

SOMMAIRE

LISTE DES NOTATIONS ET DES ABREVIATIONS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES COURBES

LISTE DES ANNEXES

INTRODUCTION

PREMIERE PARTIE : ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre I : ETUDE SOCIO ECONOMIQUE

Chapitre II : PROPOSITION ET ETUDE COMPARATIVE DES VARIANTES

Chapitre III : ETUDE GEOTECHNIQUE

Chapitre IV : ETUDE HYDROLOGIQUE

Chapitre V : ETUDE HYDRAULIQUE

Chapitre VI : ETUDE DES DONNEES FONCTIONNELLES

DEUXIEME PARTIE : ETUDES TECHNIQUES

Chapitre I : CONCEPTION GÉNÉRALE D'UN PONT EN BETON PRECONTRAIT

Chapitre II : LES HYPOTHESES DE CALCUL

Chapitre III: PRÉDIMENSIONNEMENT

Chapitre IV: CALCUL DE LA DALLE

Chapitre V : CALCUL DES ENTRETOISES

Chapitre VI : CALCUL DES POUTRES PRINCIPALES

Chapitre VII : CALCUL DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE

TROISIEME PARTIE : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET ETUDES

FINANCIERES DU PROJET

Chapitre I : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

Chapitre II : EVALUATION DU COUT DU PROJET

Chapitre III : ETUDE DE RENTABILITE DU PROJET

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

LISTES DES NOTATIONS ET DES ABREVIATIONS

BA : Béton Armé

BP : Béton Précontraint

BAEL : Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites.

BDE : Bordereau Détail Estimatif

BPEL : Béton Précontraint suivant la méthode des Etats Limites.

CEG : Collège d'Enseignement Général

CMD : Coefficient de Majoration Dynamique

CPA : Ciment Portland Artificiel

CSB : Centre de Santé de Base

DRCI : Délai de Récupération des Capitaux Investis

ELS : Etats Limites de Service.

ELU : Etats Limites Ultimes.

EPP : Ecole Primaire Publique

Fft : Forfaitaire

HR : Haute résistance

INSTAT : Institut National de la STATistique

LBI : Louis Berger International

LI : Ligne d'Influence

LNTPB : Laboratoire National des Travaux Publics

MTPT : Ministère des Travaux Publics et du Transport

PK : Point Kilométrique

PHEC : Plus Hautes Eaux Cyclonique

PU : Prix Unitaires

RDM : Résistance Des Matériaux

RN 5: Route Nationale n° 5.

TBR : Très Basse Résistance



TRI : Taux de Rentabilité Interne

TTC : Toute Taxe Comprise

TVA : Taxe sur la Valeur Ajoutée

U : Unité

VAN : Valeur Actuelle Nette

LISTE DES TABLEAUX

LISTES DES FIGURES

LISTE DES ANNEXES

Rapport-gratuit.com 
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

INTRODUCTION GENERALE

Avec ses 22 régions, Madagascar dispose d'une potentialité socio-économique considérable. Cependant, à défaut d'infrastructures routières raisonnables, il existe encore de nos jours des zones complètement enclavées, entravant ainsi l'exploitation d'une telle potentialité.

Il en résulte que la réhabilitation, voire même la création de réseaux routiers dans ces zones serait plus qu'opportune. En effet, si la route et ses ouvrages d'art, surtout les ponts, sont des facteurs indéniables de communication entre les régions, ils leur constituent aussi l'un des principaux facteurs de développement socio-économique.

Reste qu'une construction nécessite souvent la réalisation d'études très approfondies depuis leur conception. En effet, les ponts établis à proximité des mers sont notamment exposés à de nombreuses difficultés nécessitant de telles études.

D'où la raison du choix de ce sujet intitulé : « CONTRIBUTION A LA RECONSTRUCTION DU PONT AMBANA au PK 12+ 500 sur la RN n°5 ».

Cette étude porte précisément sur le pont AMBANA, toujours dans une perspective de relance du développement socio-économique de cette zone.

Ce mémoire consiste dans une méthodologie de travail basée sur des documentations, de multiples recherches et surtout sur l'application de connaissances acquises lors de la formation d'ingénieurs à l'Ecole Supérieure Polytechnique.

Ainsi, le contenu de cet ouvrage est limité sur l'exploitation des données de base concernant la zone d'influence directe du projet et est souligné par trois grandes parties :

- ✓ *Les études préliminaires traitant les données socio- économiques, géotechniques, hydrologiques et hydrauliques, ... de la zone d'influence directe ;*
- ✓ *Les études techniques basées sur les dimensionnements de la superstructure et de l'infrastructure de l'ouvrage ;*



- ✓ *Les études d'impacts environnementaux et l'étude financière englobant l'évaluation du coût et l'étude de la rentabilité du projet.*



Première partie : ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre I : ETUDE SOCIO ECONOMIQUE

L'étude socio-économique de la région concernée par le projet nous mène à envisager l'importance de la réalisation de ce projet.

I.1. Localisation du projet :

Le pont Ambana se situe, au PK12+ 500, dans la commune rurale d'Antetезambaro, qui se trouve juste dans le côté Nord de la Commune Urbaine de Toamasina, dans le fivondronampokontany de Toamasina II, la Commune Rurale d'Antetезambaro.

La commune est délimitée par :

- L'Océan Indien à l'Est ;
- La commune de Toamasina suburbaine au Sud ;
- La commune d'Ambodiriana à l'Ouest ;
- La commune de Mahavelona au Nord ;
- Et la commune d'Andodabe au Nord-Ouest.

Tout au long de la Route Nationale n°5, elle s'allonge du PK n° 5 au PK n° 27. La route est bitumée, et elle relie Toamasina- Fenerive- Soanierana_Ivongo-Mananara et Maroantsetra sur 400 km de long.

I.2. La zone d'influence du projet :

On distingue :

- La zone d'influence directe du projet au sens strict, c'est-à-dire celle qui est délimitée par les zones d'impact, se situe à proximité de l'ouvrage, et pouvant bénéficier de la présence de ce projet ;
- Une zone d'influence directe au sens large définie toutes les régions ayant des effets secondaires par le projet.

Comme le projet se situe dans la commune rurale d'Antetезambaro, la zone d'influence directe au sens strict du projet sera donc cette commune, mais il apportera aussi une influence sur toutes les fivondronampokontany de la région Est de l'île.



Figure 1 : Plan de situation du projet (Echelle : 1/50 000 °)

**Tableau n° 1 : Répartition de la région de Toamasina par Fivondronampokontany.**

Fivondronampokontany	Superficie [km²]
Toamasina I	28
Toamasina II	5 063
Brickaville (ou Vohibinany)	5 297
Saite Marie (ou Nosy Boraha)	210
Fenerive Est	2 570
Vavatenina	3 202
Soanierana Ivongo	5 204
Mananara Nord	4 318
Maroantsetra	6 876
TOTAL REGION	32 768
TOTAL MADAGASCAR	587 000

Source : INSTAT

C'est la région Est de Madagascar qui est la zone d'influence indirecte du projet. Elle couvre au total 32 768 km², et intéresse une population d'environ 45 689 habitants, d'après l'INSTAT.

Tableau n° 2 : Les communes dans le Fivondronampokontany de Toamasina II

Communes	Superficie [km²]
Salazamay	292
Antetezambaro	294
Foulpointe ou Mahavelona	274
Andodabe	338
Mangabe	743
Ambodirina	724
Fanandrana	350
Ampasimadinika	318
Ambodilazana	450
Ifito	487
Andranobolaha	340
Sahambala	259
Ampasimbe-Oribe	194
Amboditandroho	-
Antenina	-

Source : INSTAT

La zone d'influence directe du projet, la commune d'Antetezambaro, couvre au total une superficie de 294 km²,

I.3. Bref aperçu historique de la commune :



Au Sud du chef de lieu de la commune, à l'époque précoloniale, le sentier reliant ce village est traversé par la rivière Sahavaro. Pour assurer la continuité du chemin, des habitants construisent un pont en bois dont l'arbre utilisé fut ce que l'on appelle, localement, « VARO », cet arbre bordait le dite rivière.

Le pont porte le nom de l'arbre en quoi il est fait : Antetezambaro. Le village voisin prête, jusqu'à ce moment, cette appellation.

Plus tard, après la construction de la route nationale, les gens s'en approchent de plus en plus. Actuellement, la population ne cesse pas d'accroître, c'est-à-dire que le peuplement de la commune se fait toujours de manière continue.

La commune d'Antetezambaro était déjà bien connue depuis l'époque coloniale. Elle était sous le gouvernement de Tamatave sub-urbaine, jouissant d'un statut de chef de lieu de canton. Elle devient Firaïampokontany au moment de la 2^{ème} République. Jusqu'en 2005, c'est une commune rurale dans la sous-préfecture de Toamasina II. Actuellement, elle devient commune dans le Fivondronampokotany de Toamasina II.

I.4. L'environnement de la commune

I.4.1. Les ressources humaines

La population d'une région est un élément très important dans une étude de projet de construction d'un pont.

Tableau n° 3 : *Evolution de la population communale, durant les quatre dernières années, répartie dans les Fokontany*

	2000	2001	2002	2003
Analamalotra	1 884	1 918	1 958	2 018
Vohidrotra	1 744	1 782	1 809	1 868
Ambonivato	1 348	1 380	1 410	1 444
Antetezambaro	1 804	1 853	1 880	1 932
Ambodiatafana	1 039	1 075	1 089	1 113
Vohitsara	1 911	1 946	1 982	2 047
Marotandrazana	1 621	1 661	1 692	1 737
Antanetilava	829	855	881	888
Ampasina	757	782	808	811
Vohitradiana	1 005	1 016	1 059	1 077
Sahantaha	952	986	1 001	1 020
Ambodisatrana	858	888	912	919
COMMUNE	15 752	16 142	16 481	16 872

Source : *Monographie de la commune.*



Dans une superficie de 294 km², la population de la commune rurale d'Antetetzambaro compte 16 216 habitants et donnait lieu à une densité moyenne de 57 habitants/km², qui est supérieure à la moyenne nationale égale à 30 habitants/km².

La population prévisionnelle est déterminée, par une méthode simple, à partir de la formule : $P = P_0 \cdot (1 + \alpha)^\theta$

Avec θ : le terme de prévision

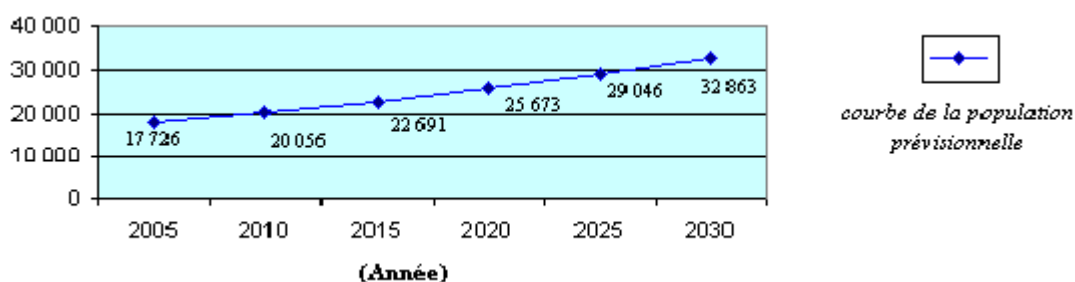
P_0 : le nombre de population à l'année de référence ;

P : la valeur prévue de P_0 , après le terme θ ;

α : le taux moyen d'accroissement annuel de la population, $\alpha = 2,5\%$ selon l'INSTAT.

Tableau n° 4 : la population prévisionnelle de la commune

Année	2005	2010	2015	2020	2025	2030
Population prévisionnelle	17 726	20 056	22 691	25 673	29 046	32 863



Courbe n° 1 : Courbe de la population prévisionnelle de la commune

On remarque que, d'après la prévision, la population sera presque doublée au bout de 25 ans, partant de 17 726 habitants en 2005.

La commune a une population active car la population âgée de 18 à 60 ans présente 49,08 % de la totale. Les 46,10 % sont âgés de moins de 18 ans et les personnes de plus de 60 ans ne présentent que 5 % de la population totale.

Tableau n° 5 : Equilibre du sexe de la population

Age [ans]	0 à 5	6 à 17	18 à 60	plus de 60	Total
Masculin [%]	9,12	13,06	24,11	2,45	48,74
Féminin [%]	10,47	13,45	24,97	2,37	51,26

Source : Monographie de la commune.



L'effectif des femmes dépasse légèrement celui des hommes, mais cet écart varie avec l'âge. Avec la totalité de la population active, les hommes sont dans une proportion de 24 % et les femmes représentent 25 %. Autrement dit, seul le quart de la population assure sa survie.

La natalité commence à être contrôlée, dans cette commune, mais elle accompagne encore une mortalité indésirable. En 2000, le taux de natalité est de 13,6 ‰, 12,7 ‰ en 2003 et, au cours de ces quatre dernières, il est en baisse de 1,1 ‰. Par rapport au niveau mondial, ce taux de natalité est considéré comme moyenne. Et pour le taux de mortalité, on constate qu'il accroît en 2002 et en 2003, passant respectivement de 2,3 ‰ à 3,1 ‰.

I.4.2. Les ressources naturelles :

I.4.2.1. Le climat :

Dans la commune, le climat est classé comme climat tropical côtier.

La pluie :

Elle est classée en deux grandes catégories selon les périodes :

- Durant la période froide, à partir du mois de mai au mois de septembre, l'hiver peut durer plus de 24 heures, voire 3 à 4 jours sans interruption, et accompagné du vent du Sud : l'Alizé, appelé localement « VARATRAZA », ce sont les pluies torrentielles ;
- Durant la période chaude, du mois d'Octobre au mois d'Avril, la pluie commence souvent vers la fin de l'après-midi et prend fin vers le milieu de la nuit, et dure rarement une journée entière, elle est appelée « ORAMBARATRAZA », et prend fin quand le vent chaud et régulateur de pluie du Nord, dit « TSIMOLAOTRO », se prépare.

Même si la présence de cette dernière catégorie de pluies est favorable aux poussées des jeunes plantes et à la repousse des arbres aux feuilles caduques, elle est parfois ravageant dans certains endroits à proximités des grandes rivières et fleuves, plus précisément, les fleuves Ivoloïna et Ifontsy.

L'année 2002, les cultures sur brûlis souffrent aussi d'une grande inondation car le système de culture de riz est bloqué, or c'est la culture principale de la commune et cette éventualité a menacé la population à la famine pour l'année 2003.



Le vent :

- Le Varatraza est présent toute l'année mais s'avère plus fort durant la période cyclonique ;
- Le Tsimolaotro intervient du mois de Novembre au mois d'Avril et sa forte présence, en permanence, entraîne une sécheresse et accroissement de la température atmosphérique.

La température :

Une petite variation de température est constatée selon les endroits :

Au bord du fleuve Ivoloïna, l'amplitude du minimum et du maximum est plus prononcée : la nuit, il fait froid et le jour, il fait chaud.

Dans les régions hautes montagnes, on constate déjà une légère baisse de la température moyenne de l'année.

I.4.2.2. Le relief morphologique :

La structure et les types du sol :

La commune peut se subdiviser en deux types de relief : une grande partie montagneuse, d'une structure désordonnée et accidentelle à pente très forte, et des plaines se trouvant dans la région basse de l'Est.

Cette superstructure de terrain prouve la sensibilité à la dégradation et à l'érosion, c'est-à-dire que le sol peut se dégrader facilement par la pluie et il devient de moins en moins fertile. De plus, l'utilisation de culture sur brûlis accélère encore ce phénomène.

On distingue trois types de sol dans la Faritany de Toamasina : les sols hydromorphes des bas fonds, les sols d'apport fluvial et les sols ferralitiques. On rencontre ce dernier type de sol dans les zones montagneuses de la commune. Et sa coupe superficielle est composée d'humus appauvri, dû à l'effet de l'humidité.

L'utilisation du sol :

La population vit à la base de l'agriculture, donc la terre est le premier moyen matériel dont son utilisation varie selon les cultures et sa structure.

Dans les montagnes, les habitants utilisent des cultures sur brûlis bien soignées pour que le feu ne dévore pas la culture permanente comme les girofliers, litchis, caféier,...

Parfois, par manque de plaine, les gens font des nivelations de flancs de montagne pour pouvoir faire des cultures irriguées sous forme de plateau en escalier.



Bien que les plaines soient relativement vastes, le système de mécanisation n'est pas encore en vigueur, par faute de moyen technique rentable.

L'hydrographie :

La commune est très riche en cours d'eau : elle est délimitée par les deux fleuves : Ivoloïna dans la partie Sud, Ifontsy dans la partie Nord et d'innombrables petits cours d'eau y sont aussi visibles. Mais le principal cours d'eau est le fleuve Ivoloïna qui joue un rôle très important dans la vie économique de la commune.

I.4.2.3. La végétation :

Les formations végétales présentent une grande diversité en fonction des conditions climatiques et pédologiques comme les forêts naturelles, les forêts secondaires (ou Savoka),...

Il existe quatre principales forêts naturelles dans le Fokontany, à savoir : Ampasimadinika, Analahambana, Amparafavahy et Manohandrivotra.

Actuellement, la forêt représente une faible superficie. Mais ce qui est encore encourageant, c'est que la population de la région est déjà consciente de la dégradation environnementale.

I.4.3. Ressources des activités économiques :

I.4.3.1. Agriculture :

On estime que 70% de la population vit entièrement de l'agriculture sans autres activités secondaires. La production varie d'un Fokontany à l'autre selon la fertilité du sol, la caractéristique du terrain (plaine ou montagne), ainsi que la spécialisation des habitants.

Le riz, le manioc, la patate douce, le maïs et la banane sont des produits assurant la survie en matière de nourriture, tandis que le litchi, le café, la noix de coco et la canne à sucre assurent presque entièrement la source de revenu ; quant à la banane, elle est à la fois source de revenu qui complète le comble et les lacunes des rations alimentaires.

Classification de la culture :

L'agriculture joue un rôle très important à la survie de la population et leur constitue une source de revenu. On distingue, selon la période, les cultures saisonnières qui sont souvent appliquées aux cultures à cycle inférieur à six mois, comme le riz, le manioc,...et les cultures permanentes ou durables, dont le renouvellement dépasse une année, sont en majorité des arbres fruitiers tels que le manguier, les litchis ainsi que le giroflier.



On peut citer, selon leur destination, les cultures vivrières qui sont indispensables aux besoins quotidiens de la population : le riz, le manioc, la banane, ...et les cultures de rente destinées à l'exportation et créatrices de revenu : le café, la banane, le girofle, les litchis, la vanille,...

Tableau n° 6 : Evolution de la production agricole en [t]

Principaux produits	Production [t]			
	2000	2001	2002	2003
Riz (Paddy)	1 264	1 343	1 225	1 425
Mais	259	354	313	341
Manioc	871	913	908	916
Canne à sucre	1 026	1 025	1 033	1 040
Café	774	838	789	838
Girofle	15	13	13	15
Banane	756	1 031	995	1 158
Litchi	6 048	8 256	7 965	9 268
Total	11 012	13 775	13 241	15 001

Source : Commune d'Antetambaro

On remarque que la production de la commune était en baisse en 2002, ce qui est due à la grande inondation ravageant presque la totalité des cultures.

Tableau n° 7 : Tableau récapitulatif de production agricole de la commune(année 2002)

Les produits	Production [t]	Surface cultivée [ha]
Paddy	1 225	1 915
Mais	313	448
Manioc	908	657
Patate douce	381	264
Légumes	118	615
Canne à sucre	1 033	403
Café	789	715
Girofle	13	10
Banane	995	76
Mangue	2	5
Litchi	7 965	731
Avocat	2	4
Ananas	135	144
Noix de coco	104	72
Total	13 983	6 059

Source : Commune d'Antetambaro

On constate que le Litchi représente la majorité de la production totale de la commune, il couvre les 60 % de cette totalité ; tandis que le riz n'en occupe que 9 %, seulement.



Mode de culture :

Les méthodes utilisées sont variables selon la culture appliquée, on distingue la culture irriguée, la culture sur brûlis et la culture pluviale :

- La pratique de l'irrigation est moins diversifiée, la méthode utilisée est encore traditionnelle. Pour la culture vivrière, les cultivateurs pratiquent la culture sur brûlis ;
- Le mode de culture le plus répandu dans la commune est la culture pluviale. Elle ne nécessite pas de système d'irrigation, par contre elle est fortement liée au facteur climatique et est surtout appliquée dans les zones montagneuses.

I.4.3.2. L'élevage :

Pour la population, l'élevage est considéré comme épargne de leur patrimoine et de leur valeur, la commercialisation est encore dans un état embryonnaire.

Le tableau suivant montre les variétés principales et l'évolution de leurs effectifs.

Tableau n° 8 : Effectifs du cheptel d'élevage en [nombre de tête]

Cheptel	Effectifs [nombre de tête]		
	1999	2000	2001
Bovin	543	578	624
Porcin	349	426	323
Total	892	1 004	947

Source : Commune d'Antetetzambaro

I.4.3.3. La pêche :

La pêche est une activité inséparable à la population vivant dans la ligne côtière de la commune, dont la consommation moyenne des produits halieutiques est de l'ordre de quatre fois par semaine. Elle peut être une activité principale pour certains individus et secondaires pour d'autres, la différence réside dans la quantité de produits pêchés et selon le milieu, mer ou eau douce. La commercialisation reste encore un problème non négligeable, l'écoulement des produits est assuré par des intermédiaires provenant de la ville de Toamasina, mais cette intermédiation affecte directement au niveau du prix local et à la motivation des pêcheurs.

On estime que 10 % des produits pêchés sont destinés à la propre consommation des pêcheurs, tandis que 90 % sont vendus localement ou dans le marché extra communal, notamment dans la ville de Toamasina.

Tableau n° 9 : Tableau récapitulatif de production de produit halieutique de la



Commune (en 2002)

Les produits	Production [t]	Produit vendu [t]	Prix unitaires [Ar/ kg]
Poisson de mer	1 050	945	1 200
Poisson d'eau douce	107	96	2 000
Crevette d'eau douce	21	18	3 600
Crabe	11	10	1 600
Total	1 189	1 059	

Source : Commune d'Antetazambaro

La commune entière produit annuellement des produits halieutiques d'une moyenne de 1 189 tonnes. Les poissons de mer représentent 88 % des productions totales des produits halieutiques de la commune, soit environ 1 050 t/an.

La production annuelle ne dépasse guère le seuil de 21 tonnes, pour la crevette, et représente en moyenne 2 % de la production halieutique. Pour le crabe, elle est de l'ordre de 11 tonnes, soit 1 % de la totalité.

I.4.3.4. L'artisanat :

L'artisanat est toujours considéré comme activité secondaire. Dans certains domaines, il assure la survie d'une petite partie de la population. La vannerie est une activité effectuée par les femmes, vivant parfois en association, pour se procurer d'une source de revenu familiale. Elle représente le principal domaine artisanal de la commune d'Antetazambaro.

Mais, il existe aussi des activités artisanales qui sont fortement attachées à la vie quotidienne de la population, telle que le tissage, la couture chez les femmes, ainsi que la forge et la charpenterie artisanale chez les hommes. Mais, ces activités sont considérées comme innées à la population et destinées aux utilisations familiales.

I.4.3.5. L'activité commerciale :

En prenant compte de l'importance des voies des réseaux routiers de la commune, l'activité commerciale connaît une opportunité, surtout dans les Fokontany sises aux proximités de la route nationale et de la route d'intérêt communal via Ambodiriana.

De ce fait, le nombre important des habitants de la commune sont des commerçants. La commercialisation est basée sur les produits finis, manufacturés.

Durant les saisons de récolte, ce sont aussi les grands commerçants qui assurent les collectes des produits locaux tels que le litchi, le café et autres.

I.4.3.6. Tourisme



Ce secteur constitue un atout certain dans la région de Toamasina, c'est une source de revenus, en termes de rentrées de devises étrangères, de recettes et de création d'emploi.

Chaque année, des milliers de touristes visitent la grande île et que 15% d'entre eux choisissent de visiter les sites touristiques du Faritany de Toamasina.

Parmi les destinations touristiques, aux alentours de la commune, on peut citer quelques unes telles que :

- Le Parc zoologique : situé à 23 km au nord sur la RN n° 5 ;
- La plage d'Ambodiatafana, à 60 km au nord sur la RN n° 5 ;
- La plage, Fort Hova de Foulpointe (Source, piscine naturelle).

Le développement d'une région s'exprime par sa richesse naturelle, marquée par l'existence des réserves naturelles, faune et flore constituées d'espèces très diversifiées. Concernant la Commune d'Antetazambara, ce domaine est en partie, favorisé par les progrès du transport, malgré les problèmes d'infrastructures routières et hôtelières.

I.4.4. Ressources socioculturelles :

I.4.4.1. L'enseignement :

Tableau n° 10 : Les infrastructures scolaires et l'effectif des enseignants par établissements

Localisation	Fokotany	Etablissement	Nombre d'enseignant	Nombre de salle
Ambodiatafana	Ambodiatafana	EPP	3	4
Vohitradiana	Vohitradiana	EPP	3	4
Ambodisatrana	Ambodisatrana	EPP	2	2
Ambonivato	Ambonivato	EPP	5	5
Ampasina	Ampasina	EPP	2	1
Analamalotra	Analamalotra	EPP	8	5
Antanetilava	Antanetilava	EPP	1	2
Antetazambara	Antetazambara	EPP	7	6
Sahantaha	Sahantaha	EPP	2	2
Mahambolona	Marotandrazana	EPP	1	1
Marotandrazana	Marotandrazana	EPP	2	2
Vohilava	Marotandrazana	EPP	2	4
Andakolosy	Vohidrotra	EPP	6	6
Vohidrotra	Vohidrotra	EPP	3	3
Tsarahonenana	Vohitsara	EPP	1	3
Vohitsara	Vohitsara	EPP	2	3
Vohitsara	Vohitsara	CEG	7	-
$\Sigma =$			57	53



Source : Commune d'Antetambaro

L'enseignement est la base du développement d'une région, sans quoi l'accessibilité aux nouvelles théorie et technologie s'avère impossible.

Le tableau ci- dessus montre que 57 enseignants sont répartis dans la commune dont 50 aux établissements primaires (EPP) et 7 aux établissements secondaires (CEG), travaillant aux 18 établissements.

Dans la commune entière, on compte au total 2.926 enfants scolarisés répartis dans les 17 établissements primaires ouverts, ajoutés aux 321 élèves au CEG.

D'une façon générale, la majorité de la population savent lire et écrire mais la question se pose au niveau de l'instruction globale : plus de 85 % de ces habitants n'atteignent pas le niveau d'étude secondaire. Cette faiblesse de niveau d'instruction entraîne une incapacité d'adaptation à de nouvelles technologies et au progrès, base du développement de la commune, et par conséquent la Région toute entière, permettant à accroître la production de toute sorte de filière économique.

I.4.4.2. La santé :

Toutes les activités économiques ou sociales dépendent fortement de la situation sanitaire de chaque individu. Cette situation est principalement basée sur deux choses : la motivation et le système sanitaire.

La commune possède deux centres de santé de base, Antetambaro et Vohitradiana, dont les caractéristiques sont données par le tableau suivant :



Tableau n° 11 : Le système sanitaire de la commune

Localisation	Désignation	Médecin	Paramédicaux			Lit	Personnel administratif	Consultation annuelle
			Sage-femme	Infirmier	Aide sanitaire			
Antetезambaro	CSB II	1	0	0	1	5	1	363
Vohitrandia	CSB I	0	0	1	0	0	1	240
Commune	CSB II+CSB I	1	0	1	1	5	2	603

Source : Commune d'Antetезambaro

Le CSB d'Antetезambaro assure les soins dans les Fokontany de la partie Est de la commune comme Vohitsara, Ambodiatafana et Vohidrotra ; et celui de Vohitrandia assure les Fokontany de la partie Ouest tels Ampasina, Sahantaha, Antanetilava.

Les Fokontany les plus proche de la ville de Toamasina comme Analamatotra et Ambonivato peuvent profiter des centres urbains.

Le niveau d'instruction de la population et l'attachement à la tradition amènent les habitants à la piste de la malnutrition. Il est donc nécessaire de mentionner que la nourriture est toujours à base végétale, l'alimentation à base animale n'est pas fréquente.

I.4.5. Les catastrophes par calamités naturelles :

I.4.5.1. Les cyclones :

Comme toutes les régions côtières de Madagascar, la commune d'Antetезambaro n'est pas à l'abri des dégâts cycloniques. Chaque année, elle est menacée par les dépressions tropicales. Leur passage dans la commune est très ravageant.

I.4.5.2. Les inondations :

Une grande partie de la commune est couverte de plaines de basses altitudes, et encadrées par des grands cours d'eau tels que Ivoloïna et Ifontsy, ce qui veut dire que la commune est très sensible aux précipitations et pouvant causer, à tout moment, des inondations auxquelles les rivières sont vulnérables. En Juin 2002, une grande inondation a ravagé presque la totalité des cultures de la population et de quelques ouvrages routiers, dont le pont Ambana.

I.5. Etude du trafic :

La conception d'un pont est fonction du trafic routier. Ce dernier joue un rôle très important pour le choix du gabarit à adopter, mais n'intervient pas lors du dimensionnement.



L'épanouissement de la production et la croissance de la population influent sur le trafic.

1.5.1. Comptages routiers :

Les comptages routiers ont été effectués par le Bureau d'Etude Louis Berger International (LBI) en 2001, au poste d'Antetetzambaro au PK 14+ 500 sur la RN n° 5.

Le trafic moyen journalier sur la RN5 en [véhicules /jours], par catégories de véhicules et par sens de circulation, sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau n° 12 : Trafic moyen journalier sur la RN5 en [véhicules /jours]

Sens : Toamasina (Aéroport)- Foulpointe

Véhicules	sans pondération		avec pondération	
	Total semaine	Moyenne journalière (M.J)	Coefficient	M.J
Véhicules particuliers	833	119	1	119
Familiales, bâchés, minibus	1 106	158	2	316
Camion et autocars de PTC<10 T	133	19	4	76
Camions et autocars de PTC entre 10 et 16 T	91	13	5	65
Camion de PTC>16 T	14	2	6	12
Train double et articulés	1	0	7	1
TOTAL	2 178	311	V.E	589

Sens : Foulpointe - Toamasina (Aéroport)

Véhicules	sans pondération		avec pondération	
	Total semaine	Moyenne journalière (M.J)	Coefficient	M.J
Véhicules particuliers	890	127	1	127
Familiales, bâchés, minibus	1085	155	2	310
Camion et autocars de PTC<10 T	138	20	4	79
Camions et autocars de PTC entre 10 et 16 T	61	9	5	44
Camion de PTC>16 T	2	0	6	2
Train double et articulés	0	0	7	0
TOTAL	2176	311	V.E	561

Sens : Foulpointe - Toamasina (Aéroport)

Véhicules	sans pondération		avec pondération	
	Total semaine	Moyenne journalière (M.J)	Coefficient	M.J
Véhicules particuliers	890	127	1	127
Familiales, bâchés, minibus	1085	155	2	310
Camion et autocars de PTC<10 T	138	20	4	79
Camions et autocars de PTC entre 10 et 16 T	61	9	5	44
Camion de PTC>16 T	2	0	6	2
Train double et articulés	0	0	7	0
TOTAL	2176	311	V.E	561

Source : LBI,Inc

1.5.2. Evolution passée des trafics :

**Tableau n° 13 : Evolution passée du trafic**

Année	1995	1996	1997	1998	1999	2000
Trafic (Véhicules/jours)	116	124	116	174	315	520

Source : Ministère des Travaux Publics et du Transport (MTPT)

Avant 1996, l'évolution du trafic a été peu considérable, on constate même une légère baisse entre 1996 et 1997. Mais, à partir de ce dernier, le trafic n'a plus cessé d'accroître et passant de 116 à 589 véhicules /jours de 1997 en 2001. On note même que cet accroissement est très remarquable entre les années 1999 et 2000, il passe de 186 à 520 véhicules /jours.

