des cordes ; sorte de hamac constitué de 2, 3 ou 4 câbles reliés par un filet ou portant un platelage attaché aux câbles porteurs par des suspentes, comme dans les ponts suspendus actuels. On trouve ce genre de passerelles dans toutes les régions où on peut fabriquer des câbles à partir de matériaux naturels : Afrique, Amérique du Sud, Asie Centrale, Chine, etc....
- Dans les **passerelles fonctionnant en poutres**, les éléments porteurs sont en pierre ou en bois. Celles qui sont constituées de dalles de pierres ont des portées très limitées, à cause de la faible résistance à la traction et au cisaillement de la pierre. Elles ne sont donc utilisées que lorsque des appuis intermédiaires assez rapprochés peuvent être placés dans la rivière à franchir.

Les ponts furent d'abord tous en bois et le bois continue à être employé dans des grands ouvrages dans divers pays. Grâce à ses caractéristiques mécaniques, le bois autorise des portées nettement plus grandes que la pierre, avec une force portante suffisante pour le passage de voitures et même de chariots lourdement chargés. Il a donc permis de construire non seulement de nombreuses passerelles, mais aussi les premiers ponts proprement dits. Les historiens de l'Antiquité, notamment Hérodote, nous ont laissé des descriptions d'ouvrages déjà très importants, tels que les ponts sur le Nil et sur l'Euphrate construits plus de 20 siècles avant Jésus-Christ, constitués d'une suite de travées en bois, formées de longrines reposant sur des piles en pierre.

Dans beaucoup de ponts en bois, les appuis intermédiaires sont eux-mêmes formés de pieux en bois battus dans le fond de la rivière et contreventés.

Les Romains construisirent les premiers ponts en pierre et de très vieux subsistent encore (le pont Saint-Ange à Rome, 3 voûtes de 18,33 m, construit en 138 est en parfait état).

Le premier pont remarquable Français fut construit par les frères pontifes qui demeurèrent chargés de la construction de ces ouvrages jusqu'à la création du Corps des Ponts et Chaussées vers 1700.

Le béton armé, appliqué aux ponts dès 1890, constitue de grands ponts à partir de 1900.

Les ponts en béton précontraint le concurrencent actuellement et permettent de réaliser couramment des ouvrages allant de portées moyennes à de très grandes.

Les trois (3) grands types de ponts les plus répandus: ponts suspendus, ponts à poutres, ponts en arc, ont donc une origine extrêmement ancienne.

II- Définitions des composantes

Un pont comprend quatre parties : les Fondations, les Appuis, le Tablier et les Superstructures. A côté de ces quatre parties, il existe trois (3) éléments qui permettent aussi de caractériser un pont, à savoir la Travée, la Portée et l'Elancement.

1- Fondations

Il existe trois types de fondations :

- Fondations superficielles
- Fondations semi profondes
- Fondations profondes ou fondations sur pieux

2- Appuis

Il existe deux types d'appuis :

- Appuis de rive ou culées (Culées noyées ou Culées massives)
- Appuis intermédiaires ou piles (Piles constituées de colonnes ou Piles constituées de voiles)

3- Travée

La travée est la partie de pont comprise entre deux appuis consécutifs. Un pont peut comporter un, deux ou plusieurs travées. Ces travées peuvent être indépendantes ou continues. Lorsqu'elles sont indépendantes, on parle de travées isostatiques.

4- Portée

La portée est la distance entre deux points d'appui consécutifs. Dans le cas des travées continues, elle coïncide avec l'entraxe de deux appuis consécutifs. Il n'en est pas de même pour les travées indépendantes.

5- Tablier

Le tablier est la partie sensiblement horizontale du pont qui est chargée de recevoir les usagers par l'intermédiaire de la couche de roulement et des trottoirs. Il existe plusieurs types de tabliers :

- Les tabliers en dalle
- Les tabliers à poutres sous chaussée
- Les tabliers à poutres latérales
- Les tabliers en caisson
- Les tabliers métalliques
 - Tabliers mixtes à dalle non participante
 - Tabliers mixtes à dalle participante
 - Tabliers orthotropes

6- Élancement

L'élancement est le rapport entre l'épaisseur du tablier et la portée la plus déterminante. Lorsque l'épaisseur (donc l'inertie) du tablier est variable, on définit un élancement sur appui et un élancement à la clé (en milieu de travée). Les élancements servent à faire les pré dimensionnements. En effet pour chaque type de pont, il a été défini une plage d'élancements économiques permettant de dégrossir les problèmes de dimensionnement.

7- Superstructures

Les superstructures sont les éléments du pont qui contribuent à la sécurité, au confort des usagers et à la durabilité du pont. Ce sont :

- La couche d'étanchéité
- La couche de roulement
- Les gargouilles
- Les trottoirs
- Les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité)
- Les corniches
- Les joints de chaussée
- Les appareils d'appui etc....

III- Classification des ponts

Les ponts sont classés suivant plusieurs critères. Sans être exhaustifs, nous allons en examiner quelques uns.

1- Classification suivant le fonctionnement mécanique

Selon cette classification, on distingue les caractéristiques suivantes :

- **Les ponts poutres** (les ponts dont les réactions ne comportent que des composantes verticales).

On trouve dans cette catégorie les ponts à poutres sous chaussée, les ponts à poutres latérales, les ponts dalle, les ponts en caisson etc.

- **Les ponts en arc** : ce sont tous les ponts dont les réactions d'appui comportent une composante horizontale.

On classe dans cette catégorie les ponts en arc, les ponts à béquilles obliques ou droites, les portiques ouverts et les cadres fermés.

- **Les ponts à câbles** : ce sont tous les ponts portés par des câbles.

Dans cette catégorie, figurent les ponts à haubans et les ponts suspendus.

2- Classification suivant la fonction

Suivant ce critère, on distingue les classes de ponts suivants :

- **Les ponts routes** : Ce sont les ponts qui portent une route lui permettant ainsi de franchir un obstacle.
- **Les ponts rails** : Ce sont les ponts qui portent un chemin de fer qui lui permet de franchir un obstacle.
- **Les ponts rails/ routes** : Ce sont les ponts qui portent une route et un chemin de fer à la fois
- **Les passerelles** : Ce sont des ouvrages réservés uniquement à la circulation des piétons.
- **Les ouvrages hydrauliques** : Ce sont les ouvrages destinés à faire passer un cours d'eau.

3- Classification suivant la position en plan

Suivant ce critère, on distingue les types de ponts suivants :

- **Ponts droits** : Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle droit avec l'axe du pont.
- **Ponts biais** : Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle (différent de l'angle droit) avec l'axe du pont. Il faut limiter dans la mesure du possible l'angle de biais, il ne doit pas trop s'éloigner de l'angle droit.
- **Ponts courbes** : Ce sont les ponts dont l'axe présente une courbure.
Il faut éviter ce genre de pont dans la mesure du possible. Si cela est inévitable, il faut alors adopter une courbure constante.

4- Classification suivant la durée de vie

Suivant ce critère, les ponts sont classés en 3 catégories :

- **Les ponts définitifs**
- **Les ponts semi définitifs**
- **Les ponts provisoires.**

5- Classification suivant la voie considérée

Lorsque qu'un pont porte une voie de circulation et en franchit une autre, elle peut être nommée suivant que l'on considère l'une des deux voies. Le pont peut être appelé :

- **Passage supérieur** si c'est la voie franchie qui est considérée ou.
- **Passage inférieur** si c'est la voie portée qui est considérée.

6- Classification suivant la mobilité

Suivant ce critère, les ponts sont classés en 3 catégories :

- **Les ponts fixes**
- **Les ponts levants** : Ce sont les ponts dont l'axe de rotation est horizontal.
- **Les ponts tournants** : Ce sont les ponts dont l'axe de rotation est vertical.

Cette énumération de critère que nous venons de faire n'est pas exhaustive. On trouve ainsi d'autres critères tels que le mode d'exécution, la forme du tablier, etc.

IV- Classe des ponts

En fonction de leur largeur roulable les ponts sont classés en trois catégories.

- **Ponts de première classe** : ce sont d'une part les ponts supportant des chaussées dont la largeur roulable est supérieure ou égale à 7 m et d'autre part les ponts supportant des bretelles d'accès aux chaussées citées plus haut.
- **Ponts de deuxième classe** : ce sont les ponts supportant des chaussées dont la largeur roulable est comprise entre 5,50 m et 7 m.
- **Ponts de troisième classe** : ce sont les ponts supportant des chaussées dont la largeur roulable est inférieure ou égale à 5,50 m.

La largeur roulable, est la largeur comprise entre dispositifs de sécurité ou bordures de trottoir. Elle comprend outre la chaussée, les bandes d'arrêt d'urgence et les bandes dérasées.

La largeur chargeable, se déduit de la largeur roulable en déduisant 50 cm le long des dispositifs de sécurité. Les bordures de trottoir ne sont pas des dispositifs de sécurité

2e Partie

ETUDE CONCEPTUELLE DU PONT ET CHOIX DES FONDATIONS



Chapitre 1

PRE-DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

I- PRESENTATION DE L' ACTUEL PONT DE DIAROUME

Le pont de Diaroumé, situé dans le département de Sédhiou (Région de Kolda) a été construit en 1962. A ce titre, il a été calculé pour un camion type de 25 tonnes, camion encore en vigueur au Sénégal en ce moment. (Voir photos ci-après).

Ce pont a une portée totale de 341,38 m avec un tablier constitué d'une dalle alvéolée portant une chaussée d'une voie de 3,5 m et un trottoir de 0,80 m reposant simplement sur appuis portiques, les chevêtres, desquels descendent des pieux métalliques de section carrée, encastrés profondément dans le sol.

Le pont de Diaroumé comporte 43 travées indépendantes de 7,93 m et 7,94 m. Seules 4 travées ont 7,93 m ; elles encadrent deux à deux les joints de chaussée délimitant les 3 ensembles continus de l'ouvrage. La continuité des ensembles est assurée par des dalles de continuité préfabriquées en béton armé, posées entre les travées. Les ensembles comprennent respectivement 14, 15 et 14 travées.

Cinq (5) travées du milieu de l'ouvrage sont doublées afin de former une zone à double sens de circulation (zone garage). Les ensembles d'extrémité (13 travées de 7,94 m et 1 travée de 7,93 m) font 111,15 m de long chacun.

Entre les ensembles d'extrémité et la zone garage il y a une travée de 7,93 m et 4 travées de 7,94 m soit 39,69 m. La zone garage couvre 5 travées de 7,94 m soit 39,7 m.

Ce pont traverse le *Soungrougrou*, un affluent du fleuve *Casamance*. Cet affluent est gagné par la remontée salée qui attaque l'ouvrage en plus des dégradations causées par le trafic.

Par deux fois déjà, il a été réparé.

La première fois en **1989** : Les pieux métalliques creux de fondations profondes formés de 2 palplanches Larsen oxydés jusqu'à destruction presque complète de leur section dans la zone de marnage ont été substitués par des pieux en béton.

La deuxième fois en **1991** : Les chevêtres en béton armé des appuis et les dalles portantes en béton armé des travées, fissurés, éclatés, laissant à nu leurs armatures sensiblement réduites par l'oxydation ont été traités, renforcés par des tôles métalliques et entièrement recouverts sur leurs faces inférieures et latérales d'un enduit spécial résistant, adhérent et imperméable.

Photo 1. La zone de garage du tablier



Photo 2. Le Tablier, les chevêtres et les piles



Photo 3. Piles dégradées



Photo 4. Chevêtre et tablier fissurés

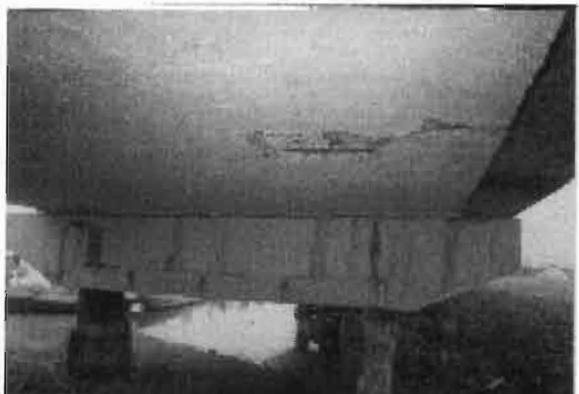


Photo 5. Corbeau de culée dégradé

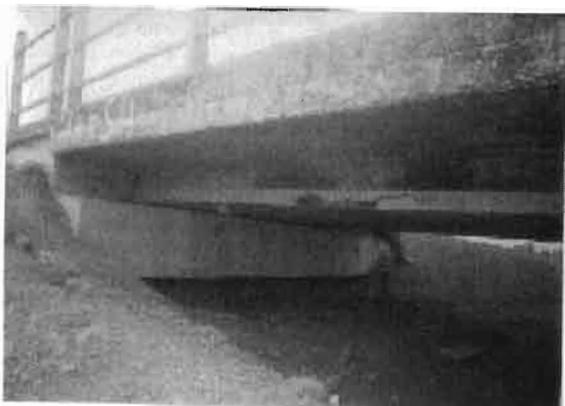


Photo 1. La zone de garage du tablier



II- CARACTERISTIQUES DU NOUVEAU PONT PROJETE

- Largeur roulable, $L_r = 7,20$ m
 - Largeur chargeable $L_c = L_r - 2 \cdot L_{tr}$ (L_{tr} , largeur des trottoirs). Cette formule est utilisée lorsque le pont dispose des dispositifs de sécurité. Dans notre cas, il n'y en a pas, donc on a :
 $L_c = L_r = 7,20$ m
 - Classe du pont : $L_r > 7$ m \rightarrow notre pont est de **première classe**.
 - Nombre de voies $N = E(L_c / 3)$, E étant la fonction partie entière car le nombre de voies dont dispose la chaussée se doit d'être un entier naturel.
 $N = E(7,2 / 3) = 2$ voies
 - Largeur d'une voie $V = L_c / 2 = 3,6$ m
- Longueur du pont : $L = 324,64$ m soit 16 travées d'une longueur de 20,29 m entre les axes des piles et culées. Le tablier est découpé en 6 tronçons séparés par des joints de dilation.

III- HYPOTHESES GENERALES DE CALCULS

1- Règlements et textes

- Fascicule spécial n° 72-21 bis cahier des prescriptions communes.
Fascicule 61 Titre II Conceptions, calculs et épreuves des ouvrages.
- Cahier des clauses techniques générales : Fascicule 62, Titre I , Section I , Règles dénommées BAEL 91.
- Fascicule n°62 Titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

2- Hypothèses de justification

Le tablier, les piles ainsi que les culées sont calculés en fissuration préjudiciable (article B2.4 BAEL 91).

L'enrobage des armatures sera 3 cm minimum pour les ouvrages en superstructure et 5 cm pour les piles et culées.

3- Matériaux de construction

3-1 Béton

$$f_{cj} (f_{c28}) = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} (f_{t28}) = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,22 \text{ MPa}$$

$\theta = 0,85$ durée d'application des surcharges considérées inférieures à 1 heure

$\theta = 1$ durée d'application des surcharges considérées supérieure à 1 heure

$$\gamma_b = 1,5$$

3-1-1 Etats limites ultimes : ELU

- Justification sous sollicitations de flexion

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0,85 * f_{cj}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 27}{1 * 1,5}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15,7 \text{ MPa}$$

- Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable (BAEL 91 A.5.1.21)

$$\tau_u < \min \left(\frac{0,15 * f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 * 27}{1,5} ; 4 \right)$$

$$\tau_u < 2,7 \text{ MPa}$$

- Justification des dalles sous sollicitation d'effort tranchant, pas d'armature dans les plaques si :

$$\tau_u < \frac{0,07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,07 * 27}{1,5}$$

$$\tau_u < 1,26 \text{ MPa}$$

3-1-2 Etats limites de service : ELS

Justification sous sollicitations de flexion

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{cj} = 0,6 * 27$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 16,2 \text{ MPa}$$

3-1-3 Modules de déformation longitudinale

Instantanée : $E_i = 11\,000 * f_{cj}^{(1/3)} = 11\,000 * 27^{(1/3)}$

$$E_i = 33\,000$$

A long terme : $E_v = E_i/3 = 33\,000/3$

$$E_v = 11\,000$$

3-2 Acier

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

3-2-1 Etats limites ultimes : ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15}$$

$$\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$$

3-2-2 Etats limites de service : ELS

Cas de fissuration préjudiciable:

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{t28}}) \right\}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} 500 ; \max (0,5 500 ; 110 * \sqrt{1,6 * 2,22}) \right\}$$

$$\overline{\sigma_s} = 250 \text{ MPa}$$

4- Actions

Les matériaux sont régis par la norme Française NFP 06-001

Les surcharges d'exploitation proviennent du Fascicule 61, titre II.

4-1 Charges permanentes

Masse volumique du béton: $2,5 \text{ T} / \text{m}^3$

4-2 Action des terres

Masse volumique : $2 \text{ T} / \text{m}^3$
Angle de frottement interne : $\Phi = 30^\circ$
Coefficient de poussée active : $K_a = 0,33$

4-3 Surcharges d'exploitation

Sont prises en compte deux natures de surcharge ; les surcharges routières A et B et les surcharges des trottoirs.

Les systèmes A et B sont distincts et indépendants, en ce sens que pour le calcul d'un effet donné, les deux systèmes ne peuvent être appliqués simultanément.

4-3-1 Surcharges des trottoirs

Les trottoirs et les pistes cyclables, qui leur sont assimilées, supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs, ou des ponts réservés exclusivement à la circulation des piétons et des cycles.

Une charge générale de 150 kg/m^2 est appliquée pour la détermination des fermes maîtresses qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs.

Une charge uniforme de 450 kg/m^2 est appliquée pour la détermination des autres éléments, autres que les fermes maîtresses.

Sur les trottoirs en bordure d'une chaussée, il y a lieu de disposer dans la position la plus défavorable pour l'élément considéré une roue isolée de 6 tonnes dont la surface d'impact est un carré de 0,25 m de côté.

Les effets de cette roue ne se cumulent pas avec ceux des autres charges de chaussée ou de trottoirs. Ils sont à prendre en compte uniquement lorsqu'il s'agit d'état-limite ultime.

4-3-2 Systeme A

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) par des coefficients a1 et a2 qui sont fonction de la classe du pont.

$$\text{Avec } a2 = \frac{V_o}{V}$$

V = largeur d'une voie

Vo ayant les valeurs suivantes :

- 3.5 m pour les ponts de première classe
- 3 m pour les ponts de deuxième classe
- 2,75 m pour les ponts de troisième classe

Les coefficients a1 du système A(l) sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	5
Classe du pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	1	0,9	0,75	0,7
	Troisième	0,9	0,8	0,9	0,75	0,7

Nous avons donc :

Coefficient $a_1 = 1$

$$\text{Coefficient } a_2 = \frac{3,50}{3,60} = 0,97$$

$$A(l) = a_1 * a_2 * \left[230 + \frac{36000}{(L+12)} \right] \quad L = \text{Longueur chargée du pont}$$

$$A(l) = 0,97 * \left[230 + \frac{36000}{(L+12)} \right]$$

$A(l)$ exprimée en kilogrammes par mètre carré (kg/m^2).

La largeur et les longueurs des zones chargées sont choisies de manière à produire les effets maximaux dans l'élément d'ouvrage dont on a en vu la justification.

Les valeurs données tiennent compte des majorations pour effets dynamiques.

4-3-3 Système B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

Le système Bc se compose de camions types ;

Le système Br se compose d'une roue isolée ;

Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes Bc et Br s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

Les charges du système B sont frappées de majoration dynamique et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes Bc, Br et Bt est le même pour chaque élément d'ouvrage.

Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta$$

$$\alpha = \frac{0,4}{(1 + 0,2 * L)} \quad L = \text{Portée du pont}$$

$$\beta = \frac{0,6}{\left(1 + 4 \frac{G}{S}\right)} \quad G = \text{Charge permanente de la dalle}$$

$S =$ Masse totale de camions de 30T ou essieux-tandems de 16T

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc ou bt.

4-3.3.1 Surcharge Bc

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

Masse totale	30 t
Masse portée par chacun des essieux arrière	12 t
Masse portée par 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 m
Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m de côté	
Surface d'une roue avant : carré de 0,20 m de côté	

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

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

Nous avons donc :

2 camions de 30T par voie x 2 voies

Coefficient bc : $bc = 1,1$ (pont de première classe à 2 voies chargées)

4-3.3.2 Surcharge Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

Masse portée par chaque essieu	16 t
Distance des deux essieux	1,35 m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2 m

Surface d'impact de chaque roue (portant 8 t) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,25 m.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est disposé sur la chaussée.

Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément.

Nous avons donc :

2 essieux tandem de 16T x 2 voies

Coefficient bt : $bt = 1,1$ (pont de première classe)

4-3.3.3 Surcharge Br

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 10 tonnes.

Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30m.

Impact au niveau de la chaussée : 30 x 60

Impact au niveau du feuillet moyen de la dalle du hourdis (24 cm / 2): 0,63 x 0,93

Périmètre utile au niveau du feuillet moyen : $2 * (0,63 + 0,93) = 3,12$ m

4-3-4 Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçants à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Système Bc = 30T sans majoration pour effet dynamique et application de coefficient bc.

Système A(l) : $A(l) * S * \frac{1}{(20 + 0,0035 * S)}$ S : Surface chargée en mètres carrés.

4-3-5 Effort du vent

Dans les circonstances courantes, on peut admettre, pour évaluer l'action du vent sur les ponts en service, l'hypothèse suivante :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée.

Il développe sur toute surface frappée normalement une pression W valant :

$$W = 200 \text{ kg/m}^2$$

Lorsque le vent souffle, le pont n'est supposé porter aucune charge mobile, de chaussée ou de trottoir.

4-3-6 Action uniforme de la température

A partir de la température ambiante dont la valeur est prise égale à 25°C , on envisage les variations suivantes :

- Une partie rapidement variable de $+10^\circ\text{C}$ -10°C $\Delta T = 20^\circ\text{C}$
- Une partie lentement variable de $+20^\circ\text{C}$ -10°C $\Delta T = 30^\circ\text{C}$
 $+30^\circ\text{C}$ -20°C $\Delta T = 50^\circ\text{C} / 2 = 25^\circ\text{C}$

D'où il est pris, $\Delta T = 30^\circ\text{C}$

5- Combinaisons d'actions

Conformément aux prescriptions du BAEL 91 concernant les ponts-routes (voir en annexe).

6- Méthodes de calcul

➤ Poutres

Méthode de Guyon-Massonnet introduisant des coefficients de répartition.

Guyon a montré, en 1946, la possibilité de calculer des dalles orthotropes à rigidité torsionnelle négligeable pour une charge quelconque, à l'aide de la méthode des coefficients de répartition.

C'est par ce même procédé qu'il a ensuite calculé les plaques isotropes en 1949.

Massonnet généralisa les relations trouvées par Guyon en introduisant l'effet de la torsion dans les calculs.

Ainsi se sont retrouvés réunis les avantages de la méthode des coefficients de répartition et l'exactitude de celle des plaques orthotropes.

➤ **Dalle**

Abaques de l'inspecteur général Pigeaud.

IV- ELEMENTS CARACTERISTIQUES DES POUTRES

1- Epaisseur du hourdis

L'épaisseur du hourdis doit être comprise au moins entre $1/16$ et $1/10$ de l'espacement des poutres, c'est-à-dire $ep/16 \leq eh \leq ep/10$.

Dans notre cas, nous avons $ep = 2,12$ m ce qui donne donc :

$13,25 \text{ cm} \leq eh \leq 21,2 \text{ cm}$. Cette épaisseur a été portée à **$eh = 24 \text{ cm}$** .

2- Hauteur des poutres

La hauteur des poutres est un paramètre très important. Les considérations qui permettent de la fixer sont les suivantes :

- Il y a souvent à réaliser une faible épaisseur de tablier pour dégager le gabarit de la voie franchie, c'est notamment le cas pour les ouvrages urbains.
- Si leur hauteur est trop grande, les poutres préfabriquées, lorsqu'elles ne sont pas encore solidarisiées risquent de manquer de stabilité et de présenter en particulier une trop grande prise au vent.
- En revanche la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier et des sections de béton.

Vu ces contraintes, on considère généralement que la **valeur optimale** de l'élancement L/h (rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres) se situe entre **16** et **17** en l'absence de contraintes particulières, d'où nous avons :

$$\begin{aligned} 16 \leq L/h \leq 17 & \quad \rightarrow \quad L/17 \leq h \leq L/16 \\ & \quad \rightarrow \quad 1,19 \text{ m} \leq h \leq 1,23 \text{ m} \end{aligned}$$

Nous optons pour une hauteur **$h = 1,20 \text{ m}$**

Il est à remarquer que généralement, on a $15 \leq L/h \leq 18$. Ce qui nous aurait donné :

$$L/18 \leq h \leq L/15$$
$$1,13 \text{ m} \leq h \leq 1,35 \text{ m}$$

3- Epaisseur b_o de l'âme de la poutre

L'épaisseur de l'âme de la poutre est fonction de sa résistance au cisaillement (Effort tranchant), résistance au cisaillement qui vérifie :

$$\tau_u \leq \tau_{u_{lim}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o * d} \quad \text{Avec } d \approx 0,9h$$

La zone de projet étant agressive, nous considérons toute fissuration préjudiciable, d'où

$$\tau_{u_{lim}} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq 2,7 \text{ MPa} \leftrightarrow \frac{V_u}{b_o * d} \leq 2,7 \quad \text{avec } d = 0,9h = 0,9 * 1,2 = 1,08$$

$$b_o \geq \frac{V_u}{2,6244}$$

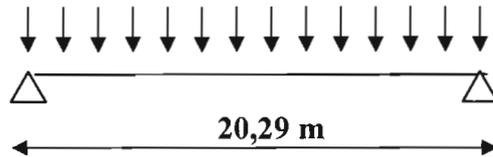
Avec V_u = Effort tranchant à l'ELU dû aux charges et surcharges s'exerçant sur le pont dont la détermination suit le processus suivant.

V- CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENTS FLECHISSANTS

Les charges et surcharges qui sont prises en compte sont :

- La charge permanente due à la dalle, aux trottoirs et aux garde-corps.
- La surcharge uniforme des Trottoirs.
- La surcharge routière uniforme Al.
- Le convoi de type Bc
- La variation de la température.

1- Charges uniformément réparties



1-1- Charge permanente G

- Dalle : $e_d = 0,24$ m largeur effective, $l_{eff} = 8,88$ m
- Revêtement hydrocarbonné : $e_r = 0,06$ largeur chargeable, $l_c = 7,2$ m
- Trottoir: largeur des Trottoirs, $l_t = 1,25$ m Epaisseur = $0,3$ m Surface = $0,375$ m²
- Poids des garde-corps : Pris égal à 1% de la charge totale g de la dalle.

Nous avons donc:

$$G = 0,0533 + 2,5 * (0,24*8,88 + 0,3*2*1,25) + 2,1*0,06*7,2$$

$$\mathbf{G = 8,17 \text{ T/m}}$$

1-2- Surcharges des trottoirs

- Charge générale : 150 kg / m²
- Largeur utile, $l_u = 2 * 1,25$ m

Nous avons donc:

$$g_{tr} = 2*1,25 * 0,150$$

$$\mathbf{g_{tr} = 0,375 \text{ T/m}}$$

1-3- Surcharge routière A(l)

$$A(l) = 0,97 * (230 + \frac{3600}{20,29 + 12})$$

$$A(l) = 1,305 \text{ T/m}^2$$

D'où la charge au mètre linéaire vaut :

$$Q_{Al} = A(l) * l_c$$

$$Q_{Al} = 9,4 \text{ T/m}$$

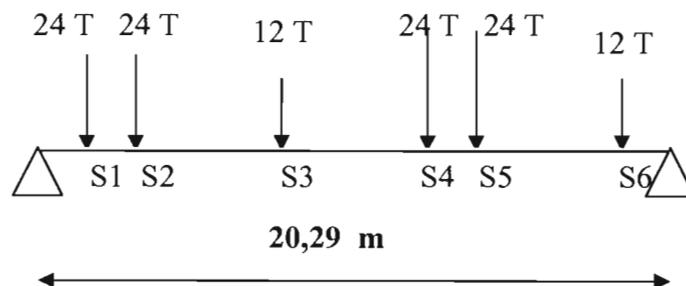
1-4- Moments fléchissants et efforts tranchants

$$M = \frac{Q * l^2}{8} \quad \text{et} \quad V = \frac{Q * l}{2}$$

Un coefficient de répartition de 1,1 s'applique aux surcharges des trottoirs et à la surcharge A(l).

	Moment Fléchissant M en T.m	Effort Tranchant V en T
Charges permanentes (G)	420,43	83
Surcharges des trottoirs (Tr)	21,23	4,2
Surcharge A(l)	532,10	105

2- Surcharge Bc



2-1- Moment fléchissant

La méthode utilisée est celle des lignes d'influences.

Le moment produit au milieu d'une poutre isostatique (simplement appuyée) par une charge unitaire P se déplaçant sur cette poutre est donné par:

- $X < L / 2$ $M_{(x)} = P * X / 2$
- $X = L / 2$ $M(L / 2) = P * L / 4$
- $X > L / 2$ $M_{(x)} = P * (L - X) / 2$
- D'où l'équation de la ligne d'influence devient en faisant $P=1$:
- $X < L / 2$ $M_{(x)} = X / 2$
- $X = L / 2$ $M(L / 2) = L / 4$
- $X > L / 2$ $M_{(x)} = (L - X) / 2$

Dans le cas général le moment en une section quelconque G d'abscisse "a" est donné pour une force P d'abscisse X.

