



CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DU PONT DE L'ECHANGEUR DE SODIKO DANS LE CADRE DE L'AMENAGEMENT DE L'ACCES OUEST DE DOUALA

Mémoire pour l'obtention du
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE
L'ENVIRONNEMENT
OPTION : GENIE CIVIL

Présenté et soutenu publiquement le 22/07/2015 par

Ghislain TCHOULA KENFACK

Travaux dirigés par :

Dr Ismaïla GUEYE

Enseignant chercheur à 2iE

Mr. Alex YOMB

Ingénieur de Génie Civil, encadreur
professionnel

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Dr. MESSAN Adamah**

Membres et correcteurs : **M. SIMAL Amadou**
M. DJOUBISSIE Decroly

Promotion [2014/2015]

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier toute personne qui, de près ou de loin, a contribué au bon déroulement de ce Projet. Je commencerai par **M. MBOSNOUM Simon-Pierre**, Délégué Régionale et **M. UM Paul**, Sous-Directeur régional des routes du Littoral, pour m'avoir accueilli dans le cadre de mon stage de fin d'études.

Je souhaiterai ensuite remercier **M. Alex Yomb** et **M. Joel Sona**, respectivement conducteur des travaux et Responsable qualité à SOGEA SATOM, pour leur coopération, pour avoir répondu à mes nombreuses questions, ainsi que pour leur accueil, leur sympathie et leur bonne humeur.

Je tiens également à remercier **Dr Ismaël GUEYE**, enseignant-chercheur au 2IE (Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement) pour son encadrement et ses conseils tout au long de la rédaction de ce mémoire.

Enfin, j'aimerais remercier mes parents, famille et amis pour leur soutien, à la fois moral et financier, durant mes années d'études, ainsi que pour tous les bons moments passés en leur compagnie.

RESUME

Ce projet s'inscrit dans le cadre de la stratégie de croissance du gouvernement Camerounais dans le domaine des infrastructures de transport et de développement urbain. Il s'agit des travaux de réhabilitation de la RN3 sur 13, 087 kilomètres, allant du carrefour de la mairie de Douala 4ème à l'échangeur de Bekoko, la création de carrefours giratoires et la construction d'un ouvrage d'art au carrefour Sodiko.

Le présent mémoire traite de la conception détaillées d'un ouvrage de type pont route en passage supérieur, qui permettra le franchissement du giratoire prévu à l'actuel carrefour SODIKO. Il a une longueur de 91 m, et se situe entre le PK3+800 et PK3+900. Cette étude consiste en la recherche d'une solution optimale tant sur le plan technique qu'économique en vue de la construction de ce nouveau pont. Pour cela, une étude multicritères de deux variantes et leur classement a été menée et a permis de retenir comme solution, celle d'un pont dalle en béton précontraint au détriment d'un pont à poutre précontraintes par adhérence. Ce pont de 5 travée a une portée maximale de 22,00 m et son tablier a une hauteur de 80cm et une largeur de 10,7 m.

L'étude est menée aux eurocodes et le dimensionnement du tablier donne lieu au choix d'une précontrainte par 11 câble 12T15S. Les appuis intermédiaires, d'une largeur constante de 5m sont de type piles voiles. Les culées sont de type culées remblayées et serviront donc de soutènement aux terres du remblai d'accès. L'ouvrage sera fondé sur des pieux d'une longueur maximale de 33m et avec un linéaire total de 936 m.

Le coût global des travaux s'élève à **3 260 925 648 FCFA TTC**.

Mots clés : Conception, dimensionnement, pont, Eurocodes, béton précontraint.

ABSTRACT

This project falls under the strategy of growth of Cameroonian Government in the field of transport infrastructures and urban development. It is about the rehabilitation of the RN3 on 13, 087 kilometers, from the town hall of Douala 4th to the exchanger of Bekoko, the creation of the roundabouts and the construction of a crossing structure to the SODIKO crossroads.

The present report treats the design of the bridge in order to allow the crossing of the planned gyratory at the current SODIKO crossroads. The structure has a length of 91m, and is located between the PK3+800 and PK3+900. This study consists of the search for an optimal solution as well on the technical level as economic for the construction of this new bridge. For that, a study of two alternatives and their comparative table were carried out and made it possible to retain as solution that of a concrete prestressed slab bridge with the detriment of a bridge with prestressed beam by adherence. This bridge of 5 span has a maximum range of 22,00 m and its platform has a height of 80cm and a width of 10,7 m.

The study is conducted to Eurocodes and apron design results in the selection of a reinforcement by 11 cable 12T15S. The intermediate supports, with a constant width of 5m are the type of concrete wall. The abutments will be backfilled and therefore will serve as retaining wall. The bridge will be based on piles with a maximum length of 33m and with a total length of 936 m.

The total cost of the planned works amounts to **3 260 925 648 FCFA** including all taxes.

Mots clés : Design, dimensioning, bridge, Eurocodes, prestressed concrete.

LISTE DES ABREVIATIONS

- 2iE**: Institut international d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
- ADETS**: Association technique pour le Développement de l'Emploi du Treillis Soudé
- APD** : Avant-Projet Détaillé
- BA**: Béton Armé
- BAEL** : Béton Armé aux Etats Limites
- BB** : Béton Bitumineux
- CPT**: Cahier des Prescriptions Techniques
- ELS**: Etat Limite de Service
- ELU**: Etat Limite Ultime
- FP/ FPP**: Fissuration Préjudiciable / Fissuration Peu Préjudiciable
- HA**: Haute Adhérence
- HT**: Hors Taxes
- IPE**: I- Profilé Européen
- LCPC**: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
- OA**: Ouvrage d'Art
- PP**: Pile et Palées
- RN** : Route Nationale
- SETRA**: Service d'Etude Technique des Route et de leur Aménagements
- TTC**: Toute Taxe Comprise
- Vr**: Vitesse de référence

TABLE DES MATIERES

| | |
|---|------|
| REMERCIEMENTS..... | i |
| RESUME | ii |
| ABSTRACT | iii |
| LISTE DES ABREVIATIONS | iv |
| LISTE DES TABLEAUX | vii |
| LISTE DES FIGURES..... | viii |
| INTRODUCTION..... | 1 |
| CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'ORGANISME DE STAGE | 2 |
| CHAPITRE II : CADRE GENERAL ET OBJECTIF DU PROJET | 4 |
| II.1 Contexte du projet | 4 |
| II.2 Objectif du projet..... | 5 |
| II.3 Situation géographique | 5 |
| CHAPITRE III : COLLECTE DE DONNEES RELATIVES A L'ETUDE DE L'OUVRAGE | 8 |
| III.1 Données Naturelles | 8 |
| CHAPITRE IV : ETUDES PRELIMINAIRE DE L'OUVRAGE ET PRE-DIMENSIONNEMENT. . | 10 |
| IV.1 Variantes sélectionnées | 10 |
| IV.2 Prédimensionnement des variantes | 11 |
| IV.3 Analyse comparative multicritère des différentes variantes envisagées pour l'ouvrage de franchissement | 12 |
| IV.4 Profil en Long de l'ouvrage..... | 15 |
| CHAP V : PRESENTATION DE LA VARIANTE RETENUE..... | 16 |
| V.1 reglements, normes et documents de reference pour le calcul | 16 |
| V.2 Données relatives à l'environnement et enrobages | 17 |
| V.3 Description des charges et des surcharges | 17 |
| V.3 calcul des sollicitations du tablier | 27 |
| V.4 Combinaisons..... | 30 |
| V.5 Réactions d'appuis | 32 |
| V.6 Etudes de la précontrainte..... | 32 |
| V.7 Appuis de l'ouvrage | 35 |
| V.8 Fondations de l'ouvrage | 41 |
| CHAPITRE VII : DEVIS ESTIMATIF DU PROJET | 42 |
| CONCLUSION | 43 |
| BIBLIOGRAPHIE..... | 45 |
| ANNEXES..... | 47 |

| | |
|--|-----|
| ANNEXE 1 : DEVIS ESTIMATIF DU PROJET | 48 |
| ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL DETAILLE DE LA VARIANTE DE PONT ADOPTEE..... | 51 |
| ANNEXE 3 : DOCUMENTS GRAPHIQUES RELATIFS A L'OUVRAGE D'ART | 154 |
| ANNEXE 4 : DONNEES GEOTECHNIQUES | 161 |
| ANNEXE 5 : FUSEAU DE PASSAGE DES CABLES DE PRECONTRAINTE..... | 166 |
| ANNEXE 6 : CLASSES D'EXPOSITION ET ENROBAGE | 168 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|---|----|
| TABLEAU 1: ANALYSE COMPARATIVE MULTICRITERE DES DEUX VARIANTES DE PONT..... | 13 |
| TABLEAU 2: POIDS PROPRE TABLIER | 18 |
| TABLEAU 3: CHARGES SUPERSTRUCTURE | 18 |
| TABLEAU 4: NOMBRE ET LARGEUR DES VOIES | 19 |
| TABLEAU 5: MODELES DE CHARGES..... | 20 |
| TABLEAU 6: VALEURS DE BASE DES CHARGES SOUS ESSIEUX LM1 | 21 |
| TABLEAU 7: VALEURS DE BASE DES COEFFICIENTS D'AJUSTEMENT | 21 |
| TABLEAU 8: DETERMINATION DES GROUPES DE CHARGES DE TRAFIC..... | 24 |
| TABLEAU 9: MOMENTS MAX PAR SECTION DE TABLIER | 29 |
| TABLEAU 10: EFFORTS TRANCHANT MAX PAR SECTION DE TABLIER..... | 30 |
| TABLEAU 11: MOMENTS MIN PAR SECTION DE TABLIER..... | 30 |
| TABLEAU 12: REACTIONS D'APPUI | 32 |
| TABLEAU 13:SYNTHESE DES DONNEES ET CALCULS GEOTECHNIQUES..... | 41 |
| TABLEAU 14: RECAPITULATIF DEVIS ESTIMATIF | 42 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| FIGURE 1: SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE | 6 |
| FIGURE 2: IMAGE SATELLITE DE L'ETAT ACTUEL DU CARREFOUR SODIKO..... | 7 |
| FIGURE 3: PROFIL EN TRAVERS DE LA VARIANTE 1 | 11 |
| FIGURE 4: PROFIL EN TRAVERS DE LA VARIANTE 2..... | 12 |
| FIGURE 5: DELIMITATION DE LA LARGEUR CHARGEABLE | 20 |
| FIGURE 6: SURFACE D'IMPACT DU MODEL DE CHARGE LM1 | 22 |
| FIGURE 7: DIFFUSION DES CHARGES CONCENTREES A TRAVERS LES REVETEMENTS ET LE HOURDIS | 23 |
| FIGURE 8: SURFACE D'INFLUENCE CHARGES SUR REMBLAIS..... | 27 |
| FIGURE 9: SCHEMAS DE PRINCIPE, REPARTITION TRANSVERSALE..... | 29 |
| FIGURE 10: SCHEMAS DE PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE PAR POST TENSION | 33 |
| FIGURE 11: SCHEMA DE PRINCIPE DES COUPLEURS. | 33 |
| FIGURE 12: SCHEMA DE PRINCIPE ZONE D'ABOUT | 34 |

INTRODUCTION

Ce mémoire de Projet de Fin d'Etudes a pour but de synthétiser les études réalisées, lors du stage effectué au cours du dernier semestre du cycle d'ingénieur en Génie Civil à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) du Burkina Faso. Il doit surtout permettre d'acquérir un bagage supplémentaire théorique et pratique, et ainsi permettre de s'intégrer à la vie active. Ce Projet a été mené au sein de la base de SOGEA SATOM dans le cadre d'un détachement effectué par la Délégation Régionale des Travaux Publics du Littoral au Cameroun, structure d'accueil. Le présent rapport se propose d'aborder et d'analyser les études qui ont été menées au cours de la période de stage.

Afin de présenter le travail qui a été effectué, nous allons expliciter une analyse de l'activité principale du stage, qui consiste en l'établissement manuscrit d'une note de calcul concernant l'étude d'un ouvrage d'art en béton précontraint, à cinq travées.

Les Eurocodes sont des normes européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil, établissant un ensemble de règles techniques, applicables pour la conception et le calcul des structures en Génie Civil.

La précontrainte cependant est un système mécanique relativement récent qui consiste à pré comprimer le béton avant qu'il soit soumis aux charges de différente nature. Elle peut être intérieure au béton (avec adhérence) ou bien extérieure (sans adhérence).

Les Eurocodes et la précontrainte appliquée aux ouvrages d'art, en particulier aux ponts dalles, font l'objet de ce projet.

Dans un premier temps, une brève présentation de l'entreprise, des Eurocodes et du principe de la précontrainte est présente. Ensuite, après analyse des variantes, un prédimensionnement de l'ouvrage est réalisé. Par la suite, le calcul des sollicitations, la détermination de l'effort de précontrainte, le trace du câble de précontrainte, les différentes vérifications à l'ELS et l'ELU et finalement le dimensionnement des appareils d'appui, des appuis et une étude des fondations. Enfin il sera proposé une étude sommaire d'impact environnemental ainsi qu'une estimation de l'ouvrage à construire.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'ORGANISME DE STAGE

Placée sous l'autorité d'un Délégué Régional, la Délégation Régionale est chargée:

- -de la coordination des activités des délégations départementales;
- -de la supervision des travaux des routes nationales, régionales, départementales et rurales de son ressort territorial;
- -de l'appui aux études techniques et à la maîtrise d'œuvre des projets d'infrastructures;
- -de la participation à l'élaboration des programmes annuels et du suivi de l'exécution desdits programmes dans son ressort territorial;
- -de la préparation technique des Dossiers d'Appel d'Offres et des marchés relevant de la compétence des maîtres d'ouvrage délégués, ainsi que du suivi administratif et technique des travaux routiers de son ressort ;
- -du suivi administratif et technique, sur le site, des travaux routiers gérés par les services centraux;
- -du contrôle du fonctionnement des équipements de sécurité routière;
- -de l'application des directives du Ministre des Travaux Publics en matière de gestion des routes, d'environnement, de normes et de protection du patrimoine routier;
- -de la mise à jour du fichier des constructions civiles dans la Région;
- -de l'assistance technique aux Collectivités Territoriales Décentralisées, en matière de construction et d'entretien des routes relevant de leur compétence;
- -du contrôle des travaux de constructions civiles;
- -de la promotion des travaux à Haute Intensité de Main d'œuvre ;
- -de l'élaboration des tableaux de bord et des comptes rendus des activités relevant de sa compétence;
- -de la mise en œuvre de la stratégie d'entretien des routes rurales dans la Région;
- -de la surveillance du réseau de son ressort;
- -du suivi de la gestion des stations de pesage;

- -de la constatation des dégradations causées par des tiers au patrimoine routier et de l'identification de leurs auteurs en vue des poursuites.

La Délégation Régionale comprend:

- -la Sous-Direction Régionale des Etudes, des Enquêtes et des Statistiques; la Sous-Direction Régionale de la Construction;
- -la Sous-Direction Régionale des Routes;
- -la Sous-Direction Régionale des Autres Travaux d'Infrastructures;
- -l'Inspection Régionale de Protection et de surveillance du Réseau routier ;
- -le Service Administratif et Financier ;
- le Bureau du Courrier.

Dans le cadre de ce projet, le service d'encadrement du stage est la Sous-Direction Régionale des Routes

CHAPITRE II : CADRE GENERAL ET OBJECTIF DU PROJET

II.1 Contexte du projet

Dans sa stratégie de croissance dans le domaine des infrastructures de transport et de développement urbain, le gouvernement camerounais a arrêté dans le cadre de la composante aménagement du territoire, la conceptualisation des routes existantes dont la durée de vie est très largement dépassée sur ses axes routiers afin d'assurer la continuité du trafic sur tout l'étendue du territoire. La mise à niveau des accès Est et Ouest de la ville de Douala s'avère donc une priorité, en adéquation avec les orientations et objectifs du Document de Stratégie pour la Croissance et l'Emploi (DSCE). C'est ainsi que le gouvernement Camerounais par l'entremise du ministère des travaux publics a attribué au Groupement d'entreprise SOGEA SATOM/MATIERES après l'appel d'offre ouvert international restreint, le marché N°004/AOIR/MINMAP/CCPM-TR/2014 du 14/01/2014 pour l'exécution des travaux d'AMENAGEMENT DE L'ACCES OUEST DE LA VILLE DE DOUALA.

Il est question pour la pénétrante Ouest de la ville, des travaux de réhabilitation de la voie actuelle (RN3) sur 13, 087 kilomètres, allant du carrefour de la mairie de Douala 4^{ème} à l'échangeur de Bekoko et la création des carrefours giratoires. De façon plus détaillée, du PK0+000, sis au carrefour dit « Mairie de Douala » au PK3+585 Sodiko, l'élargissement de 2X2 voies de 3,5m chacune avec terre-plein central est prévu. Du PK3+585 Sodiko au PK6+640 (carrefour des rails), les travaux y afférents sont : la création de 2X1 voies de transit et 2X2 voies de desserte en sens unique soit un total de 6 voies de 3,5 m chacune, la construction d'un ouvrage d'art au carrefour Sodiko. Les travaux du PK6+115 sis au carrefour rails au PK8+115, consistent en l'élargissement à 2X2 voies de 3,5m chacune sans terre-plein central. Pour ce qui est du PK8+115 au PK13+087 (échangeur de Bekoko), le renforcement de la chaussée existante de 2X1 voies de 2,5m chacune est attendu. La vitesse sera limitée à 50 km/h sur l'ensemble des voies.

Le marché, à hauteur de 51,006 Milliards de Francs CFA soit 77,8 Millions d'Euros, est financé par l'Agence Française de Développement : 83,86 % représentant la partie HT, et par le BIP-MINTP: 16,14 % représentant les taxes.

II.2 Objectif du projet

Ce projet vise à mener les études techniques détaillées d'un ouvrage de type pont route en passage supérieur, qui permettra le franchissement du giratoire prévu à l'actuel carrefour SODIKO et par voie de conséquence, la fluidification de l'important trafic sur ce point de croisement.

Il s'agira donc de :

- Proposer une note de calcul détaillé du pont : pour la justification du tablier précontraint dans le but de valider la géométrie proposée à l'avant-projet et proposer des sections de béton et d'armature optimales pour l'exécution
- Dimensionner les appareils d'appui en élastomère fretté et les appareils d'appui à pot de caoutchouc.
- Dimensionner les fondations profondes de type pieux.
- Etablir le métré et l'évaluation des coûts et devis estimatif du projet
- envisager une procédure de systématisation des vérifications Eurocodes à travers un ensemble d'outils de dimensionnement de type « feuilles Excel ».

Tous ces calculs seront basés principalement sur les principes de l'Eurocode 1 et 2.

II.3 Situation géographique

L'ouvrage projeté sera situé sur la RN 03, plus précisément au carrefour dit SODIKO du quartier BONABERI, dans l'Arrondissement de Douala 4ème. Il a une longueur de 91 m, et se situe entre le PK3+800 et PK3+900 (Voir figures ci-dessous) :

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA

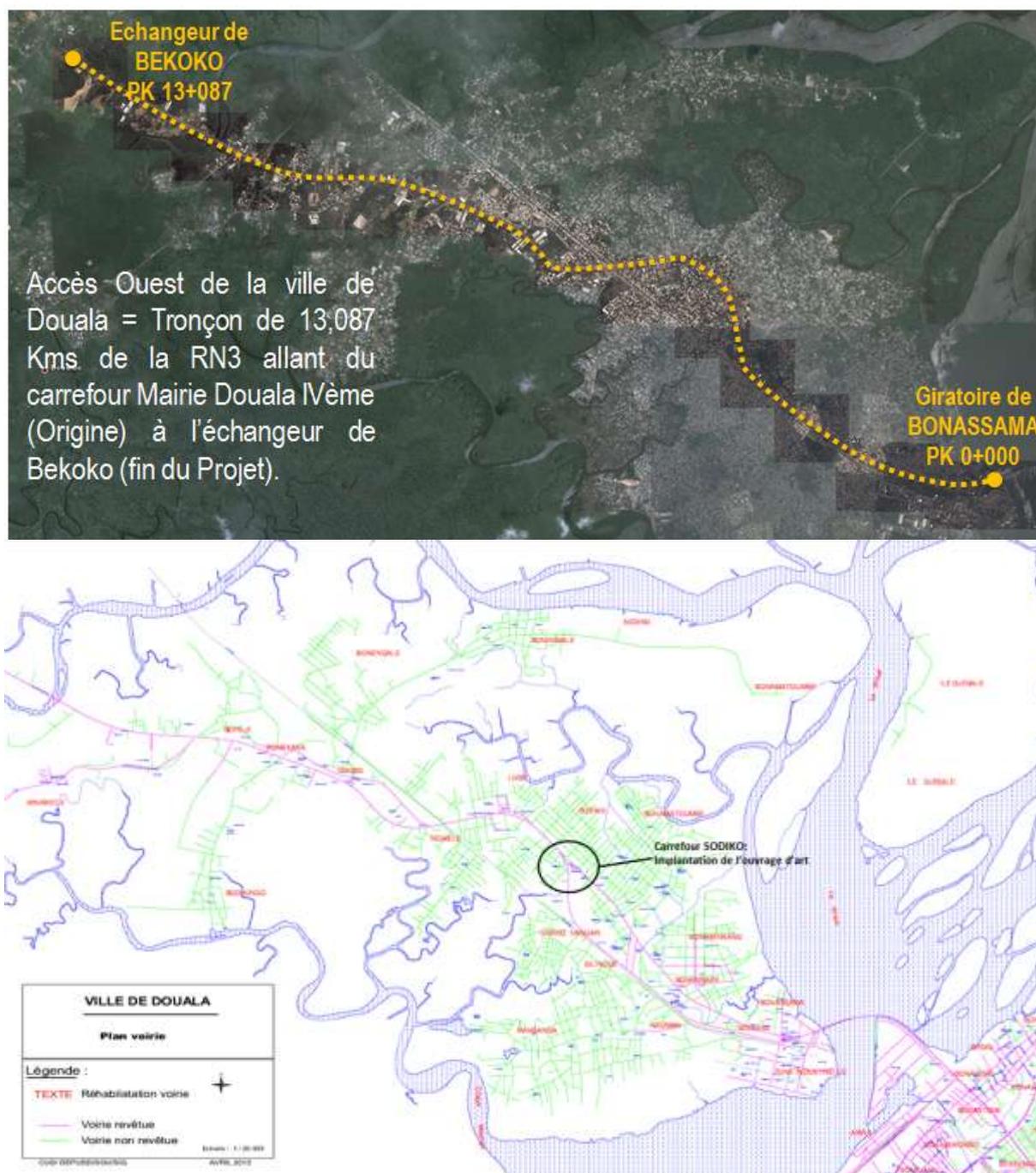


Figure 1: Situation géographique de la zone d'étude



Figure 2: Image satellite de l'état actuel du carrefour SODIKO

CHAPITRE III : COLLECTE DE DONNEES RELATIVES A L'ETUDE DE L'OUVRAGE

III.1 Données Naturelles

Les données de sondage ont été fournies par le laboratoire du projet (voir annexe 4). Il s'agit du profil en long géotechnique, des pressions limites et modules pressiométriques, ainsi que des valeurs de contraintes de rupture des différentes couches de sol.

III.1.1 Les données climatiques

Il s'agit principalement ici des données sur le vent et la température.

Le vent de référence V_b , est pris égal à 6,11 m/s. Pour ce qui est des températures :

$T_{e,max}$: Température effective maximale **32** °C

$T_{e,min}$: Température effective minimale **23** °C

III.1.2 Données fonctionnelles

La conception générale du pont, objet de ce mémoire est principalement basée sur le guide de conception ponts-dalles du SETRA de Juillet 1989 et l'ouvrage « Projet et construction des ponts » de Jean-Armand Calgaro.

III.1.2.1 Données relatives à la voie portée

- Notre pont est sur la continuité des voies de transit (voies centrales) d'une route à 6 voies. (voir annexe 3)
- L'ouvrage sera constitué d'un tablier portant une chaussée à 2 voies de 9m de large, sans trottoir et délimitée de part et d'autre par des barrières BN4. Ce qui nous revient à une route de 10,7m de large.

- Le tracé en plan de la chaussée au droit du pont correspond à une courbe de 500m de rayon.
- L'ouvrage est précédé par une rampe d'accès et le profil en long présentera donc une courbe de 3000 m de rayon avec une faible pente longitudinale, respectant ainsi les prescriptions pour la visibilité.
- La chaussée présentera un profil en travers en toit avec une pente de 2.5% assurant ainsi l'assainissement.
- Les culées seront en béton armé et les piles seront de type piles voiles.
- Le tablier présentera un biais de 100 grades et sera couvert d'une couche d'étanchéité de 3 cm et une couche de roulement en enrobé de 7cm.
- En vue d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage il est prévu des équipements tels que:
 - ✓ Barrières de type BN4 ;
 - ✓ Appareils d'appuis en élastomère fretté type B ;
 - ✓ Appareils d'appuis à pot d'élastomère ;
 - ✓ Bossages pour appareils d'appuis ;
 - ✓ deux joints de chaussées au droit des appuis de rive (culées);
 - ✓ deux joints de construction avec coupleurs des aciers de précontrainte ;
 - ✓ Corniches en béton armé préfabriqués ;
 - ✓ Bordures préfabriquées de type T2 ;
 - ✓ 3 Gargouilles de 100mm de diamètre, espacées de 22,75m, de part et d'autre de la chaussée.

III.1.2.2 Données relatives à la l'obstacle à franchir

- L'ouvrage, de type pont route est conçu pour franchir un carrefour giratoire en passage supérieur avec une brèche de 91m
- Le gabarit de franchissement présentera un tirant d'air de 4,75m pris au niveau du point le plus bas de la chaussée. Cependant cette hauteur varie du fait de la courbe du profil en long et atteint une hauteur maximale de 4,9m.
- Travure : en respectant les proportions prescrites entre tirant d'air et portée, ainsi que celles entre travées adjacentes, nous optons pour 5 travées avec une portée principale de 22m pour les travées intermédiaires et 12,5m pour les travées de rives.

CHAPITRE IV : ETUDES PRELIMINAIRE DE L'OUVRAGE ET PRE-DIMENSIONNEMENT.

IV.1 Variantes sélectionnées

Il existe plusieurs types de ponts courants définis par le SETRA et le choix de l'un ou de l'autre dépend de plusieurs paramètres. La recherche de solutions envisageables a été menée en tenant compte du critère de l'esthétique, des contraintes techniques, financières et du contexte de réalisation. Cependant, le paramètre fondamental du choix du type d'ouvrage est la portée principale ou portée maximale. Ainsi, les solutions globales proposées dans les sections subséquentes sont le résultat d'un travail d'intégration des solutions possibles à travers une analyse multicritère.

Dans ce sens et du fait de la longueur relativement importante de l'ouvrage, les options en béton armé ont été écartées. Il sera donc retenu au bout du compte pour la même travure, deux variantes, qui semblent les mieux adaptées à la portée maximale de notre futur pont ($L = 22\text{m}$), et aux contraintes ci-dessus citées. Ce sont:

- Un pont dalle en béton précontraint de type PSI DP (post tension)
- Un pont à poutres précontrainte par adhérence de type PRAD

Les études de prédimensionnement sont basées sur l'ouvrage « **Projet et construction des ponts** » par **Jean Armand CALGARO (2000)** et l'ouvrage « **ponts-dalles guide de conception** » du **SETRA (Juillet 1989)**

IV.2 Prédimensionnement des variantes

IV.2.1 Pré dimensionnement de la variante 1 : pont dalle en béton précontraint de type PSI DP

Le tablier est hyperstatique et donc composé d'une dalle continue élançée de $h = \frac{L}{28} = \frac{22}{28} = 0.8m$. La dalle est à large encorbellements massifs avec une hauteur d'extrémité à 25cm.

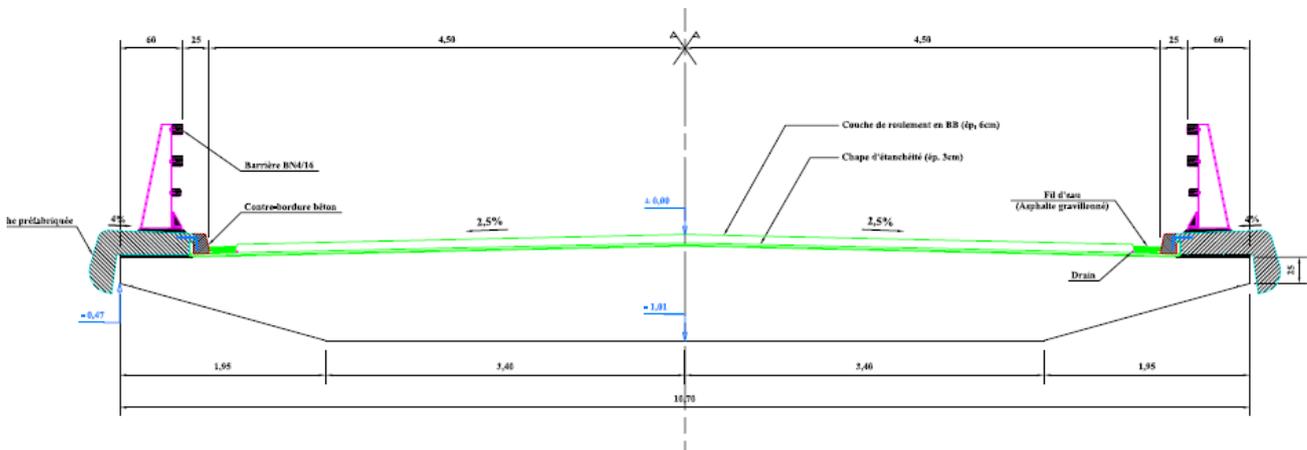


Figure 3: Profil en travers de la variante 1

IV.2.2 Pré dimensionnement de la variante 2 : pont à poutres précontrainte par adhérence de type PRAD

L'élançement du tablier vaut $h = \frac{L}{20} = \frac{22}{20} = 1.1$. On retient $h=120cm$. Il est composé de 6 poutres préfabriquées en I épaissies aux abouts, espacée entraxe de 1.92m. Les dimensions de la poutre sont :

- Epaisseur d'âme : 20cm
- Largeur membrures inférieure et supérieure : 50cm
- Largeur extrémité membrures : 20cm

Le hourdis a une épaisseur de 25cm et présente un encorbellement de 30cm après les poutres de rives.

La continuité entre les poutres est assurée par des dalettes de continuité de 120cm de longueur et de 15cm d'épaisseur.

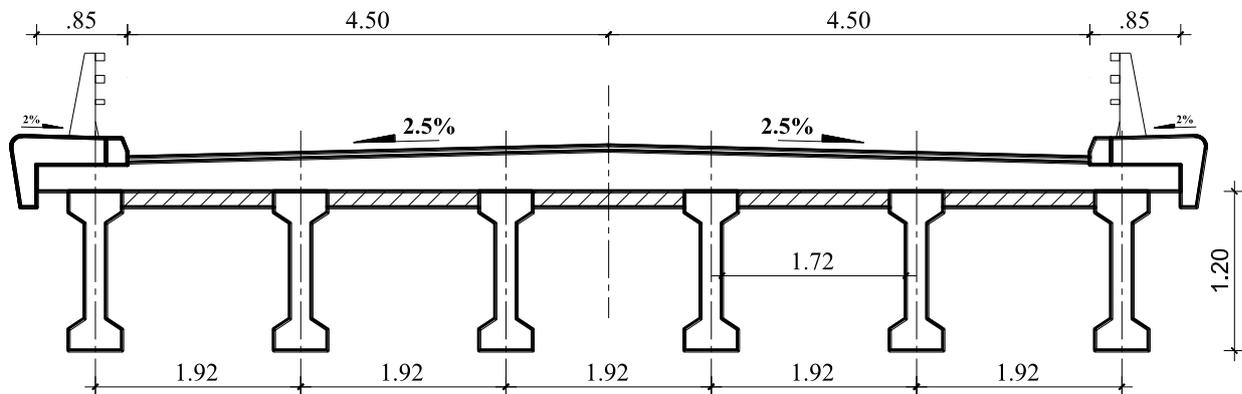


Figure 4: Profil en travers de la variante 2

IV.3 Analyse comparative multicritère des différentes variantes envisagées pour l'ouvrage de franchissement

L'analyse multicritère est une méthode de comparaison quantitative de solutions pour un projet donnée. Les résultats sont présentés sous forme de tableau à double entrée. Elle est souvent demandée par les maitres d'œuvre en conclusion d'une étude de projet. Ainsi donc il sera question de:

- présenter un ensemble fini de solutions ;
- définir une liste de critères d'évaluation sur la base du programme de l'ouvrage : à cet effet et conformément aux termes de référence du marché, les critères de délais, d'accès, de cout, de faisabilité, de durabilité et d'entretien, de respect de l'environnement et d'esthétique seront pris en compte ; noter chacune des solutions pour chaque critère ;
- calculer le total de points cumulés pour chaque solution, tous critères confondus.

Ce résultat fournit une aide à la décision pour le choix d'une ou plusieurs solutions. Ainsi donc un barème d'évaluation a été défini. Ce barème permet d'attribuer à chaque critère, une note comprise en 0 et 10 avec les différents niveaux d'appréciations suivant :

- **Elevé** : pour note comprise entre **07 et 10** ;
- **Moyen** : pour note comprise entre **04 et 06** ;
- **Faible** : pour note comprise entre **00 et 03**.

Le résultat de l'analyse comparative multicritère des deux variantes retenues est présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1: Analyse comparative multicritère des deux variantes de pont

| Critères | Variante 1 (PSI-DP) | | Variante 2 (PRAD) | | Comparaison des variantes |
|------------------------------|---------------------|--|-------------------|---|---|
| | Note | Observation | Note | Observation | |
| Délai | 07 | dalle coulée sur place: exécution liée à l'avancement du chantier | 09 | - Poutres préfabriquées (meilleur rendement de mise en œuvre) - Simplicité de la réalisation du procédé. | l'utilisation des poutrelles préfabriquées dans la variante 2 constitue un gain de temps |
| Faisabilité technique | 08 | - Ne demande aucune installation fixe puisque c'est sur la pièce elle-même que s'appuie le vérin de précontrainte. - Permet le choix des différentes formes. - La possibilité de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé à l'évolution de la masse de l'ouvrage. - La facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte. | 06 | - Nécessite des installations très lourdes ce qui limite, par voie de conséquence, le choix des formes. - Difficulté de réalisation des tracés courbes d'armatures. - L'impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension. | Les deux variantes sont techniquement faisables. Du fait de la courbure du tablier, la variante 1 est plus facile à mettre en œuvre (post tension et coulage sur place) |
| Accessibilité | 09 | / | 09 | / | Aucun problème d'accès pour les deux variantes |

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA

| | | | | | |
|---|-----------|---|-----------|--|---|
| Durabilité et entretien | 08 | Sensibilité aux tassements différentiels, mais très grande résistance au cisaillement et à la torsion. | 07 | Bonne collaboration du béton et des armatures. Peu sensible aux tassements différentiels | la variante 1 présente une meilleure résistance au cisaillement et à la torsion |
| Maintien de la circulation pendant les travaux | 03 | Voies de déviation | 03 | Voies de déviation | Aménagement obligatoire de déviation pour les 2 variantes |
| Impact Environnemental négatifs | 02 | Relativement mineur | 02 | Relativement mineur | relativement mineur pour chaque variante (Projet de réhabilitation) |
| Esthétique | 05 | Nombreuses finitions | 04 | - Bonne qualité de finitions - Hauteur importante des poutres | La variante 2 présente un aspect moins agréable que la première, principalement du fait de l'épaisseur trop importante du tablier |
| Coût | 06 | - Pertes de matériaux plus importantes lors de la mise en œuvre. - Section du tablier: 7.075m ² | 05 | - Economie des gaines, des dispositifs d'ancrages et des opérations d'injection - Utilisation cependant des bancs de précontrainte - Contrainte de manutention plus importante (transport et mise en place des poutres) - section du tablier: 7.137m ² | La variante 1 est légèrement avantagée du fait du matériel de précontrainte (importé) plus onéreux |
| TOTAL | 48 | | 45 | | Variante 1 retenue |

IV.4 Profil en Long de l'ouvrage

La définition des appuis d'un ouvrage est une des étapes fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature « aquatique ou terrestre » et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Les contraintes fonctionnelles du projet « hauteur de la brèche.. ».

Pour des raisons d'esthétique, on optera pour une travure impaire. Il s'agit donc d'un pont à cinq travées continues dont 3 travées intermédiaires de 22 m chacune et 2 travées de rive de 12,5m, soit une longueur de l'ouvrage égale à 91 m. Nous avons donc 4 appuis intermédiaires (piles) et 2 appuis de rive (culées). Le profil en long est disponible en annexe 3

CHAP V : PRESENTATION DE LA VARIANTE RETENUE

Cette partie de présente les différents résultats obtenus pour le dimensionnement de la variante adoptée, tout en indiquant les références, les règlements de calcul, les hypothèses de charges, et les caractéristiques des matériaux pris en compte pour ce dimensionnement. On trouvera en Annexe II de ce document une note de calcul détaillé du dit ouvrage.

V.1 reglements, normes et documents de reference pour le calcul

Les Règlements utilisés pour cette étude aux Eurocodes sont les suivants :

- **Eurocode 0: Bases de calcul des structures:**

NF EN 1990 : Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures (mars 2003) ;

NF EN 1990/A1 : Annexe A2 – Application aux ponts (juillet 2006) ;

NF EN 1990/A1/NA (décembre 2007) ;

- **Eurocode 1: Actions sur les structures:**

NF EN 1991-1-4 : Actions générales – Actions du vent (novembre 2005) et NF EN 1991-1-4 /NA (mars 2008) ;

NF EN 1991-1-5 : Actions générales – Actions thermiques (mai 2004) et NF EN 1991-1-5/NA (février 2008) ;

NF EN 1991-2 : Actions sur les ponts dues au trafic (mars 2004) et NF EN 1991-2/NA (mars 2008) ;

- **Eurocodes 2: Calcul des structures en béton:**

ENV 1992 : Eurocode 2 partie 1-1 « Conception et dimensionnement des structures en béton – Règles générales et règles pour les bâtiments ».

XP ENV 1992-2 : Eurocode 2 partie 2 : « Calcul des structures en béton - Ponts en béton et Document d'Application National ».

V.2 Données relatives à l'environnement et enrobages

Ces conditions d'environnement sont définies dans la norme EN206-1 et sont reprises par l'Eurocode. La norme prévoit plusieurs classes d'exposition. Elles sont classées par type d'agression (par les chlorures, la carbonatation, le gel dégel) et par un degré de sévérité (Annexe 6).

L'enrobage est calculé comme étant la valeur max entre $c_{\min,b}$, $c_{\min,dur}$, et 10mm. $c_{\min,dur}$ dépend de la classe d'environnement et de la classe structurale. L'enrobage nominal c_{nom} est la distance entre le parement et la surface de l'armature la plus proche. L'enrobage nominal doit être calculé pour chaque élément BA, c'est une caractéristique géométrique intrinsèque qui doit être spécifiée sur les plans. $c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$ avec $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Dans notre cas nous avons une classe d'exposition **XC4**. Les enrobages des différentes parties d'ouvrages sont spécifiés dans les notes de calculs en annexe.

V.3 Description des charges et des surcharges

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

V.3.1 Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

V.3.1.1 Les éléments porteurs

Ces charges concernent le tablier seul.

Tableau 2: poids propre tablier

| | Largeur (m) | Epaisseur (m) | Section (m ²) | Poids propre (KN/ml) | | | | |
|----------------------------|----------------|------------------|------------------------------|----------------------|------|--------|------|--------|
| | | | | Valeur nominale | MAX | | MIN | |
| | | | | | Coef | Valeur | Coef | Valeur |
| Tablier (dalle) | 10.7 | 0.8 | 7.1 | 177.50 | 1.35 | 239.63 | 1 | 177.50 |

V.3.1.2 Les éléments non porteurs (Superstructures)

Il s'agit d'éléments Tels que revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité...

Les poids volumiques, ainsi que les tolérances à prendre en compte sont définis par l'eurocode EC1-1-1 « Actions sur les structures ».

Tableau 3: charges superstructure

| Désignations | Poids volumique (KN/m ³) | Epaiss eur (m) | largeur (m) | Valeurs caractéristiques (KN/ml) | | | | |
|-------------------------------------|--|----------------------|----------------|----------------------------------|------|--------|------|--------|
| | | | | Valeur nominale | Min | | Max | |
| | | | | | Coef | Valeur | Coef | Valeur |
| Revêtement étanchéité | | | | | | | | |
| Béton bitumineux | 24 | 0.07 | 9 | 15.12 | 0.8 | 12.096 | 1.4 | 21.168 |
| Etanchéité | 24 | 0.03 | 9 | 6.48 | 0.8 | 5.184 | 1.2 | 7.776 |
| Béton sous BN4 ×2 | 24 | 0.25 | 0.5 | 6 | 1 | 6 | 1 | 6 |
| Eléments non structuraux | | | | | | | | |
| Corniche en Béton ×2 | | | | 7.5 | 1 | 7.5 | 1 | 7.5 |

| | | | | | | | | |
|----------------|--|--|--|--------------|---|-------------|---|---------------|
| Bordures T2 ×2 | | | | 1.72 | 1 | 1.72 | 1 | 1.72 |
| BN4 ×2 | | | | 1.3 | 1 | 1.3 | 1 | 1.3 |
| TOTAL | | | | 38.12 | | 33.8 | | 45.464 |

V.3.2 Charges d'exploitation

Le cahier des charges définit la future destination du pont et du trafic qu'il va devoir supporter. En se basant sur ces données, la chaussée est découpée et un modèle de charge est défini. Ce modèle est quelque part fictif mais il est fait d'une manière à produire le même effet défavorable qu'un trafic réel.

V.3.2.1 Actions du trafic routier (EC1-2 §4)

a- Découpage de la chaussée

La largeur chargeable w est définie entre les bordures. La chaussée est ensuite découpée en voie conventionnelle et aire résiduelle comme suit :

Tableau 4: Nombre et largeur des voies

| Largeur de chaussée " w " | Nombre de voies | Largeur d'une voie | Largeur d'aire résiduelle |
|--------------------------------------|-----------------------------------|--------------------|---------------------------|
| $w < 5,4 \text{ m}$ | $n_1 = 1$ | 3 m | $w - 3 \text{ m}$ |
| $5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$ | $n_1 = 2$ | $\frac{w}{2}$ | 0 |
| $6 \text{ m} \leq w$ | $n_1 = E\left(\frac{w}{3}\right)$ | 3 m | $w - 3 \times n_1$ |

Pour notre ouvrage :

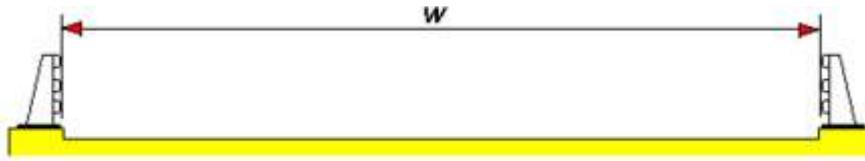


Figure 5: Délimitation de la largeur chargeable

$$n_1 = E \left(\frac{9}{3} \right) = 3m$$

Nous avons donc trois voies conventionnelles d'une largeur 3m et pas d'aire résiduelle car largeur nulle.

L'EC1-2 impose une numérotation des voies. La voie n°1 étant celle qui aura l'effet de chargement le plus défavorable pour l'ouvrage. Dans notre cas, vis-à-vis de la flexion longitudinale de la traverse, la voie dimensionnante est celle la plus proche de la rive. (Cf. Théorie de Guyon-Massonnet).

b- Les modèles de charges

Les modèles de charges peuvent se résumer comme suit :

Tableau 5: Modèles de charges

| Modèle de charges | | Vérification | |
|-------------------|---|--------------|--------|
| | | Générale | Locale |
| 1 |  | ✓ | ✓ |
| 2 |  | ✓ | ✓ |
| 3 |  | ✓ | ✓ |
| 4 |  | ✓ | |

cours de projet de pont - actions

✓ **Modèle de charge 1 (LM1)**

Le modèle de charge 1 définie dans l'EC1-2 regroupe une charge uniformément répartie UDL, ainsi qu'une charge de tandem TS.