1.5.3. Prévision du trafic :

Le trafic prévisionnel est déterminé, à partir d'une méthode simple, avec :

$$P = P_0 \cdot (1 + \alpha)^\theta$$

Avec θ : le terme de prévision

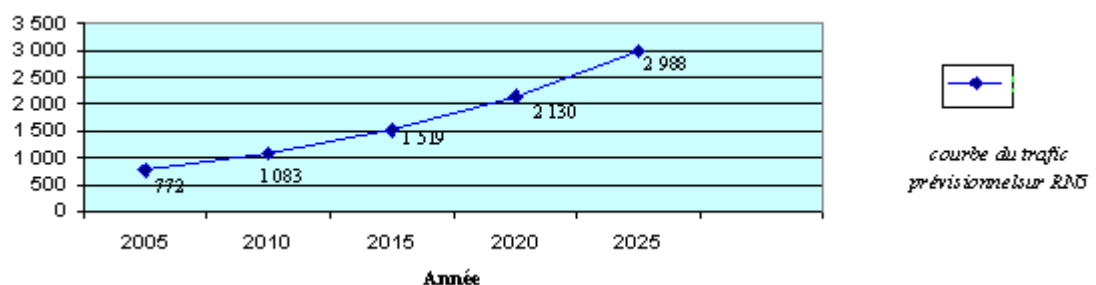
P_0 : le trafic à l'année de référence ;

P : la valeur prévue de P_0 , après le terme θ ;

α : le taux moyen d'accroissement annuel du trafic, $\alpha = 7 \%$ selon le MTPT.

Tableau n°14 : Le trafic prévisionnel sur la RN 5

Année	2005	2010	2015	2020	2025
Trafic prévisionnel	772	1 083	1 519	2 130	2 988

**Courbe n° 2 : La courbe du trafic prévisionnel sur la RN5**

Au bout de 15 ans, le trafic atteint le double du trafic en 2005.

1.6. Conclusion :



Généralement, un faible trafic est dû au mauvais état de la route ou de ses ouvrages. D'après notre enquête, lors de notre descente sur terrain, à titre d'information, la destruction du pont d'Ifontsy est l'origine de la baisse du trafic sur ce réseau.

Les données obtenues ne sont pas complètes mais on tient à rappeler qu'une grande inondation a ravagé quelques ouvrages routiers, en 2002, dont le pont Ambana a été l'une des victimes. Afin d'assurer, provisoirement, la continuité du réseau, un pont Bailey y est installé.

Le mauvais état du pont Ambana ne permet qu'une activité productive assez restreinte qui limite les déplacements des personnes et des marchandises, et constitue une gêne, ou même un risque à la circulation, freinant ainsi l'épanouissement et le développement de la commune ainsi que toutes les zones d'influence du présent projet.

Chapitre II : PROPOSITION ET ETUDE COMPARATIVE DES VARIANTES

Deux ponts en succession serrée, séparés par un massif de terres d'une dizaine de mètre de long, ont toujours été unis sous l'appellation de pont Ambana.

Ce pont se situe au pk12+500 sur la RN5.

Problématique :

Les deux ponts doivent assurer le bon écoulement de l'eau, pourtant cette dernière ne traverse presque pas sous le pont en Béton Armé. Le massif de terre constitue une gêne pour cet écoulement et favorisant une surélévation rapide du niveau de l'eau. Pendant les saisons de pluies, ce niveau de l'eau peut atteindre celui du tablier, les ouvrages risquent même d'être submergés et endommagés par divers corps solides. Une éventuelle coupure du réseau est alors à craindre.

Dégradations :

Les constatations faites, lors de notre descente sur le terrain, permettent de relever ces principales dégradations :

- Vu les caractéristiques du site, le pont Bailey est surtout attaqué par la corrosion ;
- Le desserrage que l'on a constaté au niveau de quelques assemblages est dû à l'effet des agents atmosphériques et au passage des véhicules ;
- L'état du pont en béton armé ne peut plus garantir la sécurité des usagers ;



- La rive du côté de Fenerive-Est est attaquée par l'érosion d'où la détérioration des dispositifs de protection des remblais ;
- L'état du revêtement du pont se dégrade de plus en plus par l'insuffisance ou manque d'entretien.

Pour minimiser les dépenses, une reconstruction du pont s'avère alors être la solution la plus rationnelle. On propose de déblayer ce massif de terres et pour le nouvel ouvrage, trois variantes seront proposées.

II.1. Proposition de variantes :

Un projet de construction d'un pont commence, en générale, par la proposition de variantes techniquement possibles. Et dans le but de trouver la solution unique, et la plus rationnelle de toutes ces variantes proposées, une étude comparative est strictement nécessaire.

Variante n°1 : construction d'un pont en béton armé à poutres sous chaussées, isostatique, à deux travées indépendantes de 25 m, s'appuyant sur deux culées et une pile.

Variante n°2 : construction d'un pont en béton précontraint à poutres sous chaussées, isostatique, à une seule travée de 50 m, s'appuyant sur deux culées.

Variante n°3 : construction d'un pont mixte acier- béton, à une seule travée de 50 m de portée, s'appuyant sur deux culées.

II.2. Comparaison et évaluation des variantes :

La comparaison des variantes doit être basée sur des raisonnements logiques.

En pratique, il nous est nécessaire de quantifier objectivement les avantages et les inconvénients de chaque variante (par évaluation de chaque critère, selon leur importance).

Pour cela, plusieurs critères seront à prendre en compte :

- a. La portée économique :



Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par post-tension; la portée des ponts en béton armé est, par contre, très limitée et seront plus économiques pour une portée inférieure à 25m.

b. Nécessité en nombre d'appuis intermédiaires :

Plus le nombre de pile augmente, plus la perturbation de l'écoulement est importante d'où, le problème d'affouillement s'impose. La présence de pile de la construction en Béton Armé peut perturber l'écoulement, elle va provoquer un étranglement de la section du cours d'eau, engendrant des pertes de charge et surélévation du niveau d'eau.

c. L'intégration dans le site :

L'intégration dans le site veut dire : respect de l'environnement, adéquation de l'ouvrage aux caractéristiques du site (son paysage, son climat, sa structure géologique, hydrologique,...),

d. Disponibilité en matériaux de construction :

La disponibilité des matériaux de construction est l'une des principaux facteurs déterminant le coût de construction d'un ouvrage.

e. La technicité des entreprises nationales :

La possibilité technique des entreprises nationales est importante dans l'évaluation du coût de construction d'un ouvrage.

f. L'esthétique de l'ouvrage :

Les travaux de construction doivent être réalisés avec soin et suivant les règles de l'art. Un ingénieur n'est pas seulement l'esclave de ses formules, c'est aussi un artiste. Il doit alors se rendre compte que si les ponts devraient être résistants, ils devraient être aussi esthétiques.

Du point de vue esthétique, il sera plus préférable d'adopter un ouvrage nécessitant, autant que possible, moins de pile.

g. Les contraintes d'exécution :



Ce qui traduit la nécessité des installations, d'engins spéciaux et la durée de mise en œuvre de l'ouvrage, et qui aura un impact sur le coût du projet.

h. Caractéristiques de l'ouvrage :

Ce sont les qualités de l'ouvrage : sa résistance à la fissuration, la légèreté de l'ouvrage, sa capacité de répondre aux exigences des usagers,...

-

i. Délai d'exécution :

C'est le temps nécessaire pour la réalisation des travaux. Il aura une influence sur le coût de construction d'un projet.

j. La pérennité de l'ouvrage :

C'est la durabilité de l'ouvrage. Elle dépend de plusieurs facteurs, comme la tenue de l'ouvrage face aux agents extérieurs, ses caractéristiques, la maîtrise de la technologie de construction des entreprises, la qualité de mise en œuvre des travaux

k. Le coût de construction du projet :

Le principal but d'un concepteur est de déterminer le projet le mieux adapté, du point de vue technique et financier.

D'une manière générale, pour d'évidentes raisons économiques, on cherche aussi à limiter autant que possible le nombre d'appuis en site aquatique (la plus économique c'est d'avoir moins de pile).

l. Le coût d'exploitation, de réparation et d'entretien :

Le coût d'un ouvrage tient compte, non seulement du coût de construction, mais aussi de son coût d'exploitation, de réparation et d'entretien.

La comparaison et l'évaluation de ces trois variantes sont données dans les tableaux ci-après.





Tableau n° 15 : Comparaison des variantes

Les critères	Variante n°1	Variante n°2	Variante n°3
a.	La portée ne doit pas dépasser 25 m	De 30 à 50 m en précontrainte par post-tension et ne dépassant pas 30 m par pré-tension	La portée ne doit pas excéder 100 m
b.	On a besoin d'une pile	Ne nécessitant pas d'appui intermédiaire	Sans appuis intermédiaires
c.	La présence de la pile sera sûrement un inconvénient pour l'écoulement de l'eau	La structure est plus élancée Les aciers sont protégés contre la corrosion	La construction présente peu de forme architecturale
d.	Approvisionnement facile (les matériaux sont courants)	On doit importer des câbles de précontrainte	Certains matériaux doivent être importés
e.	Une technologie de construction bien maîtrisée par les entreprises nationales	Peu d'entreprise nationale domine encore cette technologie de construction	La structure est encore peu exploitée à Madagascar
f.	Moins esthétique	Esthétique	Moins esthétique
g.	Mise en œuvre assez facile et de durée assez courte	Rapide à mettre en œuvre avec les éléments préfabriqués	Demande une montage assez spéciale mais rapide à mettre en œuvre (levage ou lancement)
h.	Poids propre important ; Bonne résistance	Plus élancé et assez léger ; Bonne résistance à la fissuration ; Offre plus de sécurité	Poids propre assez important ; Offre une homogénéité des efforts le long de l'ouvrage
i.	Delai assez court	Delai assez réduit	Delai court Corrodable
j.	Assez durable	Durable	
k.	La présence de la pile augmente ce coût	Coût élevé	Coût élevé
l.	Demande assez d'entretien	Ne demande qu'un minimum d'entretien	Demande assez d'entretien



Tableau n° 16 : Evaluation des variantes

Les critères	Variante n°1	Variante n°2	Variante n°3
a.	+	++	+++
b.	+	+++	+++
c.	+	+++	+
d.	+++	+	++
e.	+++	++	++
f.	+	+++	++
g.	++	++	++
h.	++	+++	++
i.	++	++	+++
j.	++	+++	+
k.	++	+	+
l.	++	+++	+
Totaux	+22	+27	+23

N. B : + : moins avantageux ; ++: mieux avantageux ; +++ : plus avantageux.



II.3. Synthèse :

D'après l'évaluation précédente, on remarque qu'un pont en Béton Précontraint prend un avantage par rapport aux deux autres. La variante principale sera donc la variante n° 2.

Une poutre en Béton Précontraint est d'autant plus économique que sa portée est grande : esthétique de l'ouvrage, réduction ou absence d'appui intermédiaire.

Un ouvrage en béton précontraint est plus adapté aux caractéristiques du présent site (région côtière), car la protection des aciers contre la corrosion est assurée. L'ouvrage est assez léger et plus élancé. Il offre plus de sécurité aux usagers et ayant une forte résistance à la fissuration.

Les ponts à poutres précontraintes préfabriquées sont faciles à construire (ne nécessitent pas l'utilisation d'échafaudages ni de cintres). Le délai de réalisation réduit d'un ouvrage en BP est surtout favorisé par la rapidité de sa mise en œuvre.

Les ponts à poutres précontraintes préfabriquées sont robustes. Une meilleure qualité des poutres précontraintes rend alors la structure d'un ouvrage très insensible aux déformations imposées, et elle ne présente pas le moindre risque technique.

Bien que le coût de réalisation d'un pont en Béton Précontraint s'avère plus élevé, elle ne demande qu'un minimum de réparation et d'entretien.

Pour la nouvelle construction, on va garder le même axe et pour ne pas interrompre la circulation, une déviation au moyen d'un pont bailey est obligatoire.



Chapitre III : ETUDE GEOTECHNIQUE

III.1. Description du projet :

Le pont Ambana se situe au PK 12+500, le long de la Route Nationale numéro 5. Notre étude se rapporte à un pont en béton précontraint à une travée de 50 m dont la culée notée n°1 est celle du côté de Tamatave et la culée n°2 est celle du côté Fenerive Est.

III.2. Les essais réalisés :

L'étude géotechnique de fondation des ouvrages situés au PK 12+500 a été entreprise par le Laboratoire Nationale des Travaux Publics et du Bâtiment (LNTPB).

L'étude a été menée à partir des essais suivants :

- Six (06) sondages pénétrométriques dont deux au droit de la culée côté Fenerive Est et quatre (04) au droit de la culée Tamatave ;
- Un sondage pressiométrique ;
- Deux (02) prélèvements d'échantillons remaniés pour essai au laboratoire.

Les essais réalisés sont donnés en annexe

III.3. Résultats des essais :

III.3.1. Résultats des essais pénétrométriques :

Le niveau zéro ou niveau de référence est le niveau de la chaussée côté Tamatave.

Le dépouillement des six (06) pénétrogrammes montre que la stratigraphie du site présente un horizon résistant incliné du côté Fenerive Est.

Culée n°1 :

Avant d'atteindre le refus à 3,10 à 3,55 m, la pointe dynamique rencontre des couches plus ou moins consolidées avec succession de sable argileux gris, sable gris jaunâtre à sable argileux gris jaunâtre. Sa résistance dynamique varie de 1 à 5 MPa.

Culée n°2 :

Contrairement à celle de la culée précédente, le refus n'est atteint qu'à 13,48 à 16,70 m de profondeur par rapport au niveau de la chaussée.

- jusqu'à 9 m de profondeur : présence de couches non résistante, succession de sable moyen jaunâtre, sable moyen argileux grisâtre.

La résistance dynamique varie de 2 à 9 MPa.



- à partir de 9 m, constituée de l'argile sableuse jaunâtre compacte, la couche commence à avoir une bonne résistance.

Avec la profondeur, celle-ci augmente et tend vers le refus.

III.3.2. Résultats des sondages pressiométrique :

La coupe du sol en place, se présentent comme suit :

Tableau n° 17: le profil géotechnique du site

z[m]	Nature du sol	E [Mpa]	PI [Mpa]
0,30 à 4,40	sable moyen	0,70 à 2,10	0,04 à 0,23
4,40 à 8,40	argile sableuse	0,43 à 0,65	0,07 à 0,19
8,40 à 10,30	argile sableuse compacte	2,08 à 2,63	0,50 à 0,56

Source : Laboratoire National des Travaux Publics et Bâtiments (LNTPB)

Avec E : module pressiométrique ;

P_I : pression limite ;

z : profondeur.

La nappe phréatique a été décelée à 4 m de profondeur.

III.3.3. Résultats des analyses granulométriques :

Deux échantillons remaniés à granulométrie serrée ont été prélevés sur le site. Leurs poids spécifiques varient de 26,80 à 26,40 kN/ m³.

III.4. Type de fondation envisagée :

Culée n°1 :

En faisant référence aux résultats pénétrométriques, une fondation superficielle en semelle rectangulaire peut être adaptée.

Culée n°2 :

Vu les caractéristiques des sols, on peut adopter une fondation profonde.

Les paramètres à prendre en compte sont :

Type : pieu foré boue ;

Fiche totale : 9,30 à 12,30 m ;

Diamètre : 0,80- 0,90- 1,00 et 1,20 m



Chapitre IV : ETUDE HYDROLOGIQUE

Pour mener à bien les calculs, c'est-à-dire : ne pas sous dimensionner ni sur dimensionner l'ouvrage, on doit fournir les paramètres fondamentaux de calcul. Pour cela, il sera nécessaire de connaître la pluviométrie de la zone d'influence et les caractéristiques du bassin versant.

Les études hydrologiques sont fondamentales pour prévoir le débit de crue maximal pour une certaine période de retour P et pour vérifier le calage du nouvel ouvrage.

IV.1. Le bassin versant :

Par définition, un bassin versant est le domaine sur lequel toutes les précipitations pluviales qui tombent à l'intérieur de la surface affluent vers l'exutoire.

Un bassin versant est caractérisé par sa surface S et son périmètre P. Ces paramètres se mesurent à partir d'une carte topographique (échelle : 1/100000) et d'un planimètre. Après avoir effectué plusieurs mesures, on obtient :

$$S = 124 \text{ km}^2 \text{ et } P = 58,2 \text{ km.}$$

(Source : Service de la météorologie et de l'hydrologie Ampandrianomby).

Forme du bassin :

Elle est caractérisée par un coefficient K appelé « coefficient de Gravelius »

$$K = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}}$$

Rectangle équivalent :

L'écoulement sur un bassin donné est approximativement le même que sur un rectangle de même superficie ayant le même coefficient de Gravelius K et même répartition hypsométrique (altitude).

La longueur L du rectangle équivalent :

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right) \quad [\text{km}]$$



La largeur l du rectangle équivalent :

$$l = \frac{P}{2} - L \quad [\text{km}]$$

Pente moyenne I du bassin versant :

$$I = \frac{\Delta H}{L} \quad [\text{m/ km}]$$

Avec ΔH [m] : dénivellation du Bassin Versant.

La dénivellation est la différence des côtes extrêmes du Bassin, correspondant à la pente moyenne du cours d'eau du point le plus éloigné jusqu'à l'exutoire.

Application : Etude du bassin versant

Tableau n° 18: Les caractéristiques du bassin versant

Surface du bassin versant	S [km ²]	124
Périmètre du bassin versant	P [km]	58,2
Coefficient de Gravelius	K [-]	1,463
Longueur du rectangle équivalent	L [km]	23,91
Largeur du rectangle équivalent	l [km]	5,19
Dénivelée du bassin versant	ΔH [m]	294,4
Pente moyenne du bassin versant	I [m/ km]	12,31

$K > 1$: ce qui montre bien que la forme du bassin versant est allongée.

IV.2. Analyse statistique des crues :

Le débit maximum de crue est fonction d'une averse journalière H (24,P) pour une période de retour P .

La détermination de l'averse journalière pour une période de retour de 50 ans ou 100 ans : H (24,50) ou H (24,100) est basée sur la hauteur de précipitations journalières maximales annuelles. Les valeurs de précipitation recueillies peuvent être ajustées par diverses lois statistiques dont celles retenues sont les lois de GIBRAT- GALTON, de GUMBEL et de FRECHET.



Démarche de calcul à suivre :

Soit N le nombre d'échantillon total.

- Arranger et classer par ordre décroissant les valeurs de H[mm] ;
- Calculer des valeurs centrales : moyenne de la distribution, écart type, variance et moment centré d'ordre 3 ;
- Calculer les paramètres d'ajustement suivant la loi considérée ;
- Déterminer la hauteur des averses journalières : calcul de H (24,50) et H (24,100) ;
- Procéder au test de validité des ajustements.

IV.2.1. Détermination des averses journalières

IV.2.1.1. La Loi de GIBRAT- GALTON :

Cette loi est proche de la loi normale ou la loi de Gauss, sa fonction de répartition et la variable réduite sont de la forme :

$$\text{La fonction de répartition : } F(H) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\left(\frac{x^2}{2}\right)} .dx$$

$$\text{La variable réduite : } u = a \cdot \log.(H - H_0) + b$$

Les valeurs centrales :

$$\text{➤ La moyenne algébrique : } \bar{H} = \frac{\sum_{i=1}^N H_i}{N}$$

$$\text{➤ La variance : } v = \frac{\sum_{i=1}^N (H_i - \bar{H})^2}{N - 1}$$

$$\text{➤ Le moment centré d'ordre 3 : } \mu_3 = \frac{N}{(N-1)(N-2)} \sum_{i=1}^N (H_i - \bar{H})^3$$

$$\text{➤ L'écart type : } \sigma = \sqrt{v}$$

Calcul des paramètres d'ajustement : a, b et H₀

$$\text{➤ Calcul de } H_0 \text{ avec : } \frac{\sigma^4}{\mu_3} = \frac{(\bar{H} - H_0)^3}{\sigma^2 + 3(\bar{H} - H_0)^2}$$



- Calcul de a avec la relation :
$$a = \frac{1,517}{\sqrt{\log \left[1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{H} - H_0)^2} \right]}}$$
- Calcul de b avec l'expression :
$$b = \frac{1,1513}{a} - a \cdot \log(\bar{H} - H_0)$$

Détermination des averses journalières :

Avec la valeur de la fréquence $F = \frac{T-1}{T}$, dont $T = P$, on tire la valeur de u à partir du tableau de Gauss, et puis on aura : $H(24,P) = f(u)$

IV.2.1.2. La Loi de GUMBEL :

La fonction de répartition : $F(H) = e^{-e^{-u}}$

La variable réduite : $u = -\text{Log}(-\text{Log } F)$

Les valeurs centrales :

(Voir la loi de GIBRAT- GALTON)

Calcul des paramètres d'ajustement : α et H_0

- Calcul de α : $\frac{1}{\alpha} = 0,780 \cdot \sigma$
- Calcul de H_0 : $H_0 = \bar{H} - 0,45 \cdot \sigma$

Détermination des averses journalières :

On égalise la variable réduite $u = -\text{Log}(-\text{Log } F)$ à $u = \alpha \cdot (H - H_0)$.

Avec la fréquence de non dépassement : $F = 1 - \frac{1}{T}$, on aura : $H(24,P) = f(u)$

III.2.1.3. La Loi de FRECHET :

Sa fonction de répartition est la même que celle de GUMBEL, seule la variable réduite change.

La fonction de répartition : $F(H) = e^{-e^{-u}}$

La variable réduite : $u = -\text{Log}(-\text{Log } F) = \alpha \cdot (\log H - (\log H)_0)$.



Les valeurs centrales :

➤ La moyenne algébrique : $\overline{\log.H} = \frac{\sum_1^N \log.H_i}{N}$

➤ La variance : $v = \frac{\sum_1^N (\log.H_i - \overline{\log.H})^2}{N - 1}$

➤ L'écart type : $\sigma = \sqrt{v}$

Calcul des paramètres d'ajustement :

Les paramètres d'ajustement : α et $(\log H)_0$

➤ Calcul de α : $\frac{1}{\alpha} = 0,780.\sigma$

➤ Calcul de $(\log.H)_0$: $(\log.H)_0 = \overline{\log.H} - 0,45.\sigma$

Détermination des averses journalières :

Avec la valeur de la fréquence F, on obtient la valeur de u. On peut ensuite calculer :
 $H(24,P) = f(u)$

IV.2.1.4. Application :

Tableau n° 19: les données pluviométriques de la zone d'influence (1961 – 2003)

Année	H i [mm]	Année	H i [mm]	Année	H i [mm]
1961	111,00	1976	142,40	1991	200,17
1962	92,73	1977	152,09	1992	195,68
1963	231,90	1978	170,60	1993	90,22
1964	137,81	1979	109,38	1994	230,09
1965	129,32	1980	121,70	1995	110,64
1966	190,34	1981	132,60	1996	115,10
1967	91,01	1982	237,00	1997	82,60
1968	178,20	1983	132,00	1998	74,07
1969	91,31	1984	99,02	1999	72,69
1970	149,81	1985	77,79	2000	120,10
1971	186,06	1986	76,07	2001	75,00
1972	239,20	1987	74,87	2002	100,57
1973	186,50	1988	75,02	2003	123,19
1974	169,00	1989	89,42		
1975	107,60	1990	97,80		

Source : Direction de la météorologie et de l'hydrologie

**Tableau n° 20:** calcul des averses journalières suivant les lois statistiques retenues

<i>Calcul des valeurs centrales</i>						
loi de GIBRAT- GALTON			loi de GUMBEL		loi de FRECHET	
[mm]	σ [mm]	μ_3 [mm ³]	[mm]	σ [mm]		σ [mm]
131,85	50,10	94151,29	131,85	50,10	2,09	0,16

<i>Calcul des paramètres d'ajustement :</i>						
loi de GIBRAT- GALTON			loi de GUMBEL		loi de FRECHET	
H_0 [mm]	a	b	α	H_0 [mm]	α	$(\log.H)_0$ [mm]
-72,90	9,55	-21,94	0,03	109,31	8,04	2,02

<i>Calcul des averses journalières : [mm]</i>					
loi de GIBRAT- GALTON		loi de GUMBEL		loi de FRECHET	
H(24,50)	H(24,100)	H(24,50)	H(24,100)	H(24,50)	H(24,100)
253,51	275,64	308,62	347,99	450,12	600,55

H_i [mm]: la pluie journalière maximale annuelle dont le nombre total d'échantillon $N = 43$.

IV.2.2. Test de validité des ajustements :

Ce test permet de juger si les lois appliquées sont parfaitement acceptables ou non , et pour démontrer la représentation statistique des averses.

Des lois convenables fournissent des résultats relativement bien groupés, très homogènes. On procède au test de χ^2 , c'est l'un des tests le plus utilisé.



Méthode de calcul :

- Diviser l'échantillon de N-valeurs classées par ordre décroissant en k-classes arbitraires. Chaque classe doit contenir n_i - éléments ($n_i \geq 5$) ;
- Déterminer le nombre théorique des valeurs contenues dans la classe i avec la formule suivante :

$$v_i = N \cdot \int_{u_{i+1}}^{u_i} f(x) \cdot dx = N [F(u_i) - F(u_{i+1})]$$

(u_i et u_{i+1} sont les valeurs de u aux deux bornes de la classe considérée)

- Calcul de χ^2 :

$$\chi^2 = \sum_1^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

- Déterminer la probabilité de dépassement correspondant au nombre de degré de liberté $\lambda = k - 1 - p$ à l'aide du tableau de distribution de PEARSON en annexe.

Avec k : nombre de classes arbitraires ;

p : nombre de paramètres dont dépend la loi de répartition F,

p = 3 pour la loi GIBRAT- GALTON,

p = 2 pour la loi de GUMBEL et la loi de FRECHET.

- Comparer l'adéquation des lois d'ajustement :

L'ajustement sera acceptable pour $P(\chi^2) \geq 0,05$, dans le cas contraire, on le rejette.





IV.2.2.1. Test de la loi de GIBRAT – GALTON :

La variable réduite a pour expression : $u = 9,55 \cdot \log.(H + 72,90) - 21,94$

numéro de la classe	Bornes u_i	H	n_i	u	F(u_i)	F(u_i)- F(u_{i-1})	v_i	$\frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$
		$+\infty$		$+\infty$	1			
1	>195	195	6	1,2471	0,8826	0,1174	5,0482	0,1795
2	195 - 160	160	6	0,6665	0,7467	0,1359	5,8437	0,0042
3	160 -130	130	6	0,0945	0,4681	0,2786	11,9798	2,9849
4	130 -115	115	5	-0,2240	0,4013	0,0668	2,8724	1,5759
5	115 - 100	100	5	-0,5691	0,2852	0,1161	4,9923	0,0000
6	100 -91	91	5	-0,7908	0,2199	0,0653	2,8079	1,7114
7	91 - 76	76	5	-1,1889	0,119	0,1009	4,3387	0,1008
8	<76	0	5	-4,1510	0,0499	0,0691	2,9713	1,3851
								7,9417

$$\text{On a : } \chi^2 = \sum_1^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 7,94$$

Avec la loi de GIBRAT - GALTON, $p = 3$, on a 8 classes arbitraires ($k = 8$) ;

Nombre de degré de liberté : $\lambda = k - 1 - p = 8 - 1 - 3 = 4$

En utilisant la table de distribution de PEARSON, on aura alors la valeur de $P(7,94) = 0,0953 > 0,05$.

L'ajustement est satisfaisant, la loi de GIBRAT - GALTON est adéquate avec l'échantillon étudié.



IV.2.2.2. Test de la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition est donnée par : $F(H) = e^{-e^{-0,03 \cdot (H-109,31)}}$

numéro de la classe	Bornes u_i	H	n_i	F(H)	$F(H_i) - F(H_{i-1})$	v_i	$\frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$
1	>195	$+\infty$	6	1,0000			
		195	6	0,9264	0,0736	3,1661	2,5365
2	195 - 160	160	6	0,8037	0,1227	5,2758	0,0994
3	160 - 130	130	6	0,5842	0,2195	9,4389	1,2529
4	130 - 115	115	5	0,4304	0,1538	6,6126	0,3933
5	115 - 100	100	5	0,2665	0,1638	7,0450	0,5936
6	100 - 91	91	5	0,1769	0,0896	3,8538	0,3409
7	91 - 76	76	5	0,0661	0,1108	4,7648	0,0116
8	<76	0	5	0,0000	0,0661	2,8429	1,6368
							6,9

$$\text{On a : } \chi^2 = \sum_1^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 6,9$$

Avec la loi de GUMBEL, $p = 2$, on a 8 classes arbitraires ($k = 8$) ;

Nombre de degré de liberté : $\lambda = k - 1 - p = 8 - 1 - 2 = 5$

En utilisant la table de distribution de PEARSON, on aura alors la valeur de $P(6,9) = 0,232 > 0,05$.

L'ajustement est satisfaisant, la loi de GUMBEL est adéquate avec l'échantillon considéré.



IV.2.2.3. Test de la loi de FRECHET :

La fonction de répartition a pour expression : $F(H) = e^{-e^{-8,04 \cdot (\log H - 2,02)}}$

numéro de la classe	Bornes u_i	H	n_i	F(H)	F(H _i) - F(H _{i-1})	v_i	$\frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$
1	>195	$+\infty$	6	1,0000	0,1078	4,6350	0,4020
2	195 - 160	195	6	0,8922	0,0957	4,1167	0,8615
3	160 - 130	160	6	0,7965	0,1714	7,3696	0,2545
4	130 - 115	130	5	0,6251	0,1388	5,9678	0,1570
5	115 - 100	115	5	0,4863	0,1773	7,6243	0,9033
6	100 - 91	100	5	0,3090	0,1135	4,8825	0,0028
7	91 - 76	91	5	0,1954	0,1486	6,3918	0,3031
8	<76	76	5	0,0468	0,0468	2,0122	4,4364
		0		0,0000			7,3

$$\text{On a : } \chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 7,3$$

Avec la loi de FRECHET, $p = 2$, on a 8 classes arbitraires ($k = 8$)

Nombre de degré de liberté : $\lambda = k - 1 - p = 8 - 1 - 2 = 5$

En utilisant la table de distribution de PEARSON, en annexe, on aura alors la valeur de $P(7,3) = 0,1 > 0,05$.

L'ajustement est satisfaisant, la loi de FRECHET est adéquate avec l'échantillon considéré.



Conclusion :

L'analyse statistique montre que les trois lois sont toutes adéquates avec l'échantillon considéré, mais les résultats obtenus sont très diverses.

D'après la comparaison d'adéquation de ces lois, la loi de GUMBEL est prépondérante. Ainsi, la hauteur des averses journalières à prendre en compte dans le calcul est :

$$H(24,50) = 308,62 \text{ mm et } H(24,100) = 347,99 \text{ mm.}$$

IV.3. Estimation de débit maximum de crues :

On considère deux méthodes pour la détermination du débit de crue maximal en vue de retenir le résultat plus contraignant.

IV.3.1. La méthode de Louis Duret :

C'est la méthode la plus utilisée. Il a même établi, dans son ouvrage intitulé "Estimation des débits de crues à Madagascar", une formule correspondant au cas de Madagascar.

$$Q(P) = 0,025 \cdot S^{0,8} \cdot I^{0,32} \cdot H(24,P) \cdot \left[1 - \frac{36}{H(24,P)} \right]^2 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$S [\text{km}^2]$: surface du bassin versant ;

$I [\text{m}/\text{km}]$: pente moyenne du bassin versant ;

$H(24, P) [\text{mm}]$: hauteur des précipitations pour une période de retour P .

IV.3.2. La méthode de Chaperon :

Cette méthode consiste à évaluer le débit de crue maximal : $Q_{\max} [\text{m}^3/\text{s}]$ du bassin donné ; elle ne tient pas compte de la période de retour.

$$Q_{\max} = 53,5 \cdot \frac{S^n}{3,01} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

où $n = 1, 11 \cdot S^{-0,049}$



IV.3.3. Application

Méthode de Louis Duret :

La surface du bassin versant	$S =$	124 [km ²]
La pente moyenne du bassin versant	$I =$	12,08 [m/km]
Les hauteurs des précipitations	$H(24,50) =$	308,62 [mm]
	$H(24,100) =$	347,99 [mm]

Les débits correspondant à ces périodes de retour sont alors :

$$\begin{aligned} Q(50) &= 715 \text{ [m}^3\text{/s]} \\ Q(100) &= 819 \text{ [m}^3\text{/s]} \end{aligned}$$

Méthode de Chaperon :

La surface du bassin versant	$S =$	124 [km ²]
On a : $n =$		0,8765
Le débit de crue maximal	$Q_{\max} =$	1215 [m ³ /s]

Le résultat plus contraignant est celui trouvé avec la méthode de Louis Duret, ainsi :

$$\begin{aligned} Q(50) &= 715 \text{ m}^3\text{/s} \\ Q(100) &= 819 \text{ m}^3\text{/s} \end{aligned}$$



Chapitre V : ETUDE HYDRAULIQUE

La présence de l'ouvrage, plus précisément des piles, et de ses remblais d'accès entraîne une surélévation du niveau de l'eau et une perturbation au niveau de la surface d'écoulement du cours d'eau. Pour un bon calage de l'ouvrage à construire, on doit tenir compte de ce phénomène.