- Pour $X \leq a$ $M(x) = \frac{P * X * (L - a)}{L}$
- Pour $X > a$ $M(x) = \frac{P * a * (L - X)}{L}$

Or d'après le formulaire du béton armé de LEBELLE – CHAMBAUD au chapitre des ponts-routes à travées indépendantes, le moment fléchissant maximal absolu est obtenu pour un convoi type de 2 camions de 30T à une distance "e" du milieu de la travée qui vaut :

- $L < 2,566$ $e = 0$
- $2,566 < L < 9,195$ $e = 0,375$
- $9,195 < L < 11,751$ $e = 0,15$
- $11,751 < L < 17,444$ $e = 0,375$
- $17,444 < L < 18,382$ $e = 0,84375$
- $L > 18,382$ $e = 1,725$

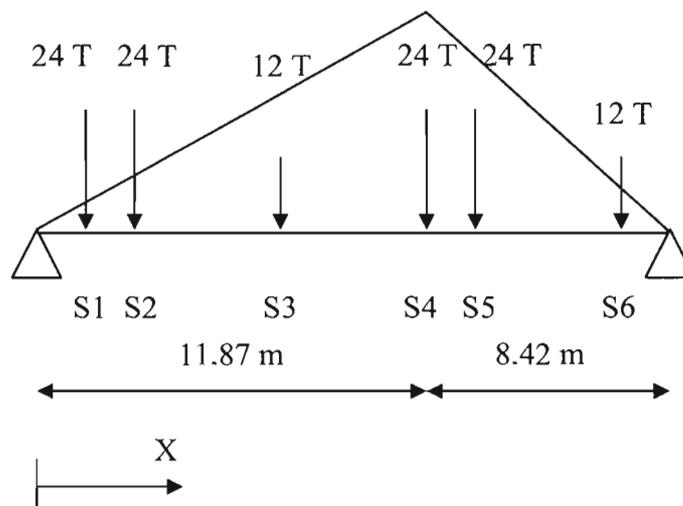
« L et e » étant exprimées en mètre.

Pour notre projet, $L = 20,29 \text{ m} > 18,382 \text{ m}$, le moment fléchissant absolu est obtenu à l'abscisse "a" valant :

$$a = (L/2) + e$$

$$a = 11,87 \text{ m}$$

- Pour $x \leq 11,87 \text{ m}$
$$M(x) = \frac{P * X * (20,29 - 11,87)}{20,29}$$
- Pour $x > 11,87 \text{ m}$
$$M(x) = \frac{P * 11,87 * (20,29 - X)}{20,29}$$



S1, S2, S3, S4, S5 et S6, dénominations arbitraires des essieux.

Avec X allant de 0 à $(L_t - L_{conv})$ et L_t désignant la longueur totale de la travée, L_{conv} la longueur totale du convoi. On a :

$$L_t - L_{conv} = 20,29 - (1,5 + 4,5 + 4,5 + 1,5 + 4,5)$$

$$L_t - L_{conv} = 3,75$$

Afin de déterminer le moment maximal avec plus de précision nous allons faire varier X avec un pas de 0,2. Le moment est donné par : $M'_{Bc} = \sum M_i(x, \alpha) * P_i$ avec P_i la charge appliquée à l'abscisse X par rapport à l'appui de gauche.

Pour $X = 0$

	X	a	$M_i(x, \alpha)$	P_i	M'_{iBC}
$X \leq a$	0	11,87	0	24	0
	1,5		0,622	24	14,94
	6		2,490	12	29,88
	10,5		4,36	24	104,58
$X > a$	12	11,87	4,85	24	116,44
	16,5		2,22	12	26,62

$M'_{Bc} = 292,46 \text{ T.m}$

De manière analogue on a le tableau récapitulatif suivant :

X (m)	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6
M(Tm)	295,15	297,91	300,67	303,43	306,19	308,95	310,99	308,95

X (m)	1,6	1,8	2	2,2	2,4	2,6	2,8	3
M(Tm)	308,95	306,91	304,87	302,83	379	298,75	296,71	294,67

X (m)	3	3,2	3,4	3,6	3,75
M(Tm)	294,67	292,63	290,59	288,55	287,018

Les résultats montrent que le moment est maximal pour une valeur de x comprise entre 1, 2 et 1,6.

X	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,55	1,6
M	309,64	310,33	311,3	310,99	310,48	309,97	309,46	308,95

Donc $M'_{Bc} = 311,3 \text{ T.m}$ obtenue pour $X = 1,35$.

Avec $X = 1,35 \text{ m}$, nous avons l'essieu de 12T de la 2^e file de camions (S3) du convoi qui est situé à 0,02 m de la section optimale $a = 11,87 \text{ m}$.

En plaçant cet essieu sur la section optimale, $a = 11,87$ donc $X = 1,37$ nous avons un moment M'_{BC} qui vaut :

$$M'_{Bc} = 331,3 \text{ T.m}$$

D'où le moment est maximum lorsqu'un essieu est placé à la section indiquée.

$$M_{Bc} = 1,3 \times \delta \times b_c \times M'_{Bc}$$

Avec 1,3 = coefficient de réparation.

δ = coefficient de majoration dynamique.

b_c = coefficient $b_c = 1,1$ pour pont de première classe.

$$\delta = 1 + \alpha + \beta \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{0,4}{1 + 0,2 * L} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{0,6}{1 + \frac{4 * G}{S}}$$

$$G = 128,4357 \text{ T} \quad S = 132 \text{ T}$$

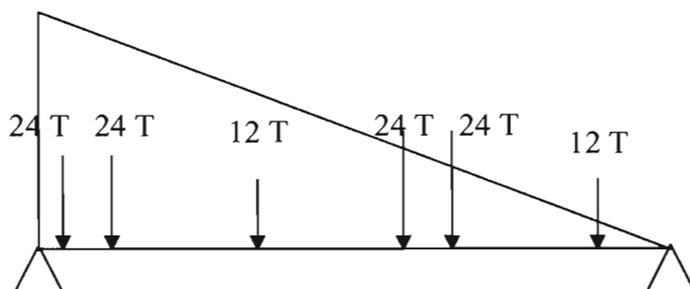
$$\alpha = 0,079 \quad \beta = 0,12$$

$$\delta = 1,2017$$

$$M_{Bc} = 1,3 * 1,2017 * 1,1 * 311,02$$

$$M_{Bc} = 534,95 \text{ Tm}$$

2-2- Effort tranchant



A partir de la ligne d'influence des efforts tranchants d'une charge unitaire P se déplaçant sur une poutre simplement appuyée, nous pouvons avoir l'effort tranchant maximal pour notre cas.

$$V(x) = P * \frac{L - x}{L}$$

L'effort tranchant étant maximal aux appuis, nous plaçons notre convoi sur toute la travée à partir de l'appui de gauche.

Il vient :

X	0	1,5	6	10,5	12	16,5
V	1	0,9261	0,7043	0,483	0,409	0,1868
P	24	24	12	24	24	12
V'_{Bci}	24	22,23	8,452	11,58	9,806	2,242

$$V'_{Bc} = \Sigma V'_{Bci} = 78,31 \text{ T}$$

D' où

$$V_{Bc} = 1,3 * bc * \delta * V'_{Bc}$$

$$V_{Bc} = 134,57 \text{ T}$$

VI. TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LE TABLIER

Dénomination des charges	Moments (M) en T.m	Efforts tranchants (V) en T
Charge Permanente (G)	420,43	83
Surcharge (Al)	532,10	105
Surcharges des Trottoirs (Tr)	21,23	4,2
Surcharge des camions (Bc)	534,95	134,57

Variation uniforme de la température (T) : $T = 30^\circ$

VII. COMBINAISONS DE CHARGES

A partir des combinaisons prescrites par le BAEL 91 en ce qui concerne les ponts-routes (voir en annexe), nous avons les moments et efforts tranchants globaux ci-dessous.

ELS , 2 combinaisons :

$$(1): G + 1,2 * Al + 1,0 * Tr + 0,6 * T$$

$$(2): G + 1,2 * Bc + 1,0 * Tr + 0,6 * T$$

$$V_{\max} \text{ ELS} = 266,68 \text{ T} \quad \text{Avec Bc prépondérant}$$

$$M_{\max} \text{ ELS} = 1101,6 \text{ T.m} \quad \text{Avec Bc prépondérant}$$

ELU , 2 combinaisons :

$$(1): 1,35G + 1,5*1,07*(A1+Tr) + 0,8*T$$

$$(2): 1,35G + 1,5*1,07*(Bc+Tr) + 0,8*T$$

$$V_{\max} \text{ ELU} = 358,78 \text{ T} \quad \text{Avec Bc prépondérant}$$

$$M_{\max} \text{ ELU} = 1484,25 \text{ T.m} \quad \text{Avec Bc prépondérant}$$

VIII. CHOIX DE L'ÉPAISSEUR DE L'ÂME DE NOTRE POUTRE

$$\text{Nous avons : } b_o \geq \frac{V_u}{2,6244}$$

Sous notre chaussée, nous avons 5 poutres, d'où les valeurs de V_p et M_p par poutre sont donc :

$$V_p = (358,78/5)$$

$$M_p = (1484,25/5)$$

$$V_p = 71,76 \text{ T}$$

$$V_p = 0,72 \text{ MN}$$

$$M_p = 296,85 \text{ T.m}$$

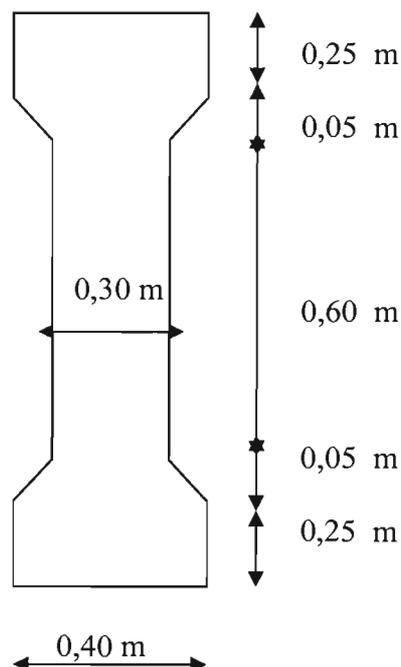
$$M_p = 2,97 \text{ MN.m}$$

$$\text{Et donc } b_o \geq 0,27 \text{ m}$$

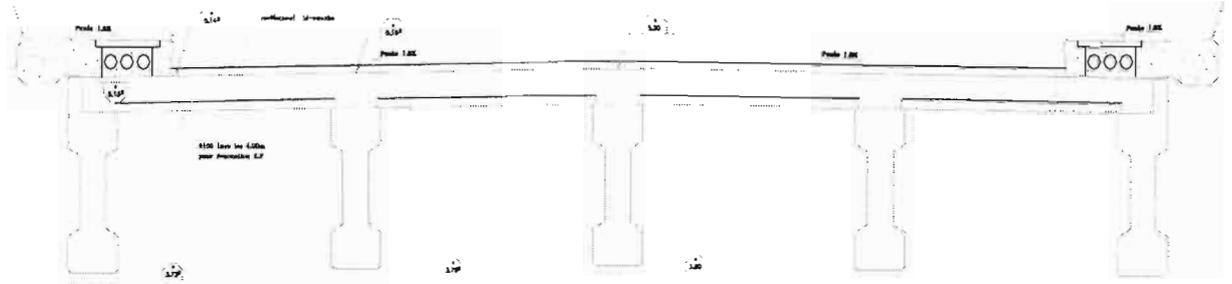
Soit

$$b_o = 0,30 \text{ m}$$

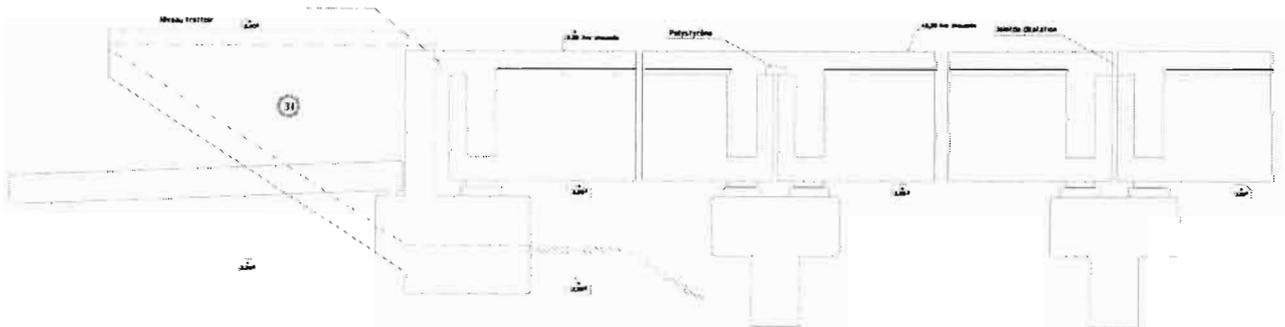
Les poutres en forme d'ogive présentant de nombreux avantages du point de vue de la résistance et de l'économie de béton, notre poutre est donc de la forme suivante avec les dimensions exprimées en mètres.



COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER



DETAILS DES APPUIS INTERMEDIAIRES ET DE RIVE





Chapitre 2

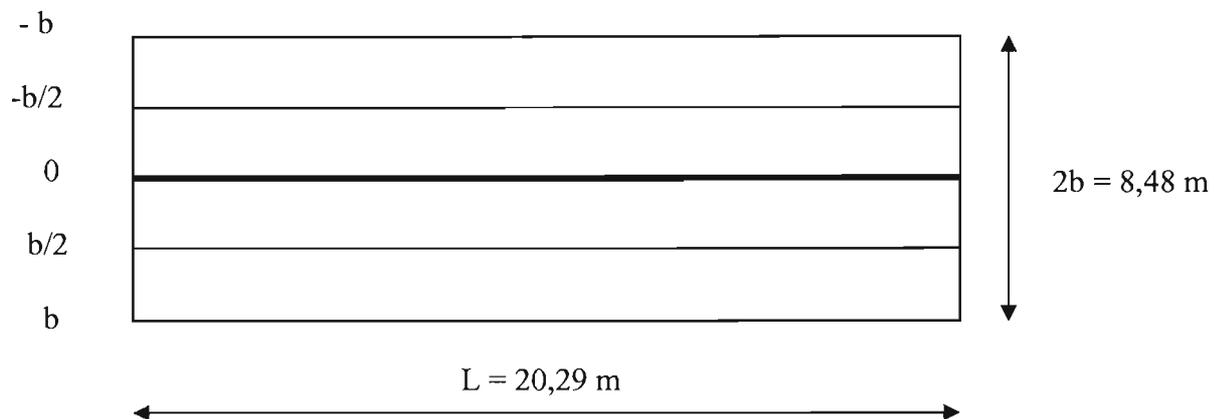
DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE ET DE SES APPUIS

I. COEFFICIENTS $K\alpha$ DE REPARTITION TRANSVERSALE DE GUYON - MASSONNET

Connaissant la forme de notre poutre ainsi que celle de l'entretoise, cette méthode consiste dans un premier temps à diviser le tablier en bandes longitudinales, allant de $-b$ à $+b$ avec un pas de $b/2$ ou $b/4$.

Ces bandes en fait représentent les positions des axes neutres des poutres sous la chaussée.

Dans notre cas, nous avons 5 poutres sous chaussées, d'où notre répartition du tablier se fera de la manière suivante :



Une charge se déplaçant donc sur ce tablier, de par ses différentes positions, aura un effet direct sur la poutre qui la supporte ainsi qu'il se produira une diffusion, selon leur distance, de cette charge aux autres poutres du grillage, solidarisées par des entretoises et la dalle.

Les éléments fondamentaux de calculs dans cette méthode de répartition sont

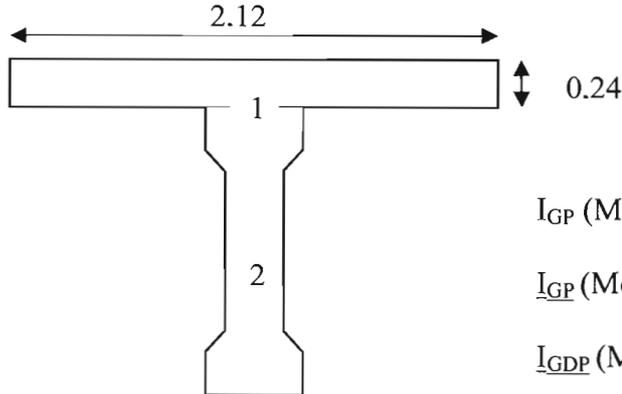
la rigidité de torsion (α) et le paramètre d'entretoisement (ρ)

Lesquels sont aussi fonction de la rigidité unitaire de torsion (γ) et de la rigidité flexionnelle unitaire (δ).

Mais la détermination de tous ces paramètres commence par la détermination des moments d'inertie de flexion (I) de la poutre et de l'entretoise formant chacun un élément solidaire de la largeur de dalle dont il reprend le poids propre.

1. Moment d'inertie de flexion I_{GP} de la poutre

$$I_{GP} = \Sigma I_{Gi} + \Sigma A_i Y_i^2 - \Sigma A_i Y_G^2$$



I_{GP} (Moment d'inertie de l'ensemble poutre-dalle)

\underline{I}_{GP} (Moment d'inertie de la poutre sans la dalle)

\underline{I}_{GDP} (Moment d'inertie de la dalle sans la poutre)

N° Section	A_i	Y_i	$A_i * Y_i$	$A_i * Y_i^2$	$I_{Gi} (b * h^3 / 12)$
1 Dalle	0,5088	1,32	0,672	0,8865	0,00244
2 Poutre	0,415	5,3674	0,249	0,1615	0,002961
Σ	0,9238	6,6874	0,921	1,048	0,005401

$$Y_{GP} = \frac{\Sigma(A_i * Y_i)}{\Sigma A_i} = \frac{0,921}{0,9238}$$

$$\underline{Y}_{GP} \text{ (sans la dalle)} = \frac{\Sigma(A_i * Y_i)}{\Sigma A_i} = \frac{0,249}{0,415}$$

$$Y_{GP} = 0,997 \text{ m}$$

$$\underline{Y}_{GP} = 0,6 \text{ m}$$

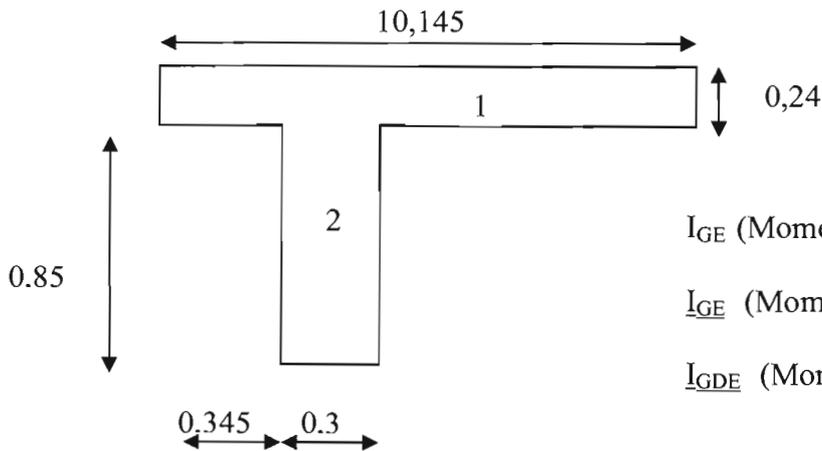
$$I_{GP} = 0,13514 \text{ m}^4$$

$$\underline{I}_{GP} = 0,015061 \text{ m}^4$$

$$\underline{I}_{GDP} = 0,00244 \text{ m}^4$$

2. Moment d'inertie de flexion I_{GE} de l'entretoise

$$I_{GE} = \Sigma I_{Gi} + \Sigma A_i Y_i^2 - \Sigma A_i Y_G^2$$



I_{GE} (Moment d'inertie de l'ensemble entretoise-dalle)

\underline{I}_{GE} (Moment d'inertie de l'entretoise sans la dalle)

\underline{I}_{GDE} (Moment d'inertie de la dalle sans l'entretoise)

N° Section	A_i	Y_i	$A_i * Y_i$	$A_i * Y_i^2$	$I_{Gi} (b * h^3 / 12)$
1 Dalle	2,435	0,97	2,362	2,2911	0,01169
2 Entretoise	0,255	0,425	0,10838	0,04606	0,01535
Σ	2,69	1,395	2,4703	2,3372	0,02704

$$Y_{GE} = \frac{\Sigma(A_i * Y_i)}{\Sigma A_i} = \frac{2,4703}{2,69}$$

$$\underline{Y}_{GE} \text{ (sans la dalle)} = \frac{\Sigma(A_i * Y_i)}{\Sigma A_i} = \frac{0,10838}{0,255}$$

$$Y_{GE} = 0,91833 \text{ m}$$

$$\underline{Y}_{GE} = 0,425 \text{ m}$$

$$I_{GE} = 0,0957 \text{ m}^4$$

$$\underline{I}_{GE} = 0,01535 \text{ m}^4$$

$$\underline{I}_{GDE} = 0,01169 \text{ m}^4$$

3. Rigidité flexionnelle ($\bar{\sigma}$)

La rigidité flexionnelle a pour expression :

$$\bar{\sigma} = \underline{\bar{\sigma}} + (\underline{\bar{\sigma}}_D / (1 - \eta_x * \eta_y))$$

$\underline{\bar{\sigma}}$: Rigidité flexionnelle de l'élément considéré sans la dalle. = $E * (I_G / p_o)$

$\underline{\bar{\sigma}}_D$: Rigidité flexionnelle de la dalle. = $E * (I_{GD} / l_o)$

E : Module de Young.

η_x, η_y : Coefficient de poisson dans les directions (OX) et (OY)

Mais plus exactement, c'est l'influence de la tension σ_y sur la déformation ϵ_x et réciproquement, cette dernière n'étant pas causée par anisotropie du matériau mais par orthotropie de la construction.

- $\eta = 0$; Grillages de poutres simples (sans dalle).
- $\eta = 0,15$; Dalles pleines en béton ou sections en caisson.
- $\eta_x = 0,1$; Constructions à section ouverte (à dalle).

$$\eta_y = \frac{p_o I_E}{l_o I_p} \eta_x$$

p_o : Ecartement des poutres. $p_o = 2,12$ m

l_o : Ecartement des entretoises. $l_o = 19,6$ m

I_E : Moment d'inertie de l'entretoise.

I_p : Moment d'inertie de la poutre.

Notre construction étant structurellement un grillage général, l'effet de la dalle dans une telle construction n'est dû qu'à la plaque de platelage ou au tablier qui sont ordinairement en béton armé ou précontraint.

On peut, sans commettre une grande erreur, poser dès lors le coefficient de Poisson η égal à zéro.

Mais nous prenons:

$$\eta_x = \eta_y = \eta = 0,10$$

Rigidités flexionnelles des poutre et entretoise

	$\underline{\delta}$	$\underline{\delta}_D$	$\underline{\delta}$
Poutre	0,0071E	0,0001245E	72,26*10 ⁻⁴ E
Entretoise	0,00783 E	0,000596 E	84,32*10 ⁻⁴ E

4. Rigidité de torsion (α)

La rigidité de torsion a pour expression :

$$\alpha = (\eta * \delta_E + 0,5 * (\gamma_P + \gamma_E)) * (\delta_E * \delta_P)^{1/2}$$

γ_P : Résistance à la torsion par unité de longueur de la poutre.

$$\gamma_P = C_P / b_0$$

C_P = Rigidité torsionnelle de la poutre.

$$C_P = \frac{G}{3} * ((0,5 h_D * b_D^3) + \Sigma(h * b^3))$$

γ_E : Résistance à la torsion par unité de longueur de l'entretoise.

$$\gamma_E = C_E / l_0$$

C_E = Rigidité torsionnelle de l'entretoise.

$$C_E = \frac{G}{3} * ((0,5 h_D * b_D^3) + \Sigma(h * b^3))$$

G : Module d'élasticité transversal.
$$G = \frac{E}{2 * (1 + \eta)} = \frac{E}{2 * (1 + 0,1)} = E/2,2$$

h_D : Longueur de la dalle

b_D : Epaisseur de la dalle

h : Hauteur de l'élément considéré

b : Epaisseur de l'élément considéré

Résistances à la torsion, unitaires de la poutre et de l'entretoise

	C	γ
Poutre	$6,98.10^{-3} * E$	$3,3 10^{-3} * E$
Entretoise	$1,41. 10^{-2} * E$	$7,2 10^{-4} * E$

D'où

$$\alpha = (\eta * \sigma_E + 0,5 * (\gamma_P + \gamma_E)) * (\sigma_E * \sigma_P)^{1/2}$$

$$\alpha = 0,366$$

5. Paramètre d'entretoisement (ρ)

Le paramètre d'entretoisement a pour expression :

$$\rho = (b/l) * (\sigma_P / \sigma_E)^{1/4}$$

b : Demi-largeur de la dalle

l : Longueur totale de la dalle

$$\rho = 0,20$$

6. Coefficient de répartition transversal (K_α)

Les coefficients K_α sont en quelque sorte des facteurs majorateurs de correction qui distribuent les moments et efforts tranchants à l'ensemble des poutres, selon la position occupée par le convoi.

$$K_\alpha = K_0 + \sqrt{\alpha} (K_1 - K_0)$$

$$K_\alpha = K_0 * (1 - \sqrt{\alpha}) + \sqrt{\alpha} * K_1$$

$$K_\alpha = 0,395 * K_0 + 0,20 * K_1$$

Selon les tables de Guyon-Massonnet, pour $\rho = 0,20$ on a les valeurs ci-dessous de K_0 et K_1

K_0	e=-b	Tr	e=-3b/4	e=-b/2	e=-b/4	e=0	e=b/4	e=b/2	e=3b/4	Tr	e=b
	-4,24	-3,6	-3,18	-2,12	-1,06	0	1,06	2,12	3,18	3,6	4,24
y=0	0,9884	0,9923	0,9948	1,0009	1,0057	1,0078	1,0057	1,0009	0,9948	0,9923	0,9884
y=b/2	-0,5008	-0,2743	-0,1257	0,2495	0,6251	1,0009	1,3767	1,7514	2,1242	2,2716	2,4961
y=b	-1,9823	-1,535	-1,2418	-0,5008	0,2421	0,9884	1,7394	2,4961	3,2581	3,5614	4,0236

K_1	e=-b	Tr	e=-3b/4	e=-b/2	e=-b/4	e=0	e=b/4	e=b/2	e=3b/4	Tr	e=b
	-4,24	-3,6	-3,18	-2,12	-1,06	0	1,06	2,12	3,18	3,6	4,24
y=0	0,9912	0,9941	0,996	1,0006	1,0044	1,0061	1,0044	1,0006	0,996	0,9941	0,9912
y=b/2	0,9058	0,9193	0,9281	0,9513	0,9755	1,0006	1,0257	1,0496	1,0708	1,0786	1,0906
y=b	0,8305	0,8528	0,8674	0,9058	0,9468	0,9912	1,0392	1,0906	1,1449	1,1671	1,2009

$K\alpha$	e=-b	Tr	e=-3b/4	e=-b/2	e=-b/4	e=0	e=b/4	e=b/2	e=3b/4	Tr	e=b
	-4,24	-3,6	-3,18	-2,12	-1,06	0	1,06	2,12	3,18	3,6	4,24
y=0	0,5887	0,5908	0,5921	0,5955	0,5981	0,5993	0,5981	0,5955	0,5921	0,5908	0,5887
y=b/2	-0,0167	0,0755	0,136	0,2888	0,442	0,5955	0,7489	0,9017	1,0532	1,113	1,2041
y=b	-0,6169	-0,4359	-0,317	-0,0167	0,285	0,5887	0,8949	1,2041	1,5159	1,6402	1,8295

y : Position des poutres

e : Excentricité de la position de la charge

Tr : Abscisse du bord de trottoir sur la dalle obtenu par interpolation entre $3b/4$ et b . Il est à noter que le trottoir déborde de 0,64 m sur la dalle.

Les valeurs contenues dans le tableau indiquent, pour chaque poutre (y=0 poutre centrale, y=b/2 poutre intermédiaire, y=b poutre de rive), le taux de répartition dans celle-ci d'une charge occupant une certaine position par rapport à cette poutre.

Nous traçons les lignes d'influence de ($K\alpha$) pour chaque poutre en y plaçant notre convoi Bc de manière à obtenir le taux le plus élevé qui est en fait la position la plus défavorable pour la poutre en question.

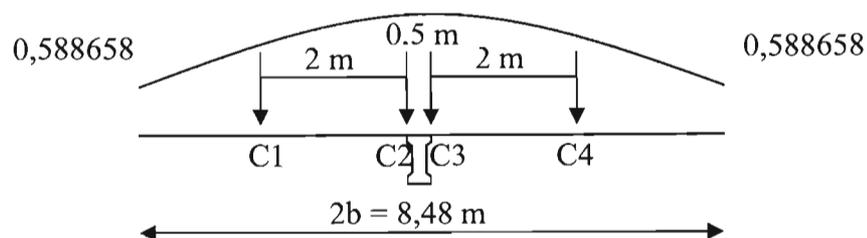
A cause de l'encombrement dû au trottoir qui constitue une gêne pour le convoi, des taux maxima de ($K\alpha$) ne pourront être obtenu pour les poutres intermédiaires et de rive.