L'intensité des charges réparties et du tandem dépendent du numéro des voies. Les valeurs caractéristiques fournis par l'eurocode inclus le coefficient de majoration dynamique.

Tableau 6: Valeurs de base des charges sous essieux LMI

| Emplacement | Tandem | Système UDL |
|------------------------------|-----------------------------------|---|
| | Charges d'essieu Q_{ik} (kN) | q_{ik} (ou q_{rk}) (kN/m ²) |
| Voie n°1 | 300 | 9 |
| Voie n°2 | 200 | 2,5 |
| Voie n°3 | 100 | 2,5 |
| Autres voies | 0 | 2,5 |
| Aire résiduelle (q_{rk}) | 0 | 2,5 |

Les coefficients d'ajustement α_Q et α_q sont définis par l'annexe nationale en fonction de la classe de trafic de l'ouvrage.

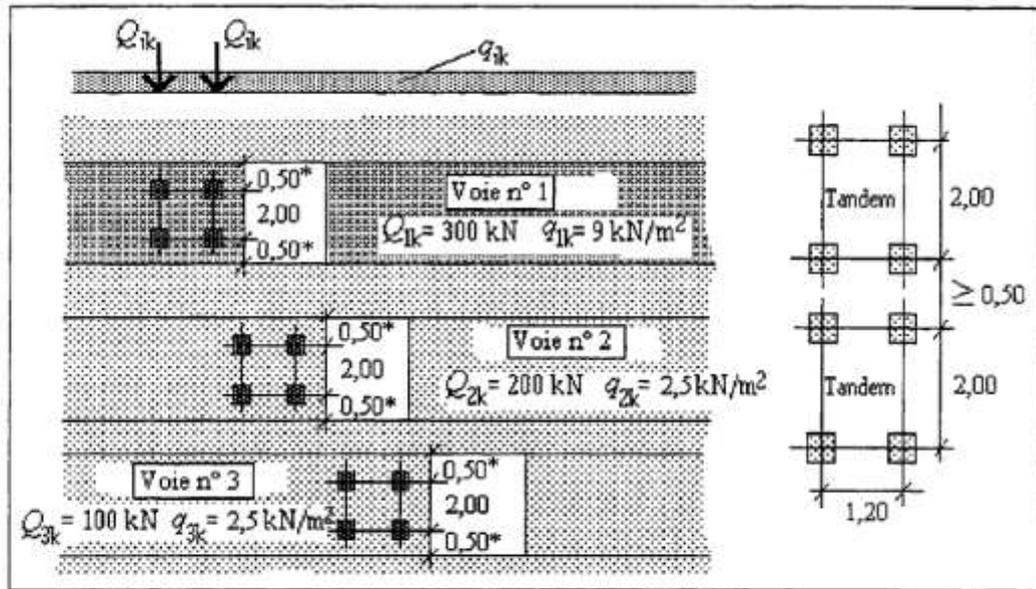
Tableau 7: Valeurs de base des coefficients d'ajustement

| | α_{Q1} | α_{Qi} ($i \geq 2$) | α_{q1} | α_{qi} ($i \geq 2$) | α_{qr} |
|-----------------------|---------------|------------------------------|---------------|------------------------------|---------------|
| 1 ^e classe | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 2 ^e classe | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 1 | 1 |
| 3 ^e classe | 0,8 | 0,5 | 0,5 | 1 | 1 |

Dans notre cas nous obtenons :

| coefficient d'ajustement | α_{Q1} | α_{Qi} ($i \geq 2$) | α_{q1} | α_{qi} ($i \geq 2$) | α_{qr} |
|--------------------------|---------------|------------------------------|---------------|------------------------------|---------------|
| | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 1 | 1 |

Il faut noter que le nombre de tandem par voie est fixe a un tandem complet, circulant dans l'axe de la voie.



* Pour $w_1 = 3,00$ m

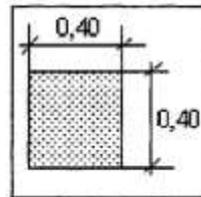


Figure 6: Surface d'impact du model de charge LM1

✓ **Modèle de charge 2 et 4 (LM2 et LM4)**

Le modèle de charge 2 se compose d'une charge d'essieu unique et le modèle de charge 4 représenté le chargement de la foule par une charge uniformément répartie.

Dans notre cas, ces modèles ne sont pas dimensionnant. Nous ne les prenons donc pas en compte.

✓ **Modèle de charge 3 (LM3)**

Ce modèle de charge permet de prendre en compte les véhicules spéciaux (convoi exceptionnel

Et/ou convoi militaire). La définition des véhicules spéciaux (Annexe A de l'EC 1991-2) n'est pas

Applicable au Cameroun. L'annexe nationale propose de se référer soit aux véhicules spéciaux types définis par la réglementation française, soit de définir, dans le projet, les

caractéristiques des véhicules spéciaux pouvant emprunter l'ouvrage. Cependant le marché ne prescrivant pas de convoi de ce type, nous ne les prendrons pas en compte dans le dimensionnement.

Diffusion des charges concentrées

La diffusion à travers les revêtements et les hourdis des charges verticales s'effectue à 45° jusqu'au niveau du plan moyen de la membrure supérieure sous-jacente

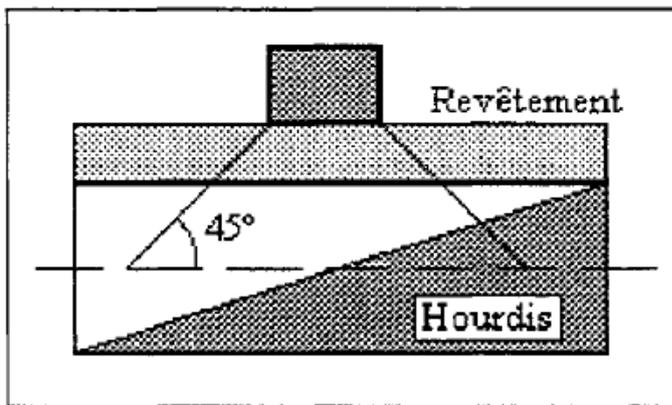


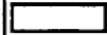
Figure 7: Diffusion des charges concentrées à travers les revêtements et le hourdis

✓ Actions à composantes multiples

Les actions précédentes sont regroupées lors de combinaisons tel que présenté ci-dessous :

Tableau 8: Détermination des groupes de charges de trafic

| | | CHAUSSEE | | | | TROTTOIRS ET PISTES CYCLABLES | |
|-----------------------|-----------|---------------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| Type de charge | | Forces verticales | | | Forces horizontales | | |
| Référence | | 4.3.2 | 4.3.4 | 4.3.5 | 4.4.1 | 4.4.2 | |
| Système de chargement | | Système principal de chargement | Véhicules spéciaux | Charge de foule | Forces de freinage et d'accélération | Forces centrifuges | |
| | | Charges verticales seulement | | | | | |
| | | 5.3.2-(1) | | | | | |
| | | Charge uniformément répartie | | | | | |
| Groupes de charges | gr1 | Valeurs caractéristiques | | | (*) | (*) | Valeur réduite (**) |
| | gr2 | Valeurs fréquentes (*) | | | Valeur caractéristique | Valeur caractéristique | |
| | gr3 (***) | | | | | | Valeur caractéristique (**) |
| | gr4 | | | Valeur caractéristique | | | Valeur caractéristique (**) |
| | gr5 | Voir 4.3.4 | Valeur caractéristique | | | | |

 Composante d'action dominante (appelée composante associée au groupe).

(*) Sauf spécification différente dans les règles de calcul ou autres normes.

(**) Voir 5.3.2.1(3). Un seul trottoir est chargé si son effet est plus défavorable que l'effet de deux trottoirs chargés.

(***) Ce groupe est sans objet si gr4 est à prendre en compte.

c- Forces de freinage

L'EC1-2 propose de prendre en compte une force de freinage Q_{lk} , dépendant du chargement TS et

UDL de LM1. L'intensité de cette force est bornée a $180\alpha_{Q1} < Q_{lk} < 900KN$

$$Q_{lk} = 0,6 \alpha_{Q1} (2 Q_{lk}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{lk} w_1 L$$

Nous devons aussi prendre en compte des forces latérales Q_{trk} , dues au freinage en biais ou au dérapage représentant 25% de la force de freinage. Ces deux actions sont considérées simultanément.

Dans notre cas, on obtient $Q_{lk} = 365.58 \text{KN}$
et $Q_{trk} = 91.395 \text{KN}$

d- Choc des poids lourd sur les piles

Sauf spécification différente, en l'absence d'une analyse de risque appropriée, la force d'impact des véhicules routiers contre des piles est égale à **1000KN** dans la direction du mouvement du véhicule, ou à **500KN** perpendiculairement à cette direction. Elle agit à **1,25 m** au-dessus du niveau du terrain adjacent.

Nous considérons donc la valeur de **500KN**, car nos appuis intermédiaires sont des piles voiles.

V.3.2.2 Actions thermiques (EC1-1-5 §6)

Les variations journalières et saisonnières de température à Douala ne sont pas significatives. L'action du gradient thermique ne sera donc pas prise en compte dans le calcul de la structure. Cependant les variations uniformes de température seront considérées pour le calcul du souffle des joints.

Données :

| | | | |
|-------------|----------------------------------|-----------|----|
| $T_{e,max}$ | : Température effective maximale | 32 | °C |
| $T_{e,min}$ | : Température effective minimale | 23 | °C |
| T_0 | : Température effective probable | 10 | °C |

Composante uniforme de température (Valeurs caractéristiques):

| | | | |
|----------------------|--|------------|----|
| $\Delta T_{N,exp}$: | étendue des variations positives de la température effective | 22 | °C |
| $\Delta T_{N,con}$: | étendue des variations négative de la température effective | -13 | °C |
| ΔT_N : | étendue totale des variations de la température effective | 9 | °C |

L'étude des joints se fera avec la valeur de 22°C, majorée de 20°C pour tenir compte de l'incertitude de la valeur de température effective probable.

V.3.2.3 Actions du vent (EC1-1-5 §6)

Le vent est considéré comme agissant sur le tablier dans 3 directions. Cependant la composante verticale n'est pas souvent la plus gênante du fait de la résistance suffisante du poids propre du tablier. On doit donc surtout considérer le vent agissant sur les faces latérales du tablier, et indirectement sur les appareils d'appui.

La zone du projet ne présente pas de vent suffisamment contraignant. L'action du vent ne sera pas déterminante dans le dimensionnement.

V.3.2.4 Charges sur remblais (EC1-2 §4.9)

L'EC1-2 recommande d'utiliser le modèle de charge LM1 pour charger la chaussée située derrière les Culées. L'annexe nationale précise que les charges UDL et TS sont réduites de 30% et que la charge de tandem peut être remplacée par une charge uniformément répartie sur une surface rectangulaire de 3m de large sur 2.20m de long.

D'après les recommandations du dossier pilote du SETRA Ponts-Cadres en Béton armé aux états limites, le calcul de la poussée des terres (pour les culées) s'effectue avec une fourchette pour la valeur de K_a . La valeur du coefficient de poussée mini est de 0.25 et sa valeur maxi est 0.5.

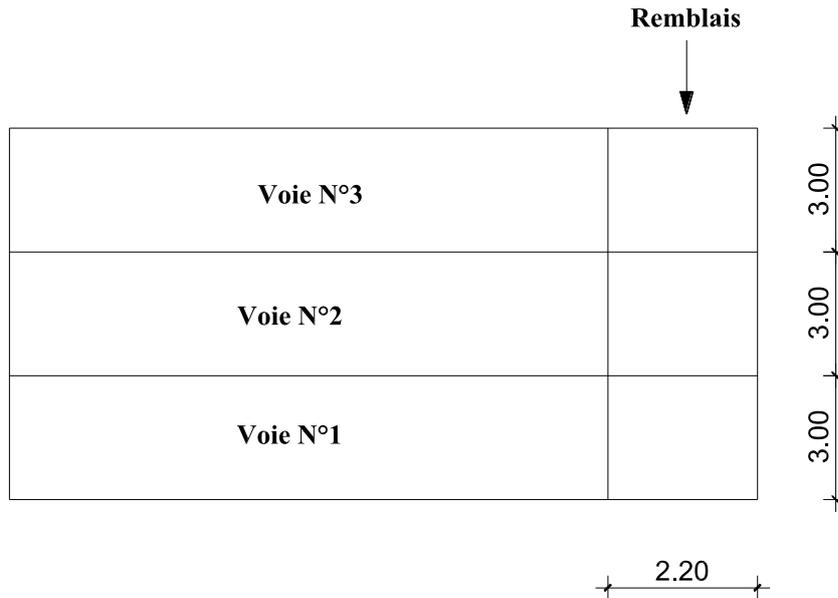


Figure 8: Surface d'influence charges sur remblais

Nous obtenons $q_r=38,70 \text{ KN/m}^2$

V.3 calcul des sollicitations du tablier

Le tablier comporte trois travées intermédiaires de 22m chacune et deux travées de rive de 12,5m, et repose sur des voiles (piles et culées). La constance de l'inertie de la section et le fait que la dalle porte dans un seul sens nous permet donc de pouvoir l'étudier comme une poutre continue.

Le tablier présente une courbure en plan de rayon $R = 500\text{m}$.

La portée angulaire est donc :

$$\alpha = \frac{L}{R} = \frac{91}{500} = 0.182\text{rd} < 0.3\text{rd} \quad \text{la courbe est donc négligeable}$$

et l'angle de biais mécanique au droit des appuis vaut :

$$\varphi = 100\text{grades} > 70\text{grades}$$

Conformément aux prescriptions du **guide de conception des ponts-dalles** du SETRA (Juillet 1989), le tablier peut donc être calculé par la méthode **Guyon-Massonnet-Barès**

Les sollicitations sont d'abord calculées pour chaque cas de charge à partir du logiciel de calcul de structures plane « **PYBAR** ». Les moments et efforts tranchants obtenus constituent une base qui sera complétée par la prise en compte de la répartition transversale des surcharges.

V.3.1 Sollicitations de base (sur PYBAR)

Les moments Max sont obtenus en chargeant uniquement la travée concernée, en tenant compte des positions les plus défavorables. Les moments Min, en chargeant les travées adjacentes.

V.3.2 Coefficients de répartition transversale (CRT)

La méthode GUYON- MASSONNET est l'une des multiples méthodes pratiques utilisées pour calculer les structures composées de dalles pleines ou de grillage de poutre multiples sous chaussées.

Le comportement de la structure est défini par la connaissance de deux paramètres fondamentaux que sont : le paramètre d'entretoisement et le paramètre de torsion.

Connaissant donc ces deux paramètres, on se sert des tables de MASSONNET [tous retrouvable dans le livre (OUÉZDOU, 2012)]

V.3.2.1 principe général de la méthode:

1°/ Dans le sens Longitudinal

- a) Calcul des moments fléchissant des charges permanentes G à mi travée.
- b) Calcul des moments fléchissant dus aux surcharges roulantes en utilisant les lignes d'influence « Longitudinales »
- c) Calcul des coefficients de Répartition transversal pour les charges roulantes:
 - K_a moy en ce qui concerne le moment fléchissant M_x .

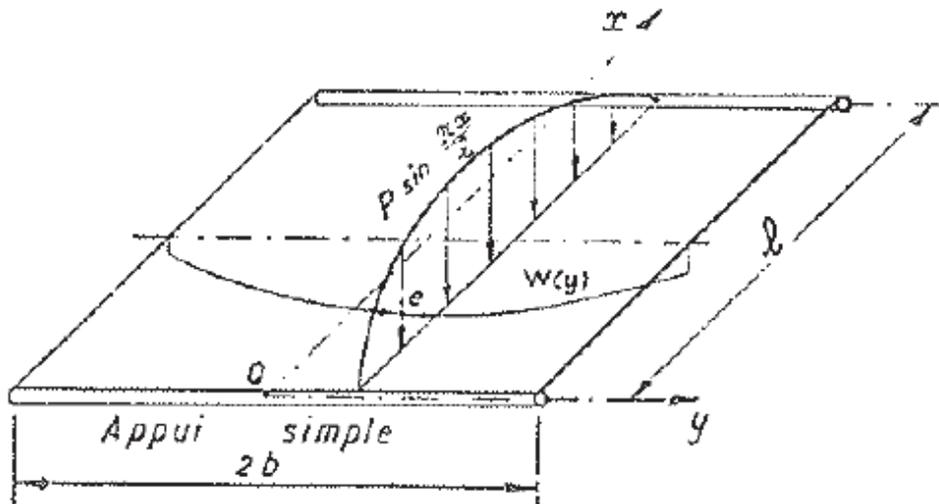


Figure 9: Schémas de principe, répartition transversale

V.3.2.2 Récapitulatif des sollicitations de base :

| Surcharges | cas de charge le plus défavorable | Moment max (MN.m) | Moment min (MN.m) | Effort tranchant max(mN.m) |
|------------|-----------------------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|
| UDL | 3 voie chargées | 9.656 | -4.906 | 3.26 |
| TS | 3 voie chargées | 3.585 | -1.252 | 0.574 |

Les sollicitations ci-dessus sont divisées par 8 pour obtenir les sollicitations par section. Les moments de base obtenus précédemment sont ensuite multipliés par les coefficients correspondant pour chaque fibre longitudinale étudiée.

V.3.2.3 Tableau des moments max pour chaque section (MN.m)

Tableau 9: moments Max par section de tablier

| Surcharge | Moment par section (MN.m) | Position 0b | | Position b/4 | | Position b/2 | | Position 3b/4 | | Position b | |
|-----------|---------------------------|-------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|---------------|-----------------|------------|-----------------|
| | | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} |
| UDL | 1.21 | 0.392 | 0.47 | 0.371 | 0.45 | 0.352 | 0.42 | 0.334 | 0.40 | 0.317 | 0.38 |
| TS | 0.45 | 0.441 | 0.20 | 0.419 | 0.19 | 0.398 | 0.18 | 0.379 | 0.17 | 0.360 | 0.16 |

V.3.2.4 Tableau des efforts tranchants max pour chaque section (MN)

Tableau 10: Efforts tranchant Max par section de tablier

| Surcharge | Moment par section (MN.m) | Position 0b | | Position b/4 | | Position b/2 | | Position 3b/4 | | Position b | |
|-----------|---------------------------|-------------|------------------|--------------|-------------------------------|--------------|-------------------------------|---------------|-------------------------------|------------|------------------|
| | | CRT | V _{max} | CRT | V _{max} _x | CRT | V _{max} _x | CRT | V _{max} _x | CRT | V _{max} |
| UDL | 0.41 | 0.392 | 0.16 | 0.371 | 0.15 | 0.352 | 0.14 | 0.334 | 0.14 | 0.317 | 0.13 |
| TS | 0.07 | 0.441 | 0.03 | 0.419 | 0.03 | 0.398 | 0.03 | 0.379 | 0.03 | 0.360 | 0.03 |

V.3.2.5 Tableau des moments min par section (MN.m)

Tableau 11: Moments Min par section de tablier

| Surcharge | Moment par section (MN.m) | Position 0b | | Position b/4 | | Position b/2 | | Position 3b/4 | | Position b | |
|-----------|---------------------------|-------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|---------------|-----------------|------------|-----------------|
| | | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} |
| UDL | -0.61 | 0.392 | -0.24 | 0.371 | - | 0.352 | - | 0.334 | - | 0.317 | - |
| TS | -0.16 | 0.441 | -0.07 | 0.419 | 0.07 | 0.398 | 0.06 | 0.379 | 0.06 | 0.360 | 0.06 |

V.4 Combinaisons

➤ Critère de l'ELU (sécurité structurale)

Combinaisons fondamentales

En désignant par $G_{kj,sup}$ l'ensemble des actions permanentes défavorables et par $G_{kj,inf}$ l'ensemble des actions permanentes favorables, elles s'écrivent :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (1,35G_{kj,sup} + 1,00G_{kj,inf}) \right\} + \gamma_p P + \begin{cases} 1,35(TS + UDL + q_{fk}^*) + 1,5 \text{Min}(F_w^* ; 0,6F_{wk}) \\ 1,35gr_i \quad i=1b,2,3,4,5 \\ 1,5T_k + 1,35(0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}^*) \\ 1,5F_{wk} \\ 1,5Q_{Sn,k} \end{cases}$$

Avec :

TS : charge routière de type tandem ; UDL : charge routière de type répartie uniforme,

q_{fk} : charge uniforme de trottoir,

gr_i : groupe de charge i, cette notion permet de définir les combinaisons des différents modèles de charge,

F_w : action du vent. On distingue F_w^{*} l'action du vent en présence de trafic et F_{wk} l'action du vent sans trafic,

T_k : action de la température.

➤ **Critère de l'ELS (durabilité de la structure)**

Combinaisons caractéristiques :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) \right\} + P_k + \begin{cases} (TS + UDL + q_{fk}^*) + \text{Min}(F_w^* ; 0,6F_{wk}) \\ gr_i \quad i=1a,2,3,4,5 + 0,6T_k \\ gr1b \\ T_k + (0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}^*) \\ F_{wk} \\ Q_{Sn,k} \end{cases}$$

Combinaisons fréquentes :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj, \text{sup}} + G_{kj, \text{inf}}) + P_k \right\} + \begin{cases} (0,75TS + 0,4UDL) + 0,5T_k \\ 0,75gr1b \\ 0,75gr4 + 0,5T_k \\ 0,6T_k \\ 0,2F_{Wk} \\ 0,5Q_{Sn,k} \end{cases}$$

Combinaison quasi permanente :

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj, \text{sup}} + G_{kj, \text{inf}}) + P_k + 0,5T_k$$

Ainsi rangées par ordre d'agressivité décroissante, toutes ces combinaisons sont à considérer dans la mesure où leur sont associés des critères de vérification différents, ce qui est le cas pour la flexion.

V.5 Réactions d'appuis

La descente de charge effectuée à partir du logiciel **PYBAR** nous donne :

Tableau 12: réactions d'appuis

| Appuis | Réactions d'appuis | |
|--------------------|-----------------------|--------------------------|
| | ELU fondamentale (KN) | ELS caractéristique (KN) |
| C0 & C5 | 4425 | 3278 |
| P1 & P4 | 8859 | 6562 |
| P2 & P3 | 9221 | 6831 |

V.6 Etudes de la précontrainte

Les calculs sont principalement basés sur le support de cours de l'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES de 2007, par : Gilles CAUSSE – Emmanuel BOUCHON – Pascal CHARLES

V.6.1 Méthode de précontrainte :

➤ Post-tension :

Elle consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos.

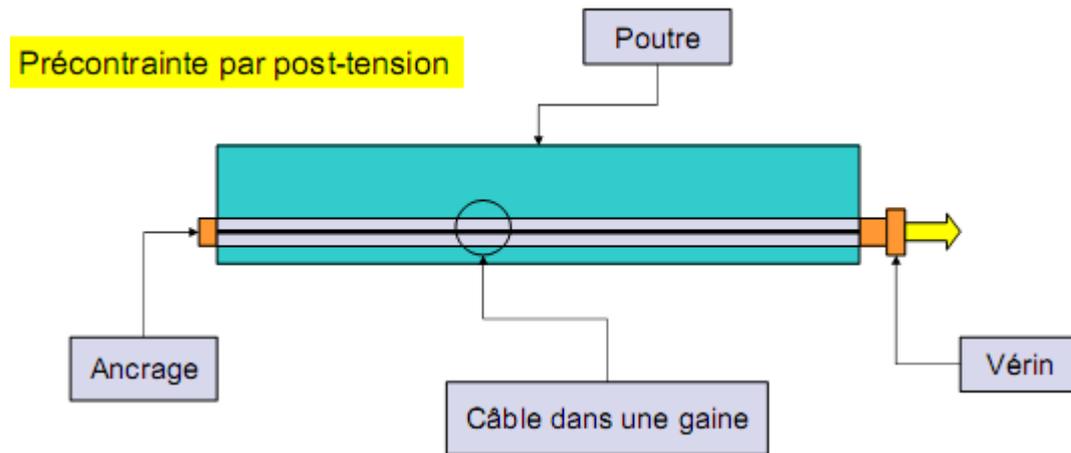


Figure 10: Schémas de principe de la précontrainte par post tension

La longueur du pont étant supérieure à 50m, on aura besoin de deux ancrages actifs, sinon les pertes deviennent trop importantes. On disposera de coupleurs de type Freyssinet K, au droit de joints de construction situés à 31 mètres de chaque appui de rive. Ces joints constituent des zones de fragilité et doivent donc être situés dans des sections de faible moment. Il sera en plus prévu un renforcement de la zone de proximité des joints, par des aciers passifs de traction. Les coupleurs permettent d'assurer l'ancrage actif du câble primaire et donc la continuité des câbles.

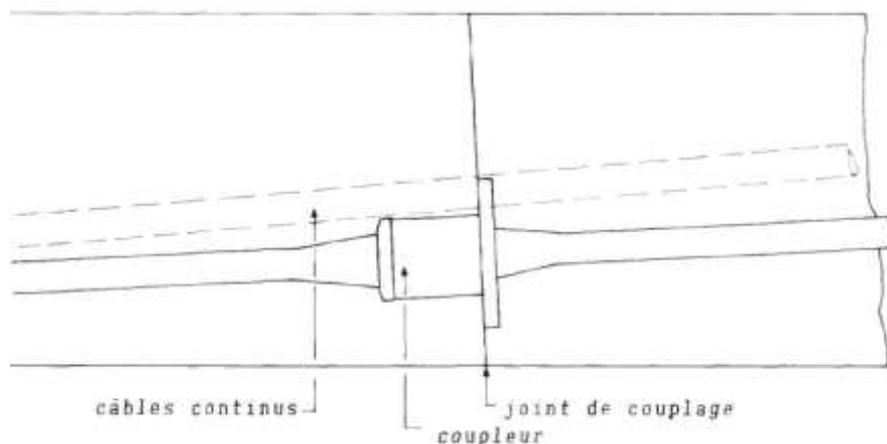


Figure 11: schéma de principe des coupleurs.

La zone d'about du tablier nécessite une attention particulière du fait des efforts concentrés de mise en tension des câbles de précontrainte. On va donc prévoir une longueur d'about au moins égale à :

$$L_a = 0.5(1 + |\cot g\varphi|) = 0.5 \times (1 + |\cot g90|) = 0.5\text{m}$$

Φ étant l'angle de biais géométrique qui vaut 100grades dans notre cas.

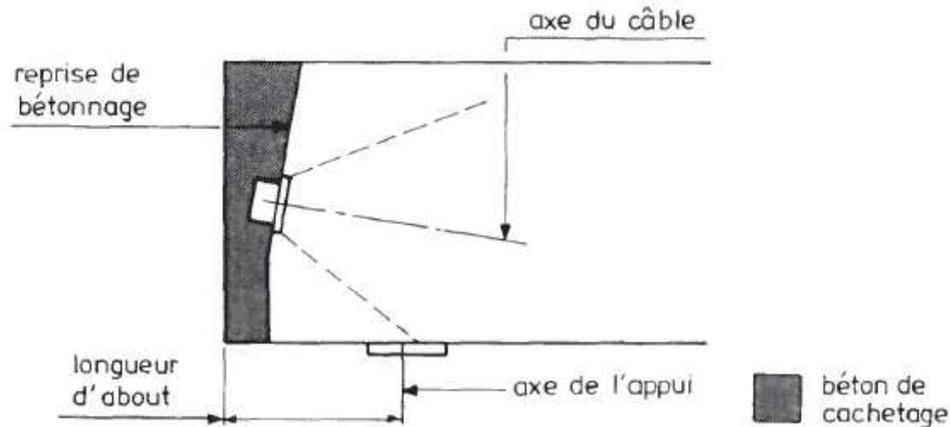


Figure 12: schéma de principe zone d'about

V.6.2 Dimensionnement de la précontrainte

Sollicitations de dimensionnement du tablier (ELU) :

| | |
|-------------------------------|-------------------|
| Moment fléchissant Max | 11.86 MN.m |
| Effort tranchant Max | 4.88 MN |
| Moment fléchissant Min | 1.40 MN.m |

La section est sous-critique et l'effort de précontrainte est $P = 41.9668\text{MN}$ avec une excentricité $e_0 = -0.17\text{ m}$. On obtient donc un pourcentage de perte de **15.65%** et la tension d'un câble après déduction des pertes totales vaut $\sigma_p = 2741.50\text{MPa}$. L'effort dans un câble est alors $P_k = 4.2930\text{ MN}$, ce qui nous fait **10 câbles 12T15S**. Les câbles seront tendus à travers des gaines de diamètre $\Phi l = 80\text{mm}$ et d'épaisseur $e = 0.4\text{mm}$.

La mise en tension des câbles de précontrainte se fera en 2 phases, à 15 et à 30 jours. Il faut donc vérifier les contraintes dans le béton à la date de mise en tension de la première de câble qui a lieu à 15 jours. Il s'agit de la phase 1 et de la moitié des câbles. A ce stade, la seule

action à considérer est le poids propre du tablier et seules les pertes instantanées sont à prendre en compte.

Les aciers passifs sont calculés à l'ELU et on obtient dans le sens transversale une section théorique $A_t = 41.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et on choisit **9 HA 25 /ml**. Dans le sens longitudinal on aura comme section théorique $A_s = 6.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et on choisit **6 HA 12 /ml**.

V.7 Appuis de l'ouvrage

V.7.1 Appuis intermédiaires (piles voiles)

Le choix du type des piles fait appel à quatre critères:

- Critères géométriques.
- Critères mécaniques.
- Critères économiques.
- Critères esthétiques.

Pour les raisons qui suivent, on adopte des piles de type **Pile Voile** :

- Géométrique : L'ouvrage franchit une route nationale dans un site terrestre.
- Mécanique : Ce type est favorable mécaniquement « résistance de la structure elle-même et la bonne résistance aux chocs des véhicules par à port aux futs ». Il permet également d'éviter les tassements différentiels sur une même ligne d'appui.
- Economique : Cette solution permet de gagner du poids d'armature puis que la section du béton est importante et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par le voile puis la semelle, de plus la hauteur de l'ouvrage n'est pas trop importante.

Les piles sont donc des voiles de section constante et rectangulaire, plus résistants aux chocs de véhicules que les colonnes. Ils sont recommandés dans les cas des ponts routes. La largeur de la partie centrale du tablier (hors encorbellement) est sensiblement égale à 5m. Alors pour notre cas on adopte un voile simple avec une largeur de « **5.00 m** ». L'épaisseur de prédimensionnement est de l'ordre de « **E = 60cm** ». Après les calculs, il s'avère que pour cette épaisseur, la section d'enrobage n'est pas vérifiée. Nous prendrons donc **E = 80 cm**. La

hauteur de la pile est variable du fait de la courbure du tablier (voir profil en long en annexe 3).

Les piles sont soumises à des actions verticales et horizontales. L'action du freinage des poids lourd est la plus contraignante des actions horizontales. La section est vérifiée en compression simple, du fait du caractère variable des forces de freinage et en flexion simple à l'ELU.

Pour une section d'acier de **19.8cm²/ml**, le choix d'armature retenu est donc **10 HA16/ml**, à disposer sur chaque face du voile

V.7.2 Appuis de rive (culées)

Notre ouvrage se situe sur la continuité de remblais d'accès. Nous optons alors pour le type culées remblayées.

V.7.2.1 Dimensionnement du mur de front

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de sa fonction mécanique et sa fonction technique.

Le choix du type de culée nous est imposé par la fonction technique de l'ouvrage. Nous aurons donc des culées remblayées avec les dimensions suivantes :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 80 cm à 120 cm selon la hauteur de culée. Son épaisseur (e) en tête est imposée par le nécessité de loger les appareils d'appuis, et l'about de la poutre.

$$e = 1.20m$$

La hauteur totale du mur de front sera de 4,8m. Le voile sera encastré à travers des fondations profondes (2 files de pieux) qui assureront une certaine résistance et rigidité aux culées. De ce fait pas besoin de vérifier la stabilité au renversement, glissement ou poinçonnement.

Le dimensionnement se fera en flexion composée, à l'ELU.

Outre les efforts de compression provenant de son poids propre et de celui des murets (qui seront négligées), le mur de front supporte un moment fléchissant résultant des poussées de

terre et des surcharges sur remblai d'accès. Il est calculé comme un mur de soutènement en le supposant encastré dans la semelle (ADETS, 2005).

➤ **Récapitulatif des sollicitations**

| | Côtes | Moments (KN.m) | Effort tranchant: VU(x) (KN.m) |
|-------------|--------------|-----------------------|---|
| H/3 | 1.52 | 26.59 | 127.78 |
| 2H/3 | 3.03 | 161.32 | 324.96 |
| H | 4.55 | 486.63 | 591.56 |

Pour une section d'acier de **16.27cm²/ml**, le choix d'armature retenu est donc **8 HA16/ml**.

Le plan de ferrailage se trouve en annexe 3

V.7.2.2 Dalle de transition

Il est souvent très difficile de bien compacter le remblai se trouvant juste à l'arrière des culées. Il en résulte des tassements dans ce remblai qui créent des « escaliers » entre le niveau du remblai et le tablier. Ces escaliers, sont non seulement dangereux pour l'ouvrage car augmentent l'effet dynamique, mais aussi pour l'usager (SETRA, 1984). La dalle de transition sert donc de passerelle entre la partie de remblai compactée et le tablier. Elle est calculée comme une poutre sur deux appuis, soumises aux surcharges routières.

Le rôle de la dalle de transition se résume essentiellement à la limite des déformations dues aux tassements éventuels. La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage). La largeur est prise égale à celle du tablier soit **10.7m**. La longueur est de **3m** et l'épaisseur de **30cm**.

Le calcul est mené selon les prescriptions du SETRA dans le guide « *Dalles de transition des ponts-routes-Technique et réalisation* » (octobre 1984).

- Elle est calculée comme une poutre sur deux appuis reposant d'une part sur le corbeau d'appui et d'autre part sur le remblai (sur 60cm de remblai);
- Elle est soumise aux surcharges provenant du système des essieux tandem TS ;
- Les calculs sont menés à l'ELU

➤ **Armatures de la dalle**

| Moment (KN.m) | section théorique (cm²) | Section minimale (cm²) | Choix (par ml) | Section réelle (cm²) |
|----------------------|---|--|-----------------------|--|
| 44.72 | 14.771 | 4.07 | 10HA14 | 15.39 |

V.7.2.3 Corbeau d'appui

Il sert principalement d'appui à la dalle de transition.

Étant donné le fait que sa hauteur soit plus grande que sa portée celui-ci est considéré comme encastré dans le mur de front. Il a donc une longueur de **L=0.75m**.

Pour le calcul des armatures du corbeau d'appui, étant donné le fait que l'on a une charge de calcul extrêmement petite nous allons nous référer au ferrailage type proposé par le dossier pilote PP73.

V.7.2.4 Mur Garde-Grève :

Est un mur destinée à isoler le tablier de contact de remblai et il s'agit d'un voile en béton armé, construit après achèvement du tablier (pour faciliter le lancement de travées métalliques ou la mise en tension de câbles de précontrainte) par reprise de bétonnage Sur le sommier. Il doit résister aux efforts de poussée des terres et aux surcharges dues au remblai. Son épaisseur vaut **e = 25cm**. La hauteur **H = 1.05m** tient compte de l'épaisseur du tablier et celle des bossages et appareils d'appui.

Comme pour le cas du corbeau nous allons nous référer au dossier pilote PP73 du SETRA, qui nous donne aussi des dispositions constructives types pour le mur de garde grève.

V.7.2.5 Murets-cache

Ils sont très peu sollicité il sera donc disposé des sections d'armatures minimales conformément aux prescriptions du dossier pilote PP 73.

V.7.2.6 Murs en retour

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation éventuelle des barrières. Ils sont

encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans la partie arrière. Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès du pont.

Les murs en retour ont pour rôle essentiel de retenir les terres du remblai d'accès. Ils se comportent donc comme des ouvrages de soutènement. Ils sont conçus encastrés à la fois dans le mur de front et dans la semelle de la culée. Ils ont été préférés aux murs en ailes désolidarisés de la culée parce que leur effet stabilisateur est plus grand (CALGARO, 2000). Outre leur poids propre, ils sont soumis aux poussées venant des terres du remblai d'accès et des surcharges sur remblai.

Les murs en retour choisis ont **45 cm** d'épaisseur. Les armatures horizontales sont calculées en flexion simple en supposant le mur en retour encastré dans le mur de front. Le mur a été décomposé en tranches horizontales car les sollicitations dues aux poussées des terres varient avec la profondeur. Le calcul des armatures est fait pour chaque tranche évitant ainsi un surdimensionnement de la structure.

On obtient les sections suivantes :

| Tranche | profondeur (m) | portée (m) | M _G (KN.m) | M _Q (KN.m) | M _u (KN.m) | As | Asmin | Choix (cm ² /ml) |
|---------|----------------|------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------|-------|-----------------------------|
| 1 | 1.17 | 3.5 | 47.30 | 20.21 | 91.14 | 18.214 | 6.78 | 9HA16 |
| 2 | 2.34 | 2.64 | 53.82 | 11.50 | 88.18 | 17.635 | 6.78 | 9 HA16 |
| 3 | 3.51 | 1.9 | 41.81 | 5.96 | 64.50 | 12.977 | 6.78 | 6 HA16 |
| 4 | 4.68 | 1.9 | 55.75 | 5.96 | 83.31 | 16.682 | 6.78 | 8 HA16 |
| 5 | 5.85 | 1.9 | 69.69 | 5.96 | 101.12 | 20.157 | 6.78 | 10 HA16 |

V.7.2.7 Etude de quelques équipements du pont

a- appareils d'appuis

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. Cependant, pour des réactions d'appui

limitées à 12 MN (calculées à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement. Cette valeur correspond à des dimensions en plan de l'ordre de 700 x 700 mm. Au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à pot sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif. Le tablier reposera sur les culées et les piles par l'intermédiaire des appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts verticaux et horizontaux dus aux charges d'exploitation ou aux déformations imposées (SETRA, 2007). Compte tenu des critères de choix d'un appareil d'appuis énoncés ci-dessus, il sera mis en place :

- Au droit des culées, des appareils d'appuis en élastomère fretté de type B avec frettage intermédiaire.
- Au droit des appuis intermédiaires, des appareils d'appuis à pot d'élastomère.

Deux appareils d'appui seront disposés par ligne d'appui, avec un entre axe de 4m.

Nous choisissons les dimensions planes $a=40\text{cm}$ et $b=60\text{cm}$ et en supposant un Enrobage $e=5\text{mm}$ sur le pourtour des feuilles d'élastomère. En choisissant 3 feuillets intermédiaires de 12 mm, les feuillets externes auront 4 mm et les frettes 3mm, pour une hauteur totale de $3 \times 12 + 2 \times 4 + 4 \times 3 = 50\text{mm}$

b- Étude des joints de chaussée

Ce sont des dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure de tablier. Ils permettent aux véhicules de traverser dans de bonnes conditions, et jouent un rôle de régulateur contribuant à diminuer les effets des véhicules lourds.

- Les effets dus à la température ;
- Les effets dus aux déformations différés du béton ;
- Les actions causées par les charges d'exploitation.

On obtient donc une valeur de souffle $S = \Delta L_T + \Delta L_r + \Delta L_f + \Delta L_Q = 88.24\text{mm}$

Le type de joint dépend toujours de la valeur du souffle. Nous choisissons donc un joint de chaussée de type « joint à peigne » en alliage d'aluminium, dont la gamme de souffle va jusqu'à 250mm.

V.8 Fondations de l'ouvrage

La nature des sols du site (voir annexe 4) nous impose l'emploi de fondations profondes pour reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Le calcul des fondations se fait par les méthodes décrites par le Fascicule n°62 Titre V du CCTG, et sur la base de données géotechniques fournies par le laboratoire du projet.

Tableau 13: Synthèse des données et calculs géotechniques

| | Ple* (Mpa) | qu (Mpa) | Type de sol | Qf (MN) | Qpieu (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) |
|-----------|------------|----------|-------------|---------|------------|---------|-----------|
| C0 | 1.360 | 1.496 | Sable B | 3.365 | 10.414 | 53.325 | 38.089 |
| P1 | 1.360 | 1.496 | Sable B | 2.222 | 3.441 | 15.710 | 11.222 |
| P2 | 1.360 | 1.496 | Sable B | 3.389 | 4.564 | 15.962 | 11.401 |
| P3 | 1.727 | 1.356 | Sable B | 3.208 | 4.564 | 15.962 | 11.401 |
| P4 | 1.221 | 0.959 | Sable B | 2.482 | 3.441 | 15.710 | 11.222 |
| C5 | 2.664 | 12.554 | Sable C | 1.979 | 14.533 | 74.413 | 53.152 |

Le dimensionnement des différents groupes de pieux se résume comme suit :

| Appui | C0 | P1 | P2 | P3 | P4 | C5 | Total (ml) |
|-----------------------|----|----|----|----|----|----|------------|
| Longueur de pieux (m) | 32 | 26 | 33 | 33 | 30 | 24 | 936 |
| Nombre de pieux | 6 | 6 | 4 | 4 | 6 | 6 | |

CHAPITRE VII : DEVIS ESTIMATIF DU PROJET

La présente étude étant focalisée sur le pont du futur échangeur de SODIKO, le présent devis ne comprendra donc que les rubriques relatives à l'ouvrage. Le coût des travaux est estimé à **3 260 925 648 FCFA TTC**. Les sous total des prix sont résumés dans le tableau suivant pour les détails des devis, voir Annexe I.

Tableau 14: Récapitulatif devis estimatif

| RECAPITULATIF DEVIS ESTIMATIF | | |
|---|--|----------------------|
| N° | Désignation des lots | Prix total (FCFA) |
| LOT 100 | PREPARATION DES TRAVAUX | 62 744 780 |
| LOT 200 | EPREUVES D'OUVRAGES | 30 950 157 |
| LOT 300 | SONDAGES PRESSIOMETRIQUES | 106 737 000 |
| LOT 400 | FONDATIONS PROFONDES | 704 807 979 |
| LOT 500 | APPUI, DALLES, MURS EN RETOUR, GARDE-GREVE | 107 384 317 |
| LOT 600 | RAMPES D'ACCES | 688 761 273 |
| LOT 700 | TABLIER | 544 104 322 |
| LOT 800 | SUPERSTRUCTURES | 243 327 768 |
| LOT 900 | EQUIPEMENTS | 174 049 451 |
| LOT 1000 | PRECONTRAITE | 71 661 799 |
| Montant H.T: | | 2 734 528 845 |
| Montant T.V.A (19,25%): | | 526 396 803 |
| Montant T.T.C: | | 3 260 925 648 |
| Arrêté le présent devis a la somme de: TROIS MILLIARDS DEUX CENT SOIXANTE MILLIONS NEUF CENT VINGT-CINQ MILLES SIX CENT QUARANTE HUIT FRANC FCA | | |

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude a été consacré à la conception et au dimensionnement d'un pont routier qui permettra la traversée du carrefour giratoire de SODIKO, projeté dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de la ville de Douala. Ce mémoire décrit les étapes principales de l'étude détaillée aux Eurocodes de l'ouvrage en question.

L'étude d'un ouvrage d'art est très complexe, elle fait l'appel à des connaissances approfondies dans plusieurs domaines dont : la géotechnique, la résistance des matériaux, le béton armé, le béton précontraint.

La précontrainte du béton permet de concevoir et dessiner des structures beaucoup plus fines et légères qu'en béton armé. Il s'agit d'un avantage esthétique mais aussi d'un coût direct sur la quantité de matière consommée et indirecte par exemple au niveau des fondations. Inversement, les études sont beaucoup plus complexes et la réalisation plus délicate.

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances en matière d'ouvrage d'art et ceci en complétant la formation acquise au sein du département de génie civil de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE).

En vue de choisir la structure de pont appropriée pour la brèche à franchir, il a été envisagé deux variantes de pont : un pont dalle en béton précontraint (PSI DP) et un pont à poutres précontraintes par adhérence (PRAD). Après une analyse comparative multicritère, la première solution a été retenue comme étant la plus adaptée. Il s'agit d'un pont à une travée hyperstatique de 91 m de portée, reposant sur deux culées remblayées et sur 4 piles voile en béton armé. Cet ouvrage a été calculé manuellement et les études détaillées ont permis d'avoir un tablier de 80 cm de hauteur avec une portée maximale de 22m. L'ouvrage sera fondé sur des groupes de pieux avec une longueur maximale de 33m.