On dimensionne le pont à partir de la valeur du débit de crue maximal trouvé précédemment.

V.1. La côte naturelle de l'eau :

V.1.1. Généralité :

La détermination de la côte naturelle de l'eau est effectuée au droit de l'ouvrage de franchissement. On peut alors appliquer la formule de MANNING-STRICKLER :

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \quad [m^3/s]$$

$K [s^{-1}.m^{-1/3}]$: coefficient de rugosité des états des berges ;

$I [m/m]$: pente longitudinale du cours d'eau, obtenu à partir de la carte topographique ;

$R [m]$: rayon hydraulique, donnée par $R = \frac{S}{P}$.

$S [m^2]$: section mouillée, assimilée à une section trapézoïdale, donnée par : $S = (b + h.m).h$

$P [m]$: périmètre de la section mouillée, avec $P = b + 2.h.\sqrt{m^2 + 1}$

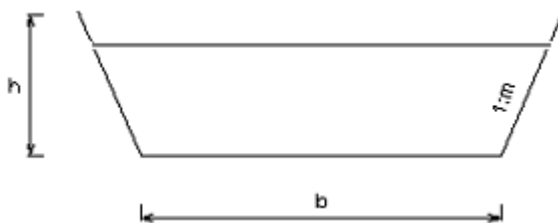


Figure 2 : Section trapézoïdale.

b et h sont respectivement la largeur de la base et la profondeur normale de l'eau ;

$1 : m$ est la pente de cette section dont m est le coefficient de débit.



V.1.2. Application :

Lors de notre descente sur le site, on a constaté que les rives sont presque en ligne droite, avec quelques étangs, d'herbes et de pierres, alors $K = 29$, et que la pente des berges est égale à 1,961.

. D'après une évaluation visuelle, soit $b = 43,5$ m et on assimile la forme du cours d'eau à un trapèze de base b et de hauteur h .

On prend la valeur du débit Q_{50} , pour une période de retour de 50 ans, comme débit de crue de projet.

La profondeur h correspondant à ce débit de crue sera déterminée, dans le tableau suivant :

Tableau n° 21: calcul de la côte naturelle de l'eau

$$\begin{aligned} b &= 43,5 \text{ m} \\ I &= 0,0012 \text{ m/m} \\ K &= 29 \text{ s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1/3} \end{aligned}$$

h [m]	P [m]	S [m ²]	R [m]	Q [m ³ /s]
5	72,95	286,75	3,93	717
4	67,06	218,32	3,26	482
4,99	72,89	286,04	3,92	715

Pour $Q(50) = 715 \text{ m}^3/\text{s}$, on obtient $h = 4,99$ m

Cette profondeur est calculée par rapport à la côte du fond du lit.

V.2. La côte PHEC :

La côte PHEC est la côte des plus hautes eaux cycloniques.

Dans le présent cas, l'ouvrage ne nécessite pas de pile, la surélévation de l'eau est donc négligeable. La côte PHEC sera sensiblement égale à la côte naturelle de l'eau.

Soit PHEC = 4,99 m.

V.3. Le tirant d'air :

C'est une marge de sécurité pour la poutre pour palier au problème de charriage.

Pour les ponts courants (portée < 40 m), on adopte, en générale, un tirant d'air au moins égale à : 1 m en zone dégagée, peu dense et de faible charriage ; 2 m en zone de végétation dense et 2,5 m en zone forestière.



Pour les ponts non courants, on ajoute 0,5 m aux valeurs précédentes ; et sur les cours d'eau navigable, le tirant d'air doit être supérieur à 3 m.

Dans le présent cas, l'ouvrage est implanté dans une zone de végétation dense, on adopte alors un tirant d'air de 2,50 m ($l_1 = 50\text{m}$).

V.4. La côte sous poutre :

C'est la côte par rapport au fond du lit, elle est fonction de la côte naturelle de l'eau et tenant compte du tirant d'air.

Dans notre cas, la côte sous poutre est sensiblement égale à : $4,99 + 2,50 = 7,49\text{m}$.

V.5. Affouillement :

V.5.1. Profondeur totale d'affouillement :

Cette profondeur est donnée par : $H_t = H_N + H_r + H_L$ [m]

V.5.1.1. La profondeur normale d'affouillement :

Les données géotechniques montrent que le lit de la rivière est constitué de matériaux à sédiments fins dont $d_{90} < 6 \text{ mm}$.

La profondeur normale d'affouillement est donnée par l'expression :

$$H_N = 0,48 \cdot Q_0^{0,36} \cdot \frac{A_1}{B_m} \quad [\text{m}]$$

Avec

Q_0 [m³/s]: le débit de crue du projet ;

A_1 [m²]: la section mouillée de la rivière, correspondant au PHEC du projet ;

$$A_1 = (b + h \cdot m) \cdot h$$

B_m [m]: la largeur au miroir du lit mineur de la rivière qui correspond à la

$$\text{crue du projet, } B_m = \frac{A_1}{h}$$

$$\text{D'où : } H_N = 0,48 \cdot Q_0^{0,36} \cdot h$$

V.5.1.2. La profondeur d'affouillement due au rétrécissement du lit :

Les remblais d'accès affleurent les bords de la rivière donc le rétrécissement de la section du cours d'eau est négligeable.

La profondeur d'affouillement due au rétrécissement du lit est nulle : $H_r = 0$



V.5.1.3. Profondeur d'affouillement local :

C'est la profondeur due à la présence de l'ouvrage, plus précisément des appareils intermédiaires (piles), fonction de leur nombre, type et forme.

Puisque le présent ouvrage ne présente aucun appui intermédiaire, cette profondeur est nulle : $H_L = 0$

V.5.1.4. Application :

On a : Côte naturelle de l'eau	$h =$	4,99 m
Débit de crue du projet	$Q_0 =$	715 m ³ /s
D'où : Profondeur normale d'affouillement	$H_N =$	0,12 m
Profondeur d'affouillement due au rétrécissement du lit	$H_r =$	0 m
Profondeur d'affouillement local	$H_L =$	0 m
Profondeur totale d'affouillement	$H_t =$	0,12 m

V.5.2. Protection contre l'affouillement :

La protection par enrochement est la plus utilisée et la plus économique. L'enrochement se fait avec du granite ayant une résistance mécanique très élevée. Le diamètre du bloc d'enrochement doit être adéquat au fossé d'affouillement.

La vitesse de l'écoulement correspondant au débit de crue du projet est donnée par :

$$V_{\max} = \frac{Q_0}{S_0} = 0,6 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\rho}} \quad [\text{m/s}]$$

Le diamètre minimal $D_{\min}$ des enrochements sera déterminé à partir de la formule d'IZBASH :

$$D_{\min} = \frac{\rho \cdot V_{\max}^2}{0,72 \cdot g \cdot (\rho_s - \rho)} \quad [\text{m}]$$

Avec :

ρ_s : masse volumique des pierres égale à 2600 kg/m³ ;

ρ : masse volumique de l'eau égale à 1000 kg/m³.



Application :

On a : Débit de crue du projet	$Q_0 =$	715 m ³ /s
Surface mouillée	$S_0 =$	286 m ²
Vitesse de l'écoulement	$V_{\max} =$	2,5 m/s
Diamètre minimal	$D_{\min} =$	0,54 m
D'où : Diamètre des enrochements	$D_{\text{enroch}} >$	0,60 m



Chapitre VI : ETUDE DES DONNEES FONCTIONNELLES

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Selon les renseignements recueillis sur place, les données fonctionnelles sont aussi indispensables dans la conception d'un pont.

Elles rassemblent :

- le tracé en plan ;
- le profil en travers ;
- le profil en long.

VI.1. Le tracé en plan :

C'est la projection de l'axe de l'ouvrage et ses bords sur un plan horizontal. Les caractéristiques géométriques doivent être déterminées avec soin. Elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée. Les questions de biais et de courbures doivent être examinées avec attention.

En générale, les grands ouvrages doivent, dans toute la mesure du possible, être projetés droits (même modéré, un biais complique l'exécution) surtout lorsqu'il s'agit de grands ouvrages construits par phases.

Les valeurs de biais extrêmes doivent être évitées car le coût des ponts croient considérablement avec le biais. On rappelle que le biais, noté par φ et exprimé en grades, est défini par l'angle entre l'axe de la voie portée et la direction des lignes d'appui du pont.

Pont droit : $\varphi = 100$ gr ;

Pont en biais : $\varphi > 100$ gr.

En général, il faut que $\varphi > 40$ gr.

Les ponts à courbure prononcée doivent être rester rares en rase campagne, où l'on peut presque toujours les éviter aisément. Si un pont courbe ne peut être évité, on cherchera à lui donner une géométrie compatible avec le mode de construction envisagée.



En tout état de cause, il convient de veiller à choisir des rayons de courbure aussi grands que possible, afin de réduire les efforts de torsion dans les travées.

On garde, pour le nouvel ouvrage, le tracé de l'ancien ouvrage : pont droit, perpendiculaire au sens de l'écoulement du cours d'eau. Ce tracé garantit, aux usagers, une entière visibilité et permet de diminuer les risques d'accident.

VI.2. Le profil en long :

C'est l'intersection d'un plan vertical passant par l'axe du tracé en plan, soit avec le terrain naturel, soit avec la surface de la route du projet. Le profil en long est défini en tenant compte des paramètres liés aux contraintes naturelles, fonctionnelles de l'obstacle franchi, et en fonction du type de l'ouvrage de franchissement.

Un profil en long en pente unique est intéressant lorsqu'il est bien adapté à la topographie et au tracé routier. Il faut éviter, impérativement, les ouvrages plats et horizontaux pour le bon écoulement des eaux pluviales. Un profil convexe est plus intéressant car un profil concave engendre une stagnation d'eau.

Pour le nouvel ouvrage, on va adopter un profil convexe et dont la pente longitudinale est de 5 %.

VI.3. Le profil en travers :

Le profil en travers est l'intersection de la surface de l'ouvrage avec un plan vertical perpendiculaire à son axe, donc c'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Un profil en travers est caractérisé par la largeur roulable de la chaussée, sa pente et la largeur des trottoirs.

La largeur circulaire : le pont est à double voie de 3,50 m chacune ;

La largeur du trottoir : la chaussée est bordée par deux trottoirs de 0,75 m chacun ;

La pente de la chaussée : on adopte un profil en toit, c'est-à-dire à deux versant, ayant une pente de 2,5 % environ raccordée sur l'axe.

Soit un gabarit : G 7 + 2×0,75.



Deuxième partie : ETUDES TECHNIQUES

Chapitre I : CONCEPTION GÉNÉRALE D'UN PONT EN BETON PRECONTRAINTE

Tout d'abord, la variante principale est la construction d'un pont en béton précontraint à poutres sous chaussées, isostatique à une seule travée de 50 m, s'appuyant sur deux culées. La structure adoptée est composée de : poutres précontraintes, dalle et entretoises en béton armé.

I.1. Principe de précontrainte du béton :

Le principe de la précontrainte du béton est tout à fait différent du principe du béton armé : " les constructions en BP sont soumises à un système d'efforts permanents, crée artificiellement, dans le but de déterminer des contraintes permanentes qui, composées avec les contraintes dues aux charges permanentes et aux surcharges, engendrent des contraintes totales comprises entre les limites que le matériau peut supporter indéfiniment en toute sécurité".

On peut donc dire qu'en béton précontraint, le béton reste toujours comprimé ou ne subit que de faible contrainte de traction jugée admissible.

I.2. Choix du type de mise en tension :

Il existe deux types de mise en tension :

- La précontrainte par pré tension ;
- La précontrainte par post-tension.

La précontrainte par pré tension :

C'est la mise en tension des fils avant le coulage du béton, nécessitant la mise en place de bandes de préfabrication bien encastrées sur leurs deux appuis. Les fils adhèrent au béton quand celui-ci durcit et lorsque le béton a atteint une résistance suffisante, on procède au transfert de la précontrainte. L'effort va donc se reporter par adhérence au béton.

Ce type de précontrainte est surtout utilisé pour la fabrication de séries de pièces identiques, de 20 à 30 m de portée, et se fait spécialement en usine.



La précontrainte par post-tension :

Ce type de précontrainte, par contre, consiste à réaliser la mise en tension des câbles après la mise en place des gaines et le coulage du béton, qui a suffisamment durci. Les câbles ne doivent pas adhérer au béton, et lorsque ce dernier atteint une résistance suffisante, les armatures seront mises en tension par des vérins prenant appui sur le béton de la pièce. Les gaines contenant les câbles seront injectées par des coulis de ciment afin de protéger les câbles contre les agents corrosifs et améliorer la résistance à la fissuration. La mise en tension peut se faire sur les deux extrémités ou à une seule.

Ce mode de précontrainte, beaucoup plus souple que celui par pré tension, est utilisé dans le cas des ouvrages à grande portée et pour des structures spéciales.

Pour les ouvrages à poutres préfabriquées, l'élancement des poutres sera donné dans le tableau ci-après.

Tableau n° 22 : L'élancement des poutres en fonction du type d'ouvrage

Type Ouvrage	GAMME DE PORTEE [m]			Elancement	Distribution des travées
	Min	Privilegié	Max		
PRAD Pré tension	10	15 à 25	30	1/18 à 1/20 1/23 à 1/25	Travées isostatiques Travées continues (Portées égales si possibles)
VIPP Post tension	30	35 à 45	50	1/16 à 1/18 - 1/20	

Source : Cours ponts

L'élancement est le rapport entre la hauteur du tablier et la portée principale de l'ouvrage, on le note par E.

1.3. Principe de la conception de la section des poutres :

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré tension et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par post-tension.

Pour de faibles portées ou moyennes, la section des poutres peut être rectangulaire ou légèrement trapézoïdale mais, dès que la longueur des poutres dépasse 12 m, le poids devient prohibitif, et il s'impose de réaliser des poutres à talons. Ces dernières comportent une table de compression et un large talon, constituant respectivement la fibre supérieure et la fibre inférieure, qui sont reliés par une âme de faible épaisseur.

-



I.4. Principe de la conception de la section transversale :

Pour assurer la continuité de la surface du tablier, on relie les différents éléments de poutraison soit par un hourdis intermédiaire coulé entre deux poutres, soit par un hourdis général coulé par-dessus les poutres.

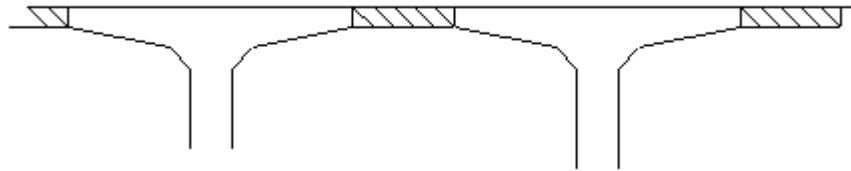


Figure 3 : hourdis intermédiaire

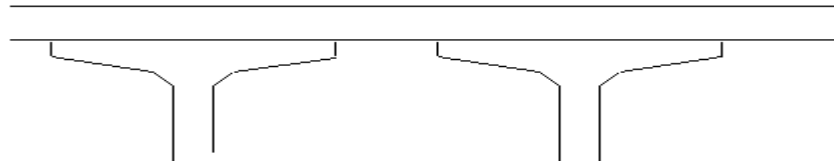


Figure 4 : hourdis général

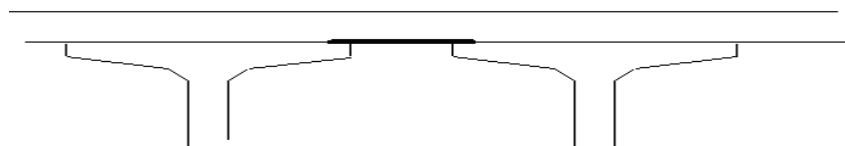


Figure 5 : hourdis général avec coffrage perdu

I.5. La dalle du hourdis :

C'est la dalle qui reçoit directement la chaussée, elle doit principalement résister aux efforts locaux apportés par les surcharges roulantes et transmettre ces efforts aux poutres principales. Elle assure le contreventement horizontal du tablier.

On peut adopter une hauteur sensiblement égale au seizième de la distance entre axes des poutres.

I.6. Les entretoises :

Le principal rôle des entretoises est de répartir les charges d'exploitation ou l'effet de véinage du tablier entre les poutres principales et de les encastrent à la torsion sur appuis. Elles transmettent les réactions d'appuis verticaux et horizontaux sur les lignes d'appui. Ces entretoises assurent à la fois la stabilité des poutres contre le déversement et le contreventement horizontal avec le hourdis.



On considère deux types d'entretoises :

- les entretoises intermédiaires (en travée)
- les entretoises aux appuis (entretoises d'about).

Dans le cas des appuis sous les poutres, les réactions d'appui sont directement transmises à l'appui et n'engendrant aucun effort dans les entretoises. Pour les appuis sous les entretoises, les réactions d'appui transitent par les entretoises et développent des efforts importants nécessitant un ferrailage important.

L'épaisseur d'une entretoise doit varier entre 35 et 50 cm.

1.7. Les poutres principales :

La portée libre l_0 et longueur l de la travée de calcul :

Pour les ponts en béton armé et en béton précontraint, à poutres sous chaussées, on a :

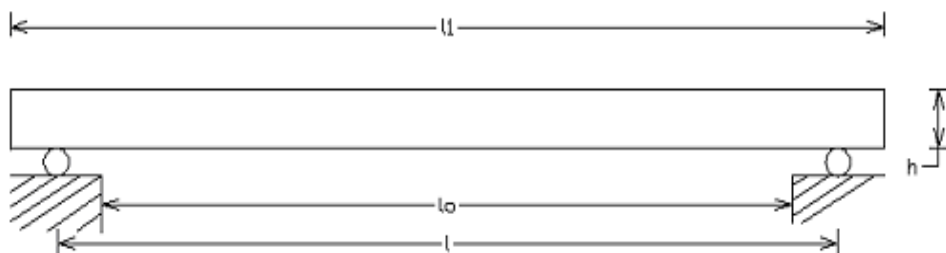


Figure 6: coupe longitudinale d'une travée.

Avec : $l = 1,05.l_0 + 0,60$

$l_1 = 1,07.l_0 + 0,65$

l_1 [m] : la longueur totale d'une travée ;

l_0 [m] : la portée libre des poutres principales ;

l [m] : la longueur de la travée de calcul.

La hauteur h des poutres :

Si la hauteur est trop grande, les poutres préfabriquées, lorsqu'elles ne sont pas encore stabilisées, risquent de manquer de stabilité et de présenter, en particulier, une trop grande prise au vent. En revanche, la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.



On rappelle que la portée d'une poutre (ou d'une travée) est la distance séparant les axes des appareils d'appui ; cette distance est inférieure à la longueur réelle d'une poutre.

L'élancement optimal pour les poutres préfabriquées en béton précontraint est de $1/17$, ce qui fixe la hauteur totale du tablier (elle varie, généralement, de 1,80 m à 2,40 m pour des poutres de 30 à 40 m de portée), mais on peut avoir jusqu'à un élancement de $1/20$, pour une longue travée.

La hauteur des poutres va dépendre du type de hourdis adopté : intermédiaire ou général.

La membrure supérieure :

Selon la hauteur et la portée des poutres, la largeur économique de la table de compression peut varier de 1,50 à 2,80 m,

Pour un tablier à hourdis général, on a : $b = \min \{l_1/10 ; 2 \cdot l_1/40\}$

Pour un tablier à hourdis intermédiaire, nous avons vu qu'une largeur minimale de membrure égale à 0,6 fois de la hauteur des poutres constituait une bonne base de départ.

Pour la face inférieure de la membrure, il est préférable de l'incliner d'une légère pente variant de $1/10$ à $1/15$.

Le gousset supérieur :

Il relie l'âme et la table de compression, facilite la mise en œuvre du béton et permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée.

Généralement, ses dimensions sont 15×15 [cm²], avec une inclinaison de 45° .

L'âme de la poutre :

L'âme doit être mince afin que le rendement mécanique de la section soit satisfaisant, et dont la largeur nécessaire à l'appui est obtenu par des goussets horizontaux.

Pour une bonne mise en œuvre du béton des poutres, il faut bien assurer la descente du béton dans l'âme. La largeur de l'âme, doit être au moins égale à trois fois le diamètre du conduit.

Habituellement, on emploie un coffrage en bois mais, pour un plus grand nombre de poutres, un coffrage métallique sera plus raisonnable et plus perfectionné. Lorsque les poutres sont fabriquées dans des coffrages métalliques permettant la vibration externe, il est possible de donner aux âmes une épaisseur réduite b_0 de l'ordre de 21 à 25 cm.



En revanche, lorsque l'on doit recourir à la pervibration dans le cas d'un coffrage en bois, il faut tenir compte du passage de l'aiguille vibrante, ce qui implique une épaisseur de l'ordre de 25 à 35 cm.

Aux abouts, pour que la poutre puisse résister aux efforts tranchants, cette épaisseur b_0 doit être plus épaisse jusqu'à une longueur de $0,8.h$.

Les règles BPEL imposent un enrobage minimal de 3 cm et supérieur ou égale à 5 cm pour les parois coffrées exposées aux intempéries ou susceptible de l'être.

Nombre et entre axes des poutres en section transversale :

Pour pouvoir déterminer le nombre et l'espacement des poutres en section transversale, on aura d'abord à choisir entre des poutres plutôt légères et rapprochées ou celles plus lourdes mais plus espacées.

Dans les cas habituels, la distance entre axes des poutres est de 2,5 à 3,5 m environ, et l'épaisseur de la dalle sous chaussée varie de 18 à 20 cm.

Les talons :

Les dimensions sont commandées à la fois par la résistance à la flexion, et par les conditions d'encombrement des câbles de précontrainte.

La largeur des talons dépend de l'élancement des poutres, mais elle est pratiquement insensible à leur portée. Cette largeur b_t du talon d'une poutre peut être déterminée par :

$$b_t = (2,5 \text{ à } 4,5).b_0$$

Généralement, pour des poutres dont la distance entre axes varie de 2,50 à 4,00 m, la largeur des talons sera de 60 à 90 cm et le pied du talon entre 10 à 25 cm.

Remarque : de façon à faciliter le bétonnage, le relevage des câbles de précontrainte et aussi d'assurer l'encastrement physique du hourdis dans l'âme, il est indiqué d'incliner les faces supérieures du talon d'un angle α , avec : $45^\circ \leq \alpha \leq \text{Arctg}(3/2) \sim 56^\circ$.



Chapitre II : LES HYPOTHESES DE CALCUL

Les règles de calcul appliquées :

- ✓ Le Béton Armé à l'Etat limite : BAEL 91 révisées 99 ;
- ✓ Le Béton Précontraint à l'Etat Limite : BPEL 91 ;
- ✓ Fascicule 61, titre I du Cahier des Prescriptions Communes : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art.

II.1. Les caractéristiques des matériaux utilisés en BP:

L'intérêt du béton précontraint et l'économie qu'il peut apporter, croient avec la résistance du béton. Pour les deux procédés de construction, en béton armé et en béton précontraint, on adopte les hypothèses suivantes :

- ✓ Les bétons tendus sont négligés ;
- ✓ Hypothèse de Navier –Bernouilli : tous les points d'une poutre qui se trouvent, avant déformation, dans une section plane, se trouvent dans une section plane après déformation ;
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques : la contrainte et la déformation sont proportionnelles.

Les principaux constituants du béton précontraint sont :

- Le ciment : ciment Portland ou à haute résistance (HR), exempts de chlorure ou sulfures, à faible chaleur d'hydratation.

En ce qui concerne le ciment, on exige qu'il ne contienne aucun élément susceptible de provoquer ou favoriser la corrosion des aciers ;

- Des granulats et éventuellement d'adjuvants et de l'eau.

II.1.1. Le béton :

Charges permanentes du béton : $2,5 \text{ t/m}^3$

Grosseur maximal des granulats : $2,5 \text{ cm}$.

Enrobage : 4 cm



II.1.1.1. Pour les structures en béton précontraint :

Dosage du béton : 400 kg/m³ de CPA 45.

Résistance à la compression :

La principale caractéristique du béton est la résistance à la compression à 28 jours, dite «résistance caractéristique requise ou spécifiée » que l'on note f_{c28} , choisie *à priori*, compte tenu des possibilités locales. La valeur de celle-ci est fixée par le marché, de préférence, dans la série suivante : 30, 35, 40, 50, 60 [MPa].

On peut admettre que, pour le béton âgé de moins de 28 jours, sa résistance caractéristique au jour j considéré suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa ;}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

où f_{cj} et f_{c28} sont exprimées en MPa.

Pour avoir une bonne résistance du béton, même en son jeune âge, on utilise le béton à haute résistance : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$.

Les contraintes de calcul :

La résistance limite à la compression relative à l'ELS :

$$\text{En phase de construction : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,50 \cdot f_{c28} = 20 \text{ MPa.}$$

$$\text{En phase de service : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} = 24 \text{ MPa.}$$

La résistance limite à la compression relative à l'ELU :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 22,67 \text{ MPa. } (\theta = 1)$$

θ : coefficient dépendant de la durée d'application de l'action égale à 1 pour un temps $t > 24 \text{ h}$ (0,85 pour $t < 1\text{h}$)

γ_b : coefficient, fonction de la nature des combinaisons d'action, égale à 1,5.



Résistance à la traction : _

Même si le béton résiste mal à la traction, à l'âge considéré du béton, la résistance caractéristique à la traction notée par f_{tj} est, conventionnellement définie par la formule :

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

f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N/ mm²).

On a donc $f_{t28} = 3$ MPa à 28 jours d'âge du béton.

Module de déformations longitudinales instantanées :

On peut considérer comme déformation instantanée une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures en ordre de grandeur.

Cette déformation instantanée du béton n'est proportionnelle à la charge appliquée que dans un domaine limité.

Dans les cas courants, aux états limites de service, on peut admettre pour la loi de comportement du béton un modèle linéaire. La valeur conventionnelle du module de déformation longitudinale instantanée du béton, noté E_{ij} , est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Déformations différées :

Le retrait est le raccourcissement graduel du béton non chargé au cours de son durcissement et le fluage est défini comme étant l'augmentation graduelle dans le temps de sa déformation relative sous une contrainte appliquée.

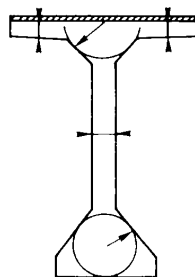


Figure 7 : Rayon moyen d'une pièce.

Les déformations différées du béton résultent du retrait et du fluage, qui sont considérés dans les calculs comme deux phénomènes indépendants dont les effets



s'additionnent. Ces déformations et leur évolution dans le temps dépendent du rayon moyen de la pièce r_m . Ce dernier correspond sensiblement au double de la moyenne des trajets que doit faire l'eau lors de son évaporation pendant le durcissement du béton.

Lorsqu'on envisage des effets globaux, dans les cas courants, on peut définir le rayon moyen de la pièce par le rapport : $r_m = \frac{B}{u}$

où B et u sont, respectivement, l'aire de la section droite de la pièce et son périmètre extérieur.

Le retrait est donnée par : $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \cdot r(t)$

ε_r : retrait final du béton, $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$ à Madagascar ;

$r(t)$: fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps varie de 1 à l'infini.

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m}$$

Coefficient de poisson :

Deux cas sont à considérer :

$\nu = 0,20$: pour le béton non fissuré ;

$\nu = 0$: en cas de fissuration.

On adopte le premier cas : $\nu = 0,20$.

Cette valeur est également admissible dans les phases de déformation plastique.

Coefficient de dilatation thermique :

Le coefficient de dilatation thermique varie approximativement de $8 \cdot 10^{-6}$ pour les bétons à granulats entièrement calcaires à $12 \cdot 10^{-6}$ pour les bétons à granulats entièrement siliceux.

A défaut de résultats expérimentaux, ce coefficient est pris égal à $10^{-5}/^\circ\text{C}$.

II.1.1.2. Pour les structures en béton armé :

Dosage du béton : 350 kg/m^3 de CPA classe 45 ;

Résistance à la compression : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.



Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2,40 \text{ MPa}$.

Les contraintes de calcul :

La contrainte limite à la compression relative à l'ELS : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,60.f_{c28} = 18 \text{ MPa}$.

La contrainte limite à l'ELU : $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$. ($\theta = 1$)

θ : coefficient dépendant de la durée d'application de l'action égale à 1 pour un temps $t > 24 \text{ h}$ (0,85 pour $t < 1 \text{ h}$)

γ_b : coefficient qui est fonction de la nature des combinaisons d'action, $\gamma_b = 1,5$.

II.1.2. L'acier :

Pour la précontrainte par post-tension, la catégorie d'armature à utiliser est déterminée par l'arrêté d'agrément du procédé. Les câbles Freyssinet comportent 7 à 55 tores de 13 mm ou 4 à 37 Tores de 15 mm.

II.1.2.1. Pour les armatures de précontraintes :

Type de câble : 12 T 13 (acier de très basse relaxation) ;

Aire de la section du toron ou câble : 1130 mm^2 ;

Masse par mètre linéaire du toron : $8,87 \text{ kg/m}^2$;

Diamètre d'encombrement de la gaine : 71 mm ;

Aire d'encombrement de la gaine : 3959 mm^2 ;

Diamètre minimum d'une plaque d'ancrage : 230 mm ;

Distance minimum de l'axe du câble à la paroi : 180 mm ;

Module de déformation longitudinal $E_p = 190000 \text{ MPa}$;

Contrainte de rupture de garantie : $f_{prg} = 1810 \text{ MPa}$;

Contrainte élastique de garantie : $f_{peg} = 1590 \text{ MPa}$;

Contrainte de vérinage initial : c'est la contrainte admissible lors de la mise en tension des aciers, donnée par : $\sigma_{sp}^o = \min \{0,90.f_{peg} ; 0,80.f_{prg}\}$.

II.1.2.2. Pour les armatures passives :

Le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 6 mm.

Module de déformation longitudinal $E = 210000 \text{ MPa}$;

Barres à haute adhérence : FeE 400 ;



Limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Les contraintes de calcul :

Les contraintes de calcul à l'ELS: $\overline{\sigma}_s = \text{Min} \{2/3 f_e; \max (f_e/2 ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\}$
 $= 216 \text{ MPa}$.

La fissuration est préjudiciable : $\eta = 1,6$ (barres à haute adhérence $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$) ;

Les contraintes de calcul à l'ELU : $\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$.

Avec un coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$;

II. 2. Les surcharges de calcul :

II.2.1. Les surcharges de la chaussée :

Les systèmes de surcharge A et B sont deux grandes catégories de surcharges de chaussée distinctes et indépendantes.

On considère seulement le système B dans la justification de la stabilité des éléments des tabliers et, pour celle des autres éléments de l'ouvrage, on va prendre en compte les deux systèmes de surcharges, et puis, on retiendra celui dont les effets sont les plus défavorables.

II.2.1.1. Système de surcharge A :

La chaussée supporte une surcharge uniforme dont l'intensité est A est donnée en fonction de la longueur surchargée l par la formule suivante :

$$A(l) = 350 + \frac{320.106}{l^3 + 60.l^2 + 225000} \quad [\text{kg/m}^2]$$

La surcharge A est uniforme et statique.

La largeur et les longueurs des zones surchargées seront choisies de manière à produire des effets maximums.



Ce système de surcharge n'est plus à être affecté du coefficient de majoration dynamique ou CMD car il a déjà été tenu compte de ce coefficient dans l'établissement de sa formule.

II.2.1.2. Système de surcharge B :

Les surcharges B sont des surcharges roulantes dynamiques et ponctuelles.