6.1. Courbes enveloppes des coefficients ($K\alpha$)

➤ **Poutre centrale,**

$$y = 0$$

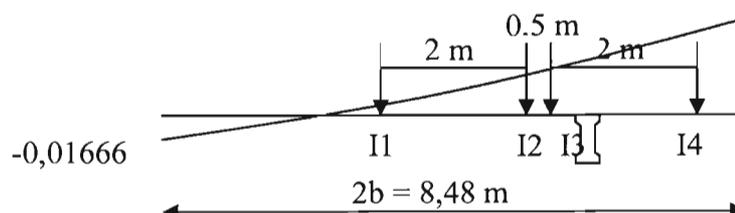
0,599301



➤ **Poutre intermédiaire,**

$$y = b/2$$

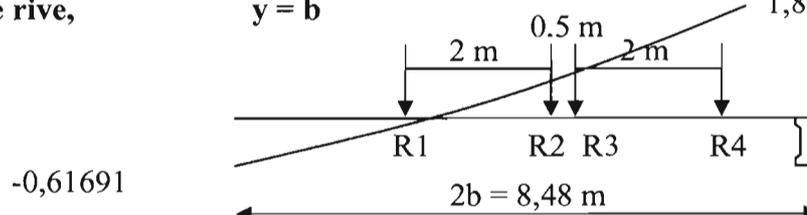
1,20408



➤ **Poutre de rive,**

$$y = b$$

1,829502



Les charges permanentes ne sont pas frappées de ces taux de répartition.

Il vient donc que pour chaque type de surcharge (Al, Tr, Bc), il va falloir affecter un taux de répartition aux valeurs initialement trouvées dans le pré-dimensionnement.

$K\alpha$ (Al) se détermine à partir de l'aire comprise entre la ligne de la ligne d'influence et de verticales fictives partant des bordures de la largeur chargeable de la chaussée. Le tout divisé par la même largeur chargeable. Il est à noter que les aires négatives se soustraient des positives s'il y en existe.

$$K\alpha$$
 (Al) = $\frac{A_{Al}}{l_c}$

A_{Al} : Aire au dessus de la chaussée

l_c : Largeur chargeable = 7,2 m

$K\alpha$ (Tr) se détermine de la même manière en remplaçant la largeur chargeable par la largeur de trottoir.

$$K\alpha$$
 (Tr) = $\frac{A_{Tr}}{l_{Tr}}$

A_{Tr} : Aire au dessus ou en dessous des trottoirs

l_{Tr} : Largeur des trottoirs = 0,64 m

$K\alpha$ (Bc) quand à lui est la moyenne de la somme totale des ordonnées des abscisses de chaque file de roue du convoi.

6.2. $K\alpha$ (Al)

	Poutre Centrale	Poutre Intermédiaire	Poutre de rive
l_c	7,2	7,2	7,2
A_{Al}	4,28436	4,2786	4,3355
$K\alpha$ (Al)	0,59505	0,59425	0,60215

6.3. $K\alpha$ (Tr)

	Poutre Centrale	Poutre Intermédiaire	Poutre de rive
l_{Tr}	0,64	0,64	0,64
A_{Tr}	0,75488	0,760623	0,773408
$K\alpha$ (Al)	1,1795	1,1885	1,20845

6.4. $K\alpha$ (Bc)

	Poutre Centrale	Poutre Intermédiaire	Poutre de rive
$K\alpha$ Roue1	0,59508	0,42899	0,25938
$K\alpha$ Roue2	0,59902	0,71851	0,83424
$K\alpha$ Roue3	0,59902	0,79070	0,97949
$K\alpha$ Roue4	0,59508	0,90372	1,20700
$K\alpha$ (Bc)	0,59705	0,71048	0,82003

6.5. Tableau récapitulatif des coefficients ($K\alpha$)

	$K\alpha$ (Bc)	$K\alpha$ (Tr)	$K\alpha$ (Al)
Poutre centrale	0,59705	1,1795	0,59505
Poutre intermédiaire	0,71048	1,1885	0,59425
Poutre de rive	0,82003	1,20845	0,60215

Nous constatons que la poutre de rive offre les coefficients les plus élevés. Dans le souci d'uniformiser le ferrailage de nos poutres, nous prendrons les coefficients des poutres de rive que nous affecterons à toutes les autres.

7. Moments et efforts tranchants maxima par poutre après majoration par les coefficients ($K\alpha$)

7.1. Charges permanentes (G)

Les charges permanentes ne sont pas majorées par un coefficient ($K\alpha$). Nous connaissons maintenant la forme de nos poutres dont nous pouvons dès lors déterminer le poids propre, ainsi que celui des entretoises.

$$G_P = A_P * 2,5 \text{ T/m}^3 * 5 * 20,29$$

$$G_P = 105,25 \text{ T}$$

$$G_E = (A_E * 2,5 \text{ T/m}^3 * 4) * 2 * 1,72$$

$$G_E = 8,77 \text{ T}$$

D'où on a :

$$G = (8,17 \text{ T/m} * 20,29 + G_P + G_E) / 5$$

$G \approx 3 \text{ T/m}$

7.2. Bilan des efforts tranchants et moments fléchissant par poutre

Nous appliquons les ($K\alpha$) que nous avons retenu aux valeurs initiales des moments et efforts tranchants maxima.

Dénomination des charges	Moments (M) en T.m	Efforts tranchants (V) en T
Charge Permanente (G)	154,38	30,44
Surcharge (Al)	64,10	12,64
Surcharges des Trottoirs (Tr)	5,13	1,1
Surcharge des camions (Bc)	87,74	22,10

7.3. Combinaisons de charges

A partir des combinaisons prescrites par le BAEL 91 en ce qui concerne les ponts-routes (voir en annexe), nous avons les moments et efforts tranchants globaux ci-dessous.

ELS

Mmax : 265 T.m

Vmax : 58 T

ELU

Mmax : 357,5 T.m

Vmax : 78,5 T

Ayant pu obtenir la forme adéquate de nos poutres, et sachant les formes des autres éléments porteurs de notre pont, nous procédons à leur dimensionnement selon le règlement du BAEL 91. Ainsi donc nous commencerons par les poutres, la dalle et les entretoises, puis viendront les appareils d'appuis, la pile, la semelle et enfin les micro pieux et les culées.

II. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les combinaisons de charges, nous ont donné par poutre:

$$M_U = 357,5 \text{ T.m}$$

$$M_{SER} = 265 \text{ T.m}$$

$$V_U = 78,5 \text{ T}$$

$$V_{SER} = 58 \text{ T}$$

1- Dimensionnement ELU

➤ Calcul du moment M_t de la table de compression.

$$M_t = b * h_o * f_{bu} * \left(d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$b \text{ (largeur de la table)} = 2,12 \text{ m}$$

$$h_o \text{ (épaisseur de la table)} = 0,24 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 27}{1 * 1,5}$$

$$f_{bu} = 15,3$$

$$d = 0,9 * h \quad \text{Avec } h = 1,44 \text{ m}$$

$$d = 1,296 \text{ m}$$

$$\text{D'où,} \quad M_t = 915,47 \text{ T.m}$$

$$\text{On constate que } M_t = 915,47 \text{ T.m} > M_U = 357,5 \text{ T.m}$$

Ce qui signifie que seule la table seule reprend les efforts de compression.

Nous pouvons donc dimensionner notre poutre en la modélisant comme étant rectangulaire de largeur $b = 2,12 \text{ m}$ et de hauteur $h = 1,44 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$d = h - C - G_{\text{aciers}} \quad \text{Avec } h = 1,44 \text{ m ; } C = 3 \text{ cm}$$

G_{aciers} (centre de gravité des aciers) ?

$$\Phi_{\text{max}} = \frac{b_t}{10} = \frac{40}{10}$$

$$\Phi_{\text{max}} = 4 \Rightarrow \Phi_{\text{max}} = \text{HA40}$$

$$\text{Mais nous prendrons } \Phi_{\text{max}} = \text{HA32}$$

$$d'ou \quad G_{\text{acier}} = \frac{32}{2} = 16 \text{ mm}$$

$$d = h - C - G_{\text{aciers}} = 1,44 - 0,03 - 0,016$$

$$d = 1,394 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3,575}{2,12 \times 1,394^2 \times 15,3}$$

$$\mu_{bu} = 0,05672$$

$\mu_{bu} = 0,05672 < 0,3$ Donc il n'existe pas d'aciers comprimés.

$$\triangleright Z_b = d \times (1 - 0,6\mu_{bu})$$

$$Z_b = 0,966 \text{ m}$$

$$\triangleright \text{Section d'acier } A_u$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times f_e} \times \gamma_s$$

$$A_u = 85,12 \text{ cm}^2$$

2- Vérification ELS

Principalement, deux conditions seront vérifiées, les contraintes par rapport aux contraintes limites du béton $\bar{\sigma}_b$ et de l'acier $\bar{\sigma}_s$

2-1 Contrainte du béton σ_b

Vérifions que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 * f_{c28} = 16,2 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{2 * M_{ser}}{b * y_1 * (d_r - \frac{y_1}{3})}$$

- Axe neutre y_1
 $y_1 = 35,40 \text{ cm}$

$$y_1 = \frac{-n * A_u + \sqrt{n^2 * A_u^2 + 2 * b * d_r * n * A_u}}{b}$$

- Contrainte du béton σ_b

$$\sigma_b = \frac{2 * 2,65}{2,12 * 0,3540 * \left(1,394 - \frac{0,3540}{3}\right)}$$

$$\sigma_b = 5,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0,6 * f_{c28} = 16,2 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée !

2-2 Contrainte de l'acier σ_s

Vérifions que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 250 \text{ MPa}$ (Cas de fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s * (d_r - \frac{y_1}{3})} = \frac{2,65}{85,12 * 10^{-4} * \left(1,394 - \frac{0,3540}{3}\right)}$$

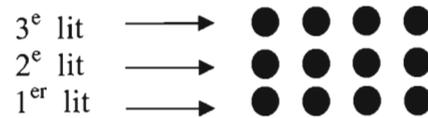
$$\sigma_s = 244 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 250 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée !

Nous avons trouvé comme section d'acier calculé, $A_u = 85,12 \text{ cm}^2$.

Dans un souci d'uniformité des sections d'acier et aussi de marge sécuritaire, nous optons pour trois (3) lits de **4HA32** ($4HA32 * 3 = 96,51 \text{ cm}^2$)

Schématisation.



➤ Disposition constructive

$$\Phi_t \geq \Phi_l / 3 = 10,67 \text{ cm}$$

Φ_t , diamètre d'acier transversal.

Φ_l , le plus gros acier longitudinal. ; $\Phi_l = 3,2 \text{ cm}$

Nous faisons le choix de disposer

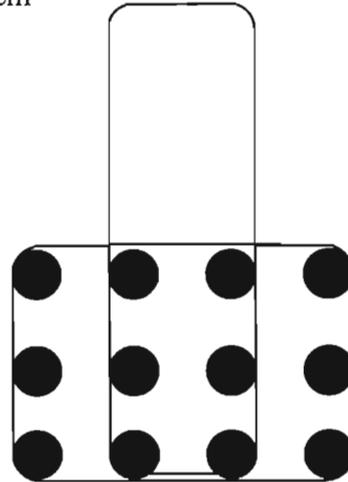
4* HA12 tout autour de nos armatures.

➤ Section d'acier transversal A_t

$$A_t = \frac{\pi}{4} \Phi_t^2 * 4$$

$$A_t = \frac{\pi}{4} 1,2^2 * 4$$

$$A_t = 4,524 \text{ cm}^2$$



➤ Espacements

○ Horizontal, e_h

$$e_h \geq \max (\Phi_l ; 1,5 * C_g)$$

$C_g = 2,5 \text{ cm}$ pour le béton armé

Φ_l , le plus gros acier longitudinal. ; $\Phi_l = 3,2 \text{ cm}$

$$e_h \geq \max (3,2; 1,5 * 2,5)$$

$$e_h \geq 3,75 \text{ cm}$$

Soit $e_h = 4 \text{ cm}$

Or nous avons un talon à notre poutre.

○ Espacement horizontal réel e_{hr}

$$b_o = 2C + 4\Phi_t + 4\Phi_l + 3e_h$$

$$e_{hr} = \frac{b_o - (2C + 4\phi_t + 4\phi_l)}{3} = \frac{30 - (2 * 3 + 4 * 3,2 + 4 * 1,2)}{3}$$

$$e_{hr} = 2,13 \text{ cm} < 3,75 \text{ cm}$$

D'où la justification de la conception de notre talon à la base de notre poutre.

Avec $b_o = b_t = 40 \text{ cm}$, on a la valeur de e_h qui vaut :

$e_h = 5,47 \text{ cm} > 3,75 \text{ cm}$; Condition satisfaite.

o Vertical, e_v
 $e_v \geq \max(\Phi_1 ; C_g)$
 $\Phi_1 = 3,2 \text{ cm}$
 $C_g = 2,5 \text{ cm}$

$e_v \geq \max(3,2; 2,5)$
 $e_v \geq 3,2 \text{ cm}$

Soit $e_v = 4 \text{ cm}$

$e_h = 5,47 \text{ cm}$
 $e_v = 4 \text{ cm}$

➤ Distance réelle d_r

Nous prenons pour cela comme origine le centre de gravité de la nappe d'aciers à la base de la poutre, c'est à dire $X_o = 3,2/2 = 1,6 \text{ cm}$.

$$d_r = h - (C + 2\Phi_t + G_{\text{aciers}})$$

On n'a pas de mal à constater que le centre de gravité des aciers se situe au niveau des armatures de la nappe du milieu.

$$\overline{X_o G_{\text{aciers}}} = 5,6 \text{ cm}$$

D'où

$$d_r = 1,44 - (0,03 + 2 * 0,012 + (0,016 + 0,056))$$

$$d_r = 1,314 \text{ m}$$

➤ Condition de non-fragilité A_{\min}

$$A_{\min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} \leq A_u = 96,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 28,45 \text{ cm}^2 \leq A_u = 96,51 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée !}$$

➤ Aciers de couture A_c

$$A_c = A_t * \frac{As1}{As}$$

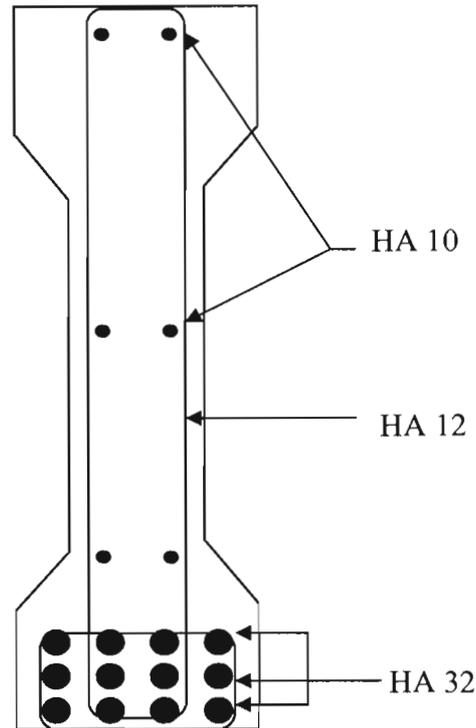
$$As : \text{Section totale d'aciers} = 12\text{HA}32 = 96,51 \text{ cm}^2$$

$$As1 : \text{Section d'aciers dans un côté du talon} = 3\text{HA}32 = 24,13 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 4,524 * \frac{24,13}{96,51}$$

$$A_c = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ soit 1 HA12}$$

3- Coupe transversale du ferrailage des poutres



4- Arrêts des armatures longitudinales

4-1 Longueur d'ancrage

Différents types d'ancrages se présentent ; entre autres :

- Ancrage à crochets normaux retournés à 180°
- Ancrage à retours d'équerre retournés à 90°
- Ancrage à 45° dont les crochets sont retournés à 135°

Vu l'encombrement que présente les entretoises placées à 34 cm du bord des poutres, nous optons pour un ancrage à retours d'équerre.



La longueur d'ancrage a pour expression : $l_a = \lambda_1 \Phi + r + \lambda \Phi$

➤ Rayon de courbure r

$$r \geq 0,2 \Phi * \frac{\overline{\sigma_s}}{f_{cj}} * \left(1 + \frac{\phi}{e_r}\right) * v \quad (\text{Condition de non écrasement du béton})$$

$$\text{et } r = \rho * \Phi \quad (\text{Condition de façonnage des barres})$$

pour les acier HA, $\rho \geq 5,5$

e_r = Distance du centre de courbure de la barre à la paroi la plus proche

$$e_r = c + e_h + \Phi/2$$

$$v = \frac{1 + 2 * m}{3} \quad \text{avec } m = \text{Nombre de lits courbés simultanément. Ici, } m = 1.$$

Le rayon r vaut donc :

$$r \geq 0,2 * 0,032 * (250/27) * \left(1 + \frac{0,032}{(0,03 + 0,0547 + 0,016)}\right) * 1$$

$$r \geq 0,0781$$

Soit nous prenons $\rho = 6,25 > 5,5$

$$r = 6,25 * 0,032$$

$$r = 0,2 > 0,0781 \quad \text{Condition vérifiée !}$$

➤ Distance $\lambda_1 \Phi$

$$\lambda_1 \Phi = (l_s - \phi \rho \psi') - \frac{\lambda \phi}{\psi} \quad (1)$$

Soit nous considérons un distance $\lambda \Phi = 5 \Phi = 0,16 \text{ m}$

$$\psi = e^{u\theta}$$

$$\psi' = \frac{\psi - 1}{u} \quad \rightarrow \quad \psi = 1,8745$$

$$u = 0,4 \quad \psi' = 2,186$$

$$\theta = \pi / 2$$

Ici, l_s désigne la longueur de scellement droit. Elle a pour expression :

$$l_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 * \psi_s^2 * f_{t28} \text{ qui est la contrainte d'adhérence limite.}$$

Coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour les aciers HA

Comme il existe une différence entre nos sections d'armatures calculée et réelle, l'expression de l_s devient :

$$l_s \geq \max \left(\frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{su}} * \frac{A_{url}}{A_{ucl}} ; 10 \phi \right) \quad A_{url} = 96,51 \text{ cm}^2 \quad A_{ucl} = 85,12 \text{ cm}^2$$

$$l_s \geq \max \left(\frac{0,032 * 500}{4 * (0,6 * 1,5^2 * 2,22)} * \frac{96,51}{85,12} ; 10 * 0,032 \right)$$

$$l_s = 1,60 \text{ m}$$

L'équation (1) devient alors :

$$\lambda_1 \Phi = (1,6 - 0,032 * 6,25 * 2,186) - \frac{0,16}{1,8745}$$

$$\lambda_1 \Phi = 1,077 \text{ m}$$

Ainsi donc, la longueur la vaut :

$$la = 1,077 + 0,2 + 0,016$$

$$la = 1,30 \text{ m}$$

4-2 Longueur de recouvrement

Les barres d'aciers ayant une longueur commerciale de 12 m, il va falloir effectuer un chevauchement des aciers sur une longueur minimale l_r qui permettra la transmission des efforts d'une barre à l'autre dans la poutre.

Soit C : Distance entre axes des barres ; $C = 32 \text{ mm}$.

$$l_r = l_s + C \quad \text{Si } C > 5 \Phi$$

$$l_r = l_s \quad \text{Si } C \leq 5 \Phi$$

Dans notre cas, $C \leq 5 \Phi = 160 \text{ mm}$

D'où

$$l_r = l_s = 1,60 \text{ m}$$

4-3 Section d'armatures jusqu'aux appuis

$$A_a \geq \frac{1,15 * V_u}{f_e} = \frac{1,15 * 0,785}{500} \quad A_a \geq 18,06 \text{ cm}^2$$

Les aciers de notre nappe inférieure au bas de la poutre peuvent donc ainsi être continués jusqu'aux appuis, la section totale d'armature vaut $A = 32,17 \text{ cm}^2$

4-4 Espacements des armatures d'âme

➤ **Espacement maximum, $\bar{\delta}_l$**

$$\bar{\delta}_l = \min \left(\frac{A_l * f_e}{0,4 * b_o}, 40 \text{ cm}, 0,9 * d \right) = \min \left(\frac{0,000452 * 500}{0,4 * 0,3}; 0,4; 0,9 * 1,357 \right)$$

$$\bar{\delta}_l = 40 \text{ cm}$$

➤ **Espacement δ_l**

$$\frac{A_l}{\delta_l * b_o} \geq \frac{\tau_u - 0,3 * f_{ij} * k}{0,9 * \frac{f_e * (\cos \alpha + \sin \alpha)}{\gamma_s}}$$

$$\delta_l \geq \frac{0,9 * \frac{f_e * (\cos \alpha + \sin \alpha)}{\gamma_s} * A_l}{\tau_u - 0,3 * f_{ij} * k * b_o}$$

Aciers transversaux avec $\alpha = 90^\circ$ d'où $\cos \alpha + \sin \alpha = 1$

$k = 1$, Flexion simple, sans reprise de bétonnage (hypothèse des poutres préfabriquées)
ou avec reprise munie d'indentations de l'ordre de 5 mm de hauteur.

De plus,
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o * d_r}$$

D'où la formule de δ_l devient :

$$\delta_l \geq \frac{0,9 * \frac{f_e * A_l}{\gamma_s}}{\frac{V_u}{b_o * d_r} - 0,3 * f_{ij} * b_o} = \frac{0,9 * f_e * A_l}{\gamma_s} * \frac{b_o * d_r}{V_u - 0,3 * f_{ij} * d_r * b_o^2}$$

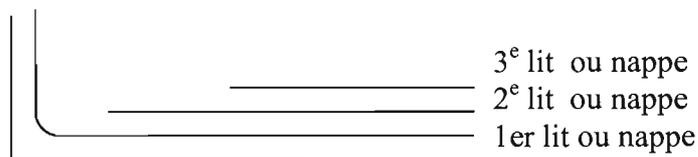
$$\delta_l \geq 0,17687 * \left(\frac{0,3942}{(V_u - 0,07876)} \right)$$

Dans le cas de nos poutres, nous avons à chaque dixième de portée à partir du tableau des efforts tranchants par poutre à la dixième de portée (Voir en annexe).

Sections	X0 = 0	X1 = 2,029	X2 = 4,058	X3 = 6,087	X4 = 8,116	X5 = 10,145
Vu (T)	75,445	62,41	50,21	39,35	29,28	21,23
δ_i (cm)	10,32	12,79	16,47	22,15	32,57	52,21
δ_i (cm) \approx	13	13	20	25	35	55

4-5 Moments résistants par nappe

Pour une raison de symétrie, nous considérons une demi-longueur de poutre.



Le moment maximal que peut équilibrer un groupe de i barres, d'aire totale $A_i \leq A_{max}$, arrêtées dans la même section droite, est supposé s'établir linéairement, sur une longueur égale à l_s (barres droites) ou l_a (barres munies de crochets normaux).

$$M_{ri} = A_i * (f_e / \gamma_s) * z_o \quad z_o = d_r \text{ (distance réelle)}$$

Détermination des moments résistants M_{ri}

$$M_{rmax} = A_u * (f_e / \gamma_s) * d_r$$

$$M_{rmax} = 96,51 * 10^{-4} * (500 * 10^2 / 1,15) * 1,314$$

$$M_{rmax} = 551,37 \text{ T.m}$$

$$M_{ri} = (A_u - A_{ui}) * (f_e / \gamma_s) * d_r$$

Nous avons, au niveau de chaque nappe :

$$A_{ui} = \frac{\pi}{4} \Phi_l^2 * 4$$

$$A_{ui} = \pi * \Phi_l^2 = \pi * 3,2^2$$

$$A_{ui} = 32,17 \text{ cm}^2$$

➤ **Première nappe**

$$M_{r1} = M_{r\max} = 551,37 \text{ T.m}$$

➤ **Deuxième nappe**

$$M_{r2} = (A_u - A_{ui}) * (f_e / \gamma_s) * d_r$$
$$M_{r2} = (96,51 - 1 * 32,17) * 10^{-4} * (500 * 10^2 / 1,15) * 1,314$$

$$M_{r2} = 367,58 \text{ T.m}$$

➤ **Troisième nappe**

$$M_{r3} = (A_u - A_{ui}) * (f_e / \gamma_s) * d_r$$
$$M_{r3} = (96,51 - 2 * 32,17) * 10^{-4} * (500 * 10^2 / 1,15) * 1,357$$

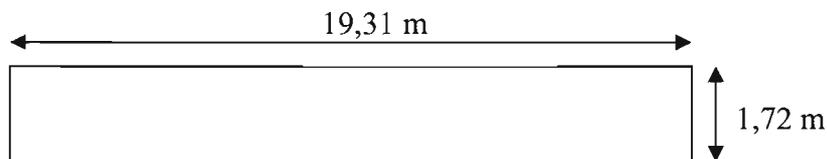
$$M_{r3} = 183,79 \text{ T.m}$$

II. DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE

Notre dalle est constituée de quatre (4) panneaux de dimensions 1,72 m x 19,31 m situés chacun entre deux poutres contigus. Le panneau de rive avec un débord de trottoir de 0,44 m se présente comme celui, parmi les autres qui présente le cas de chargement le plus défavorable. C'est donc à juste titre que nous le prenons pour le dimensionnement de la dalle proprement dite.

a: distance entre nu des poutres = 1,72 m

b : Distance entre nu des entretoises = 19,31 m



Pour la plaque on a , $\rho = \frac{a}{b} = \frac{1,72}{19,31}$

$$\rho = 0,0891$$

Les charges permanentes constituées par la dalle et la couche de roulement en revêtement hydrocarboné, ainsi que la surcharge de trottoir (450 kg/m^2 , pour le dimensionnement de toute structure différente des poutres pour lesquels il faut prendre 150 kg/m^2) étant d'office considérées pour les calculs, il va falloir opter pour une des surcharges du système B qui intervient aussi dans le calcul.

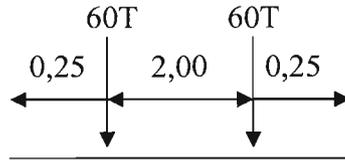
1. Etude des surcharges Bc, Br et Bt pour la plaque

La largeur de notre plaque est de 1,72m. Le chargement de la roue Br ne pose pas de problème.

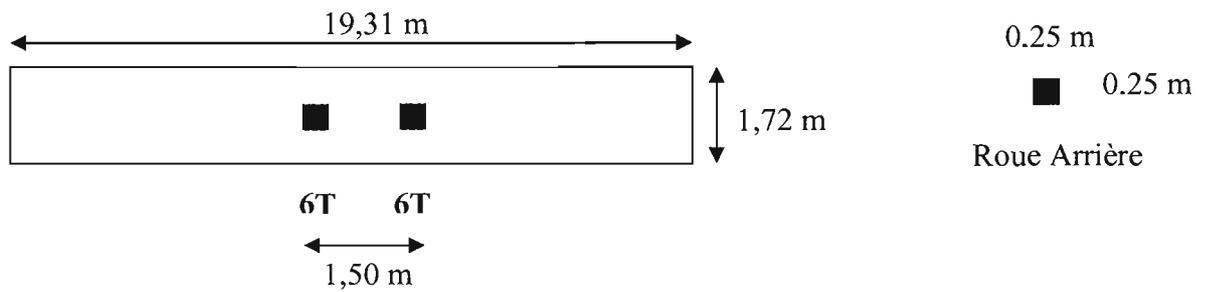
Br : 10 T	Longueur	: 0,6 m
	Largeur	: 0,3 m

En ce qui concerne les chargements Bc et Bt, il faut déterminer leur largeur d'entreprise sur la plaque.

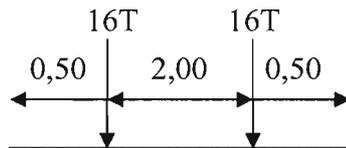
➤ **Bc**



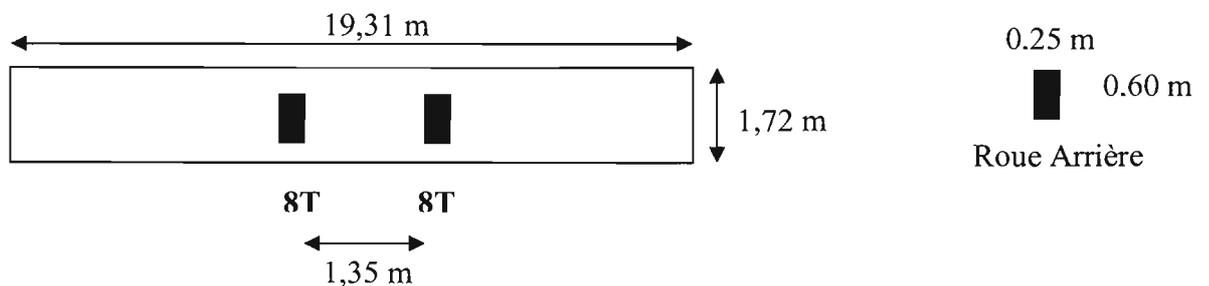
Juste une seule file de roues des essieux de camions en convoi ne peut tenir sur la largeur de la plaque. D'où la disposition suivante



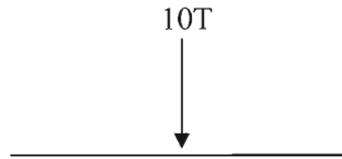
➤ **Bt**



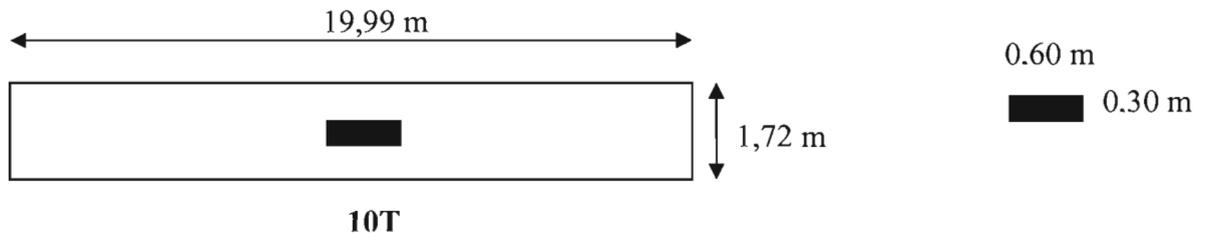
Juste une seule file de roues des essieux de camions en convoi ne peut tenir sur la largeur de la plaque. D'où la disposition suivante



➤ **Br**



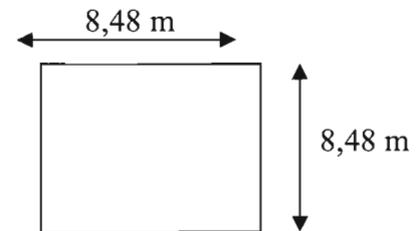
D'où la disposition suivante



Coefficient de majoration dynamique δ du systèmeB

Coefficient de majoration dynamique δ

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$



L= côté d'un carré valant la distance entre axe des deux poutres de rive.