La réalisation de cet ouvrage est estimée à **3 260 925 648 FCFA TTC**.

Tout au long de l'étude de l'ouvrage, certaines erreurs ont été faites et rectifiées, notamment sur l'enrobage et sur l'ordonnée limite du câble de précontrainte, ces erreurs sont formatrices

et nous permettent aussi de juger de l'importance de certains paramètres. Le calcul de l'enrobage réglementaire semble de prime abord peu ou moins important que la détermination des surcharges d'exploitation. Or une valeur trop faible de l'enrobage conduit à un excentrement du câble de précontrainte trop important, ce qui fausse toute l'étude. Les feuilles Excel ont permis une systématisation des calculs qui s'est avéré très utile pour la reprise des calculs après erreurs.

La prise en main des règlements Eurocodes n'est pas toute nouvelle puisque certains de nos cours sont dispensés sur la base de ces nouveaux règlements. Là encore, c'est le niveau de détails exigé qui a été enrichissant et formateur. Les projets de 2iE sont souvent l'équivalent d'une phase avant-projet. Au cours du PFE, la connaissance du règlement a été enrichie car il a fallu l'appliquer dans sa totalité, sans faire d'hypothèses simplificatrices comme en projet d'école.

Cette expérience en milieu professionnel m'a prouvé que la technique et le savoir scientifique sont des bases indispensables aux missions qui nous sont confiées. Une rigueur de calcul mise au service d'un besoin quotidien de compléter ses connaissances techniques, est une qualité dont un ingénieur doit disposer afin de relever les défis auxquels il est confronté.

Enfin, travailler avec les nouvelles normes et les appliquer dans un projet complet ont rendu ce projet de fin d'études particulièrement intéressant. Tout au long de mon analyse, les enseignements suivis lors de mes dernières années ont pu être mis en application d'une façon ou d'une autre, ce qui me semble être un très bon lien vers le monde du travail et de l'entreprise.

BIBLIOGRAPHIE

SETRA (1977) : Piles et Palées (PP73) : Appuis des tabliers, Dossier pilote.

SETRA (1984) : Dalles de transition des ponts routes;

SETRA (1997) : Fondations courantes d'ouvrages d'art, FOND.72, Extraits Fascicules 2-3-4.

SETRA (1989) : Ponts-dalles guide de conception.

SETRA (1996) : Ponts-routes à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence.

SETRA (1999) : Guide du projeteur d'ouvrages d'art-Ponts courants, Bagneux.

SETRA (2007) : Appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, Guide technique.

Ministère de l'équipement, du logement et des transports (1993), Fascicule n°62 Titre V du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, texte officiel.

Ministère de l'équipement, des transports et du tourisme (1993), FASCICULE N° 68 titre 1^{er} : exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil.

NF EN 1990 (Mars 2003) Eurocodes 0 : Bases de calcul des structures.

NF EN 1991-1-4 (Novembre 2005) Eurocode 1 : actions sur les structures - Partie 1-4 : actions générales - Actions du vent.

NF EN 1991-1-5 (Mai 2004) Eurocode 1 : actions sur les structures - Partie 1-5 : actions générales - Actions thermiques

NF EN 1991-2 (Mars 2004) Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic

NF EN 1992-1-1 (Octobre 2005) Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments

BERNARD- GELY, A., and J-A. CALGARO (2000), Conception des ponts, Techniques de l'Ingénieur, (C4500), 2-24.

CALGARO, J-A. (2000), Projet et construction des ponts-Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

MONGI, BEN, OUEZDOU. (2012), Polycopié de l'ENIT de Tunis, Cours d'Ouvrages d'Art, Tome 1 : Conception.

MONGI, BEN, OUEZDOU. (2012), Polycopié de l'ENIT de Tunis, Cours d'Ouvrages d'Art, Tome 2 : Dimensionnement.

Gilles CAUSSE – Emmanuel BOUCHON – Pascal CHARLES (Décembre 2007) : support de cours de béton précontraint de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

DOCUMENT TECHNIQUE UNIFIE B.P.E.L. 91, Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant les méthodes des états limités, Eyrolles, Paris, 1993.

M. FREYSSINET, Béton précontraint-théorie et calculs, Eyrolles, Paris, 1984.

S. MULTON (Juin 2012) : support de cours « BETON ARME Eurocode 2 ».



ANNEXES

ANNEXE I : DEVIS ESTIMATIF DU PROJET

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA

| N° | Désignation | U | Quantité | Prix unitaire HTVA (FCFA) | Prix Total HTVA (FCFA) |
|---|------------------------------|----|-----------|---------------------------|------------------------|
| I- Généralités ouvrages d'art | | | | | |
| LOT 100: PREPARATION DES TRAVAUX | | | | | |
| 101 | Nivellement suivi topo | FT | 1.00 | 8 877 671 | 8 877 671 |
| 102 | Etudes des méthodes | FT | 1.00 | 53 867 109 | 53 867 109 |
| | | | | | 62 744 780 |
| LOT 200: EPREUVES D'OUVRAGES | | | | | |
| 201 | Epreuves d'ouvrages SODIKO | FT | 1.00 | 10 107 953 | 10 107 953 |
| 202 | Dossier de récolement | FT | 1.00 | 20 842 204 | 20 842 204 |
| | | | | | 30 950 157 |
| LOT 300: SONDAGES PRESSIOMETRIQUES | | | | | |
| 301 | Essai préssiométrique | U | 300.00 | 355 790 | 106 737 000 |
| | | | | | 106 737 000 |
| II- Ouvrage d'art Sodiko | | | | | |
| LOT 400: FONDATIONS PROFONDES | | | | | |
| 401 | PV amené et repli matériel | FT | 1.00 | 80 958 899 | 80 958 899 |
| 402 | Mise en place par pieu | U | 14 | 341 449 | 4 780 286 |
| 403 | Forage pieu D1000 | ML | 350.00 | 300 475 | 105 166 250 |
| 404 | Plus-value trépannage | ML | 56.00 | 410 | 22 960 |
| 405 | Béton B30 pour pieu | ML | 936.00 | 310 036 | 290 193 696 |
| 406 | Armatures pieu | KG | 301.78 | 1 974 | 595 720 |
| 407 | Auscultation sonique | ML | 936.00 | 79 216 | 74 146 176 |
| 408 | Recépage du pieu | U | 14 | 341 449 | 4 780 286 |
| 409 | Fouilles pour semelles | M3 | 1 058.82 | 4 873 | 5 159 647 |
| 410 | Comblement Fouilles semelles | M3 | 730.59 | 20 487 | 14 967 561 |
| 411 | Coffrages semelles | M2 | 422.00 | 13 317 | 5 619 774 |
| 412 | Béton B30 semelles | M3 | 324.00 | 158 707 | 51 421 068 |
| 413 | Armatures semelles | KG | 22 997.00 | 1 148 | 26 400 556 |
| 414 | Béton de propreté | M3 | 325.00 | 124 908 | 40 595 100 |
| | | | | | 704 807 979 |
| LOT 500: APPUIS, DALLES, MURS EN RETOUR, GARDE-GREVE | | | | | |
| 501 | Béton B30 appuis | M3 | 233.00 | 158 707 | 36 978 731 |
| 502 | Armatures appuis | KG | 34 950.00 | 1 148 | 40 122 600 |
| 503 | Coffrages soignés | M2 | 526.00 | 20 987 | 11 039 162 |
| 504 | Coffrages architectoniques | M2 | 276.00 | 69 724 | 19 243 824 |
| | | | | | 107 384 317 |
| LOT 600: RAMPES D'ACCES | | | | | |
| 601 | Fouilles pour rampes | M3 | 5 233.00 | 4 873 | 25 500 409 |

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA

| | | | | | |
|---------------------------------|---------------------------------|----|------------|--------------------------------|----------------------|
| 602 | Comblement Fouilles | M3 | 3 970.00 | 20 487 | 81 333 390 |
| 603 | Coffrages semelles | M2 | 261.00 | 13 317 | 3 475 737 |
| 604 | Coffrages ordinaires intérieur | M2 | 1 617.00 | 18 748 | 30 315 516 |
| 605 | Coffrages soignés | M2 | 500.00 | 20 987 | 10 493 500 |
| 606 | Coffrages architectoniques | M2 | 1 617.00 | 69 724 | 112 743 708 |
| 607 | Armatures murs | KG | 32 250.00 | 1 148 | 37 023 000 |
| 608 | Remblais d'accès | M3 | 7 799.00 | 6 023 | 46 973 377 |
| 609 | Béton B30 murs rampes | M3 | 2 148.00 | 158 707 | 340 902 636 |
| | | | | | 688 761 273 |
| LOT 700: TABLIER | | | | | |
| 701 | Cintre y compris passe-chareti | FT | 1.00 | 207 052 438 | 207 052 438 |
| 702 | coffrages soignés | M2 | 1 355.00 | 20 987 | 28 437 385 |
| 703 | Béton B45 tablier | M3 | 657.00 | 158 707 | 104 270 499 |
| 704 | Armatures tablier | KG | 178 000.00 | 1 148 | 204 344 000 |
| | | | | | 544 104 322 |
| LOT 800: SUPERSTRUCTURES | | | | | |
| 801 | Corniche béton | ML | 732.00 | 285 887 | 209 269 284 |
| 802 | chape d'étanchéité | M2 | 882.00 | 29 072 | 25 641 504 |
| 803 | Fil d'eau asphalte gravillonnée | ML | 184.00 | 19 121 | 3 518 264 |
| 804 | Drain hélicoïdal D20 | ML | 184.00 | 10 243 | 1 884 712 |
| 805 | Bossages inférieurs | M3 | 819.00 | 2 708 | 2 217 852 |
| 806 | Bossages supérieurs | M3 | 294.00 | 2 708 | 796 152 |
| | | | | | 243 327 768 |
| LOT 900: EQUIPEMENTS | | | | | |
| 901 | BN4/16 | ML | 732.00 | 184 057 | 134 729 724 |
| 902 | Joint de chaussée S60 | ML | 18.00 | 1 318 696 | 23 736 528 |
| 903 | Joint de trottoir | ML | 3.50 | 203 491 | 712 219 |
| 904 | Appareils d'appui élastomère | M3 | 420.00 | 26 692 | 11 210 640 |
| 905 | Gargouilles | U | 20 | 183 017 | 3 660 340 |
| | | | | | 174 049 451 |
| LOT 1000: PRECONTRAINTTE | | | | | |
| 1001 | Aciers armatures T15 super | KG | 14 144.13 | 3 409 | 48 217 339 |
| 1002 | Corps d'ancrage actifs | U | 20 | 381 222 | 7 624 440 |
| 1003 | Coupleurs | U | 20 | 791 001 | 15 820 020 |
| | | | | | 71 661 799 |
| | | | | Montant H.T: | 2 734 528 845 |
| | | | | Montant T.V.A (19,25%): | 526 396 803 |
| | | | | Montant T.T.C: | 3 260 925 648 |

ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL DETAILLE DE LA VARIANTE DE PONT ADOPTEE

2.1 Description de l'ouvrage

| | | |
|--|-----------------------|----------------------|
| L_{sj} : Portée individuelle maximale | 22 | m |
| L_r : portée travée de rive | 12.5 | m |
| w : Largeur roulable | 9 | m |
| Classe de trafic | 2 | |
| Rayon de courbure en plan de la chaussée | 500 | m |
| Section brute de béton | 7.1 | m² |
| Largeur du tablier | 10.7 | m |
| Largeur équivalente de l'ouvrage | 8.22 | m |
| Nombre de voies | 3 | |
| Largeur d'une voie | 3 | m |
| Largeur d'aire résiduelle | 0 | m |
| Hauteur dalle | h= | 0.8 m |
| hauteur extrémité | h' = | 0.25 m |
| Largeur encorbellement | l₁= | 2.65 m |

2.2 Hypothèses de calcul

Caractéristiques des matériaux :

a. Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. La masse volumique de béton armé $\gamma_b=2,5$ t/m³.

| Eléments | f _{ck} : Résistance caractéristique(MPa) |
|---|---|
| -Dalle précontrainte. | 45 |
| -Culées, dalle de transition -Pieux de fondation. - les bossages. | 30 |
| -Barrières et support de barrières, trottoir et autres éléments. | |

Selon les Eurocodes :

$$f_{cm}(t) = f_{cm} \times \text{Exp}\left(s\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right)$$

s est un coefficient qui dépend du type de ciment :

= 0,20 pour les ciments de classe de résistance CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et CEM 52,5 R (Classe R)

= 0,25 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N)

= 0,38 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 N (Classe S)

f_{cm} : résistance moyenne du béton en compression

$$f_{tk} = 0.30f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \text{Pour des bétons de classe inférieure ou égale à C50/60}$$

$$f_{tk} = 2.12 \ln\left(1 + \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)\right) \quad \text{Pour des bétons de classe supérieure}$$

$$f_{ctm}(t) = f_{tk} \times \text{Exp}\left(s\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right) \quad \text{pour } t \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{ctm}(t) = f_{tk} \times \left(\text{Exp}\left(s\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right)\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{pour } t > 28 \text{ jours}$$

$$E_{cm} = 22 \times 1000 \times \left(\frac{f_{ck} + 8}{10}\right)^{0.3}$$

$$E_{ij} = E_{cmj} = 22 \times 1000 \times \left(\frac{f_{cm}(t) + 8}{10}\right)^{0.3}$$

Pour notre étude :

f_{cm} (t) : Résistance du béton en compression à la date t = **33.82 Mpa**

E_{cm} : Module d'élasticité sécant du béton à 28 jours = **36283.19 Mpa**

E_{cmj} : Module d'élasticité sécant du béton à 15 jours = **33794.23 Mpa**

F_{tk} : Résistance caractéristique du béton en traction = **3.80 Mpa**

f_{ctm} (t) : Résistance du béton en traction à la date t = **3.53 Mpa**

b. Acier de béton armé

| | |
|---|-------------------|
| Classe d'exposition | XC3 |
| Module de déformation élastique (Es) | 200000MPa |
| Poids volumique (γ) | 7850 Kg/m3 |
| Limite élastique : barres lisses(FeE235) (fe) | 235 MPa |
| Limite élastique : aciers haute adhérence (FeE500) (fe) | 500 MPa |

Les valeurs retenues par l'EC4 pour ces coefficients γ sont les suivantes :

| | | |
|--------------------------------|------------------|-------------------|
| Acier de structure | Béton | Armatures |
| $\gamma_a = \gamma_{M0} = 1,0$ | $\gamma_c = 1,5$ | $\gamma_s = 1,15$ |

c. Les câbles de précontrainte

| | | | |
|---|--------------------------------------|-------------------------|------------------------|
| Section à étudier | dalle à encorbellement massif | | |
| type de précontrainte | Intérieure | | |
| Type de conduits (circulaires) | gaines en feillard métallique | | |
| Classe de précontrainte | Classe 2 | | |
| Classe de relaxation | classe 2 | basse relaxation | |
| Classe d'exposition des parements | XC4 | | |
| Ancrages actifs | Aux 2 extrémités | | |
| Type des câbles (fixé) | 12T15 S | | |
| Nombre de phases de construction | 2 phases | | |
| Limite d'élasticité caractéristique des aciers | | | |
| fyk passifs | 500 | | Mpa |
| g glissement à l'ancrage | 6 | | mm |
| ϕ : Coefficient de pertes en ligne | 0.002 | | m⁻¹ |
| f : coefficient de frottement en courbe | 0.18 | | rd⁻¹ |

| | | | |
|-------------------------|---|----------------|-----------------------|
| | Date de la mise en tension de la première famille de | | |
| t | cables | 15 | jours |
| f_{peg} | Limigte d'élasticité | 3540 | Mpa |
| f_{prg} | Classe de résistance /contrainte de rupture garantie | 3975 | Mpa |
| | Module d'élasticité des aciers de | | |
| E_p | précontrainte | 190000 | MPa |
| A_p | Section d'un câble | 150 | mm² |
| ρ₁₀₀₀ | relaxation garantie à 1000 heure | 2.5 | % |
| ΔM | différence de moments | 10.4394 | MN.m |
| Δσ | Variation de contrainte fibre sup | 10.62 | Mpa |
| Δσ' | Variation de contrainte fibre inf | 13.27 | Mpa |
| A_c | Section brute de béton | 7.1025 | m² |
| ε_r | Valeur moyenne de retrait | 0.0002 | |
| γ_s | coefficient partiel de sécurité pour les aciers passifs | 1.15 | |
| f_{yd} | Limite d'élasticité de calcul des aciers passifs | 434.78 | Mpa |

Règlements

Eurocodes 0 : Bases de calcul des structures :

NF EN 1990 : Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures (mars 2003) ;

NF EN 1990/A1 : Annexe A2 – Application aux ponts (juillet 2006) ;

NF EN 1990/A1/NA (décembre 2007) ;

Eurocodes 1 : Actions sur les structures :

NF EN 1991-1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (mars 2003) ;

NF EN 1991-1-4 : Actions générales – Actions du vent (novembre 2005) et NF EN 1991-1-4 /NA (mars 2008) ;

NF EN 1991-1-5 : Actions générales – Actions thermiques (mai 2004) et NF EN 1991-1-5/NA (février 2008) ;

NF EN 1991-1-6 : Actions générales – Actions en cours d'exécution (novembre 2005) et NF EN 1991-1-6/NA (mars 2009) ;

NF EN 1991-1-7 : Actions générales – Actions accidentelles (février 2007) et NF EN 1991-1-7/NA (septembre 2008) ;

NF EN 1991-2 : Actions sur les ponts dues au trafic (mars 2004) et NF EN 1991-2/NA (mars

2008) ;

2.3 Calcul des actions

a. Charge permanente :

- Les éléments porteurs :

Ces charges concernent le tablier seul.

| | Largeur (m) | Epaisseur (m) | Section (m ²) | Poids propre (KN/ml) | | | | |
|------------------------|-------------|---------------|---------------------------|----------------------|------|---------------|------|---------------|
| | | | | Valeur nominale | MAX | | MIN | |
| | | | | | Coef | Valeur | Coef | Valeur |
| Tablier (dalle) | 10.7 | 0.8 | 7.1 | 177.50 | 1.35 | 239.63 | 1 | 177.50 |
| Charges permanentes | | | | | | 285.09 | - | 211.30 |

- Superstructures

| Désignations | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | largeur (m) | Valeurs caractéristiques (KN/ml) | | | | |
|------------------------------|--------------------------------------|---------------|-------------|----------------------------------|------|--------|------|--------|
| | | | | Valeur nominale | Min | | Max | |
| | | | | | Coef | Valeur | Coef | Valeur |
| Revêtement étanchéité | | | | | | | | |
| Béton bitumineux | 24 | 0.07 | 9 | 15.12 | 0.8 | 12.096 | 1.4 | 21.168 |
| Etanchéité | 24 | 0.03 | 9 | 6.48 | 0.8 | 5.184 | 1.2 | 7.776 |
| Béton sous BN4 ×2 | 24 | 0.25 | 0.5 | 6 | 1 | 6 | 1 | 6 |
| Eléments non | | | | | | | | |

| structuraux | | | | | | | | |
|----------------------|--|--|--|--------------|--------------|------|-------------|--------------|
| Corniche en Béton ×2 | | | | 7.5 | 1 | 7.5 | 1 | 7.5 |
| Bordures T2 ×2 | | | | 1.72 | 1 | 1.72 | 1 | 1.72 |
| BN4 ×2 | | | | 1.3 | 1 | 1.3 | 1 | 1.3 |
| | | | | TOTAL | 38.12 | | 33.8 | 45.46 |

b. Actions du trafic routier

- *Modèle de charge 1 (LM1)*

Système TS

La résultante des charges de tandem est donnée par :

$$Q_{TS} = 0.9 \times 2 \times 300 + 0.8 \times 2 \times 200 + 0.8 \times 2 \times 100 = 1020 \text{ KN}$$

La surface d'influence est définie par la largeur **l=2.60m** et la longueur **L=8.00m**

La charge répartie à mi-feuillet du tablier est donc : $q_{TC} = \frac{1020}{2.60 \times 8.00} = 49.04 \text{ KN/m}^2$

Système UDL

La charge répartie résultante du système UDL sur la travée max est :

$$q_{UDL} = 3 \times 0.7 \times 9 + 3 \times 1 \times 2 \times 2.5 = 33.90 \text{ KN/m}^2$$

- *Surcharge sur les remblais*

Pour les deux systèmes de chargement du modèle LM1 nous obtenons :

$$q_r = \left(\frac{1020}{2.2 \times 9} + \frac{33.90}{9} \right) \times 0.7 = 38.70 \text{ KN/m}^2$$

- **Actions horizontales**

Force de freinage longitudinal

Elle se définit par :

$$Q_{fk} = 0,6 \alpha_{Q1} (2 Q_{ik}) + 0,10 \alpha_{Q1} q_{fk} w_1 L$$

$$180\alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{fk} \leq 800 \text{ kN} \leq Q_{fk} \leq 800 \text{ kN}$$

Avec L =portée considérée

Nous obtenons : $Q_{fk} = 0.6 \times 0.9 \times 2 \times 300 + 0.1 \times 0.7 \times 9 \times 3 \times 22 = 365.58 \text{KN}$

Force de freinage transversal

Elle est égal au quart de la valeur de la force de freinage principale soit,
 $0.25 \times 365.58 = 91.395 \text{KN}$

Force centrifuge

Elle se définit par :

| | |
|------------------------------------|-------------------------------------|
| $Q_{tk} = 0,2 Q_v \text{ (kN)}$ | si $r < 200 \text{ m}$ |
| $Q_{tk} = 40 Q_v / r \text{ (kN)}$ | si $200 \leq r \leq 1500 \text{ m}$ |
| $Q_{tk} = 0$ | si $r > 1500 \text{ m}$ |

Avec :

r = rayon de courbure en plan de l'axe de la chaussée (m)

Q_v = poids total maximal des charges concentrées verticales des tandems du système de chargement principal, c'est-à-dire $\sum \alpha_{Qi} (2Q_{ik})$

Dans notre cas le rayon de courbure $r = 500 \text{m}$. On a alors :

$$Q_v = 0.9 \times 2 \times 300 + 0.8 \times 2 \times 200 + 0.8 \times 2 \times 100 + (0.7 \times 9 + 1 \times 2.5 \times 2) \times 3 \times 22 = 1765.80 \text{KN}$$

$$Q_{tk} = 40 \times \frac{1765.80}{500} = 141.26 \text{KN}$$

Choc des poids lourds sur les piles voiles

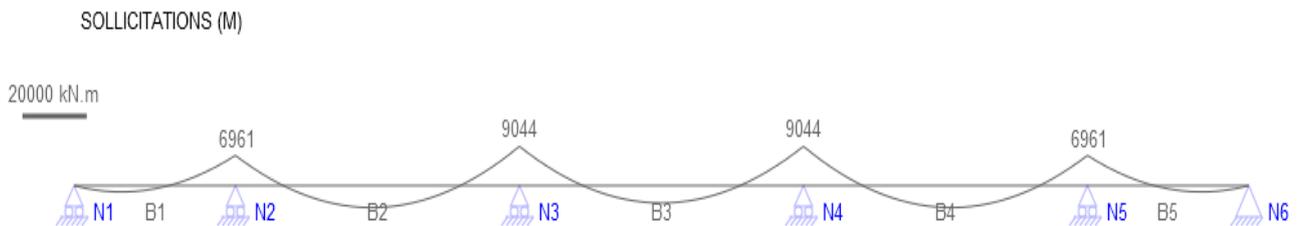
Nous considérons une valeur de **500KN** appliquée à 1.25m du sol sur les piles voiles.

2.4 Calcul des sollicitations

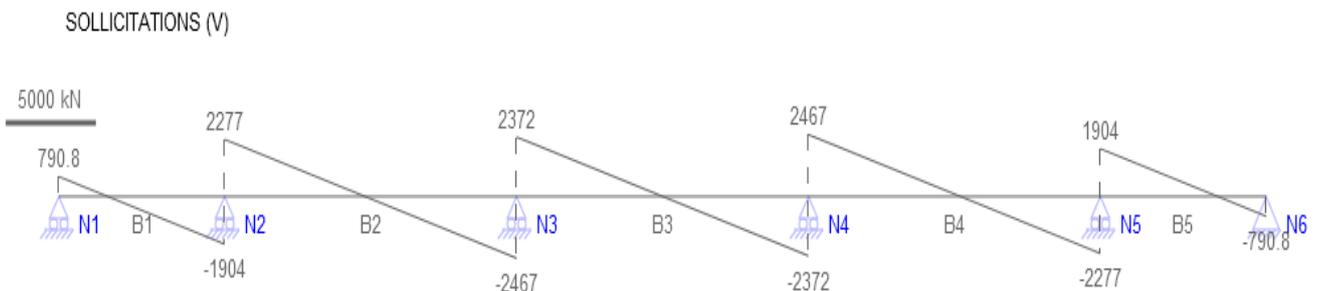
- Sollicitations de base (sur PYBAR)

Moments et efforts tranchants dus aux charges permanentes

➤ Moments :



➤ Efforts tranchants :

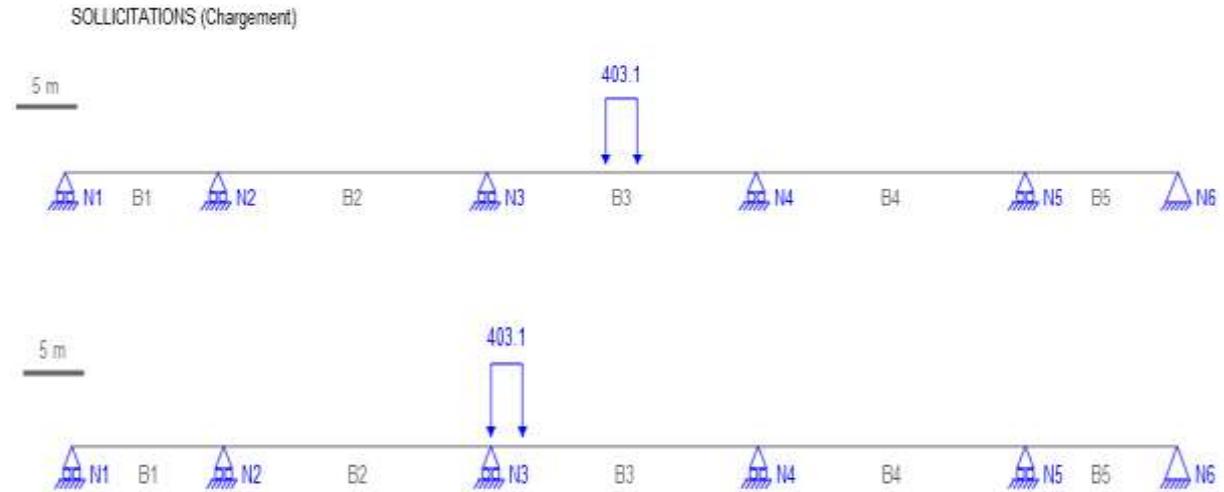


Modèle LM1

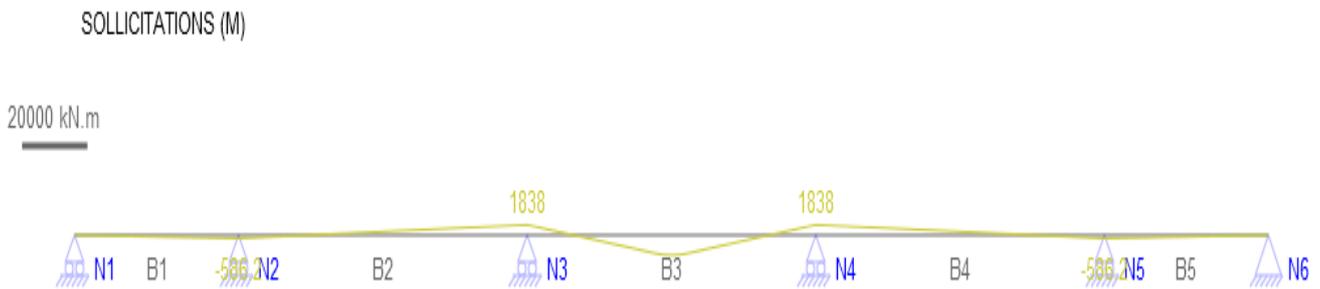
➤ Système TS

Modélisation chargements pour le moment Max en travée et l'effort tranchant max:

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA



Moments Max en travée:

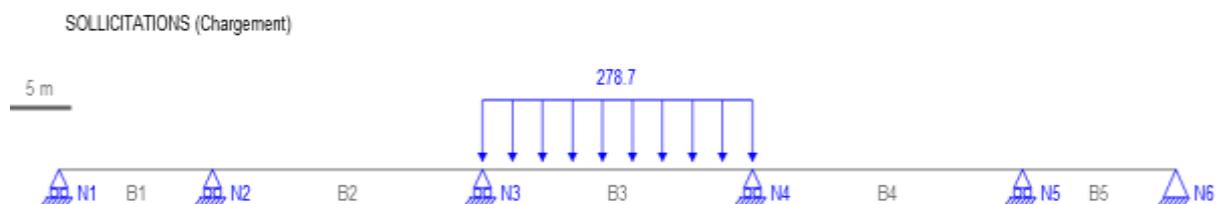


Effort tranchant max :

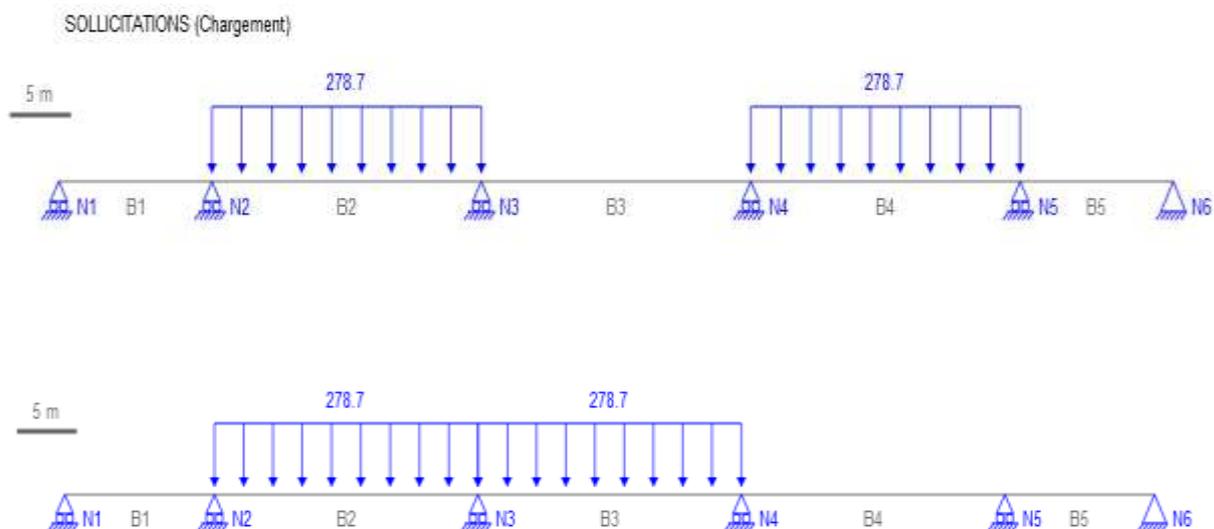


➤ **Systeme UDL**

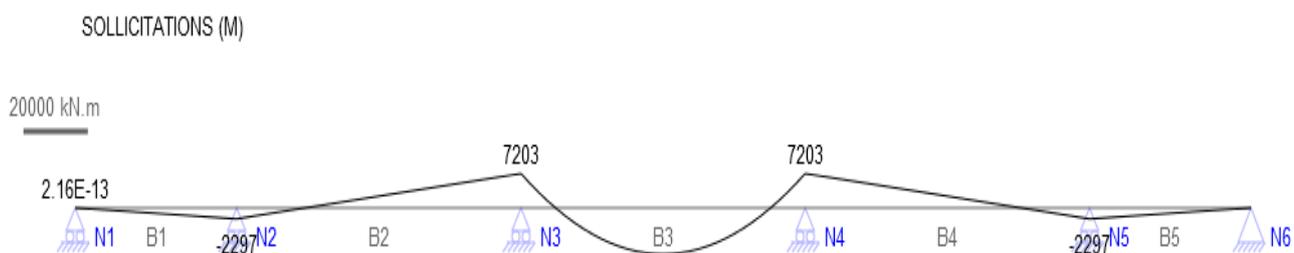
Modélisation chargement pour Moments Max et Min en travée et l'effort tranchant Max:



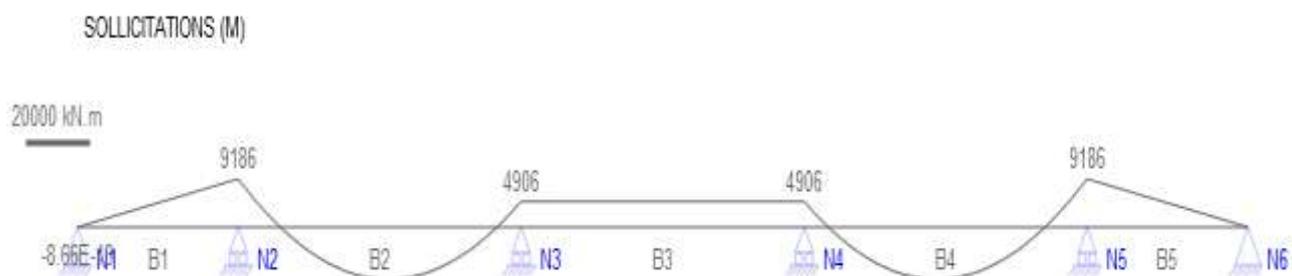
Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA



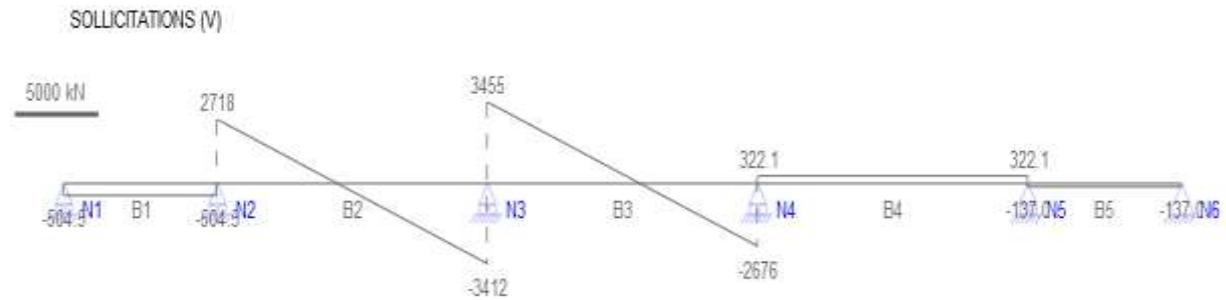
Moments Max en travée:



Moments Min en travée:

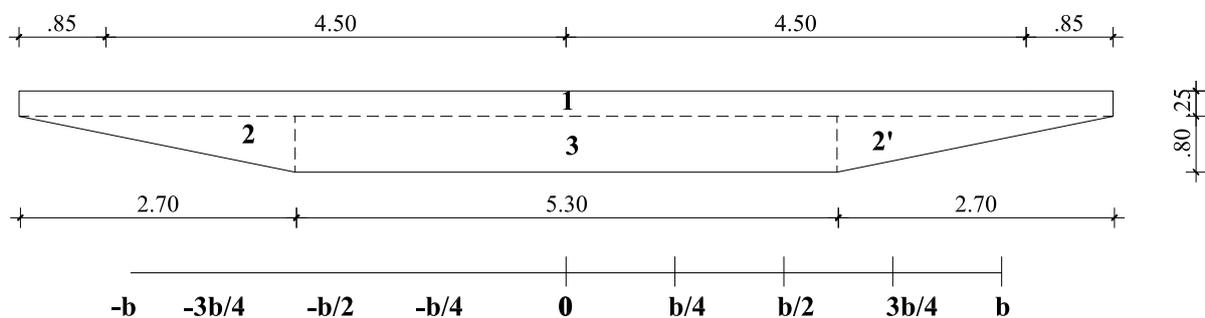


Effort tranchant Max:



2.5 Coefficients de répartition transversale (CRT)

Détermination des effets dans le sens longitudinal:



DEFINITIONS GENERALES:

La méthode de GUYON- MASONNET permet d'étudier la répartition des charges sur un ouvrage en tenant compte de sa déformabilité transversale et, dans le cas le plus général, de sa rigidité torsionnelle.

Soient:

L - la portée de l'ouvrage.

2 b - sa largeur.

I p - le moment d'inertie des poutres.

I e - le moment d'inertie des entretoises.

ρp - la rigidité flexionnelle par unité de longueur des poutres.

ρE - la rigidité flexionnelle par unité de longueur des entretoises.

Dans les ponts dalles $\alpha = 1$ Paramètre de torsion

On désigne par:

$$\theta = b / L \times \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \quad \text{le paramètre d'entretoisement.}$$

On notera que pour une dalle pleine $\rho_P = \rho_E$ et $\sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = 1$

Calcul de la largeur équivalente

$$\text{Moment d'inertie de la section (1) : } 10.7 \times \frac{0.25^3}{12} + (0.25 \times 10.7) \times \left(\frac{0.25}{2}\right)^2 = 0.0557 \text{m}^4$$

Moment d'inertie de la section (2&2') :

$$2 \times \left(2.65 \times \frac{0.55^3}{36} + \frac{2.65 \times 0.55}{2} \times \left(\frac{1}{3} \times 0.55 + 0.25\right)^2 \right) = 0.2982 \text{m}^4$$

Moment d'inertie de la section (3) :

$$(10.7 - 2 \times 2.65) \times \frac{0.55^3}{12} + (10.7 - 2 \times 2.65) \times 0.55 \times \left(\frac{0.55}{2} + 0.25\right)^2 = 0.8935 \text{m}^4$$

$$\text{Moment d'inertie de la dalle : } I_x = 10.7 \times \frac{0.8^3}{12} - 2 \times 0.2982 = 0.3636 \text{m}^4$$

$$\text{Le moment d'inertie de la dalle équivalente est : } I_{Ex} = (2b) \times \frac{0.8^3}{12} = 0.3636 \text{m}^4$$

On déduit la largeur équivalente $2b = 8.52 \text{m}$

$$\text{D'où } \theta = \frac{b}{L} = \frac{4.26}{22} = 0.194$$

La largeur $2b$ calculée est donc celle à prendre en compte dans les calculs.

En fonction de ces deux paramètres on peut lire sur les tableaux de GUYON- MASSONET les valeurs des coefficients K ; μ . Etc. qui servent à dessiner les lignes d'influence des différents moments.

Pour le projet et par mesures simplificatrices on s'intéresse au:

1°/ Moment fléchissant longitudinal M_x

2°/ Moment fléchissant Transversal M_y (pour les travées de rive)

Etant donné que le paramètre de torsion $\alpha = 1$; seuls les tableaux de K_1 ; μ_1

Seront considérés.

$$\begin{cases}
 K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05} & 0 \leq \theta \leq 0,1 \\
 K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha(1 - e^{-\theta_0}) & 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad \text{avec} \quad \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663} \\
 K = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} & \theta > 1
 \end{cases}$$

K_0 et K_1 sont données par les tables de Guyon-Massonnet en fonction de θ , e et y .

Les valeurs moyennes des coefficients de répartition transversale seront obtenues à travers l'exploitation des courbes des lignes d'influence (voir ci-après).