Ce système comprend trois systèmes distincts dont il y aura lieu d'examiner, indépendamment, les effets pour chaque ouvrage :

- Le système B_c se compose de camions types ;
- Le système B_e se compose d'un essieu isolé ;
- Le système B_r se compose d'une roue.

Le système B_c :

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

Poids total : 30 t ;

Poids de chacun des essieux arrière : 12 t ;

Poids de l'essieu avant : 6 t ;

Longueur d'encombrement : 10,5 m ;

Largeur d'encombrement : 2,5 m ;

Distance des essieux arrière : 1,5 m ;

Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,5 m ;

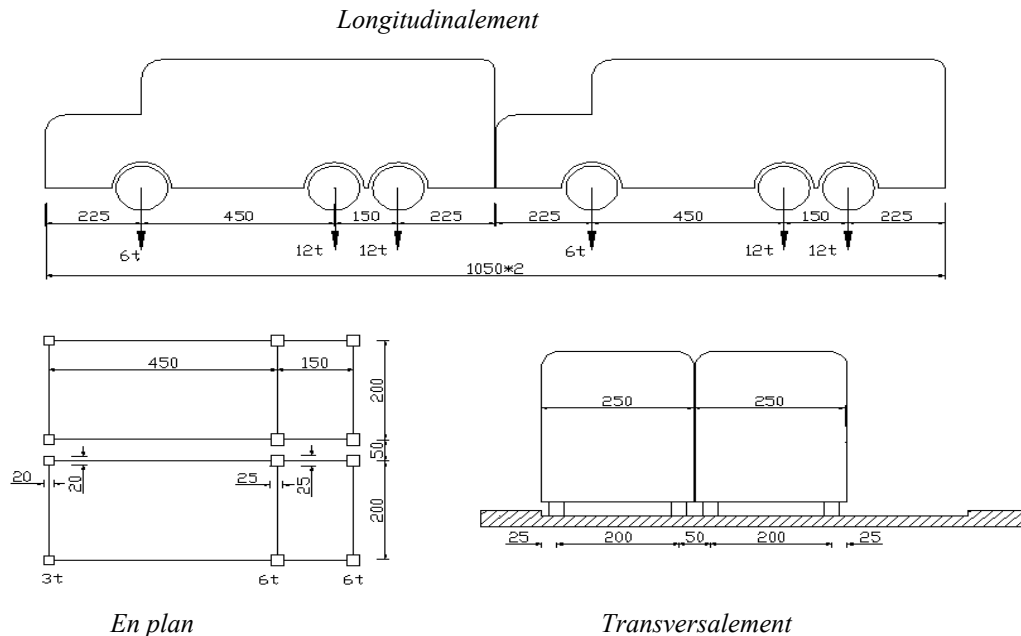
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2,00 m ;

Surface d'impact d'une roue arrière : $0,20 \times 0,20$ [m²] ;

Surface d'impact d'une roue avant : $0,25 \times 0,25$ [m²]

Pour le calcul des poutres maîtresses, l'axe de la file de roues la plus excentrée doit rester à une distance minimale du bord de la largeur roulable, égale à 0,75 m s'il s'agit d'un dispositif de sécurité, et égale à 0,25 m s'il s'agit d'une bordure.

Pour le calcul des éléments du tablier, les camions B_c peuvent circuler sur toute la largeur roulable, l'axe de la file de roues la plus excentrée devant rester à 0,25 m au moins du bord de la largeur roulable.





Le rectangle d'impact de l'essieu, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, pourra être placé n'importe où à la surface de la dernière, sans pouvoir toutefois empiéter sur ses bords.

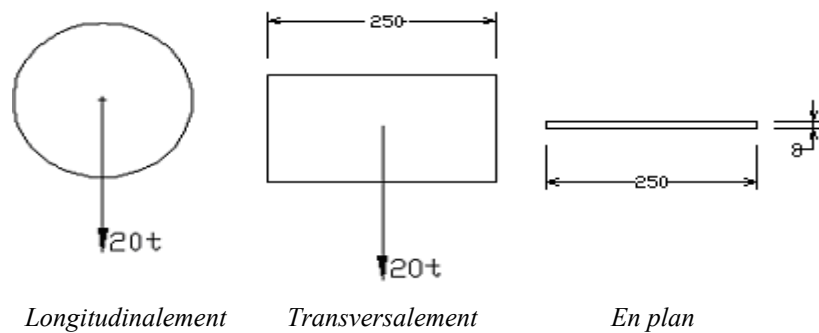


Figure 9 : Système B_e .

Le système B_r :

La roue isolée qui constitue le système B_r a les caractéristiques suivantes :

Masse portée par la roue isolée : 10 t

Surface d'impact : $0,30 \times 0,30$ [m²]

Le rectangle d'impact de la roue, qui est un rectangle uniformément chargé et disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

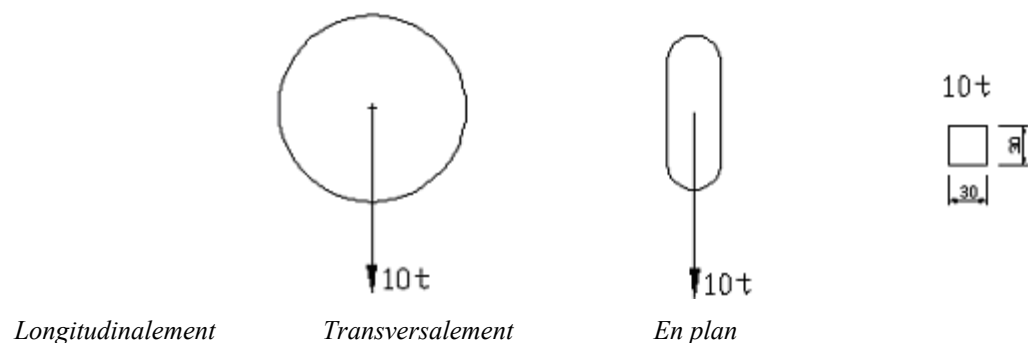


Figure 10 : Système B_r .

II.2.2. Calcul du coefficient de majoration dynamique :

Ce coefficient, applicable au système B, a comme formule :



$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2.L} + \frac{0,6}{1 + 4.\frac{P}{S}}$$

$L[m]$: est la longueur de travée de calcul si la largeur utile de l'ouvrage est inférieure à celle-ci ;

$P[t]$: le poids total de l'ouvrage dans cette travée;

$S[t]$: surcharge maximale B, valeur à introduire par l'utilisateur en fonction du nombre de camion qui peut se trouver sur la longueur du tablier.

Ce coefficient de majoration dynamique δ , est le même pour chaque élément de l'ouvrage.

II.2.3. Les surcharges de trottoir :

Les trottoirs et les pistes cyclables supportent deux sortes de surcharge selon la nature et le rôle de l'élément structural que l'on considère.

II.2.3.1. La surcharge locale :

Une surcharge uniforme de 450 kg/m² est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages, y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées et des pistes cyclables, pour la justification des éléments des tabliers. Elle est disposée en longueur et en largeur pour produire l'effet maximal de la section à envisager. Les effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux du système B.

Une roue isolée de 3 t dont la surface d'impact est un carré de 0,20 m de côté, est disposée dans la position la plus défavorable, sur les trottoirs en bordure d'une chaussée. Les effets de cette roue ne se cumulent pas avec ceux des autres surcharges de la chaussée ou de trottoirs.

II.2.3.2. La surcharge générale :

Pour le calcul des poutres, une surcharge uniforme de 150 kg/m² est à appliquer sur toute la largeur du trottoir de façon à produire l'effet maximal envisagé.

L'effet des surcharges des trottoirs s'accumule avec les surcharges des chaussées pour avoir l'effet le plus défavorable dans la section étudiée.



Chapitre III: PRÉ DIMENSIONNEMENT

On projette un pont en béton précontraint, à poutres sous chaussées, isostatique, à une seule travée de 50 m.

Pour ce nouvel ouvrage, on propose un gabarit G 7 + 2×0,75 donc à deux voies de circulation et dont la largeur circulaire est de 7m et la largeur d'un trottoir 0,75 m.

III.1. Poutres principales :

Pour des raisons techniques et économiques, le mode de précontrainte par post-tension est plus intéressant.

La portée libre l_o des poutres et la longueur l de la travée de calcul :

avec $l_1 = 50$ m,

$$l_o = (50 - 0,65)/1,07 \quad \text{on a } l_o = 46,1 \text{ m ;}$$

$$l = 1,05.46,1 + 0,60 \quad \text{on a } l = 49,0 \text{ m.}$$

La hauteur h des poutres :

$$18 \leq l/h \leq 20, \text{ la portée } l_1 \geq 50 \text{ m ;}$$

$$\text{Alors } 2,50 \text{ m} \leq h \leq 2,77 \text{ m et on prendra } h = 2,75 \text{ m}$$

La membrure supérieure :

Le tablier sera à hourdis général sans coffrage perdu, la largeur minimale de la table est déterminée par : $b = \min \{l_1/10 ; 2.l_1/40\} = \min \{500 \text{ cm} ; 250 \text{ cm}\} = 250 \text{ cm} ;$

On incline la face inférieure de la membrure d'une légère pente égale à 1/10.

Largeur b_t et hauteur h_t du talon d'une poutre :

Les poutres sont à talons préfabriquées

La hauteur du talon est : $10 \leq h_t \leq 25 \text{ cm}$, on prend $h_t = 25 \text{ cm}$.

Pour $b_o = 25 \text{ cm} ; b_t = (2,5 \text{ à } 4,5).b_o = 62,5 \text{ à } 112,5 \text{ cm}$



Avec une distance entre axes des poutres égale à 3,00 m et dont le pied du talon est égale à 25 cm, la valeur de b_t varie de 60 à 90 cm, on prend $b_t = 80$ cm

Et enfin, on incline les faces supérieures du talon d'un angle $\alpha = 45^\circ$.

Epaisseur des âmes :

On emploie un coffrage métallique, donc on réalisera une vibration externe.

On prenant $b_o = 25$ cm, à mi-travée ;

et $b_o = 30$ cm au droit des appuis, jusqu'à une longueur de $0,8.h = 0,8.2,75 \approx 2,20$ m.

Les caractéristiques géométriques des poutres :

Par définition, le coefficient de rendement géométrique est donnée par : $\rho = \frac{i^2}{v.v'}$

i : rayon de giration ;

v, v' : ce sont, respectivement, la position de l'axe neutre par rapport à la fibre supérieure et le fibre inférieure.

Tableau n° 23: calcul du rendement géométrique de la section médiane

	section médiane
$h[\text{cm}]$	275
$B[\text{cm}^2]$	12724,38
$S_\Delta[\text{cm}^3]$	1522145,68
$I_\Delta [\text{cm}^4]$	312474389,17
$v [\text{cm}]$	119,62
$v' [\text{cm}]$	155,38
$I_p [\text{cm}^4]$	130388631,54
$i^2 [\text{cm}^2]$	10247,15
$\rho =$	0,55

La valeur du rendement géométrique de la section ainsi obtenue correspond à une section élancée ($\rho \geq 0,55$).

Nombre et distance entre poutres en section transversale :

Avec un gabarit G7 + 2x0,75 ; la largeur utile est de $7 + 2.0,75 = 8,5$ m ;



Pour minimiser la portée des coffrages du hourdis- console, on va disposer directement en rive les poutres. Et avec trois poutres de 2,50 m de largeur, suivant la coupe transversale, la distance entre axes des poutres sera prise égale à 3,00 m.

III.2. La dalle du hourdis :

On note par e_h la hauteur du hourdis et on obtient : $e_h \approx \frac{3}{16} = 0,1875$

On prend $e_h = 20$ cm.

III.3. Les entretoises :

Les appuis sont disposés sous les poutres donc les réactions d'appui seront directement transmises à l'appui.

Pour les tabliers des ponts à poutres en T, on doit utiliser au moins une entretoise au centre de la travée lorsque la portée de la poutre dépasse 15m. Alors, la présente superstructure va présenter deux entretoises d'about et deux entretoises intermédiaires.

Puisque l'épaisseur d'une entretoise doit varier entre 35 et 50 cm, on adopte une épaisseur e_{en} égale à 35 cm.



Chapitre IV : CALCUL DE LA DALLE

IV.1. Les hypothèses de calcul :

Caractéristiques du béton :

Dosage du béton : 350 kg/m³ de CPA classe 45 ;

Charges permanentes du béton : 2,5 t/ m³

Enrobage : 4 cm

La fissuration est préjudiciable : $\eta = 1,6$ (barres à haute adhérence $\varnothing \geq 6\text{mm}$), $\gamma_b = 1.5$;

Résistance à la compression : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2,40 \text{ MPa}$.

La contrainte limite à la compression relative à l'ELS : $\overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

La contrainte limite à l'ELU : $\overline{\sigma}_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

Caractéristiques des aciers :

Barres à haute adhérence (HA) : FeE 400 ;

Limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ MPa}$;

Module de déformation longitudinal $E = 210000 \text{ MPa}$;

Les contraintes de calcul à l'ELS: $\overline{\sigma}_s = 216 \text{ MPa}$.

Les contraintes de calcul à l'ELU : $\overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$.

Caractéristiques du revêtement

Charges permanentes du revêtement : 2, 2 t/ m³

Caractéristiques de la dalle :



La dalle étant en béton armé.

Pour une dalle, formée de panneaux : $l_x * l_y$ [m²], on calcule : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

Si $\alpha \geq 0,40$: le panneau porte dans les deux sens l_x et l_y .

Si $\alpha < 0,40$: le panneau ne porte que dans un seul sens l_x .

Avec : l_x : la distance entre nus des poutres.

l_y : la distance entre nus des entretoises.

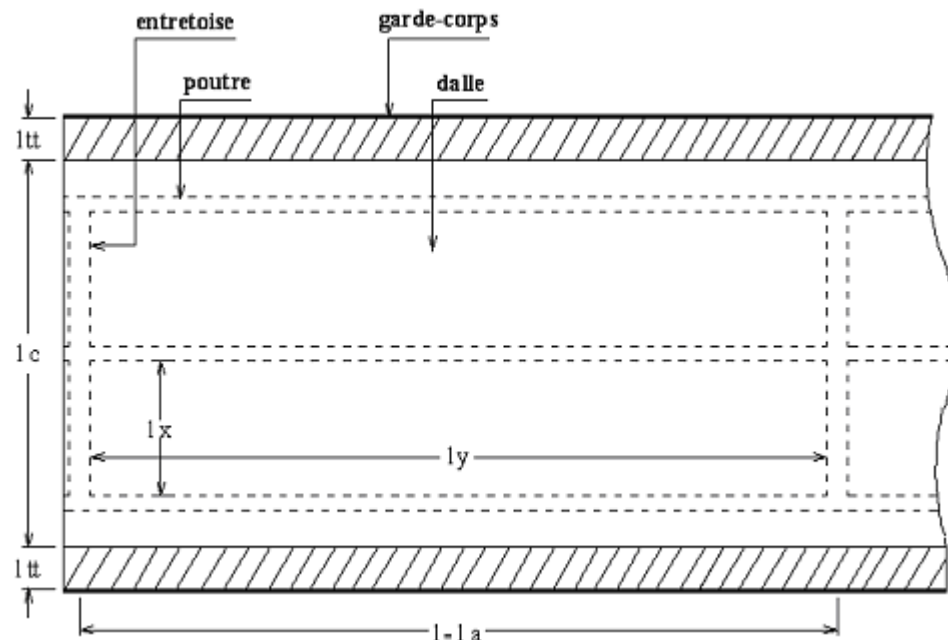


Figure 11 : Vue en plan de la travée.

Soit :

- La portée :
Transversalement : $l_x = 2,75$ m
Longitudinalement : $l_y = 15,98$ m
- Epaisseur : $e_h = 0,20$ m

On considère alors une dalle continue dans les deux sens, formée de :



Panneau de $2,75 * 15,98 \text{ m}^2$

$l_x = 2,75 \text{ m}$

$l_y = 15,98 \text{ m}$

$\alpha = l_x / l_y = 0,172$

$\alpha = 0,172 < 0,40$ alors le panneau ne porte que dans un seul sens de l_x .

IV.2. Hourdis central :

IV.2.1. Inventaire des charges :

Epaisseur du revêtement	$e_r =$	0,03 m
Epaisseur du hourdis	$e_h =$	0,20 m
Poids spécifique du revêtement	$\gamma_r =$	2,20 t/m ³
Poids spécifique du béton armé	$\gamma_{BA} =$	2,50 t/m ³

Charges permanentes :

Poids du revêtement	$g_r = \gamma_r \cdot e_r =$	0,066 t/m ²
Poids du hourdis	$g_h = \gamma_{BA} \cdot e_h =$	0,500 t/m ²
Poids du tablier :	$g_t = g_r + g_h =$	0,566 t/m ²

Surcharges d'exploitation :

Surcharge B_c :	convoi	30 t
Surcharge B_e :	essieu	20 t
Surcharge B_r :	roue isolée	10 t

IV.2.2. Le coefficient de majoration dynamique :

Ce coefficient s'applique au système B, on a :

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

$$L = \min \{l_r + 2 l_{tt} ; l\};$$

l_r : largeur roulable, l_{tt} : largeur du trottoir, l : la travée de calcul ;

P : la charge permanente, $P = g_t \cdot l_x \cdot l_y$;

S : la charge B maximale.

Application :

La largeur utile :	L =	8,50 m
La charge permanente :	P =	24,873 t
La charge B maximale :	S =	60 t

Le Coefficient de Majoration Dynamique :

$$\delta = 1 + 0,4/(1 + 0,2.L) + 0,6/(1 + 4.P/S) = 1,374$$

IV.2.3. Le moment fléchissant :**IV.2.3.1. Les largeurs de répartition :**

Les largeurs influencées par l'application de charge concentrée B sont :

$$a_1 = a_2 + 2.e_r$$

$$b_1 = b_2 + 2.e_r$$

$$a = a_1 + \frac{l_b}{3} \text{ mais } a \geq \frac{2}{3}.l_b$$

Si la valeur de a trouvée est telle que $a > 1,5$ m, distance minimale entre les deux

essieux successifs, on calculera a par : $a' = \frac{1}{2} . (a_1 + 1,5 + \frac{l_b}{3})$ mais $a' \geq \frac{l_b}{3} + 0,8$

l_b : la largeur entre nu des poutres ;

a : largeur de répartition influencée, suivant l'axe longitudinal du pont, par l'application de la charge concentrée (partie hachurée) ;

a_1 : longitudinalement ;

b_1 : transversalement ;

a_2, b_2 : sont respectivement les côtés longitudinal et transversal de la surface d'impact de roue du système de surcharge considérée.

Application :

On surcharge successivement la mi-travée de la dalle, par une seule roue du système de surcharges B_{c30} , B_e , B_r .

Tableau n° 24 : calcul des largeurs de répartition

Surcharges	B_{c30}	B_e	B_r
a_2 [m]	0,25	0,08	0,30
b_2 [m]	0,25	2,50	0,30



$a_1 = a_2 + 2.e_r$ [m]	0,31	0,14	0,36
$b_1 = b_2 + 2.e_r$ [m]	0,31	2,56	0,36
$a = a_1 + l_b/3$ [m]	1,23	1,06	1,28
$2.l_b/3$ [m]	1,83	1,83	1,83
$a' = \frac{1}{2}(a_1 + 1,5 + l_b/3)$ [m]	1,36	1,28	1,39
$l_b/3 + 0,8$ [m]	1,72	1,72	1,72
a [m]	1,72	1,72	1,72

Les valeurs obtenues dans le tableau ci-dessus montrent que $a < 2/3 l_b = 1,83$ m pour chacune des surcharges considérées. Si on prend $a = 1,83$ m, cette valeur sera supérieure à 1,5 m. On doit alors appliquer la deuxième formule : $a' = \frac{1}{2} (a_1 + 1,5 + l_b/3)$

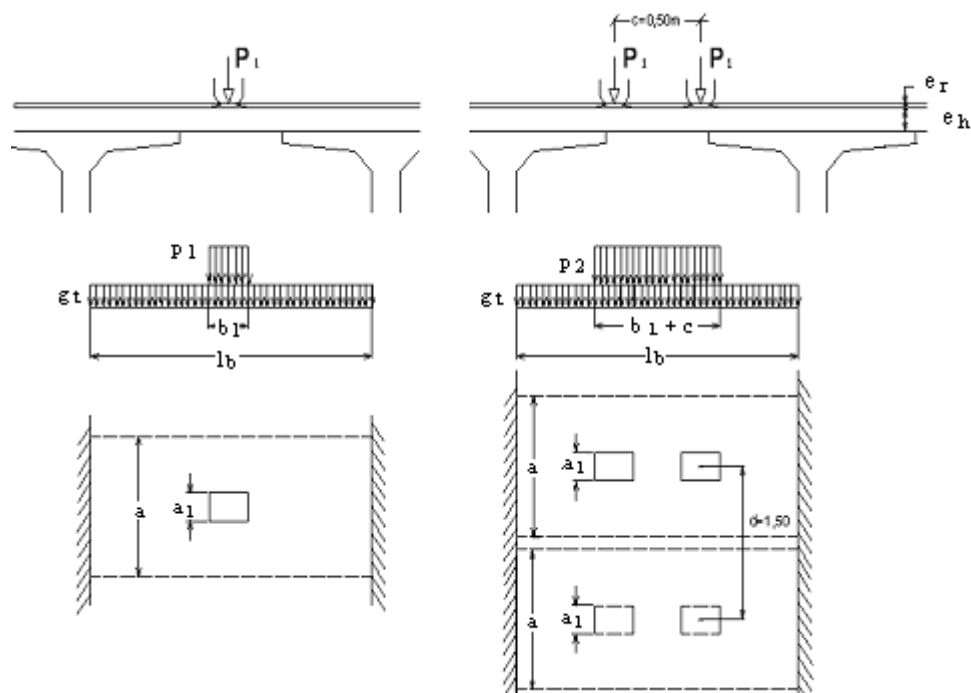
(Mais $a' \geq l_b/3 + 0,8$).

Et, puisque $a' < l_b/3 + 0,8 = 1,72$ m, la valeur de a sera égale à 1,72 m.

IV.2.3.2. Les moments fléchissant de calcul :

On considère la dalle comme une poutre isostatique reposant sur deux appuis simples, et soit M_0 : le moment fléchissant maximal au centre de la dalle.

Les moments fléchissant au centre de la travée seront obtenus, en considérant deux façons de la surcharger par une charge uniformément répartie sur 1 m^2 de surface avec un système de surcharge.



Cas 1
Cas 2

Figure 12 :
schéma
de
calcul
pour le

moment fléchissant.



- Cas 1 : charge concentrée provenant d'une roue.

$$p_1 = \frac{P_1}{2.a.b_1} \quad \text{de longueur } b_1 \text{ donnant } M_0(p_1) = \delta.p_1.b_1.\frac{(l_b - b_1/2)}{4}$$

- Cas 2 : charge concentrée provenant de deux roues.

$$p_2 = \frac{P_1}{.a.(b_1 + c)} \quad \text{de longueur } (b_1 + c), \text{ donne } M_0(p_2) = \delta.p_2.(b_1+c).\frac{[l_b - (b_1 + c)/2]}{4}$$

Dans ces deux cas, on a :

c [m]: est une distance telle que $c = 0,50$ m pour un système de surcharge B_{c30} .

p_1 et p_2 [t/m²] : sont des charges uniformément répartie sur 1 m² de surface selon le cas de charge considéré ;

P_1 [t]: est la charge par essieu telle que :

$P_1 = 6$ t pour un système de surcharge B_{c30} ;

$P_1 = 20$ t pour un système de surcharge B_e ;

$P_1 = 10$ t pour un système de surcharge B_r .

à l'ELS : $M_0 = M_0(g_t) + 1,2.M_0(p)$

à l'ELU : $M_0 = 1,35.M_0(g_t) + 1,5.1,07.M_0(p)$

$$\text{Avec : } M_0(g_t) = \frac{1}{8} g_t.l_b^2$$

$$M_0(p) = \text{Sup}\{ M_0(p_1); M_0(p_2) \}$$

IV.2.3.3. Les moments fléchissant réels au centre de la travée et aux appuis :

Ces moments seront obtenus, en tenant compte des coefficients α et β , par :

Au centre de la travée : $M_{0,5} = \alpha.M_0$

Aux appuis : $M_{app} = \beta.M_0$

α et β : coefficients, déduits en annexe, dépendant du schéma statique de la dalle et de η' .

G [kgf/cm²]: la rigidité en torsion des poutres, $G = 0,435.E_b$

D [kgf.cm]: la rigidité cylindrique de la dalle.

$$D = \frac{E_b.e_h^3}{12.(1 - \nu^2)} \quad \text{avec un module de déformation } E_b \text{ du béton homogénéisé et}$$

un coefficient de poisson du béton $\nu = 0,20$.



η' [cm²]: est le rapport de la rigidité volumique (cylindrique de la dalle) à la rigidité en

torsion des poutres qui la supportent, avec : $\eta' = 0,001 \cdot l_b^3 \cdot \frac{D}{G \cdot I_t}$

I_t [cm⁴] : moment d'inertie en torsion de la poutre

$I_t = \frac{1}{3} \cdot \sum_i \left(\frac{a_i}{t_i} - 0,63 \right) \cdot t_i^4$, avec a_i , t_i : sont respectivement les longueurs et largeurs des rectangles composant la section de la poutre.

IV.2.3.4. Application :

Moment au centre de la travée due aux charges permanentes :

$$\begin{aligned} \delta &= 1,374 \\ l_b &= 2,75 \text{ [m]} \\ g_t &= 0,566 \text{ [t/m}^2\text{]} \\ \text{d'où } M_0(g_t) &= 0,535 \text{ [t.m]} \end{aligned}$$

Moments au centre de la travée due aux surcharges d'exploitation :

Tableau n° 25 : calcul des moments au centre de la travée due aux surcharges d'exploitation

Surcharges	B_{c30}	B_e	B_r
b_1 [m]	0,31	2,56	0,36
a [m]	1,72		
c [m]	0,5	-	-
$(b_1 + c)$ [m]	0,81	-	-
$P_1/2$ [t]	6	20	10
p_1 [t/m ²]	11,253	4,542	16,150
p_2 [t/m ²]	8,613	-	-
$M_0(p_1)$ [t.m]	3,109	5,871	5,133
$M_0(p_2)$ [t.m]	5,620	-	-
$M_0(p)$ [t.m]	5,620	5,871	5,133

Moments fléchissant de calcul :

Tableau n° 26 : calcul des moments fléchissant de calcul

$M_{0,ELS}$ [t.m]	7,279	7,581	6,694
$M_{0,ELU}$ [t.m]	9,742	10,146	8,960

Détermination de α et β :

$$v = 0,20$$



$$\begin{aligned}
 e_h &= 20 \text{ [cm]} \\
 l_b &= 275 \text{ [cm]} \\
 I_t &= 1554600 \text{ [cm}^4\text{]} \\
 D/E_b &= 694,444 \text{ [1/E_b kgf.cm]} \\
 G/E_b &= 0,435 \text{ [1/E_b kgf/cm}^2\text{]} \\
 \eta' &= 21,36 \text{ [cm}^2\text{]}
 \end{aligned}$$

On a eu : $\eta' < 30$, d'après l'annexe, on aura $\alpha = 0,5$ et $\beta = -0,8$

D'où : Au centre de la travée : $M_{0,5} = 0,5.M_0$

Aux appuis : $M_{app} = -0,8.M_0$

Les moments fléchissant réels au centre de la travée et aux appuis :

Tableau n° 27: les moments fléchissant réels au centre de la travée et aux appuis

	B_{c30}	B_e	B_r
M_{0,5} ; ELS [t.m]	3,639	3,790	3,347
M_{0,5} ; ELU [t.m]	4,871	5,073	4,480
M_{app} ; ELS [t.m]	-5,823	-6,065	-5,355
M_{app} ; ELU [t.m]	-7,794	-8,117	-7,168

IV.2.4. L'effort tranchant :

On aura à étudier les deux sections (I) et (II), selon la figure ci-dessous, en considérant la dalle comme une poutre discontinue

Soient :

x_0 : distance de la section considérée au nu de l'appui considéré ;

a_{1x}, a_{2x} [m]: sont les largeurs influencées par l'application de la charge P du système considéré ;

y_{1x}, y_{2x} [m]: ordonnées de la LI de l'effort tranchant V, sous la charge de calcul P ;

V_I, V_{II} [t]: sont respectivement l'effort tranchant à la section (I) et (II).