L= 8,48 on a donc la plaque carrée suivante :

➤ Charges permanentes sur la plaque

-Revêtement, G_R .

$$G_R = 2,1 \times 0,06 \times 8,482$$

$$G_R = 9,061 \text{ T}$$

D'où $G = P_R + P_D$

$$G = 52,21 \text{ T}$$

-Dalle, G_D

$$G_D = 2,5 \times 0,24 \times 8,48^2$$

$$G_D = 43,15 \text{ T}$$

➤ Surcharges Bc

Sur notre plaque, suivant la longueur et la largeur, peut être disposé la moitié du chargement du convoi Bc. Ainsi a-t-on :

$$S = 120t / 2$$

$$S = 60t$$

$$D'o\grave{u} \delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 8,48} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{52,21}{60}}$$

$$\delta = 1,28$$

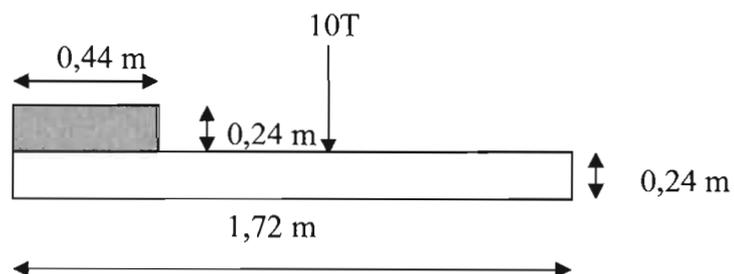
Ce coefficient qui vient d'être trouvé s'applique à n'importe lequel des surcharges du système B. Dans notre cas-ci, c'est la surcharge Br (roue isolée de 10T) qui crée le moment maximum au centre de la plaque, d'où nous l'adjoindrons aux autres surcharges énumérées plus haut pour le dimensionnement de la dalle.

Les efforts tranchants et moments fléchissants seront déterminés à l'aide des abaques de Pigeaud.

Les dimensions de notre plaque donnant un rapport $\rho = 0,0891$ on a :

$$\rho = 0 < \rho = 0,086 < \rho = 0,2 \quad \text{bornes données par les abaques de Pigeaud.}$$

D'où un chargement de notre dalle qui se présente comme ci-dessous.



2. Abaques de Pigeaud

Elles permettent de calculer les moments développés dans une dalle rectangulaire appuyée sur ses quatre côtés sous l'action des charges uniformes agissant sur la surface de la dalle ou sur un rectangle ayant même axe que la dalle.

- Dans le sens de la petite portée a.

$$M_a = (M_1 + \eta M_2)P$$

- Dans le sens de la grande portée b

$$M_b = (\eta M_1 + M_2)P$$

P : Charge totale recouvrant complètement ou incomplètement le plaque.

η : Coefficient de poisson= 0,15 pour B.A.

M_1 : Moment fléchissant à l'unité de longueur de dalle dans le sens de la petite portée a.

M_2 : Moment fléchissant à l'unité de longueur de dalle dans le sens de la grande portée b.

La dalle étant un élément de hourdis continu, on applique des coefficients de réduction aux appuis et en travée compte tenu de l'encastrement partiel sur ses bords.

On a donc :

	Aux appuis	En travée
Petit portée a	-0,6Ma	+0,8Ma
Grande portée b	-0,6Mb	+0,8Mb

3. Roue Br de 10 T

Nous l'avons dit plu haut, les dimensions de la roue Br sont : $u = 0,3 \text{ m}$ et $v = 0,6 \text{ m}$.

Mais cette charge placée sur la dalle se diffuse à l'intérieur de celle-ci sous un angle de 45° pour atteint donc le feuillet moyen ($0,24 / 2$).

Il se créé donc un rectangle d'impact de dimensions : $U = u + x$ $V = v + x$

Les calculs nous donnent $x = 0,33 \text{ m}$

D'où  V

$$\begin{cases} U = u + 0,33 \\ V = v + 0,33 \end{cases} ; \begin{cases} u = 0,3 \\ v = 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} U = 0,63 \\ V = 0,93 \end{cases}$$

3.1 Effort tranchant

$U < V$

$$V_U = \frac{P}{3V} = \frac{10}{3 \times 0,93}$$

$$V_V = \frac{P}{2V + U} = \frac{10}{2 \times 0,93 + 0,63}$$

$V_U (\text{Br}) = 3,58 \text{ T}$ $V_V (\text{Br}) = 4,02 \text{ T}$
--

3.2 Moments

$$\triangleright \rho = 0 \quad b = \infty$$

$$\frac{U}{a} = \frac{0,63}{1,72} = 0,37$$

$$\frac{V}{a} = \frac{0,93}{1,72} = 0,54$$

A partir de ces valeurs, la lecture sur l'abaque appropriée nous donne :

$$\begin{cases} M_1 = 0,155 \\ M_2 = 0,065 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Ma = 1,65 \\ Mb = 0,88 \end{cases}$$

Avec la majoration dynamique

$$\begin{aligned} M_a &= 2,112 \\ M_b &= 1,13 \end{aligned}$$

$$\triangleright \rho = 0,2$$

$$\frac{U}{a} = \frac{0,63}{1,72} = 0,37$$

$$\frac{V}{b} = \frac{0,93}{19,31} = 0,05$$

A partir de ces valeurs, la lecture sur l'abaque appropriée nous donne :

$$\begin{cases} M_1 = 0,165 \\ M_2 = 0,13 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Ma = 1,85 \\ Mb = 1,55 \end{cases}$$

Avec la majoration dynamique

$$\begin{aligned} M_a &= 2,37 \\ M_b &= 1,98 \end{aligned}$$

D'où par interpolation, on a pour les dimensions de notre plaque donnant un rapport $\rho = 0,0891$

On a :

$$\begin{aligned} M_a(\text{Br}) &= 2,223 \text{ T.m} \\ M_b(\text{Br}) &= 1,50 \text{ T.m} \end{aligned}$$

4. Charges uniformément réparties

$$\text{Pour } M_1, \quad \rho = \frac{a}{b} = \frac{1,72}{19,31} = 0,0891$$

$$\text{Pour } M_2, \quad \rho = \frac{b}{a} = \frac{19,31}{1,72} = 11,23$$

Les lectures sur les abaques correspondantes nous donnent :

$$M_1 = 0,01$$

$$M_2 = 0$$

Et les efforts tranchants nous donnent :

$$V_a = \frac{P}{3b} \quad V_b = \frac{P}{2b + a}$$

4.1 Charges permanentes

Revêtement : $e_R = 6\text{cm}$ $\gamma_R = 2,1\text{T/m}^3$

Dalle : $e_D = 24\text{cm}$ $\gamma_D = 2,5\text{T/m}^3$

D'où $G = G_R + G_D$.

$$G = 24,96 \text{ T}$$

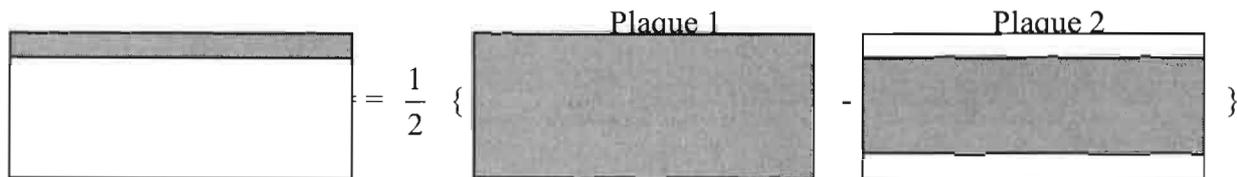
Ce qui nous donne comme moments et efforts tranchants :

$$\begin{aligned} M_1(G) &= 0,22 \text{ T.m} \\ M_2(G) &= 0,033 \text{ T.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_U(G) &= 0,38 \text{ T} \\ V_V(G) &= 0,55 \text{ T} \end{aligned}$$

4.2 Surcharge de Trottoir

L'excentricité du trottoir sur notre dalle fait que nous devons calculer par partie notre dalle en faisant ressortir un chargement centré sur la dalle.



Plaque 1 :

$$\text{Pour } M_1, \quad \rho = \frac{a}{b} = \frac{1,72}{19,31} = 0,0891$$

$$\text{Pour } M_2, \quad \rho = \frac{b}{a} = \frac{19,31}{1,72} = 11,23$$

Les lectures sur les abaques correspondantes nous donnent :

$$M_1 = 0,01$$

$$M_2 = 0$$

Charges prises en compte :

Poids propre : $2,5 * 0,2 * 19,31 * 1,72$

Surcharge Trottoir : $0,45 * 19,31 * 1,72$

Total : 44,85 T

Ce qui nous donne comme moments et efforts tranchants :

$$\begin{array}{l} M_s(1) = 0,45 \quad \text{T.m} \\ M_{pb}(1) = 0,067 \quad \text{T.m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} V_U(1) = 0,77 \text{ T} \\ V_V(1) = 1,11 \text{ T} \end{array}$$

Plaque 2:

$$\text{Pour } M_1, \quad \rho = \frac{a}{b} = \frac{0,84}{19,31} = 0,044$$

$$\text{Pour } M_2, \quad \rho = \frac{b}{a} = \frac{19,31}{0,84} = 23$$

Les lectures sur les abaques correspondantes nous donnent :

$$M_1 = 0,41$$

$$M_2 = 0$$

Charges prises en compte :

$$\text{Poids propre} \quad : 2,5 * 0,2 * 19,31 * 0,84$$

$$\text{Surcharge Trottoir} \quad : 0,45 * 19,31 * 0,84$$

$$\text{Total} \quad : 22 \text{ T}$$

Ce qui nous donne comme moments et efforts tranchants :

$$\begin{aligned} M_a(2) &= 0,22 \text{ T.m} \\ M_b(2) &= 0,033 \text{ T.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_U(2) &= 0,38 \text{ T} \\ V_V(2) &= 0,55 \text{ T} \end{aligned}$$

Ce qui nous donne en résumé pour le trottoir :

$$\begin{aligned} M_a(\text{Tr}) &= 0,115 \text{ T.m} \\ M_b(\text{Tr}) &= 0,017 \text{ T.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_U(\text{Tr}) &= 0,20 \text{ T} \\ V_V(\text{Tr}) &= 0,28 \text{ T} \end{aligned}$$

5. Bilan des moments et efforts tranchants

$$\mathbf{Ma} = M_a(\text{Tr}) + M_a(\text{G}) + M_a(\text{Br})$$

$$\mathbf{Mb} = M_b(\text{Tr}) + M_b(\text{G}) + M_b(\text{Br})$$

$$\mathbf{V} = V_U(\text{Tr}) + V_U(\text{G}) + V_U(\text{Br}) \quad \text{ou bien}$$

$$\mathbf{V} = V_V(\text{Tr}) + V_V(\text{G}) + V_V(\text{Br})$$

Ce qui nous donne en définitive :

$\mathbf{Ma = 2,5 \quad T.m}$ $\mathbf{Mb = 1,35 \quad T.m}$ $\mathbf{V = 4,70 \quad T}$
--

En appliquant les coefficients de réduction aux appuis et en travée, on a :

	Petite portée a	Grande portée b	
Appuis	-0,015	-0,0081	Moment (MN.m)
Travée	+0,02	+0,011	Moment (MN.m)

Travée : $M_{tx} = 0,02 \text{ MN.m}$ $M_{ty} = 0,011 \text{ MN.m}$

Appuis : $M_{ax} = 0,015 \text{ MN.m}$ $M_{ay} = 0,0081 \text{ MN.m}$

Possibilité de pose de cadres ?

$$\tau_{u\max} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 27}{1,5}$$

$$\tau_{u\max} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad \text{Avec } d = h-5 \text{ et } b_o = 1 \text{ m}$$

$$d = 24-5$$

$$d = 19 \text{ cm}$$

D'où $\tau_u = \frac{0,0610}{1 \times 0,19}$

$\tau_u = 0,24 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \tau_{u\max} = 1,26 \text{ MPa}$$

Ce qui signifie qu'il n'y a pas lieu de poser des cadres dans notre dalle.

6. Sections d'armatures dans la dalle

6.1 Aciers en travée

➤ Sens lx ; $M_{tx} = 0,02 \text{ MN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 27}{1 \times 1,5}$$

$$f_{bu} = 15,3$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,02}{1 \times 0,19^2 \times 15,3}$$

$$\mu_{bu} = 0,0362$$

$\mu_{bu} = 0,0362 < 0,3$ Donc il n'existe pas d'aciers comprimés.

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\mu_{bu})$$

$$Z_b = 0,186 \text{ m}$$

Section d'acier A_u

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{Z_b \cdot f_e} \cdot \gamma_s = \frac{0,02}{0,19 \times 500} \times 1,15$$

$$A_{ax} = 2,47 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 2 \text{ HA14 (3,08 cm}^2)$$

$$\text{Espacement des barres :} \quad \text{Stx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2ho}{25\text{cm}} \\ 25\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Stx} \leq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Stx} = 20 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Et donc} \quad d &= h - (c + G_{\text{aciers}}) \\ d &= 0,24 - (0,03 + 0,014) \\ d &= 0,196 \text{ m} \end{aligned}$$

➤ Sens l_y ; $M_{ty} = 0,011 \text{ MN.m}$

$\mu_{bu} = 0,0187 < 0,3$ Donc il n'existe pas d'aciers comprimés.

$$Z_b = 0,174 \text{ m}$$

Section d'acier A_u

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{Z_b \cdot f_e} \cdot \gamma_s = \frac{0,011}{0,196 \times 500} \times 1,15$$

$$A_{ty} = 1,3 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 2 \text{ HA10 (1,57 cm}^2)$$

$$\text{Espacement des barres :} \quad \text{Stx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2ho}{25\text{cm}} \\ 25\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Stx} \leq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Stx} = 20 \text{ cm}$$

6.2 Aciers aux appuis

➤ Sens lx ; Max = 0,015 MN.m

$\mu_b = 0,027 < 0,3$ Donc il n'existe pas d'aciers comprimés.

$$Z_b = 0,187 \text{ m}$$

Section d'acier A_{ax}

$$A_{ax} = \frac{Max}{Z_b * f_e} * \gamma_s = \frac{0,015}{0,187 \times 500} \times 1,15$$

$$A_{ax} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 2 \text{ HA12 (2,26 cm}^2)$$

$$\text{Espacement des barres :} \quad S_{ay} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{3h_0}{33\text{cm}} \\ 33\text{cm} \end{array} \right. \quad S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$
$$S_{ax} = 30 \text{ cm}$$

Et donc

$$d = h - (c + G_{\text{aciers}})$$
$$d = 0,24 - (0,03 + 0,012)$$
$$d = 0,198 \text{ m}$$

➤ Sens ly ; May = 0,0081 MN.m

$\mu_b = 0,0135 < 0,3$ Donc il n'existe pas d'aciers comprimés.

$$Z_b = 0,196 \text{ m}$$

Section d'acier A_{ay}

$$A_{ay} = \frac{May}{Z_b * f_e} * \gamma_s = \frac{0,0081}{0,196 \times 500} \times 1,15$$

$$A_{ay} = 0,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 1 \text{ HA12 (1,13 cm}^2)$$

7. Sections minimale d'armatures dans la dalle

7.1 Suivant le sens ly

$$A_{y_{\min}} = \left\{ \begin{array}{l} 12ho : \text{ronds} - \text{lisses} \\ \frac{8ho : fe400}{6ho : fe500} \end{array} \right\} \quad \text{fe 500 donc } A_{y_{\min}} = 6ho = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{ty} = 1,57 > 1,44$$

$$A_{ay} = 1,13 < 1,44$$

D'où,

$$A_{ty} = A_{ay} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2 HA10

7.2 Suivant le sens lx

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} * \frac{3 - \rho}{2} \quad \rho = 0,0891$$

$$A_{x_{\min}} = 2,096$$

$$A_{tx} = 2,26 > 2,096$$

$$A_{ax} = 2,26 > 2,096$$

Condition vérifiée.

8. Vérification au poinçonnement dans la dalle

Pour ce qui est du poinçonnement dans la dalle, il faudrait que la charge qui crée les moments et efforts tranchants maxima n'excede pas une valeur limite égale à : Q_u

$$Q_u = \frac{0,045 * U_c * h * f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } U_c = \text{Périmètre utile de la charge.}$$

La roue isolée Br étant la charge qui entraîne des moments et efforts maxima dans notre dalle, nous considérons son périmètre utile valant :

$$U_c = 2*(0,93+0,63)$$

$$U_c = 3,12 \text{ m}$$

D'où la valeur de Q_u est donc :

$$Q_u = \frac{0,045 * 3,12 * 0,24}{1,5} * 27 * 10^2$$

$$Q_u = 60,65 \text{ T}$$

En appliquant à notre roue Br, les coefficients majorateurs de 1,5 à l'ELU et 1,28 pour la majoration dynamique, on aura donc une charge égale à :

$$Q_{Br} = 1,5 * 1,28 * 10$$

$$Q_{Br} = 19,2 \text{ T}$$

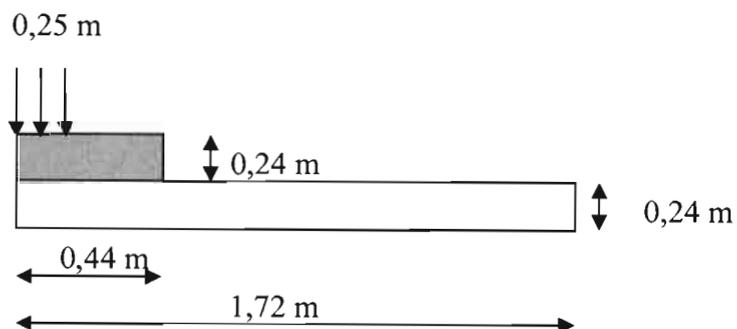
On a $Q_{Br} = 19,2 \text{ T} < Q_u = 60,65 \text{ T}$

D'où le risque de poinçonnement de la dalle n'est pas possible.

9. Vérification au poinçonnement Vérification du moment créé par une roue isolée de 6T sur le trottoir dans la dalle

Pour ce cas, nous considérons une roue isolée (25x25) de 6T qui monte sur le trottoir. Notre trottoir ayant un débord de 0,44 m sur la dalle, nous déterminerons le moment créé par cette roue dans la dalle que nous comparerons au moment aux appuis dans la dalle suivant la grande portée (b).

L'analyse des résultats nous dira s'il y a lieu de rajouter des aciers aux appuis ou pas.



L'action de cette roue ne se cumulera pas avec les autres surcharges.

Elle crée donc au niveau de l'appui opposé de la dalle, un moment m équivalent à :

$$m = 1,28 * 6 * (1,72 - (0,25/2))$$

$$m = 12,25 \text{ T.m}$$

Ce moment se répartit à 45° sur la section droite extrême de la dalle, soit sur une distance :

$$d = 1,72 \text{ m}$$

Ainsi a-t-on le moment réel **M** qui vaut :

$$M = \frac{12,25}{1,72}$$

$$\mathbf{M = 7,12 \text{ T.m}}$$

Or, le moment aux appuis dans la dalle, suivant la grande portée (b) vaut **1,35 T.m**

D'où la nécessité de renforcer les aciers de rive.

Soit M_r , le moment de renforcement.

$$M_r = 7,12 - 1,35$$

$$\mathbf{M_r = 5,77 \text{ T.m}}$$

$$\text{➤ } \mu_{b_u} = \frac{0,0577}{1 \times 0,196^2 \times 15,3}$$

$\mu_{b_u} = 0,0982 < 0,3$ Donc il n'existe pas d'aciers comprimés.

$$\text{➤ } Z_b = 0,184 \text{ m}$$

➤ Section d'acier A_r

$$A_r = \frac{M_r}{Z_b * f_e} * \gamma_s = \frac{0,0577}{0,196 \times 500} \times 1,15$$

$$\mathbf{A_r = 6,77 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$6 \text{ HA12 (6,79 cm}^2)$$

Il vaut noter que ces renforcement s'effectuons que sur les panneaux de rive, les autres s'en tiennent toujours aux sections d'acier trouvé ultérieurement.

10. Longueurs de scellement droit « l_s » et de recouvrement « l_r »

La longueur de scellement droit l_s a pour expression :

$$l_s \geq \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 * \psi_s^2 * f_{t28} \text{ qui est la contrainte d'adhérence limite.}$$

Coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour les aciers HA

Il vient :

$$\tau_{su} = 0,6 * 1,5^2 * 2,22$$

$$\tau_{su} = 3$$

D'où l_s vaut donc :

$$l_s = 1,50 \text{ m}$$

Les barres d'aciers ayant une longueur commerciale de 12 m, il va falloir effectuer un chevauchement des aciers sur une longueur minimale l_r qui permettra la transmission des efforts d'une barre à l'autre dans la poutre.

Soit C : Distance entre axes des barres ; C = 32 mm.

$$l_r = l_s + C \quad \text{Si } C > 5 \Phi$$

$$l_r = l_s \quad \text{Si } C \leq 5 \Phi$$

Dans notre cas, $C \leq 5 \Phi = 160 \text{ mm}$

D'où

$$l_r = l_s = 1,50 \text{ m}$$

11. Arrêt des barres

11.1 En travée

➤ Sens lx

On alterne :

1 HA14 par mètre, filant

1 HA14 par mètre, arrêté à $0,1 * 1,72 = 0,2 \text{ m}$ de la rive.

➤ Sens ly

On alterne :

1 HA10 par mètre, filant

1 HA10 par mètre, arrêté à $0,1 * 1,72 = 0,2 \text{ m}$ de la rive.

11.2 Aux appuis

➤ Sens lx

On alterne :

1 HA12 par mètre, arrêté à $1/4 * 1,72 = 0,4$ m

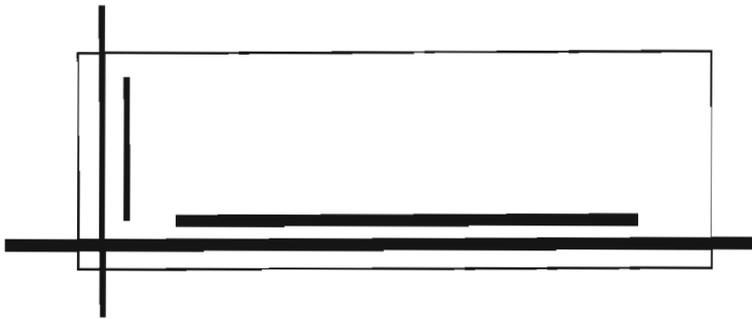
1 HA12 par mètre, arrêté à $1/5 * 1,72 = 0,35$ m

➤ Sens ly

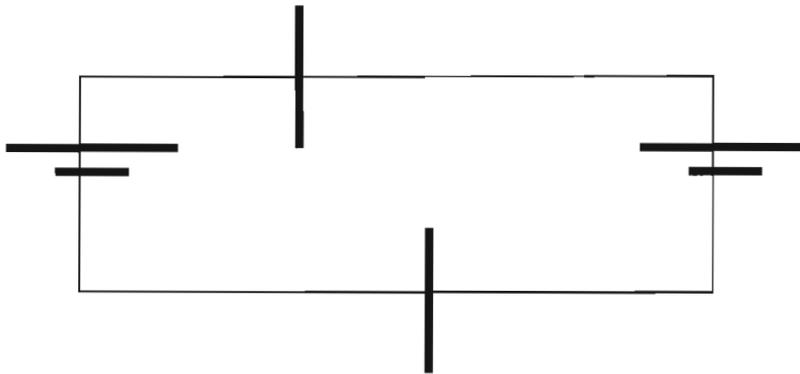
1 HA12 par mètre, arrêté à 0,4 m

12. Ferraillage

➤ Aciers inférieurs



➤ Aciers supérieurs



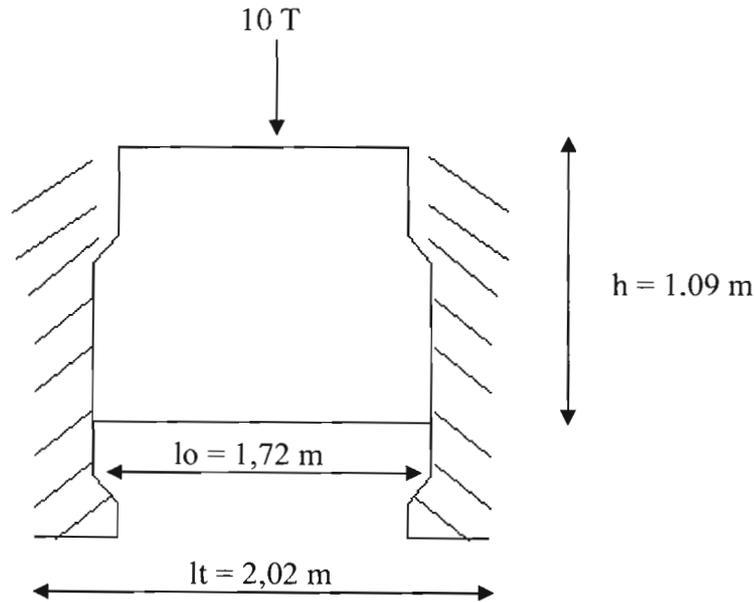
Acier HA10 

Acier HA12 

Acier HA14 

III. DIMENSIONNEMENT DE L'ENTRETOISE

Notre entretoise peut être modélisée comme étant une poutre-voile. Nous utiliserons encore la roue Br de 10 T pour son dimensionnement. L'épaisseur de l'entretoise est de 30 cm.



1. Conditions de poutre-voile

Pour qu'une structure soit considérée comme poutre-voile, il faut qu'elle remplisse l'une de ces conditions.

$$\text{Soit : } \frac{l}{2} \leq h \leq l \quad \text{ou bien } h > l$$

$$\text{Avec } l = \min(1,15 \times l_o ; l_t)$$

$$l = \min(1,15 \times 1,72 ; 2,02)$$

$$l = 1,98\text{m.}$$

$$\frac{l}{2} = 0,99\text{m} \quad \text{et} \quad h = 1,09.$$

$$\text{D'où } \frac{l}{2} = 0,99\text{m} < h = 1,09\text{ m} < l = 1,98\text{ m}$$

Condition de poutre-voile vérifiée.

2. Moment et effort tranchant

$$M = P \frac{l}{4}$$

$$V = \frac{P}{2}$$

Avec

$$P = 10t$$

$$l = l_0 = 1,72 \text{ m}$$

D'où

$$M = 4,3 \text{ T.m}$$

$$V = 5 \text{ T}$$

$$\tau_{ou} = \frac{V_u}{b_o d}$$

$$d = \min(l ; h)$$

$$d = \min(1,98 ; 1,09)$$

$$d = 1,09 \text{ m}$$

$$b_o = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{A.N: } \tau_{ou} = \frac{0,05}{0,3 \times 1,09}$$

$$\tau_{ou} = 0,15 \text{ MPa}$$

3. Aciers porteurs

$$A_p = \frac{M}{Z_b \times f_e} \times \gamma_s$$

$$Z_b = \min(0,2(1,98 + 2 \times 1,09) ; 0,6 \times 1,98)$$

$$Z_b = 0,832 \text{ m}$$

$$\text{A.N: } A_p = \frac{0,043}{0,832 \times 500} \times 1,15$$

$$A_p = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ HA}10 (1,57 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Espacement: } \delta t = \frac{30 - (2 \times 3)}{2}$$

$$\delta t = 12 \text{ cm}$$

4. Aciers verticaux

$$A_v = \frac{3}{4} \times \frac{\tau_{ou}}{f_e} \times \gamma_s \times b_o \times S_v \quad \text{Avec } S_v = 0,15 \times \min(l; h) \quad S_v = 0,1635m.$$

$$A_v = \frac{3}{4} \times \frac{0,153}{500} \times 1,15 \times 0,3 \times 0,1635$$

$$A_v = 0,13 \text{ cm}^2$$

1 HA8 (0,50 cm²)

Espacement : $\delta h = S_v = 15cm$

5. Aciers horizontaux

$$A_h \geq b_o * S_h * 0,5 \left(0,6 + 15 \frac{\tau_{ou}}{f_{c28}} \right) \frac{\tau_{ou}}{f_e} * \gamma_s \leq 0,5 \frac{\tau_{ou}}{f_e} \gamma_s$$

$$\bullet \quad 0,5 \frac{\tau_{ou}}{f_e} \gamma_s = 0,5 \frac{0,153}{500} \times 1,15 = 1,76 \cdot 10^{-4} m^2$$

=

$$\bullet \quad b_o * S_h * 0,5 \left(0,6 + 15 \frac{\tau_{ou}}{f_{c28}} \right) \frac{\tau_{ou}}{f_e} \gamma_s = 0,3 * 0,1635 * 1,76 \cdot 10^{-4} * \left(0,6 + 15 \frac{0,153}{27} \right) = 5,91 \cdot 10^{-6} m^2$$

D'où

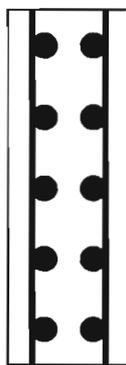
$$A_h = 0,79 \text{ cm}^2$$

1 HA10

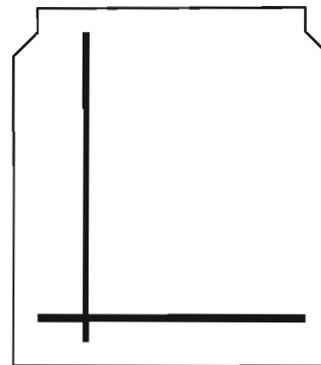
Espacement : $S_v = 15cm$

6. Ferrailage

Vue de profil



Vue de face



Acier HA8

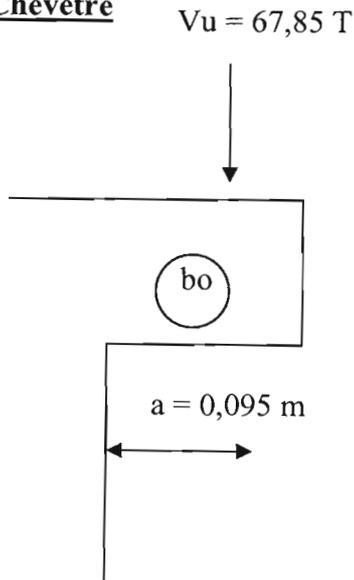
Acier HA10



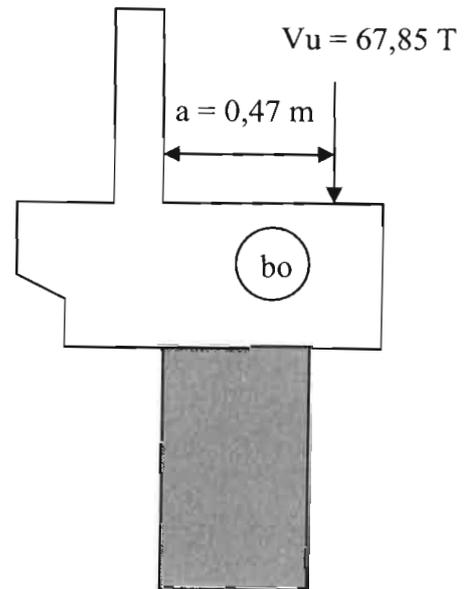
IV. DIMENSIONNEMENT DU CHEVETRE ET DU CORBEAU DE LA CULEE

Ce sont des structures qui se présente comme des console courtes, avec des distances d'application de la charge différentes.