TABLEAU DES COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE K1

$\theta = 0, 15$: POSITIONS REELLES (POSITIONS ACTIVES)

| pour $\alpha = 1$ | | Position transversale de la charge (e) | | | | | | | | |
|---|------|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | -4.26 | -3.20 | -2.13 | -1.07 | 0.00 | 1.07 | 2.13 | 3.20 | 4.26 |
| Fibre longitudinale donnée du tablier (y) | 0.00 | 0.9969 | 0.9986 | 1.0002 | 1.0016 | 1.0021 | 1.0016 | 1.0002 | 0.9986 | 0.9969 |
| | 1.07 | 0.9708 | 0.9784 | 0.9862 | 0.9940 | 1.0016 | 1.0084 | 1.0143 | 1.0194 | 1.0243 |
| | 2.13 | 0.9459 | 0.9590 | 0.9724 | 0.9862 | 1.0002 | 1.0143 | 1.0279 | 1.0406 | 1.0529 |
| | 3.20 | 0.9219 | 0.9403 | 0.9590 | 0.9784 | 0.9986 | 1.0194 | 1.0406 | 1.0617 | 1.0825 |
| | 4.26 | 0.8985 | 0.9219 | 0.9459 | 0.9708 | 0.9969 | 1.0243 | 1.0529 | 1.0825 | 1.1126 |

TABLEAU DES COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE K1

$\theta = 0, 20$: POSITIONS REELLES (POSITIONS ACTIVES)

| pour $\alpha = 1.0$ | | Position transversale de la charge (e) | | | | | | | | |
|---|------|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | -4.26 | -3.20 | -2.13 | -1.07 | 0.00 | 1.07 | 2.13 | 3.20 | 4.26 |
| Fibre longitudinale donnée du tablier (y) | 0.00 | 0.9912 | 0.9960 | 1.0006 | 1.0044 | 1.0061 | 1.0044 | 1.0006 | 0.9960 | 0.9912 |
| | 1.07 | 0.9468 | 0.9610 | 0.9755 | 0.9902 | 1.0044 | 1.0167 | 1.0257 | 1.0328 | 1.0392 |
| | 2.13 | 0.9058 | 0.9281 | 0.9513 | 0.9755 | 1.0006 | 1.0257 | 1.0496 | 1.0708 | 1.0906 |
| | 3.20 | 0.8674 | 0.8972 | 0.9281 | 0.9610 | 0.9960 | 1.0328 | 1.0708 | 1.1086 | 1.1449 |
| | 4.26 | 0.8305 | 0.8674 | 0.9058 | 0.9468 | 0.9912 | 1.0392 | 1.0906 | 1.1449 | 1.2009 |

TABLEAU DES COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE K1

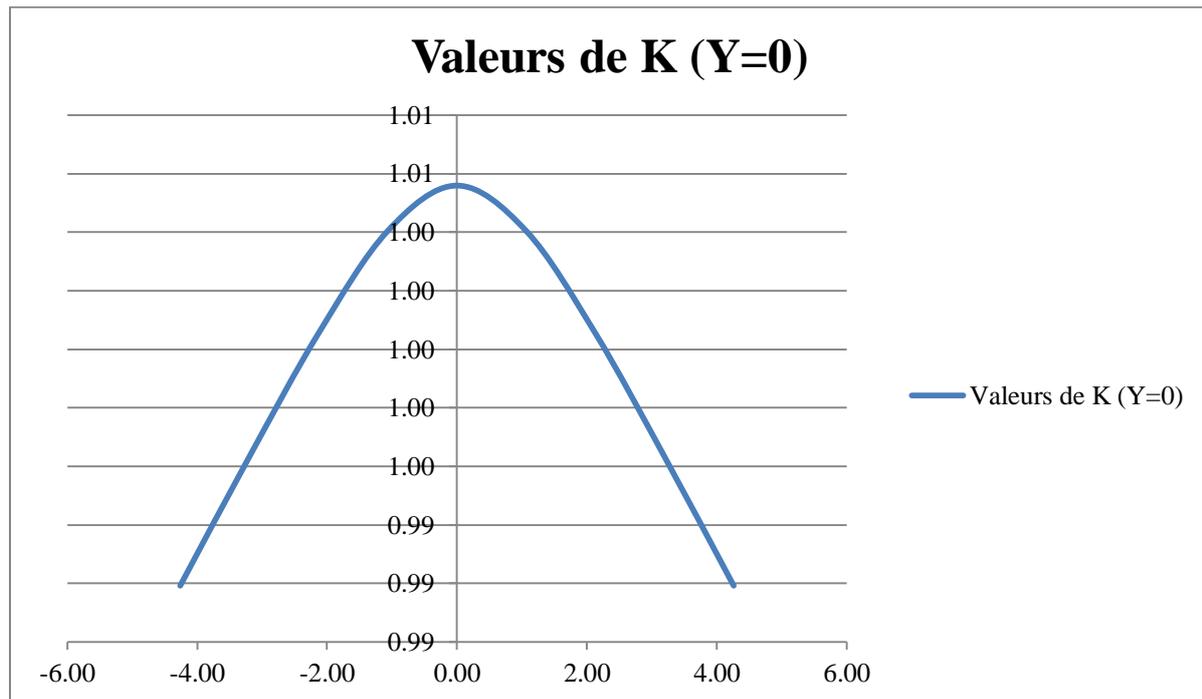
$\theta = 0, 194$: POSITIONS REELLES (POSITIONS ACTIVES)

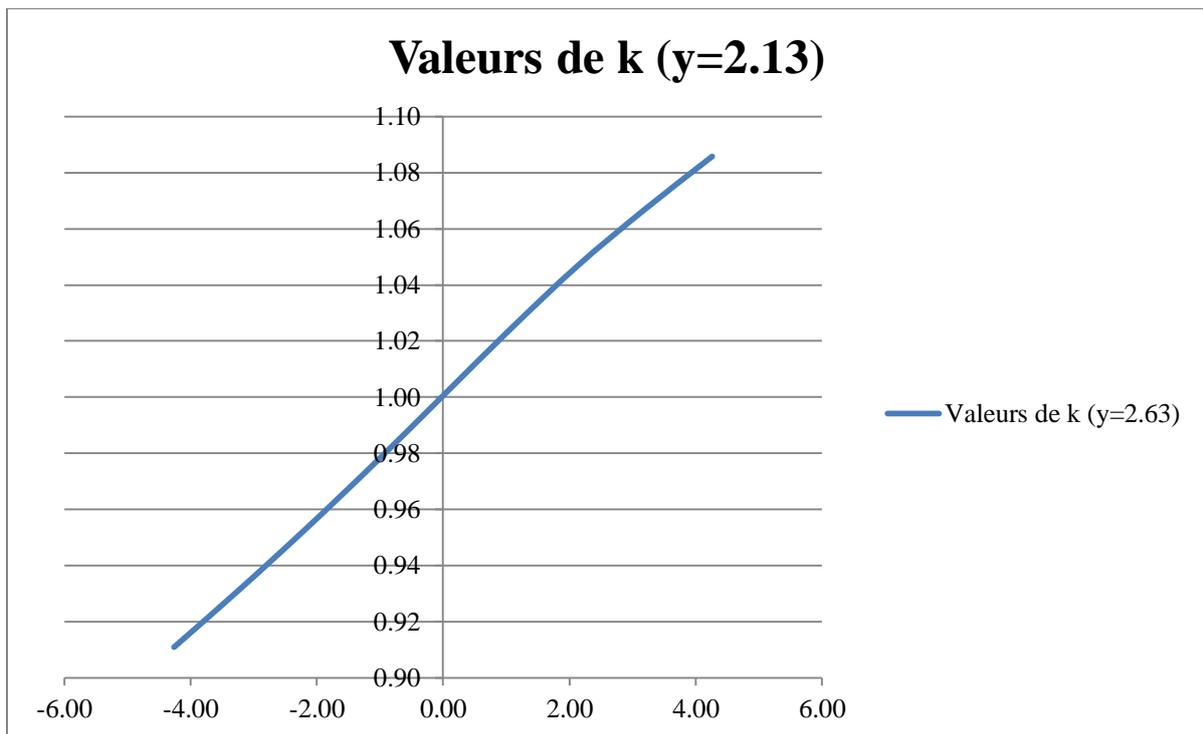
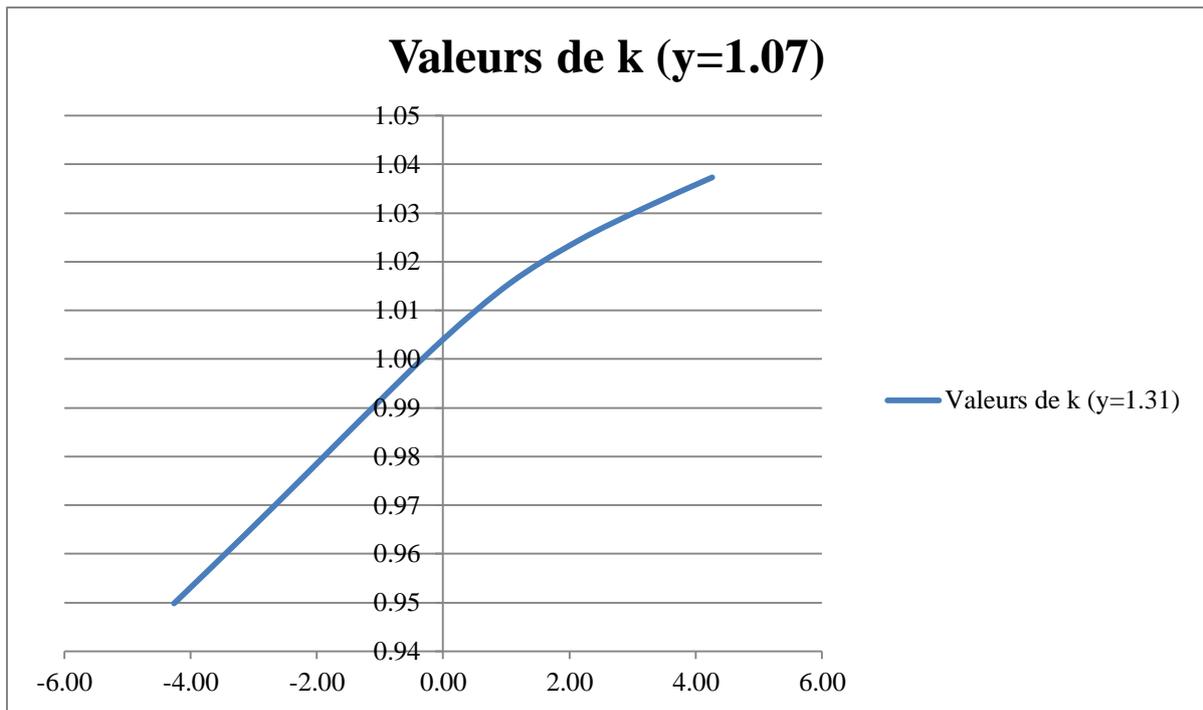
On obtient par interpolation linéaire :

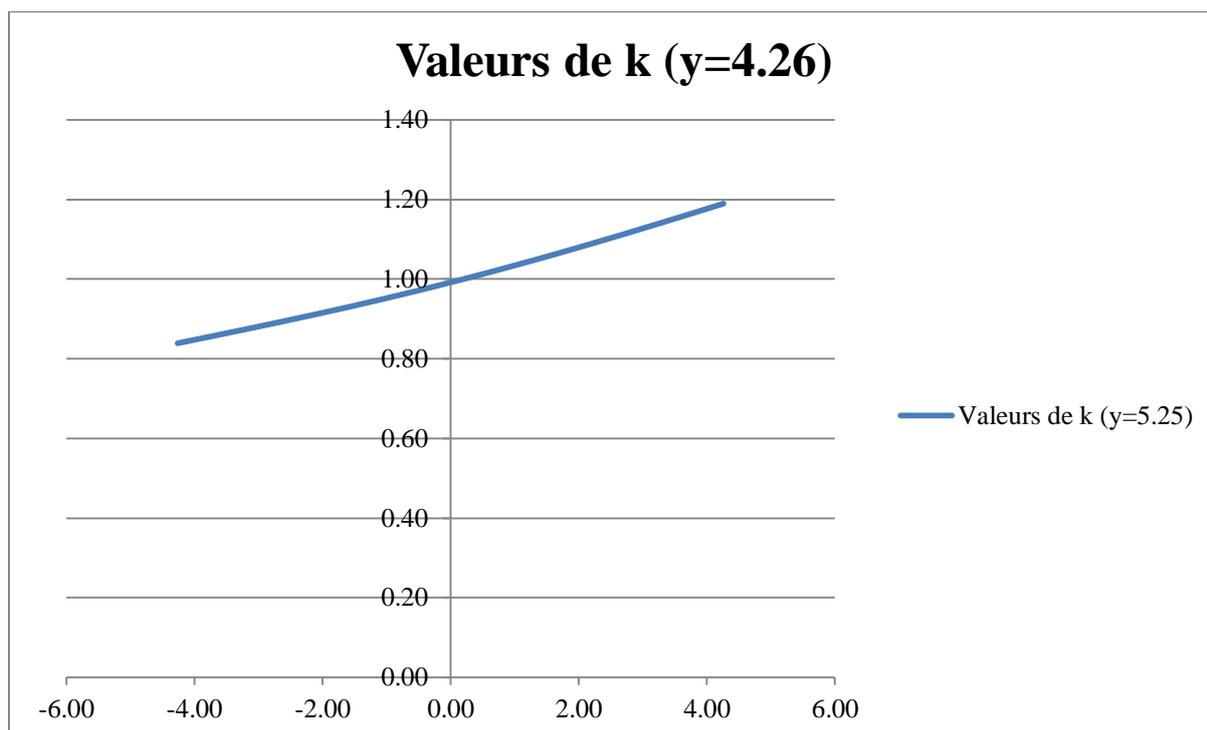
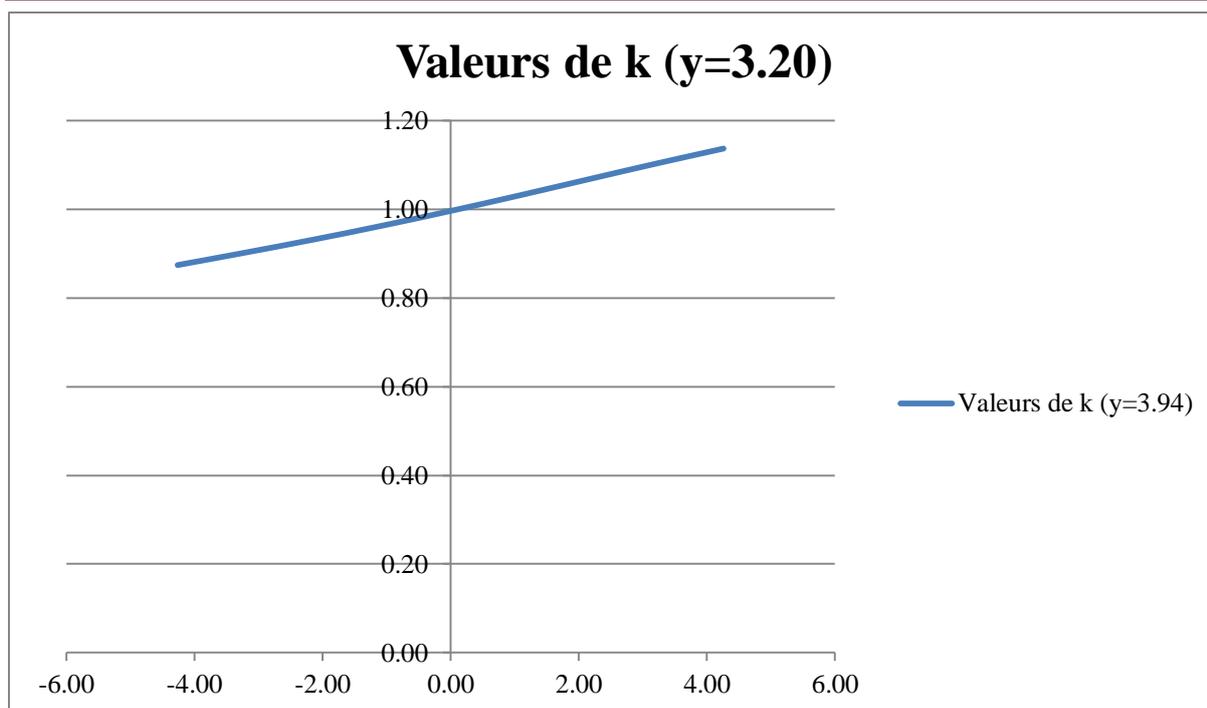
| pour $\alpha=$ 1 | | Position transversale de la charge (e) | | | | | | | | |
|---|------|--|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|
| | | -4.26 | -3.20 | -2.13 | -1.07 | 0.00 | 1.07 | 2.13 | 3.20 | 4.26 |
| Fibre longitudinale donnée du tablier (y) | 0.00 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.01 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.99 |
| | 1.07 | 0.95 | 0.96 | 0.98 | 0.99 | 1.00 | 1.02 | 1.02 | 1.03 | 1.04 |
| | 2.13 | 0.91 | 0.93 | 0.95 | 0.98 | 1.00 | 1.02 | 1.05 | 1.07 | 1.09 |
| | 3.20 | 0.87 | 0.90 | 0.93 | 0.96 | 1.00 | 1.03 | 1.07 | 1.10 | 1.14 |
| | 4.26 | 0.84 | 0.87 | 0.91 | 0.95 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 |

A partir de ce tableau on obtient donc la courbe répartitive des charges dans les fibres longitudinales de la dalle (-b ; -3b/4 ; -b/2 ; -b/4 ; 0 ; b/4 ; b/2 ; 3b/4 ; b).

Courbes des lignes d'influence pour la détermination des moments longitudinaux







Calcul des coefficients de répartition transversale pour les différents cas de surcharges

Après avoir estimé (à partir des courbes) l'aire d'influence due à la position transversale de la surcharge, on obtient les CRT en divisant cette aire par la largeur d'influence :

CRT= ω/L

Modèle LMI

➤ **Système UDL**

| | Position 0b | Position b/4 | Position b/2 | Position 3b/4 | Position b |
|----------------------------------|--------------------|---------------------|---------------------|----------------------|-------------------|
| ω (UDL) | 3.524 | 3.336 | 3.165 | 3.007 | 2.853 |
| CRT | 0.392 | 0.371 | 0.352 | 0.334 | 0.317 |

Avec **L=9m**

➤ **Système TS**

| | Position 0b | Position b/4 | Position b/2 | Position 3b/4 | Position b |
|---------------------------------|--------------------|---------------------|---------------------|----------------------|-------------------|
| ω (TS) | 3.967 | 3.771 | 3.584 | 3.411 | 3.243 |
| CRT | 0.441 | 0.419 | 0.398 | 0.379 | 0.360 |

Avec **L=8m**

Récapitulatif des sollicitations de base :

| Surcharges | cas de charge le plus défavorable | Moment max (MN.m) | Moment min (MN.m) | Effort tranchant max(mN.m) |
|-------------------|--|--------------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| UDL | 3 voies chargées | 9.656 | -4.906 | 3.455 |
| TS | 3 voies chargées | 3.585 | 0 | 0.1004 |

Les sollicitations ci-dessus sont divisées par 8 pour obtenir les sollicitations par section. Les moments de base obtenus précédemment sont ensuite multipliés par les coefficients correspondant pour chaque fibre longitudinale étudiée.

TABLEAU des moments max pour chaque section (MN.m)

| Surcharge | Moment par section (MN.m) | Position 0b | | Position b/4 | | Position b/2 | | Position 3b/4 | | Position b | |
|-----------|---------------------------|-------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|---------------|-----------------|------------|-----------------|
| | | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} |
| UDL | 1.07 | 0.392 | 0.42 | 0.371 | 0.40 | 0.352 | 0.38 | 0.334 | 0.36 | 0.317 | 0.34 |
| TS | 0.40 | 0.441 | 0.18 | 0.419 | 0.17 | 0.398 | 0.16 | 0.379 | 0.15 | 0.360 | 0.14 |

TABLEAU des efforts tranchants max pour chaque section (MN)

| Surcharge | Moment par section (MN.m) | Position 0b | | Position b/4 | | Position b/2 | | Position 3b/4 | | Position b | |
|-----------|---------------------------|-------------|------------------|--------------|------------------|--------------|------------------|---------------|------------------|------------|------------------|
| | | CRT | V _{max} | CRT | V _{max} | CRT | V _{max} | CRT | V _{max} | CRT | V _{max} |
| UDL | 0.384 | 0.392 | 0.15 | 0.371 | 0.14 | 0.352 | 0.14 | 0.334 | 0.13 | 0.317 | 0.12 |
| TS | 0.011 | 0.441 | 0.005 | 0.419 | 0.005 | 0.398 | 0.004 | 0.379 | 0.004 | 0.360 | 0.004 |

TABLEAU des moments min par section (MN.m)

| Surcharge | Moment par section (MN.m) | Position 0b | | Position b/4 | | Position b/2 | | Position 3b/4 | | Position b | |
|-----------|---------------------------|-------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|---------------|-----------------|------------|-----------------|
| | | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} | CRT | M _{xt} |
| UDL | -0.55 | 0.392 | -0.21 | 0.371 | -0.20 | 0.352 | 0.19 | 0.334 | -0.18 | 0.317 | -0.17 |
| TS | 0.00 | 0.441 | 0.00 | 0.419 | 0.00 | 0.398 | 0.00 | 0.379 | 0.00 | 0.360 | 0.00 |

2.6 Combinaisons retenues pour la détermination des sollicitations extérieures

Le dimensionnement se fera à l'ELU à partir des combinaisons fondamentales:

- 1,35 Gksup + 1,35 (TS + UDL) (gr1a)

- $G_{kinf} + 1,35 (TS + UDL)$ (gr1a)

Les vérifications des contraintes dans le béton (après application des efforts de précontrainte) se feront à l'ELS à partir des combinaisons caractéristiques et quasi-permanentes.

La maîtrise de la fissuration ainsi que la détermination des aciers passifs longitudinaux se fera à l'ELS fréquent.

Les combinaisons retenues sont donc:

COMBINAISONS CARACTERISTIQUES

PHASE DE CONSTRUCTION

$G_{ksup}=PP$

COMBINAISONS FREQUENTES

$G_{ksup} (G_{kinf}) + 0,75 TS + 0,4 UDL$ (gr1a)

COMBINAISONS QUASI PERMANENTES

$G_{ksup}=PP + \text{superstructure}$

On obtient pour la fibre la plus sollicitée ($Y=0$) :

- Moments max par section à l'ELU (MN.m)

| Sections | Sous Charge permanente | Combinaisons |
|----------|------------------------|--------------|
| | | G;LM1 |
| Y=0b | 0.4446 | 1.40 |
| Y=b/4 | 0.4446 | 1.36 |
| Y=b/2 | 0.4446 | 1.32 |
| Y=3b/4 | 0.4446 | 1.29 |
| Y=b | 0.4446 | 1.25 |

- Efforts tranchants max par section (MN)

| Sections | Sous Charge permanente | Combinaisons |
|----------|------------------------|--------------|
| | | G;LM1 |
| Y=0b | 0.2636 | 0.57 |
| Y=b/4 | 0.2636 | 0.55 |
| Y=b/2 | 0.2636 | 0.54 |
| Y=3b/4 | 0.2636 | 0.53 |
| Y=b | 0.2636 | 0.53 |

- Sollicitations de dimensionnement (ELU) :

| | |
|-------------------------------|------------|
| Moment fléchissant Max | 11.86 MN.m |
| Effort tranchant Max | 4.88 MN |
| Moment fléchissant Min | 1.40 MN.m |

- Pour les vérifications (ELS) :

| COMBINAISONS CARACTERISTIQUES | Moment fléchissant Max (MN.m) | Moment fléchissant Min (MN.m) | Effort tranchant Max (MN) |
|---|--|--|--|
| PHASE DE CONSTRUCTION | | | |
| Gksup=PP | 0.4168 | - | 2.0300 |
| COMBINAISONS FREQUENTES | | | |
| Gksup (Gkinf) +0,75 TS +0,4 UDL (gr1a) | 6.6986 | 3.2326 | 3.7765 |
| COMBINAISONS QUASI PERMANENTES | | | |
| Gksup=PP + superstructure | 5.0630 | - | 2.4670 |

2.7 Réactions d'appuis

La descente de charge effectuée sur le logiciel **PYBAR** nous donne :

| Appuis | Réactions d'appuis | |
|--------------------|---------------------------|---------------------|
| | ELU (KN) | ELS (KN) |
| C0 & C5 | 4425 | 3278 |
| P1 & P4 | 8859 | 6562 |
| P2 & P3 | 9221 | 6831 |

2.8 Étude de la précontrainte

Les calculs sont principalement basés sur le support de cours de l'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES de 2007, par : Gilles CAUSSE – Emmanuel BOUCHON – Pascal CHARLES

a. Caractéristiques géométriques de la section :

Après les calculs sur Excel nous obtenons :

| Section brute | | | |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------|----------------------|
| h | Hauteur de la section | 0.80 | m |
| b | Largeur équivalente de la section | 8.88 | m |
| B | Aire de la section de béton | 7.10 | m² |
| S | Moment statique | 2.53 | m³ |
| I_{Gz} | Moment d'inertie | 0.35 | m⁴ |
| V | Distance de la fibre supérieure | 0.36 | m |
| V' | Distance de la fibre inférieure | 0.44 | m |
| Ws | module de résistance fibre inf | 0.983 | m³ |
| Wi | module de résistance fibre sup | 0.787 | m³ |
| λ | Rayon de giration | 0.22 | m |
| ρ | Rendement géométrique de la section | 0.31 | |

b. Contraintes limites dans béton

Elles sont obtenues comme suit :

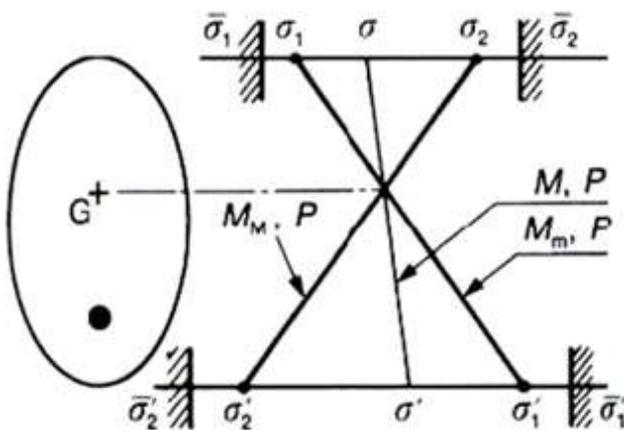


Figure : Représentation des contraintes limites dans les fibres supérieures et inférieures, en traction et en compression

| Classe | Contraintes | Combinaisons | | | |
|--|--|--|--|----------------------------|--------------------------------|
| | | Rares ⁽¹⁾ | Rares ⁽²⁾ | Fréquentes ⁽²⁾ | Quasi-permanentes |
| I <i>Calcul en section non fissurée</i> | $\bar{\sigma}_{m1}$ Toute section | - 0,7.f_{tj} | 0 | | |
| | $\bar{\sigma}_{M1}$ Toute section | 0,6.f_{cj} | 0,6.f_{c28} | 0,6.f_{c28} | 0,5.f_{c28} |
| II <i>Calcul en section non fissurée</i> | $\bar{\sigma}_{m2}$ Section d'enrobage | - 0,7.f_{tj} | - f_{t28} | 0 | |
| | $\bar{\sigma}_{m2}$ Hors section d'enrobage | - 1,5.f_{tj} | - 1,5.f_{t28} | | |
| | $\bar{\sigma}_{M2}$ Toute section | 0,6.f_{cj} | 0,6.f_{c28} | 0,6.f_{c28} | 0,5.f_{c28} |
| III <i>Calcul en section fissurée</i> | $\bar{\sigma}_{s1}$ Toute section | $\min \left(f_e / 3 ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ | $\min \left(f_e / 3 ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ | 0,35.f_e | |
| | Surtension maximale des armatures actives | 0,10.f_{prg} $\min (0,10.f_{prg} ; 150.\eta.p)$ Section A _s adhérentes | 0,10.f_{prg} $\min (0,10.f_{prg} ; 150.\eta.p)$ Section A _s adhérentes | 100 MPa | |
| | $\bar{\sigma}_{m3}$ Toute section | | | | 0 en section d'enrobage |
| | $\bar{\sigma}_{M3}$ Toute section | 0,6.f_{cj} | 0,6.f_{c28} | 0,6.f_{c28} | 0,5.f_{c28} |

⁽¹⁾ En construction

⁽²⁾ En exploitation

Dans notre cas on aura :

Combinaisons caractéristiques (Phase de construction)

| | | | | |
|-----------------|-------------------|-------------------------|--------------|------------|
| Sous moment min | $\bar{\sigma}_1$ | hors section d'enrobage | -5.69 | Mpa |
| | $\bar{\sigma}'_1$ | en section d'enrobage | 27 | Mpa |
| Sous moment max | $\bar{\sigma}'_2$ | hors section d'enrobage | -2.66 | Mpa |
| | $\bar{\sigma}_2$ | en section d'enrobage | 27 | Mpa |

Combinaisons caractéristiques (Phase d'exploitation)

| | | | | |
|-----------------|-------------------|-------------------------|--------------|------------|
| Sous moment min | $\bar{\sigma}_1$ | hors section d'enrobage | -5.69 | Mpa |
| | $\bar{\sigma}'_1$ | en section d'enrobage | 27 | Mpa |
| Sous moment max | $\bar{\sigma}'_2$ | hors section d'enrobage | -3.80 | Mpa |
| | $\bar{\sigma}_2$ | en section d'enrobage | 27 | Mpa |

Combinaisons fréquentes

| | | | | |
|-----------------|-------------------|-------------------------|-------------|------------|
| Sous moment min | $\bar{\sigma}_1$ | hors section d'enrobage | 0.00 | Mpa |
| | $\bar{\sigma}'_1$ | en section d'enrobage | 27 | Mpa |
| Sous moment max | $\bar{\sigma}'_2$ | hors section d'enrobage | 0.00 | Mpa |
| | $\bar{\sigma}_2$ | en section d'enrobage | 27 | Mpa |

Combinaisons quasi permanentes

| | | | | |
|-----------------|-------------------|-------------------------|-------------|------------|
| Sous moment min | $\bar{\sigma}_1$ | hors section d'enrobage | 0.00 | Mpa |
| | $\bar{\sigma}'_1$ | en section d'enrobage | 22.5 | Mpa |
| Sous moment max | $\bar{\sigma}'_2$ | hors section d'enrobage | 0.00 | Mpa |
| | $\bar{\sigma}_2$ | en section d'enrobage | 22.5 | Mpa |

c. Valeur minimale de la précontrainte

Cas d'une section sous-critique

Dans cette section $P=P_I$, qui s'exprime par :

$$P = \frac{\Delta M + \frac{I_c}{v'} \bar{\sigma}'_2 + \frac{I_c}{v} \bar{\sigma}_1}{\rho h}$$

Avec $\Delta M = M_M - M_m$ différence entre le moment Max et Min

L'excentricité est défini par :

$$e_2 = -c' - \frac{M_m}{P} \leq e_0 \leq c - \frac{M_M}{P} = e_1$$

Avec $e_0 = e_1 = e_2$ au droit de la section L/2 (milieu de la portée considérée)

Et $c = \rho v (1 - \frac{B \times \bar{\sigma}'_2}{P})$ et $c' = \rho v' (1 - \frac{B \times \bar{\sigma}_1}{P})$

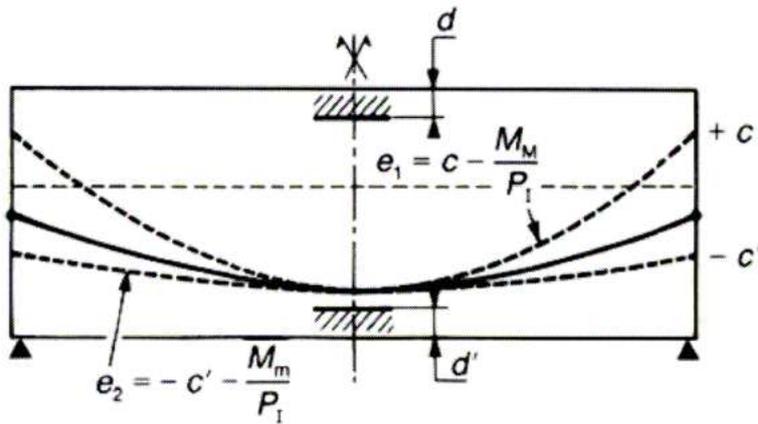


Figure : Fuseau de passage dans le cas où la section la plus sollicitée est sous-critique

Nous obtenons $P_I = 41.9668 \text{ MN}$

Et $e_0 = -0.17 \text{ m}$

Cas d'une section sur critique

Dans cette section $P = P_{II}$, qui s'exprime par :

$$P'_{II} = \frac{-M_m + \frac{I_c}{v} \bar{\sigma}_1}{v + \rho v' - d}$$

L'excentricité vaut :

$$e_0 = -(v' - d')$$

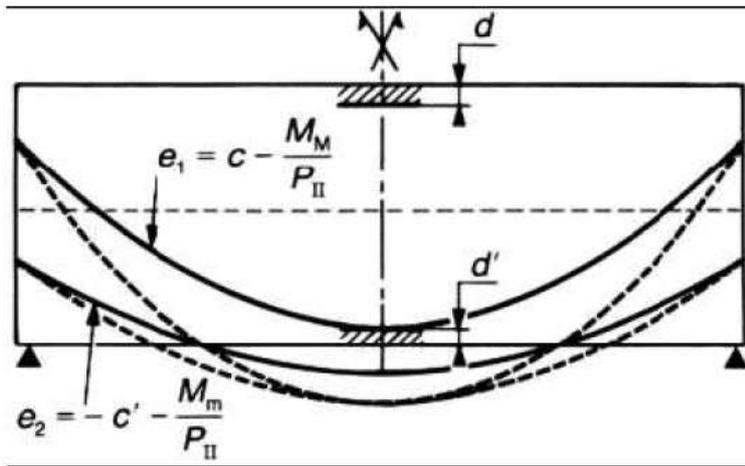


Figure : Détermination de la précontrainte pour une section surcritique soumise à des moments positifs

Nous obtenons $P_{II} = 22.3654 \text{ MN}$

Et $e_0 = -0.36 \text{ m}$

L'effort de précontrainte est donc le Max de P_I et P_{II} , soit $P = 41.9668 \text{ MN}$

La section est donc sous-critique

Détermination du fuseau de passage de la précontrainte

$c = 0.11$ et $c' = -0.14$

| | | | | | | |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| x | 0 | 2.5 | 5 | 7.5 | 10 | 12.5 |
| $M_M(x)$ | 0 | 7.38855 | 10.60695 | 7.8867 | -0.77301 | -23.9747 |
| $M_m(x)$ | 0 | -0.5581 | -2.183 | -5.295 | -9.756 | -15.564 |
| $e_1(x)$ | 0.110738 | -0.06532 | -0.14201 | -0.07719 | 0.129158 | 0.682014 |
| $e_2(x)$ | -0.13843 | -0.12514 | -0.08642 | -0.01226 | 0.094034 | 0.232429 |

| | | | | | | | | |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 15 | 17.5 | 20 | 22.5 | 25 | 27.5 | 30 | 32.5 | 34.5 |
| -5.9022 | 8.00145 | 17.7336 | 23.2713 | 22.5639 | 16.2486 | 5.7618 | -8.89515 | -24.4148 |
| -2.57 | 0.3324 | 1.887 | 2.095 | 0.9547 | -1.533 | -5.369 | -10.552 | -15.668 |
| 0.251378 | -0.07992 | -0.31182 | -0.44378 | -0.42692 | -0.27644 | -0.02656 | 0.322695 | 0.692501 |
| -0.0772 | -0.14636 | -0.1834 | -0.18836 | -0.16118 | -0.10191 | -0.0105 | 0.113002 | 0.234908 |

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA

| | | | | | | | | |
|----------|----------|----------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 37 | 39.5 | 42 | 44.5 | 47 | 49.5 | 52 | 54.5 | 56.5 |
| -6.38145 | 7.4817 | 17.17335 | 22.6719 | 21.92535 | 15.56955 | 5.04225 | -9.6552 | -24.4148 |
| -8.694 | -4.786 | -2.226 | -1.013 | -1.148 | -2.63 | -5.46 | -9.638 | -15.668 |
| 0.262797 | -0.06754 | -0.29847 | -0.4295 | -0.41171 | -0.26026 | -0.00941 | 0.340805 | 0.692501 |
| 0.068729 | -0.02439 | -0.08539 | -0.1143 | -0.11108 | -0.07577 | -0.00833 | 0.091223 | 0.234908 |

| | | | | | | | | |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 59 | 61.5 | 64 | 66.5 | 69 | 71.5 | 74 | 76.5 | 78.5 |
| -8.89515 | 5.7618 | 16.2486 | 22.5639 | 23.2713 | 17.7336 | 8.00145 | -5.9022 | -23.9747 |
| -10.552 | -5.369 | -1.533 | 0.9547 | 2.095 | 1.887 | 0.3324 | -2.57 | -15.564 |
| 0.322695 | -0.02656 | -0.27644 | -0.42692 | -0.44378 | -0.31182 | -0.07992 | 0.251378 | 0.682014 |
| 0.113002 | -0.0105 | -0.10191 | -0.16118 | -0.18836 | -0.1834 | -0.14636 | -0.0772 | 0.232429 |

| | | | | |
|----------|----------|----------|----------|----------|
| 81 | 83.5 | 86 | 88.5 | 91 |
| -0.77301 | 7.8867 | 10.60695 | 7.38855 | 0 |
| -9.756 | -5.295 | -2.183 | -0.5581 | 0 |
| 0.129158 | -0.07719 | -0.14201 | -0.06532 | 0.110738 |
| 0.094034 | -0.01226 | -0.08642 | -0.12514 | -0.13843 |

Pour le tracé du fuseau, se référer à l'annexe 5.

d. Armatures de précontrainte

Nous prendrons la valeur fixée de 25% de perte pour déterminer la tension finale et on obtient :

$$\sigma_p = \sigma_{p0} - 0.25\sigma_{p0} = 3180 \times 0.75 = 2385.00 \text{ MPa}$$

Effort final par câble

$$p_k = \sigma_p \times n \times A_p$$

Nous avons choisi des câbles **12T15S** (par expérience pour les tabliers-dalles), donc **n = 12** et **A_p = 150mm²**

$$P_k = 4.2930 \text{ MN}$$

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA

Le nombre de câbles **12T15S** à disposer dans la section de béton est donné par

$$n_c = \frac{P}{p_k} = \frac{41.9668}{4.2930} = 10$$

Nous obtenons **10** conduits, et à partir du tableau ci-dessous, nous déduisons

$\Phi l = 80\text{mm}$ et $e = 0.4\text{mm}$

| Tableau 3 – Caractéristiques minimales des conduits | | | | | | | |
|---|--|----------------------|--------|-------------------------------------|--------|-----------------------|--------|
| Type d'armatures | Nombre d'armatures constituant l'unité | Gainés enroulables | | Gainés rigides cintrables à la main | | Tubes rigides (acier) | |
| | | \varnothing_i (mm) | e (mm) | \varnothing_i (mm) | e (mm) | \varnothing_e (mm) | e (mm) |
| Fils 7 mm | n = 9 | 35 | 0,3 | 40 | 0,4 | | |
| | n = 14 | 45 | 0,3 | 45 | 0,4 | | |
| | n = 18 | 50 | 0,4 | 50 | 0,4 | | |
| | n = 22 | 55 | 0,4 | 60 | 0,4 | | |
| | n = 30 | 60 | 0,4 | 65 | 0,4 | 76 | 2 |
| | n = 54 | 80 | 0,4 | 90 | 0,6 | 89 | 2 |
| | n = 84 | 100 | 0,4 | 110 | 0,6 | 108 | 2 |
| Fils 8 mm | n = 12 | 45 | 0,3 | 50 | 0,4 | | |
| Torons T12,5 (T13) ou T12,9 (T13S) | n = 7 | 45 | 0,3 | 50 | 0,4 | 55 | 2 |
| | n = 12 | 60 | 0,4 | 65 | 0,4 | 76 | 2 |
| | n = 19 | 75 | 0,4 | 80 | 0,6 | 84 | 2 |
| | n = 31 | | | 105 | 0,6 | 108 | 2 |
| | n = 55 | | | 140 | 0,6 | 139,7 | 2 |
| Torons T15,2 (T15) ou T15,7 (T15S) | n = 4 | 50 | 0,4 | 50 | 0,4 | 55 | 2 |
| | n = 7 | 60 | 0,4 | 65 | 0,4 | 76 | 2 |
| | n = 12 | 75 | 0,4 | 80 | 0,6 | 80 | 2 |
| | n = 19 | | | 95 | 0,6 | 101,6 | 2 |
| | n = 37 | | | 130 | 0,6 | 139,7 | 2 |

\varnothing_e diamètre extérieur
 \varnothing_i diamètre intérieur
e épaisseur

e. Position et enrobage des armatures de précontrainte

➤ **Groupement des armatures de précontrainte**

Le nombre de conduit dans chaque paquet est limité :

- dans le sens horizontal à : $2 \text{ si } \phi \leq 5 \text{ cm}$
 $1 \text{ si } \phi > 5 \text{ cm}$
- dans le sens vertical à : $3 \text{ si } \phi \leq 5 \text{ cm}$
 $2 \text{ si } 5 \text{ cm} < \phi < 10 \text{ cm}$
 $1 \text{ si } \phi > 10 \text{ cm}$

□ désignant le diamètre d'encombrement maximal des conduits intéressés.

➤ **Espacement des armatures de précontrainte**

En section courante, l'espacement horizontal e_H et vertical e_V des conduits isolés ou des paquets de conduits doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$e_H \geq 1,5 \cdot \phi \text{ si } p = 3$$

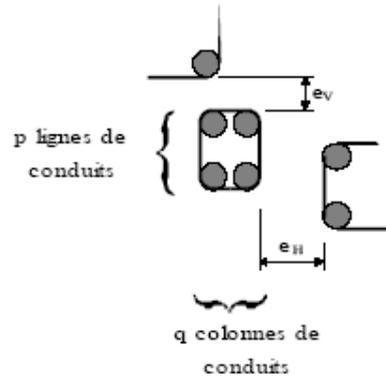
$$e_H \geq \phi \text{ si } p \leq 2$$

$$e_H \geq 1,5 \cdot \phi \text{ si } q = 2$$

$$e_V \geq \phi \text{ si } q = 1$$

$$e_V \geq 1,2 \cdot \phi \text{ si } q = 2$$

$$e_V \geq 4 \text{ cm}$$



➤ **Distance des armatures de précontrainte aux parements**

La distance minimale $c_{\min,b}$ entre un conduit ou un paquet de conduits et un parement doit satisfaire :

$$c \geq 3 \cdot a/4 \text{ (a est la dimension horizontale du paquet de conduits)}$$

$$c \geq \phi, \text{ limité à } 80 \text{ mm}$$

$$c \geq 3 \text{ cm pour les ouvrages à l'abri des intempéries}$$

$$c \geq 4 \text{ cm pour les ouvrages courants}$$

$$c \geq 5 \text{ cm pour les ouvrages exposés à une atmosphère agressive}$$

Enrobage minimal

$$C_{\min} = \text{Max} (C_{\min,b} ; C_{\min,dur})$$

La détermination de $C_{\min,dur}$ se fait à partir du tableau en annexe 5, en fonction de la classe d'exposition des parements ;

Enrobage nominale

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} \text{ avec } \Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$$

On obtient donc pour notre cas :

groupement d'armatures

| | | |
|---|----------|---------------|
| nombre max de conduits par paquet dans le sens horizontal | 1 | gaines |
| nombre max de conduits par paquet dans le sens vertical | 2 | gaines |

espacement des armatures (isolées ou en paquets)

| | | | |
|------------------------|-------------------------------|-----------|-----------|
| e_h : | Espacement horizontal minimal | 80 | mm |
| e_v : | Espacement vertical minimal | 80 | mm |

Enrobage

| | | | |
|-------------------------------|---|-----------|-----------|
| C_{min,dur} : | Enrobage minimale par classe d'exposition | 50 | mm |
| C_{min,b} : | Condition d'enrobage des gaines | 80 | mm |
| d' = C_{min} : | Enrobage minimal des armatures de précontrainte | 80 | mm |

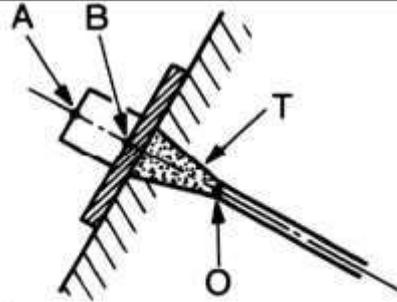
Caractéristiques de la section nette :

| Section nette (moins les gaines) | | | |
|---|---|----------------|----------------------|
| B_n | Aire de la section | 7.05 | m² |
| S_n | Moment statique | 7.083 | m³ |
| V_n | Distance de la fibre supérieure | 1.01 | m |
| V'_n | Distance de la fibre inférieure | -0.21 | m |
| I_n | Moment d'inertie par rapport au centre de gravité | -5.8783 | m⁴ |

f. Détermination des pertes de précontrainte

➤ **Tension à l'origine**

En post tension, $\sigma_{p0} = \text{Min}(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg})$



T trompette d'épanouissement
 Tension à l'origine = tension en O avant relâchement de la pression dans la chambre du vérin.

Nous obtenons $\sigma_{p0} = 3180 \text{ MPa}$

➤ Pertes instantanées

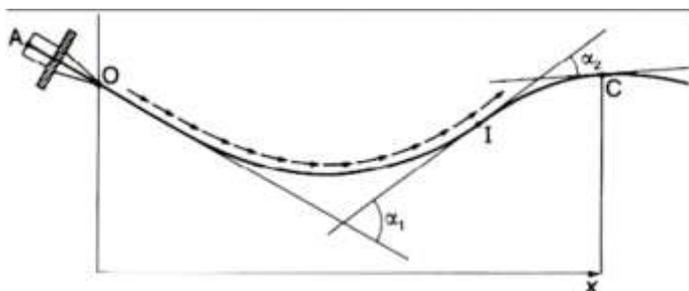
Pertes par frottement

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

Tableau : Détermination des coefficients de frottements

| Cas | Nature des armatures | f | | φ |
|--|--------------------------------|---------------------|-----------------|-------|
| | | 3 ≤ R ≤ 6 (en m) | R ≥ 6 (en m) | |
| I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise | filis tréfilés ronds et lisses | 22-R/100 | 0,16 | 0,002 |
| | torons | 24-R/100 | 0,18 | |
| II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage | filis tréfilés ronds et lisses | 24-R/100 | 0,18 | 0,003 |
| | torons | 26-R/100 | 0,20 | |

α : somme des déviations angulaires = $\sum \alpha_i$



f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1})

φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1})

R : rayon de courbure d'un câble élémentaire (m)

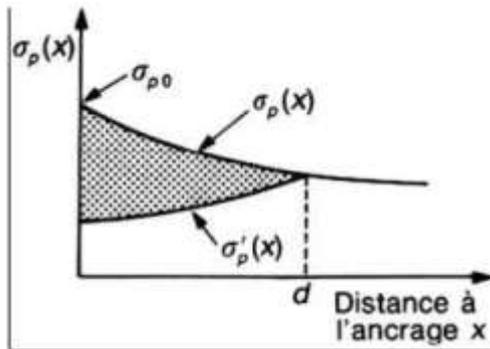
x : la distance de la section considérée (m).

Au droit de la section du milieu de la travée centrale, $x = 91/2 = 45.5\text{m}$

Et on a $\alpha = 0.00217^\circ$

Les pertes par frottement valent alors : $\Delta\sigma_{pf}(x) = 277.74\text{MPa}$

Pertes par recul d'ancrage



La longueur d'influence du recul d'ancrage vaut

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\Delta\sigma_{pfm}(x)}} = 13.67\text{m}$$

$$\Delta\sigma_{pfm}(x) : \text{pertes moyennes par frottement} = \frac{\Delta\sigma_{pf}(x)}{L} = \frac{177.74}{91} = 6.10\text{MPa}$$

Le recul d'ancrage a une influence sur la contrainte de l'acier à mi-portée si $\lambda \geq L/2$, ce qui n'est pas le cas ici alors les pertes par recul d'ancrage seront nulles, soit $\Delta\sigma_g = 0\text{MPa}$

Pertes dues à la non simultanété de mise en tension

$$\Delta\sigma_n = \sum k E_p \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

Avec :

K=0.5 correspond aux gaines injectées au coulis

K=0 en prétention

K=1 dans les autres cas!