Effort du aux charges permanentes : $V(g_t) = g_t.(l_b/2 - x_0)$



Effort du aux surcharges d'exploitation : $V(P) = \delta.P. \sum_i \frac{y_{ix}}{a_{ix}}$

Effort tranchant à la section considérée :

à l'ELS : $V_{I \text{ ou } II} = V(g_i) + 1,2.V(P)$

à l'ELU : $V_{I \text{ ou } II} = 1,35.V(g_i) + 1,5.1,07.V(P)$

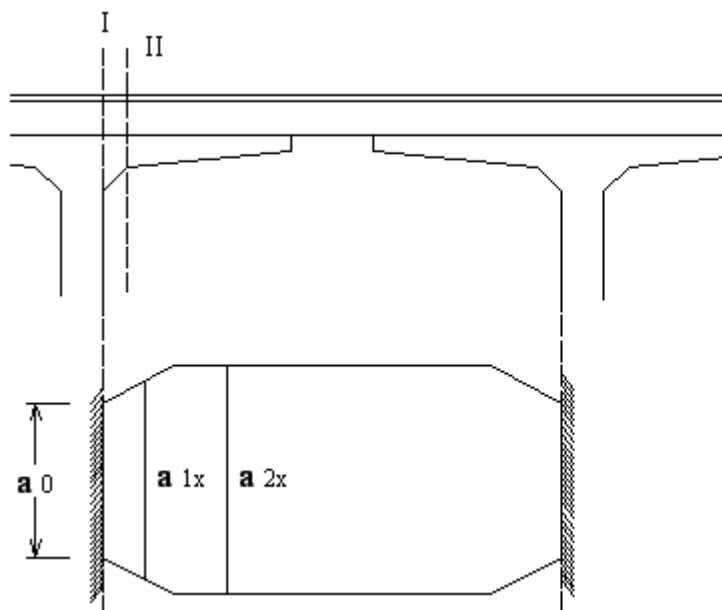


Diagramme de la largeur influencée

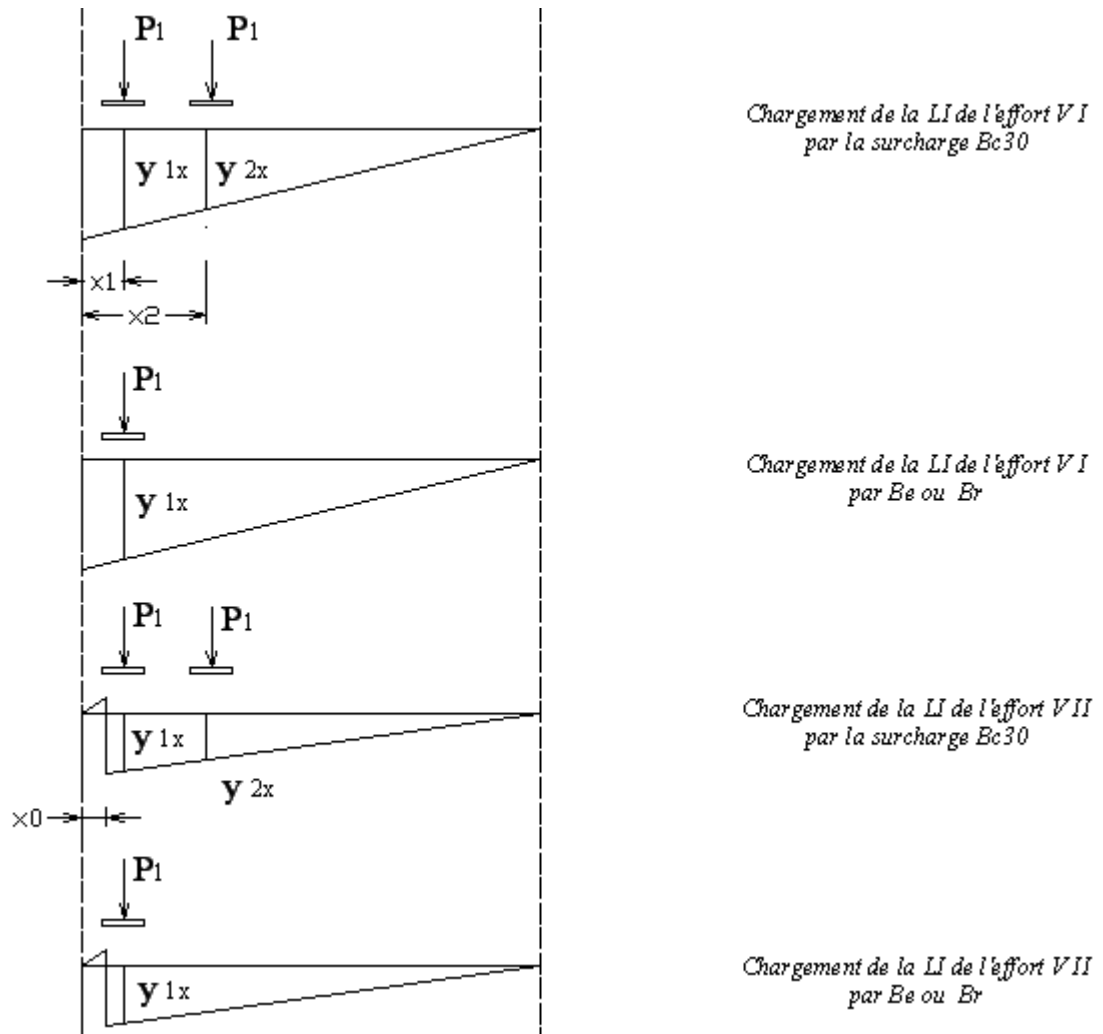


Figure 13 : Schéma de calcul pour l'effort tranchant (chargement de la LI)

IV.2.4.1. Les paramètres de calcul de l'effort tranchant V :

Les largeurs influencées par l'application de la charge P :

- Pour les trois systèmes B_{c30}, B_e, B_r on calculera:

$$a_0 = l_b/3 \quad \text{si } a_1 < l_b/3$$

$$a_0 = a_1 \quad \text{si } a_1 \geq l_b/3$$

$$x_1 = x_0 + b_1/2$$

$$\text{si } : l_b/6 < x_1 < 5.l_b/6 \text{ alors on a : } a_{1x} = a_0 + l_b/3$$

$$x_1 \leq l_b/6 \quad \text{alors on a : } a_{1x} = a_0 + 2.x_1$$
- Pour B_{c30}, seulement, on déterminera :

$$x_2 = x_1 + c$$

$$a'_{2x} = a_1 + l_b/3$$

$$a''_{2x} \geq 2.l_b/3$$



et on aura $a_{2x} = \max \{a'_{2x} ; a''_{2x}\}$

Calcul des ordonnées de la LI de l'effort tranchant V à la section considérée :

Elles se calculeront comme suit :

- à la section (I) située à $x_0 = 0$: $y_{1x} = \frac{l_b - x_1}{l_b}$

$$y_{2x} = \frac{l_b - x_2}{l_b}$$
- à la section (II) située à $x_0 \neq 0$: $y_{1x} = 0,95 \cdot \frac{l_b - x_1}{l_b - x_0}$

$$y_{2x} = 0,95 \cdot \frac{l_b - x_2}{l_b - x_0}$$

IV.2.4.2. Calcul des efforts tranchant :

Effort du aux charges permanentes : $V(g_t) = g_t \cdot (l_b/2 - x_0)$

Effort du aux surcharges d'exploitation : $V(P) = \delta \cdot P \cdot \sum_i \frac{y_{ix}}{a_{ix}}$

Effort tranchant à la section considérée :

à l'ELS : $V_{I \text{ ou } II} = V(g_t) + 1,2 \cdot V(P)$

à l'ELU : $V_{I \text{ ou } II} = 1,35 \cdot V(g_t) + 1,5 \cdot 1,07 \cdot V(P)$

L'effort tranchant V à une section considérée, ainsi que les ordonnées de sa LI et les largeurs influencées par l'application de la charge P, seront déterminées dans le tableau ci-après.

Tableau n° 28 : les efforts tranchant dans les sections (I) et (II)

	B_{c30}	B_e	B_r
a₀ [m]	0,92		



Section (I)	<u>Les largeurs influencées :</u>			
	$a_{1x} [m]$	1,23	1,83	1,28
	$a_{2x} [m]$	1,83	-	-
	<u>Les ordonnées de la LI de l'effort tranchant</u>			
	$y_{1x} [m]$	0,94	0,53	0,93
	$y_{2x} [m]$	0,76	-	-
	<u>Les efforts dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitation :</u>			
	$V(g_i) [t]$	0,78	0,78	0,78
	$V(P) [t]$	9,72	7,96	9,98
	<u>Les efforts tranchant suivants les états limites :</u>			
	$V_{I,ELS} [t]$	12,45	10,33	12,76
	$V_{I,ELU} [t]$	16,66	13,82	17,07
Section (II)	<u>Les largeurs influencées :</u>			
	$a_{1x} [m]$	1,53	1,83	1,58
	$a_{2x} [m]$	1,83	-	-
	<u>Les ordonnées de la LI de l'effort tranchant</u>			
	$y_{1x} [m]$	0,89	0,48	0,88
	$y_{2x} [m]$	0,71	-	-
	<u>Les efforts dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitation :</u>			
	$V(g_i) [t]$	0,66	0,66	0,66
	$V(P) [t]$	8,03	7,24	7,69
	<u>Les efforts tranchant suivants les états limites :</u>			
	$V_{II,ELS} [t]$	10,30	9,35	9,89
	$V_{II,ELU} [t]$	13,78	12,51	13,23

IV.3. La partie en encorbellement :

IV.3.1. Inventaire des charges :

Epaisseur du revêtement	$e_r =$	0,03 m
Epaisseur du hourdis	$e_h =$	0,20 m
Epaisseur du trottoir	$e_{tt} =$	0,15 m
Largeur du trottoir	$l_{tt} =$	0,75 m
Largeur de la console	$b_h =$	1,250 m
Poids spécifique du revêtement	$\gamma_r =$	2,20 t/m ³



Poids spécifique du béton armé $\gamma_{BA} = 2,50 \text{ t/m}^3$

Charges permanentes :

Poids du revêtement	$g_r = \gamma_r \cdot e_r =$	0,066 t/m ²
Poids de l'hourdis	$g_h = \gamma_{BA} \cdot e_h =$	0,500 t/m ²
Poids du tablier :	$g_t = g_r + g_h =$	0,566 t/m ²
Poids du parapet	$G_g =$	0,060 t/ml
Poids du trottoir	$g_{tt} = \gamma_{BA} \cdot e_{tt} =$	0,375 t/m ²

Charges d'exploitation :

Surcharge B_{c30} :	convoi	30 t
Surcharges locales		0,450 t/m ²
Surcharge	roue isolée	3 t

IV.3.2. Les largeurs de répartition:

Les largeurs influencées par l'application de la surcharge B :

Puisque c'est une route nationale, pour la partie en encorbellement, on ne considère que l'effet de la surcharge B_{c30} .

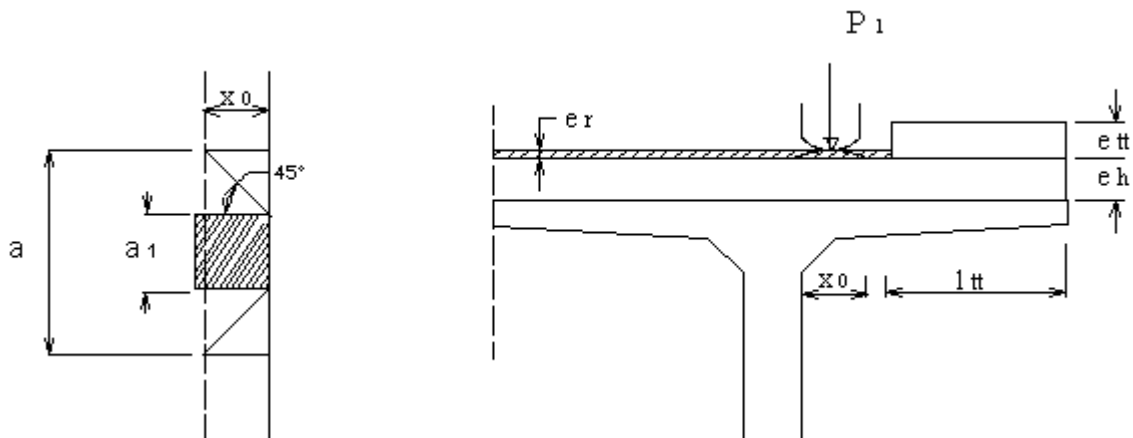


Figure 14 : répartition de la surcharge B dans le hourdis console

On a : $a_1 = a_2 + 2 \cdot e_r$

$b_1 = b_2 + 2 \cdot e_r$

$a = a_1 + 2 \cdot x_0$

Si $a \geq 1,5 \text{ m}$, alors on doit prendre la valeur : $a = a' = \frac{1,5 + a}{2}$

Les largeurs influencées par l'application de la roue isolée :



$$a_1 = b_1 = a_2 + e_h + 2 \cdot e_{tt} \quad (a_2 = b_2)$$

Application :

Tableau n° 29 : Les largeurs de répartition par l'application de B_{c30}

x_0 [m]	0,28
a_2 [m]	0,25
b_2 [m]	0,25
$a_1 = a_2 + 2 \cdot e_r$ [m]	0,31
$b_1 = b_2 + 2 \cdot e_r$ [m]	0,31
$a = a_1 + 2 \cdot x_0$ [m]	0,87

On a trouvé $a = 0,87 \text{ m} < 1,5 \text{ m}$. Alors, on garde cette valeur de a .

Tableau n° 30 : Les largeurs de répartition par l'application de la roue isolée

x_0 [m]	1,125
$a_2 = b_2$ [m]	0,20
$a_1 = b_1 = a_2 + e_h + 2 \cdot e_{tt}$ [m]	0,31

IV.3.3. Calcul des sollicitations de calcul :

IV.3.3.1. Les moments fléchissant :

Le moment fléchissant dû à la surcharge B_{c30} :

L'intensité de la charge appliquée sur la surface surchargée : $p_o = \frac{P_1}{2 \cdot a_1 \cdot b_1}$ [t/m²]

Le moment fléchissant dû à la surcharge B_{c30} est : $M_{Bc30} = \frac{\delta \cdot p_o \cdot a_1 \cdot x_0^2}{2 \cdot a}$ [t.m]

Le moment fléchissant dû à la surcharge de 3t :

La largeur d'impact : $a_2 = 0,20 \text{ m}$.

L'intensité de la charge appliquée sur la surface surchargée : $P = 3 \text{ t}$.

Le moment fléchissant dû à cette surcharge : $M_P = \frac{P \cdot (b_h - \frac{1}{2} b_1)}{2 \cdot b_h + a_1}$ [t.m]

Le moment fléchissant dû aux surcharges locales de 0,450 t/m² sur le trottoir :



L'intensité de la charge appliquée sur la surface surchargée : $p_o = 0,450$ [t/m²]

Le moment fléchissant dû aux surcharges locales : $M_{po} = p_o \cdot l_{tt} \cdot (b_h - \frac{l_{tt}}{2})$ [t.m]
(au nu de l'appui)

Le moment fléchissant dû aux charges permanentes :

$$M_g = g_h \cdot b_h^2 / 2 + g_{tt} \cdot l_{tt} \cdot (b_h - l_{tt} / 2) + G_g \cdot b_h + g_r \cdot (b_h - l_{tt})^2 / 2 \quad [t.m]$$

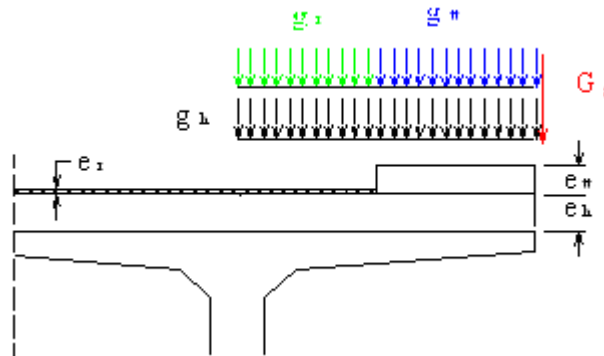


Figure 15 : Les charges permanentes sur la partie en encorbellement

Moments fléchissant suivant les états limites :

On ne considère que la combinaison qui donne l'effet le plus défavorable.

à l'ELS : $M_{app,c} = -[M_g + 1,2 \cdot [\max.(M_{Bc30}, M_P) + M_{po}]]$

à l'ELU : $M_{app,c} = -[1,35 \cdot M_g + 1,5 \cdot 1,07 \cdot [\max.(M_{Bc30}, M_P) + M_{po}]]$

IV.3.3.2. L'effort tranchant :

Comme dans le calcul du moment fléchissant, on ne considère que la combinaison qui donne l'effet le plus défavorable.

L'effort tranchant dû aux charges permanentes :

$$V_g = g_h \cdot b_h + g_{tt} \cdot l_{tt} + G_g + g_r \cdot (b_h - l_{tt}) \quad [t]$$

L'effort tranchant dû à la surcharge B_{c30} : $V_{Bc30} = \frac{\delta \cdot p_o \cdot a_1 \cdot x_0}{a} \quad [t]$

L'effort tranchant dû à la roue isolée : $V_P = \frac{P}{2 \cdot b_h + a_1} \quad [t]$

L'effort tranchant dû aux surcharges locales : $V_{po} = p_o \cdot l_{tt} \quad [t]$



Effort tranchant suivant les états limites :

à l'ELS : $V_{app,c} = V_g + 1,2 \cdot [\max.(V_{Bc30} ; V_p) + V_{po}]$

à l'ELU : $V_{app,c} = 1,35 \cdot V_g + 1,5 \cdot 1,07 \cdot [\max.(V_{Bc30} ; V_p) + V_{po}]$

IV.3.4. Application :

Charges permanentes :

Avec $b_h = 1,125$ m et $l_{tt} = 0,75$ m ;

$$g_r = 0,066 \text{ t/m}^2$$

$$g_h = 0,5 \text{ t/m}^2$$

$$g_{tt} = 0,375 \text{ t/m}^2$$

$$G_g = 0,06 \text{ t/ml}$$

$$M_g = 0,599 \text{ t.m}$$

$$V_g = 0,93 \text{ t}$$

Surcharge B_{c30} :

On a : $a_1 = b_1 = 0,31$ m, $x_0 = 0,28$ m, $a = 0,87$ m et $\delta = 1,374$;

$$p_o = 62,43 \text{ t/m}^2$$

$$M_{B_{c30}} = 1,198 \text{ t.m}$$

$$V_{B_{c30}} = 8,56 \text{ t}$$

Roue isolée :

On a $b_h = 1,125$ m et $a_1 = b_1 = 0,69$ m;

$$P = 3 \text{ t}$$

$$M_p = 0,796 \text{ t.m}$$

$$V_p = 1,02 \text{ t}$$

Surcharges locales :

Soit $l_{tt} = 0,75$ m et $b_h = 1,125$ m

$$p_o = 0,450 \text{ t/m}^2$$

$$M_{po} = 0,253 \text{ t.m}$$

$$V_{po} = 0,34 \text{ t}$$

Les sollicitations dans la partie en encorbellement :

C'est le système B_{c30} qui est prépondérant.



Tableau n° 31 : Récapitulation des sollicitations dans la partie en encorbellement

	ELS	ELU
$M_{app,c}$ [t.m]	-2,341	-3,139
$V_{app,c}$ [t.m]	11,60	15,53

IV.4. Récapitulation des sollicitations de calcul :

Aux appuis : $M = \max. \{M_{app} ; M_{app,c}\}$

$$V = \max. \{V_{app} ; V_{app,c}\}$$

Tableau n° 32 : Récapitulation des sollicitations dans le hourdis

Moment fléchissant	à mi-travée	$M_{0,5;ELS}$ [t.m]	3,790
		$M_{0,5;ELU}$ [t.m]	5,073
	aux appuis	M_{ELS} [t.m]	-6,065
		M_{ELU} [t.m]	-8,117
Effort tranchant	aux appuis	V_{ELS} [t]	12,76
		V_{ELU} [t]	17,07

IV.5. Dimensionnement des armatures :

Puisque la fissuration est prise préjudiciable (la contrainte de l'acier se trouve dans une zone élastique) donc le calcul des armatures sera conduit à l'ELS.

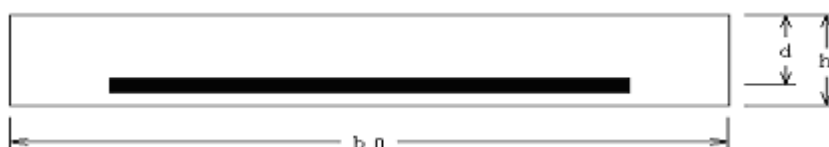


Figure 16 : schéma de calcul



Les sollicitations à l'ELS sont :

En travée : $M_{ser} = M_{0,5} = \text{Max} \{M_{0,5(Bc30)} ; M_{0,5(Be)} ; M_{0,5(Br)}\}$

Aux appuis: $M_s = \text{Max} \{M_{app(Bc30)} ; M_{app(Be)} ; M_{app(Br)}\}$

IV.5.1. Méthode de détermination des armatures :

M_{ser} et M_s sont respectivement le moment de calcul à l'ELS en travée et aux appuis, qui correspondent aux sections A_{ser} et A_s .

Le moment résistant M_{rb} du béton, sera donné par la formule :

$$\mu_{rb} = \frac{M_{rb}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1}{2} \cdot \alpha_1 \cdot (1 - \alpha_1 / 3) \quad \text{avec } \alpha_1 = \frac{n \cdot \sigma_{bc}}{n \cdot \sigma_{bc} + \sigma_s}$$

- Si $M_{ser} \leq M_{rb}$:

$A' = 0$: les armatures comprimées seront inutiles.

$$\text{D'où } A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \sigma_s} \quad \text{avec } \overline{Z_b} = d \cdot (1 - \alpha_1 / 3)$$

- Si $M_{ser} > M_{rb}$:

$A' \neq 0$: les armatures comprimées seront nécessaires.

$$A' = \frac{M_{ser} - M_{rb}}{(d - d') \cdot \sigma_{sc}} \quad \text{avec } \overline{\sigma_{sc}} = n \cdot \overline{\sigma_{bc}} \cdot \frac{\alpha_1 - \delta'}{\alpha_1}$$

$$\text{Les aciers tendus se calculeront par : } A = \frac{M_{rb}}{\overline{Z_b} + \overline{\sigma_s}}$$

$$\text{D'où } A_{ser} = A + A' \cdot \frac{\overline{\sigma_{sc}}}{\overline{\sigma_s}}$$

Les armatures longitudinales A :

Elles sont déterminées en tenant compte de ces deux paramètres ci-dessous :

- L'espacement maximal des armatures : dans le cas des dalles en BA et pour une fissuration préjudiciable, on aura :
 $s \leq \min \{2 \cdot h_0 ; 25 \text{ cm}\} \quad (\emptyset \geq 6 \text{ mm, sens } l_x)$
- Le diamètre des armatures doit vérifier : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10}$



Les armatures de répartition : $A_{rep} = \frac{A}{3}$

Le pourcentage minimal des armatures :

Avec : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour les armatures longitudinales : $A_{lamin} = A_{lbmin} \cdot \frac{3 - \alpha}{2}$
- Pour les armatures de répartition : $A_{lbmin} = 8 \cdot h_0$ Si FeE 400.

A_{lamin} , A_{lbmin} sont exprimées en $[cm^2/m]$, et h_0 est exprimée en $[m]$.

IV.5.2. Application :

Les paramètres de calcul sont :

$\alpha_1 =$	0,556
$h_0 =$	0,20 [m]
$b_0 =$	1,00 [m]
$d =$	0,16 [m]
$Z_b =$	0,13 [m]

IV.5.2.1. En travée :

$M_{ser} = 37900 \text{ [N.m]}$

Les armatures longitudinales A :

$\mu_{rb} =$	0,226
$M_{rb} =$	104361 [N.m]

On a : $M_s < M_{rb}$

$A' =$	0	donc armature comprimée inutile
$A_{ser} =$	13,46 $[cm^2]$	

Le diamètre maximal des armatures :

$\emptyset_{max} = 20 \text{ [mm]}$

L'espace maximal des armatures :

$s_{max} = 25 \text{ [cm]} \quad (\emptyset \geq 6 \text{ mm (sens } l_x))$

D'où : $A = 14,07 \text{ [cm}^2] = 7 \text{ HA } 16$

Les armatures de répartition A_{rep} :



$$A_{rep} = 4,69 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On prend $A_{rep} = 5,498 \text{ [cm}^2\text{]} = 7 \text{ HA } 10 \text{ (HA } 10 \text{ tous les } 15 \text{ cm)}$

IV.5.2.2. Aux appuis :

$$M_s = 60650 \text{ [N.m]}$$

Les armatures longitudinales A :

$$\mu_{rb} = 0,226$$

$$M_{rb} = 104361 \text{ [N.m]}$$

$$\text{On a : } M_{ser} < M_{rb}$$

$$A' = 0 \quad \text{donc armature comprimée inutile}$$

$$A_{ser} = 21,54 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Le diamètre maximal des armatures :

$$\varnothing_{max} = 20 \text{ [mm]}$$

L'espacement maximal des armatures :

$$s_{max} = 25 \text{ [cm]} \quad (\varnothing \geq 6 \text{ mm (sens } l_x))$$

$$\text{D'où : } A = 21,99 \text{ [cm}^2\text{]} = 7 \text{ HA } 20$$

Les armatures de répartition A_{rep} :

$$A_{rep} = 7,33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On prend $A_{rep} = 7,92 \text{ [cm}^2\text{]} = 7 \text{ HA } 12 \text{ (HA } 12 \text{ tous les } 15 \text{ cm)}$

IV.5.2.3. Hourdis en encorbellement :

$$M_{ser} = 22410 \text{ [N.m]}$$

Les armatures longitudinales A :

$$\mu_{rb} = 0,226$$

$$M_{rb} = 132082 \text{ [N.m]}$$

$$\text{On a : } M_{ser} < M_{rb}$$

$$A' \text{ [m}^2\text{]} = 0 \quad \text{donc armature comprimée inutile}$$

$$A_{ser} = 7,08 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Le diamètre maximal des armatures :

$$\varnothing_{max} = 20 \text{ [mm]}$$

L'espacement maximal des armatures :



$$s_{\max} = 25 \text{ [cm]} \quad (\varnothing \geq 6 \text{ mm (sens } l_x))$$

$$\text{D'où : } A = 7,92 \text{ [cm}^2] = 7 \text{ HA } 12$$

Les armatures de répartition A_{rep} :

$$A_{\text{rep}} = 2,64 \text{ [cm}^2]$$

$$\text{On prend } 3,01 \text{ [cm}^2] = 7 \text{ HA } 8 \text{ (HA } 8 \text{ tous les } 15 \text{ cm)}$$

$$A_{\text{rep}} =$$

IV.5.2.4. Le pourcentage minimal des armatures :

Pour les armatures de répartition, suivant l_b :

$$A_{\text{lbmin}} = 1,6 \text{ [cm}^2/\text{m]}$$

Pour les armatures longitudinales, suivant l_a :

$$A_{\text{lamin}} = 2,26 \text{ [cm}^2/\text{m]}$$

Conclusion : $A > A_{\text{lamin}}$ et $A_{\text{rep}} > A_{\text{lbmin}}$

Les pourcentages minimaux des armatures sont respectés

IV.6. Vérification des contraintes :

La vérification se fait à l'ELS.

IV.6.1. Méthode de vérification :

La section A des armatures tendues est connue, les contraintes développées dans le béton et dans l'acier doivent être limitées par les contraintes admissibles suivantes :

$$\text{Pour le béton : } \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0,60 \cdot f_{\text{c28}} = 18 \text{ MPa,}$$

$$\text{Pour l'acier : } \overline{\sigma}_{\text{s}} = \text{Min} \{ 2/3 f_e ; \max (f_e / 2 ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{\text{t28}}}) \} = 216 \text{ MPa}$$

En RDM ou Résistance Des Matériaux classique, les contraintes maximales dans le béton et les aciers sont :

$$\text{Contrainte maximale dans le béton comprimé : } \sigma_{\text{bc}} = K \cdot y_1$$

$$\text{Contrainte maximale dans l'acier tendu : } \sigma_{\text{s}} = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$$



y_1 : la position du centre de gravité de la section ;

I : son moment d'inertie.

La section est rectangulaire, on a :

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2.$$

$$D = \frac{15}{b} (A + A') ;$$

$$E = \frac{30}{b} (A \cdot d + A' \cdot d') ; (d' : \text{l'enrobage});$$

IV.6.2. Application :

En travée :

$$M_{\text{ser}} = 0,0379 \text{ MN.m}$$

$$y_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$I = 47007,2215 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 5,90 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 153,39 \text{ MPa} < 216 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$M_{\text{ser}} = 0,0607 \text{ MN.m}$$

$$y_1 = 8,65 \text{ cm}$$

$$I = 64065,9165 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 8,20 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 161,27 \text{ MPa} < 216 \text{ MPa}$$

Conclusion : Les contraintes admissibles de l'acier et du béton sont vérifiées.

On retient alors les sections choisies.

La partie en encorbellement :

$$M_{\text{ser}} = 0,0224 \text{ MN.m}$$

$$y_1 = 5,81 \text{ cm}$$



$$I = 30458,5301 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,27 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 156,57 \text{ MPa} < 216 \text{ MPa}$$

Conclusion : Les contraintes admissibles de l'acier et du béton sont vérifiées, aux appuis. On retient alors les sections choisies.

IV.7. Vérification de l'effort tranchant :

On n'aura pas besoin d'armature transversale ni dans la section (I) ni dans la section (II) si l'une des deux conditions ci-après est vérifiée :

➤ La dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;

➤ $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$ avec $\bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

b_0 et d sont respectivement sa largeur et son épaisseur.

Tableau n° 33 : Calcul de vérification de l'effort tranchant

$f_{c28} [\text{MPa}]$	30
$b_0 [\text{m}]$	1,00
$d [\text{m}]$	0,18
$V_u [\text{t}]$	17,07
γ_b	1,5

$\tau_u [\text{MPa}]$	0,95
$\bar{\tau}_u [\text{MPa}]$	1,40

Conclusion : $\tau_u < \bar{\tau}_u$, la condition vérifiée, aucune armature transversale n'est donc requise.

IV.8. Vérification au poinçonnement :

IV.8.1. Méthode de vérification :

Elle doit être effectuée par l'utilisation de l'ouvrage, à la circulation des véhicules, qui donnent éventuellement la charge localisée.



Les armatures d'âme ne seront pas nécessaires, dans la partie circulaire, si seulement cette condition est remplie :

$$Q_u \leq \overline{Q_u} = 0,045 \cdot U_c \cdot e_h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u [t]: la charge de calcul vis-à-vis de l'ELU ;

e_h : l'épaisseur totale de la dalle ;

U_c : périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$U_c = 2 \cdot (a'_1 + b'_1) \quad \text{où : } a'_1 = a_2 + e_h + 2 \cdot e_r$$

$$b'_1 = b_2 + e_h + 2 \cdot e_r$$

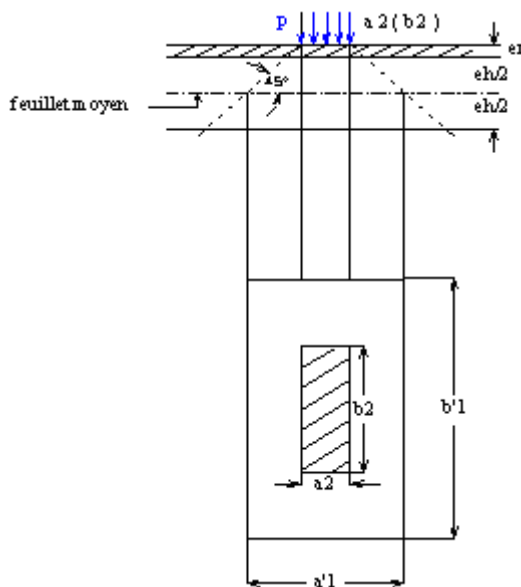


Figure 17 : Rectangle d'impact.

IV.8.2. Application :

La vérification se fait au centre de la dalle.

Tableau n° 34 : calcul de vérification au poinçonnement

f_{c28} [MPa]	30
e_h [m]	0,2
e_r [m]	0,03



	γ_b	1,50	
	B_{c30}	B_e	B_r
a_2 [m]	0,25	0,08	0,30
b_2 [m]	0,25	2,50	0,30
a'_1 [m]	0,51	0,34	0,56
b'_1 [m]	0,51	2,76	0,56
U_c [m]	2,04	6,2	2,24
$P_1/2$ [t]	6	20	10
Q_u [t]	9,00	30,00	15,00
$\overline{Q_u}$ [t]	36,72	111,6	40,32

Conclusion : $Q_u \leq \overline{Q_u}$, la condition de résistance au poinçonnement est vérifiée pour chaque surcharge du système B. Donc, les armatures d'âmes ne sont pas nécessaires.

Chapitre V : CALCUL DES ENTRETOISES

V.1. Hypothèses de calcul

Caractéristiques du béton :

Charges permanentes du béton : 2,5 t/ m³

Enrobage : 4 cm



La fissuration est préjudiciable : $\eta = 1,6$ (barres à haute adhérence $\varnothing \geq 6\text{mm}$), $\gamma_b = 1.5$;

Résistance à la compression : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2,40 \text{ MPa}$.

La contrainte limite à la compression relative à l'ELS : $\overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

La contrainte limite à l'ELU : $\overline{\sigma}_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

Caractéristiques des aciers :

Barres à haute adhérence : FeE 400 ;

Limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ MPa}$;

Module de déformation longitudinal $E = 210000 \text{ MPa}$;

Les contraintes de calcul à l'ELS: $\overline{\sigma}_s = 216 \text{ MPa}$.

Les contraintes de calcul à l'ELU : $\overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$.

Caractéristiques du revêtement :

Charges permanentes du revêtement : $2,2 \text{ t/m}^3$

Caractéristiques de l'entretoise :

Epaisseur des entretoises : $e' = 0,35 \text{ m}$;

Distance entre nu des poutres : $d_{en} = 2,75 \text{ m}$;

La hauteur des entretoises : $e_{en} = 2,225 \text{ m}$.

Et on a : $l_2 = 3,00 \text{ m}$

$a = 0,50 \text{ m}$

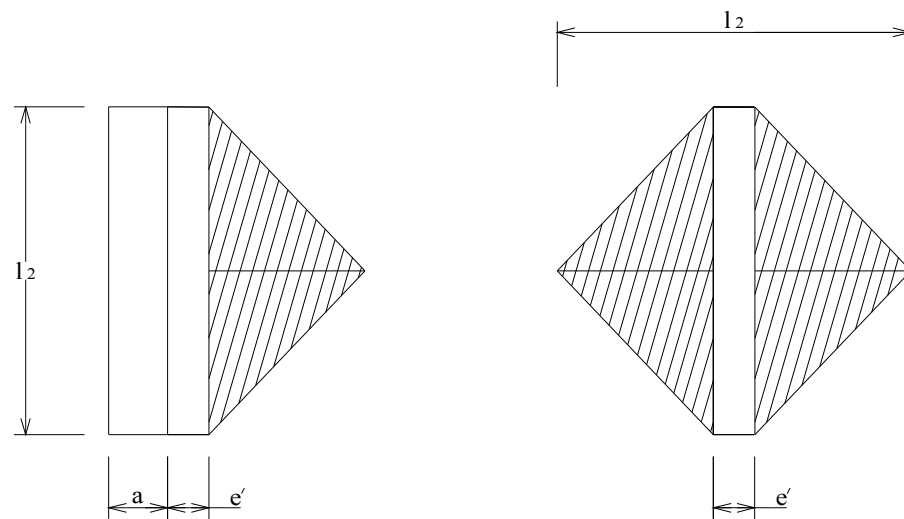


Figure 18 : Schéma de calcul des entretoises d'about et des entretoises intermédiaires

V.2. Inventaire des charges :

V.2.1. Entretoises d'about :

V.2.1.1. Charges permanentes :

■ Charges uniformément réparties :

Poids propre de l'entretoise :	$g_{en} = 2,50 \cdot 2,225 \cdot 0,35 =$	1,947 t/ml
--------------------------------	--	------------

Poids du hourdis sur l'entretoise :	$g'h = 2,50 \cdot 0,20 \cdot 0,85 =$	0,425 t/ml
-------------------------------------	--------------------------------------	------------

Poids du revêtement sur l'entretoise :	$g'r = 2,20 \cdot 0,03 \cdot 0,85 =$	0,056 t/ml
--	--------------------------------------	------------

$g_1 = g_{en} + g'h + g'r =$	2,428 t/ml
------------------------------	------------

■ Charges triangulaires :

Poids propre du hourdis :	$g_h = 1 \cdot 2,50 \cdot 0,20 \cdot 1,325 =$	0,663 t/ml
---------------------------	---	------------

Poids propre du revêtement :	$g_r = 1 \cdot 2,20 \cdot 0,03 \cdot 1,325 =$	0,087 t/ml
------------------------------	---	------------

$g_2 = g_h + g_r =$	0,750 t/ml
---------------------	------------



V.2.1.2. Charges d'exploitation :

Pour la justification des éléments du tablier (cas des entretoises), le seul système à considérer est le système de surcharge B.