Chevêtre



Corbeau



Dans les pages qui suivent, seront d'abord effectués les calcul pour le chevêtre. Ceux du corbeau viendront en seconde position.

1. Vérification du béton

Il faut que $\tau_u \leq \tau_{u\text{lim}}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bo * d} * \frac{1}{1 - 0,6 \frac{H_u}{V_u}}$$

Avec $d = 4 * a$ (pour les charges ponctuels) et

H_u : Force horizontale (Ici force de freinage de 30 T)

$$\tau_u \text{ lim} = \min \begin{cases} 0,03(2 + \delta) f_{cj} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta = \min \begin{cases} d/a \\ 4 \end{cases}$$

$$\text{A.N : } \tau_u = \frac{0,6785}{8,88 \times 4 \times 0,095} \times \frac{1}{1 - 0,6 \frac{0,3}{0,6785}}$$

$$\tau_u = 0,274 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \text{ lim} = \min \begin{cases} 0,03(2+4) \times 27 \\ 4. \end{cases}$$

$$\tau_{ulim} = 4 \text{ MPa}$$

On a bien $\tau_u < \tau_{ulim}$ Condition vérifiée !

En ce qui concerne le corbeau, on trouve $\tau_u = 0,055 \text{ MPa}$

2. Armatures supérieures tendues

$$A = \frac{M_u}{Z * f_e} * \gamma_s + \frac{H_u}{f_e} * \gamma_s \quad \text{Avec } M_u = V_u \times a.$$

$$Z = \min \begin{cases} 0,7d(1 + 0,1\delta) \\ 1,2a(0,8 + 0,2\delta) \end{cases}$$

$$\begin{matrix} M_u = 0,0645 & \text{T.m} \\ Z = 0,1824 & \text{m} \end{matrix}$$

$$A = \frac{0,0645}{0,1824 \times \frac{500}{1,15}} + \frac{0,3}{\frac{500}{1,15}}$$

$$A = 15,03 \text{ cm}^2$$

5 HA20 (15,70 cm²)

Pour le corbeau, nous trouvons $A = 15,06 \text{ cm}^2$ d'où la considération des mêmes aciers
5 HA20 (15,70 cm²)

$$\text{Espacement : } \delta t = \frac{50 - 2c - 2 \times 1,2}{5}$$

$$\delta t = 9 \text{ cm}$$

3. Armatures inférieures

$$A_i = \frac{A}{10} = \frac{15,70}{10}$$

$$A_i = 1,57 \text{ cm}^2$$

2 HA10

$$\text{Espacement : } \delta t = \frac{50 - 2c - 2 \times 1,2}{2}$$

$$\delta t = 20 \text{ cm}$$

4. Armatures de répartition horizontales

$$A_r = \lambda A - A_i$$

$$\lambda = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} \left(\delta + \frac{12\tau_u}{fcj} - 1 \right) \\ \frac{1}{10} \end{array} \right.$$

$$\lambda > \frac{1}{10}, \quad \text{disposer un ou plusieurs lits.}$$

$$\lambda > 4, \quad \text{disposer les lits sur une hauteur } \leq 4 \cdot a + \frac{l}{2}$$

$$\lambda = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} \left(4 + \frac{12 \times 0,274}{27} - 1 \right) \\ \frac{1}{10} \end{array} \right.$$

$$\lambda = 0,78 > \frac{1}{10}$$

$$A_r = 0,78 \times 15,70 - 1,57$$

$$A_r = 10,68 \text{ cm}^2$$

7 HA14 (10,78 cm²)

$$\text{Espacement : } \delta t = \frac{60 - 2c - 2 \times 1,2 - 2 - 1}{7}$$

$$\delta t = 7 \text{ cm}$$

Pour le corbeau (h=100 cm), prendre un espacement $\delta t = 13 \text{ cm}$

5. Armatures verticales

Cadres et étriers non calculés pour :

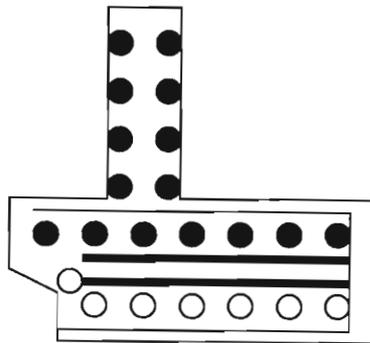
- équilibrer les efforts de torsion
- équilibrer les efforts de fendage lorsque les aciers horizontaux sont de diamètre relativement gros.
- Maintenir les aciers horizontaux.

D'où un choix de

$$A_v = 1,13 \text{ cm}^2$$

1 HA12 par unité de longueur prendre un espacement $\delta t = 10 \text{ cm}$

6. Ferraillage

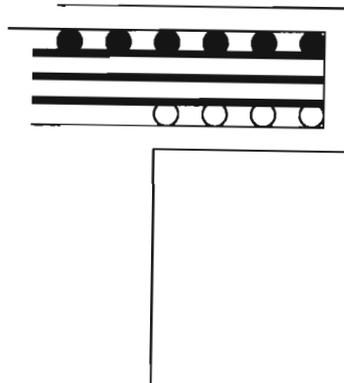


Acier HA20 ●

Acier HA14 —————

Acier HA10 ○

Cadre HA12 —————

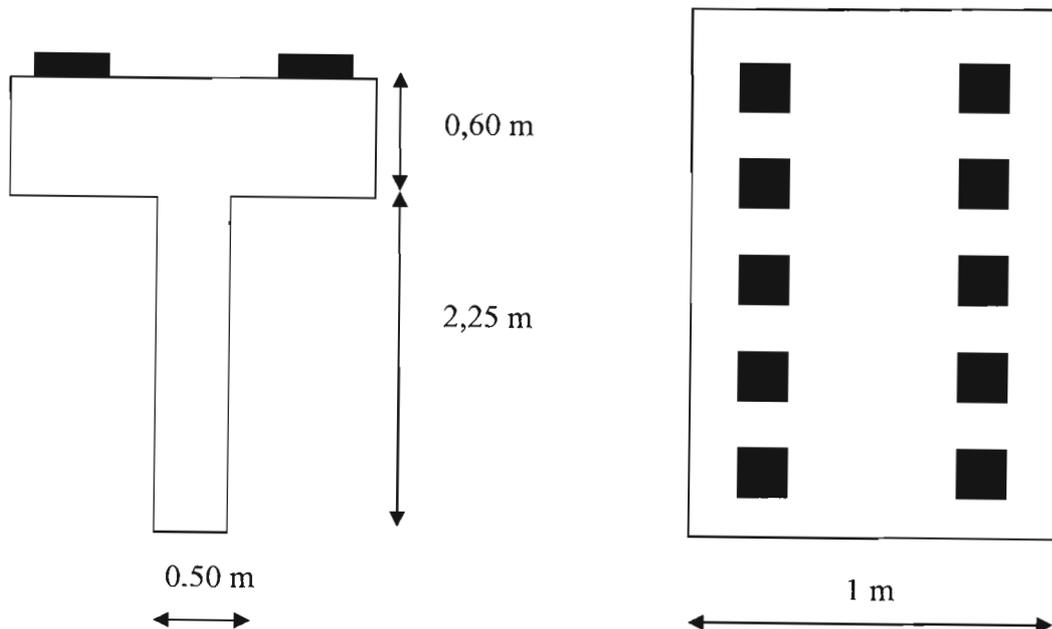


V. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

Les piles à appareils d'appuis en néoprène dédoublés (présence de deux file d'appareils d'appuis en néoprène sur le chevêtre) ont la propriété d'assurer un encastrement efficace du tablier tout en permettant sa libre dilatation sous l'effet des variations linéaires. Cet encastrement présente plusieurs avantages.

Il permet d'abord de diminuer les efforts de flexion dans le tablier en travée, en filtrant les variations de moment dues aux surcharges. Par un choix judicieux des épaisseurs de néoprène, il permet aussi de réduire dans une certaine mesure, les efforts de flexion transmis aux fondations des piles. On peut, en particulier, annuler le moment de flexion en un point quelconque d'une pile, sous l'effet d'un cas de charge donné.

La présence de deux files d'appuis en néoprène, distantes de d , crée un encastrement partiel du tablier sur les piles. Les appuis en néoprène interviennent dans la déformabilité de la pile par leur distorsion sous l'effet des forces de freinage f et par leur raccourcissement sous l'effet des efforts normaux ($\pm \frac{M}{p * d}$) provenant de M . Ici p représente le nombre d'appareils d'appuis par file ; dans notre cas, $p = 5$.



N° Section	Ai	Yi	Ai*Yi	Ai*Yi ²	I _{Gi} (b*h ³ /12)
1 Chevêtre	0,6	0,3	0,18	0,054	0,018
2 Voile	1,125	1,125	1,2656	1,4238	0,475
Σ	1,725	1,425	1,4456	1,4778	0,492

$$I = \Sigma I_{Gi} + \Sigma A_i Y_i^2 - \Sigma A_i Y_G^2$$

$I = 0,759 \text{ m}^4$

1. Moment appliqué en tête de pile

La raideur des appareils d'appuis en néoprène vis-à-vis des rotations peut être négligée. Soit q et m l'effort normal et le moment transmis aux appuis en néoprène sous l'effet d'un moment M appliqué en tête de pile, on a :

$$M = q * d + 2 * m$$

$$\theta = \frac{2 * v}{d}$$

Avec
$$m = \frac{G * S * p * a^4 * \theta}{c' * n * \epsilon^3} \qquad q = \frac{G * S * p * a^2 * v}{c * n * \epsilon^3}$$

D'où
$$M = \frac{p * G * S * a^2}{n * \epsilon^3} \left(\frac{d^2}{2 * c} + \frac{2 * a^2}{c'} \right) * \theta$$

θ : Rotation relative de l'appareil d'appui en néoprène

v : Déformation verticale de l'appareil d'appui en néoprène

G : Module d'élasticité transversal de l'appareil d'appui en néoprène

$$G = 0,8 \text{ MPA (cas de chargements lents, } 80 \text{ t/m}^2$$

$$G = 1,6 \text{ MPA (cas de chargements instantanés, } 160 \text{ t/m}^2$$

- a : Dimension en plan de l'appareil d'appui en néoprène
 b : Dimension en plan de l'appareil d'appui en néoprène
 S : Surface en plan de l'appareil d'appui en néoprène
 n : Nombre de feuillets élémentaires constituant l'appareil d'appuis.
 ε : Epaisseur de néoprène de chaque feuillet
 c : Coefficient de forme relatif à la déformation verticale d'un appareil d'appui, proportionnel à b/a
 c' : Coefficient de forme relatif à la rotation relative des deux faces d'un appareil d'appui, proportionnel à b/a

b/a	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,5	2	3	5	∞
c	5,83	4,44	3,59	3,28	3,03	2,65	2,37	2,01	1,78	1,70	1,46	1,27	1,15	1
c'	136,7	116,7	104,4	100,0	96,2	90,4	86,2	80,4	76,7	75,3	70,8	66,8	63,9	60

1.1 Déformation verticale v

Les charges sur chaque appareil d'appui :

Poids propre : $R_G = 30,44 \text{ t}$

Surcharge Al : $R_{Al} = 12,64 \text{ t}$

Surcharge Tr : $R_{Tr} = 1,01 \text{ t}$

Surcharge Bc : $R_{Bc} = 15,66 \text{ t}$

Ce qui nous donne donc après combinaisons de charges :

$R_{ELS} = 50,24 \text{ t}$

$R_{ELU} = 67,85 \text{ t}$

$$v = R_{ELU} * c * \frac{n * \varepsilon^3}{G * S * a^2}$$

Soit le choix d'un appareil d'appui de dimensions :

a = b = 200 mm

ε = 12 mm

n = 3

$$A.N : v = 0,68 * 2,37 * \frac{3 * 0,012^3}{1,6 * (0,2 * 0,2) * 0,2^2}$$

v = 0,0033 m = 3,3 mm

1.2 Rotation relative des deux faces de l'appareil d'appui θ

$$\theta = \frac{2 \cdot v}{d}$$

$$\text{A.N : } \theta = \frac{2 \cdot 0,0033}{0,69}$$

$$\theta = 0,0096$$

1.3 Moments appliqués

En tête de pile nous avons un moment M qui vaut :

$$M = \frac{5 \cdot 1,6 \cdot 0,04 \cdot 0,2^2}{3 \cdot 0,012^3} \left(\frac{0,69^2}{2 \cdot 2,37} + \frac{2 \cdot 0,2^2}{86,2} \right) \cdot 0,0096$$

$$M = 2,40 \text{ MN.m}$$

A la base de la pile nous avons un moment M' qui vaut :

$$M' = M + f \cdot h$$

f : Force de freinage = 30 t

h : Hauteur de la pile = 2,85 m

$$M' = 2,40 + 0,3 \cdot 2,85$$

$$M' = 3,26 \text{ MN.m}$$

D'où un coefficient de transmission φ équivaut à : $\varphi = \frac{M'}{M}$

$\varphi = 1,36$ soit une transmission φ de 136 %

Ce taux élevé de la transmission s'explique par le fait de la faible hauteur de la pile.
D'où un redimensionnement de notre appareil d'appui.

2. Dimensionnement des appareils d'appui

Pour que M' soit nul à la base, il faut que notre coefficient de transmission φ soit nul.

$$\text{Or } \varphi = 1 - \frac{(EB_p + EB_n) * h}{(EC_p + EC_n)}$$

EB_p, EC_p : Coefficient de déformabilité de la pile.

$$EB_p = \frac{h^2}{2 * I} \quad I = \text{Moment d'inertie de la pile} = 0,759 \text{ m}^4$$

$$EC_p = \frac{h^3}{3 * I}$$

EB_n, EC_n : Coefficient de déformabilité du néoprène.

$EB_n = 0$ (Car il n'y a ni rotation sous l'effet de charge horizontale f , ni déplacement sous l'effet

du moment M . La force horizontale f crée un déplacement $u = \frac{\varepsilon * f}{G * S}$)

$$EC_n = E \frac{n * \varepsilon}{2 * p * G * S} \quad E = \text{Module d'élasticité longitudinal du néoprène}$$

On a donc $EC_n = EB_p * h - EC_p \rightarrow$

$$E = \frac{p * G * S}{3 * n * \varepsilon * I} * h^3$$

Ayant des contraintes sur le nombre d'empilements des feuillets de néoprène, il nous faut donc pour notre projet, pour avoir un moment nul à la base de la pile, un appareil d'appui en néoprène de module d'élasticité longitudinal valant :

$$E \geq \frac{5 * 1,6 * 0,04}{3 * 3 * 0,012 * 0,759} * 2,85^3$$

$$E \geq 90,5 \text{ MPa}$$

VI. DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

Notre pile est constituée d'un voile de dimensions :

Hauteur : 2,85 m

Longueur : 8,88 m

Epaisseur : 0,50 m

1. Caractéristiques de l'appui-voile

Elancement mécanique λ

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad i : \text{Rayon de giration} \quad l_f : \text{Longueur de flambement}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I : \text{Moment d'inertie du voile} \quad B : \text{Section du voile}$$

$$i = \sqrt{\frac{0,759}{4,44}} \quad i = 0,4135 \text{ m}$$

Poteau encasté à la base, donc $l_f = h = 2,85 \text{ m}$

Ce qui nous donne comme valeur de λ :

$$\lambda = 6,89$$

2. Section d'acier dans l'appui-voile

$$A_s = \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br * Fc28}{0,9 * \gamma_b} \right) * \frac{\gamma_s}{f_e} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda = 6,89 < 50$$

$$\alpha = 0,8435$$

$$Br = (a-0,02)(b-0,02) = 4,253$$

$$Nu = (67,85 * 5) * 2 + 15,4 \text{ m}^3 * 2,5 \text{ T/m}^3$$

$$Nu = 717 \text{ T}$$

On a donc $A_s = - 0,176 \text{ cm}^2$

D'où le choix de Amin comme section d'aciers.

$$A_{min} \geq \text{Max} (4 \text{ cm}^2/\text{ m de périmètre} ; 0,2B/100)$$

$$\text{Il vient : } A_{min} \geq \text{Max} (4 \text{ cm}^2 * 18,76 \text{ m} ; 0,2*4,44/100)$$

$$A_{min} \geq 75,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 100 \text{ cm}^2$$

Avec un lit de chaque côté b du voile pour un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$, on a pour chaque lit un nombre n d'aciers :

$$n = \frac{8,88}{0,2}$$

$$n = 44,4 \approx 45 \text{ aciers.}$$

$$\Phi_1 = (100/2) * (1/45)$$

$$\Phi_1 = 1,11 \text{ cm}^2 \approx 1,13 \text{ cm}^2 \text{ (HA12)}$$

D'où comme aciers longitudinaux nous avons $\Phi_1 = 45 \text{ HA12}$ par lit espacés de 20 cm.

3. Le problème des affouillements

L'un des problèmes auquel se voit fréquemment confronté un ingénieur, lorsqu'il doit dimensionner un ouvrage hydraulique, est celui posé par les affouillements qui constituent la cause première de presque tous les accidents survenus aux ouvrages existants.

Ces phénomènes présentant leur maximum d'intensité pendant la crue, sont masqués à l'observateur par l'écoulement. Ils sont ensuite fortement atténués pendant la décrue, les fosses d'affouillement se comblant partiellement avec la réduction des vitesses et le dépôt des sédiments charriés par les eaux. C'est cette impossibilité d'observation directe, jointe à la constatation de nombreux accidents qui ont amené certains chercheurs à penser que le lit du cours d'eau pouvait, sous certaines conditions, se fluidiser en formant une sorte de boue dans laquelle les fondations perdraient toute espèce d'assise. Des essais systématiques ont prouvé qu'il n'en était rien et ont montré le processus réel de formation des affouillements.

L'affouillement se présente toujours sous la forme d'une fosse tronconique ayant sa plus grande profondeur le long de la génératrice amont de la pile, l'évolution dans le temps de cette profondeur étant liée aux paramètres hydrauliques d'écoulement.

4. Calcul de la profondeur d'affouillement local

Le calcul de la profondeur d'affouillement autour d'une pile à géométrie simple défie toute approche théorique compte tenue du nombre considérable de variables à prendre en compte dont les principales sont :

- La vitesse d'approche
- Le diamètre de la pile
- Une dimension caractéristique des matériaux constitutifs du fond et leur densité
- La profondeur amont de l'écoulement
- La densité et la viscosité de l'eau qui varient avec la concentration des matières en suspension
- Les caractéristiques des matériaux apportés de l'amont

Sur la base d'une étude sémi-théorique et à partir d'un nombre important de données expérimentales en provenance de diverses sources, SHEN (1969) a proposé la formule empirique suivante pour calculer la profondeur maximum d'affouillement *autour d'une pile cylindrique en eaux claires* :

$$H_L = 0,277 (V_1 * P)^{0,619}$$

De même, BREUSERS (1956) proposa la formule empirique suivante pour calculer la profondeur maximum d'affouillement *autour d'une pile cylindrique en eaux chargée de sédiments*.

$$H_L = 1,4 * P$$

H_L : Profondeur locale d'affouillement autour d'une pile, mesurée au dessous du lit moyen
(en mètre)

P : Largeur de la pile projetée sur un plan perpendiculaire à l'écoulement (en mètre)

V_1 : Vitesse moyenne à l'amont du pont en m/s.

Connaissant la méthode de calcul de l'affouillement résultant d'une pile cylindrique, il convient de l'étendre à des formes diverses de pile en lui appliquant un coefficient expérimental obtenu par F. HANUS.

GEOMETRIE DU PROFIL	VALEURS (K) DU COEFFICIENT D'AFFOUILLEMENT
Profil Hémicylindrique	1,05
Profil Cylindrique	1,00
Profil Double	0,95
Profil Ogival	0,95
Profil Lenticulaire	0,75

Dans le cas notre projet, nous considérons notre eau chargée de sédiment et prenons une valeur du coefficient d'affouillement valant : $K = 1,5$ (notre pile étant de forme rectangulaire, 2,25 m sur 0,50 m de largeur, donc assez défavorable).

Il vient donc :

$$H_L = 1,4 * 0,5 * 1,5$$

$H_L = 1,05 \text{ m}$

5. Protection contre les affouillements

De ce qui précède, nous avons pu voir que deux facteurs interviennent directement dans le processus d'affouillement : L'augmentation des vitesses d'écoulement et l'importance de l'obstacle constitué par les piles.

Une méthode de réduction des affouillements est l'élaboration du caisson de fondation.

Des raisons de génie civil peuvent obliger à fonder une pile sur un caisson de diamètre supérieur.

L'optimum correspondrait à un caisson de diamètre triple de celui de la pile dont la cote d'arasement sous le terrain naturel serait de l'ordre de la moitié du diamètre de la pile.

Dans le cas de notre projet, il n'y a véritablement pas de risque d'affouillement car ayant une semelle à a base de chaque pile de 2 m de largeur, soit 4 fois a largeur de la pile, ce qui est rassurant. De plus, il existe des files de micro pieux qui partent des semelles jusqu'à une profondeur moyenne de 18 m dans le sol. D'où le risque très faible d'affouillement.



Chapitre 3

ETUDE DES FONDATIONS

I. ETUDE DE LA STABILITE DES FONDATIONS

(Voir en annexe les schémas de stabilité)

1. Stabilité par rapport au renversement de la culée

Les culées sont sollicitées par les forces F_i définies par :

F_0 =Réaction du tablier+le poids propre de la culée.

F_1 et F_2 =Les forces horizontales dues au remblai à gauche et à droite de la culée.

F_3 et F_4 =Les forces verticales dues au remblai respectivement à gauche et à droite de la pile.

F_r =la force de freinage.

F_5 =le poids propre de la dalle de transition.

F_6 =le poids propre du mur en retour.

Les valeurs de ces forces sont résumées dans le tableau suivant :

	$F_0 = 84 \text{ T}$	$F_1 = 50 \text{ T}$	$F_2 = 6,3 \text{ T}$	$F_3 = 4,5 \text{ T}$	$F_4 = 4,5 \text{ T}$	$F_5 = 6,7 \text{ T}$	$F_6 = 0,8 \text{ T}$	$F_r = 7,5 \text{ T}$
$Y_i \text{ (m)}$	1	1,57	1,36	1,7	0,3	3,65	2,87	5,2

Le calcul des moments par rapport au pivot A donne les résultats suivants pour le moment stabilisant et le moment renversant les valeurs suivantes :

Moment stabilisant : $M_s = 167 \text{ t.m}$

Moment renversant : $M_R = 75 \text{ t.m}$

Le facteur de sécurité vis-à-vis du renversement est donné par :

$$F_S = \frac{M_S}{M_R} \quad \text{AN : } F_S = 2,5 > 1,50 \quad \text{Condition vérifiée !}$$

2. Stabilité par rapport au renversement de la pile

Pour la stabilité de la pile, nous avons les forces suivantes :

La force F_0 pré définie avec la culée.

La force due à l'eau F_w

La force de freinage F_r .

On a le tableau suivant :

	$F_0 = 541 \text{ T}$	$F_w = 10 \text{ T}$	$F_r = 30 \text{ T}$
$\bar{y}_i (m)$	1	0,5	5

Un raisonnement analogue à celui de la culée donne les résultats suivants :

$$\text{Moment stabilisant : } M_S = F_0 \bar{y}_0 = 541t$$

$$\text{Moment renversant: } M_R = F_w y_w + F_r y_r = 155t$$

$$F_S = \frac{M_S}{M_R} \quad \text{AN : } F_S = 3,5 > 1,50 \quad \text{Condition vérifiée !}$$

Conclusion : La sécurité étant suffisante nous pouvons conclure que les piles et les culées sont stables vis-à-vis du renversement avec un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 qui est la valeur minimale imposée par les normes relatives à la stabilité des ouvrages vis-à-vis du renversement.

NB : les fondations étant sur pieux, il n'est pas nécessaire de vérifier la stabilité vis-à-vis du glissement de ces dernières.

II. DIMENSIONNEMENT DU MASSIF DE FONDATION

Nous considérons pour le dimensionnement de ce massif, la méthode de calcul des semelles sur deux pieux pour les armatures tendues longitudinales sur le petit côté $l_x = 2m$.

On utilise la méthode des bielles.

Pour les armatures longitudinales tendues sur le grand côté $l_y = 7,30m$, nous modéliserons notre massif comme une poutre continue sur 4 appuis.

Vu que la fissuration est préjudiciable, nous travaillerons à l'état limite de service (ELS).

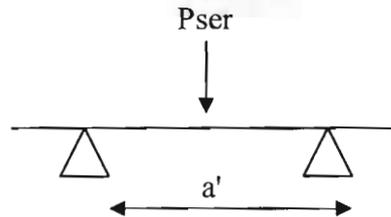
$$P_{ser} = (50,24 \cdot 5) \cdot 2 + 15,4 \text{ m}^3 \cdot 2,5 \text{ T/m}^3$$

$$P_{ser} = 541 \text{ T}$$

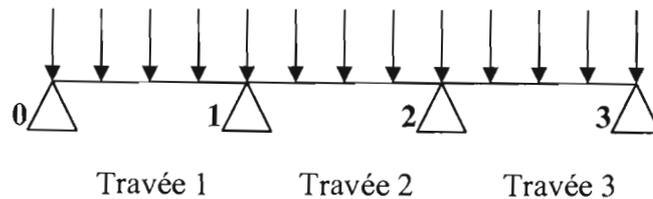
$$G_o : \text{ poids propre de la semelle} = 2,5 \times 0,65 \times 2 \times 7,30$$

$$G_o : 24 \text{ T}$$

1-Modélisation comme une semelle sur 2 pieux



2-Modélisation comme une poutre continue sur 4 appuis



1. Semelle sur deux pieux

1.1 Entre axes des pieux

$a' \geq (2,5 \text{ à } 3) a_p$.

a_p : section du pieu ou micro pieu = 30 cm.

$a' \geq 90$ cm soit donc

$a = 1,30 \text{ m}$

1.2 Hauteur utile d

L'inclinaison θ d'une bielle doit être telle que $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$

$$\text{Avec } \tan \theta = \frac{d}{\frac{a'}{2} - \frac{a}{4}}$$

$$\text{et } 0,5 \left(a' - \frac{a}{2} \right) \leq d \leq 0,7 \left(a' - \frac{a}{2} \right)$$

a : dimension en plan du poteau voile = 50cm.

a' : 1,30m

$$\Rightarrow 0,5 \left(1,30 - \frac{0,5}{2} \right) \leq d \leq 0,7 \left(1,30 - \frac{0,50}{2} \right)$$

$$\Rightarrow 0,525 \leq d \leq 0,735$$

$$\Rightarrow d = 0,70m$$

$$\text{Et donc } \theta = \tan^{-1} \left(\frac{\frac{d}{2}}{\frac{a}{4}} \right) = 53,13^\circ$$

1.3 Compression des bielles

➤ **Au voisinage du poteau**

$$\frac{P_{ser}}{B \sin^2 53,13} \leq 0,9 f_{cj} \quad B = \text{section du poteau.}$$

$$\text{AN : } \frac{5,41}{0,5 \sin^2 53,13} = 16,91 \text{MPa}$$

$$0,9 * 27 = 24,3 \text{Mpa.}$$

$$\frac{P_{ser}}{B \sin^2 53,13} = 16,91 \text{MPa} < 0,9 f_{cj} = 24,3 \text{MPa}$$

Condition vérifiée !