EP : module d'élasticité des armatures;

Ecm : Module d'élasticité sécant du béton à 28 jours = **36283.19Mpa**

Ecmj : Module d'élasticité sécant du béton à 15 jours = **33794.23 Mpa**

$\sigma_b(x)$: contrainte normale du béton

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe^2(x)}{I_n} + \frac{M(x)e(x)}{I_n}$$

A la première phase de mise en tension (15 jours)

$\sigma_{b15} = 6.09 \text{ MPa}$

Après application des actions permanentes supplémentaires (superstructure)

$\sigma_b = 1 \text{ MPa}$

on a alors :

$$\Delta\sigma_n = \left(0.5 \times \frac{6.09}{33794.23} + 1 \times \frac{1}{36283.19}\right) \times 190000 = 21.72 \text{ MPa}$$

Pertes instantanées totales

C'est la somme des pertes par frottement, par recul d'ancrage et dues à la non simultanée de mise en tension

$$\Delta\sigma_{pi} = 277.74 + 0 + 21.72 = 299.46 \text{ MPa}$$

Contrainte initiale

C'est la contrainte dans les aciers de précontrainte après pertes instantanées

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi} = 3180 - 299.46 = 2880.54 \text{ MPa}$$

➤ **Pertes différées**

Pertes par retrait du béton

$$\Delta\sigma_r \cong E_p \times \varepsilon_r = 190000 \times 2.10^{-4} = 38 \text{ MPa}$$

Pertes par fluage

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b^F E_p / E_{ij}$$

Avec $\sigma_b = 0.6 f_{ck}$ $\Delta\sigma_{fl} = 353.47\text{MPa}$

Pertes par relaxation de l'acier

$$\Delta\sigma_{rel}(x) = \frac{6\rho_{1000}}{100} \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \sigma_{pi}(x)$$

$\sigma_{pi}(x)$: contrainte dans les armatures de précontrainte ; après les pertes instantanées.

ρ_{1000} : coefficient de relaxation à 1000 h

f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture

μ_0 étant un coefficient pris égal à :

0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).

0,35 pour les autres armatures.

$$\Delta\sigma_{rel}(x) = \frac{6 \times 2.5}{100} \times \left[\frac{2880.54}{3975} - 0.43 \right] 2879.31 = 127.32\text{MPa}$$

Pertes différées totales

C'est la somme des pertes par retrait, par fluage et par relaxation de l'acier

$$\Delta\sigma_d = 497.57\text{MPa}$$

Tension finale probable

C'est la tension d'un câble après déduction des pertes totales (instantanées et différées)

$$\sigma_p = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i - \Delta\sigma_d$$

$$\sigma_p = 2385.00\text{MPa}$$

On obtient donc un pourcentage de perte de **15.65%** qui est acceptable car au-delà de 25%, les câbles travaillent mal.

g. vérification des contraintes dans le béton

Nous utiliserons la valeur réelle de précontrainte, soit le produit du nombre de câbles choisis par l'effort par câble.

➤ **Combinaisons caractéristiques (phase de construction)**

Il s'agit de la phase 1, de mise en tension de la première famille de câbles (moitié des câbles). A ce stade, la seule action à considérer est le poids propre du tablier et seules les pertes instantanées sont prises en compte.

Sollicitations extérieures

Obtenus à partir du logiciel PYBAR :

$$M_M = 4.168 \text{ MN} \quad \text{et} \quad V_M = 2.03 \text{ MN}$$

Valeurs de précontrainte

- Valeur Max, $P_M = 1.05 \times \frac{4.2930 \times 5}{2} = 11.2691 \text{ MN}$
- Valeur Min, $P_m = 0.95 \times \frac{4.2930 \times 5}{2} = 10.1959 \text{ MN}$

Calcul des contraintes normales dans la fibre supérieure (y=v)

- Sous moment Max : $\sigma_M(v) = \frac{P_m}{B} + \frac{M_M}{W_s} - \frac{P_m \times e_0}{W_s} = 1.90 \text{ MPa} < 27 \text{ MPa}$
- Sous moment Min : $\sigma_m(v) = \frac{P_M}{B} + \frac{M_M}{W_s} - \frac{P_M \times e_0}{W_s} = 1.65 \text{ MPa} < 27 \text{ MPa}$

Contraintes normales dans la fibre inférieure (y=v')

- Sous moment Max : $\sigma_M(v') = \frac{P_m}{B} - \frac{M_M}{W_i} + \frac{P_m \times e_0}{W_i} = 0.86 \text{ MPa} < 27 \text{ MPa}$
- Sous moment Min : $\sigma_m(v') = \frac{P_M}{B} - \frac{M_M}{W_i} + \frac{P_M \times e_0}{W_i} = 1.51 \text{ MPa} < 27 \text{ MPa}$

A ce stade, la section est entièrement comprimée et les contraintes normales sont toutes vérifiées.

Contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton en un point d'ordonnée y a pour expression générale :

$$\tau(y) = \frac{V \cdot S_{GZ}(y)}{I_{GZ} \cdot b_n(y)}$$

$S_{GZ}(y)$ est le moment statique par rapport à l'axe Gz de la surface située au-dessus de y ,

$b_n(y)$ est la largeur nette de la section à l'ordonnée y , au niveau des gaines, la largeur nette b_n est évaluée comme suit :

$$b_n = b_0 - m \cdot k \cdot \phi$$

b_0 est la largeur brute, m le nombre de gaines, k un coefficient et ϕ le diamètre des gaines.

Les valeurs de k sont :

- $k = 0$ en pré-tension,
- $k = 0,5$ si les gaines de précontrainte sont injectées au coulis de ciment,
- $k = 1$ si les gaines sont injectées à la graisse ou non injectées.

Tous ces paramètres sont déjà connus, on obtient alors :

$$\tau(y) = 2.07 \text{MPa}$$

Contraintes limites de cisaillement

Le domaine de sécurité est défini par les inéquations suivantes :

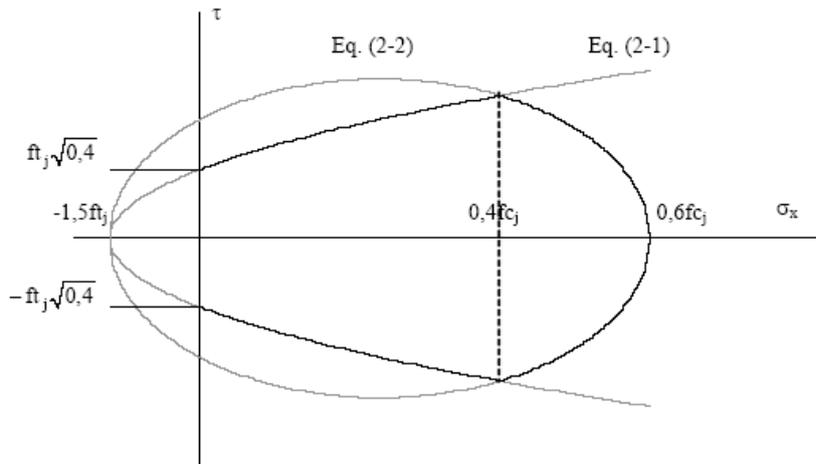
- Si $\sigma_x \geq 0$ (compression)

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{ij} \cdot \left[f_{ij} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right] \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{ij}}{f_{cj}} \cdot [0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x] \cdot \left[f_{ij} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right] \end{cases}$$

- Si $\sigma_x \leq 0$ (traction)

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{ij}^2$$

Ces trois inégalités définissent un domaine de sécurité dont la représentation graphique est donnée ci-dessous :



On obtient :

| | | | |
|--------------------|----------------|-------------|------------|
| contraintes | Béton tendu | 6.16 | Mpa |
| limites | Béton comprimé | 8.15 | Mpa |

Les contraintes de cisaillement sont donc vérifiées

➤ **Combinaisons fréquentes**

Sollicitations extérieures

Obtenus à partir du logiciel PYBAR :

$M_M = 8.0989\text{MN}$ $M_m = 3.2326\text{MN}$ et $V_M = 3.7765\text{MN}$

Valeurs de précontrainte

- Valeur Max, $P_M = 1.05 \times 4.2930 \times 10 = 45.0765\text{MN}$
- Valeur Min, $P_m = 0.95 \times 4.2930 \times 10 = 40.7835\text{MN}$

Calcul des contraintes normales dans la fibre supérieure (y=v)

- Sous moment Max : $\sigma_M(v) = \frac{P_m}{B} + \frac{M_M}{W_s} - \frac{P_m \times e_0}{W_s} = 5.43\text{MPa} < 27\text{MPa}$

Contraintes normales dans la fibre inférieure (y=v')

- Sous moment Max : $\sigma_M(v') = \frac{P_m}{B} - \frac{M_M}{W_i} + \frac{P_m \times e_0}{W_i} = 6.14\text{MPa} < 27\text{MPa}$

- Sous moment Min : $\sigma_m(v') = \frac{P_M}{B} - \frac{M_M}{W_i} - \frac{P_M \times e_0}{W_i} = 12.09\text{MPa} < 27\text{MPa}$

La section est entièrement comprimée. Les contraintes normales de compression sont toutes vérifiées.

Contraintes de cisaillement

$$\tau(y) = 3.868\text{MPa}$$

La contrainte limite de cisaillement pour le béton comprimé vaut **18.81MPa**.

Les contraintes de cisaillement sont donc vérifiées

➤ Combinaisons quasi permanentes

Sollicitations extérieures

Obtenus à partir du logiciel PYBAR :

$$M_m = 5.063\text{MN} \quad \text{et} \quad V_M = 2.467\text{MN}$$

Valeurs de précontrainte

- Valeur Max, $P_M = 1.05 \times 4.2930 \times 10 = 45.0765\text{MN}$
- Valeur Min, $P_m = 0.95 \times 4.2930 \times 10 = 40.7835\text{MN}$

Calcul des contraintes normales dans la fibre supérieure (y=v)

- Sous moment Max : $\sigma_M(v) = \frac{P_m}{B} + \frac{M_M}{W_s} - \frac{P_m \times e_0}{W_s} = 3.76\text{MPa} < 22.5\text{MPa}$
- Sous moment Min : $\sigma_m(v) = \frac{P_M}{B} + \frac{M_M}{W_s} - \frac{P_M \times e_0}{W_s} = 3.62\text{MPa} < 22.5\text{MPa}$

Les contraintes normales de compression en fibre supérieure sont vérifiées.

Contraintes de cisaillement

$$\tau(y) = 2.5270\text{MPa}$$

La contrainte limite de cisaillement du béton comprimé vaut **10.10MPa**.

Les contraintes de cisaillement sont donc vérifiées

h. Vérifications à la fatigue

D'après les vérifications de contraintes précédemment menées, les fibres inférieures et supérieures du tablier sont comprimées sous combinaisons de charges fréquentes. La vérification à la fatigue n'est pas nécessaire car il a été vérifié suivant les sections BP et dans le sens des sollicitations, la non décompression du béton en zone d'enrobage aux ELS fréquent.

i. justification des bielles de compression

L'effort de cisaillement se calcul comme précédemment, c'est-à-dire :

$$\tau(y) = \frac{V \cdot S_{GZ}(y)}{I_{GZ} \cdot b_n(y)}$$

Soit $\tau(y) = 4.999 \text{ MPa}$

La vérification des bielles de compression se fait à l'ELU et nous avons l'effort tranchant Max, $V_M = 4.88 \text{ MN}$

On peut montrer que les bielles de compression sont justifiées si :

$$\tau_u \leq \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{3 \cdot \gamma_b} \cdot \sin 2\beta_u \quad \text{si } \tau_u > 30^\circ$$

$$\tau_u \leq \frac{f_{cj}}{6} \quad \text{si } \tau_u < 30^\circ$$

L'angle d'inclinaison des fissures peut être déduit de la formule $\tan 2\beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_{xu}}$

σ_{xu} Est la contrainte de compression Max dans le béton après précontrainte

| Sollicitations extérieures (ELU) | | |
|---|------------------|------------|
| M_M : | moment max | 11.86 MN.m |
| M_m : | moment min | 1.403 MN.m |
| | Effort tranchant | |
| V_M : | max | 4.880 MN |
| Précontrainte | | |
| P_M : | valeur max | 44.0652 MN |
| P_m : | valeur min | 39.8685 MN |
| Contraintes normales dans la fibre supérieure (y=v) | | |
| $\sigma_M(v)$: | Contrainte max | 10.71 Mpa |
| $\sigma_m(v)$: | Contrainte min | -0.07 Mpa |
| Contraintes normales dans la fibre inférieure (y=v') | | |
| $\sigma_M(v')$: | Contrainte max | -0.75 Mpa |
| $\sigma_m(v')$: | Contrainte min | 14.05 Mpa |

$$\sigma_{xu} = 14.049 \text{ MPa}$$

On obtient $\beta_u = 17.717^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \frac{45}{6} = 7.5 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est donc inférieure à la contrainte limite. Le non cisaillement est donc vérifié.

j. aciers passifs

➤ **Aciers transversaux**

Ils sont déterminés à l'ELU

- Justification du cisaillement (A_{t1}):

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \cdot b_n \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \tan \beta_u$$

$$A_{t1} = 1.977 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Section minimale d'armatures transversales ($A_{t_{\min}}$) :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot s_t \cdot \gamma_s} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

Espacement maximal des aciers transversaux

$$St \leq \text{Min}(0.8h; 3b_0; 100) = 64\text{cm}$$

En prenant un espacement $St = 20\text{cm}$ on obtient $A_{t_{\min}} = 12.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et on choisit **9 HA14**.

- Aciers de peau (A_{t3}) :

Valeur forfaitaire de **2cm²/ml**

La section d'aciers transversaux retenue est le Max de A_{t1} , $A_{t_{\min}}$ et A_{t3} ,

Soit $A_t = 12.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix de la section commerciale

9 HA 14 /ml

➤ aciers longitudinaux (ELS fréquent)

Nous n'aurons pas besoin de justifier la section à la traction car les contraintes de traction (uniquement en phase de construction) sont toutes vérifiées.

- Section minimale d'armatures ($A_{s_{\min}}$) :

$$A_{s_{\min}} = \frac{f_{tk} \times h \times b}{f_{yk}}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{3.80 \times 0.8 \times 8.8}{500} \times 10^4 = 6.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_{s_{\min}} = 6.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Aciers de peau (A_{s3}) :

Valeur forfaitaire de **3 cm²/ml**

La section d'aciers retenue est le Max de $A_{s_{\min}}$ et A_{s3} ,

soit $A_s = 6.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix de la section commerciale

6 HA 12 /ml

Enrobage

On prendra un enrobage minimal de 20mm et un enrobage nominal de 30mm pour les aciers passifs.

2.9 Partie de la dalle en encorbellement

a. Sollicitations dues aux charges permanentes

Le calcul se fait sur une bande d'un mètre linéaire de la partie en encorbellement, en flexion simple à l'ELU.

Charges surfaciques sur l'encorbellement :

- Poids propre dalle : $g_{pp} = 25 \times 1.418 = 35.45 \text{KN} / \text{ml}$
- Superstructure :

| Désignations | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | largeur (m) | Valeur nominale (KN/ml) |
|---------------------------------|--------------------------------------|---------------|--------------|-------------------------|
| Revêtement étanchéité | | | | |
| Béton bitumineux | 24 | 0.07 | 2 | 3.36 |
| Etanchéité | 24 | 0.03 | 2 | 1.44 |
| Béton sous BN4 ×2 | 24 | 0.25 | 0.5 | 6 |
| Eléments non structuraux | | | | |
| Corniche en Béton ×2 | | | | 7.5 |
| Bordures T2 ×2 | | | | 1.72 |
| BN4 ×2 | | | | 1.3 |
| | | | TOTAL | 21.32 |

$$g_s = 21.32 \text{KN} / \text{ml}$$

Moment fléchissant Max :

$$M_g = (3.36 + 1.44) \times 1.00 + 6 \times 2.325 + 1.72 \times 2.075 + (7.5 + 1.3) \times 2.70 = 46.08 \text{KN.m} / \text{ml}$$

Effort tranchant:

$$V_g = 3.36 + 1.44 + 6 + 1.72 + 7.5 + 1.3 = 21.32 \text{ KN / ml}$$

b. Sollicitations dues aux charges d'exploitation

Nous ne prenons pas en compte la charge sur trottoirs, car nous n'avons pas de trottoir.

Ne pouvant pas loger un tandem du système TS, nous ne considérons que le système de charge répartie UDL comme surcharge sur la partie en encorbellement.

$$q_{lk} = 33.90 \times 2.00 = 67.80 \text{ KN / ml}$$

Moment fléchissant Max :

$$M_{q_{lk}} = 67.80 \times 1.00 = 67.80 \text{ KN.m / ml}$$

Effort tranchant:

$$V_{q_{lk}} = 67.80 \text{ KN / ml}$$

Sollicitations à l'ELU

$$M_u = 1.35 \times (46.08 + 67.80) = 153.738 \text{ KN.m / ml}$$

$$V_u = 1.35 \times (21.32 + 67.80) = 120.312 \text{ KN / ml}$$

c. Calcul des armatures

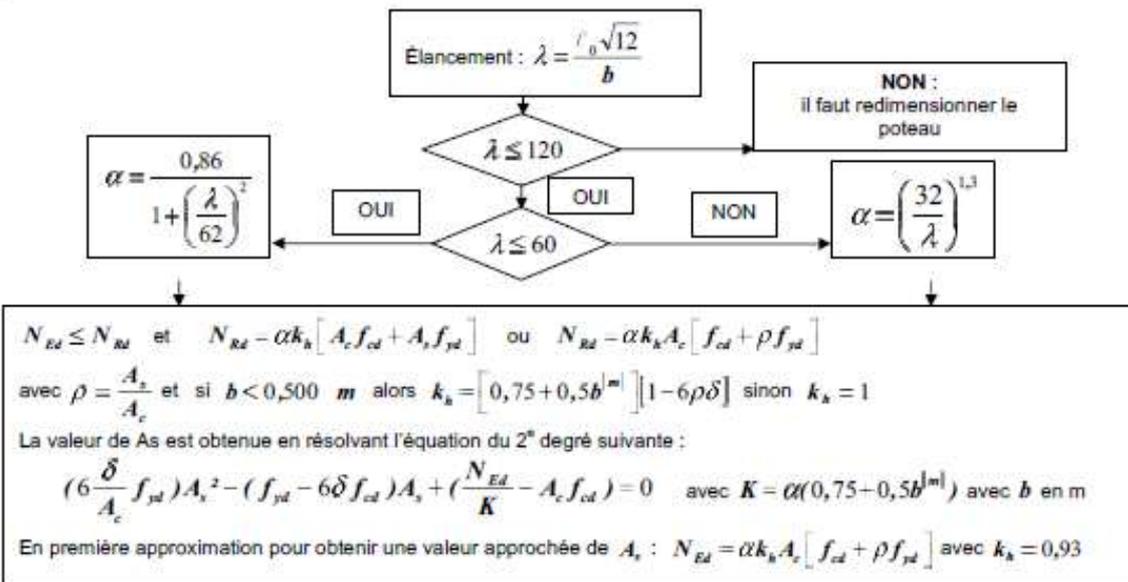
Aciers de flexion en fibre supérieure

Les armatures sont calculées sur Excel à partir de l'organigramme de compression centré d'une section rectangulaire :

13.16.3 ORGANIGRAMME POTEAUX RECTANGULAIRES

Données : Catégorie de durée d'utilisation de projet : 4 ; Classe d'exposition X ... donnant un enrobage nominal c_{nom} .

- N_{Ed} , effort normal centré aux ELU
- A_c , aire du béton $b \times h$, avec $b \leq h$ (ou b en mètre, correspondant au sens du flambement)
- Enrobage relatif $\delta = \frac{d'}{b}$ avec $d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_t}{2}$ Si d' est inconnu, prendre :
40 mm pour XC1
55 mm pour XC4
- Classe du béton C... donnant f_{ck} et $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$ (âge du béton > 28 jours)
- Acier B500 donnant $f_{yk} = 500$ MPa et $f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 434,8$ MPa
- Longueur efficace (ou de flambement) notée l_0 = longueur libre du poteau notée l



Section minimale des armatures longitudinales

$$A_{s,min} = \max \left[0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} ; 0,002 A_c \right] \quad (9.12N)$$

A_c = aire de la section brute transversale de béton
 f_{yd} limite élastique de calcul de l'armature

Le diamètre des barres longitudinales $\phi_l \geq \phi_{l,min} = 8$ mm

Section maximale des armatures longitudinales

en dehors des zones de recouvrement $A_{s,max} = 0,04 A_c$ dans les zones de recouvrement $A_{s,max} = 0,08 A_c$

Armatures transversales :

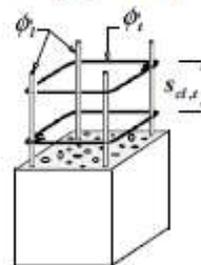
$$\phi_t \geq \max [6 \text{ mm} ; \phi_{l,max} / 4]$$

$$\text{espacement : } s_{d,t} \leq s_{d,t,max} = \min [400 \text{ mm} ; 20\phi_{l,min} ; b]$$

$\phi_{l,min}$ = diamètre de la plus petite armature longitudinale

b = plus petite dimension transversale

Les armatures transversales doivent maintenir toutes les barres prises en compte dans les calculs de résistance.

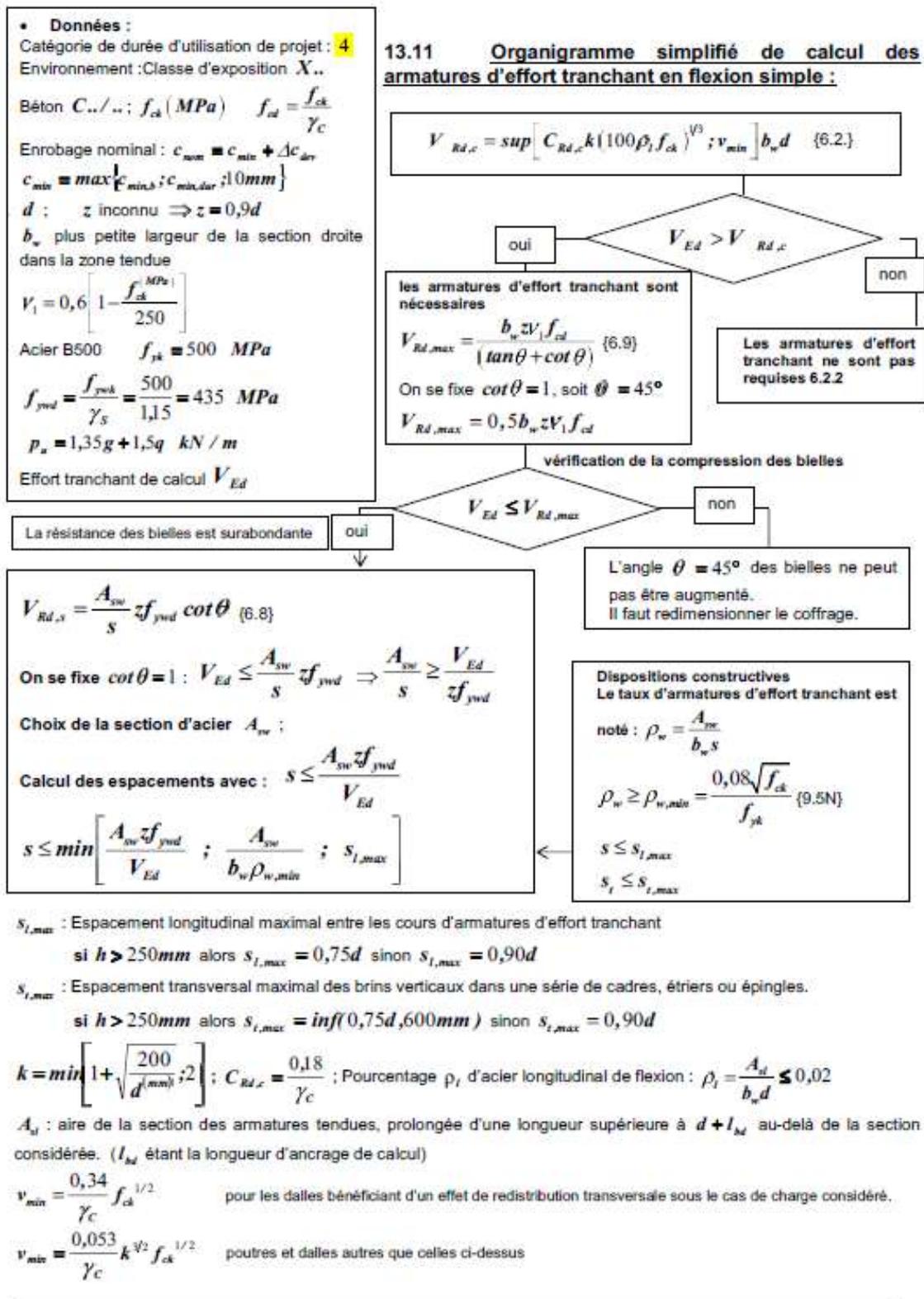


Nous obtenons :

| hypothèses | | |
|--|---|-----------------------------|
| b_w : | Largeur de calcul | 1 m |
| h : | Hauteur de la section | 0.8 m |
| | Classe d'exposition des parements | XC4 |
| f_{ck} | Résistance à la compression du béton à 28 jours | 30 Mpa |
| f_{yk} | Limite d'élasticité caractéristique des aciers passifs | 500 Mpa |
| Mu : | Moment max à l'ELU | 0.1538 MN.m |
| Mser : | Moment max à l'ELS | 0.1139 MN.m |
| V_{Ed} : | Effort tranchant max | 0.1203 MN |
| γ_c : | coefficient partiel de sécurité pour le béton | 1.5 |
| γ_s : | coefficient partiel de sécurité pour les aciers passifs | 1.15 |
| f_{yd} : | Limite d'élasticité de calcul des aciers passifs | 434.78 Mpa |
| I₁ : | Inertie de la section | 0.0427 m⁴ |
| d : | Hauteur utile | 0.72 m |
| x : | Hauteur de béton comprimé | 0.186 m |
| f_{cd} : | | 20 Mpa |
| f_{tk} | Résistance caractéristique du béton en traction | 2.90 Mpa |
| λ : | | 0.85 |
| η : | | 1.1 |
| Paramètres caractéristiques de la section | | |
| μ_u : | Moment ultime réduit | 0.015 |
| | Armatures comprimés nécessaire? | NON |
| α_u : | coefficient de la fibre neutre | 0.073 |
| Z_u : | bras de levier | 0.699 m |
| Section théorique des aciers tendus | | |
| As1 : | Section théorique | 5.060 cm² |
| ρs1 : | Pourcentage d'armatures | 0.151 % |
| As,min : | Section minimale d'armatures | 10.84 cm² |
| | Choix du diamètre des aciers (mm) | 12 HA |
| | Nombre d'aciers à disposer | 10 /ml |
| ENROBAGE | | |
| c_{min} : | Enrobage minimal armatures passives | 30 mm |
| c_{nom} : | Enrobage nominal des armatures passives | 40 mm |
| d_{réel} : | hauteur utile réelle | 0.76 m |
| | Vérification de la section d'enrobage | BON |

Aciers d'effort tranchant

Organigramme effort tranchant :



Nous obtenons :

| Vérification cisaillement | | |
|--------------------------------------|--|-----------------------------|
| z : | | 0.65 m |
| V1 : | | 0.528 Mpa |
| C_{rd,c} : | | 0.12 |
| k : | | 2 |
| V_{min} : | | 1.242 Mpa |
| V_{Rd,c} : | Effort tranchant admissible | 0.894 MN |
| Control: | Nécessité armatures d'effort tranchant | NON |
| V_{Rd,max} : | | 3.42 MN |
| Vérification compression des bielles | | |
| Control : | Bielles comprimées? | OUI |
| Sections d'acier | | |
| A_{sw} : | Aciers théoriques | 4.270 cm² |
| | Choix du diamètre des aciers (mm) | 10 HA |
| | Nombre d'aciers à disposer | 5 /ml |
| ρ_w : | pourcentage acier | 0.079 % |
| ρ_{w,min} : | pourcentage Asmin | 0.088 % |
| S_{lmax} : | Espacement longitudinaux max effort aciers tranchant | 54 cm |
| S : | Espacement minimal | 37.41959 cm |

d. Maîtrise de la fissuration du béton (ELS fréquent)

La maîtrise de la fissuration s'inscrit dans les calculs aux états limites de service (ELS fréquent) selon l'Eurocode 2.

La fissuration des éléments en béton armé est normale et peut difficilement être évitée. Dans la plupart des cas, on peut certes admettre l'apparition de fissures, mais chercher à en limiter l'ouverture, de façon à ce qu'elles ne portent pas préjudice au bon fonctionnement ou à la durabilité de la structure ou encore qu'elles ne rendent pas son aspect inacceptable.

Elle sera effectuée par calcul direct.

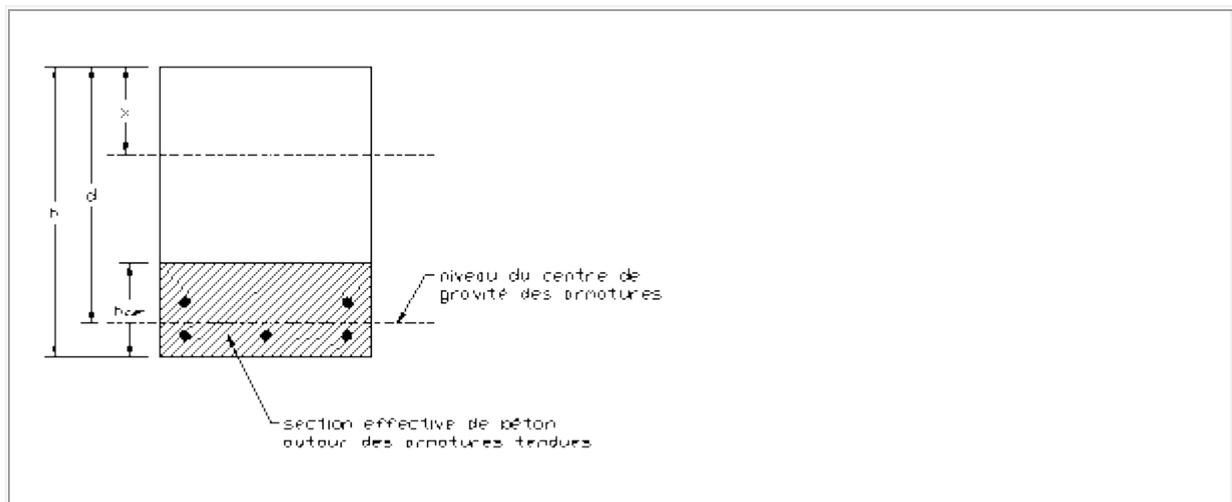
Le principe est de calculer l'ouverture des fissures et la comparer à l'ouverture limite, qui est fonction de la classe d'exposition

Tableau : Valeurs limites de l'ouverture calculée des fissures W_{max}

| Classe d'exposition | Éléments en béton armé et éléments en béton précontraint sans armatures adhérentes | Éléments en béton précontraint avec armatures adhérentes |
|------------------------------|--|--|
| | Combinaison | Combinaison |
| X0, XC1 | 0,40 mm | 0,20 mm |
| XC2, XC3, XC4 | 0,30 mm | 0,20 mm |
| XD1, XD2, XS1, XS2, XS3, XD3 | 0,20 mm | Décompression |

Calcul de l'ouverture des fissures

Détermination de l'aire de béton tendu associée aux armatures :



$$h_{c,ef} = \text{Max}(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2)$$

On a donc pour une section rectangulaire : $A_{c,eff} = b \times h_{c,ef}$

Calcul de $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ε_{sm} : déformation moyenne dans les armatures tendues (exprimée en m/m)

ε_{cm} : déformation moyenne du béton tendu associé aux armatures tendues (exprimée en m/m)

σ_s : contrainte moyenne dans les armatures tendues (en MPa)

$$k_t = \begin{cases} 0,6 & \text{pour le court terme} \\ 0,4 & \text{pour le long terme} \end{cases}$$

$f_{ct,eff}$: résistance à la traction du béton = f_{ctm} (en MPa)

$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$ rapport entre la section d'armatures tendues et la section de béton tendue

$\alpha_e = E_s / E_{cm}$ rapport entre le module d'élasticité de l'acier et le module d'élasticité du béton en traction

Calcul de l'espacement maximal des fissures $s_{r,max}$ (en mm)

- Si l'espacement horizontal des files d'armatures est inférieur à $5(c + \Phi/2)$

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

$k_3 = 3,4$ si $c \leq 25$ mm et $3,4 \cdot (c/25)^{2/3}$ si $c > 25$ mm

c : enrobage (en mm)

$k_1 = 0,8$ pour aciers HA et $1,6$ pour aciers RL

$k_2 = 0,5$ pour sollicitation de flexion et $1,0$ pour sollicitation de traction pure

$k_4 = 0,425$

Φ : diamètre des armatures tendues (en mm)

Dans le cas d'une association de barres de différents diamètres

n_1 barres de diamètre Φ_1 + n_2 barres de diamètre Φ_2 , on retient un diamètre de barres équivalent :

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2}$$

- Si l'espacement horizontal des files d'armatures est supérieur à $5(c+\Phi_2)$ ou s'il n'y a pas d'armatures adhérentes à l'intérieur du béton tendu, alors

$$s_{r,max} = 1,3(h - x)$$

où h , x , c et Φ sont en mm

Calcul de l'ouverture caractéristique des fissures w_k (en mm)

$$w_m = s_{rm} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Calculs sur Excel :

| HYPOTHESES | |
|---|--|
| Type de structure | BA |
| Type de sollicitation | Flexion |
| Type d'aciers | HA |
| Type déformations | long terme |
| Classe d'exposition | XC4 |
| Espacement horizontal des files d'armatures | 100 mm |
| PARAMETRES | |
| x : | Hauteur de béton comprimé 0.18648 mm |
| Φ | Diamètre des aciers tendus 12 mm |
| As | section d'armatures tendues 10.84 cm ² |
| Ac | Section de béton 7200.00 cm ² |

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA

| | | |
|---|--|--------------------------|
| ρ | Pourcentage d'acier | 0.0015 |
| h | Hauteur de la poutre | 800 mm |
| b | largeur de la poutre | 1000 mm |
| c | Enrobage | 40 mm |
| d | hauteur utile | 720 mm |
| fck | Résistance caractéristique du béton | 30 Mpa |
| fyk | Limite caractéristique d'élasticité | 500 Mpa |
| Es | module d'élasticité de l'acier | 200000 Mpa |
| σ_s | contrainte moyenne dans les armatures tendues | 400.00 Mpa |
| Ecm | module d'élasticité du béton | 32836.57 Mpa |
| k1 | | 0.8 % |
| k2 | | 0.5 |
| k3 | | 1.067 |
| k4 | | 0.425 |
| kt | | 0.4 |
| HAUTEUR EFFICACE | | |
| hc,ef | | 400 mm |
| CALCUL DE $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ | | |
| α_e | | 6.091 |
| Ac,eff | | 0.4 m² |
| Pp,eff | Rendement section béton | 0.003 |
| fct,eff | résistance à la traction du béton | 2.90 Mpa |
| $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ | : Différence de déformations moyennes entre les aciers et le béton | 0.0001 m/m |
| Vérification de $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ | | OK |
| ESPACEMENT MAX DES FISSURES | | |
| Sr,max | : espacement max des fissures | 50.19 mm |
| CALCUL OUVERTURES | | |
| Wk | : ouverture caractéristique des fissures | 0.01 mm |

| | |
|--|---------------|
| W_{max} : ouvertures limite | 0.3 mm |
| Vérification | OK |

2.10 Etude des appuis

a. Dimension des piles voiles :

Les voiles seront vérifiés à la flexion, à l'effort tranchant et à la compression centrée. Le dimensionnement se fait à l'ELU.

Les armatures seront déterminées sur Excel à partir d'organigrammes.

➤ Prédimensionnement

Nous avons pour des fûts de section constante et rectangulaire. On adopte un voile simple avec une largeur de « **5.00 m** ».

Dans le sens longitudinal, l'épaisseur des voiles sera normalement de 0,50 m à 0,80 m afin de respecter les proportions entre les divers paramètres c.à.d.

$$E = \text{Sup}(0,5; \frac{4H+L}{100} + 0.10) \text{ [m]}$$

Nous étudierons la pile la plus sollicitée, qui est la pile P2 ou P3 :

E → Epaisseur du voile.

H → Hauteur Max de tirant d'aire = 5.65m.

P → La portée du tablier = 22.00m.

Alors l'épaisseur de prédimensionnement est de l'ordre de « **E = 0.60m** ».

Après les calculs, il s'avère que pour cette épaisseur, la section d'enrobage n'est pas vérifiée.

Nous prendrons donc **E = 0.80 m**

➤ Sollicitations

La réaction d'appui pour P2 vaut :

$$R_2 = 9221 \text{ KN}$$

Poids propre du voile vaut :

$$G_{pp} = \gamma_b \times e \times l \times H = 25 \times 0.8 \times 5.65 = 565.00 \text{ KN}$$

Effort normal (ELU) :

$$N_{ED} = 1.35 \times 565.00 + 9221 = 9983.75 \text{ KN}$$

L'effort de freinage :

$$Q_{lk} = 365.58 \text{KN} \quad (\text{Voir calcul des actions})$$

Moment Max de flexion :

$$M_u = 1.35 \times Q_{lk} \times H = 1.35 \times 365.58 \times 5.65 = 2788.461 \text{KN.m}$$

Excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_{ED}} = \frac{9983.75}{2788.46} = 0.28 \text{m}$$

➤ **Justification en Compression centrée**

Les piles doivent supporter leur poids propre ainsi que celui du tablier, et les surcharges routières.

Calcul des armatures

| hypothèses | | | |
|---|---|-----------------|----------------------|
| N_{ed} : | Effort normal centré (ELU) | 9.9838/5 | MN |
| | Classe d'exposition des parements | XC3 | |
| a : | petit côté | 0.8 | m |
| b : | grand côté | 1 | m |
| l : | Hauteur du poteau | 5.65 | m |
| f_{ck} | Résistance à la compression du béton à 28 jours | 30 | Mpa |
| f_{yk} | Limite d'élasticité caractéristique des aciers passifs | 500 | Mpa |
| γ_c : | coefficient partiel de sécurité pour le béton | 1.5 | |
| γ_s : | coefficient partiel de sécurité pour les aciers passifs | 1.15 | |
| f_{yd} : | Limite d'élasticité de calcul des aciers passifs | 434.78 | Mpa |
| f_{cd} : | | 20 | Mpa |
| f_{tk} | Résistance caractéristique du béton en traction | 2.90 | Mpa |
| l₀ : | Longueur de flambement | 3.955 | m |
| Paramètre caractéristiques de la section | | | |
| A_c : | Aire de la section de béton | 4.00 | m² |
| λ : | Elancement | 17.126 | |
| | Control flambement | OK | |

| | | | |
|------------------------------|---------------------------------------|----------------|-----------------------|
| α : | Coefficient d'élanement | 0.799 | |
| Sections d'armatures | | | |
| As1 : | Section théorique d'armatures | -310.92 | |
| As : | Section retenue | 16.00 | cm² |
| | Choix du diamètre min des aciers (mm) | 16 | HA |
| | Nombre d'aciers à disposer | 8 | /ml |
| As_{min} : | Section minimale d'armatures | 16.00 | cm² |
| As_{max} : | Section maximale d'armatures | 320.00 | cm² |
| Φt : | diamètre armatures transversales | 8 | mm |
| St : | Espacement des aciers transversaux | 320 | mm |

➤ **Justification à la flexion simple**

Les voiles sont soumis à l'action horizontale prédominante de freinage longitudinal des poids lourd sur le tablier et doivent donc par conséquent être vérifiés à la flexion simple.

| hypothèses | | | |
|--------------------------------|---|---------------|----------------------|
| b_w : | Largeur de calcul | 1 | m |
| h : | Hauteur de la section | 0.8 | m |
| | Classe d'exposition des parements | XC2 | |
| f_{ck} | Résistance à la compression du béton à 28 jours | 30 | Mpa |
| f_{yk} | Limite d'élasticité caractéristique des aciers passifs | 500 | Mpa |
| Mu : | Moment max à l'ELU | 0.5577 | MN.m |
| Mser : | Moment max à l'ELS | 0.4131 | MN.m |
| V_{Ed} : | Effort tranchant max | 0.3656 | MN |
| γ_c : | coefficient partiel de sécurité pour le béton | 1.5 | |
| | coefficient partiel de sécurité pour les aciers passifs | 1.15 | |
| f_{yd} : | Limite d'élasticité de calcul des aciers passifs | 434.78 | Mpa |
| I₁ : | Inertie de la section | 0.0427 | m⁴ |
| d : | Hauteur utile | 0.72 | m |
| x : | Hauteur de béton comprimé | 0.186 | m |
| f_{cd} : | | 20 | Mpa |
| f_{tk} | Résistance caractéristique du béton en traction | 2.90 | Mpa |
| λ : | | 0.85 | |

| | | |
|--|---|------------------------------|
| η : | | 1.1 |
| Paramètres caractéristiques de la section | | |
| μ_u : | Moment ultime réduit | 0.054 |
| | Armatures comprimés nécessaire? | NON |
| α_u : | coefficient de la fibre neutre | 0.254 |
| Z_u : | bras de levier | 0.647 m |
| Section théorique des aciers tendus | | |
| $As1$: | Section théorique | 19.834 cm² |
| | Choix du diamètre des aciers (mm) | 16 HA |
| | Nombre d'aciers à disposer | 10 /ml |
| $\rho s1$: | Pourcentage d'armatures | 0.275 % |
| As_{min} : | Section minimale d'armatures | 10.84 cm² |
| ENROBAGE | | |
| c_{nom} : | Enrobage nominal des armatures passives | 35 mm |
| $d_{réel}$: | hauteur utile réelle | 0.765 m |
| | Vérification de la section d'enrobage | BON |

Les armatures sont calculées sur Excel et on obtient une section de **19.8cm²/ml** par face du voile, et on fait le choix de **10 HA16/ml**.

➤ **Justification à l'effort tranchant**

| | | |
|---|--|------------------|
| Vérification cisaillement | | |
| z : | | 0.65 m |
| $V1$: | | 0.528 Mpa |
| $C_{rd,c}$: | | 0.12 |
| k : | | 2 |
| V_{min} : | | 1.242 Mpa |
| $V_{Rd,c}$: | Effort tranchant admissible | 0.894 MN |
| Control: | Nécessité armatures d'effort tranchant | NON |
| $V_{Rd,max}$: | | 3.42 MN |
| Vérification compression des bielles | | |
| Control : | Bielles comprimées? | OUI |

| Sections d'acier | | | |
|----------------------------|--|--------------|-----------------------|
| S' : | espacement | 40 | cm |
| A_{sw} : | Aciers théoriques | 5.190 | cm² |
| | Choix du diamètre des aciers (mm) | 12 | HA |
| | Nombre d'aciers à disposer | 5 | /ml |
| ρ_w : | pourcentage acier | 0.096 | % |
| ρ_{w,min} : | pourcentage A _{Smin} | 0.088 | % |
| | Espacement longitudinaux max effort aciers | | |
| S_{max} : | tranchant | 54 | cm |
| S : | Espacement minimal | 40 | cm |

➤ **Maîtrise des fissures :**

| HYPOTHESES | | |
|---|---|--------------------------------|
| Type de structure | | BA |
| Type de sollicitation | | Flexion |
| Type d'aciers | | HA |
| Type déformations | | long terme |
| Classe d'exposition | | XC3 |
| Espacement horizontal des files d'armatures | | 100 mm |
| PARAMETRES | | |
| x : | Hauteur de béton comprimé | 0.18648 mm |
| Φ | Diamètre des aciers tendus | 16 mm |
| A_s | section d'armatures tendues | 19.83 cm ² |
| A_c | Section de béton | 7200.00 cm ² |
| ρ | Pourcentage d'acier | 0.0028 |
| h | Hauteur de la poutre | 800 mm |
| b | largeur de la poutre | 1000 mm |
| c | Enrobage | 35 mm |
| d | hauteur utile | 720 mm |
| f_{ck} | Résistance caractéristique du béton | 30 Mpa |
| f_{yk} | Limite caractéristique d'élasticité | 500 Mpa |
| E_s | module d'élasticité de l'acier | 200000 Mpa |
| σ_s | contrainte moyenne dans les armatures tendues | 400.00 Mpa |

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA

| | | | |
|---|--|-----------------|----------------|
| Ecm | module d'élasticité du béton | 32836.57 | Mpa |
| k1 | | 0.8 | % |
| k2 | | 0.5 | |
| k3 | | 0.933 | |
| k4 | | 0.425 | |
| kt | | 0.4 | |
| HAUTEUR EFFICACE | | | |
| hc,ef | | 400 | mm |
| CALCUL DE $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ | | | |
| α_e | | 6.091 | |
| Ac,eff | | 0.4 | m ² |
| Pp,eff | Rendement section béton | 0.005 | |
| fct,eff | résistance à la traction du béton | 2.90 | Mpa |
| $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ | : Différence de déformations moyennes entre les aciers et le béton | 0.0008 | m/m |
| Vérification de $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ | | OK | |
| ESPACEMENT MAX DES FISSURES | | | |
| Sr,max | : espacement max des fissures | 38.15 | mm |
| CALCUL OUVERTURES | | | |
| Wk | : ouverture caractéristique des fissures | 0.03 | mm |
| Wmax | : ouvertures limite | 0.3 | mm |
| Vérification | | OK | |

b. La culée :

Notre ouvrage se situe sur la continuité de remblais d'accès. Nous optons alors pour le type culées remblayées.