- Surcharge B_c : convoi de 30 t ;
- Surcharge B_e : essieu de 20 t ;
- Surcharge B_r : roue isolée de 10 t.

V.2.2. Entretoises intermédiaires :

V.2.2.1. Charges permanentes :

- Charges uniformément réparties :

Poids propre de l'entretoise :	$g_{en} = 2,50. 2,225. 0,35 =$	1,947 t/ml
--------------------------------	--------------------------------	------------

Poids du hourdis sur l'entretoise :	$g'h = 2,50. 0,20. 0,35 =$	0,175 t/ml
-------------------------------------	----------------------------	------------

Poids du revêtement sur l'entretoise :	$g'r = 2,20. 0,03. 0,35 =$	0,023 t/ml
--	----------------------------	------------

$g_1 = g_{en} + g'h + g'r =$	2,145 t/ml
------------------------------	------------

- Charges bitriangulaires :

Poids propre du hourdis :	$g_h = 2. 2,50. 0,20. 1,325 =$	1,325 t/ml
---------------------------	--------------------------------	------------

Poids propre du revêtement :	$g_r = 2. 2,20. 0,03. 1,325 =$	0,175 t/ml
------------------------------	--------------------------------	------------

$g_2 = g_h + g_r =$	1,500 t/ml
---------------------	------------

V.2.2.2. Charges d'exploitation :

- Surcharge B_c : convoi de 30 t ;
- Surcharge B_e : essieu de 20 t ;
- Surcharge B_r : roue isolée de 10 t.

V.3. Coefficient de Majoration Dynamique :

Le coefficient de majoration dynamique est égal à celui trouvé dans le calcul des dalles, alors $\delta = 1,374$



V.4. Calcul des sollicitations :

V.4.1. Le moment fléchissant :

V.4.1.1. Les moments à mi-travée M_0 :

- Moments dû aux Charges permanentes :

$$M_{0,g1} = \frac{g_1 \cdot l_2^2}{8} \quad [\text{t.m}]$$

$$M_{0,g2} = \frac{g_2 \cdot l_2^2}{12} \quad [\text{t.m}]$$

$$M_{0,g} = M_{0,g1} + M_{0,g2} \quad [\text{t.m}]$$

- Moment dû aux Charges d'exploitation :

Pour la détermination du moment en travée, on applique le théorème de la LI.

Dans une section (Σ) d'abscisse x , la LI du moment fléchissant de l'appui est donnée

$$\text{par : } M(x, \alpha) = \alpha \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad \text{si } \alpha \leq x$$

$$M(x, \alpha) = x \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right) \quad \text{si } \alpha > x$$

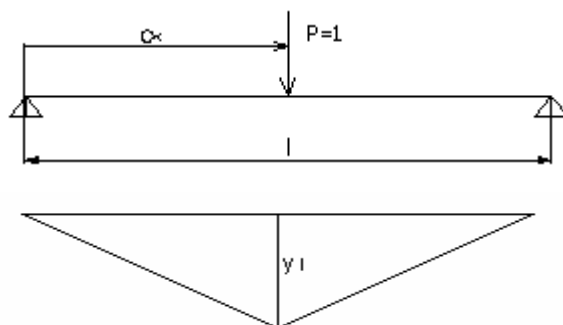


Figure 19 : LI du moment fléchissant

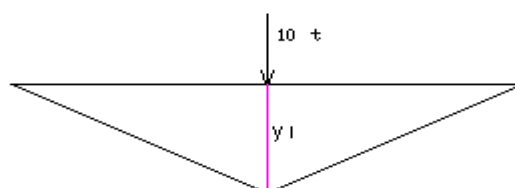


Figure 20 : LI du moment fléchissant sous la surcharge $B r$

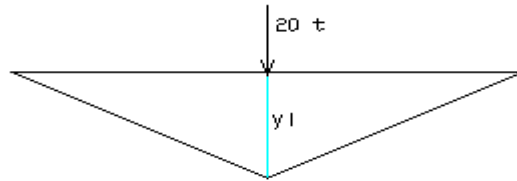


Figure 21 : LI du moment fléchissant sous la surcharge B_e

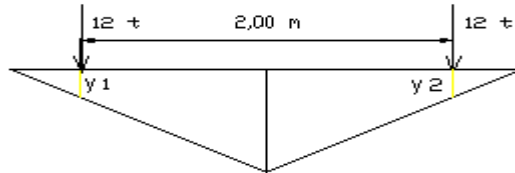


Figure 22 : Chargement de la LI du moment fléchissant par la charge B_{c30} .

Les moments à mi-travée sont obtenus à partir de la formule suivante : $M_{0,B} = \delta \cdot P \cdot \Sigma y_i$

y_i : ordonnée de la LI du moment fléchissant sous le système de charge considéré.

A la section (Σ) d'abscisse $x = \alpha = \frac{l_2}{2}$, l'ordonnée de la LI du moment fléchissant sera, avec : $l = l_2$:

$$\text{Pour } B_e \text{ et } B_r : y_{i(B_e)} = y_{i(B_r)} = \frac{l_2}{4}$$

$$\text{Pour } B_{c30}, \text{ on a : } y_{i1} = y_{i2} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{l_2}{2} - 1 \right)$$

V.4.1.2. Les moments aux appuis M_{app} :

C'est le cas des entretoises continus en deux travées.

Le moment aux appuis a pour expression : $M_{app} = -0,15 \cdot M_{0,B}$

V.4.1.3. Les moments fléchissant suivants les états limites :

On considère le système prépondérant, et on aura :

$$\text{à l'ELS : } M_{0,5} = M_{0,g} + 1,2 \cdot \max M_{0;B}$$

$$M_{app} = M_{app,g} + 1,2 \cdot \max M_{app}$$

$$\text{à l'ELU : } M_{0,5} = 1,35 \cdot M_{0,g} + 1,5 \cdot 1,07 \cdot \max M_{0;B}$$

$$M_{app} = 1,35 \cdot M_{app,g} + 1,5 \cdot 1,07 \cdot \max M_{app}$$



V.4.1.4. Application :

Tableau n° 35: Les moments dus aux Charges permanentes

	Entretoises d'about	Entretoises intermédiaires
$M_{0,g1} [t.m]$	2,620	2,413
$M_{0,g2} [t.m]$	0,562	1,125
$M_{0,g} [t.m]$	3,183	3,538

Tableau n° 36: Les moments dus aux Charges d'exploitation

	Système B _{c30}	Système B _e	Système B _r
$y_i [m]$	0,500	0,750	0,750
$M_{0,B} [t.m]$	8,244	20,610	10,305
$M_{app,B} [t.m]$	-1,237	-3,092	-1,546

Tableau n° 37: Les moments fléchissant à mi-travée et aux appuis

a mi-travée : $M_0 [t.m]$	E L S	27,915	28,270
	E L U	37,375	37,855
Aux appuis : $M_{app} [t.m]$	E L S	6,893	7,248
	E L U	9,259	9,739

V.4.2. L'effort tranchant :

V.4.2.1. Effort tranchant dû aux charges permanentes :

$$\text{Effort dû aux charges uniformément réparties : } V_{g1} = \frac{g_1 \cdot l_2}{2} \quad [t]$$

$$\text{Effort dû aux charges triangulaires : } V_{g2} = \frac{g_2 \cdot l_2}{4} \quad [t]$$

$$\text{Effort dû aux charges permanentes : } V_g = V_{g1} + V_{g2} \quad [t]$$

V.4.2.2. Effort tranchant dû charge d'exploitation :

Comme précédemment (cas des moments fléchissant du paragraphe précédent), on applique le théorème de la LI.

Dans une section (Σ) d'abscisse x, la LI de l'effort tranchant est donnée par :

$$V(x, \alpha) = -\frac{\alpha}{1} \quad \text{si } \alpha \leq x$$

$$V(x, \alpha) = 1 - \frac{\alpha}{1} \quad \text{si } \alpha > x$$

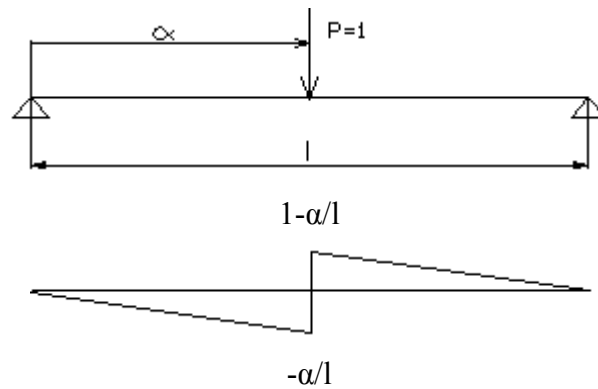
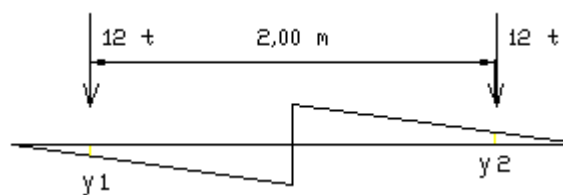


Figure 23 : LI de l'effort tranchant

Figure 24 : LI de l'effort tranchant sous la charge B_{c30} .

L'effort tranchant $V = \delta.P.\sum y_i$ [T]

y_i : ordonnée de la LI de l'effort tranchant sous le système de charge considéré.

Pour la détermination des ordonnées de la LI de l'effort tranchant, on procède de la même manière que celle de la LI du moment fléchissant)

V.4.2.3. Effort tranchant suivant les états limites :

On considère le système prépondérant, et on aura :

à l'ELS : $V = V_g + 1,2.\max \{ V_{Bc30} ; V_{Be} ; V_{Br} \}$

à l'ELU : $V = 1,35.V_g + 1,5.1,07.\max \{ V_{Bc30} ; V_{Be} ; V_{Br} \}$

V.4.2.4. Application :

Tableau n° 38 : Les efforts tranchant dus aux charges permanentes

		Entretoises d'about	Entretoises intermédiaires
Charges permanentes	V_{g1} [t]	2,30	2,07
	V_{g2} [t]	0,54	1,07
	V_g [t]	2,84	3,14

**Tableau n° 39 : Les efforts tranchant dus aux charges d'exploitation**

		Entretoises d'about	Entretoises intermédiaires
Système B _e	$y_{i(Be)} [m]$	0,50	0,50
	$V_{Be} [t]$	13,74	13,74
Système B _r	$y_{i(Br)} [m]$	0,50	0,50
	$V_{Br} [t]$	6,87	6,87
Système B _{c30}	$\Sigma y_{i(Be)} [m]$	1,00	1,00
	$V_{Bc} [t]$	16,49	16,49

Tableau n° 40 : Les efforts tranchant dans les entretoises

		Entretoises d'about	Entretoises intermédiaires
V [t]	E L S	22,62	22,92
	E L U	30,29	30,70

V.5. Dimensionnement des armatures :

Puisque la fissuration est préjudiciable, l'état limite déterminant pour le calcul des armatures est toujours l'ELS.

V.5.1. Les armatures longitudinales :Les paramètres de calcul :

$$\begin{aligned}
 h_0 &= 2,225 \text{ m} \\
 b_0 &= 0,35 \text{ m} \\
 d &= 2,00 \text{ m} \\
 Z_b &= 1,63 \text{ m} \\
 \sigma_{s, \max} &= 216 \text{ MPa} \\
 \sigma_{bc, \max} &= 18 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

A mi-travée :

$$\begin{aligned}
 M_{ser} &= 282700 \text{ N.m} \\
 \mu_{rb} &= 0,226 \\
 M_{rb} &= 5721506 \text{ [N.m]}
 \end{aligned}$$

$$\text{On a : } M_s < M_{rb}$$



$$\begin{aligned} A' &= 0 & : & \text{donc armature comprimée inutile} \\ A_{\text{ser}} &= 8,02 \text{ cm}^2 & & (\text{avec } \emptyset \geq 6 \text{ mm}) \end{aligned}$$

$$\text{D'où : } A = 8,04 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA } 16$$

Aux appuis :

$$M_s = 72480 \text{ N.m}$$

$$\begin{aligned} \mu_{\text{rb}} &= 0,226 \\ M_{\text{rb}} &= 5721506 \text{ N.m} \end{aligned}$$

$$\text{On a : } M_s < M_{\text{rb}}$$

$$\begin{aligned} A' &= 0 & : & \text{donc armature comprimée inutile} \\ A_s &= 2,06 \text{ cm}^2 & & (\text{avec } \emptyset \geq 6 \text{ mm}) \end{aligned}$$

$$\text{D'où : } A = 3,14 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA } 10$$

V.5.1.1. Vérification des contraintes :

La vérification se fait à l'ELS.

$$\text{Pour le béton : } \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0,60 \cdot f_{\text{c28}} = 18 \text{ MPa,}$$

$$\text{Pour l'acier : } \overline{\sigma}_s = \text{Min} \{ 2/3 f_e ; \max (f_e/2 ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{\text{t28}}}) \} = 216 \text{ MPa}$$

Les contraintes maximales dans le béton et les aciers sont :

$$\text{Contrainte maximale dans le béton comprimé : } \sigma_{\text{bc}} = K \cdot y_1$$

$$\text{Contrainte maximale dans l'acier tendu : } \sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$$

A mi- travée :

$$M_{\text{ser}} = 0,2827 \text{ MN.m}$$

$$y_1 = 33,86 \text{ cm}$$

$$I = 3791792,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 2,52 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 186,08 \text{ MPa} < 216 \text{ MPa}$$

Aux appuis :



$$\begin{aligned}M_s &= 0,07248 \text{ MN.m} \\ y_1 &= 37,86 \text{ cm} \\ I &= 4707367,87 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

$$\sigma_{bc} = 0,58 \text{ MPa} < = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 37,50 \text{ MPa} < = 216 \text{ MPa}$$

Conclusion : Les contraintes admissibles de l'acier et du béton des entretoises sont vérifiées. On peut alors retenir les sections choisies.

V.5.1.2. Pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

La section est rectangulaire, on a : $A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

$$\begin{aligned}\text{On a } b_0 &= 0,35 \text{ m} \\ d &= 2,00 \text{ m} \\ f_{t28} &= 2,4 \text{ Mpa} \\ f_e &= 400 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\text{d'où } A_{\min} = 9,67 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures longitudinales des entretoises intermédiaires et celles d'about, dans les deux sections, à mi-travée et aux appuis, on retient :

$$A = 2 \text{ HA } 16 + 2 \text{ HA } 20 = 10,30 \text{ cm}^2$$

V.5.2. Les armatures transversales :

V.5.2.1. Vérification des contraintes tangentes :

$$\text{On a une contrainte tangente : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\text{Soit : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (La fissuration est préjudiciable)}$$

C'est la contrainte tangente limite, pour les armatures d'âme droites.

On vérifiera si la contrainte tangentielle τ_u ne dépasse pas la limite $\bar{\tau}_u$.

Application :

Tableau n° 41 : calcul de vérification des contraintes tangentes dans les entretoises d'about et dans les entretoises intermédiaires

	Entretoises d'about	Entretoises intermédiaires
V_u [t]	30,29	30,70
τ_u [MPa]	0,43	0,44
[MPa]	3,91	3,91

Conclusion : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$: On peut adopter des armatures d'âme. Elles seront droites.

V.5.2.2. Les armatures d'âme :a. Le diamètre :

Le diamètre des armatures d'âme doit respecter la relation:

$$\emptyset_t [\text{mm}] \leq \min \{ \emptyset_l ; h/35 ; b_0/10 \}$$

b. Espacement des armatures d'âme :

$$\text{Soit } \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}}{0,9 [\sin \alpha + \cos \alpha]}$$

Avec : $k = 0$, car la fissuration est préjudiciable ;

$$f_{tj} = \min \{ f_{t28} ; 3,3 \text{ MPa} \} = f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ;$$

$\alpha = 90^\circ$, car les armatures d'âmes sont droites ;

$$\gamma_s = 1,15$$

c. Pourcentage minimal des armatures d'âme :

$$\text{Soit l'expression : } \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_e \geq 0,4 \text{ MPa}$$

d. Espacement maximal admissible :

L'espacement maximal des armatures d'âmes est donnée par :

$$\bar{S}_t = \min \{ 0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm} \} (A' \neq 0)$$

Application :

Tableau n° 42 : calcul des armatures d'âme



Caractéristiques des armatures d'âmes		Entretoises d'about
Diamètre	$\varnothing_t [\text{mm}] \leq$	20
	$\varnothing_t [\text{mm}] =$	14
Section	$A_t [\text{cm}^2] =$	2 HA 14 = 3,08 cm ²
Espacement	$S_t [\text{cm}] \leq$	24
	$S_t [\text{cm}] =$	20
Pourcentage minimal	$S_t [\text{cm}] \leq$	64
Espacement maximal admissible $S_t [\text{cm}] =$	$S_t [\text{cm}] =$	40

(Pour coudre deux fils)

Conclusion :

La valeur de l'espacement S_t est largement dépassé : $S_t = 20 \text{ cm} < 64 \text{ cm}$

Si on garde cette valeur de S_t , on a $S_t < \overline{S_t} = 40 \text{ cm}$.

D'où $S_t = 20 \text{ cm}$

V.5.2.3. Les armatures de peau :

Les armatures de peau sont nécessaires car la fissuration est préjudiciable. Adoptons alors des armatures de peau de 5 cm² par mètre de parement. Soit 10 HA 12 par parement, égale à 11,31 cm².



Chapitre VI : CALCUL DES POUTRES PRINCIPALES

VI.1. Inventaire de charges :

VI.1.1. Les charges permanentes :

VI.1.1.1. Ossatures résistantes :

Pour les poutres de rive :

Poids du hourdis	$g_h =$	1,375 [t/ml]
Poids propre de la poutre :	$g_{pp} =$	3,175 [t/ml]
Poids de l'entretoise	$g_{en} =$	0,054 [t/ml]
	$g_{os} =$	4,604 [t/ml]

Pour les poutres intermédiaire :

Poids du hourdis	$g_h =$	1,500 [t/ml]
Poids propre de la poutre :	$g_{pp} =$	3,175 [t/ml]
Poids de l'entretoise	$g_{en} =$	0,107 [t/ml]
	$g_{os} =$	4,782 [t/ml]

VI.1.1.2. Superstructure :

Poids du revêtement	$g_r =$	0,066 [t/m ²]
Poids du trottoir	$g_{tt} =$	0,375 [t/m ²]
Poids du garde-corps	$G_g =$	0,06 [t/ml]

VI.1.2. Les surcharges d'exploitation :

Portée de la travée est $l =$ 50 [m]

Surcharge $A(l) =$ 0,990 [t/m²]

Surcharge B B_{c30} 6_12_12 [t]
 $B_e : 20t$ 20 [t]
 $B_r : 10t$ 10 [t]

Surcharge de trottoir 0,150 [t/m²]

L'intensité du système A(l) est égale à : $A(l) = 350 + \frac{320000000}{l^3 + 60.l^2 + 225000}$ [kg/m²]

VI.2. Les coefficients de répartition transversale :



Pour la répartition des charges, on adopte la méthode de la structure hyperstatique sur appuis élastiques (SHAE).

Condition d'application :

$$\frac{b}{l} > 0,5$$

ou les poutres transversales (entretoises) sont suffisamment flexibles ;

ou pour la structure sans diaphragme, c'est-à-dire, les poutres principales sont rassemblées entre elles au niveau du hourdis.

l et b sont, respectivement, la distance entre axe des poutres et la largeur de la table.

La LI de la réaction de chaque poutre principale sera obtenue à partir du tableau en annexe en connaissant la valeur de α , un coefficient dépendant du rapport de rigidité des poutres et de l'ensemble de la structure transversale avec :

$$\alpha = \frac{d^3}{6.E.I'\Delta_p}$$

d : la distance entre axes des poutres ;

I' : est la rigidité linéaire de la structure transversale par un mètre linéaire de longueur de la superstructure. On a deux cas :

Pour la construction avec diaphragme (ou entretoise) : $I' = \frac{I}{a}$

Où : a : est la distance entre les entretoises ;

I est le moment d'inertie de l'entretoise ;

Pour la construction sans diaphragme, I' est le moment d'inertie du hourdis du tablier par un mètre linéaire de sa largeur ;

Δ_p est la flèche maximale de la poutre de l'appui élastique sous charge unitaire uniformément répartie suivant la longueur de sa travée considérée sans la répartition élastique par la structure transversale.

$$\Delta_p = \frac{5.p.l^4}{384.E.I_p}$$

I_p : est le moment d'inertie de la poutre principale par rapport à l'axe passant par son centre de gravité.



Les ordonnées de la LI à l'extrémité de la console :

Elle est donnée par : $R_{nc}^P = R_{n0}^P + d_c \cdot R_{n0}^M$

Avec

R_{n0}^P : la réaction d'appui de la poutre n°n sous la charge $P=1$, appliquée sur l'appui n°0 ;

R_{n0}^M : la réaction d'appui de la poutre n°n sous le moment fléchissant $M=1$ agissant sur l'appui extrême n° 0 ;

D_c : la longueur de la console.

La réaction de la poutre n°n sous la charge unitaire $P=1$ t, appliquée sur l'appui n°r :

Elle est déterminée par la formule : $R_{nr}^P = \frac{1}{D} (A_{0r} + A_{1r} \cdot \alpha + A_{2r} \cdot \alpha^2 + A_{3r} \cdot \alpha^3)$

La réaction de la poutre n°n sous la sollicitation $M=1$ tm, appliquée sur l'appui n° 0 :

Elle est obtenue avec : $R_{n0}^M = \frac{1}{D \cdot d} (B_0 + B_1 \cdot \alpha + B_2 \cdot \alpha^2 + B_3 \cdot \alpha^3)$

$$D = C_0 + C_1 \cdot \alpha + C_2 \cdot \alpha^2 + C_3 \cdot \alpha^3$$

A_i, B_i, C_i sont des coefficients numériques dépendant du nombre des travées transversales et du numéro de la partie sur laquelle est appliqué la charge.

Construction de la LI :

Dans notre cas, la superstructure ne présente pas de diaphragme sauf au niveau des appuis, les poutres principales sont rassemblées entre elles au niveau du hourdis. On adopte la méthode de la structure hyperstatique sur appuis élastiques (SHAE).

$$\text{On a : } \alpha = \frac{d^3}{6 \cdot E \cdot I' \cdot \Delta_p} \quad \text{et} \quad \Delta_p = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_p}$$

$$\text{D'où : } \alpha = \frac{64 \cdot d^3}{5 \cdot p \cdot l^4} \cdot \frac{I_p}{I'}$$

I' est le moment d'inertie du hourdis du tablier par ml de sa largeur $I' = b_0 \cdot e_h^3 / 12$

I_p : est le moment d'inertie de la poutre principale par rapport à l'axe passant par son centre de gravité.

$$\text{Avec } d = 2,75 \quad \text{m}$$



$$\begin{aligned}
 l &= 49,0 \quad \text{m} \\
 p &= 1,0 \quad \text{t/ml} \\
 I_p &= 139885849,6 \quad \text{cm}^4 \\
 I' &= 48600,0 \quad \text{cm}^4
 \end{aligned}$$

On a $\alpha = 0,13$

Par interpolation, on aura les ordonnées de la LI de réactions des poutres de rive et celle de la poutre intermédiaire.

Tableau n° 43: les ordonnées de la LI de la réaction des poutres

Ordonnées de la LI de la réaction des poutres			
Poutres de rives n° 0 et n°2		Poutre intermédiaire n°1	
R_{0Cg}^p	1,079	R_{1Cg}^p	0,259
R_{00}^p	0,846	R_{10}^p	0,307
R_{01}^p	0,307	R_{11}^p	0,384
R_{02}^p	-0,154	R_{12}^p	0,307
R_{0Cd}^p	-0,338	R_{1Cd}^p	0,259

Les ordonnées de la LI à l'extrémité de la console sont obtenues par :

$$R_{0Cg}^p = R_{00}^p + \frac{d_c}{d} \cdot dR_{00}^M$$

$$R_{0Cd}^p = R_{02}^p + \frac{d_c}{d} \cdot dR_{02}^M$$

$$R_{1Cg}^p = R_{1Cd}^p = R_{01}^p + \frac{d_c}{d} \cdot dR_{01}^M$$

Avec :

$$\begin{aligned}
 dR_{00}^M &= 0,561 \\
 dR_{10}^M &= -0,122 \\
 dR_{20}^M &= -0,439
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_c &= 1,25 \text{ m} \\
 d &= 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

R_0 est la réaction des poutres de rive n° 0 et n° 2 , R_1 celle de la poutre centrale n° 1.

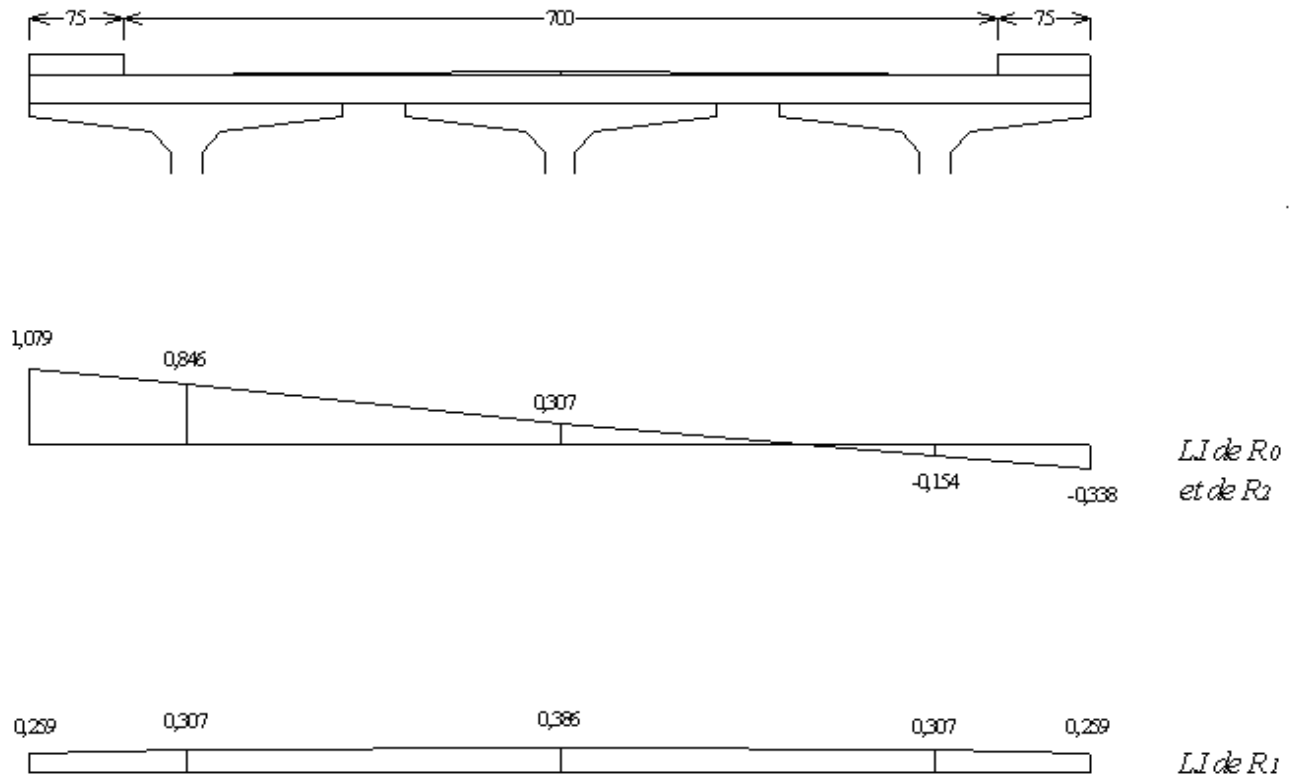


Figure 25: LI de la réaction des poutres de rive et de la réaction R_1 de la poutre centrale

VI.3. Les surcharges d'exploitation :

VI.3.1. Coefficient de répartition transversale :

Pour les charges concentrées : $\eta = 0,5 \cdot \sum y_i$

Pour les charges uniformément réparties : $\eta = \Omega$

y_i : ordonnée de la LI de la réaction de la poutre considérée sous la charge concentrée ;

Ω : aire de la partie de la LI sous la charge uniformément répartie.

Tableau n° 44 : Coefficient de répartition transversale

	ηB_e	ηB_r	ηB_{c30}	$\eta A(l)$	ηpo_g	ηpo_a
Poutres de rive	0,719	0,465	0,788	1,524	0,789	-0,232
Poutre intermédiaire	0,324	0,145	0,685	2,377	0,197	0,197

VI.3.2. Répartition des charges permanentes :



La poutre supporte une charge permanente égale à :

$$g = g_{os} + G_g \cdot (y_{gg} + y_{gd}) + g_r \cdot \Omega_r + g_{tt} \cdot (\Omega_{ttg} + \Omega_{ttt})$$

Avec :

y_{gg} , y_{gd} : ordonnées de la LI de la réaction considérée, respectivement à gauche et à droite, sous la charge du Parapet ;

Ω_r : aire d'une partie la LI sous la charge du revêtement ;

Ω_{ttg} , Ω_{ttt} : aire de la partie de la LI, à gauche et à droite, sous la charge du hourdis.

On a : $g = g_{os} + g_s$

La charge de l'ossature résistante : g_{os} [t/ml]

$g_{os} = 4,604$ t/ml (pour les poutres de rive) ;

$g_{os} = 4,782$ t/ml (pour les poutres intermédiaires).

La charge de la superstructure : $g_s = G_g \cdot (y_{gg} + y_{gd}) + g_r \cdot \Omega_r + g_{tt} \cdot (\Omega_{ttg} + \Omega_{ttt})$

Tableau n° 45 : Coefficient de répartition transversale

	y_{gg}	y_{gd}	Ω_r	Ω_{ttg}	Ω_{ttt}	g_s [t/ml]	g [t/ml]
Poutres de rive	1,138	-0,38	1,524	0,789	-0,232	0,355	4,959
Poutre intermédiaire	0,243	0,243	2,377	0,197	0,197	0,334	5,116

Les charges permanentes :

Poutres de rive : $g = 4,959$ t/ml ; $P = 242,99$ t

Poutre intermédiaire : $g = 5,141$ t/ml ; $P = 250,684$ t

On considèrera ensuite la poutre la plus sollicitée, donc la poutre intermédiaire.

VI.3.3. Le coefficient de majoration dynamique :

Le coefficient s'appliquant au système B est donnée par :

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

Application :



Longueur de la travée de calcul	$L = l =$	49 m
Charge B maximale	$S =$	60 t
Charge permanente totale	$G =$	250,68 t
Le coefficient de majoration	$\delta =$	1,071

VI.4. Calcul des sollicitations :

VI.4.1. Moment fléchissant :

On considère une section (Σ) d'abscisse x .