➤ **Au voisinage de chaque pieu**

$$\frac{Go}{2Bp} + \frac{P_{ser}}{2Bp \sin^2 \theta} \leq 0,9 f_{cj} \quad Bp = \text{section du pieu} = 30 \text{cm.}$$

$$\text{AN : } \frac{0,24}{2 \times 0,3} + \frac{5,41}{2 \times 0,3 \sin^2 53,13} = 14,50 \text{MPa}$$

$$\frac{Go}{2Bp} + \frac{P_{ser}}{2Bp \sin^2 \theta} = 14,50 \text{MPa} < 0,9 f_{cj} = 24,3 \text{MPa}$$

Condition vérifiée !

1.4 Armatures inférieures

$$A_{ser} = 1,1 \times \frac{P_{ser}}{4d} \left(a' - \frac{a}{2} \right) \times \frac{\gamma_s}{fe} = \frac{15,70}{10}$$

$$AN : A_{ser} = 1,1 \times \frac{5,41}{4 \times 0,7} \left(1,30 - \frac{0,5}{2} \right) \times \frac{1,15}{500}$$

$$A_{Ser} = 51,33 \text{ cm}^2$$

$$17 \text{ HA20 (53,38 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Espacement : } \delta t = \frac{7,30 - 2 \times 0,03}{17}$$

$$\delta t = 40 \text{ cm}$$

1.5 Vérification de l'effort tranchant

Au nu du pieu, dans la semelle, il faut que :

$$\tau_o = \frac{V_u}{b_o d} \leq 1,5 f_{t28} \quad b_o = 7,30 \text{ m.} \quad d = 0,70 \text{ m.} \quad f_{t28} = 2,22 \quad V_u = \frac{P_u}{2} = \frac{7,17}{2} = 3,6 \text{ T}$$

$$\tau_o = \frac{0,036}{7,30 \times 0,7}$$

$$\tau_o = 0,735 \text{ Mpa}$$

$$1,5 f_{t28} = 1,5 \times 2,22$$

$$= 3,33 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée !

2. Poutre continue sur quatre appuis

Pour une longueur de 7,30m, tout en considérant toujours à l' ELS les même charges énumérées plus haut on a au mètre linéaire :

$$P = 77,50 \text{ T/m}$$

- Le moment maximal se situe dans les travées T1 et T3 et a pour expression : $M_{\max} = \frac{2Pl^2}{25}$
- L'effort tranchant maximal se situe aux appuis 1 et 2 et a pour expression : $V_{\max} = \frac{Pl}{2}$

$$\begin{cases} M_{\max} = \frac{2Pl^2}{25} = 3,30 \text{ MNm} \\ V_{\max} = \frac{Pl}{2} = 2,83 \text{ MN} \end{cases}$$

2.1 Section d'armatures tendues

- $\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$

$$b=2 \quad d=0,65 - (0,03 + 0,01) \quad d=0,61$$

$$\mu_{bu} = \frac{3,30}{2 \times 0,61^2 \times 15,3}$$

$$\mu_{bu} = 0,29 < 0,3 \quad \text{Pas d'aciers comprimés.}$$

- $Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu})$
 $Z_b = 0,504 \text{ m.}$

- $A = \frac{M_{\max}}{Z_b \cdot f_e} \times \gamma_s$

$$A = 150,6 \text{ cm}^2$$

$$35 \text{ HA20 (109,95 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Espacement : } \delta t = \frac{2 - 2 \cdot 0,03 - 2 \cdot 0,02}{35}$$

$$\delta t = 5 \text{ cm}$$

2.2 Armatures supérieures A'

$$\bullet A' = \frac{A}{10} = \frac{109,95}{10}$$

$$A' = 11 \text{ cm}^2 \quad 10 \text{ HA12 (11,31 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Espacement : } \delta t = \frac{2 - 2 * 0,03}{10} \quad \delta t = 19 \text{ cm}$$

2.3 Armatures d'âme Φ_t

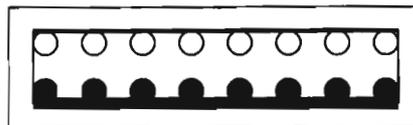
$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{32}{3}$$

$$\Phi_t \geq 10,67 \Rightarrow \Phi_t = \text{HA12}$$

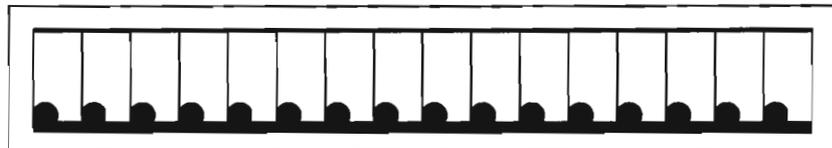
Espacement : soit un espacement régulier $\delta t = 10 \text{ cm}$. en se référant à celui trouvé plus haut pour les poutres.

2.4 Ferrailage

Vue Latérale



Vue Longitudinale



Acier HA12 ○ et _____

Acier HA20 ● et _____

III. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

1. Nature des sols rencontrés

Les quatre sondages ont été effectués, à l'emplacement de futurs appuis, à partir de remblais en rivière effectués par l'entreprise, le sondage SP1 est en rive droite et le sondage SP4 est en rive gauche.

Les sols rencontrés sont des sols sédimentaires alluvionnaires sur les premiers mètres puis, des sols plus anciens, d'aspect marneux.

Tous les sondages mettent en évidence, sous des vases et sols tourbeux d'épaisseur variable, puis, des sols argileux sableux très compact d'aspect marneux à partir de 15 m à 18,9 m de profondeur. Aucun niveau rocheux ou induré n'est rencontré. On notera que les coupes de sondage données par les essais pressiométriques peuvent être différentes des coupes de sondage données par les sondages carottés, les premières sont effectuées en destructif sous circulation de bentonite alors que les secondes, plus précises, sont effectuées en carottage continu.

1.1 Sondage SP1

Le sondage SP1, effectué à partir de la cote 2,71, a rencontré après 3 m à 4,30 m de remblai une tourbe puis un sable tourbeux puis du limon jaunâtre moyennement compact.

Les sols compacts sont rencontrés à partir de 12,00 m 12,50 m de profondeur, il s'agit d'un sable limoneux puis d'une argile sableuse jaune à verdâtre à partir de 14,20 m à 16,50 m de profondeur qui évolue vers un sable argileux à partir de 21,50 m de profondeur ; du sable silteux est rencontré à partir de 25,50 m de profondeur.

1.2 Sondage SP2

Le sondage SP2, effectué à partir de la cote 2,61, a rencontré après 1,85 m de remblai un sable tourbeux puis du limon jaunâtre moyennement compact.

Les sols compacts sont rencontrés à partir de 9,70 m 10,50 m de profondeur, il s'agit d'un sable limoneux puis d'une argile sableuse jaune à verdâtre à partir de 15,00 m à 17,50 m de profondeur qui évolue vers un sable argileux à partir de 21,50 m de profondeur ; du sable silteux est rencontré à partir de 25,50 m de profondeur.

1.3 Sondage SP3

Le sondage SP3, a été effectué à partir de la cote 2,48, il a rencontré sous 2,30 m de remblai latéritique une vase molle noirâtre puis un sable argileux blanchâtre moyennement dense puis dense à partir de 8,50 m de profondeur.

Les sols compacts sont rencontrés à partir de 10 m de profondeur, il s'agit d'un sable limoneux puis d'une argile sableuse jaune à verdâtre à partir de 17,00 m à 18,60 m de profondeur qui évolue vers un sable argileux à partir de 23,00 m de profondeur ; du sable silteux est rencontré à partir de 25,00 m de profondeur.

1.4 Sondage SP4

Le sondage SP4, a été effectué à partir de la cote 1,71, il a rencontré des sols peu portant (vase molle, argile grisâtre, sable grossier) jusqu'à 4,90 m de profondeur.

On rencontre ensuite un limon sableux bariolé jusqu'à 14,50 m à 15,70 m de profondeur puis des argiles compactes sableuses qui évolue vers un sable argileux à partir de 20,70 m de profondeur ; du sable silteux est rencontré à partir de 24,70 m de profondeur.

1.5 Schématisation

De façon schématique, on peut considérer les interfaces entre différentes couches de sol telles que reportées dans le tableau ci-après :

Sondage N°	1	2	3	4
toit terrain naturel	3	3	3	2,5
toit sable silteux avec concrétions	4,7 /12	3/9,7	5	3,7
toit silt argileux sableux verdâtre	14,2	15	17	15,7
toit sables silteux rouges	25,5	25	25	24,7
arrêt sondage	26,2	27,7	27,7	27

Les essais préssiométriques ont été effectués conformément à la norme NF P 94-110-1 de Janvier 2000. Le diamètre de la sonde était de 63 mm de diamètre et les essais effectués à sonde nue et gaine souple dans un sondage à la tarière à main sous injection de bentonite (code TIM) jusqu'à environ 20 m de profondeur puis, après forage mécanique au taillant destructif (code ODG/IN).

2. Analyse des formations rencontrées

- Les matériaux décrits comme sable silteux avec concrétions ont des indices de plasticité élevés qui les situent au-dessus de la droite de Casagrande du diagramme de plasticité, ils sont à classer, par rapport à la classification L.P.C, comme des sables argileux. Les caractéristiques de cisaillement sont conformes à ce que l'on obtient pour des sables très argileux peu denses. Les caractéristiques œdométriques correspondent souvent à un matériau sous – consolidé ; ce qui est contradictoire et , il est probable que le matériau a été remanié et/ou décomprimé au prélèvement .

- Les matériaux décrits comme silt argileux sableux verdâtre ont en majorité un pourcentage d'éléments inférieurs à 50 % et des indices de plasticité élevés qui les situent au-dessus de la droite de Casagrande du diagramme de plasticité, ils sont à classer, par rapport à la classification L.P.C, comme des argiles peu plastiques à très plastiques. Les caractéristiques de cisaillement (il s'agit probablement d'essais de cisaillement directs non consolidés) sont faibles en ce qui concerne l'angle de frottement (ce qui est logique) mais aussi faibles en ce qui concerne la cohésion ce qui est contradictoire avec les résultats des essais pressiométriques. Les caractéristiques œdométriques correspondraient à un matériau sous-consolidé ; ce qui est aussi contradictoire et, il est probable que le matériau ait été remanié et/ou décomprimé au prélèvement.

- Le matériau décrit comme un sable silteux rouge est un matériau ayant des caractéristiques d'un sable propre, ses caractéristiques œdométriques correspondraient à un matériau sous-consolidé ; mais, la détermination de la pression de consolidation pour un sol pulvérulent est délicate et nous préférons considérer le matériau comme normalement consolidé, ce qui est plus logique pour un sol qui a probablement une perméabilité assez élevée.

IV. ETUDE DU PROJET

1.0 Les fondations des appuis sous efforts verticaux

Le dimensionnement est effectué aux efforts verticaux seuls conformément aux prescriptions du D.T.U 13.2. Les efforts horizontaux (poussée des remblais et efforts de freinage) ne nous ont pas été communiqués, les pieux seront à vérifier sous leur effet.

Les sols et les eaux de contact sont saumâtres et considérés comme agressifs soit de catégorie 3 par rapport aux prescriptions du paragraphe 2,24 du D.T.U de référence. On sera ainsi amené dans les calculs, pour une durée de vie de 50 ans, à prendre en compte une diminution d'épaisseur de 2,25mm (D.T.U).

1.1 Dimensionnement géotechnique

Le frottement latéral du sol pris en compte dans les calculs est celui applicable au pieu foré simple par application de la méthode de calcul des commentaires du D.T.U. de référence. La méthode utilisée est la méthode pressiométrique.

Pour la vérification de la force portante, les valeurs limites de la résistance au frottement latéral sont multipliées par un coefficient réducteur de 0,50 pour les E.L.S et de 0,75 pour les E.L.U.

1.2 Prise en compte des résultats des essais de laboratoires

Compte tenu des faibles valeurs obtenues pour l'angle de frottement interne, le frottement latéral à la rupture $q_s = \beta \cdot C_u$, ainsi que proposé par le D.T.U de référence. Dans le cas de micro pieux de type II, la valeur du coefficient β est égale à 1.

On est ainsi conduit à proposer des valeurs de frottement latéral suivantes :

Sondage	Niveau	Cohésion KPa	Frottement latéral KPa	Rappel valeur pressiométrique KPa
SC2	15,00/18,00	21	21	80
SC3	14,00/17,00	13	13	80
SC3	20,00/21,00	10	10	120

Les valeurs ainsi obtenues sont bien plus faibles que les valeurs obtenues à partir de résultats d'essais pressiométriques, compte tenu du fait que l'analyse des essais de laboratoire montre un probable remaniement au prélèvement et que par ailleurs la prise en compte de la cohésion seule est pessimiste, nous retiendrons le dimensionnement à partir des résultats des essais pressiométriques, sous réserve de l'exécution d'un essai de chargement conformément aux normes NF.

2.-1 Choix des fondations

Les fondations étant profondes, nous étudierons le cas des micro pieux et le cas des pieux et nous donnerons une conclusion pour le choix final.

2.1 Cas des micros pieux

➤ Calcul de la charge admissible

La charge admissible est donnée par :

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{2}$$

Pour le calcul des micros pieux, nous négligerons le terme de pointe Q_p qui est très faible devant le frottement latéral Q_s .

Le frottement latéral est donné par la formule suivante :

$$Q_s = q_s * A_f \text{ avec } A_f = \pi * D * h \quad D \text{ étant le diamètre du micro pieu} = 30 \text{ cm}$$

h est sa profondeur d'encastrement et q_s pression latérale donnée par l'essai pressiométrique.

$$\text{Et donc } Q_{adm} = \frac{Q_s}{2}$$

Le nombre n de micro pieux est donné par :

$$n = Q_{els} / Q_{adm}$$

Q_{els} = la charge totale supportée par les micro pieux = 565 T

Les résultats des essais donnent les tableaux suivants :

Essai préssiométrique SP1 :

Debut	fin	h(m)	qs(kpa)	Qs(t)	Qscum	Q _{adm}	n
5	10,5	5,5	30	15,54	15,54	7,7715	67
10,5	12,5	2	80	15,07	30,62	15,3075	34
12,5	16,5	4	80	30,14	60,76	30,3795	17
16,5	21,5	5	80	37,68	98,44	49,2195	11
21,5	25	3,5	120	39,56	138,00	69,0015	8

Essai préssiométrique SP2 :

Debut	fin	h(m)	qs(kpa)	Qs(t)	Qscum	Q _{adm}	n
4,8	7,5	2,7	30	7,63	7,63	3,815	136
7,5	17,5	10	80	75,36	82,99	41,495	12
17,5	21,5	4	81	30,52	113,51	56,7554	9
21,5	25	3,5	120	39,56	153,07	76,5374	7

Essai préssiométrique SP3

Debut	fin	h(m)	qs(kpa)	Qs(t)	Qscum	Q _{adm}	n
7,5	10	2,5	25	5,89	5,89	2,945	176
10	14,5	4,5	80	33,91	39,80	19,901	26
14,5	18,5	4	120	45,22	85,02	42,509	12
18,5	23	4,5	120	50,87	135,89	67,943	8
23	25	2	120	22,61	158,49	79,247	7

Essai préssiométrique SP4 :

Debut	fin	h(m)	qs(kpa)	Qs(t)	Qscum	Q _{adm}	n
5	8,5	3,5	25	8,24	8,24	4,12	126
8,5	20,6	12,1	80	91,19	99,43	49,7128	10
20,6	25	4,4	120	49,74	149,16	74,5816	7

Une valeur moyenne des quatre sondages nous donne une charge admissible égale à :

Q_{adm} = 71 T

Nous choisissons, au vu des résultats d'essais, une profondeur **h = 20 m**.

Ce qui nous donne donc une valeur du nombre de micro pieux :

n=8 micro pieux

➤ **Calcul du coefficient d'efficacité :**

Le coefficient d'efficacité du groupe est donné par la formule de Los Angeles :

$$C_e = 1 - \frac{B}{S} * \frac{1}{\pi * m * n} \left[m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2} * (m-1)(n-1) \right]$$

Avec m = Nombre de rangées de pieux :

n = Nombre de pieux par rangées

B = Diamètre du pieu

S = Espacement minimal des pieux

A.N $m = 2$, $n = 4$, $b = 0,3$ m , $S = 1,3$ m

On a $C_e = 0,87$ la valeur de C_e est proche de 1 donc l'effet de groupe n'est pas à craindre pour ce cas. En effet il peut arriver que la charge limite du groupe Q_G soit différente de la somme des charges limites Q_a d'un micro pieu.

Remarque : Pour augmenter la résistance des micro pieux , nous inclinerons les quatre micro pieux d'angle de 8° .

2.2 Cas des pieux

➤ **Calcul du terme de pointe**

Le terme de pointe est donné par :

$$Q_p = q_p * A_p \text{ avec } A_p = \text{Section en pointe donnée par } A_p = \pi * \frac{D^2}{4} \quad D = \text{Diamètre du pieu :}$$

Et $q_p = k * p_l$

p_l = Pression limite donnée par l'essai préssiométrique

k = Facteur de portance donné en annexe .

La charge admissible est donnée par :

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{2}$$

Q_s terme du frottement latéral $Q_s = q_s * A_f$ avec $A_f = \pi * D * h$

Le nombre de pieux n a donc pour expression :

$$n = \frac{Q_{els}}{Q_{adm}}$$

Les résultats sont résumés par les tableaux suivants :

Essai préssiométrique SP1

Début	Fin	PI (Mpa)	He (m)	He/R	k	Qp (T)	Qs (T)
5	10,5	0,35	5,5	13,75	0,82	14,419	23,31
10,5	12,5	1,05	3,83333	9,58333	0,8	42,202	63,502
12,5	16,5	1,35	5,55556	13,8889	0,82	55,616	143,89
16,5	21,5	2,45	7,20408	18,0102	0,87	107,09	244,37
21,5	25	2,15	9,19767	22,9942	0,89	96,134	349,87

Essai préssiométrique SP2

Début	Fin	PI (Mpa)	He (m)	He/R	k	Qp (T)	Qs (T)
4,8	7,5	1,085	5,5	13,75	0,82	44,699	11,45
7,5	17,5	1,46	12,0065	30,0163	0,8	58,68	212,41
17,5	21,5	2,25	10,4889	26,2222	0,82	92,693	293,8
21,5	25	2,05	7,89024	19,7256	0,87	89,603	399,3

Essai préssiométrique SP3 :

Début	Fin	PI (Mpa)	He (m)	He/R	K	Qp (T)	Qs (T)
7,5	10	0,8	5,5	13,75	0,82	32,957	23,31
10	14,5	1	6,5	16,25	0,8	40,192	113,74
14,5	18,5	2,55	5,76471	14,4118	0,82	105,05	234,32
18,5	23	1,8	10,1667	25,4167	0,87	78,676	369,97
23	25	1,6	7,0625	17,6563	0,89	71,542	430,25

Essai préssiométrique SP4 :

Début	Fin	Pl (Mpa)	He (m)	He/R	K	Qp (T)	Qs (T)
5,5	8,5	0,6	5,5	13,75	0,82	24,718	23,31
8,5	20,6	2,55	12,8059	32,0147	0,8	102,49	266,47
20	25	2	20,4275	51,0688	0,82	82,394	399,11

Les résultats des essais donnent après calculs :

H=14m, $Q_{adm}=78t$ et n=6 pieux.

Conclusion :

Les résultats montrent que du point de vue technique le choix des fondations peut se faire aussi bien pour des micros pieux que pour des pieux .Car pour chacune des deux variantes les valeurs trouvées pour la charge admissible est supérieure à la charge totale supportée par la fondation .

De plus ces valeurs répondent aux exigences des normes du fascicule 62 relatives aux calculs des fondations profondes .Les valeurs trouvées pour le nombre de micro

Cependant du point de vue de l'exécution plus facile des micros pieux ,notre choix s'est porté sur ces derniers pour ce présent projet .

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'étude de la conception de la structure du nouveau pont de Diaroumé et du choix de ses fondations, nous a permis de comprendre davantage toute l'importance que revêt un pont pour une localité, pour des peuples, pour un pays tout entier.

Le pont se présente comme un élément de développement, de désenclavement, de communication et de valorisation ; un facteur d'intégration en somme.

Le nouveau pont de Diaroumé, à n'en point douter, vu ses caractéristiques, fera de l'axe routier qui le traverse un trajet très stratégique dans les liaisons inter Casamançaises.

Les autorités compétentes doivent davantage se pencher sur les politiques d'entretien de ces ouvrages qui mobilisent d'énormes ressources financières, afin d'assurer leur pérennité.

Les instances pédagogiques quant à elles, se doivent de ne pas être en reste du développement de la technique et des technologies.

Dans cette optique, l'école supérieure polytechnique gagnerait à se doter de plus en plus des dernières nouveautés en matières de logiciels de calculs afin de mettre ses produits, à savoir les ingénieurs sortants, au diapason de leurs domaines respectifs.

Au plan des recommandations, nous pouvons d'entrée de jeux mener une analyse en disant que le choix de ce projet nous a permis de tirer assez d'expériences aussi bien sur le plan pédagogique que sur le plan pratique par des visites sur le site et le suivi d'essais in situ intéressants tels les essais pressiométriques.

En effet à la suite de ce projet nous sommes en mesure de faire la conception et l'étude complète d'un pont aussi bien du point de vue du calcul structural que du calcul du béton armé et aussi de l'étude géotechnique des fondations.

➤ **Du point de vue de l'ouvrage lui-même**

- A ce niveau, nous pouvons dire que la construction du nouveau pont s'imposait dans la mesure où l'ancien était dans un état de service à la limite du tolérable.

Les caractéristiques du nouveau pont offrent une circulation fluide et sécuritaire.

Mais il faut cependant noter qu'on aurait pu optimiser les dimensions de l'ouvrage par l'utilisation de techniques plus modernes telles que la précontrainte qui réduirait de façon considérable les volumes de béton mis en œuvre, d'où un poids mort amoindri ce qui

offrirait donc des travées de plus grande portée, plus esthétiques, et qui réduirait de façon drastique le grand nombre de piles de l'ouvrage, grand facteur des affouillements en rivière.

- La présence de ce nouveau pont avec des caractéristiques nouvelles va donc créer un trafic induit important qui aura une grande influence sur le pont de Kolda situé en aval. Lequel pont de Kolda a été construit en considérant un camion B_c de 25t, ce qui n'est plus en vigueur (désormais le camion B_c vaut 30t). D'où des travaux de renforcement à effectuer sur les structures porteuses de ce pont à défaut d'en construire un nouveau.
- Les autorités compétentes doivent être plus exigeantes sur la qualité des ouvrages d'art en recommandant et favorisant l'utilisation de la précontrainte de la part des entreprises. Elles doivent aussi établir des plannings rigoureux d'auscultations régulières des ouvrages d'art pour prévenir des dégradations très préjudiciables.

➤ **Recommandations du point de vue pédagogique**

- Nous proposons aux autorités de l'école d'introduire un cours entier sur le calcul des ouvrages d'art et plus particulièrement sur la conception des ponts. Aussi de tout mettre en œuvre pour que les subventions allouées aux étudiants dans le cadre de ces PFE puissent être débloquentes à temps, sinon de leur prêter en attendant qu'elles n'arrivent.
- Nous suggérons de la souplesse au niveau de l'encadrement interne car souvent certains professeurs ne veulent encadrer les étudiants que pour les sujets qu'ils ont proposé au détriment de ceux trouvés par les étudiants.

Pour terminer nous soulignons que d'autres ouvrages dans le Sénégal sont dans le même état de dégradation que l'ancien pont de Diaroumé à des degrés différents, tels que :

le pont Faidherbe de S^t Louis, le pont de Ziguinchor.

Nous incitons les élèves ingénieurs en fin de cycle, en collaboration bien sûr avec l'AATR, à mener des études diagnostiques de ces ouvrages et d'en proposer des solutions idoines.

BIBLIOGRAPHIE ET SITES INTERNET VISITES

1. **Projet de fin d'études Ecole Polytechnique de Thiès, 1978 : Calcul d'un pont-route à trois travées continues et à inertie variable**
2. **Projet de fin d'études Ecole Supérieure des Travaux Publics (INP-HB de Yamoussoukro RCI), 2002 : Etude du pont de la route Kodiossou-Lobo-Akoudzin passant sur la rivière « Mé »**
3. **Le Calcul et la vérification des ouvrages en béton armés**, Pierre Charon, Editions Eyrolles
4. **Techniques de l'ingénieur volume C9 Construction**
5. **Encyclopédie pratique de a construction et du bâtiment Tome III, Travaux Publics**
6. **Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes**, Barès- Massonnet, Editions DUNOD
7. **Conception des ponts**, G. Grattesat, Editions Eyrolles
8. **Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint**, J. Mathivat, Editions Eyrolles
9. **Pratique du BAEL 91**, Jean Perchat Jean Roux, Editions Eyrolles
10. **Maîtrise du BAEL 91**, Jean Perchat Jean Roux, Editions Eyrolles
11. **Abaques de l'inspecteur général Pigeaud**
12. **Fascicules 61 et 62 Cahier des prescriptions communes**, Bulletin officiel du Ministère de l'Equipement et du Logement et du Ministère des Transports
13. **Hydraulique Routière**, Ministère de la coopération, République Française

Setra routes – autoroutes : www.setra.fr

Portail de génie civil : www.endil.fr/endil/genciv/index.htm

Guide de génie civil : www.guideme.com/civilEngineering.htm

Agence Française de Normalisation (AFNOR) : www.afnor.fr

Laboratoire des ponts et chaussées : www.lcpc.fr

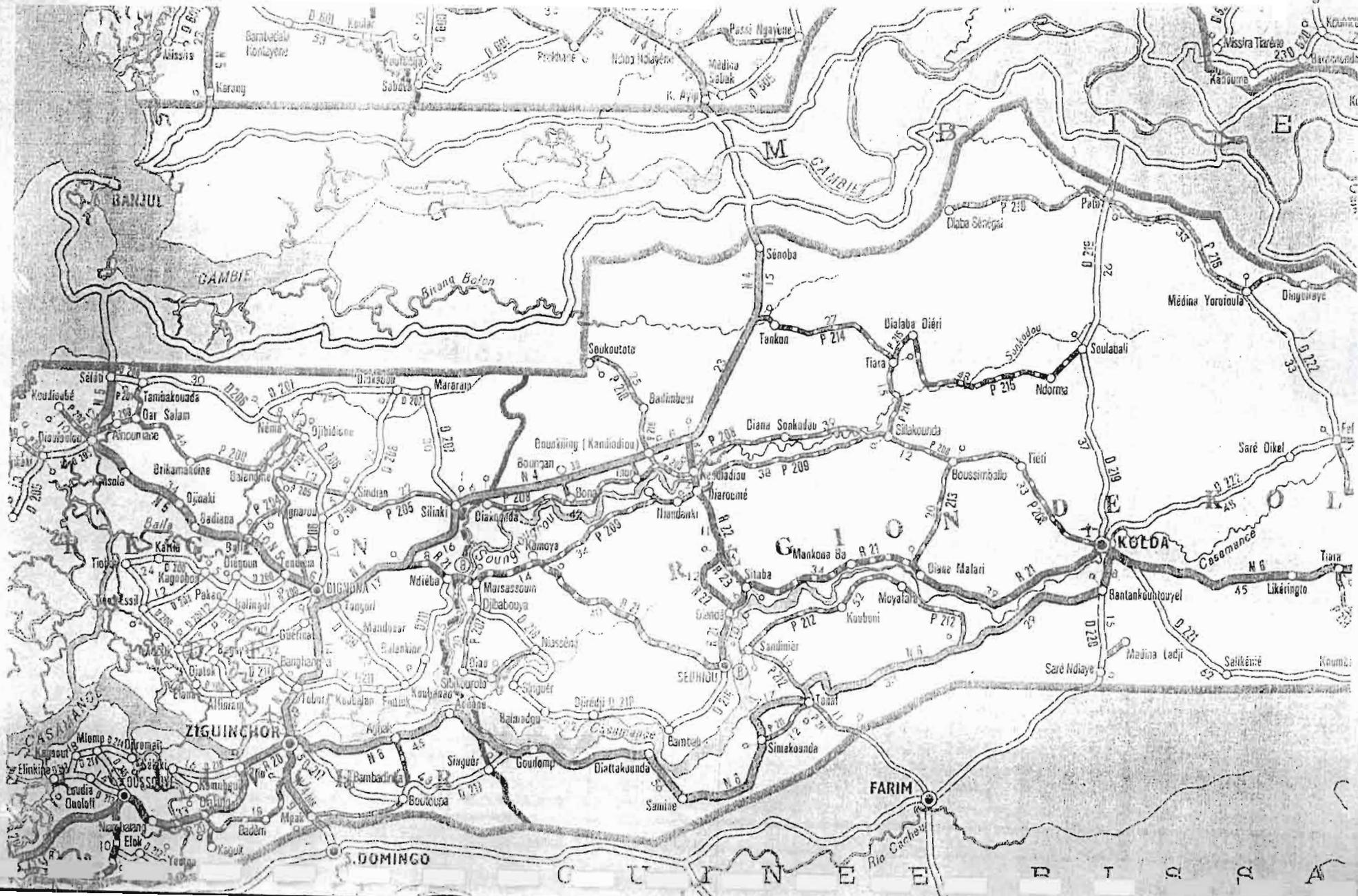
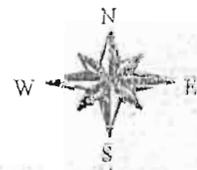
Bibliothèque virtuelle de génie civil : www.ce.gatech.edu/WWW-CEI

Bibliothèque virtuelle de calculs de structures : www.virtualengineer.com/cengvlib1.htm

ANNEXES

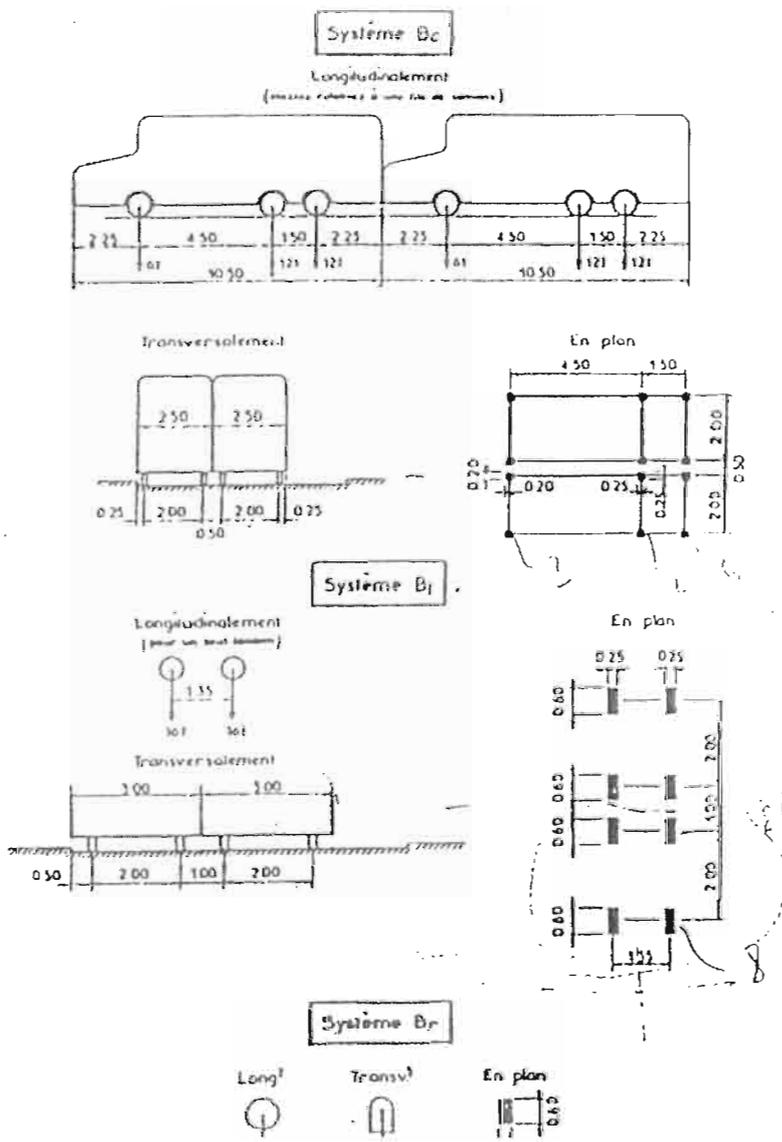
- 1. Carte routière du Sénégal**
- 2. Surcharges routières**
- 3. Tables de Guyon-Massonnet**
- 4. Abaques de Pigeaud**
- 5. Combinaisons d'actions relatives aux ponts-routes, BAEL 91**
- 6. Moments et efforts tranchants par poutre aux dixièmes de portée.**
- 7. Coupe longitudinale et vue en plan d'une travée de rive.**
- 8. Schéma de la stabilité au renversement .**
- 9. Ferrailage des culées.**
- 10. Ferrailage des piles.**
- 11. Abaque du coefficient de portance k et tableau de classification des sols.**
- 12. Vue en plan de l'implantation des micro pieux dans le massif**

Carte Routiere Casamance



Article 5. — Système de charges B.