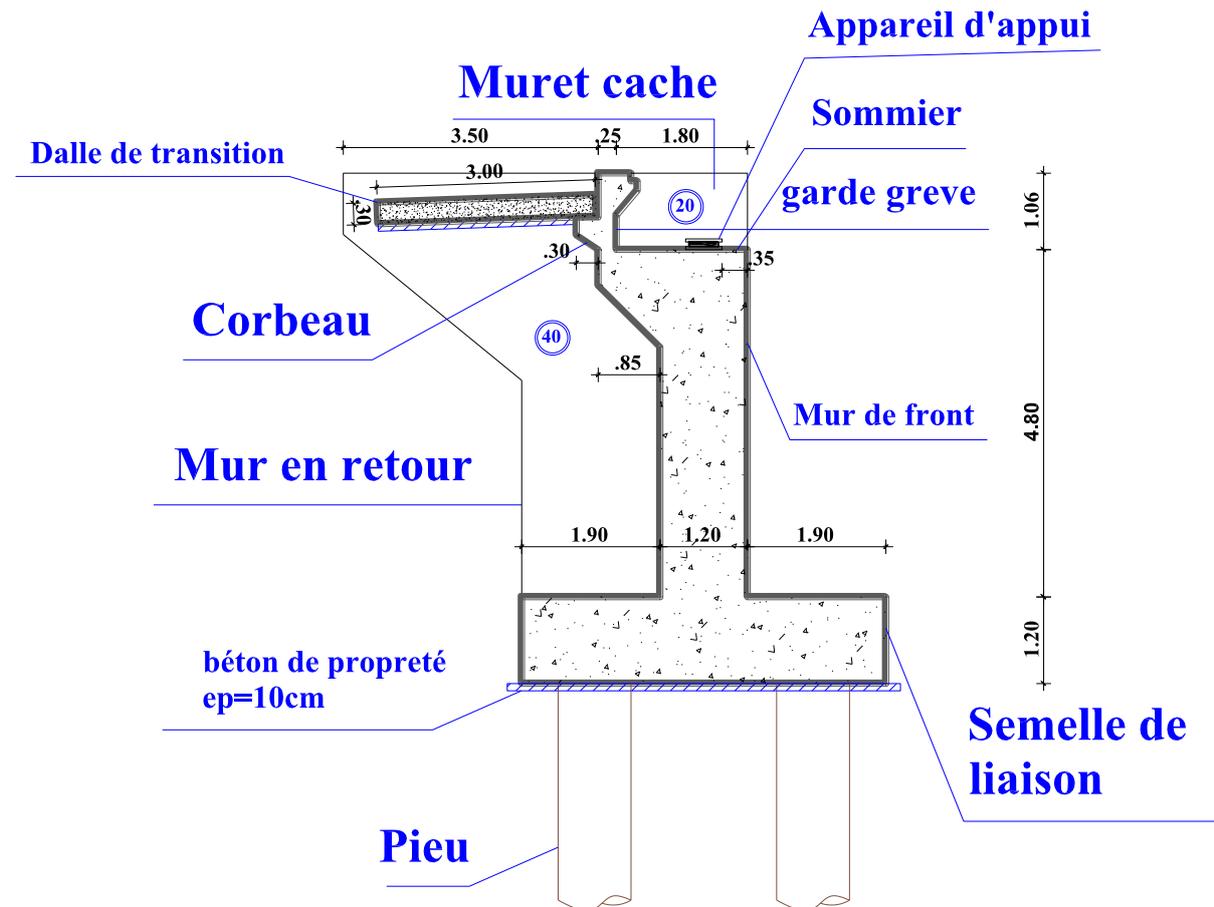


Figure : Schémas de la culée/coupe transversale du mur de front

➤ Dimensionnement du mur de front

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 80 cm à 120 cm selon la hauteur de culée.

Son épaisseur (e) en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appuis, et l'about de la poutre.

e = 1.20m

Le voile sera encastré à travers des fondations profondes (2 files de pieux) qui assureront une certaine résistance et rigidité aux culées. De ce fait pas besoin de vérifier la stabilité au renversement, glissement ou poinçonnement.

Le dimensionnement se fera en flexion composée, à l'ELU.

Actions de dimensionnement

- Effort normal de compression provenant du tablier

N_u = 4425KN

- Poids propre du mur

$$P_p = 144.3 \text{ KN/ml}$$

- Poussé du remblai

$$P_r = k_a \gamma_b \frac{H^2}{2} = 95.4364 \text{ KN / ml}$$

- Surcharge sur le remblai (Voir calcul des actions)

$$q_r = 38.70 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des sollicitations

| | | |
|-------------------|---|-------------|
| Hypothèses | Ht : hauteur voile (m) | 4.81 |
| | q : surcharge sur remblai (KN/m²) | 38.7 |
| | Largeur (m) | 10.7 |
| | γ_t : poids volumique remblai (KN/m³) | 20 |
| | Résistance compression à 28 jours (Mpa) | 30 |
| | Enrobage (cm) | 5 |
| | Contrainte de l'acier utilisé FeE (Mpa) | 500 |

| | Côtes | Moments (KN.m) | Effort tranchant: VU(x) (KN.m) |
|-------------|--------------|-----------------------|---|
| H/3 | 1.52 | 26.59 | 127.78 |
| 2H/3 | 3.03 | 161.32 | 324.96 |
| H | 4.55 | 486.63 | 591.56 |

Excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_{ED}} = \frac{6081}{5206.94} = 0.856 \text{ m}$$

Calcul des aciers en flexion simple

| hypothèses | | |
|---|---|------------------------|
| b_w : | Largeur de calcul | 1 m |
| h : | Hauteur de la section | 1.2 m |
| | Classe d'exposition des parements | XC3 |
| f_{ck} | Résistance à la compression du béton à 28 jours | 30 Mpa |
| f_{yk} | Limite d'élasticité caractéristique des aciers passifs | 500 Mpa |
| M_u : | Moment max à l'ELU | 0.4866 MN.m |
| M_{ser} : | Moment max à l'ELS | 0.3605 MN.m |
| V_{Ed} : | Effort tranchant max | 0.5916 MN |
| γ_c : | coefficient partiel de sécurité pour le béton | 1.5 |
| γ_s : | coefficient partiel de sécurité pour les aciers passifs | 1.15 |
| f_{yd} : | Limite d'élasticité de calcul des aciers passifs | 434.78 Mpa |
| I_1 : | Inertie de la section | 0.1440 m ⁴ |
| d : | Hauteur utile | 1.08 m |
| x : | Hauteur de béton comprimé | 0.280 m |
| f_{cd} : | | 20 Mpa |
| f_{tk} | Résistance caractéristique du béton en traction | 2.90 Mpa |
| λ : | | 0.85 |
| η : | | 1.1 |
| Paramètres caractéristiques de la section | | |
| μ_u : | Moment ultime réduit | 0.021 |
| | Armatures comprimés nécessaire? | NON |
| α_u : | coefficient de la fibre neutre | 0.102 |
| Z_u : | bras de levier | 1.036 m |
| Section théorique des aciers tendus | | |
| A_{s1} : | Section théorique | 10.805 cm ² |
| ρ_{s1} : | Pourcentage d'armatures | 0.151 % |
| $A_{s,min}$: | Section minimale d'armatures | 16.27 cm ² |
| | Choix du diamètre des aciers (mm) | 16 HA |
| | Nombre d'aciers à disposer | 8 /ml |
| $A_{s,max}$: | Section maximale d'armatures | 480 cm ² |
| $\rho_{s,max}$: | Pourcentage max d'armatures | 4.444 % |
| ENROBAGE | | |
| c_{min} : | Enrobage minimal armatures passives | 25 mm |
| c_{nom} : | Enrobage nominal des armatures passives | 35 mm |
| $d_{réel}$: | hauteur utile réelle | 1.165 m |
| | Vérification de la section d'enrobage | BON |

On obtient donc une section minimale $A_{s,min} = 16.27 \text{ cm}^2$ sur la face apparente du voile. Le choix des aciers principaux est porté sur **8 HA16/ml**.

Maîtrise de la fissuration (ELS fréquent)

| HYPOTHESES | | |
|--|--|---------------------------------|
| Type de structure | | BA |
| Type de sollicitation | | Flexion |
| Type d'aciers | | HA |
| Type déformations | | long terme |
| Classe d'exposition | | XC3 |
| Espacement horizontal des files d'armatures | | 125 mm |
| PARAMETRES | | |
| x : | Hauteur de béton comprimé | 0.27972 mm |
| Φ | Diamètre des aciers tendus | 16 mm |
| As | section d'armatures tendues | 16.27 cm ² |
| Ac | Section de béton | 10800.00 cm ² |
| ρ | Pourcentage d'acier | 0.0015 |
| h | Hauteur de la poutre | 1200 mm |
| b | largeur de la poutre | 1000 mm |
| c | Enrobage | 35 mm |
| d | hauteur utile | 1080 mm |
| fck | Résistance caractéristique du béton | 30 Mpa |
| fyk | Limite caractéristique d'élasticité | 500 Mpa |
| Es | module d'élasticité de l'acier | 200000 Mpa |
| σ_s | contrainte moyenne dans les armatures tendues | 400.00 Mpa |
| E_{cm} | module d'élasticité du béton | 32836.57 Mpa |
| k1 | | 0.8 % |
| k2 | | 0.5 |
| k3 | | 0.933 |
| k4 | | 0.425 |
| kt | | 0.4 |
| HAUTEUR EFFICACE | | |
| hc,ef | | 600 mm |
| CALCUL DE ε_{sm}-ε_{cm} | | |
| α_e | | 6.091 |
| Ac,eff | | 0.6 m ² |
| Pp,eff | Rendement section béton | 0.003 |
| f_{ct,eff} | résistance à la traction du béton | 2.90 Mpa |
| ε_{sm-εcm} | : Différence de déformations moyennes entre les aciers et le béton | 0.0001 m/m |
| Vérification de ε_{sm}-ε_{cm} | | OK |
| ESPACEMENT MAX DES FISSURES | | |
| Sr,max | : espacement max des fissures | 42.70 mm |
| CALCUL OUVERTURES | | |

| | |
|---|----------------|
| W_k : ouverture caractéristique des fissures | 0.01 mm |
| W_{max} : ouvertures limite | 0.3 mm |
| Vérification | OK |

➤ **Dalle de transition**

La largeur est prise égale à celle du tablier soit 10.7m.

Longueur de la dalle de transition se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai :

La longueur :

$$L = \min (6\text{m} ; \max (3\text{m} ; 06H))$$

On prend **L = 3 m**.

L'épaisseur:

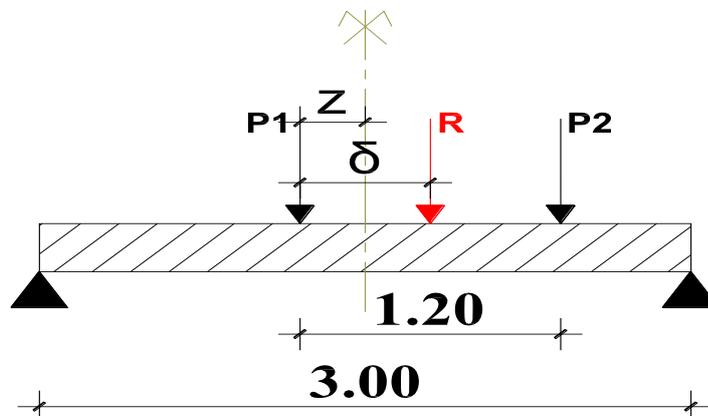
L'épaisseur varie entre L/20 et L/17

On prend **e = 30cm**

Le calcul est mené selon les prescriptions du SETRA dans le guide « *Dalles de transition des ponts-routes-Technique et réalisation* » (octobre 1984).

- Elle est calculée comme une poutre sur deux appuis reposant d'une part sur le corbeau d'appui et d'autre part sur le remblai (sur 60cm de remblai);
- Elle est soumise aux surcharges provenant du système des essieux tandem TS ;
- Les calculs sont menés à l'ELU

Schéma mécanique de la dalle de transition



Sollicitations

- Sous charges permanentes

$$M_G = \gamma_b e_d \frac{l^2}{8} = 25 \times 0.30 \times \frac{3.00^2}{8} = 8.4375 \text{KN.m}$$

- Sous surcharge

On utilise le théorème de Barré pour déterminer le moment de dimensionnement.

La résultante des charges des essieux vaut $R = 2 \times P_1 = 2 \times 0.9 \times 300 = 540 \text{KN}$.

$$\delta = \frac{1.2}{2} = 0.6 \text{m} \text{ et } z = \frac{\delta}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{m}.$$

La réaction en A vaut $R_A = \frac{R}{L} \times (\frac{L}{2} - z) = 216 \text{KN}$

Le moment Max vaut $M_Q = R_A \times (\frac{L}{2} - z) = 259.2 \text{KN.m}$

Soit $M_Q = \frac{259.2}{10.5} = 24.68571 \text{KN.m/ml}$.

Ce qui nous donne une charge à l'ELU :

$$Mu = 1.35 \times (8.437 + 24.68571) = 44.7156 \text{KN.m/ml}$$

Armatures de la dalle

Se dimensionne aux ELU comme une poutre soumise à la flexion simple et reposante sur deux appuis. On a donc :

| Moment (KN.m) | section théorique (cm ²) | Section minimale (cm ²) | Choix (par ml) | Section réelle (cm ²) |
|---------------|--------------------------------------|-------------------------------------|----------------|-----------------------------------|
| 44.72 | 14.771 | 4.07 | 10HA14 | 15.39 |

➤ Murs en retour

Ils sont situés de part et d'autre du mur de front et de la culée. Ils sont conçus encastres dans le mur de front et dans la semelle de culée. Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation éventuelle des barrières.

$$E = h/12 = 4.55/12 = 0.4 \text{m}$$

On prendra **45cm** pour un bon enrobage des aciers.

Dimensionnement

| | | |
|-------------------|--|-------------|
| Hypothèses | Ht : hauteur voile (m) | 4.81 |
| | q : surcharge sur remblai (KN/m ²) | 10 |
| | Largeur (m) | 1 |
| | γt : poids volumique remblai (KN/m ³) | 20 |
| | Résistance compression à 28 jours (Mpa) | 30 |
| | Enrobage (cm) | 5 |
| | Contrainte de l'acier utilisé FeE (Mpa) | 500 |

Le moment Max à l'ELU vaut :

$$M_{\max} = 1.35 \times (q \times ka \times \frac{h^2}{2} + \gamma t \times ka \times \frac{h^3}{6}) = 1.35 \times (10 \times 0.33 \times \frac{4.81^2}{2} + 20 \times 0.33 \times \frac{4.81^3}{6}) = 216.7934 \text{ KN.m}$$

Armatures verticales (flexion simple)

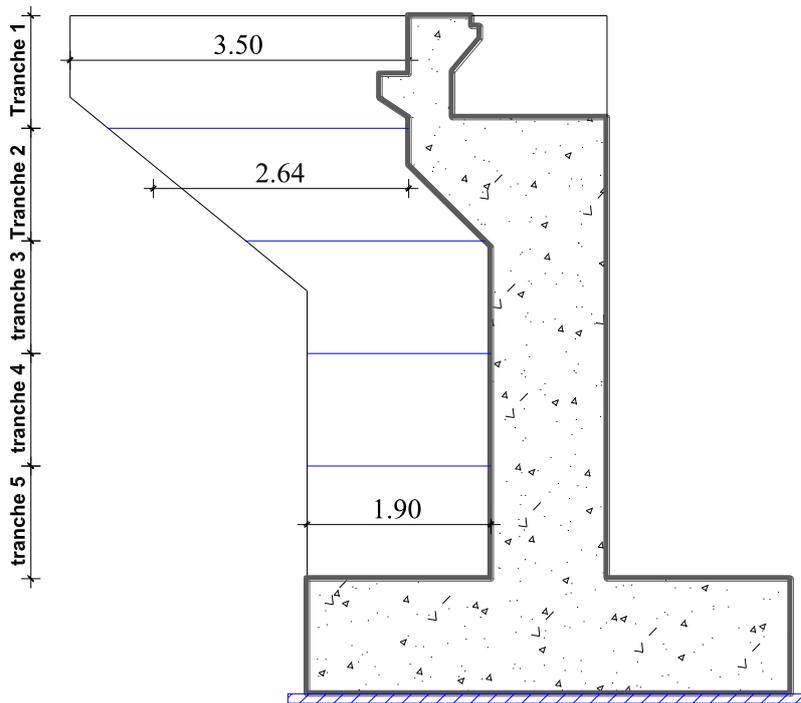
| hypothèses | | |
|---|---|-----------------------------|
| b_w : | Largeur de calcul | 1 m |
| h : | Hauteur de la section | 0.45 m |
| | Classe d'exposition des parements | XC3 |
| f_{ck} | Résistance à la compression du béton à 28 jours | 30 Mpa |
| f_{yk} | Limite d'élasticité caractéristique des aciers passifs | 500 Mpa |
| M_u : | Moment max à l'ELU | 0.0619 MN.m |
| M_{ser} : | Moment max à l'ELS | 0.0459 MN.m |
| V_{Ed} : | Effort tranchant max | 0.5916 MN |
| γ_c : | coefficient partiel de sécurité pour le béton | 1.5 |
| γ_s : | coefficient partiel de sécurité pour les aciers passifs | 1.15 |
| f_{yd} : | Limite d'élasticité de calcul des aciers passifs | 434.78 Mpa |
| I₁ : | Inertie de la section | 0.0076 m⁴ |
| d : | Hauteur utile | 0.405 m |
| x : | Hauteur de béton comprimé | 0.105 m |
| f_{cd} : | | 20 Mpa |
| f_{tk} | Résistance caractéristique du béton en traction | 2.90 Mpa |
| λ : | | 0.85 |
| η : | | 1.1 |
| Paramètres caractéristiques de la section | | |
| μ_u : | Moment ultime réduit | 0.019 |
| | Armatures comprimés nécessaire? | NON |

| | | |
|--|---|-----------------------------|
| α_u : | coefficient de la fibre neutre | 0.093 |
| Z_u : | bras de levier | 0.390 m |
| Section théorique des aciers tendus | | |
| A_{s1} : | Section théorique | 3.650 cm² |
| ρ_{s1} : | Pourcentage d'armatures | 0.151 % |
| $A_{s,min}$: | Section minimale d'armatures | 6.10 cm² |
| | Choix du diamètre des aciers (mm) | 10 HA |
| | Nombre d'aciers à disposer | 8 /ml |
| $A_{s,max}$: | Section maximale d'armatures | 180 cm² |
| $\rho_{s,max}$: | Pourcentage max d'armatures | 4.444 % |
| ENROBAGE | | |
| $c_{min,dur}$: | Enrobage par classe d'exposition | 25 mm |
| $c_{min,b}$: | Condition d'enrobage des aciers | 10 mm |
| c_{min} : | Enrobage minimal armatures passives | 25 mm |
| c_{nom} : | Enrobage nominal des armatures passives | 35 mm |
| $d_{réel}$: | hauteur utile réelle | 0.415 m |
| | Vérification de la section d'enrobage | BON |

On a donc $A_s = 6.10\text{cm}^2/\text{ml}$, soit **8 HA10 /ml**.

Armatures horizontales

Les sollicitations des murs en retour dans le sens horizontal sont évaluées en supposant un encastrement des murs dans le mur garde grève et le mur de front. Pour éviter un surdimensionnement des armatures nous allons supposer la pression répartie uniformément dans le mur et déterminer les armatures pour chaque profondeur. La figure suivante nous donne les répartitions dans le mur et la disposition des différentes tranches. Elles sont numérotées de 1 à 5



- Moment fléchissant dû à la poussée des terres :

$$M_G = k_a \gamma_t Z_1 \cos \varphi \frac{l_i^2}{2}$$

- Moment fléchissant dû aux surcharges sur le remblai :

$$M_Q = k_a q \cos \varphi \frac{l_i^2}{2}$$

- Moment fléchissant ultime :

$$M_u = 1.35(M_G + M_Q)$$

On obtient les sections suivantes :

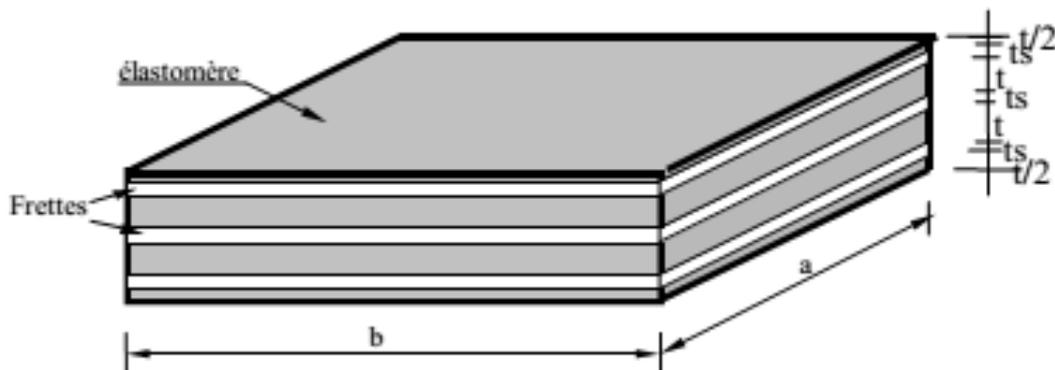
| Tranche | profondeur (m) | portée (m) | M _G (KN.m) | M _Q (KN.m) | M _u (KN.m) | As | Asmin | Choix (cm ² /ml) |
|---------|----------------|------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------|-------|-----------------------------|
| 1 | 1.17 | 3.5 | 47.30 | 20.21 | 91.14 | 18.214 | 6.78 | 9HA16 |
| 2 | 2.34 | 2.64 | 53.82 | 11.50 | 88.18 | 17.635 | 6.78 | 9 HA16 |
| 3 | 3.51 | 1.9 | 41.81 | 5.96 | 64.50 | 12.977 | 6.78 | 6 HA16 |
| 4 | 4.68 | 1.9 | 55.75 | 5.96 | 83.31 | 16.682 | 6.78 | 8 HA16 |
| 5 | 5.85 | 1.9 | 69.69 | 5.96 | 101.12 | 20.157 | 6.78 | 10 |

2.11 Appareils d'appuis

Nous disposerons de 2 appareils d'appui par ligne d'appui, avec un entre axe de 3.5m.

Ils seront de 2 types :

- des appareils d'appuis en élastomère fretté de type B avec frettage intermédiaire.



a : Dimension n plan du côté // à l'axe longitudinale du pont.

b : Dimension n plan du côté \perp à l'axe longitudinale du pont.

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire de l'élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette intermédiaire.

T : Epaisseur totale de l'élastomère.

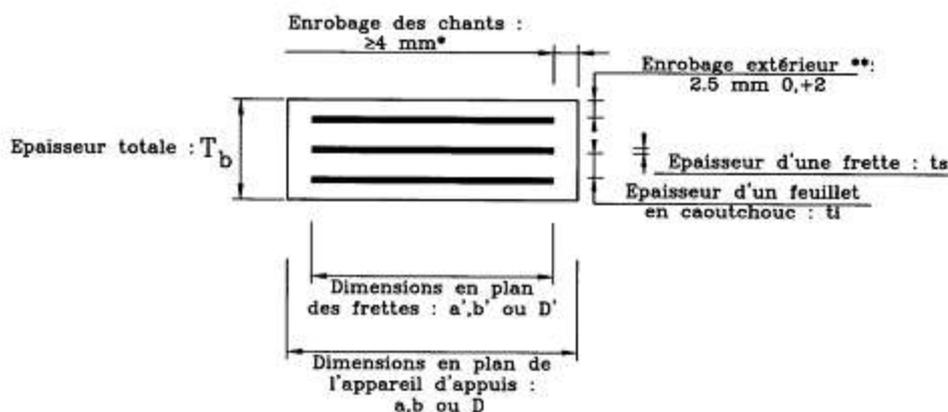


Figure : Schéma de principe d'un appareil d'appui en élastomère fretté

- des appareils d'appui à pot d'élastomère au droit de piles, imposés par les charges élevées (supérieures à 8MN).

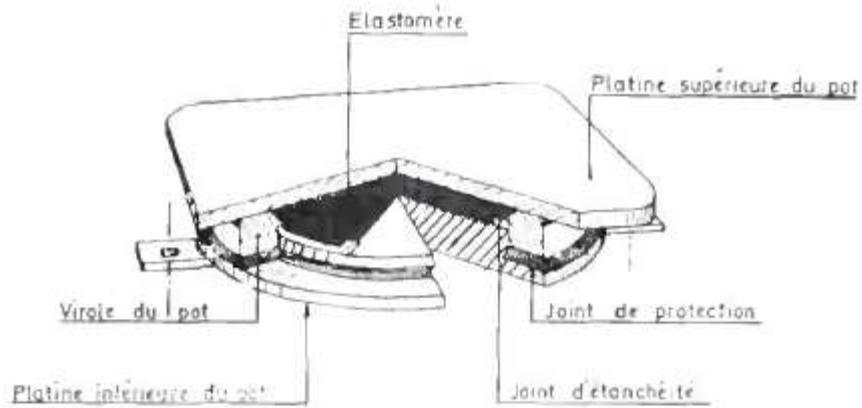


Figure : Schéma de principe d'un appareil d'appui à pot

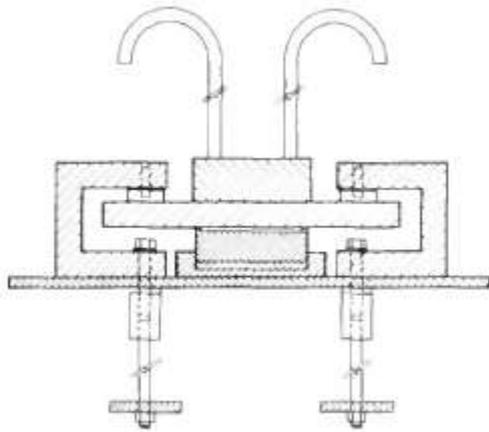


Figure : Coupe montrant le procédé breveté

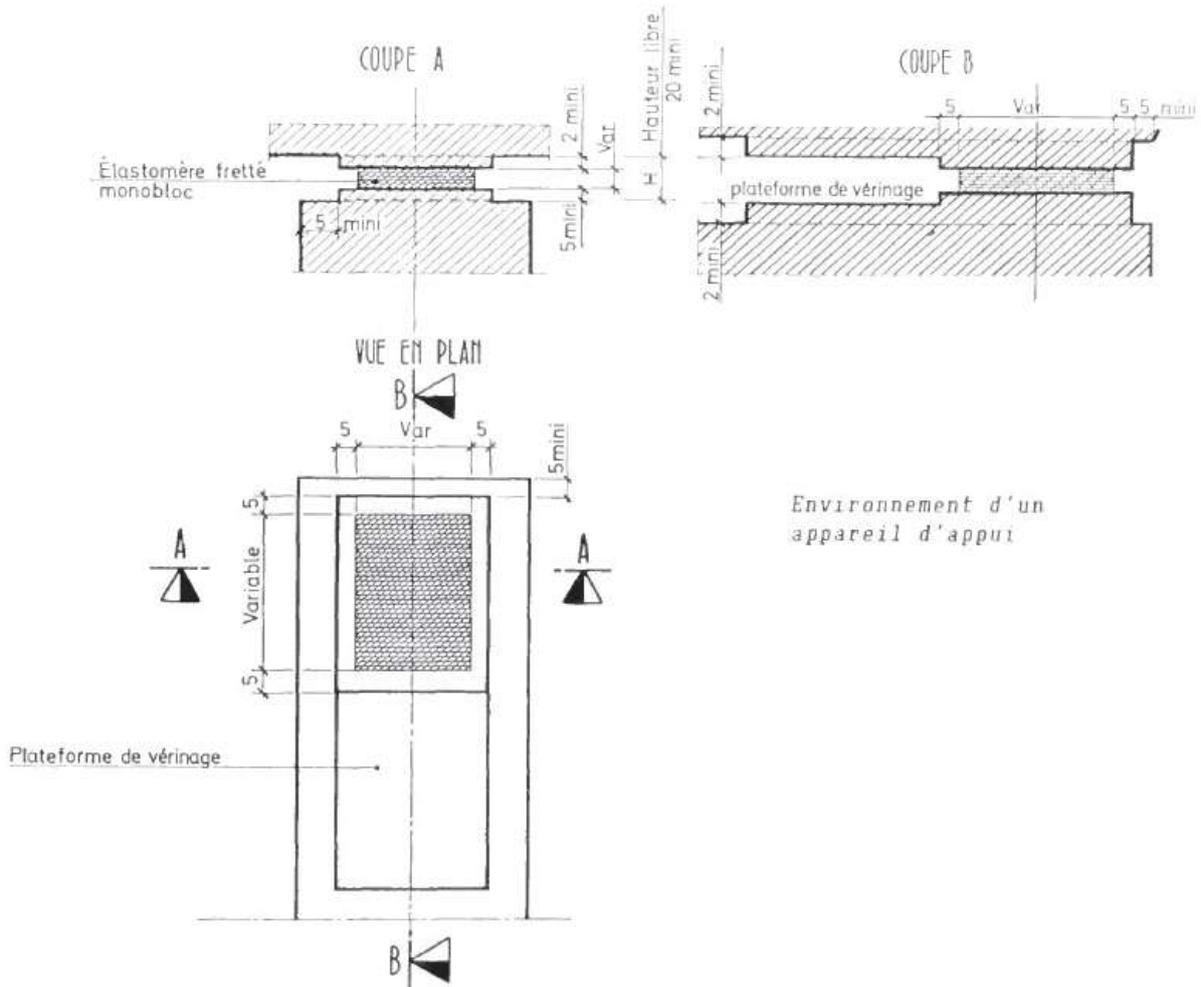


Figure : Implantation détaillée des appareils d'appui à pot

Pour ce qui est du dimensionnement des appareils à pots, il faudra se référer à la notice du fabricant, car ce sont des produits brevetés.

Étude des appareils d'appuis en élastomère fretté

Efforts horizontaux

Il s'agit des efforts de freinage précédemment déterminée :

$$G_{1k}=365.58KN$$

Efforts verticaux

Il s'agit du poids propre de la dalle, des charges de chaussées (modèle LM1), des charges de trottoirs. Elles correspondent aux valeurs calculées plus haut :

$$\text{Charges permanente : } G = \frac{(177.50 + 38.12) \times (12.5 / 2)}{2} = 673.8125 \text{KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = \frac{1443.75}{2} = 721.875 \text{KN}$$

$$\text{Effort vertical minimal à l'ELU : } P_1 = 1.35G = 909.647 \text{KN}$$

$$\text{Effort vertical maximal à l'ELU : } P_2 = 1.35 (G+Q) = 1884.174 \text{KN}$$

Prédimensionnement

Dimensions en plan

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en limitant la contrainte moyenne dans l'appareil comprise entre : $3 \text{MPa} \leq \sigma_m \leq 20 \text{MPa}$ (SETRA, 2007). On a donc :

$$\frac{P_2}{20 \text{MPa}} \leq A' \leq \frac{P_1}{3 \text{MPa}} \text{ Avec } A', \text{ la section nette réelle de l'élastomère}$$

$$942.087 \text{cm}^2 \leq A' \leq 3032.157 \text{cm}^2$$

En choisissant des feuilles de dimensions planes $a=40 \text{cm}$ et $b=60 \text{cm}$ et en supposant un Enrobage $e=5 \text{mm}$ sur le pourtour des feuilles d'élastomère.

$$A' = (40 - 2 \times 0.5) \times (60 - 2 \times 0.5) = 2301 \text{cm}^2 \text{ qui est bien dans l'intervalle indiqué.}$$

Hauteur totale des couches d'élastomère

Si T est la hauteur totale des couches d'élastomère, il est recommandé d'avoir :

$$\frac{a}{10} \leq A' \leq \frac{a}{5} \text{ soit } 40 \text{mm} \leq T \leq 80 \text{mm}$$

En choisissant 3 feuillets intermédiaires de 12 mm, les feuillets externes auront 4 mm et les frettes 3mm, pour une hauteur totale de $3 \times 12 + 2 \times 4 + 4 \times 3 = 50 \text{mm}$

Tableau : Dimensions des appareils d'appuis en élastomère fretté entièrement enrobés

| | | | | | | |
|-----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | 2(8+2) | 3(8+2) | 4(8+2) | | | |
| 100 X 150 | x | | | | | |
| 100 X 200 | x | | | | | |
| 150 X 200 | x | x | | | | |
| 150 X 250 | x | x | | | | |
| 150 X 300 | x | x | | | | |
| 200 X 250 | | x | x | | | |
| 200 X 300 | | x | x | | | |
| 200 X 350 | | x | x | | | |
| 200 X 400 | | x | x | | | |
| | 3(10+3) | 4(10+3) | 5(10+3) | | | |
| 250 X 300 | x | x | | | | |
| 250 X 400 | x | x | | | | |
| 300 X 400 | x | x | x | | | |
| 300 X 500 | x | x | x | | | |
| 300 X 600 | x | x | x | | | |
| | 3(12+3) | 4(12+3) | 5(12+3) | 6(12+3) | 7(12+3) | 8(12+3) |
| 350 X 450 | x | x | x | | | |
| 400 X 500 | | x | x | x | | |
| 400 X 600 | | x | x | x | | |
| 450 X 600 | | x | x | x | x | |
| 500 X 600 | | | x | x | x | x |
| | | 4(15+5) | 5(15+5) | 6(15+5) | 7(15+5) | |
| 600 X 600 | | x | x | x | x | |
| 600 X 700 | | x | x | x | x | |
| 700 X 700 | | | x | x | x | |

Vérification du dimensionnement

- Déplacement de l'appareil d'appui dû à la force de freinage :

$$V_x = \frac{F_x \cdot T}{2 \cdot G \cdot a' \cdot b'}$$

$$A'b' = A'$$

avec G étant le module de cisaillement conventionnel, **G = 0,9 Mpa**.

$$V_x = \frac{365.58 \cdot 10^{-3} \times 50 \cdot 10^{-3}}{2 \times 0.9 \times 2301 \cdot 10^{-4}} = 0.0441 \text{m}$$

- Aire nette après distorsion :

$$A_r = A' \left(1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'} \right)$$

En supposant les déplacements des appareils d'appui nuls dans le sens transversal, $V_y = 0$

$$A_r = 2301 \left(1 - \frac{0.0441}{0.39} \right) = 2040.62 \text{ cm}^2$$

Vérification de la stabilité au flambement

Il faut vérifier à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{V_{max}}{A_r} = \frac{P_2}{A_r} \leq \sigma_{lim} = \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1}{3T}$$

avec S_1 étant le coefficient de forme pour le feuillet le plus épais,

$$S_1 = \frac{a' \cdot b'}{2t(a' + b')} = \frac{39 \times 59}{2 \times 0.8 \times (39 + 59)} = 14.675$$

$$\sigma_{lim} = \frac{2 \times 0.39 \times 0.9 \times 14.675}{3 \times 50 \cdot 10^{-3}} = 68.679 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{1884.174 \times 10}{2040.62} = 9.23 \text{ MPa} \leq \sigma_{lim}$$

La stabilité au flambement est donc vérifiée.

Vérification de la stabilité au glissement

Il s'agit ici de vérifier que l'appareil d'appui ne glisse pas sous l'effet des charges

horizontales. Il faut donc vérifier $F_x \leq F_{x,lim} = \mu_e F_z$ avec $\mu_e = 0.1 + \frac{1.5Kf}{\sigma_m}$ et $Kf=0.60$ et $F_z=P_2$.

$$\sigma_m = \frac{P_1}{A_r} = \frac{909.647 \times 10}{2040.62} = 4.4577 \text{ MPa}, \text{ d'où } \mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.60}{4.4577} = 0.302 \text{ et}$$

$$F_{x,lim} = 0.302 \times 1884.174 = 568.828 \text{ KN}$$

$$F_x = 365.58\text{KN} \leq F_{x\text{lim}} = 568.828\text{KN}$$

Donc il n'y a pas de glissement à la surface des appareils d'appuis dû à la force horizontale. La stabilité au glissement est donc vérifiée.

Vérification de la limite de distorsion

Il s'agit de vérifier :

$$K_L(\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{\alpha d}) < 7$$

$K_L=1,00$ pour les ponts routes ;

Distorsion sous l'effet des efforts verticaux ;

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5.P_2}{GA_r S_1} = \frac{1.5 \times 1884.174 \times 10}{0.9 \times 2040.62 \times 14.675} = 1.049$$

$$\varepsilon_{qd} : \text{Distorsion sous l'effet des efforts horizontaux} : \varepsilon_{qd} = \frac{V_x}{T} = \frac{0.0441}{50 \times 10^{-3}} = 0.883 < 1$$

$\varepsilon_{\alpha d}$: Distorsion sous l'effet de la rotation du tablier

Déterminons la rotation maximale du tablier. Elle est atteinte sous le modèle de chargement LM1.

$$\alpha = \frac{g.l^3}{24EI} + \frac{qa(3l^2 - a^2)}{48EI}, \text{ avec } E=36283.18\text{MPa} \text{ et } I=0.35\text{m}^4$$

$$\text{On obtient } \alpha = \frac{0.6738 \times 22^3}{24 \times 36283.18 \times 0.35} + \frac{0.72188 \times 6.10 \times (3 \times 22^2 - 6.10^2)}{48 \times 36283.18 \times 0.35} = 0.2540\text{rad}$$

En tenant compte du défaut de pose $\alpha_0 = 0.010$ on a $\alpha_a = \alpha_0 + \alpha = 0.010 + 0.2540$

$$\alpha_a = 0.2640\text{rad}$$

$$\varepsilon_{\alpha d} = \frac{(a^2 \alpha_a + b^2 \alpha_b) t_i}{2 \Sigma t_i^3} = \frac{(0.39^2 \times 0.2640 + 0.59^2 \times 0) \times 0.012}{2(3 \times 0.012^3 + 2 \times 0.003^3)} = 0.5577$$

Donc $K_L = (\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{\alpha d}) = 1.049 + 0.883 + 0.5577 = 2.4897 < 7$. La condition est donc vérifiée.

Vérification de la stabilité en rotation

Il s'agit de vérifier $v_z = \Sigma \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5GS_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq v_{z\text{lim}} = \frac{a' \alpha_a + b' \alpha_b}{K_r}$,

Avec $K_r = 3$, $E_b = 20000 \text{ MPa}$ et $F_z =$ effort vertical maximal = **P2**. On a donc :

$$v_z = \frac{1.8842 \times 12}{0.2301} \left(\frac{1}{5 \times 0.19 \times 14.675^2} + \frac{1}{20000} \right) = 0.48521 \text{ mm} \geq v_{z\text{lim}} = \frac{0.39 \times 0.2640}{3} = 0.03432 \text{ mm}$$

La condition est donc vérifiée.

2.12 Étude des joints de chaussée

Ce sont des dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure de tablier. Ils permettent aux véhicules de traverser dans de bonnes conditions, et jouent un rôle de régulateur contribuant à diminuer les effets des véhicules lourds.

Le soufflé est le déplacement maximal entre les positions extrêmes du joint. Les effets à prendre en compte ici sont :

- Les effets dus à la température ;
- Les effets dus aux déformations différés du béton ;
- Les actions causées par les charges d'exploitation.

a. Effets dus à la température

La variation de longueur est fonction de la température et est donné par : $\Delta L_T = L \lambda \Delta T$; avec

L qui est la longueur, λ est le coefficient de dilatation du béton

$\lambda = 10^{-5}$ et ΔT est la variation uniforme de température. $\Delta T = 42^\circ$

On obtient donc :

$$\Delta L_T = 38.22 \text{ mm}$$

b. Effets dus aux déformations différées du béton

Il s'agit de la variation de longueur due au retrait et au fluage final du béton qui est :

- Retrait :

$$\Delta L_r = L \epsilon_r \text{ avec } \epsilon_r \text{ qui est la déformation relative due au retrait de béton. On prendra } 2 \times 10^{-4}$$

on obtient donc $\Delta L_r = 18.2 \text{ mm}$

- Fluage :

$$\Delta L_f = \frac{\sigma_m \times 2.5 \times L}{E_{cm}} = \frac{4.23 \times 2.5 \times 91}{36283.19}$$

$$\Delta L_f = 23.82 \text{mm}$$

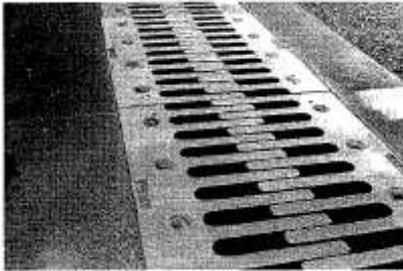
c. Effets dues aux charges d'exploitation

Il est admis 10mm de variation linéaire du joint par mètre de hauteur de poutre (CALGARO 2000). Étant donné que la hauteur de ce projet est $h = 0,80\text{m}$ on a donc $\Delta L_Q = 8.00\text{mm}$

On obtient donc une valeur de souffle $S = \Delta L_T + \Delta L_r + \Delta L_f + \Delta L_Q = 88.24\text{mm}$

d. Choix du joint

Le type de joint dépend toujours de la valeur du souffle. Nous choisissons donc un joint de chaussée de type « joint à peigne » en alliage d'aluminium, dont la gamme de souffle va jusqu'à 250mm.



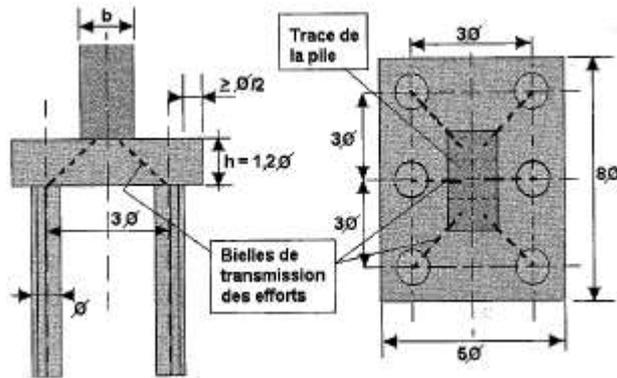
Exemple de joint à peigne (photo du SETRA)

2.13 Fondations

Le sol du site n'est pas très bon en surface. Par conséquent pour transmettre les charges importantes provenant du tablier, nous devons adopter un système de fondations profondes de type pieux.

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles

Le prédimensionnement des pieux se fera suivant les prescriptions de l'ouvrage « **Projet et construction des ponts** » de **Jean Armand Calgaro** (2000). Nous aurons donc 2 files de 2 pieux, soit 2×2 pieux de diamètre **B = 1m**.