La LI du moment fléchissant dans cette section (Σ) de l'appui est donnée par :

$$M(x, \alpha) = \alpha \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad \text{si } \alpha \leq x$$

$$M(x, \alpha) = x \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right) \quad \text{si } \alpha > x$$

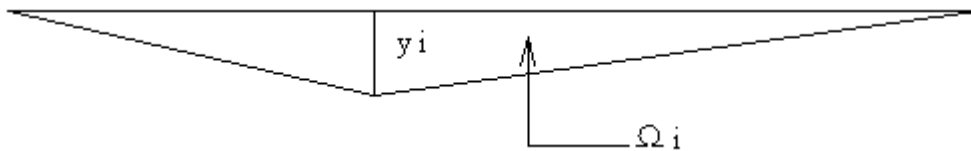


Figure 26: LI du moment fléchissant au point d'abscisse i

VI.4.1.1. Le moment fléchissant dû aux charges permanentes :

Le moment fléchissant dû aux charges permanentes est donné par : $M_g = M_{os} + M_s$

Moment dû au poids propre de la poutre : $M_{pp} = g_{pp} \cdot \Sigma \Omega$

Moment dû au poids propre du hourdis : $M_h = g_h \cdot \Sigma \Omega$

Moment dû aux autres poids de la superstructure:

$$M_s = G_{g \cdot (y_{g \cdot g} + y_{g \cdot d})} + g_r \cdot \Omega_1 + g_{tt} \cdot (\Omega_{2g} + \Omega_{2d})$$

$\Sigma \Omega$: aire de la LI du moment fléchissant relatif à la section considérée.

Tableau n° 46 : Moments fléchissant dus aux charges permanentes



x	$\Sigma \Omega$	M pp	M h	M s	M g
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,00	24,000	76,200	36,000	8,016	122,784
2,00	47,000	149,225	70,500	15,698	240,452
3,00	69,000	219,075	103,500	23,046	353,004
4,00	90,000	285,750	135,000	30,060	460,440
5,00	110,000	349,250	165,000	36,740	562,760
6,00	129,000	409,575	193,500	43,086	659,964
7,00	147,000	466,725	220,500	49,098	752,052
8,00	164,000	520,700	246,000	54,776	839,024
9,00	180,000	571,500	270,000	60,120	920,880
10,00	195,000	619,125	292,500	65,130	997,620
11,00	209,000	663,575	313,500	69,806	1 069,244
12,00	222,000	704,850	333,000	74,148	1 135,752
12,50	228,125	724,297	342,188	76,194	1 167,088
13,00	234,000	742,950	351,000	78,156	1 197,144
14,00	245,000	777,875	367,500	81,830	1 253,420
15,00	255,000	809,625	382,500	85,170	1 304,580
16,00	264,000	838,200	396,000	88,176	1 350,624
17,00	272,000	863,600	408,000	90,848	1 391,552
18,00	279,000	885,825	418,500	93,186	1 427,364
19,00	285,000	904,875	427,500	95,190	1 458,060
20,00	290,000	920,750	435,000	96,860	1 483,640
21,00	294,000	933,450	441,000	98,196	1 504,104
22,00	297,000	942,975	445,500	99,198	1 519,452
23,00	299,000	949,325	448,500	99,866	1 529,684
24,00	300,000	952,500	450,000	100,200	1 534,800
24,50	300,125	952,897	450,188	100,242	1 535,440

VI.4.1.2. Le moment fléchissant dû aux charges d'exploitation :

Ce moment est donné par : $M_q = \max. \{M_{A(l)}; M_{B_{c30}}; M_{B_e}; M_{B_r}\} + M_{p_o}$

Moment dû à la surcharge A(l) : $M_{A(l)} = A(l) \cdot \eta_{A(l)} \cdot \Sigma \Omega$

Moment dû à la surcharge B_{c30} : $M_{B_{c30}} = \beta_0 \cdot \delta \cdot \eta_{B_{c30}} \cdot \Sigma P_i \cdot y_i$

Avec β_0 un coefficient dépendant du nombre n_c de rangées de camions sur le tablier :

On a : $\beta_0 = 0,9$ pour $n_c = 2$;

$\beta_0 = 0,8$ pour $n_c = 3$;

$\beta_0 = 0,7$ pour $n_c \geq 4$.

Moment dû à la surcharge B_e : $M_{B_e} = \delta \cdot \eta_{B_e} \cdot P \cdot y_i$

Moment dû à la surcharge B_r : $M_{B_r} = \delta \cdot \eta_{B_r} \cdot P \cdot y_i$



Moment dû à la surcharge des trottoirs : $M_{po} = p_0 \cdot \eta_{po} \cdot \Sigma \Omega$

Cas d'un seul trottoir surchargé : $\eta_{po} = \eta_{pog}$

Cas de deux trottoirs surchargés : $\eta_{po} = \eta_{pog} + \eta_{pod}$

$\Sigma \Omega$: aire de la LI du moment fléchissant relatif à la section considérée ;

y_i : ordonnée de la LI du moment fléchissant à la section considérée sous la charge P_i en déplaçant les convois longitudinalement en va et vient jusqu'à ce qu'on ait les effets maximaux.

Tableau n° 47 : Moments fléchissant dus aux charges d'exploitation

x	$\Sigma \Omega$	M Al	M Bc30	M Be	M Br	M po	M q
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,00	24,000	56,478	33,077	15,576	5,021	1,418	57,896
2,00	47,000	110,602	64,538	30,502	9,832	2,778	113,380
3,00	69,000	162,373	94,385	44,780	14,435	4,078	166,451
4,00	90,000	211,791	122,615	58,409	18,828	5,319	217,110
5,00	110,000	258,855	149,230	71,389	23,012	6,501	265,356
6,00	129,000	303,567	174,230	83,719	26,986	7,624	311,191
7,00	147,000	345,925	197,614	95,401	30,752	8,688	354,613
8,00	164,000	385,930	219,382	106,434	34,308	9,692	395,622
9,00	180,000	423,581	239,536	116,818	37,655	10,638	434,219
10,00	195,000	458,880	258,316	126,553	40,793	11,525	470,404
11,00	209,000	491,825	276,449	135,638	43,722	12,352	504,177
12,00	222,000	522,417	292,968	144,075	46,441	13,120	535,537
13,00	234,000	550,656	307,870	151,863	48,952	13,829	564,485
14,00	245,000	576,541	321,158	159,002	51,253	14,480	591,021
15,00	255,000	600,074	332,830	165,492	53,345	15,071	615,144
16,00	264,000	621,253	342,886	171,333	55,228	15,602	636,855
17,00	272,000	640,079	351,327	176,525	56,901	16,075	656,154
18,00	279,000	656,551	358,152	181,068	58,366	16,489	673,040
19,00	285,000	670,671	363,362	184,962	59,621	16,844	687,514
20,00	290,000	682,437	368,411	188,206	60,667	17,139	699,576
21,00	294,000	691,850	374,024	190,802	61,504	17,375	709,225
22,00	297,000	698,909	378,023	192,749	62,131	17,553	716,462
23,00	299,000	703,616	380,406	194,047	62,550	17,671	721,287
24,00	300,000	705,969	381,173	194,696	62,759	17,730	723,699
24,50	300,125	706,263	382,142	194,777	62,785	17,737	724,001

Suivant les états limites :

à l'ELS : $M = M_g + 1,2 \cdot M_q$

à l'ELU : $M = 1,35 \cdot M_g + 1,5 \cdot 1,07 \cdot M_q$

Tableau n° 48 : Moments fléchissant de calcul

x	M g	M q	M ELS	M ELU
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000



1,00	122,784	57,896	192,259	258,681
2,00	240,452	113,380	376,507	506,584
3,00	353,004	166,451	552,745	743,709
4,00	460,440	217,110	720,972	970,055
5,00	562,760	265,356	881,188	1185,623
6,00	659,964	311,191	1033,393	1390,412
7,00	752,052	354,613	1177,587	1584,423
8,00	839,024	395,622	1313,771	1767,656
9,00	920,880	434,219	1441,943	1940,110
10,00	997,620	470,404	1562,105	2101,786
11,00	1069,244	504,177	1674,256	2252,683
12,00	1135,752	535,537	1778,397	2392,803
13,00	1197,144	564,485	1874,526	2522,143
14,00	1253,420	591,021	1962,645	2640,705
15,00	1304,580	615,144	2042,753	2748,489
16,00	1350,624	636,855	2114,850	2845,495
17,00	1391,552	656,154	2178,937	2931,722
18,00	1427,364	673,040	2235,012	3007,171
19,00	1458,060	687,514	2283,077	3071,841
20,00	1483,640	699,576	2323,131	3125,733
21,00	1504,104	709,225	2355,174	3168,847
22,00	1519,452	716,462	2379,206	3201,182
23,00	1529,684	721,287	2395,228	3222,739
24,00	1534,800	723,699	2403,239	3233,517
24,50	1535,440	724,001	2404,240	3234,864

VI.4.2. Effort tranchant :

On applique la méthode de la LI pour la construction de la LI de l'effort tranchant $T(x)$ dans une section (Σ) d'abscisse x de l'appui et à une position α par rapport à l'extrémité gauche de la poutre.

$$T(x, \alpha) = -\frac{\alpha}{l} \quad \text{si } \alpha \leq x \quad \text{et} \quad T(x, \alpha) = 1 - \frac{\alpha}{l} \quad \text{si } \alpha > x$$

$$\text{On a } T^+(\alpha, x) = 1 - \frac{x}{l} \quad \text{et} \quad T^-(\alpha, x) = -\frac{x}{l}$$

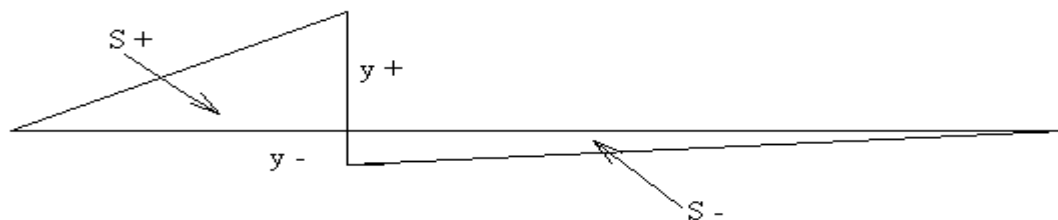


Figure 27: LI de l'effort tranchant au point d'abscisse i

VI.4.2.1. Effort dû aux charges permanentes :

$$T_g = g \cdot \Sigma S_{LI}$$

g : poids propre de la structure toute entière ;



ΣS_{LI} : somme algébrique des surfaces positives et négatives de la ligne d'influence de l'effort tranchant relatif à la section considérée.

VI.4.2.2. Effort dû aux surcharges d'exploitation :

Cet effort est donnée par : $T_q = \max. \{ T_{A(l)} ; T_{Bc30} ; T_{Be} ; T_{Br} \} + T_{po}$

Surcharge A (l) :

On charge indépendamment la partie positive et la partie négative de la LI de l'effort tranchant et on aura :

$$T_{A(l)}^+ = A(l) \eta_{A(l)} S^+$$

$$T_{A(l)}^- = A(l) \eta_{A(l)} S^-$$

$\eta_{A(l)}$: coefficient de répartition transversale de la surcharge A(l)

Surcharges B :

On charge indépendamment la partie positive et négative de la LI de l'effort tranchant :

$$\text{Surcharge } B_{c30} : T_{Bc30} = \delta \cdot \beta_0 \cdot \eta_{Bc30} \cdot \Sigma P_i \cdot y_i$$

$$\text{Surcharge } B_e : T_{Be} = \delta \cdot \eta_{Be} \cdot P \cdot y_i$$

$$\text{Surcharge } B_r : T_{Br} = \delta \cdot \eta_{Be} \cdot P \cdot y_i$$

Les surcharges de trottoir :

La partie positive et la partie négative de la LI de l'effort tranchant sont chargées indépendamment :

$$T_{po}^+ = p_o \cdot \eta_{po} \cdot S^+$$

$$T_{po}^- = p_o \cdot \eta_{po} \cdot S^-$$

Pour un seul trottoir surchargé : $\eta_{po} = \eta_{pog}$

Pour deux trottoirs surchargés : $\eta_{po} = \eta_{pog} + \eta_{pod}$

Suivant les états limites :

à l'ELS : $T = T_g + 1,2 \cdot T_q$

à l'ELU : $T = 1,35 \cdot T_g + 1,5 \cdot 1,07 \cdot T_q$



Tableau n° 49: Les efforts tranchants dans les différentes sections de la poutre.

x	0	2	3	4	6	8	10	12	14
LI +	1,000	0,959	0,939	0,918	0,878	0,837	0,796	0,755	0,714
LI -	0,000	-0,041	-0,061	-0,082	-0,122	-0,163	-0,204	-0,245	-0,286
S +	24,500	22,541	21,592	20,663	18,867	17,153	15,520	13,969	12,500
S -	0,000	-0,041	-0,092	-0,163	-0,367	-0,653	-1,020	-1,469	-2,000
T + g	125,34	115,32	110,46	105,71	96,53	87,76	79,40	71,47	63,95
T - g	0,00	-0,21	-0,47	-0,84	-1,88	-3,34	-5,22	-7,52	-10,23
T + AI	57,65	53,04	50,81	48,63	44,40	40,37	36,52	32,87	29,42
T - AI	0,00	-0,10	-0,22	-0,38	-0,86	-1,54	-2,40	-3,46	-4,71
T + Bc30	39,58	37,96	37,16	36,35	34,73	33,12	31,50	29,89	28,27
T - Bc30	0,00	-1,62	-2,42	-3,23	-4,85	-6,46	-8,08	-9,69	-11,31
T + Be	15,90	15,25	14,93	14,60	13,95	13,30	12,66	12,01	11,36
T - Be	0,00	-0,65	-0,97	-1,30	-1,95	-2,60	-3,24	-3,89	-4,54
T + Br	5,13	4,92	4,81	4,71	4,50	4,29	4,08	3,87	3,66
T - Br	0,00	-0,21	-0,31	-0,42	-0,63	-0,84	-1,05	-1,26	-1,46
T + po	1,45	1,33	1,28	1,22	1,12	1,01	0,92	0,83	0,74
T - po	0,00	0,00	-0,01	-0,01	-0,02	-0,04	-0,06	-0,09	-0,12
T + q	59,10	54,38	52,09	49,85	45,51	41,38	37,44	33,70	30,15
T - q	0,00	-0,10	-0,22	-0,39	-0,89	-1,58	-2,46	-3,54	-4,82
T _{ELS}	196,26	180,57	172,97	165,53	151,14	137,41	124,33	111,91	100,13
	0,00	-0,33	-0,74	-1,31	-2,94	-5,23	-8,17	-11,77	-16,02
T _{ELU}	264,07	242,95	232,73	222,72	203,36	184,88	167,29	150,57	134,73
	0,00	-0,44	-0,99	-1,76	-3,96	-7,04	-11,00	-15,84	-21,56



Tableau n° 50: Effort tranchant dans les différentes sections de la poutre[t]

x	16	18	20	22	24	24,5
LI +	1,000	0,959	0,939	0,918	0,878	0,837
LI -	0,000	-0,041	-0,061	-0,082	-0,122	-0,163
S +	24,500	22,541	21,592	20,663	18,867	17,153
S -	0,000	-0,041	-0,092	-0,163	-0,367	-0,653
T ⁺ g	125,34	115,32	23,64	22,62	20,66	18,78
T ⁻ g	0,00	-0,21	-0,10	-0,18	-0,40	-0,71
T ⁺ Al	57,65	53,04	50,81	48,63	44,40	40,37
T ⁻ Al	0,00	-0,10	-0,22	-0,38	-0,86	-1,54
T ⁺ Bc30	39,58	37,96	37,16	36,35	34,73	33,12
T ⁻ Bc30	0,00	-1,62	-2,42	-3,23	-4,85	-6,46
T ⁺ Be	15,90	15,25	14,93	14,60	13,95	13,30
T ⁻ Be	0,00	-0,65	-0,97	-1,30	-1,95	-2,60
T ⁺ Br	5,13	4,92	4,81	4,71	4,50	4,29
T ⁻ Br	0,00	-0,21	-0,31	-0,42	-0,63	-0,84
T ⁺ po	1,45	1,33	1,28	1,22	1,12	1,01
T ⁻ po	0,00	0,00	-0,01	-0,01	-0,02	-0,04
T ⁺ q	59,10	54,38	52,09	49,85	45,51	41,38
T ⁻ q	0,00	-0,10	-0,22	-0,39	-0,89	-1,58
T _{ELS}	196,26	180,57	86,14	82,44	75,27	68,43
	0,00	-0,33	-0,37	-0,65	-1,47	-2,61
T _{ELU}	264,07	242,95	115,51	110,54	100,94	91,77
	0,00	-0,44	-0,49	-0,87	-1,97	-3,49

VI.5. La précontrainte :

Tableau n° 51 : Caractéristiques géométriques de la section médiane

	B[cm 2]	v [cm]	v' [cm]	I [cm 4]	ρ
Poutre seule	12724	119,62	155,38	130388631,5	0,55
Poutre+hourdis	18737,50	105,18	189,82	195823792,3	0,52

VI.5.1. Quelques définitions :

Noyau central :

C'est la région à l'intérieur de laquelle doit se trouver le centre de pression pour que l'on n'ait aucune contrainte de traction.

Noyau limite :



Le noyau limite est la région à l'intérieure de laquelle doit se trouver le centre de pression pour que les contraintes dans les arrêts extrêmes restent comprises entre les limites prescrites : $\bar{\sigma} = 0.6 * f_{cj}$ (la résistance limite à la compression du béton en service), et $\bar{\sigma}' = 0$ (résistance limite à la traction du béton en service.).

Les fuseaux limites :

Afin d'éviter l'apparition de la traction sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes, et que la contrainte maximale reste inférieure ou égale à celle admissible, le tracé du câble moyen ou du câble équivalent doit se situer à l'intérieure des deux fuseaux limites :

- Première fuseau limite
- Deuxième fuseau limite.

Le câble équivalent ou câble moyen va servir de repère pour le tracé des câbles.

Fuseau de passage :

On appelle fuseau de passage de câble moyen ou du câble équivalent l'intersection entre les deux fuseaux limites. Le câble moyen doit se trouver dans le fuseau de passage.

VI.5.2. Vérification de la section du béton :

Résistance à la compression : $f_{c28} = 40$ MPa.

Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 3$ MPa.

Il faut déterminer si les sections pré dimensionnées vérifient la condition nécessaire suivante, avant de calculer la précontrainte :

$$\sup. \left(\frac{I}{v}; \frac{I}{v'} \right) \geq \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_1'}$$

Soit : $M_{\max} = M_g + 1,2.M_q = M_{ELS}$ (est le moment dû aux charges permanentes et surcharges)

$$M_{\min} = M_g$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

En phase de service : $\bar{\sigma}_{1,\max} = 0,6. f_{c28} = 24$ MPa



En phase de service : $\overline{\sigma'_{1,\min}} = -f_{t28} = -3 \text{ MPa}$

$$\frac{M_{\max} - M_{\min}}{\overline{\sigma_1} - \overline{\sigma_1}} = \frac{24904,240 - 1535,44}{2700} = 0,327 \text{ m}^3$$

On obtient, pour la section médiane : $\sup.\left(\frac{I}{v}; \frac{I}{v'}\right) = 1,09 \text{ m}^3$

Puisque la condition est bien vérifiée, alors les dimensions données aux poutres peuvent être gardées pour la suite de l'étude et on peut déterminer la force de précontrainte P.

VI.5.3. Détermination de la force de précontrainte :

Une section sous critique :

Une section est dite sous critique si la charge permanente est entièrement compensée par la précontrainte (le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage)

La précontrainte a pour expression : $P_1 = \frac{\Delta M}{c + c'} \quad [t]$

c [m] : limite supérieure du noyau centrale, $c = \rho.v$

c' [m] : limite inférieure du noyau centrale, $c' = \rho.v'$

Une section sur critique :

On dit qu'une section est sur critique si la charge permanente n'est pas entièrement compensée (à 80%).

On a : $P_2 = \frac{M_{\max}}{c + v' + d'} \quad [t]$

d' [m] : enrobage du câble de précontrainte, $d' = 0,05.h$

Il y aura donc lieu d'excentrer au maximum le câble, et on aura : $e_p = -(v' - d')$.

La force de précontrainte sur la section médiane :

Elle sera de : $P = \text{Sup.}(P_1 ; P_2) \quad [t]$

Application :



Type de câble choisi: 12 T 13

Tableau n° 52: calcul de la force de précontrainte sur la section médiane

$M_{\max}$ [t.m]	2404,24
$M_{\min}$ [t.m]	1535,44
ΔM [t.m]	868,80

c [m]	0,66
c' [m]	0,86
d' [m]	0,14

P_1 [t]	574,22
P_2 [t]	1023,17

P [t]	1023,17
---------	---------

Sur la section médiane, on a: $P = P_2 = 1023,17$ t

La section est dite sur critique, avec une excentricité égale à : $e_p = -1,42$ m

VI.5.4. Vérification de la force de précontrainte :

Pour la détermination du nombre de câbles nécessaires, il faut vérifier la force de précontrainte P . La condition ci- après doit, impérativement, être respectée.

$$P \leq B. \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\sigma_{1,\max} \cdot h}$$

$$B. \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\sigma_{1,\max} \cdot h} = 1,2724 \cdot 2400 - \frac{868,800}{0,55 \cdot 2,75} = 2479,35 \text{ t} \geq P$$

La condition est bien vérifiée.

VI.5.5. La contrainte initiale et la précontrainte de calcul :

La contrainte initiale :

Elle est donnée par : $\sigma_{sp}^0 = \min \{0,90.f_{peg} ; 0,80.f_{prg}\}$. [MPa]

La somme totale de chute et de perte de tension :

A court et à long terme, elle sera de l'ordre de : $\Sigma \Delta \sigma_{sp} = 0,20 \cdot \sigma_{sp}^0$. [MPa]

La valeur de la précontrainte de calcul de câble :

Après chute et perte de tension totale, elle est donnée par : $\sigma_{sp} = \sigma_{sp}^0 - \Sigma \Delta \sigma_{sp}$ [MPa]



$$\text{d'où } \sigma_{sp} = 0,80 \cdot \sigma_{sp}^o$$

Tableau n° 53: Calcul de la contrainte initiale et de la précontrainte de calcul

Contrainte élastique de garantie : f_{peg} [MPa]	1590
Contrainte de rupture de garantie : f_{prg} [MPa]	1810
Contrainte de vérinage initial: σ_{sp}^o [MPa]	1431
Somme totale de chute et de perte de tension : $\Sigma \Delta \sigma_{sp}$ [MPa]	286,2
La précontrainte de calcul de câble, après chute et perte de tension totale σ_{sp} [MPa]	1144,8

VI.5.6. Calcul des contraintes en service :

Sous poids propre de la poutre :

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_g = \frac{M_{pp} \cdot v}{I} \quad [\text{MPa}]$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma'_g = -\frac{M_{pp} \cdot v'}{I} \quad [\text{MPa}]$$

Sous précontrainte :

$$\text{On a : } \sigma'_p = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{e \cdot v'}{i^2} \right) \quad [\text{MPa}]$$

L'excentricité $e = e_p$ est négative en dessous du centre de gravité de la section résistante considérée.

Application :

Moment de la poutre seule	$M_{pp} =$	952,897 t.m
Moment d'inertie	$I =$	1,3039 m ⁴
	$I / v =$	1,090 m ³

Sous poids propre de la poutre :

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_g = \frac{M_{pp} \cdot v}{I} = \frac{952,897}{1,090} \cdot 0,01 = 8,74 \text{ MPa}$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma'_g = -\frac{M_{pp} \cdot v'}{I} = -\frac{952,897}{0,839} \cdot 0,01 = -11,39 \text{ MPa}$$

Sous précontrainte en service :



$$\sigma'_{\text{p}} = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{e \cdot v'}{i^2} \right) = \frac{1023,17}{1,2724} \left(1 - \frac{(-1,42) \cdot 1,5538}{1,0247} \right) * 0,01 = 25,51 \text{ MPa}$$

VI.5.7. Détermination du nombre de câble de précontrainte :

Pour ce présent type d'ouvrage, on procèdera en deux phases :

Phase 1 :

Dans une première phase de mise en tension, on ne tiendra compte que quelques groupes de câbles parmi les n- câbles.

Cette première phase consiste à tendre les câbles pendant la préfabrication de la poutre seule, les restes seront tendus pour la deuxième phase, qui se fait généralement après le lancement de la poutre.

Cette phase se fait lorsque le béton atteint son 7^e jours d'âge.

Phase 2 :

Dans cette phase, on procède à la mise en tension des câbles de la deuxième famille. Au 21^e jours d'âge du béton, on effectue la deuxième mise en tension, dans ce cas on reprend les actions supplémentaires.

La force de précontrainte normale d'un câble :

Elle est donnée par : $P_{\text{adm}} = \sigma_{\text{sp}} \cdot \Delta_{\text{cp}}$ [t]

où Δ_{cp} [m²] : la section nominale d'un câble.

Le nombre total de câbles nécessaires :

On détermine le nombre nécessaire de câbles à tendre par : $N = \frac{P}{P_{\text{adm}}}$

Tableau n° 54: Détermination du nombre de câble nécessaire

Section nominale d'un câble Δ_{cp} [mm ²]	1130
force de précontrainte normale d'un câble P_{adm} [t]	129,36
Nombre de câble nécessaire N	7,96

En total, on va tendre 8 câbles de 12 T 13.

Le nombre de câble à tendre à la première phase:



Cette phase se fait au 7^e jours d'âge du béton. Le nombre de câbles de première famille se calcule par :

$$\frac{n_1}{N} \cdot \sigma'_p \cdot 1.20 + \sigma'_g \leq 0.6 \cdot f_{c7}$$

n_1 est le nombre de câbles de première famille ;

n est le nombre total de câbles ;

σ_g est la contrainte maximale sous poids propre de la poutre ;

σ_p est la contrainte maximale due à la précontrainte en service.

$$\text{Avec } 0,60 \cdot \frac{7}{4,76 + 0,83 \cdot 7} \cdot 40 = 15,89 \text{ MPa ;}$$

$$3,83 \cdot n_1 - 11,39 \leq 15,89$$

$$n_1 \leq 7,13$$

On prend $n_1 = 5$

Nombre de câbles à tendre en deuxième famille :

On le note par n_2 et il sera obtenu par : $n_2 = N - n_1$

On obtient $n_2 = 8 - 5 = 3$

VI.6. Dispositions constructives des câbles :

Type de câble à considérer : 12T13

$$\begin{aligned} \text{Zone de relevage des câbles : } \frac{1}{4} \leq l_{\text{relevage}} \leq \frac{1}{3} \\ \cdot \quad 12,25 \leq l_{\text{relevage}} \leq 16,33 \end{aligned}$$

Angle de relevage des câbles : $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$.

Habituellement, on prend la valeur standard $\alpha = 24^\circ 15'$

Le nombre n_{rel} de câbles relevés arrêtés en travée :

Il est de l'ordre de 30 à 40% du nombre total de câbles.

Le nombre total de câbles est égale à 8,

d'où : $2,4 \leq n_{\text{rel}} \leq 3,2$; on prend $n_{\text{rel}} = 3$ câbles

L'espacement vertical entre les bouts des câbles : est de 10 à 30cm.



Il doit être au moins égale à 27cm, pour les câbles 12 T 13.

Les rayons de courbure des câbles de précontrainte :

On a les relations suivantes : $R \geq 800.\emptyset$

$$R_i = R_{i-1} + 1,2 [m]$$

($\emptyset$ est le diamètre d'un fil constituant le câble)

Pour les câbles 12T13, on a $\emptyset = 13\text{mm}$ et $R \geq 800.\emptyset = 10,4 \text{ m}$

Les conduits comportent une partie rectiligne au voisinage des ancrages d'une longueur $l' \geq 0,5 \text{ m}$.

Généralement, on prend $l' = 1 \text{ m}$

Espacement vertical des câbles :

- Avec une colonne de conduits, $e_v \geq \max. \{ \Phi ; 4 \text{ cm} \}$
- A deux colonnes de conduits : $e_v \geq \max. \{ 1,2.\Phi ; 4 \text{ cm} \}$

Avec Φ : diamètre d'encombrement maximal des conduits intéressés

Soit $\Phi = 71 \text{ mm}$ (diamètre d'encombrement de la gaine)

On n'a qu'une seule colonne de conduits, $e_v \geq \max \{ \Phi ; 4 \text{ cm} \} = 7,1 \text{ cm}$

Espacement horizontal :

- Le nombre de ligne de conduits est inférieur à 2 : $e_h = \Phi$;
- A deux lignes de conduits : $e_h = 1,5.\Phi$;
- A deux colonnes de conduits : $e_h = 1,5.\Phi$.

Avec une ligne de conduits, on a : $e_h = \Phi = 7,1 \text{ cm}$;

Distance des armatures de précontrainte aux parements :

Soit c cette distance, c'est la mesure minimale entre un conduit ou un paquet de conduits et un parement doit satisfaire.

$$c \geq \max. \left\{ \frac{3a}{4} ; \Phi ; d \right\} = \Phi = 7,1 \text{ cm}$$

(d est l'enrobage.)

L'ancrage des câbles :



L'ancrage des câbles 12T13 exige :

Une plaque d'ancrage de diamètre minimum : $D_a = 22.5 \text{ cm}$;

Un entraxe minimum des deux cônes : $d_a = 27 \text{ cm}$;

Une distance minimum de l'axe d'un cône à la paroi inférieure: $e_a = 18 \text{ cm}$.

On prend $D_a = 23 \text{ cm}$

$e_a = 30,5 \text{ cm}$.

VI.7. Tracé des câbles:

Pour le tracé des câbles, on aura à suivre les calculs suivants :

VI.7.1. Les paramètres de tracé des câbles :

La distance du point de relevage à l'about de la poutre, pour des poutres de longues portées est : $b_i = (0,3_0,4).l$

On a : $a_i = R_i.(1 - \cos \alpha_i)$

$b_i = c_i + d_i$

$c_i = l'.\cos \alpha_i$

$d_i = R_i.\sin \alpha_i$

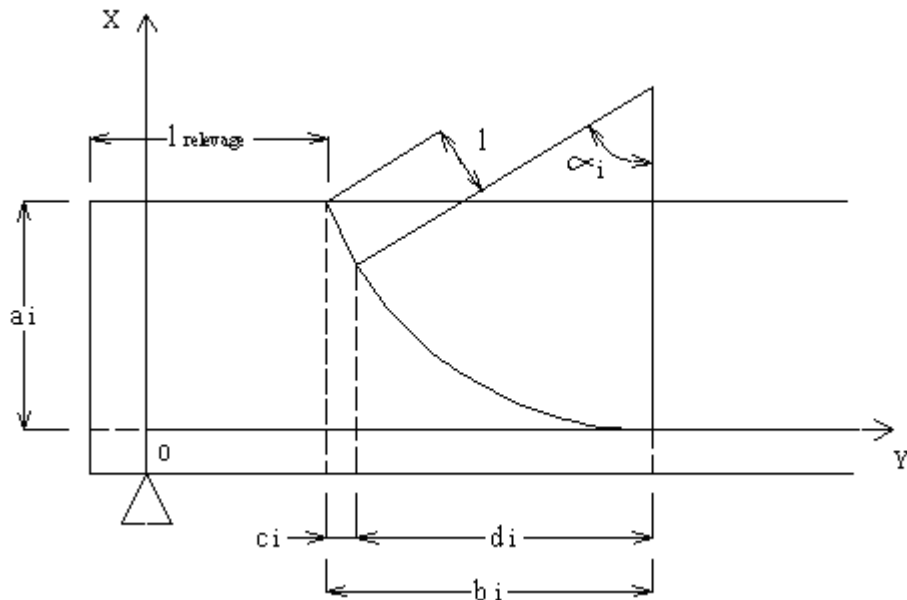


Figure 28 : Allure d'un tracé de câble

Tableau n° 55: Les paramètres de tracé des câbles

n° câbles	a_i [m]	R_i [m]	α_i [rad]	c_i [m]	d_i [m]	b_i [m]	$l_{relevage}$
-----------	-----------	-----------	------------------	-----------	-----------	-----------	----------------



1	0,42	18,90	0,210	0,978	3,94	4,917	0
2	0,95	17,70	0,328	0,947	5,71	6,653	0
3	1,48	16,50	0,426	0,911	6,82	7,730	0
4	2,01	15,30	0,518	0,869	7,57	8,441	0
5	2,54	14,10	0,609	0,820	8,07	8,886	0
6	2,75	12,90	0,421	0,913	5,27	6,185	4,20
7	2,75	11,70	0,421	0,913	4,78	5,694	8,20
8	2,75	10,50	0,421	0,913	4,29	5,204	12,70

VI.7.2. Calcul des coordonnées des câbles :

- Si $X < l_{\text{relevage}, i} - 0,20$ m : donc pas de câble ;

- Si $l_{\text{relevage}, i} - 0,2 \leq X < l_{\text{relevage}, i} - 0,2 + c_i$:

On aura l'équation suivante : $Y = - \operatorname{tg} \alpha_i \cdot X + e + a_i + (l_{\text{relevage}, i} - 0,20) \cdot \operatorname{tg} \alpha_i$

e : enrobage des câbles à mi-travée,

Pour les câbles de la première famille : $e = 10,7$ cm

Pour les câbles de la deuxième famille : $e = 25$ cm

- Si $l_{\text{relevage}, i} - 0,2 + c_i \leq X < l_{\text{relevage}, i} - 0,2 + b_i$, on a : $Y = e + y$

$$y = (1 - \cos \alpha_i) = R_i \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{x^2}{R_i^2}}\right)$$

$$x = l_{\text{relevage}, i} - 0,2 + c_i + d_i - X$$

- Si $l_{\text{relevage}} - 0,2 + b_i \leq X$, alors $Y = e$.