* Les éléments du système B sont schématisés ci-dessous, les longueurs étant exprimées en mètres et les masses en tonnes.



On doit vérifier :

$$S \left| \sum_i \gamma_i \cdot \psi_i \cdot F_i \right| \leq R \left[\begin{matrix} f_{cr} & f_{ct} & f_{td} \\ \gamma_c & \gamma_s & \gamma_p \end{matrix} \right]$$

b) États-limites de service (E.L.S.)

On doit montrer que la sollicitation de calcul agissante ne provoque pas le dépassement des limites de l'E.L.S. considéré :

- pour les contraintes :

$$\sigma \left| S \left| \sum_i \psi_i F_i \right| \right| \leq \sigma_{lim} \quad S = M \text{ et/ou } N$$

$$\tau \left| S \left| \sum_i \psi_i F_i \right| \right| \leq \tau_{lim} \quad S = V \text{ et/ou } T$$

- pour la flèche :

$$f \left| S \left| \sum_i \psi_i F_i \right| \right| \leq \bar{f}_{lim} \quad S = M \text{ ou } M + N$$

2.4. COMBINAISONS D'ACTIONS

2.4.1. Notations

On désigne par :

G_{max} = ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} = ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 = action variable de base (valeur caractéristique, $\psi = 1$).

Q_i = action variable d'accompagnement ($i > 1$) :

$\psi_{0i} \cdot Q_i$ = valeur de combinaison,

$\psi_{1i} \cdot Q_i$ = valeur fréquente,

$\psi_{2i} \cdot Q_i$ = valeur quasi permanente.

F_A = action accidentelle.

On note :

G = valeur probable d'une charge permanente,

Q_{pre} = charges d'exécution connues (en grandeur et en position),

Q_{pra} = charges d'exécution aléatoires,

Q_r = charges routières sans caractère particulier (systèmes A, B et leurs effets annexes, charges de trottoirs) obtenues par multiplication des charges figurant au Fascicule 61-titre II par :

• 1,07 aux E.L.U.,

• 1,20 aux E.L.S.,

00 a .S. p trges toirs

Q_{sp} = charges routières de caractère particulier (convois militaires et exceptionnels) définies au Fascicule 61-titre II.

Q_{bi} = charges d'exploitation des bâtiments,

Q_{fe} = charges d'exploitation ferroviaires définies par le livret 2.01 du C.P.C. de la SNCF.

W = action du vent définie :

- par le Fascicule 61 - titre II pour les ponts-routes.

- par les Règles NV 65 pour les autres constructions, les valeurs du vent normal étant multipliées par :

• 1,20 aux E.L.U.,

• 1,00 aux E.L.S.,

(1) = action du vent sur les ponts-rails à vide,

(2) = action du vent sur les ponts-rails en cours d'exploitation,

(3) = action de la neige pour les bâtiments définie par le Fascicule 61 - titre IV, section II (Règles N 84),

(4) = variations uniformes de la température,

(5) $\frac{\Delta \theta}{h}$ = gradient thermique prescrit par le marché (rapport de la différence $\Delta \theta$ de température entre les deux faces d'un élément à l'épaisseur h de celui-ci).

(6) = effet des variations de température sur les ponts-rails :

- dilatation des longs rails soudés,

- gradient de température,

- variation de température.

Dans ce qui suit, pour les COMBINAISONS D'ACTIONS, il faut :

- prendre la combinaison la plus défavorable pour l'effet recherché, une même action n'intervenant au plus qu'une seule fois dans la combinaison,

- choisir une (ou aucune) action parmi celles se trouvant derrière une accolade ({}),

- les valeurs entre crochets ([...]) ne sont généralement pas à prendre en compte.

2.4.2. États-limites ultimes (E.L.U.)

Combinaison fondamentale

■ Formulation symbolique :

$$1,35 \cdot G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} 1,3 \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

■ Cas des ponts-routes :

situation d'exécution :

100 Cahier des prescriptions techniques applicables aux marchés de travaux d'ouvrages d'art.

$$1,35(G_{max} + Q_{pv}) + (G_{min} + Q_{prc}) + \begin{cases} 1,5 \begin{cases} Q_{pr} \\ W \end{cases} \\ 1,35[T] \end{cases} + 1,3 \begin{cases} 1,0 W \\ 1,0 Q_{pr} \\ [0,615 T + 0,30 \Delta \Theta] \end{cases} + 1,3 [0,615 T + 0,50 \Delta \Theta]$$

- situation d'exploitation :

$$1,35 \cdot G_{max} + G_{min} + \begin{cases} 1,5 \begin{cases} Q_r \\ W \end{cases} \\ 1,35 \begin{cases} Q_w \\ [T] \end{cases} \end{cases} + 1,3 [0,615 T + 0,50 \Delta \Theta]$$

■ Cas des bâtiments :

- situation d'exécution : combinaison identique à celle des ponts-routes.

- situation d'exploitation :

$$1,35 \cdot G_{max} + G_{min} + \begin{cases} Q_{iv} \\ 1,5 \begin{cases} W \\ S_n \end{cases} \\ 1,35 [T] \end{cases} + 1,3 \begin{cases} 0,77 \cdot W \\ 0,77 \cdot S_n \\ \psi_0 \cdot Q_B \\ 0,77 \cdot W + \psi_0 \cdot Q_B \\ 0,77 \cdot S_n + \psi_0 \cdot Q_B \\ 0,77 \cdot W + 0,77 \cdot S_n \end{cases} + 1,3 \cdot 0,615 T$$

ψ_0 = coefficient défini dans l'annexe à la norme NFP 06-001.

■ Cas des ponts-rails :

- situation d'exécution :

$$1,35 (G_{max} + Q_{prc}) + (G_{min} + Q_{pr}) + \begin{cases} 1,35 \cdot Q_{ex} + 1,5 \cdot Q_{pr} \\ 1,5 \begin{cases} W \\ Q_{\Theta} \end{cases} \end{cases} + 1,3 [W + 1,3 \cdot 0,615 \cdot Q_{\Theta}]$$

- situation d'exploitation :

$$1,35 \cdot G_{max} + G_{min} + \begin{cases} 1,35 \cdot Q_{ex} \\ 1,5 \begin{cases} Q_{iv} \\ Q_{\Theta} \end{cases} \end{cases} + 1,3 [Q_{iv} + 1,3 \cdot 0,615 \cdot Q_{\Theta}]$$

.. Combinaisons accidentelles

■ Formulation symbolique :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_i$$

Q_1 = valeur fréquente d'une action variable.

Q_i = valeur quasi permanente d'une autre action variable.

■ Cas des ponts-routes :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \begin{cases} 0,6 \cdot Q_1 & \text{pont de 1^{ère} classe} \\ 0,4 \cdot Q_1 & \text{pont de 2^e classe} \\ 0,2 \cdot Q_1 & \text{pont de 3^e classe} \end{cases} + \begin{cases} 0,2 W \\ 0,5 T \\ 0,5 \Delta \Theta \end{cases}$$

■ Cas des bâtiments :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \begin{cases} 0,75 \cdot Q_B \\ 0,20 \cdot W \\ 0,15 \cdot S_n \\ 0,50 \cdot T \end{cases} + [0,65 \cdot Q_B + \psi_{2i} \cdot T] \quad \text{si le C.P.S. (1) le prescrit.}$$

■ Cas des ponts-rails :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \begin{cases} 0,8 \\ 0,6 \cdot Q_{ex} \text{ pour} \\ 0,4 \end{cases} \begin{cases} 1 \text{ voie} \\ 2 \text{ voies} + [0,6 \cdot Q_{\Theta}] \\ \geq 3 \text{ voies} \end{cases}$$

(1) Cas des prescriptions spéciales au marché.

2.4.3. États limites de service (EL.S1)

Formulation symbolique :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{j=2}^n \Psi_{0,j} \cdot Q_j$$

Cas des poutres-voies :

$$[G_{max} + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)] + \left[\begin{matrix} Q_{0a} \\ W \\ T \end{matrix} + \left[\begin{matrix} Q_{0a} \\ W \end{matrix} \times \begin{matrix} 0,6 \cdot T \\ 0,5 \cdot W \end{matrix} \right] \right] \left[\begin{matrix} 0,6 \cdot T + 0,5 \cdot W \\ 0,6 \cdot T + 0,5 \cdot W \end{matrix} \right]$$

situation d'exploitation

$$[G_{max} + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)] + \left[\begin{matrix} Q_0 \\ W \\ T \end{matrix} + \left[\begin{matrix} Q_0 \\ W \end{matrix} \times \begin{matrix} 0,6 \cdot T + 0,5 \cdot W \\ 0,6 \cdot T + 0,5 \cdot W \end{matrix} \right] \right]$$

Cas des bâtiments :

situation d'execution : combinaison réglementaire à celle des poutres-voies
 situation d'exploitation :

$$G_{max} + G_{min} + \left[\begin{matrix} Q_{0a} \\ W \\ T \end{matrix} + \left[\begin{matrix} Q_{0a} \\ W \end{matrix} \times \begin{matrix} 0,77 \cdot W \\ 0,77 \cdot S_n \end{matrix} \right] \right] + \left[\begin{matrix} Q_{0a} \\ W \\ T \end{matrix} + \left[\begin{matrix} Q_{0a} \\ W \end{matrix} \times \begin{matrix} 0,77 \cdot W + 0,77 \cdot S_n \\ 0,77 \cdot W + 0,77 \cdot S_n \end{matrix} \right] \right]$$

Cas des poutres-voies :

$$(G_{max} + Q_{0a}) + (G_{min} + Q_{0a}) + \left[\begin{matrix} Q_{0a} + Q_{0a} \\ W \end{matrix} \right] + W + (0,6 \cdot Q_0)$$

situation d'exploitation :

$$G_{max} + G_{min} + \left[\begin{matrix} Q_{0a} \\ W \\ T \end{matrix} + \left[\begin{matrix} Q_{0a} \\ W \end{matrix} \times \begin{matrix} 0,6 \cdot T \\ 0,5 \cdot W \end{matrix} \right] \right] + \left[\begin{matrix} Q_{0a} \\ W \\ T \end{matrix} + \left[\begin{matrix} Q_{0a} \\ W \end{matrix} \times \begin{matrix} 0,6 \cdot T \\ 0,5 \cdot W \end{matrix} \right] \right]$$

2.4.4. Equilibre statique

Il s'agit de cas idéaux pour lesquels une analyse particulière est à faire. Par exemple : pour une poutre console, il faut considérer :



pour les bâtiments, il faut faire appel avec le maximum de précaution relative aux charges : les autres points situés entre des étages successifs...

2.4.5. Stabilité de forme

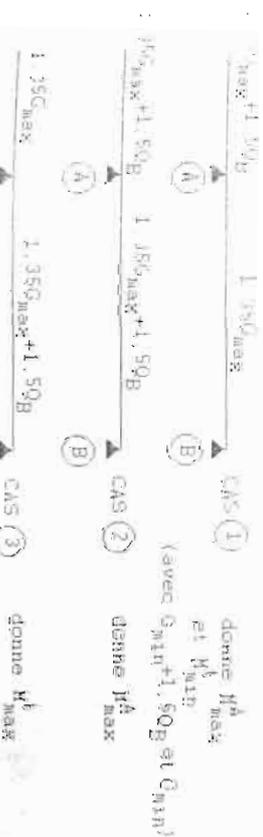
pour une poutre AB de longueur l :

2.4.6. REMPLACEMENTS

2.4.6.1. Combinaisons d'actions et cas de charge

combinaisons d'actions et cas de charge consistent deux notions distinctes (le CAS est le HARCE correspondant à la répartition des actions de la combinaison d'actions sur la structure).

par exemple pour une poutre console, la combinaison avec G_{max} et Q_0 conduit aux cas de charge suivants pour la détermination des sollicitations extrêmes :



Calcul des Plaques rectangulaires minces appuyées à leur pourtour

Abaques de M. l'Inspecteur Général Pigeaud

Calcul des Moments fléchissants

La plaque a pour dimensions a et b ($a < b$); on a posé $\rho = \frac{a}{b}$.
 M_1 représente le moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur de la plaque, dans le sens de la petite portée (a).

M_2 est la quantité analogue, relative au sens de la grande portée (b).

Si η est le coefficient de Poisson (dont la valeur est généralement prise égale à 0.15 pour le béton armé et à 0.30 pour l'acier), et si P est la valeur de la charge totale, supposée uniformément répartie et recouvrant complètement ou incomplètement la plaque, les moments fléchissants développés au centre de la plaque ont pour expression:

$$\text{sens de la petite portée} : M_a = (M_1 + \eta M_2) P$$

$$\text{sens de la grande portée} : M_b = (\eta M_1 + M_2) P$$

Lorsque la plaque est un élément d'une dalle continue, on est tenu à des appuis présentant un moment d'inertie polaire assez important il en résulte un encastrement partiel de ses bords, dont on tient compte couramment, quoique un peu arbitrairement, il est vrai, en réduisant de 20/100 les valeurs des moments fléchissants obtenues au moyen des formules précédentes.

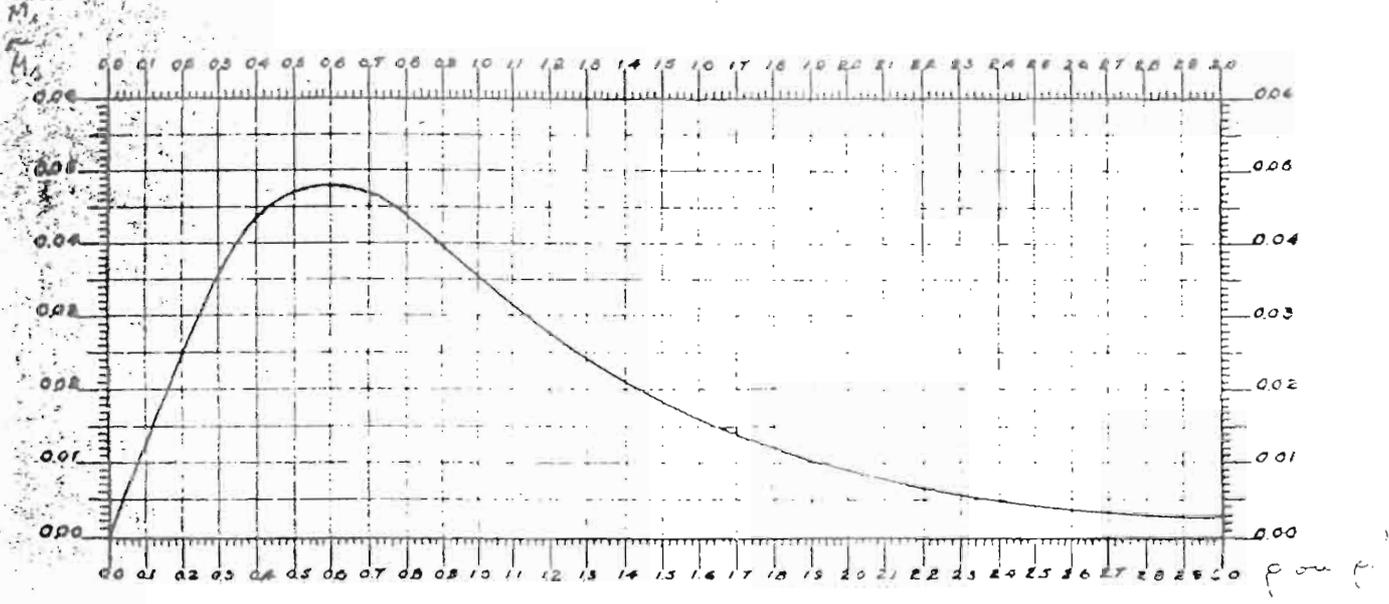
Cas d'une charge totale $P=1$ uniformément répartie sur toute la surface de la plaque.

Le premier abaque fait connaître directement M_1 , pour la valeur $\rho = \frac{a}{b}$; pour obtenir M_2 , il suffit d'employer l'argument $\rho' = \frac{b}{a} = \frac{1}{\rho}$.

Cas d'une charge $P=1$ uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque, de dimensions u et v .

On désigne par u la dimension du rectangle chargé parallèle à a , et par v la dimension parallèle à b .

CAS D'UNE CHARGE TOTALE $P=1$
 UNIFORMEMENT REPARTIE SUR TOUTE
 LA SURFACE DE LA PLAQUE



CAS D'UNE CHARGE $P=1$ UNIFORMEMENT
 REPARTIE SUR UN RECTANGLE CONCENTRIQUE
 A LA PLAQUE DE DIMENSIONS U ET V
 POUR DES VALEURS DE ρ VARIANT DE 1 à 0.0

Voir abaques ci-après :

La valeur de $p = \frac{a}{b}$ permet immédiatement de choisir les deux abaques auxquels il faut se reporter. Il suffit ensuite de déterminer sur les abaques correspondant à M_1 ou M_2 respectivement, les cotes des courbes passant par le point d'abscisse $\frac{u}{a}$ et d'ordonnée $\frac{v}{b}$. La valeur numérique de M_1 ou de M_2 est égale à la cote trouvée, multipliée par 10^{-2} .

Cas d'une charge totale $P=1$ uniformément répartie sur un rectangle non concentrique à la plaque.

On peut encore se servir dans ce cas des mêmes abaques, en suivant les indications données par Néval, pour ramener ce cas de charge à celui de rectangles chargés concentriques à la plaque (Annales 1912 - fascicule 6).

Calcul des Efforts tranchants

En ce qui concerne les efforts tranchants, on peut admettre les règles suivantes, qu'il paraît bon de rappeler, bien qu'elles n'aient aucun rapport avec les abaques.

Charge totale P uniformément répartie sur toute la surface de la plaque.

Effort tranchant par unité de longueur $\left\{ \begin{array}{l} \text{maximum au milieu du plus grand côté} \quad \frac{P}{2b+a} \\ \text{minimum au milieu du plus petit côté} \quad \frac{P}{3b} \end{array} \right.$

Charge totale P uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque, de dimensions u et v .

Effort tranchant par unité de longueur

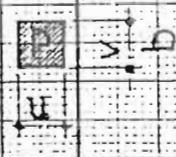
	si $u > v$		si $u < v$
au milieu de u	: $\frac{P}{2u+v}$	au milieu de u	: $\frac{P}{3v}$
au milieu de v	: $\frac{P}{3u}$	au milieu de v	: $\frac{P}{2v+u}$

7° Cas de $P \ll \rho$

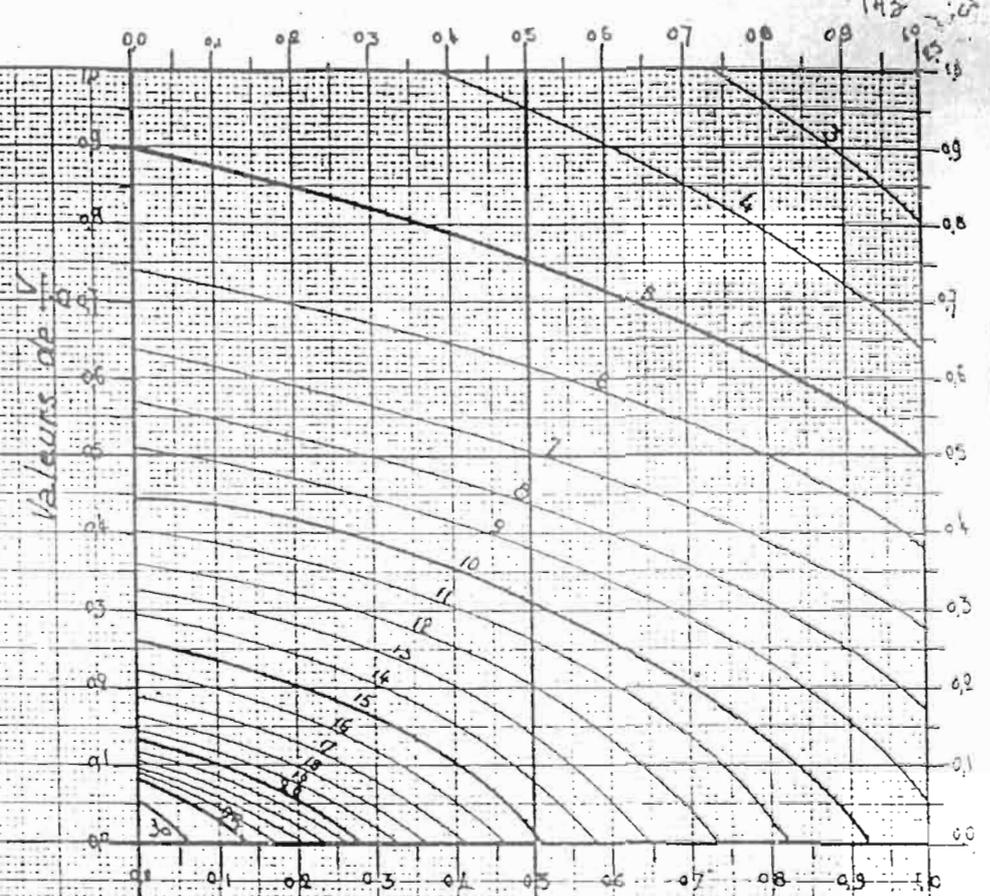
$P = \rho \left(\frac{a}{b} \right)$

$M_a = P [M_1 + 0,5 M_0]$

$M_b = P [M_1 + 0,5 M_1]$

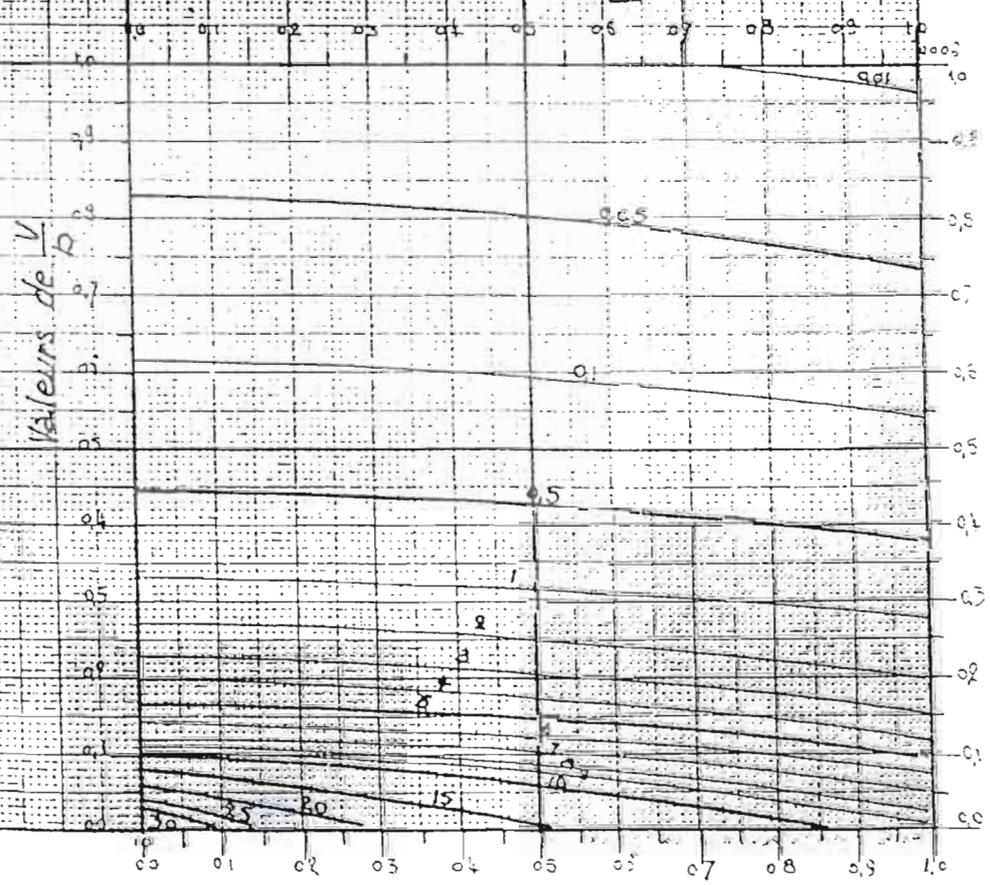


a



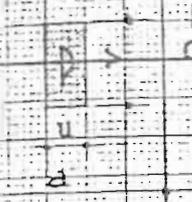
a) Valeurs de $M_1 \times 10^3$ Valeurs de $\frac{U}{a}$