Eléments de conception d'une fondation sur deux files de pieux

Il nous faut donc déterminer la longueur des pieux de chaque groupe de pieux, et vérifier leur tassement. Pour cela il nous faut au préalable déterminer la capacité portante admissible des pieux et groupes de pieux. La méthode calcul est celle décrite dans le fascicule 62 titre V (annexe C.3).

a. Réactions d'appuis

La descente de charge sur les appuis nous donne les valeurs d'efforts suivantes :

| Appuis | Réactions d'appuis | |
|--------------------|-----------------------|--------------------------|
| | ELU fondamentale (KN) | ELS caractéristique (KN) |
| C0 & C5 | 4425 | 3278 |
| P1 & P4 | 8859 | 6562 |
| P2 & P3 | 9221 | 6831 |

b. Calcul de la capacité portante du sol de fondation

Les charges à supporter sont équilibrée d'une part par des forces de frottement qui s'exercent sur la surface latérale du pieu au contact avec le terrain et d'autre part par la résistance que rencontre le pieu sur sa pointe. La capacité portante s'exprime donc par :

$$Q = Q_p + Q_f$$

➤ **Terme de pointe :**

$$Q_p = q_p \times A_p$$

Où : A_p = section droite du pieu.

Dans notre cas les valeurs de q_p nous ont été fournies par le Laboratoire.

➤ **Frottement latéral ou positif :**

$$Q_f = Q_s \times A_f$$

Où : A_f = surface latérale du pieu

Q_s = charge limite de frottement.

Q_s frottement latéral unitaire limite. La détermination de Q_s dépend de la nature du sol, du type de pieu et de la pression limite nette p_l^* . Le type de pieu étant de type foré avec boue, on se référera au tableau ci-dessous pour le choix de l'abaque adéquat.

Tableau : Choix des abaques pour la détermination des Q_s .

| | ARGILES LIMONS | | | SABLES GRAVES | | | CRAIES | | | MARNES | | ROCHES |
|---------------------------------------|----------------|------------------|------------------|---------------|------------------|------------------|----------------|-------|------------------|--------|------------------|-------------|
| | A | B | C | A | B | C | A | B | C | A | B | |
| Foré simple | Q_1 | $Q_1, Q_2^{(1)}$ | $Q_2, Q_3^{(1)}$ | - | | | Q_1 | Q_3 | $Q_4, Q_5^{(1)}$ | Q_3 | $Q_4, Q_5^{(1)}$ | Q_6 |
| Foré boue | Q_1 | $Q_1, Q_2^{(1)}$ | | Q_1 | $Q_2, Q_1^{(2)}$ | $Q_3, Q_2^{(2)}$ | Q_1 | Q_3 | $Q_4, Q_5^{(1)}$ | Q_3 | $Q_4, Q_5^{(1)}$ | Q_6 |
| Foré tubé (tube récupéré) | Q_1 | $Q_1, Q_2^{(3)}$ | | Q_1 | $Q_2, Q_1^{(2)}$ | $Q_3, Q_2^{(2)}$ | Q_1 | Q_2 | $Q_3, Q_4^{(3)}$ | Q_3 | Q_4 | - |
| Foré tubé (tube perdu) | Q_1 | | | Q_1 | Q_2 | | ⁽⁴⁾ | | | Q_2 | Q_3 | - |
| Puits ⁽⁵⁾ | Q_1 | Q_2 | Q_3 | - | | | Q_1 | Q_2 | Q_3 | Q_4 | Q_5 | Q_6 |
| Métal battu fermé | Q_1 | Q_2 | | Q_2 | Q_3 | | ⁽⁴⁾ | | | Q_3 | Q_4 | Q_4 |
| Battu préfabriqué béton | Q_1 | Q_2 | | Q_3 | | | ⁽⁴⁾ | | | Q_3 | Q_4 | Q_4 |
| Battu moulé | Q_1 | Q_2 | | Q_2 | Q_3 | | Q_1 | Q_2 | Q_3 | Q_3 | Q_4 | - |
| Battu enrobé | Q_1 | Q_2 | | Q_3 | Q_4 | | ⁽⁴⁾ | | | Q_3 | Q_4 | - |
| Injecté basse pression | Q_1 | Q_2 | | Q_3 | | | Q_2 | Q_3 | Q_4 | Q_3 | | - |
| Injecté haute pression ⁽⁶⁾ | - | Q_4 | Q_5 | Q_5 | Q_6 | | - | Q_5 | Q_6 | Q_6 | | $Q_7^{(7)}$ |

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
 (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***,**).

Les graphes ci-dessous nous donnent le frottement latéral unitaire limite selon la courbe utilisée.

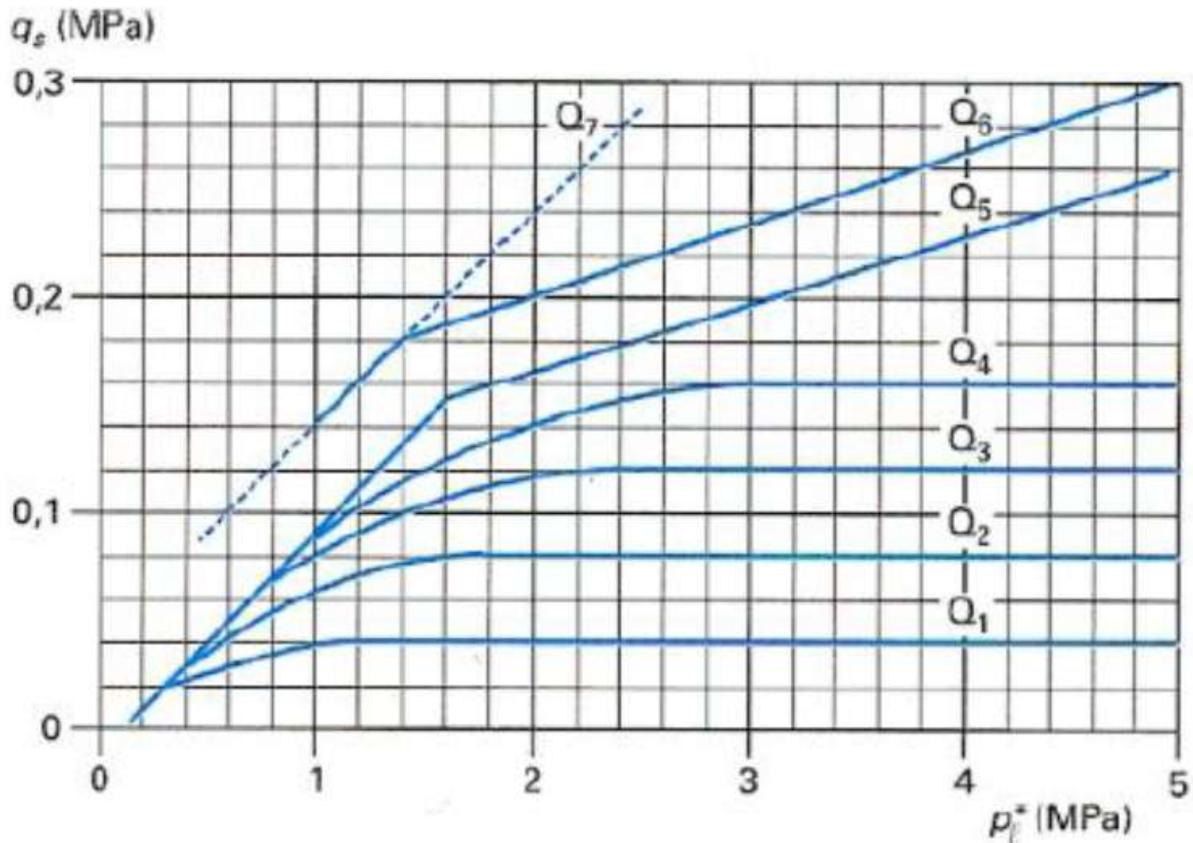


Figure : Frottement unitaire

Par ailleurs le fascicule 62 titre V nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de Q_s en fonction de P_l^* . Ainsi on a pour les courbes Q1 à Q4 (n désignant le numéro de la courbe) :

$$q_s = q_{sm} \frac{p_l}{p_n} \left(2 - \frac{p_l}{p_n} \right) \quad \text{pour : } \frac{p_l}{p_n} \leq 1$$

$$q_s = q_{sm} \quad \text{pour : } \frac{p_l}{p_n} \geq 1$$

Avec : $q_{sn} = 0.04n$; $p_n = (1 + 0.5n)$.

Coefficient d'efficacité

Pour les groupes de pieux, on doit également tenir compte de l'effet de groupe en définissant le coefficient d'efficacité C_e :

$$C_e = \frac{Qg}{\sum Ql} = \frac{Qg}{n \cdot Ql}$$

Ce coefficient est cependant donné par plusieurs formules dont celle de Converse-Labarre:

$$C_e = 1 - \frac{2 \operatorname{arctg}\left(\frac{B}{S}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{n} - \frac{1}{m}\right) = 1 - \operatorname{arctg}\left(\frac{B}{S}\right) \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

m : nombre de pieux par rangée

n : nombre de rangée

B : diamètre du pieu

s : entraxe des pieux

Capacité portante admissible

La charge nominale Q_{adm} du pieu est obtenue en appliquant un coefficient de sécurité F à l'expression précédente, ce qui donne :

$$Q_{adm} = \frac{Q}{F}$$

c. Etude du groupe de pieux sous P1

Hypothèses

| | | | |
|------|---------------------------------|--------------|----------------------|
| B : | Diamètre | 1 | m |
| F : | facteur de sécurité (ELU) | 1.4 | |
| m : | Nombre de pieux par rangée | 3 | |
| n : | Nombre de rangées | 2 | |
| A : | Aire pointe du pieu | 0.79 | m² |
| S : | Espacement entre axes des pieux | 3.00 | m |
| Ce : | Coefficient d'efficacité | 0.76 | |
| | surface semelle de liaison | 40.00 | m² |
| | épaisseur semelle de liaison | 1.20 | m |

Charges à l'ELU

Poids propre de la pile : **G_{pp}=550.00KN**

Effort normal ultime dû à la Surcharge du tablier : **N_t=8859KN**

Poids propre semelle de liaison : **G_s=1200.00KN**

Charge ultime

Ned = 11221.50 KN = 11.221 MN

Longueur du groupe de pieux

| Z (m) | H (m) | Pl _e * (Mpa) | qu (Mpa) | Qp (MN) | Af (m ²) | Type de sol | Courbe utilisée | Pn (Mpa) | Qsn (Mpa) | Qs (MPa) | Qf (MN) | Q _{pieux} (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) |
|-------|-------|-------------------------|----------|---------|----------------------|-------------|-----------------|----------|-----------|----------|---------|-------------------------|---------|-----------|
| 1 | 2.0 | 2.120 | 2.332 | 1.832 | 6.283 | Sable B | Q2 | 2 | 0.08 | 0.08 | 0.5027 | 2.33 | 10.66 | 7.61 |
| 2 | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 7.0 | 0.110 | 0.121 | 0.095 | 21.991 | Argile A | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0057 | 0.1243 | 0.72 | 3.30 | 2.35 |
| 4 | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | 8.0 | 0.580 | 0.638 | 0.501 | 25.133 | Argile A | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.025 | 0.6271 | 1.76 | 8.01 | 5.72 |
| 11 | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | | | | | | |
| 17 | | | | | | | | | | | | | | |
| 18 | 8.0 | 1.210 | 1.452 | 1.140 | 25.133 | Argile B | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0385 | 0.9677 | 3.36 | 15.35 | 10.97 |
| 19 | | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | | | | | | |
| 21 | | | | | | | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----|-------|-------|-------|--------|---------|----|-----|------|--------|--------|------|-------|--------------|
| 24 | | | | | | | | | | | | | | |
| 25 | | | | | | | | | | | | | | |
| 26 | 5.0 | 1.360 | 1.496 | 1.175 | 28.274 | Sable B | Q2 | 2 | 0.08 | 0.0718 | 1.128 | 4.52 | 20.66 | 14.76 |
| 27 | | | | | | | | | | | | | | |
| 28 | | | | | | | | | | | | | | |
| 29 | | | | | | | | | | | | | | |
| 30 | | | | | | | | | | | | | | |
| 31 | 9.0 | 1.360 | 1.496 | 1.175 | 28.274 | Sable B | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0397 | 1.1211 | 5.65 | 25.78 | 18.41 |
| 32 | | | | | | | | | | | | | | |
| 33 | | | | | | | | | | | | | | |
| 34 | | | | | | | | | | | | | | |
| 35 | | | | | | | | | | | | | | |
| 36 | | | | | | | | | | | | | | |
| 37 | | | | | | | | | | | | | | |
| 38 | | | | | | | | | | | | | | |
| 39 | | | | | | | | | | | | | | |

A partir du tableau ci-dessus nous estimons dans quelle couche reposera le groupe de pieux (5^{ème} couche) et la hauteur **h**, à partir de laquelle on a

$Q_{adm} = \frac{Q}{F}$ est obtenue à l'aide d'un solveur sur Excel :

| h (m) | Af (m ²) | Qf (MN) | Qpieu (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) | Ned (MN) | Valeur cible |
|--------------|----------------------|---------|------------|---------|-----------|----------|--------------|
| 0.362 | 1.137 | 0.044 | 3.441 | 15.710 | 11.222 | 11.222 | 0 |

En additionnant **h** au couche précédentes on obtient **25+h=25.362m**. Nous prendrons une longueur de **26m** pour les pieux sous la pile P1.

d. Etude du groupe de pieux sous P2

Hypothèses

| | | | |
|-------------|---------------------------------|--------------|----------------------|
| <i>B</i> : | Diamètre | 1 | m |
| <i>F</i> : | facteur de sécurité (ELU) | 1.4 | |
| <i>m</i> : | Nombre de pieux par rangée | 2 | |
| <i>n</i> : | Nombre de rangées | 2 | |
| <i>A</i> : | Aire pointe du pieu | 0.79 | m² |
| <i>S</i> : | Espacement entre axes des pieux | 5.00 | m |
| <i>Ce</i> : | Coefficient d'efficacité | 0.87 | |
| | surface semelle de liaison | 35.00 | m² |
| | épaisseur semelle de liaison | 1.20 | m |

Charges à l'ELU

Poids propre de la pile : **G_{pp}=565.00KN**

Effort normal ultime dû à la Surcharge du tablier : **N_t=9221KN**

Poids propre semelle de liaison : **G_s=1050.00KN**

Charge ultime

N_{ed} =11401.250 KN = 11.4012 MN

Longueur du groupe de pieux

| Z (m) | H (m) | Pl _e * (Mpa) | qu (Mpa) | Qp (MN) | Af (m ²) | Type de sol | Courbe utilisée | Pn (Mpa) | Qsn (Mpa) | Qs (MPa) | Qf (MN) | Q _{pieux} (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) |
|-------|-------|-------------------------|----------|---------|----------------------|-------------|-----------------|----------|-----------|----------|---------|-------------------------|---------|-----------|
| 1 | 2.0 | 2.420 | 2.662 | 2.091 | 6.283 | Sable B | Q2 | 2 | 0.08 | 0.08 | 0.5027 | 2.59 | 9.07 | 6.48 |
| 2 | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 7.0 | 0.080 | 0.088 | 0.069 | 21.991 | Argile A | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0042 | 0.0913 | 0.66 | 2.32 | 1.66 |
| 4 | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | 6.0 | 0.460 | 0.506 | 0.397 | 18.850 | Argile A | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0208 | 0.3915 | 1.38 | 4.84 | 3.45 |
| 11 | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | | | | | | | |
| 16 | 10.0 | 1.210 | 1.452 | 1.140 | 31.416 | Argile B | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0385 | 1.2097 | 3.34 | 11.67 | 8.33 |
| 17 | | | | | | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | | | | | |
| 19 | | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | | | | | | |
| 21 | | | | | | | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----|-------|-------|-------|--------|---------|----|-----|------|--------|--------|------|-------|--------------|
| 24 | | | | | | | | | | | | | | |
| 25 | | | | | | | | | | | | | | |
| 26 | | | | | | | | | | | | | | |
| 27 | | | | | | | | | | | | | | |
| 28 | 5.0 | 0.993 | | | | Sable B | Q2 | 2 | 0.08 | 0.0597 | 0.9381 | | | |
| 29 | | | | | | | | | | | | | | |
| 30 | | | 1.093 | 0.858 | 15.708 | | | | | | | 3.99 | 13.96 | 9.97 |
| 31 | | | | | | | | | | | | | | |
| 32 | | | | | | | | | | | | | | |
| 33 | | | | | | | | | | | | | | |
| 34 | | | | | | | | | | | | | | |
| 35 | 9.0 | 1.360 | | | | Sable B | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0397 | 1.1211 | | | |
| 36 | | | | | | | | | | | | | | |
| 37 | | | | | | | | | | | | | | |
| 38 | | | | | | | | | | | | | | |
| 39 | | | 1.496 | 1.175 | 28.274 | | | | | | | 5.43 | 19.0 | 13.56 |

A partir du tableau ci-dessus nous estimons dans quelle couche reposera le groupe de pieux (6^{ème} couche) et la hauteur **h**, à partir de laquelle on a

$Q_{adm} = \frac{Q}{F}$ est obtenue à l'aide d'un solveur sur Excel :

| h (m) | Af (m ²) | Qf (MN) | Qpieu (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) | Ned (MN) | Valeur cible |
|--------------|----------------------|---------|------------|---------|-----------|----------|--------------|
| 2.053 | | 6.450 | 0.256 | 4.564 | 15.962 | 11.401 | 0 |

En additionnant **h** au couche précédentes on obtient **30+h=32.053m**. Nous prendrons une longueur de **33m** pour les pieux sous la pile P2.

e. Etude du groupe de pieux sous P3

Hypothèses

| | | | |
|-------------|---------------------------------|--------------|----------------------|
| <i>B</i> : | Diamètre | 1 | m |
| <i>F</i> : | facteur de sécurité (ELU) | 1.4 | |
| <i>m</i> : | Nombre de pieux par rangée | 2 | |
| <i>n</i> : | Nombre de rangées | 2 | |
| <i>A</i> : | Aire pointe du pieu | 0.79 | m² |
| <i>S</i> : | Espacement entre axes des pieux | 5.00 | m |
| <i>Ce</i> : | Coefficient d'efficacité | 0.87 | |
| | surface semelle de liaison | 35.00 | m² |
| | épaisseur semelle de liaison | 1.20 | m |

Charges à l'ELU

Elles sont considérées identiques aux charges sous P2.

Ned = 11401.250 KN = 11.4012 MN

Longueur du groupe de pieux

| Z (m) | H (m) | Pl _e * (Mpa) | qu (Mpa) | Qp (MN) | Af (m ²) | Type de sol | Courbe utilisée | Pn (Mpa) | Qsn (Mpa) | Qs (MPa) | Qf (MN) | Q _{pieux} (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) |
|-------|-------|-------------------------|----------|---------|----------------------|-------------|-----------------|----------|-----------|----------|---------|-------------------------|---------|-----------|
| 1 | 3.0 | 0.630 | 0.63 | 0.495 | 9.425 | Sable A | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0265 | 0.2502 | 0.74 | 2.61 | 1.86 |
| 2 | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | 4.0 | 0.390 | 0.429 | 0.337 | 12.566 | Argile A | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0181 | 0.2274 | 0.81 | 2.85 | 2.03 |
| 5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | | | | | | |
| 8 | 7.0 | 0.780 | 0.607 | 0.477 | 21.991 | Argile A | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0308 | 0.677 | 1.63 | 5.71 | 4.08 |
| 9 | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | | | | | | |
| 11 | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 | 14.0 | 1.200 | 1.440 | 1.131 | 43.982 | Argile B | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0384 | 1.6889 | 3.97 | 13.90 | 9.93 |
| 16 | | | | | | | | | | | | | | |
| 17 | | | | | | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | | | | | |
| 19 | | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | | | | | | |
| 21 | | | | | | | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----|-------|-------|-------|--------|----------|----|-----|------|------|--------|------|-------|--------------|
| 24 | | | | | | | | | | | | | | |
| 25 | | | | | | | | | | | | | | |
| 26 | | | | | | | | | | | | | | |
| 27 | | | | | | | | | | | | | | |
| 28 | | | | | | | | | | | | | | |
| 29 | | | | | | | | | | | | | | |
| 30 | 3.0 | 0.440 | | | | Argile A | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.02 | 0.1887 | | | |
| 31 | | | 0.484 | 0.380 | 9.425 | | | | | | | 3.41 | 11.93 | 8.52 |
| 32 | | | | | | | | | | | | | | |
| 33 | | | | | | | | | | | | | | |
| 34 | | | | | | | | | | | | | | |
| 35 | 8.0 | 1.570 | | | | Sable B | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.04 | 1.0053 | | | |
| 36 | | | | | | | | | | | | | | |
| 37 | | | | | | | | | | | | | | |
| 38 | | | | | | | | | | | | | | |
| 39 | | | 1.727 | 1.356 | 25.133 | | | | | | | 5.39 | 18.9 | 13.47 |

A partir du tableau ci-dessus nous estimons dans quelle couche reposera le groupe de pieux (6^{ème} couche) et la hauteur **h**, à partir de laquelle on a

$Q_{adm} = \frac{Q}{F}$ est obtenue à l'aide d'un solveur sur Excel :

| h (m) | Af (m ²) | Qf (MN) | Qpieu (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) | Ned (MN) | Valeur cible |
|--------------|----------------------|---------|------------|---------|-----------|----------|--------------|
| 1.396 | 4.384 | 0.175 | 4.564 | 15.962 | 11.401 | 11.401 | 0 |

En additionnant **h** au couche précédentes on obtient **31+h=32.396m**. Nous prendrons une longueur de **33m** pour les pieux sous la pile P3.

f. Etude du groupe de pieux sous P4

Hypothèses

| | | | |
|-------------|---------------------------------|--------------|----------------------|
| <i>B</i> : | Diamètre | 1 | m |
| <i>F</i> : | facteur de sécurité (ELU) | 1.4 | |
| <i>m</i> : | Nombre de pieux par rangée | 3 | |
| <i>n</i> : | Nombre de rangées | 2 | |
| <i>A</i> : | Aire pointe du pieu | 0.79 | m² |
| <i>S</i> : | Espacement entre axes des pieux | 3.00 | m |
| <i>Ce</i> : | Coefficient d'efficacité | 0.76 | |
| | surface semelle de liaison | 40.00 | m² |
| | épaisseur semelle de liaison | 1.20 | m |

Charges à l'ELU

Elles sont considérées identiques aux charges sous P1.

$$\mathbf{Ned = 11221.50 KN = 11.221 MN}$$

Longueur du groupe de pieux

| Z (m) | H (m) | Pl _e * (Mpa) | qu (Mpa) | Qp (MN) | Af (m ²) | Type de sol | Courbe utilisée | Pn (Mpa) | Qsn (Mpa) | Qs (MPa) | Qf (MN) | Q _{pieux} (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) |
|-------|-------|-------------------------|----------|---------|----------------------|-------------|-----------------|----------|-----------|----------|---------|-------------------------|---------|-----------|
| 1 | 3.0 | 0.650 | 0.65 | 0.511 | 9.425 | Sable A | Q2 | 2 | 0.08 | 0.0543 | 0.5119 | 1.02 | 4.67 | 3.33 |
| 2 | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | 3.0 | 0.230 | 0.253 | 0.199 | 9.425 | Argile A | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0113 | 0.1067 | 0.82 | 3.73 | 2.67 |
| 5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | 11.0 | 0.400 | 0.44 | 0.346 | 34.558 | Argile A | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0185 | 0.6389 | 1.60 | 7.32 | 5.23 |
| 8 | | | | | | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | | | | | | |
| 11 | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | | | | | | |
| 17 | | | | | | | | | | | | | | |
| 18 | 5.0 | 1.010 | 1.212 | 0.952 | 15.708 | Argile B | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0357 | 0.5613 | 2.77 | 12.65 | 9.04 |
| 19 | | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | | | | | | |
| 21 | | | | | | | | | | | | | | |
| 22 | 6.0 | 0.320 | 0.352 | 0.276 | 18.850 | Argile A | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0152 | 0.2874 | 2.38 | 10.88 | 7.77 |
| 23 | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|----|------|-------|-------|-------|--------|---------|----|-----|------|--------|--------|------|-------|--------------|
| 24 | | | | | | | | | | | | | | |
| 25 | | | | | | | | | | | | | | |
| 26 | | | | | | | | | | | | | | |
| 27 | | | | | | | | | | | | | | |
| 28 | | | | | | | | | | | | | | |
| 29 | | | | | | | | | | | | | | |
| 30 | | | | | | | | | | | | | | |
| 31 | | | | | | | | | | | | | | |
| 32 | | | | | | | | | | | | | | |
| 33 | | | | | | | | | | | | | | |
| 34 | 11.0 | 1.110 | | | | Sable B | Q1 | 1.5 | 0.08 | 0.0746 | 2.5777 | | | |
| 35 | | | | | | | | | | | | | | |
| 36 | | | | | | | | | | | | | | |
| 37 | | | | | | | | | | | | | | |
| 38 | | | | | | | | | | | | | | |
| 39 | | | 1.221 | 0.959 | 34.558 | | | | | | | 5.64 | 25.77 | 18.40 |

A partir du tableau ci-dessus nous estimons dans quelle couche reposera le groupe de pieux (6^{ème} couche) et la hauteur **h**, à partir de laquelle on a

$Q_{adm} = \frac{Q}{F}$ est obtenue à l'aide d'un solveur sur Excel :

| h (m) | Af (m ²) | Qf (MN) | Qpieu (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) | Ned (MN) | Valeur cible |
|--------------|----------------------|---------|------------|---------|-----------|----------|--------------|
| 1.602 | | 5.032 | 0.375 | 3.441 | 15.710 | 11.222 | 0 |

En additionnant **h** au couche précédentes on obtient **28+h=29.602m**. Nous prendrons une longueur de **30m** pour les pieux sous la pile P4.

g. Etude des pieux sous Culées

Evaluation du frottement négatif maximal

En raison de la surcharge de couches compressibles par des remblais derrière les culées nous devons pour les pieux correspondants jusqu'au point où **le tassement du sol est inférieur ou égal à l'enfoncement du pieu** sous l'effet de la charge qu'il supporte. Le point situé à cette profondeur est appelé *point neutre N*.

Valeur maximale du frottement négatif (pieu isolé)

$$F_n = P \cdot \int_0^h K(z) \cdot \operatorname{tg} \delta(z) \cdot \sigma'_v(z) \cdot dz$$

K : coefficient de pression des terres au contact sol/pieu.

δ : angle de frottement sol/pieu qui dépend du type de pieu et de la nature du sol.

Les valeurs considérées de **Ktanδ** sont données ci-dessous :

| | | Pieux forés tubés | Pieux forés | Pieux battus |
|------------------|-----------------|-------------------|-------------|--------------|
| TOURBES | sols organiques | 0,10 | 0,15 | 0,20 |
| ARGILES | mous | 0,10 | 0,15 | 0,20 |
| LIMONS | fermes à durs | 0,15 | 0,20 | 0,30 |
| SABLES GRAVES | très lâches | 0,35 | | |
| | lâches | 0,45 | | |
| | autres | 1,00 | | |

P : poids des surcharges de remblais. $P = \gamma H = 20 \times 5.5 = 110 \text{KN} / \text{m}^2$

h : hauteur de l'élément de fondation sur lequel agit le frottement négatif.

σ_v'(z) : contrainte effective verticale à une profondeur quelconque z et à proximité immédiate du fût du pieu. Cette contrainte vaut :

$$\sigma'_{v(z_{j+1})} - \sigma'_{v(z_j)} = \left(L_0 \cdot \frac{d\sigma'_1}{dz} - \sigma'_{v(z_j)} \right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{\Delta z_j}{L_0}} \right) \quad \text{si } \mu(\lambda) \neq 0$$

$$\sigma'_{v(z_{j+1})} - \sigma'_{v(z_j)} = \Delta z_j \cdot \frac{d\sigma'_1}{dz} \quad \text{si } \mu(\lambda) = 0$$

Avec :

$$\mu(\lambda) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda} \quad ; \quad L_0 = \frac{R}{\mu(\lambda) \cdot K \cdot \text{tg } \delta}$$

Et avec :

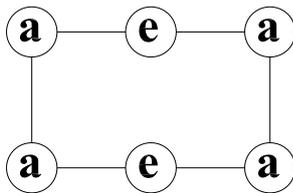
$$\lambda = \frac{1}{0,5 + 25K \cdot \text{tg } \delta} \quad \text{si : } \quad K \cdot \text{tg } \delta \leq 0,150$$

$$\lambda = 0,385 - K \cdot \text{tg } \delta \quad \text{si : } \quad 0,150 \leq K \cdot \text{tg } \delta \leq 0,385$$

$$\lambda = 0 \quad \text{si : } \quad 0,385 \leq K \cdot \text{tg } \delta$$

Valeur maximale du frottement négatif (groupe de pieux à plusieurs files)

Les éléments d'angle sont repérés par l'indice a, ceux de la frontière du groupe par l'indice e et les éléments intérieurs au groupe par l'indice i. Dans notre cas nous aurons :



La valeur du frottement négatif sur chaque type d'élément est donnée par :

$$F_{na} = \frac{7}{12} F_n(b) + \frac{5}{12} F_n(\infty)$$

$$F_{ne} = \frac{5}{6} F_n(b) + \frac{1}{6} F_n(\infty)$$

$$F_{ni} = F_n(b)$$

$F_n(\infty)$ représente la valeur du frottement négatif sur l'élément considéré, supposé isolé, défini précédemment.

$F_n(b)$ représente la valeur du frottement négatif sur l'élément considéré, supposé au sein d'un groupe illimité d'éléments identiques.

Le principe de calcul de Fn (b) est identique à celui de l'élément isolé de fondation, l'analyse étant faite sur un volume cylindrique de sol entourant l'élément de fondation de rayon b défini de la façon suivante :

$$\text{file unique : } b = \frac{d}{\sqrt{\pi}}$$

$$\text{plusieurs files : } b = \sqrt{\frac{d \cdot d'}{\pi}}$$

Avec :

- d : entraxe des éléments de fondation d'une même file,
- d' : entraxe des éléments de fondation de files voisines.

➤ Culée C0 (côté Douala)

Charges à l'ELU

Poids propre de la culée : **Gpp= 1656.00KN**

Effort normal ultime dû à la surcharge du tablier : **Nt=4431KN**

Poids propre semelle de liaison : **Gs= 1800.00KN**

Charge ultime

Ned =9096.60KN = 9.0966MN

Hypothèses

| | | | |
|------|---------------------------------|--------------|----------------------|
| B : | Diamètre | 1 | m |
| F : | facteur de sécurité (ELU) | 1.4 | |
| m : | Nombre de pieux par rangée | 3 | |
| n : | Nombre de rangées | 2 | |
| A : | Aire pointe du pieu | 0.79 | m² |
| S : | Espacement entre axes des pieux | 5.00 | m |
| Ce : | Coefficient d'efficacité | 0.85 | |
| | surface semelle de liaison | 60.00 | m² |
| | épaisseur semelle de liaison | 1.20 | m |

Frottement négatif

Contraintes dans le sol :

| Z (m) | H = Δzi (m) | Type de sol | Ktanδ | λ | μ (λ) | L ₀ (m) | γ (KN/m ³) | σ ₁ '(z) | dσ ₁ '/dz | σ _v '(zi) |
|-------|-------------|-------------|-------|-------|--------|--------------------|------------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 1.0 | Sable B | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 20.5 | 20.5 | 20.5 | 20.50 |
| 2 | 1.0 | Sable B | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 20.5 | 41 | 20.5 | 41.00 |
| 3 | 1.0 | Argile A | 0.15 | 0.235 | 0.0448 | 74.38 | 11.3 | 52.3 | 11.3 | 51.68 |

On remarque qu'à la profondeur $z=3\text{m}$, la valeur de $\sigma_v'(z_i) = 51.68 < 62.3 = \sigma_1'(z)$. Donc le point neutre se trouve à 3m de profondeur après quoi il n'y a plus effet de frottement négatif ou du moins ses effets seront très négligeables comparativement à la capacité portante du pieu. On a donc :

$$F_{na} = F_{ne} = F_n(\infty) = F_n(b) = 110 \times (1 \times 20.50 + 1 \times 41.00) = 6765 \text{KN}$$

$$\text{Pour le groupe de pieux, on aura } F_n = \frac{6765 \times 6}{1.4} = 28992.9 \text{KN}$$

Cette charge sera ajoutée à la valeur de charge à supporter par le groupe de pieux.

Calcul de la capacité portante du sol de fondation

| Z (m) | H (m) | Pl _e * (Mpa) | qu (Mpa) | Qp (MN) | Type de sol | Af (m ²) | Courbe utilisée | Pn (Mpa) | Qsn (Mpa) | Qs (MPa) | Qf (MN) | Q _{pieux} (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) |
|-------|-------|-------------------------|----------|---------|-------------|----------------------|-----------------|----------|-----------|----------|---------|-------------------------|---------|-----------|
| 1 | 2.0 | 0.780 | 0.869 | 4.095 | Sable B | 6.28 | Q2 | 2 | 0.08 | 0.050 | 0.32 | 4.41 | 22.58 | 16.132 |
| 2 | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 6.0 | 0.085 | 0.094 | 0.443 | Argile A | 18.85 | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0044 | 0.08 | 0.842 | 4.30934 | 3.078 |
| 4 | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | | | | | | |
| 9 | 6.0 | 0.316 | 0.348 | 1.63991 | Argile A | 18.85 | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0151 | 0.28 | 2.32 | 11.89 | 8.495 |
| 10 | | | | | | | | | | | | | | |
| 11 | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 | 9.0 | 0.760 | 0.912 | 4.298 | Argile B | 28.27 | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0303 | 0.86 | 5.84 | 29.88 | 21.346 |
| 16 | | | | | | | | | | | | | | |
| 17 | | | | | | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | | | | | |
| 19 | | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | | | | | | |
| 21 | | | | | | | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----|-------|-------|-------|---------|-------|----|-----|------|--------|------|-------|-------|---------------|
| 24 | | | | | | | | | | | | | | |
| 25 | | | | | | | | | | | | | | |
| 26 | | | | | | | | | | | | | | |
| 27 | | | | | | | | | | | | | | |
| 28 | 9.0 | 1.360 | | | Sable B | 28.27 | Q2 | 2 | 0.08 | 0.0718 | 2.03 | | | |
| 29 | | | | | | | | | | | | | | |
| 30 | | | | | | | | | | | | | | |
| 31 | | | | | | | | | | | | | | |
| 32 | | | 1.496 | 7.050 | | | | | | | | 10.62 | 54.37 | 38.836 |
| 33 | | | | | | | | | | | | | | |
| 34 | | | | | | | | | | | | | | |
| 35 | | | | | | | | | | | | | | |
| 36 | 7.0 | 1.140 | | | Sable B | 21.99 | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0377 | 0.83 | | | |
| 37 | | | | | | | | | | | | | | |
| 38 | | | | | | | | | | | | | | |
| 39 | | | 1.254 | 5.909 | | | | | | | | 10.31 | 52.8 | 37.697 |

A partir du tableau ci-dessus nous estimons dans quelle couche reposera le groupe de pieux (5^{ème} couche) et la hauteur **h**, à partir de laquelle on a

$Q_{adm} = \frac{Q}{F}$ est obtenue à l'aide d'un solveur sur Excel :

| h (m) | Af (m ²) | Qf (MN) | Qpieu (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) | Ned (MN) | Valeur cible |
|--------------|----------------------|---------|------------|---------|-----------|---------------|--------------|
| 8.095 | 25.430 | 1.826 | 10.414 | 53.325 | 38.089 | 38.089 | 0.000 |

En additionnant **h** au couche précédentes on obtient **23+h=31.095m**. Nous prendrons une longueur de **32m** pour les pieux sous la culée C0.

➤ **Culée C5 (côté BEKOKO)**

Charges à l'ELU

Elles sont considérées identiques aux charges sous C0.

Ned = 9096.60KN = 9.0966MN

Calcul de la capacité portante du sol de fondation

Hypothèses

| | | | |
|------|---------------------------------|--------------|----------------------|
| B : | Diamètre | 1 | m |
| F : | facteur de sécurité (ELU) | 1.4 | |
| m : | Nombre de pieux par rangée | 3 | |
| n : | Nombre de rangées | 2 | |
| A : | Aire pointe du pieu | 0.79 | m² |
| S : | Espacement entre axes des pieux | 5.00 | m |
| Ce : | Coefficient d'efficacité | 0.85 | |
| | surface semelle de liaison | 60.00 | m² |
| | épaisseur semelle de liaison | 1.20 | m |

Frottement négatif

Contraintes dans le sol :

| Z (m) | H (m) | Type de sol | Ktanδ | λ | μ (λ) | L ₀ (m) | γ (KN/m ³) | σ ₁ '(z) | dσ ₁ '/dz | σ _v '(z _i) |
|-------|-------|-------------|-------|-------|--------|--------------------|------------------------|---------------------|----------------------|-----------------------------------|
| 1 | 1.0 | Sable A | 0.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 20.5 | 20.5 | 20.5 | 20.50 |
| 2 | 1.0 | Sable A | 0.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 20.5 | 41 | 20.5 | 41.00 |
| 3 | 1.0 | Sable A | 0.45 | 0.000 | 0.0000 | 0.00 | 11.3 | 52.3 | 11.3 | 52.3 |
| 4 | 1.0 | Argile A | 0.15 | 0.235 | 0.0448 | 74.38 | 11.3 | 63.6 | 11.3 | 62.83 |

Le point neutre se trouve à **3m** de profondeur

$F_{na} = F_{ne} = F_n(\infty) = F_n(b) = 110 \times (0.45 \times 20.50 + 0.45 \times 41.00 + 0.45 \times 52.3) = 5633.1\text{KN}$

Pour le groupe de pieux, on aura $F_n = \frac{5633.1}{1.4} = 24141.9\text{KN}$

Calcul de la capacité portante du sol de fondation

| Z (m) | H (m) | Pl _e * (Mpa) | qu (Mpa) | Qp (MN) | Type de sol | Af (m ²) | Courbe utilisée | Pn (Mpa) | Qsn (Mpa) | Qs (MPa) | Qf (MN) | Q _{pieux} (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) |
|-------|-------|-------------------------|----------|---------|-------------|----------------------|-----------------|----------|-----------|----------|---------|-------------------------|---------|-----------|
| 1 | 3.0 | 0.500 | 0.50 | 2.356 | Sable A | 9.42 | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.022 | 0.21 | 2.57 | 13.14 | 9.384 |
| 2 | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | 3.0 | 0.080 | 0.088 | 0.415 | Argile A | 9.42 | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0042 | 0.04 | 0.663 | 3.39617 | 2.426 |
| 5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | 3.0 | 0.390 | 0.429 | 2.02161 | Argile A | 9.42 | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0181 | 0.17 | 2.44 | 12.50 | 8.927 |
| 8 | | | | | | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | 5.0 | 0.750 | 0.825 | 3.888 | Argile A | 15.71 | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0300 | 0.47 | 4.78 | 24.47 | 17.475 |
| 11 | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | 9.0 | 1.210 | 1.452 | 6.842 | Argile B | 28.27 | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0385 | 1.09 | 8.82 | 45.17 | 32.263 |
| 15 | | | | | | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | | | | | | |
| 17 | | | | | | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | | | | | |
| 19 | | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | | | | | | |
| 21 | | | | | | | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----|-------|-------|--------|---------|-------|----|-----|------|--------|------|-------|-------|---------------|
| 24 | | | | | | | | | | | | | | |
| 25 | | | | | | | | | | | | | | |
| 26 | | | | | | | | | | | | | | |
| 27 | 8.0 | 2.220 | | | Sable C | 25.13 | Q3 | 2.5 | 0.12 | 0.1185 | 2.98 | | | |
| 28 | | | | | | | | | | | | | | |
| 29 | | | | | | | | | | | | | | |
| 30 | | | | | | | | | | | | | | |
| 31 | | | 2.664 | 12.554 | | | | | | | | 17.51 | 89.7 | 64.044 |
| 32 | | | | | | | | | | | | | | |
| 33 | | | | | | | | | | | | | | |
| 34 | | | | | | | | | | | | | | |
| 35 | 8.0 | 1.200 | | | Sable B | 25.13 | Q1 | 1.5 | 0.04 | 0.0384 | 0.97 | | | |
| 36 | | | | | | | | | | | | | | |
| 37 | | | | | | | | | | | | | | |
| 38 | | | | | | | | | | | | | | |
| 39 | | | 1.320 | 6.220 | | | | | | | | 18.48 | 94.60 | 67.574 |

A partir du tableau ci-dessus nous estimons dans quelle couche reposera le groupe de pieux (6^{ème} couche) et la hauteur **h**, à partir de laquelle on a

$Q_{adm} = \frac{Q}{F}$ est obtenue à l'aide d'un solveur sur Excel :

| h (m) | Af (m ²) | Qf (MN) | Qpieu (MN) | Qg (MN) | Qadm (MN) | Ned (MN) | Valeur cible |
|--------------|----------------------|---------|------------|---------|-----------|---------------|--------------|
| 0.000 | 0.000 | 0.000 | 14.533 | 74.413 | 53.152 | 33.238 | 0.000 |

En additionnant **h** au couche précédentes on obtient **23+h=23.00m**. Nous prendrons une longueur de **24m** pour les pieux sous la culée C5.

h. Récapitulatif du dimensionnement des fondations profondes

| Appui | C0 | P1 | P2 | P3 | P4 | C5 | Total (ml) |
|-----------------------|----|----|----|----|----|----|------------|
| Longueur de pieux (m) | 32 | 26 | 33 | 33 | 30 | 24 | 936 |
| Nombre de pieux | 6 | 6 | 4 | 4 | 6 | 6 | |

i. Ferrailage des pieux

➤ Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales ont pour rôle de résister, dans chaque section du pieu, aux moments fléchissant calculés ou parasites. La section des armatures doit être au moins égale à 0,5 % de la section de béton du pieu (article 36.1 du fascicule 68, titre premier). Le choix du ferrailage minimal s'effectuera suivant les prescriptions ci-dessous, en fonction du diamètre des pieux.

| Diamètre du pieu (cm) | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 110 | 120 | 130 |
|--|----------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Aire de béton (cm ²) | 1 964 | 2 868 | 3 849 | 5 027 | 6 362 | 7 854 | 9 504 | 11 310 | 13 274 |
| Aire minimale d'acier (cm ²) | 9,82 | 14,14 | 19,25 | 25,14 | 31,81 | 39,27 | 47,52 | 56,55 | 66,37 |
| Exemple de ferrailage minimal | 9 Ø 12 ou 7 Ø 14 ou 5 Ø 16 | 10 Ø 14 8 Ø 16 5 Ø 20 | 10 Ø 16 7 Ø 20 5 Ø 25 | 13 Ø 16 8 Ø 20 6 Ø 25 | 13 Ø 16 11 Ø 20 7 Ø 25 | 13 Ø 20 8 Ø 25 | 16 Ø 20 10 Ø 25 | 18 Ø 20 12 Ø 25 | 22 Ø 20 14 Ø 25 |

Tableau des aciers longitudinaux

Nous aurons donc **13HA20** à disposer sur toute la hauteur, pour une section d'acier de **40.846cm²**.

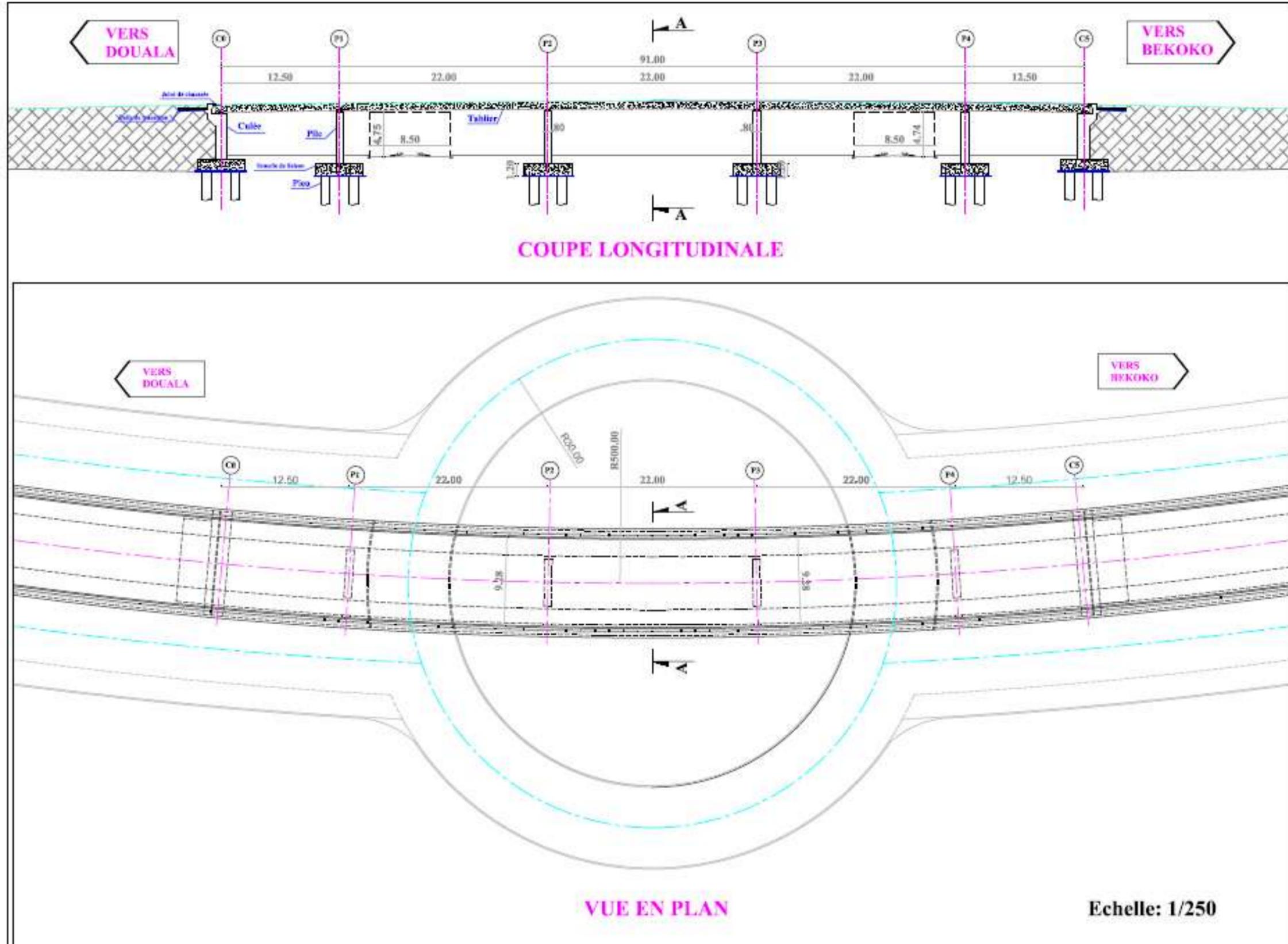
➤ Aciers transversaux

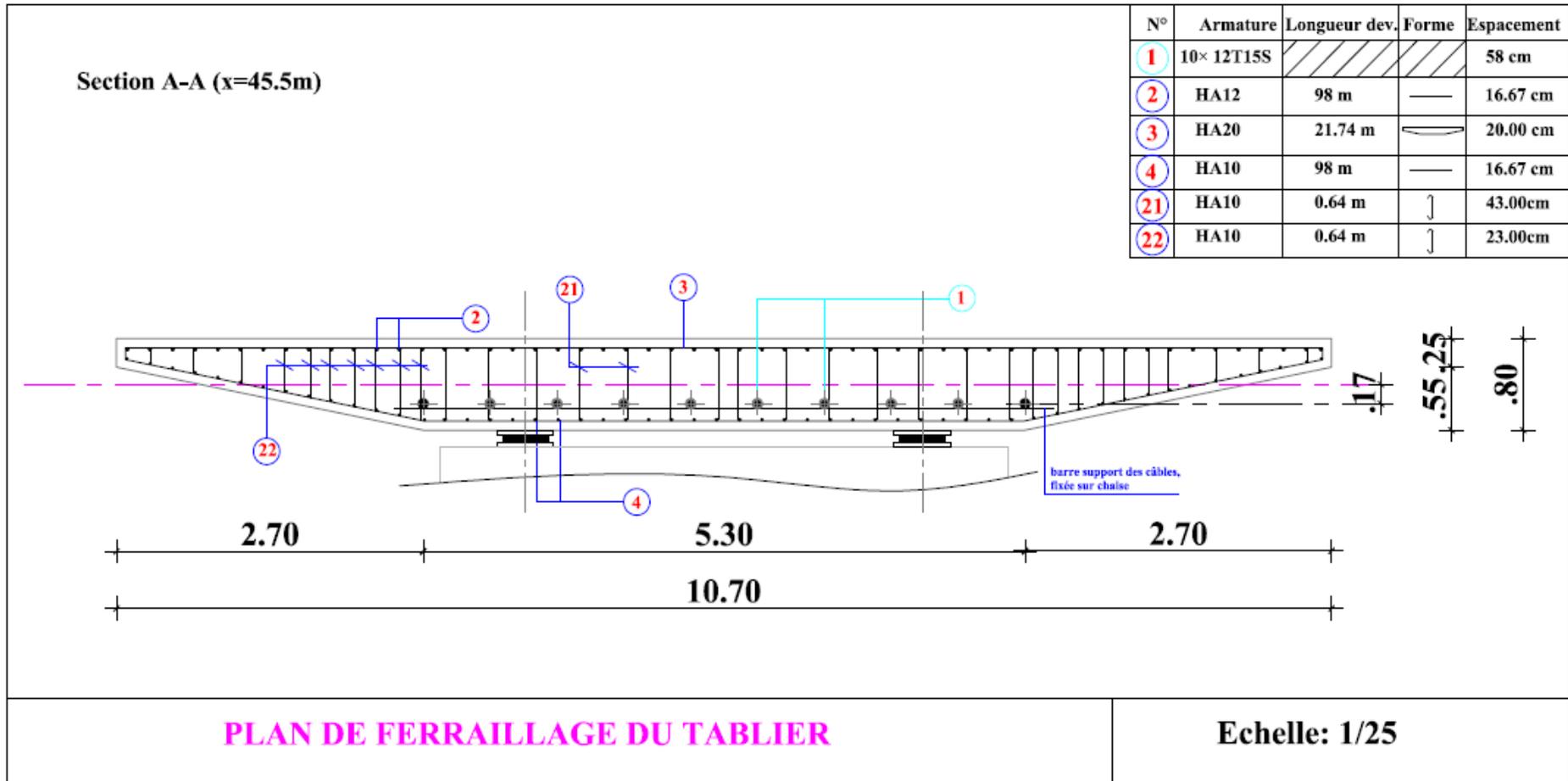
Les diamètres conseillés sont les suivant :

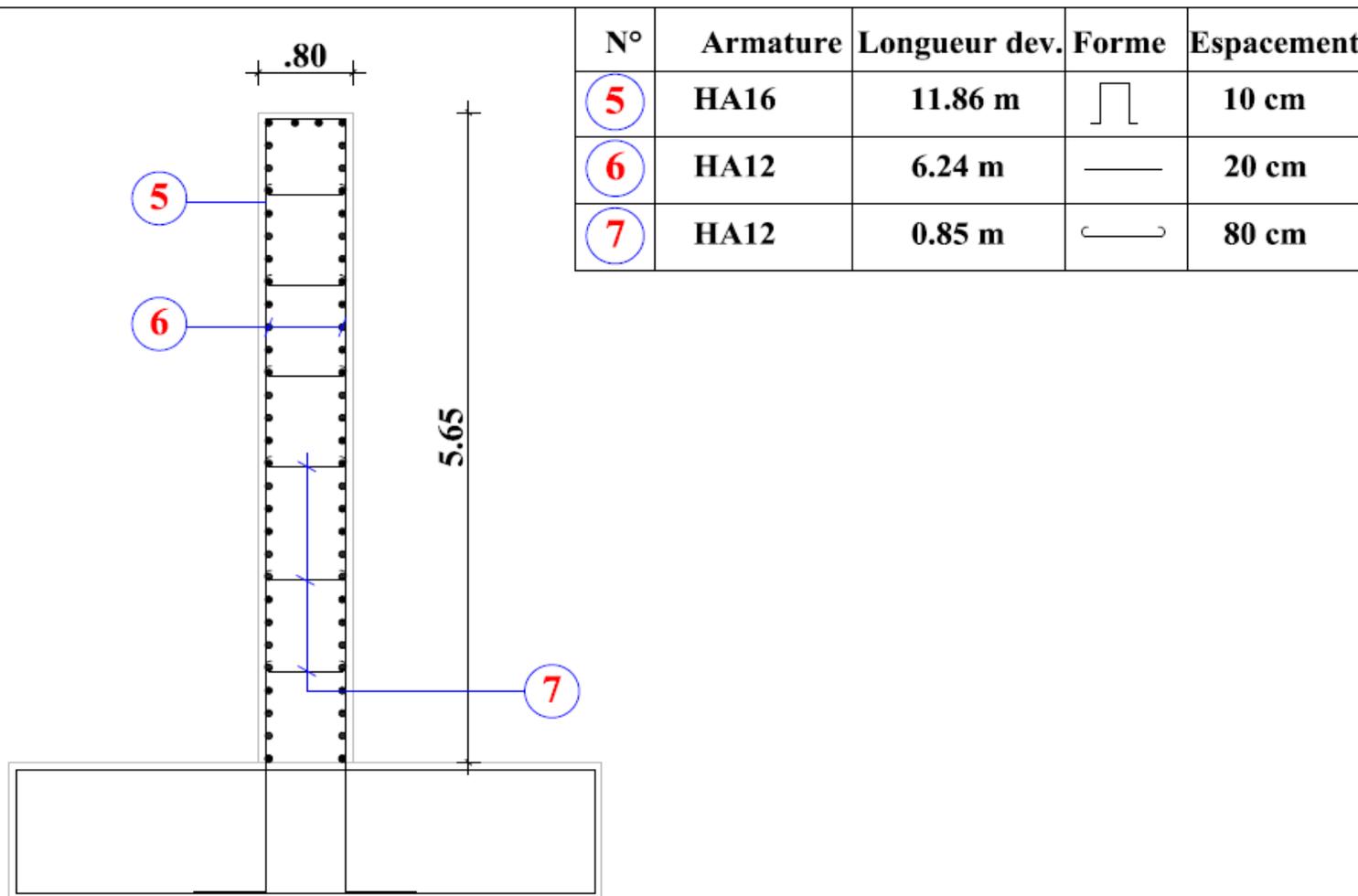
| | | | | | |
|----------------------------|-------|------|-------|-------|----|
| Ø armatures longitudinales | 12-14 | 16 | 20 | 25 | 32 |
| Ø armatures transversales | 6-8 | 8-10 | 12-14 | 12-16 | 16 |

Nous disposerons d'acier **HA12** espacés de **20cm** le long de chaque pieu.

**ANNEXE 3 : DOCUMENTS GRAPHIQUES RELATIFS A L'OUVRAGE
D'ART**

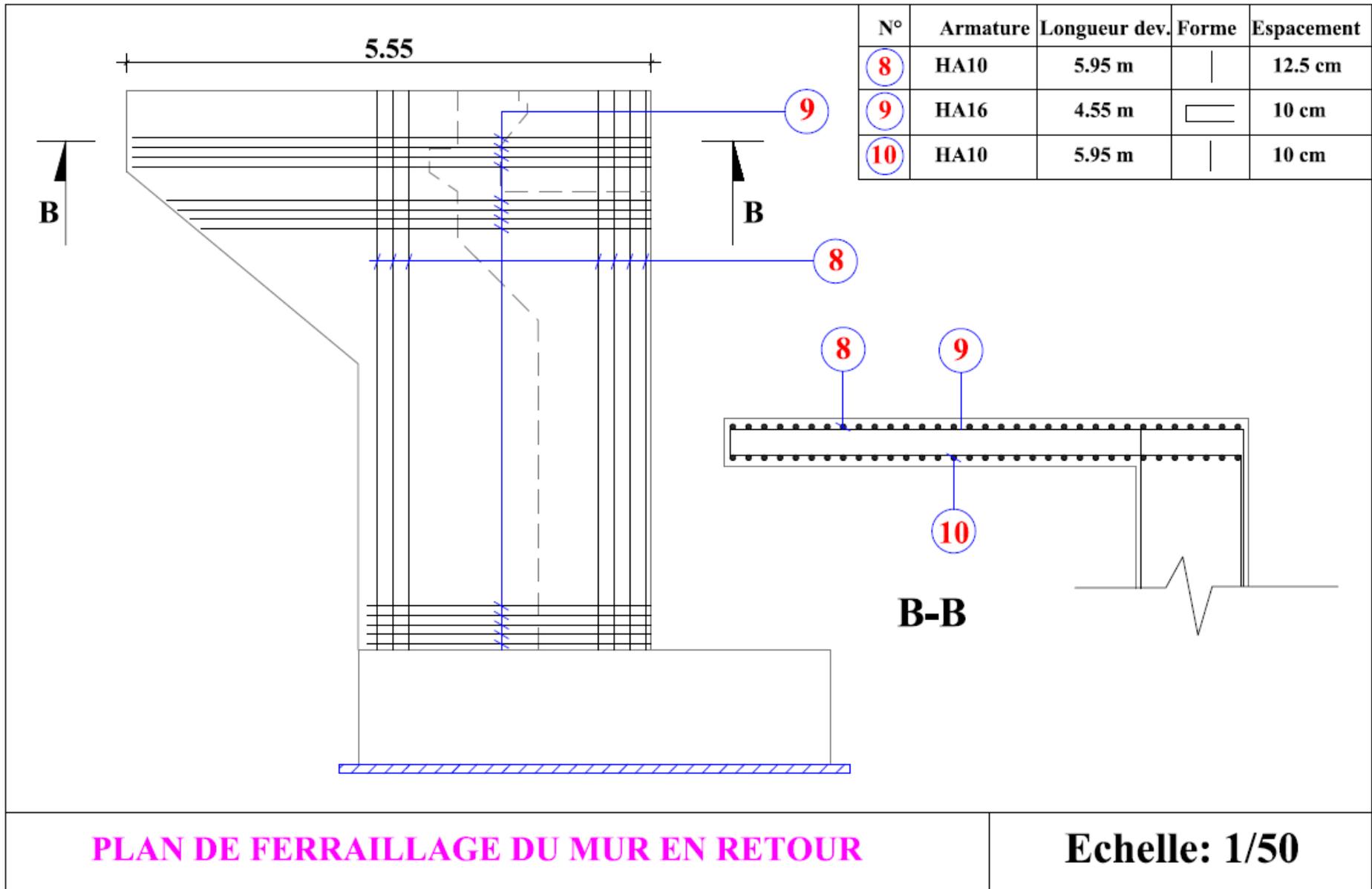


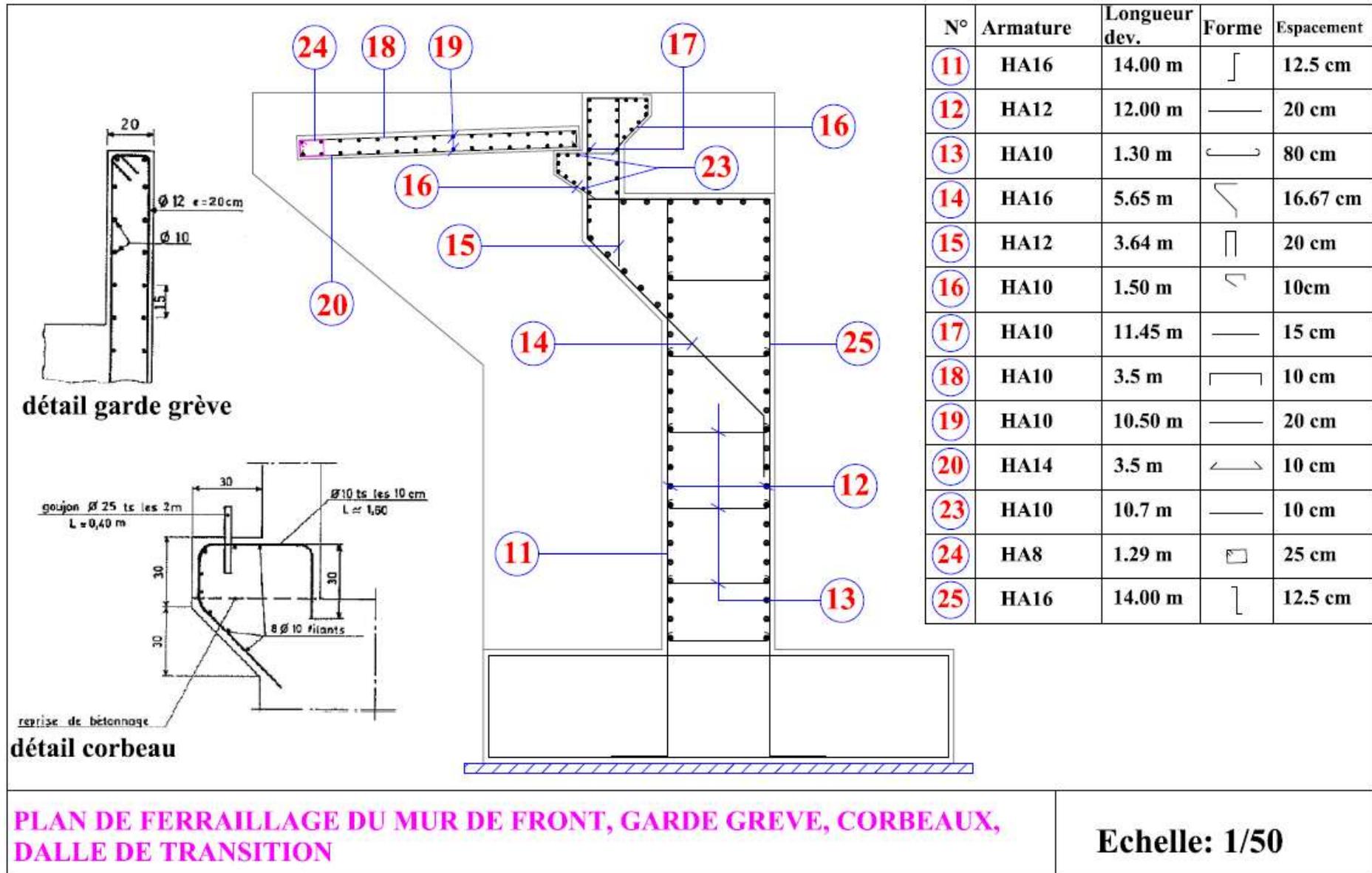


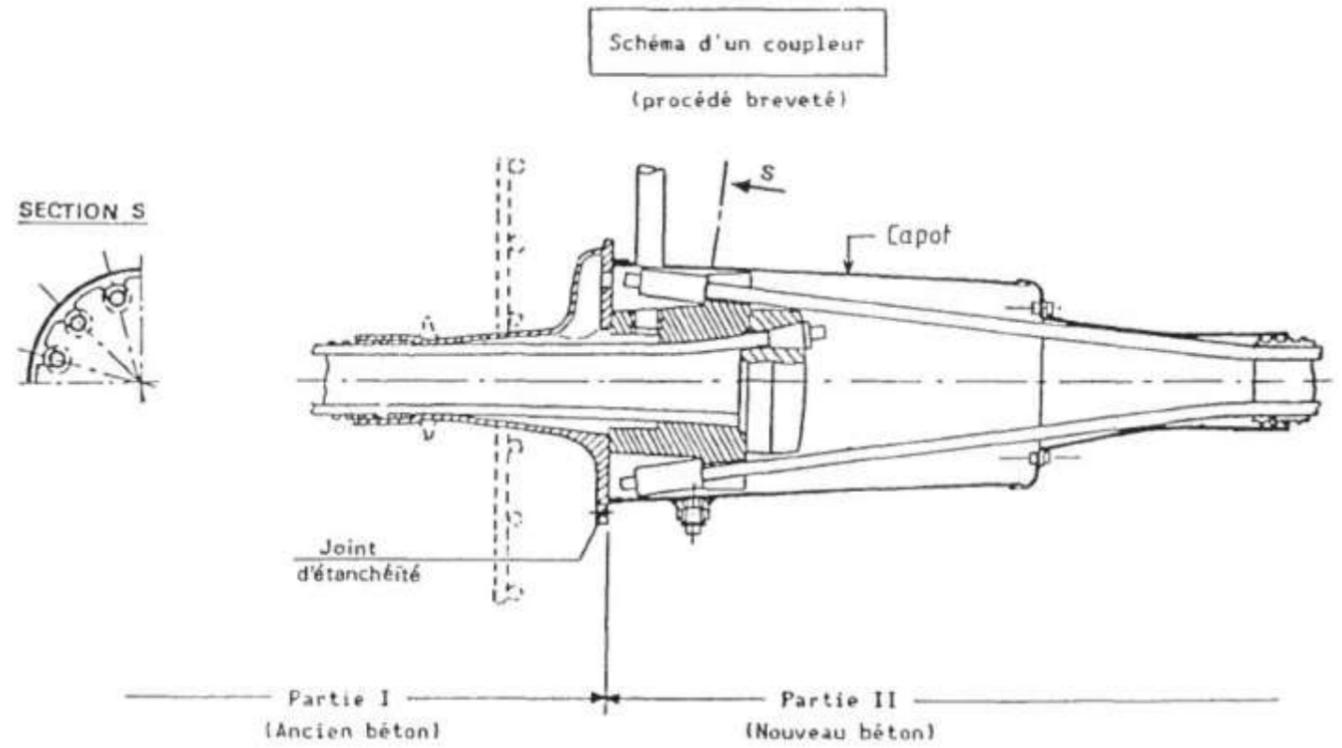
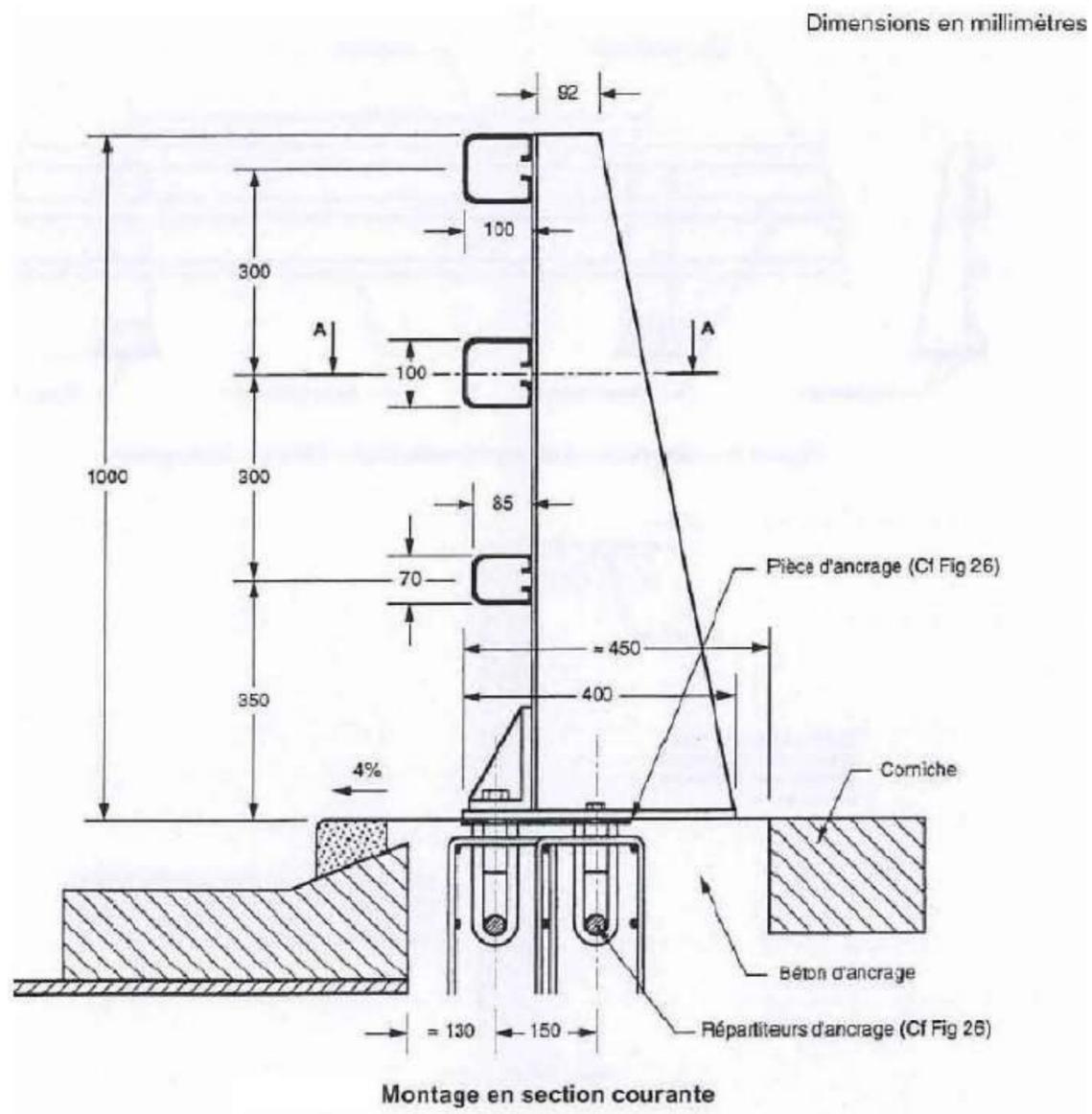


PLAN DE FERRAILLAGE DE LA PILE P2

Echelle: 1/50



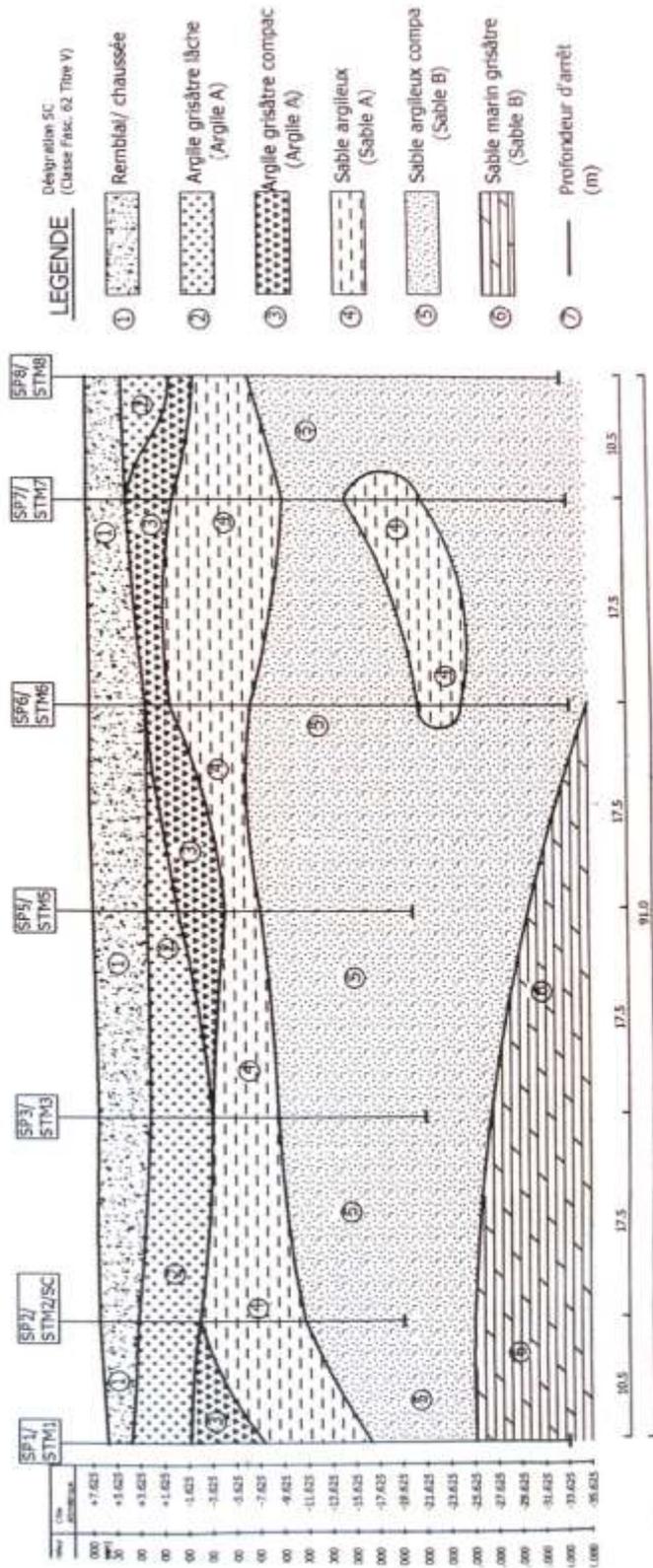




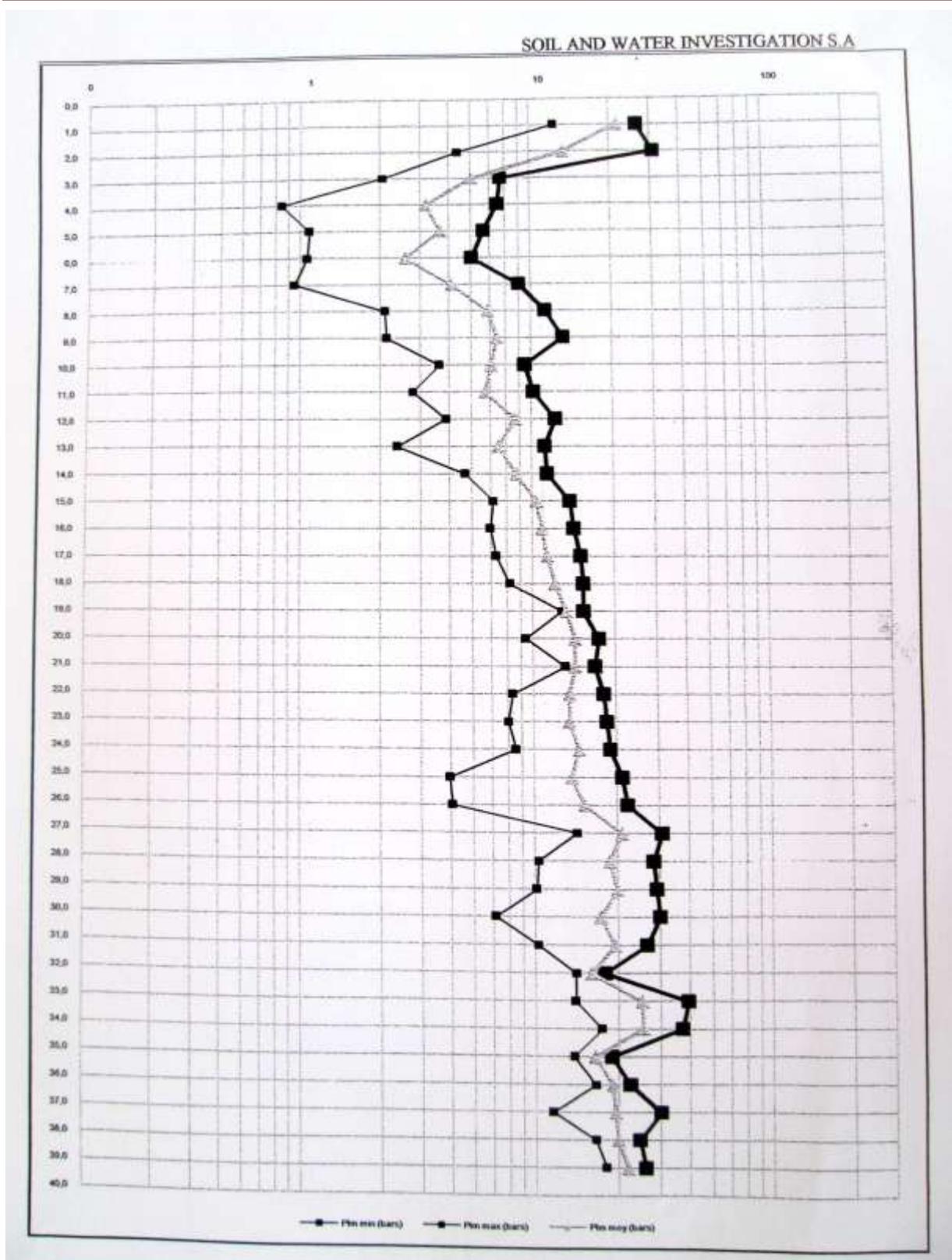
Détail barrière BN4

ANNEXE 4 : DONNEES GEOTECHNIQUES

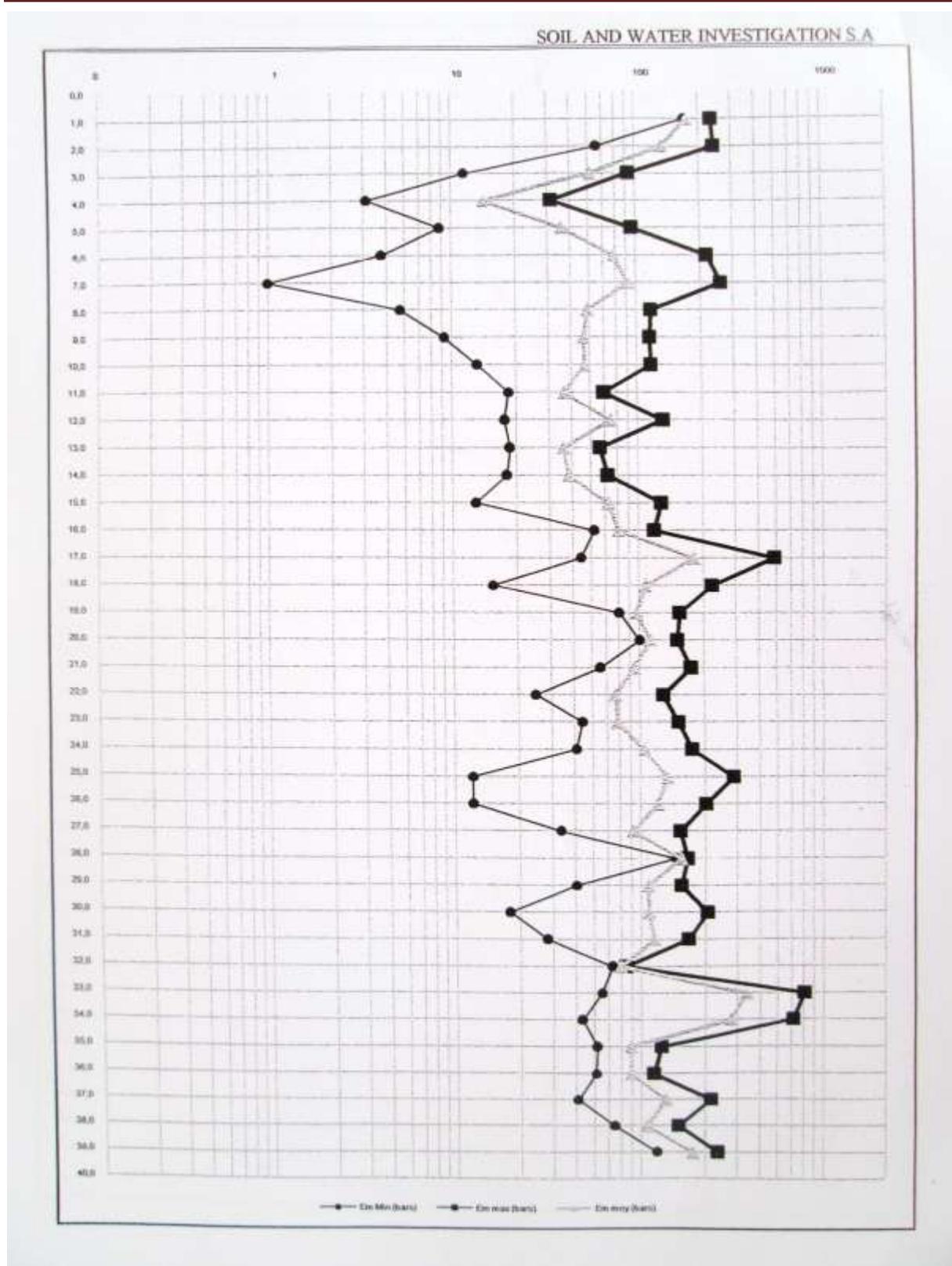
PROFIL EN LONG GEOTECHNIQUE



profil en long géotechnique du sol du site de l'ouvrage



Pressions limites du sol de fondation

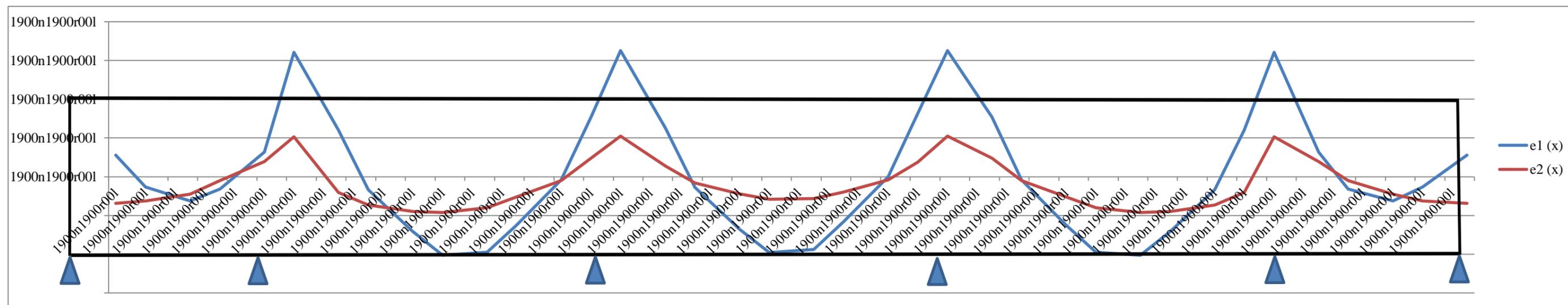


Modules pressionmétriques du sol

| CLASSE DE SOL | | |
|-----------------------------------|---|-----------------------------|
| ARGILES, LIMONS | A | Argiles et limons mous |
| | B | Argiles et limons fermes |
| | C | Argiles très fermes à dures |
| SABLES, GRAVES | A | Lâches |
| | B | Moyennement compacts |
| | C | Compacts |
| CRAIES | A | Molles |
| | B | Altérées |
| | C | Compactes |
| MARNES MARNO-CALCAIRES | A | Tendres |
| | B | Compacts |
| ROCHES ⁽¹⁾ | A | Altérées |
| | B | Fragmentées |

Classification des sols (Fascicule 62 titre V)

ANNEXE 5 : FUSEAU DE PASSAGE DES CABLES DE PRECONTRAINTE



Tracé du fuseau enveloppe de passage des câbles de précontrainte

ANNEXE 6 : CLASSES D'EXPOSITION ET ENROBAGE

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA

| Désignation de la classe | Description de l'environnement | Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition |
|---|---|--|
| 1 - Aucun risque de corrosion ni d'attaque | | |
| X0 | - Béton non armé et sans pièces métalliques noyées : toutes expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique - Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec | - Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible |
| 2 - Corrosion induite par carbonatation | | |
| XC1 | - Sec ou humide en permanence | - Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible - Béton submergé en permanence dans de l'eau |
| XC2 | - Humide, rarement sec | - Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau - Un grand nombre de fondations |
| XC3 | - Humidité modérée | - Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé - Béton extérieur abrité de la pluie |
| XC4 | - Alternativement humide et sec | - Surfaces de béton soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans les classes d'exposition XC2 |
| 3 - Corrosion induite par les chlorures | | |
| XD1 | - Humidité modérée | - Surfaces de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne |
| XD2 | - Humide, rarement sec | - Piscines - Éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures |
| XD3 | - Alternativement humide et sec | - Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures - Chaussées - Dalles de parcs de stationnement de véhicules |
| 4 - Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer | | |
| XS1 | - Exposé à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer | - Structures sur ou à proximité d'une côte |
| XS2 | - Immergé en permanence | - Éléments de structures marines |
| XS3 | - Zones de marage, zones soumises à des projections ou à des embruns | - Éléments de structures marines |
| 5 - Attaque gel/dégel | | |
| XF1 | - Saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage | - Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel |
| XF2 | - Saturation modérée en eau, avec agents de déverglaçage | - Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage |
| XF3 | - Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage | - Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel |
| XF4 | - Forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer | - Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage. - Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel. - Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel. |
| 6 - Attaques chimiques | | |
| XA1 | - Environnement à faible agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2 | - Sols naturels et eau dans le sol |
| XA2 | - Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2 | - Sols naturels et eau dans le sol |
| XA3 | - Environnement à forte agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2 | - Sols naturels et eau dans le sol |

Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement (norme NF EN 206-1)

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA

| | | Classe d'exposition | | | |
|---|---------------|---------------------|---|--|---|
| | | XF1 | XF2 | XF3 | XF4 |
| Type de salage (cf. Recommandations GEL 2003) | Peu fréquent | XC4 | Sans objet | XC4 si le béton est formulé sans entraîneur d'air XD1 si le béton est formulé avec entraîneur d'air | Sans objet |
| | fréquent | Sans objet | XD1, XD3 Pour éléments très exposés (*) | Sans objet | XD2, XD3 Pour éléments très exposés (*) |
| | Très fréquent | Sans objet | Sans objet | Sans objet | XD3 |

(*) Pour les ponts : corniches, longrines d'ancrage des dispositifs de retenue, solins des joints de dilatation

classes de référence à retenir pour l'enrobage

| Classe structurale | | | | | | | |
|------------------------------------|---------------------------------------|--|--|--|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Critère | Classe d'exposition selon Tableau 4.1 | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2/XC3 | XC4 | XD1/XS1/ XA1 ³⁾ | XD2/XS2/ XA2 ³⁾ | XD3/XS3/ XA3 ³⁾ |
| Durée d'utilisation de projet | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 |
| | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 |
| Classe de résistance ¹⁾ | ≥ C30/37 minoration de 1 point | ≥ C30/37 minoration de 1 point | ≥ C30/37 minoration de 1 point | ≥ C35/45 minoration de 1 point | ≥ C40/50 minoration de 1 point | ≥ C40/50 minoration de 1 point | ≥ C45/55 minoration de 1 point |
| | ≥ C50/60 : minoration de 2 | ≥ C50/60 : minoration de 2 | ≥ C55/67 : minoration de 2 | ≥ C60/75 : minoration de 2 | ≥ C60/75 : minoration de 2 | ≥ C60/75 : minoration de 2 | ≥ C70/85 : minoration de 2 |
| Nature du liant | | Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1 | Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1 | Béton de classe ≥ C40/50 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1 | | | |
| Enrobage compact ²⁾ | minoration de 1 | minoration de 1 | minoration de 1 | minoration de 1 | minoration de 1 | minoration de 1 | minoration de 1 |

Modulations de la classe structurale recommandée, en vue de la détermination des enrobages minimaux min,dur c.

Conception et dimensionnement du pont de l'échangeur de SODIKO dans le cadre de l'aménagement de l'accès Ouest de DOUALA

| Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm) | | | | | | | |
|---|---------------------------------------|-----|---------|-----|---------|---------|----------|
| Classe structurale | Classe d'exposition selon Tableau 4.1 | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2/XC3 | XC4 | XD1/XS1 | XD2/XS2 | XD3 /XS3 |
| S1 | 10 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| S2 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 |
| S3 | 10 | 10 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| S4 | 10 | 15 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| S5 | 15 | 20 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| S6 | 20 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 |

Valeurs de l'enrobage minimal $c_{min,dur}$ requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformes à l'EN 10080

| Exigence vis-à-vis de l'adhérence | | |
|-----------------------------------|----------------------|-----------------------|
| Disposition des armatures | Enrobage minimal | $c_{min,b}$ * |
| Armature individuelle | Diamètre de la barre | ϕ |
| Paquet | Diamètre équivalent | ϕ_e (voir 8.9.1) |

*: Si la dimension nominale du plus gros granulat est supérieure à 32 mm, il convient de majorer $c_{min,b}$ de 5mm

Enrobage minimal $c_{min,b}$ requis vis-à-vis de l'adhérence

| $c_{min,b}$ pour les armatures de précontrainte | |
|---|---|
| câbles dans gaine circulaire | $\min\{\Phi; 8\text{cm}\}$, Φ diamètre de la gaine |
| câbles dans gaine plate | $\max\{a; b/2\}$, (a,b) dimensions de la gaine et $b > a$ |
| Armatures pré-tendues | $\max\{2\Phi; \text{diamètre du plus gros granulat}\}$, Φ diamètre du toron, du fil lisse |

valeurs de c_{min} , b pour les aciers de précontrainte