b) Valeurs de $M_2 \times 10^3$ Valeurs de $\frac{U}{a}$

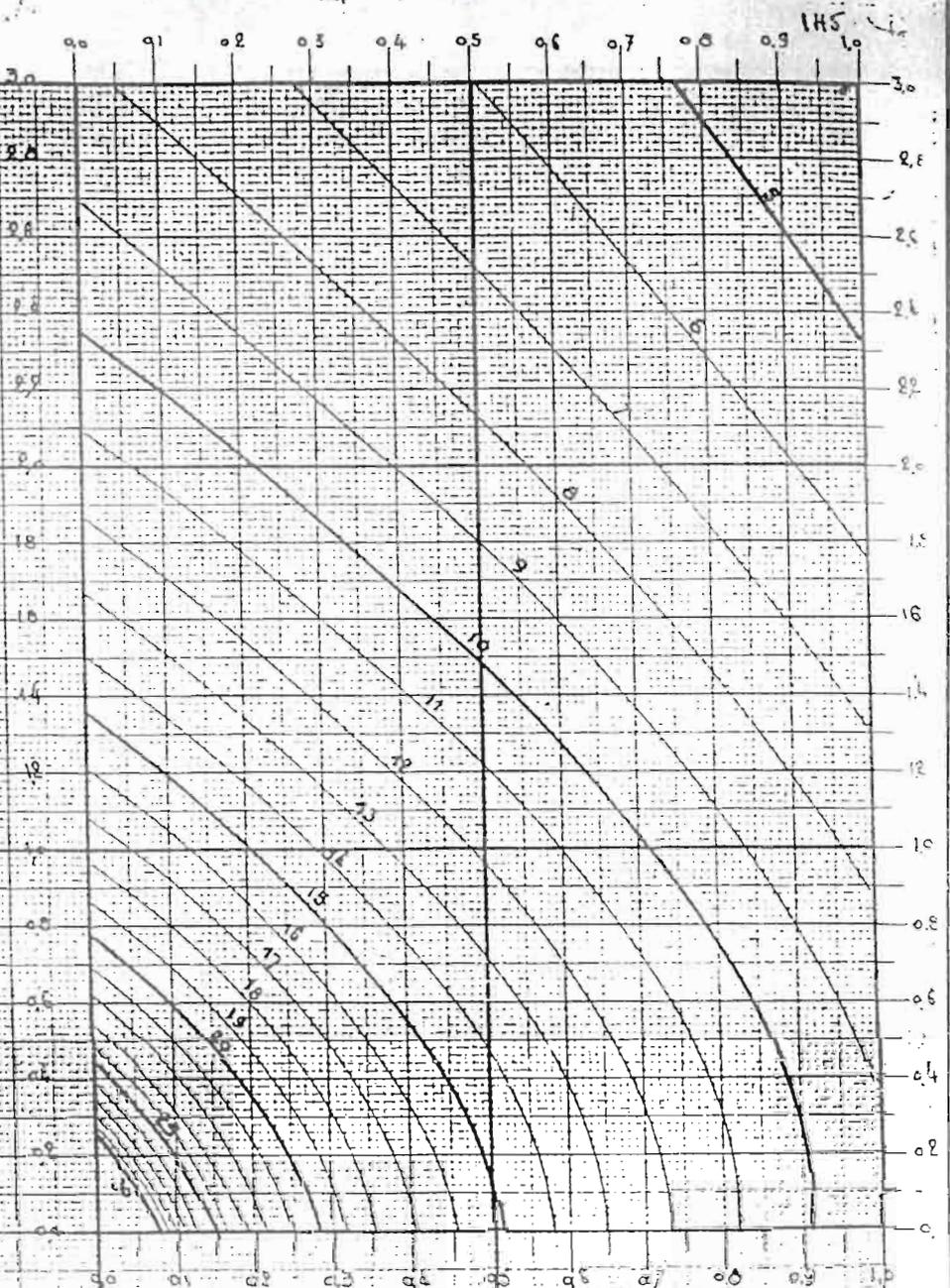


10° Cas de P.O

$\frac{a}{b} = 2$ $\frac{a}{b} < 3$ $\frac{a}{b} = \infty$



valeurs de $\frac{V}{R}$



valeurs de $\frac{u}{2}$

a) Valeurs de $M \times 10^2$
sens court

$$M_a(\text{p.m.l.}) = P(\text{kg}) [M_1 + 0.15 M_2] \text{ en kgm}$$

$\mu \cdot 10^4$

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\vartheta = 0,10$ $\mu_0 \cdot 10^4$ Tableau II/1									
0	-2499,12	-1249,62	- 0,08	+1249,58	+2499,46	+1249,58	- 0,08	-1249,62	-2499,12
$b/4$	-1757,08	- 966,47	-175,84	+ 614,89	+1405,78	+2196,88	+ 488,19	-1220,37	-2928,89
$b/2$	- 937,05	- 546,67	-156,28	+ 234,17	+ 624,71	+1015,38	+1406,18	- 702,92	-2811,98
$3b/4$	- 273,29	- 165,95	- 58,60	+ 48,76	+ 156,16	+ 263,59	+ 371,07	+ 478,58	-1913,88
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\mu_1 \cdot 10^4$									
0	-2308,91	-1170,98	- 18,06	+1161,26	+2384,93	+1161,26	- 18,06	-1170,98	- 2308,91
$b/4$	-2157,58	-1318,54	-469,10	+ 401,32	+1303,56	+2248,86	+ 743,78	- 725,15	-2176,13
$b/2$	-1724,04	-1172,51	-614,13	- 41,94	+ 551,22	+1172,78	+1830,48	+ 27,35	-1753,77
$3b/4$	-1006,59	- 733,88	-457,78	-147,83	+ 118,51	+ 425,95	+ 751,33	+1098,73	-1032,69
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\vartheta = 0,20$ $\mu_0 \cdot 10^4$ Tableau II/2									
0	-2486,00	-1244,02	- 1,35	+1243,35	+2491,38	+1243,35	- 1,35	-1244,02	-2486,00
$b/4$	-1746,07	- 961,63	-176,69	+ 609,75	+1398,79	+2191,17	+ 486,78	-1215,47	-2916,94
$b/2$	- 930,40	- 543,68	-156,70	+ 231,12	+ 620,41	+1011,68	+1405,08	- 699,88	-2804,16
$3b/4$	- 271,17	- 164,98	- 58,71	+ 47,80	+ 154,77	+ 262,36	+ 370,65	+ 479,56	-1911,20
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\mu_1 \cdot 10^4$									
0	-1869,30	- 987,33	- 61,13	+956,24	+2116,24	+ 956,24	- 61,13	- 987,33	-1869,30
$b/4$	-1726,92	-1109,44	-460,84	+252,12	+1066,17	+2022,85	+ 649,53	- 601,57	-1793,17
$b/2$	-1372,93	- 984,93	-577,27	-128,79	+ 384,04	+ 988,02	+1714,20	+ 78,49	-1479,72
$3b/4$	- 802,68	- 617,93	-423,76	-209,97	+ 34,90	+ 323,95	+ 672,46	+1098,43	- 897,28
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

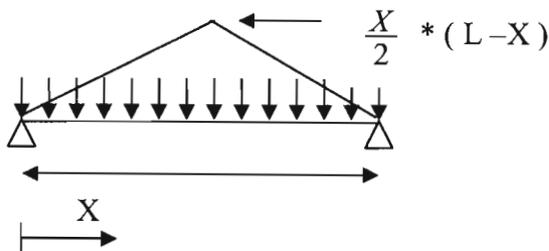
 $\mu \cdot 10^4$

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\vartheta = 0,30$ $\mu_0 \cdot 10^4$ Tableau II/3									
0	-2430,53	-1220,32	- 6,67	+1216,98	+2457,24	+1216,98	- 6,67	-1220,32	-2430,53
$b/4$	-1699,58	- 941,16	-180,27	+ 588,03	+1369,22	+2166,97	+ 480,78	-1194,73	-2866,38
$b/2$	- 902,29	- 531,03	-158,44	+ 218,24	+ 602,21	+ 996,04	+1400,41	- 687,00	-2771,03
$3b/4$	- 262,20	- 160,88	- 59,17	+ 43,76	+ 148,90	+ 257,14	+ 368,86	+ 483,69	-1899,84
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\mu_1 \cdot 10^4$									
0	-1401,34	- 787,36	-102,50	+ 734,10	+1820,55	+ 734,10	+ 102,50	- 787,36	-1401,34
$b/4$	-1265,04	- 871,88	-432,67	+ 106,16	+ 810,65	+1764,97	+ 532,19	- 480,51	-1389,52
$b/2$	- 993,38	- 766,73	-513,06	- 200,19	+ 212,24	+ 776,33	+1560,43	+ 108,57	-1195,94
$3b/4$	- 580,08	- 480,70	-369,19	- 230,77	- 46,46	+ 208,53	+ 567,03	+1072,76	- 762,34
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\vartheta = 0,40$ $\mu_0 \cdot 10^4$ Tableau II/4									
0	-2291,58	-1160,92	- 19,99	+1150,91	+2371,62	+1150,91	- 19,99	-1160,92	-2291,58
$b/4$	-1583,42	- 889,88	-189,03	+ 533,81	+1295,13	+2106,14	+ 465,58	-1142,73	-2739,37
$b/2$	- 832,20	- 499,36	-162,60	+ 186,18	+ 556,65	+ 956,61	+1388,43	- 654,73	-2687,57
$3b/4$	- 239,86	- 150,62	- 60,23	+ 33,72	+ 134,24	+ 243,96	+ 364,25	+ 494,02	-1871,12
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\mu_1 \cdot 10^4$									
0	-1016,48	- 616,52	-131,42	+ 546,21	+1563,32	+ 546,21	- 131,42	- 616,52	-1016,48
$b/4$	- 884,18	- 660,13	-386,57	+ 1,69	+ 596,48	+1530,71	+ 416,12	- 390,73	-1059,01
$b/2$	- 678,82	- 568,18	-431,70	- 233,31	+ 79,66	+ 584,96	+1397,86	+ 106,20	- 967,12
$3b/4$	- 393,82	- 353,78	-303,53	- 227,65	- 102,61	+ 107,16	+ 455,09	+1021,08	- 658,96
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Annexe 6 : Moments et efforts tranchants par poutre aux dixièmes de portée de poutre

➤ **Charge uniforme expression du moment fléchissant à la dixième de portée de poutre**

$$M(x) = G * \frac{X}{2} * (L-X) = G * (10,145 * X - 0,5X^2)$$

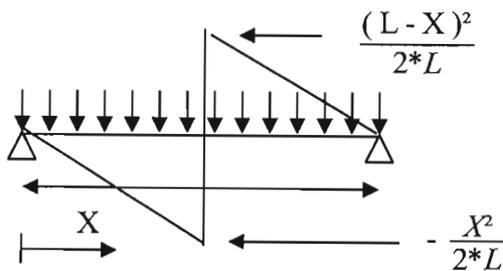


X	L	Moment M(X) en T.m
X0	0	0
X1	2,029	18,53*G
X2	4,058	32,94*G
X3	6,087	43,23*G
X4	8,116	49,40*G
X5	10,145	51,46*G

➤ **Charge uniforme expressions de l'effort Tranchant à la dixième de portée de poutre**

$$V_{min}(x) = - G * \frac{X^2}{2*L} = G * (0,024643 * X^2)$$

$$V_{max}(x) = \frac{G}{2*L} * (L-X)^2 = G * 0,024643 * (20,29 - X)^2$$

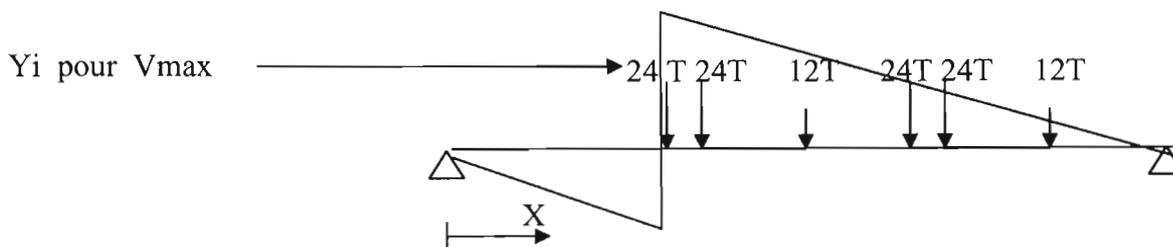


X	L	Vmin(X) en T	Vmax(X) en T
X0	0	0	10,145*G
X1	2,029	-0,102*G	8,22*G
X2	4,058	-0,406*G	6,49*G
X3	6,087	-0,913*G	4,97*G
X4	8,116	-1,62*G	3,65*G
X5	10,145	-2,54*G	2,54*G

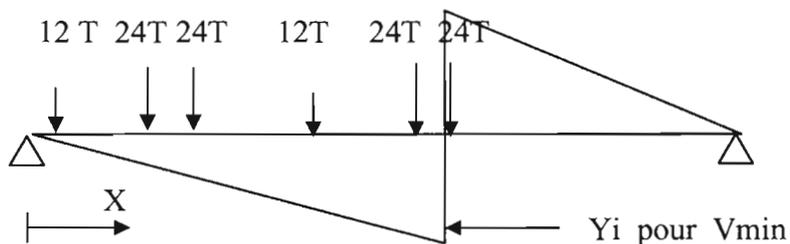
➤ **Efforts Tranchants à la dixième de portée de poutre engendrés par un convoi**

En faisant varier à la dixième de portée, la section de calcul X_i des efforts tranchants, on obtient :

$$Y_i = 1 - \frac{X_i}{L} \quad V_{\max} = \sum(P_i * Y_i)$$



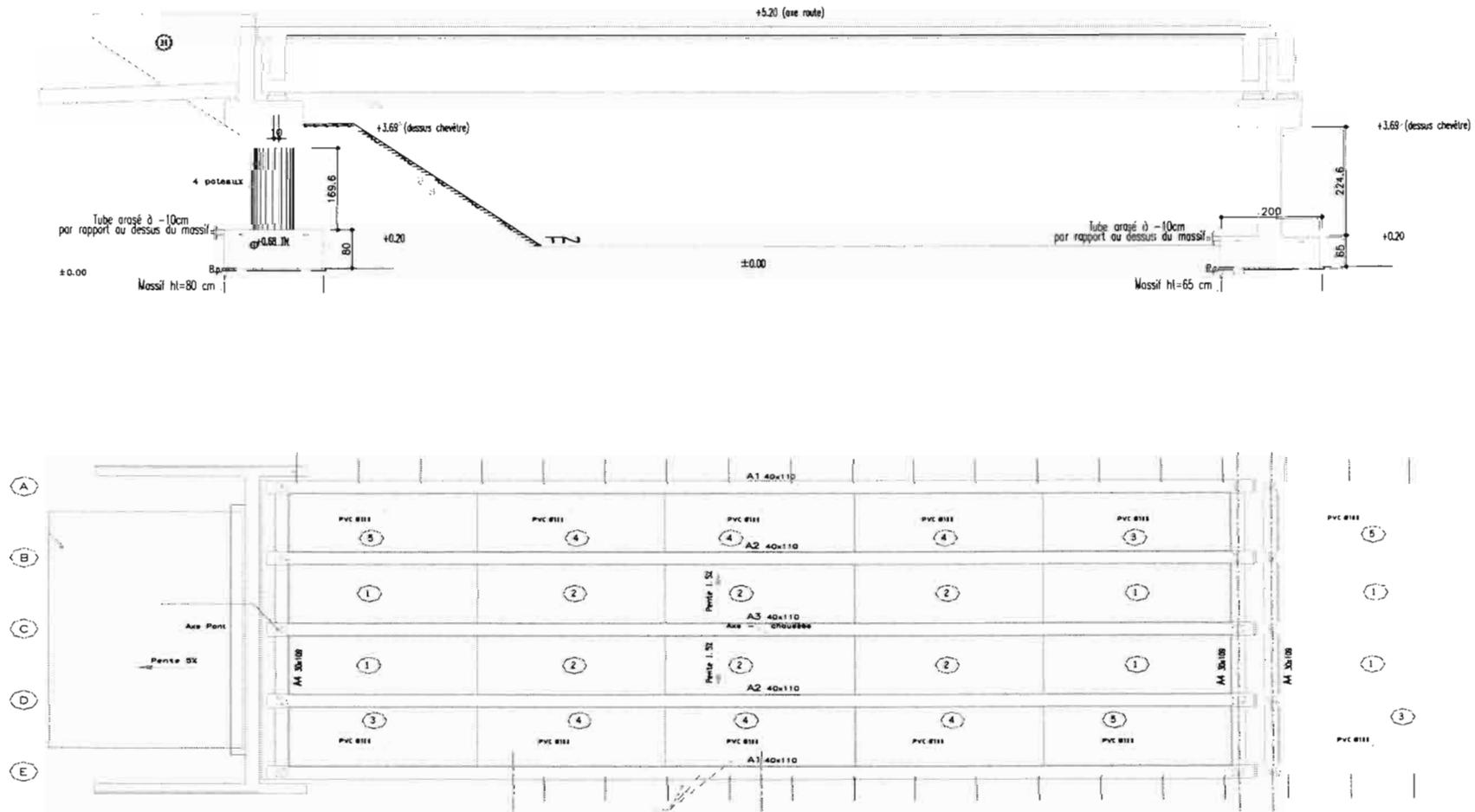
$$Y_i = - \frac{X_i}{L} \quad V_{\min} = \sum(P_i * Y_i)$$



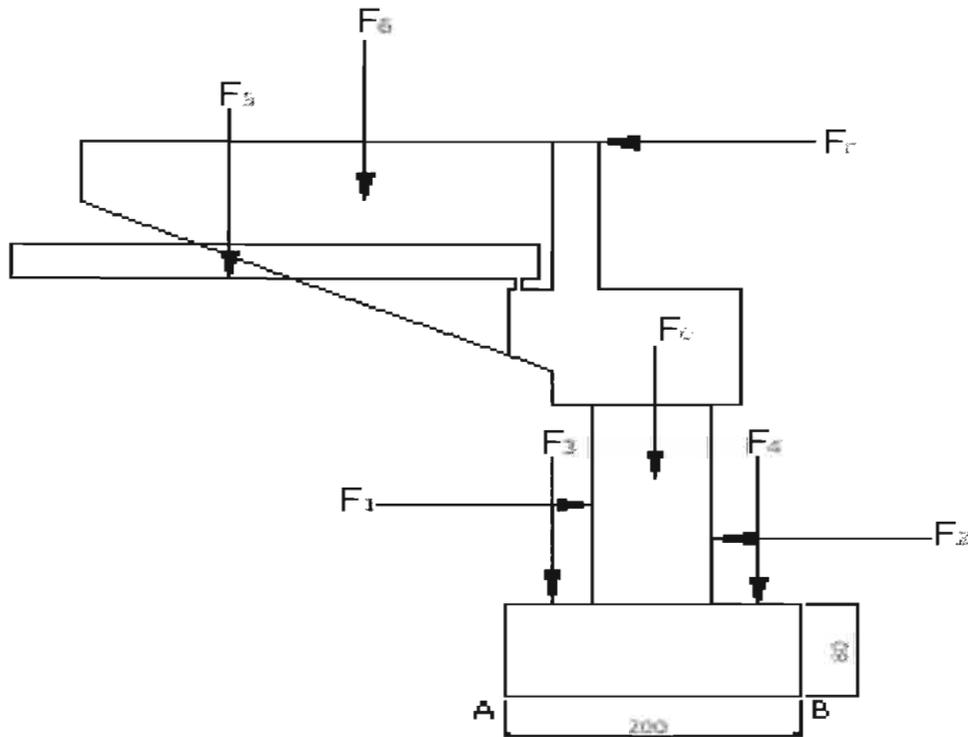
Après affectation des coefficients k_α de répartition et combinaisons de charge, on obtient pour chaque poutre les valeurs ci-dessous.

X	L	Moments (M(x)) en T.m	Efforts tranchants (V(x)) en T
X0	0	0	78,50
X1	2,029	139,10	64,62
X2	4,058	238,70	52
X3	6,087	308	40,70
X4	8,116	341,70	30,35
X5	10,145	357,50	22

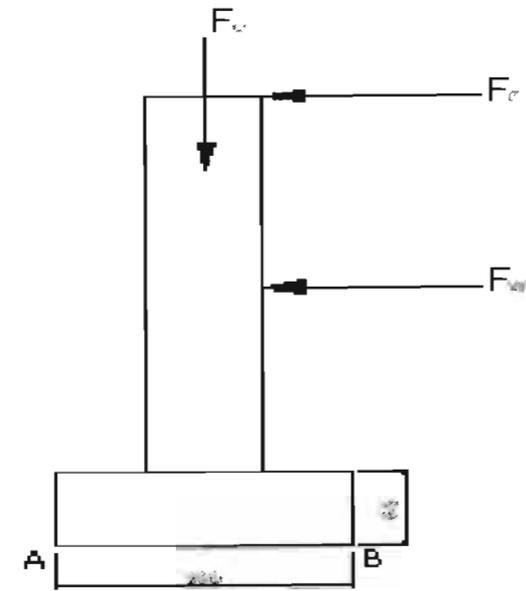
Annexe 7 : Coupe longitudinale et vue en plan d'une travée de rive



Annexe 8 : Schéma de la stabilité au renversement

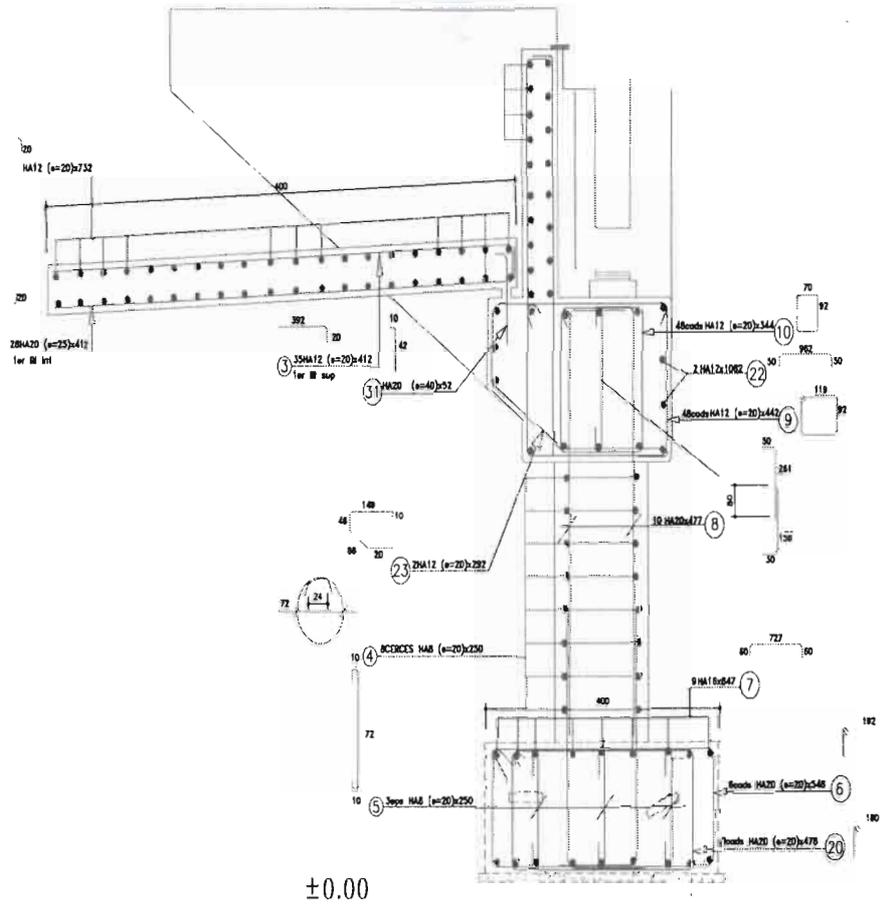


STABILITE PAR RAPPORT AU RENVERSEMENT
DE LA CULEE

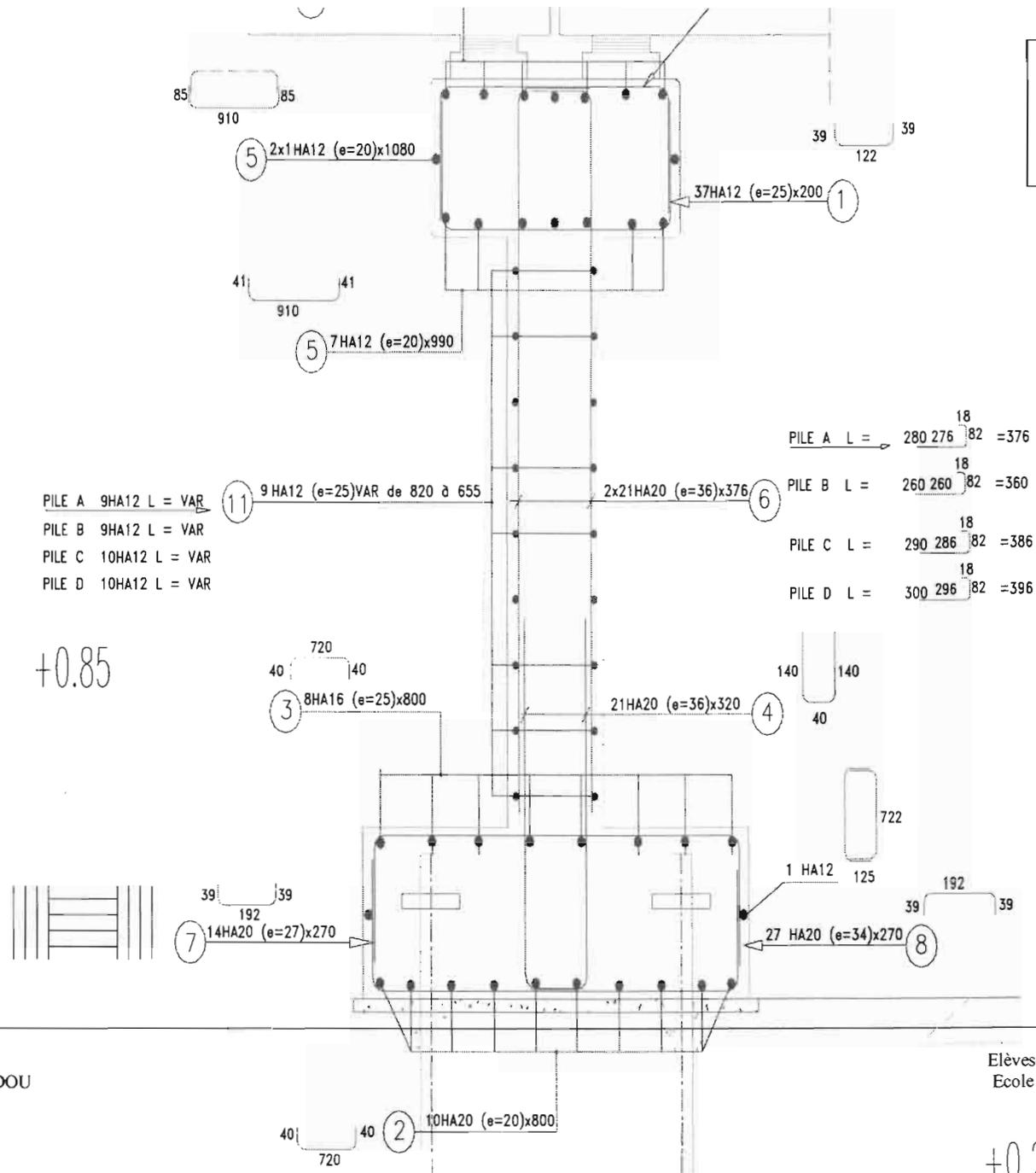


STABILITE PAR RAPPORT AU
RENVERSEMENT DE LA PILE

Annexe 9 : Ferrailage des culées.



Annexe 10 : Ferrailage des piles.



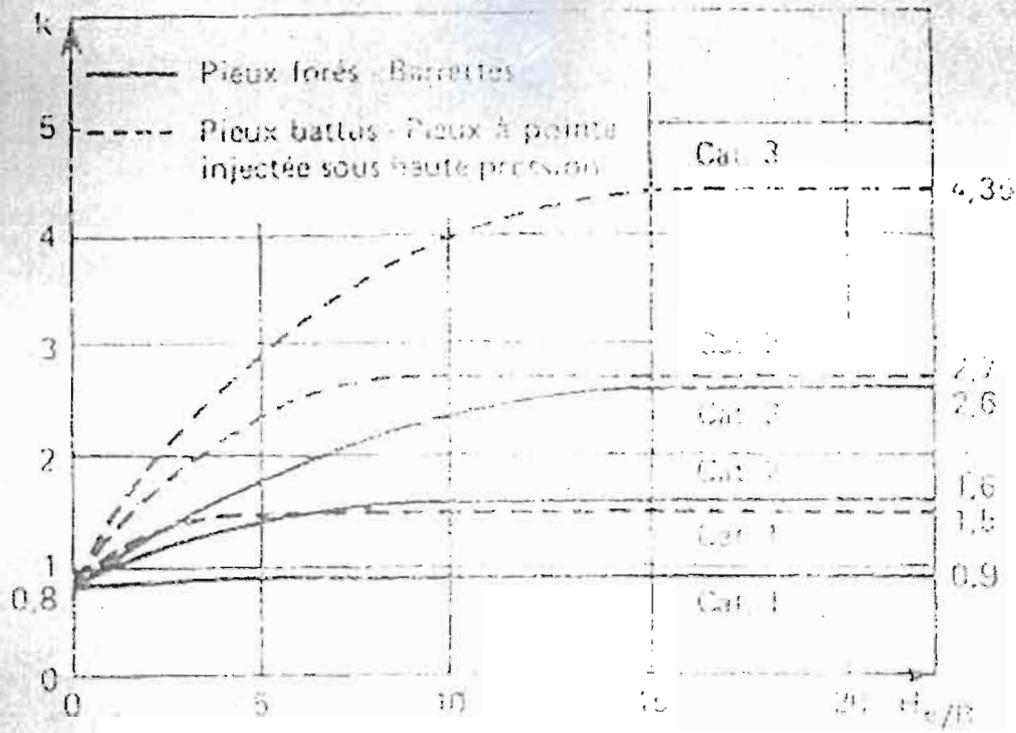


Figure 3 (d'après M. Bustamante et L. Gianesolfi)

Tableau V (d'après M. Bustamante et L. Gianesolfi)

Pression limite P_l (MPa)	Nature des sols	Catégorie
< 0,7 < 0,8 < 0,7	Argile molle Limon et silt molle Sable argileux et limoneux ou vaseux lâche	1
1,0 à 1,8 1,2 à 3,0 1,5 à 4,0 1,0 à 2,5 2,5 à 4,0 > 3,0 > 4,5	Sable et gravé moyennement compacts Argile et limon compacts Masse et argilo-calcaire Craie altérée Roche altérée Craie fragile tendre Masse très compacte	2
> 2,5 > 4,5	Sable et gravier compact à très compact Roche fragmentée	3

Les données de ce tableau sont à titre indicatif et ne doivent pas être utilisées pour la conception de structures de fondation. Les valeurs de la catégorie 3 sont à utiliser avec précaution.