Tableau n° 56 : Coordonnées des câbles [m]

Abscisses [m]	-0,2	0	1	2	3	4	5
---------------	------	---	---	---	---	---	---



n° câbles							
1	0,525	0,482	0,479	0,306	0,188	0,124	0,107
2	1,055	0,987	0,971	0,679	0,450	0,281	0,170
3	1,585	1,494	1,457	1,064	0,744	0,492	0,305
4	2,115	2,001	1,457	1,064	0,744	0,492	0,305
5	2,645	2,506	2,389	1,796	1,307	0,911	0,600
6	-	-	-	-	2,75	1,338	0,948
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-

--	--	--	--	--	--	--	--

Abscisses [m] n° câbles	12,5	13	14	15	16	17	18
1	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107
2	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107
3	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107
4	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107
5	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107
6	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
7	0,311	0,271	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
8	2,75	2,636	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250



Abscisses [m] n° câbles n° câbles	6	7	8	9	10	11	12
	19	20	21	22	23	24	24,5
1	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107
2	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107
3	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107
4	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107
5	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107
6	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
7	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
8	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250

VI.7.3. Tracé du câble équivalent

Le câble équivalent passe par le centre de gravité des groupes de câbles de chaque section de la poutre. On détermine la position du câble par rapport à l'arête inférieure avec :

$$y_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n A_{cpi} \cdot y_i}{A_{cp}^T} \quad [m]$$

Dans le cas où on n'utilise qu'un seul type de câbles de même section, cette première formule se réduit à :

$$y_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad [m]$$

On obtient les résultats dans le tableau suivant :

Tableau n° 57 : Position du câble équivalent

Abscisses [m]	-0,2	0	1	2	3	4	5
y _{eq} [m]	1,585	1,494	1,351	0,982	1,031	0,606	0,406

Abscisses [m]	6	7	8	9	10	11	12
y _{eq} [m]	0,267	0,550	0,370	0,288	0,233	0,193	0,165

Abscisses [m]	12,5	13	14	15	16	17	18
y _{eq} [m]	0,481	0,461	0,161	0,161	0,161	0,161	0,161

Abscisses [m]	19	20	21	22	23	24	24,5
y _{eq} [m]	0,161	0,161	0,161	0,161	0,161	0,161	0,161

VI.7.4. Tracé des fuseaux :

VI.7.4.1. Les fuseaux limites :

Première fuseau limite :

- Bord inférieur du noyau limite : $e_i = -c' - \frac{M_{min}}{P} \quad [m]$



- Bord supérieur du fuseau limite : $e_s = c - \frac{M_{\max}}{P}$ [m]

Deuxième fuseau limite :

- Bord inférieur du noyau limite : $e_i = \left(1 - \frac{\bar{\sigma} \cdot B}{P}\right) \cdot c - \frac{M_{\min}}{P}$ [m]
- Bord supérieur du fuseau limite : $e_s = \left(\frac{\bar{\sigma} \cdot B}{P} - 1\right) \cdot c' - \frac{M_{\max}}{P}$ [m]

$M_{\max}$ [t/m²] : le moment maximum en service ;

$M_{\min}$ [t/m²] : le moment dû au poids de la poutre seule.

B [m²] : aire de la section complète

Tableau n° 58 : Fuseaux limites

Sections	$M_{\min}$ [t.m]	$M_{\max}$ [t.m]	1 ^{ère} fuseau limite		2 ^{ème} fuseau limite	
			e_{i1} [m]	e_{s1} [m]	e_{i2} [m]	e_{s2} [m]
0	0,000	0,000	-0,86	0,66	-1,31	1,71
2	240,452	376,507	-1,10	0,29	-1,54	1,34
3	353,004	552,745	-1,21	0,12	-1,65	1,17
4	460,440	720,972	-1,31	-0,04	-1,76	1,00
6	659,964	1 033,393	-1,51	-0,35	-1,95	0,70
8	839,024	1 313,771	-1,68	-0,62	-2,13	0,42
10	997,620	1 562,105	-1,84	-0,87	-2,28	0,18
12	1 135,752	1 778,397	-1,97	-1,08	-2,42	-0,03
14	1 253,420	1 962,645	-2,09	-1,26	-2,53	-0,21
16	1 350,624	2 112,850	-2,18	-1,41	-2,63	-0,36
18	1 427,364	2 235,012	-2,26	-1,52	-2,70	-0,48
20	1 483,640	2 323,131	-2,31	-1,61	-2,76	-0,56
22	1 519,452	2 379,206	-2,35	-1,67	-2,79	-0,62
24	1 534,800	2 403,239	-2,36	-1,69	-2,81	-0,64
24,5	1 535,440	2 404,240	-2,36	-1,69	-2,81	-0,64

VI.7.4.2. Le fuseau de passage :

Tableau n° 59 : Vérification du tracé du câble équivalent par rapport au fuseau de passage

Sections	Fuseau de passage		Excentricité du câble équivalent % cdg de la section [m]
	Bord inférieur	Bord supérieur	
0	-0,86	1,71	-0,06
2	-1,10	1,34	-0,57
3	-1,21	1,17	-0,52
4	-1,31	1,00	-0,95
6	-1,51	0,70	-1,29
8	-1,68	0,42	-1,18
10	-1,84	0,18	-1,32



12	-1,97	-0,03	-1,39
14	-2,09	-0,21	-1,39
16	-2,18	-0,36	-1,39
18	-2,26	-0,48	-1,39
20	-2,31	-0,56	-1,39
22	-2,35	-0,62	-1,39
24	-2,36	-0,64	-1,39
24,5	-2,36	-0,64	-1,39

Ce tableau montre que le câble équivalent se situe à l'intérieur du fuseau de passage le long de la poutre.

VI.8. Calcul des pertes et chutes de tension :

VI.8.1. Les pertes de tension instantanées :

Ce sont des pertes de précontrainte qui se produisent :

- ✓ juste après la mise en tension des câbles et le transfert de précontrainte (c'est-à-dire, injection de coulis de libération de vérins, après durcissement des coulis) ;
- ✓ juste après une variation de précontrainte.

VI.8.1.1. Pertes de tension par frottement de l'armature :

La tension, après perte par frottement dans un câble, entre les ancrages :

Elle est donnée par : $\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{po} \cdot e^{-(f \cdot \alpha - \varphi \cdot x)}$ [MPa]

f [rad⁻¹] : coefficient de frottement en courbe (dans notre cas, $f = 0,18$ rad⁻¹) ;

φ [m⁻¹] : coefficient de frottement en ligne, dans notre cas, ($\varphi = 0,003$ m⁻¹) ;

α [rad⁻¹] : la déviation angulaire du câble sur la distance x ;

La perte de tension par frottement est : $\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{po} - \sigma_{\varphi}(x)$ [MPa]

Application :

Tableau n° 60 : Tension obtenue avec un câble de précontrainte, après pertes de tension dues au frottement : $\sigma_{\varphi}(x)$ [MPa]

Abscisses [m] n° câbles	-0,2	0	1	2	3	4	5
1	1431	1377,9	1373,8	1369,7	1365,6	1361,5	1357,4
2	1431	1348,9	1344,9	1340,9	1336,9	1332,9	1328,9
3	1431	1325,4	1321,4	1317,4	1313,5	1309,6	1305,6
4	1431	1303,7	1299,7	1295,8	1291,9	1288,1	1284,2
5	1431	1282,4	1278,6	1274,8	1270,9	1267,1	1263,3
6	-	-	-	-	1431	1310,7	1306,8
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-



Abscisses [m] n° câbles	6	7	8	9	10	11	12
1	1353,3	1349,3	1345,2	1341,2	1337,2	1333,2	1329,2
2	1324,9	1320,9	1317,0	1313,0	1309,1	1305,2	1301,3
3	1301,7	1297,8	1293,9	1290,1	1286,2	1282,3	1278,5
4	1280,4	1276,5	1272,7	1268,9	1265,1	1261,3	1257,5
5	1259,5	1255,8	1252,0	1248,3	1244,5	1240,8	1237,1
6	1302,9	1299,0	1295,1	1291,2	1287,4	1283,5	1279,7
7	-	-	1431	1291,2	1287,4	1283,5	1279,7
8	-	-	-	-	-	-	-

Abscisses [m] n° câbles	12,5	13	14	15	16	17	18
1	1327,2	1325,2	1321,2	1317,3	1313,3	1309,4	1305,5
2	1299,3	1297,4	1293,5	1289,6	1285,7	1281,9	1278,0
3	1276,6	1274,7	1270,9	1267,1	1263,3	1259,5	1255,7
4	1255,6	1253,7	1250,0	1246,2	1242,5	1238,8	1235,1
5	1235,2	1233,4	1229,7	1226,0	1222,3	1218,7	1215,0
6	1277,7	1275,8	1272,0	1268,2	1264,4	1260,6	1256,8
7	1277,7	1275,8	1272,0	1268,2	1264,4	1260,6	1256,8
8	1431	1275,8	1272,0	1268,2	1264,4	1260,6	1256,8

Abscisses [m] n° câbles	19	20	21	22	23	24	24,5
1	1301,6	1297,7	1293,8	1289,9	1286,0	1282,2	1280,3
2	1274,2	1270,4	1266,6	1262,8	1259,0	1255,2	1253,4
3	1251,9	1248,2	1244,4	1240,7	1237,0	1233,3	1231,5
4	1231,4	1227,7	1224,0	1220,3	1216,7	1213,0	1211,2
5	1211,4	1207,7	1204,1	1200,5	1196,9	1193,3	1191,5
6	1253,1	1249,3	1245,6	1241,8	1238,1	1234,4	1232,6
7	1253,1	1249,3	1245,6	1241,8	1238,1	1234,4	1232,6
8	1253,1	1249,3	1245,6	1241,8	1238,1	1234,4	1232,6

Application :

Tableau n° 61 : La perte de tension par frottement $\Delta\sigma_{\phi}(x)$ [MPa]

Abscisses [m] n° câbles	-0,2	0	1	2	3	4	5
1	0	53	57	61	65	70	74
2	0	82	86	90	94	98	102
3	0	106	110	114	118	121	125
4	0	127	131	135	139	143	147
5	0	149	152	156	160	164	168
6	-	-	-	-	0	120	124
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-

Abscisses [m] n° câbles	6	7	8	9	10	11	12
----------------------------	---	---	---	---	----	----	----



1	77,7	81,7	85,8	89,8	93,8	97,8	101,8
2	106,1	110,1	114,0	118,0	121,9	125,8	129,7
3	129,3	133,2	137,1	140,9	144,8	148,7	152,5
4	150,6	154,5	158,3	162,1	165,9	169,7	173,5
5	171,5	175,2	179,0	182,7	186,5	190,2	193,9
6	128,1	132,0	135,9	139,8	143,6	147,5	151,3
7	-	-	0,0	139,8	143,6	147,5	151,3
8	-	-	-	-	-	-	-

Abscisses [m] n° câbles	12,5	13	14	15	16	17	18
1	103,8	105,8	109,8	113,7	117,7	121,6	125,5
2	131,7	133,6	137,5	141,4	145,3	149,1	153,0
3	154,4	156,3	160,1	163,9	167,7	171,5	175,3
4	175,4	177,3	181,0	184,8	188,5	192,2	195,9
5	195,8	197,6	201,3	205,0	208,7	212,3	216,0
6	153,3	155,2	159,0	162,8	166,6	170,4	174,2
7	153,3	155,2	159,0	162,8	166,6	170,4	174,2
8	0,0	155,2	159,0	162,8	166,6	170,4	174,2

Abscisses [m] n° câbles	19	20	21	22	23	24	24,5
1	129,4	133,3	137,2	141,1	145,0	148,8	150,7
2	156,8	160,6	164,4	168,2	172,0	175,8	177,6
3	179,1	182,8	186,6	190,3	194,0	197,7	199,5
4	199,6	203,3	207,0	210,7	214,3	218,0	219,8
5	219,6	223,3	226,9	230,5	234,1	237,7	239,5
6	177,9	181,7	185,4	189,2	192,9	196,6	198,4
7	177,9	181,7	185,4	189,2	192,9	196,6	198,4
8	177,9	181,7	185,4	189,2	192,9	196,6	198,4

VI.8.1.2. Perte de tension due à l'enfoncement du cône :

La perte de tension due à l'enfoncement du cône, appelée aussi perte de tension à l'ancrage, est due au glissement de l'armature par rapport à son ancrage.

Elle est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_a = \frac{\Delta L_1 + \Delta L_2}{l_i} \cdot E_p \quad [\text{MPa}]$$

ΔL_1 [m] : déplacement de la rondelle située entre l'ancrage et l'élément de précontrainte (béton), $\Delta L_1 = 1$ mm ;

ΔL_2 [m] : déformation propre de l'ancre, $\Delta L_2 = 1$ mm ;



E_p [MPa] : module d'élasticité longitudinale de l'armature de précontrainte ;

l_i [m] : longueur de l'armature de précontrainte.

Application :

Tableau n° 62 : Perte de tension par frottement [MPa]

n° câbles	l_i [m]	$\Delta\sigma_a$ [MPa]
1	50,10	7,6
2	50,31	7,6
3	50,60	7,5
4	50,96	7,5
5	51,40	7,4
6	42,09	9,0
7	34,06	11,2
8	25,03	15,2

VI.8.1.3. Pertes de tension par déformation instantanées du béton :

Les armatures de précontraintes sont liées au béton, par conséquent, elles vont subir la même déformation, et par suite, une perte de précontrainte. L'effet de la compression des armatures de précontrainte entraîne le raccourcissement du béton.

S'il s'agit d'un allongement on aura un gain ou surtension.

Phase 1 : mise en tension de la première famille des câbles, 7 jours après durcissement du béton.

Phase 2 : mise en tension de la deuxième famille des câbles, 14 jours après la mise en tension de la première famille des câbles.

La variation de contrainte au niveau d'un câble de précontrainte :

Si cette variation provient d'une action extérieure, appliquée après la mise en tension du câble considérée, on a :

$$\Delta\sigma_b(x) = \frac{M \cdot y}{I} \quad [\text{MPa}]$$

M est le moment fléchissant dû à cette action extérieure ;



y [m]: est l'excentricité du câble considéré par rapport au centre de gravité de la section résistante, au moment de l'application de l'action extérieure ;
 I [m⁴]: est le moment d'inertie de la section résistante considérée par rapport à son centre de gravité (section brute).

Si cette variation provient de la mise en tension des câbles de la deuxième famille, elle est donnée par :

$$\Delta\sigma_b(x) = \Sigma\sigma_{pi2} \cdot S \cdot \left(\frac{1}{A_2} + \frac{e \cdot y}{I_2} \right) \quad [\text{MPa}]$$

$\Sigma\sigma_{pi2}$ [MPa]: tension obtenue avec les câbles de la deuxième famille après pertes de tension due au frottement et à l'ancrage ;

S [m²] : section d'un câble ;

A_2 [m²] : aire de la section brute (poutre + hourdis) ;

I_2 [m⁴] : moment d'inertie de la section brute (poutre + hourdis) ;

e [m] : excentricité du câble fictif équivalent aux câbles de la deuxième famille.

La perte de précontrainte par déformation instantanée du béton :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = E_p \cdot \frac{\Delta\sigma_b(x)}{E_{bj}} \quad [\text{MPa}]$$

E_{bj} [MPa] : Module d'élasticité longitudinale du béton au moment de la variation de contrainte, $E_{bj} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}}$





Tableau n° 63 : Pertes de tension, par déformation instantanée du béton, dans le câble n° 1

Abscisse x [m]		0	2	3	4	6	8	10	12
Excentricité du câble n°1 % au CDG [m]	de la poutre seule	-1,07	-1,25	-1,37	-1,43	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45
	de la poutre+hourdis	-1,42	-1,59	-1,71	-1,77	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79
Variation de contrainte $\Delta\sigma$ [Mpa]	due à M_h	0,000	-0,674	-1,084	-1,481	-2,147	-2,730	-3,246	-3,695
	due à M_s	0,000	-0,128	-0,201	-0,272	-0,394	-0,501	-0,596	-0,678
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	0,000	0,000	1,303	3,666	5,062	11,238	11,149	11,189
Perte de précontrainte $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	due à M_h	0,000	-3,908	-6,281	-8,580	-12,441	-15,816	-18,806	-21,410
	due à M_s	0,000	-0,645	-1,016	-1,376	-1,991	-2,531	-3,009	-3,426
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	0,000	0,000	6,705	18,856	26,041	57,811	57,355	57,559

Abscisse x [m]		12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
Excentricité du câble n°1 % au CDG [m]	de la poutre seule	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45
	de la poutre+hourdis	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79
Variation de contrainte $\Delta\sigma$ [Mpa]	due à M_h	-3,797	-4,078	-4,394	-4,644	-4,827	-4,943	-4,993	-4,995
	due à M_s	-0,697	-0,739	-0,807	-0,852	-0,886	-0,907	-0,917	-0,917
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	17,493	15,521	15,507	16,586	16,487	16,388	16,291	16,266
Perte de précontrainte $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	due à M_h	-22,000	-23,628	-25,460	-26,907	-27,968	-28,643	-28,932	-28,945
	due à M_s	-3,520	-3,733	-4,074	-4,303	-4,475	-4,583	-4,629	-4,631
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	89,988	79,844	79,772	85,322	84,812	84,306	83,802	83,678



Tableau n° 64 : Pertes de tension, par déformation instantanée du béton, dans le câble n° 2

Abscisse x [m]		0	2	3	4	6	8	10	12
Excentricité du câble n°2 % au CDG [m]	de la poutre seule	-0,57	-0,87	-1,10	-1,27	-1,44	-1,45	-1,45	-1,45
	de la poutre+hourdis	-0,91	-1,22	-1,45	-1,62	-1,78	-1,79	-1,79	-1,79
Variation de contrainte $\Delta\sigma$ [Mpa]	due à M_h	0,000	-0,473	-0,876	-1,318	-2,134	-2,730	-3,246	-3,695
	due à M_s	0,000	-0,098	-0,170	-0,248	-0,392	-0,501	-0,596	-0,678
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	0,000	0,000	1,294	2,961	4,294	9,544	9,419	9,476
Perte de précontrainte $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	due à M_h	0,000	-2,740	-5,076	-7,637	-12,365	-15,816	-18,806	-21,410
	due à M_s	0,000	-0,494	-0,861	-1,254	-1,981	-2,531	-3,009	-3,426
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	0,000	0,000	6,658	15,230	22,088	49,099	48,455	48,749

Abscisse x [m]		12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
Excentricité du câble n°2 % au CDG [m]	de la poutre seule	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45
	de la poutre+hourdis	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79
Variation de contrainte $\Delta\sigma$ [Mpa]	due à M_h	-3,797	-4,078	-4,394	-4,644	-4,827	-4,943	-4,993	-4,995
	due à M_s	-0,697	-0,739	-0,807	-0,852	-0,886	-0,907	-0,917	-0,917
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	17,493	15,522	15,508	16,586	16,487	16,389	16,291	16,267
Perte de précontrainte $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	due à M_h	-22,000	-23,628	-25,460	-26,907	-27,968	-28,643	-28,932	-28,945
	due à M_s	-3,520	-3,733	-4,074	-4,303	-4,475	-4,583	-4,629	-4,631
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	89,990	79,846	79,775	85,325	84,814	84,308	83,805	83,681

Tableau n° 65 : Pertes de tension, par déformation instantanée du béton, dans le câble n° 3



Abscisse x [m]		0	2	3	4	6	8	10	12
Excentricité du câble n°3 % au CDG [m]	de la poutre seule	-0,06	-0,490	-0,810	-1,062	-1,37	-1,45	-1,45	-1,45
	de la poutre+hourdis	-0,40	-0,834	-1,154	-1,406	-1,72	-1,79	-1,79	-1,79
Variation de contrainte $\Delta\sigma$ [Mpa]	due à M_h	0,00	-0,265	-0,643	-1,099	-2,04	-2,73	-3,25	-3,69
	due à M_s	0,00	-0,067	-0,136	-0,216	-0,38	-0,50	-0,60	-0,68
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	0,000	0,000	1,288	3,130	4,873	11,207	11,117	11,156
Perte de précontrainte $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	due à M_h	0,000	-1,534	-3,724	-6,370	-11,804	-15,816	-18,806	-21,410
	due à M_s	0,000	-0,338	-0,686	-1,090	-1,908	-2,531	-3,009	-3,426
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	0,000	0,000	6,627	16,100	25,067	57,653	57,189	57,391

Abscisse x [m]		12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
Excentricité du câble n°3 % au CDG [m]	de la poutre seule	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45
	de la poutre+hourdis	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79
Variation de contrainte $\Delta\sigma$ [Mpa]	due à M_h	-3,80	-4,08	-4,64	-4,64	-4,83	-4,94	-4,99	-5,00
	due à M_s	-0,70	-0,74	-0,85	-0,85	-0,89	-0,91	-0,92	-0,92
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	17,460	15,491	15,477	16,553	16,454	16,356	16,258	16,234
Perte de précontrainte $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	due à M_h	-22,000	-23,628	-26,907	-26,907	-27,968	-28,643	-28,932	-28,945
	due à M_s	-3,520	-3,733	-4,303	-4,303	-4,475	-4,583	-4,629	-4,631
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	89,819	79,688	79,615	85,153	84,643	84,137	83,633	83,509

Tableau n° 66 : Pertes de tension, par déformation instantanée du béton, dans le câble n° 4



Abscisse x [m]		0	2	3	4	6	8	10	12
Excentricité du câble n°4 % au CDG [m]	de la poutre seule	0,45	-0,49	-0,81	-1,06	-1,37	-1,45	-1,45	-1,45
	de la poutre+hourdis	0,10	-0,83	-1,15	-1,41	-1,72	-1,79	-1,79	-1,79
Variation de contrainte $\Delta\sigma$ [Mpa]	due à M_h	0,000	-0,265	-0,643	-1,099	-2,037	-2,730	-3,246	-3,695
	due à M_s	0,000	-0,067	-0,136	-0,216	-0,378	-0,501	-0,596	-0,678
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	0,000	0,000	1,295	3,148	4,901	11,238	11,149	11,189
		0,000	0,000						
Perte de précontrainte $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	due à M_h	0,000	-1,534	-3,724	-6,370	-11,804	-15,816	-18,806	-21,410
	due à M_s	0,000	-0,338	-0,686	-1,090	-1,908	-2,531	-3,009	-3,426
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	0,000	0,000	6,662	16,192	25,211	57,811	57,355	57,559
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Abscisse x [m]		12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
Excentricité du câble n°4 % au CDG [m]	de la poutre seule	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45
	de la poutre+hourdis	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79
Variation de contrainte $\Delta\sigma$ [Mpa]	due à M_h	-3,797	-4,078	-4,644	-4,644	-4,827	-4,943	-4,993	-4,995
	due à M_s	-0,697	-0,739	-0,852	-0,852	-0,886	-0,907	-0,917	-0,917
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	17,493	15,521	15,507	16,586	16,487	16,388	16,291	16,266
Perte de précontrainte $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	due à M_h	-22,000	-23,628	-26,907	-26,907	-27,968	-28,643	-28,932	-28,945
	due à M_s	-3,520	-3,733	-4,303	-4,303	-4,475	-4,583	-4,629	-4,631
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	89,988	79,844	79,772	85,322	84,812	84,306	83,802	83,678

Tableau n° 67 : Pertes de tension, par déformation instantanée du béton, dans le câble n° 5



Abscisse x [m]		0	2	3	4	6	8	10	12
Excentricité du câble n°5 % au CDG [m]	de la poutre seule	0,95	0,24	-0,25	-0,64	-1,19	-1,43	-1,45	-1,45
	de la poutre+hourdis	0,61	-0,10	-0,59	-0,99	-1,53	-1,77	-1,79	-1,79
Variation de contrainte $\Delta\sigma$ [Mpa]	due à M_h	0,000	0,131	-0,196	-0,665	-1,759	-2,692	-3,246	-3,695
	due à M_s	0,000	-0,008	-0,070	-0,151	-0,337	-0,496	-0,596	-0,678
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	0,000	0,000	1,286	2,558	4,493	11,141	11,149	11,189
Perte de précontrainte $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	due à M_h	0,000	0,759	-1,134	-3,854	-10,195	-15,601	-18,806	-21,410
	due à M_s	0,000	-0,041	-0,351	-0,765	-1,700	-2,503	-3,009	-3,426
	due à la mise en tension	0,000	0,000	6,617	13,157	23,114	57,311	57,353	57,557
	câbles de la 2ème famille	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Abscisse x [m]		12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
Excentricité du câble n°5 % au CDG [m]	de la poutre seule	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45	-1,45
	de la poutre+hourdis	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79	-1,79
Variation de contrainte $\Delta\sigma$ [Mpa]	due à M_h	-3,797	-4,078	-4,644	-4,644	-4,827	-4,943	-4,993	-4,995
	due à M_s	-0,697	-0,739	-0,852	-0,852	-0,886	-0,907	-0,917	-0,917
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	17,493	15,521	15,507	16,586	16,486	16,388	16,290	16,266
Perte de précontrainte $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	due à M_h	-22,000	-23,628	-26,907	-26,907	-27,968	-28,643	-28,932	-28,945
	due à M_s	-3,520	-3,733	-4,303	-4,303	-4,475	-4,583	-4,629	-4,631
	due à la mise en tension câbles de la 2ème famille	89,986	79,842	79,770	85,320	84,810	84,304	83,800	83,676

Tableau n° 68 : Pertes de tension, par déformation instantanée du béton, dans le câble n° 6

Abscisse x [m]		0	2	3	4	6	8	10	12
Excentricité du câble n°6 % au CDG poutre + hourdis:[m]		-	-	0,85	-0,56	-1,25	-1,59	-1,65	-1,65
Variation de contrainte due à M_s : $\Delta\sigma$ [Mpa]		-	-	0,100	-0,086	-0,275	-0,446	-0,548	-0,624



Perte de précontrainte due à $M_s : \Delta \sigma_{pi}(x)$ [MPa]	-	-	0,516	-0,442	-1,414	-2,293	-2,820	-3,210
Abscisse x [m]	12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
Excentricité du câble n°6 % au CDG poutre + hourdis:[m]	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65
Variation de contrainte due à $M_s : \Delta \sigma$ [Mpa]	-0,641	-0,680	-0,742	-0,784	-0,815	-0,835	-0,843	-0,844
Perte de précontrainte due à $M_s : \Delta \sigma_{pi}(x)$ [MPa]	-3,299	-3,499	-3,818	-4,033	-4,194	-4,295	-4,339	-4,340

Tableau n° 69 : Pertes de tension, par déformation instantanée du béton, dans le câble n° 7

Abscisse x [m]	0	2	3	4	6	8	10	12
Excentricité du câble n°7 % au CDG poutre + hourdis:[m]	-	-	-	-	-	-0,17	-1,05	-1,52
Variation de contrainte due à $M_s : \Delta \sigma$ [Mpa]	-	-	-	-	-	-0,047	-0,349	-0,577
Perte de précontrainte due à $M_s : \Delta \sigma_{pi}(x)$ [MPa]	-	-	-	-	-	-0,243	-1,796	-2,970

Abscisse x [m]	12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
Excentricité du câble n°7 % au CDG poutre + hourdis:[m]	-1,59	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65
Variation de contrainte due à $M_s : \Delta \sigma$ [Mpa]	-0,618	-0,680	-0,742	-0,784	-0,815	-0,835	-0,843	-0,844
Perte de précontrainte due à $M_s : \Delta \sigma_{pi}(x)$ [MPa]	-3,177	-3,499	-3,818	-4,033	-4,194	-4,295	-4,339	-4,340

Tableau n° 70 : Pertes de tension, par déformation instantanée du béton, dans le câble n° 8

Abscisse x [m]	0	2	3	4	6	8	10	12
Excentricité du câble n°8 % au CDG poutre + hourdis:[m]	-	-	-	-	-	-	-	-
Variation de contrainte due à $M_s : \Delta \sigma$ [Mpa]	-	-	-	-	-	-	-	-
Perte de précontrainte due à $M_s : \Delta \sigma_{pi}(x)$ [MPa]	-	-	-	-	-	-	-	-

Abscisse x [m]	12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
Excentricité du câble n°8% au CDG poutre + hourdis:[m]	0,85	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65	-1,65
Variation de contrainte due à $M_s : \Delta \sigma$ [Mpa]	0,331	-0,680	-0,742	-0,784	-0,815	-0,835	-0,843	-0,844
Perte de précontrainte due à $M_s : \Delta \sigma_{pi}(x)$ [MPa]	1,705	-3,499	-3,818	-4,033	-4,194	-4,295	-4,339	-4,340



VI.8.1.4. Perte instantanée totale de tension du câble :

Les pertes instantanées par frottement, par renforcement du cône, par déformation du béton se produisent les unes à la suite des autres.

La perte instantanée totale, désignée aussi dans le BPEL par perte à la mise en œuvre, est définie comme suit :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\phi(x) + \Delta\sigma_a(x) + \Delta\sigma_{pi}(x) \quad [\text{MPa}]$$

Tableau n° 71 : La perte instantanée totale $\Delta\sigma_i(x)$ [MPa]

Abscisses [m] n° câbles	0	2	3	4	6	8	10	12
1	60,669	64,372	72,435	86,018	96,872	132,824	136,947	142,129
2	89,700	94,477	102,448	112,070	121,447	152,382	156,148	161,252
3	113,139	119,185	127,218	137,577	148,106	183,864	187,672	187,254
4	134,827	140,822	148,826	159,177	169,649	205,274	208,963	213,714
5	155,977	164,363	172,596	179,810	190,071	225,593	229,414	234,042
6	-	-	9,516	128,816	135,685	142,600	149,820	157,131
7	-	-	-	-	-	10,957	153,044	159,571
8	-	-	-	-	-	-	-	-

Abscisses [m] n° câbles	12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
1	175,865	169,840	175,499	187,229	193,296	199,770	206,647	208,430
2	203,760	197,610	203,102	214,668	220,570	226,880	233,596	235,338
3	219,597	209,625	223,648	236,743	242,511	248,689	255,272	256,982
4	247,343	240,997	244,553	257,536	263,181	269,236	275,697	277,376
5	267,641	261,203	264,637	277,499	283,024	288,960	295,302	296,952
6	158,964	164,497	171,787	179,136	186,493	193,866	201,251	203,100
7	161,282	166,697	173,987	181,336	188,693	196,066	203,451	205,300
8	16,905	170,697	177,987	185,336	192,693	200,066	207,451	209,300

VI.8.1.5. La tension au point i d'abscisse x, après perte de tension instantanée :

C'est la tension initiale probable dans un câble après les pertes instantanées. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi}(x) \quad [\text{MPa}]$$

$\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa] : la valeur totale des pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse x de l'armatures.

σ_{po} [MPa] : la contrainte de vérinage initiale.



Tableau n° 72 : La tension initiale probable dans un câble, après perte de tension instantanée : σ_{pi} [MPa]

Abscisses [m] n° câbles	0	2	3	4	6	8	10	12
1	1370,331	1366,628	1358,565	1344,982	1334,128	1298,176	1294,053	1288,871
2	1341,300	1336,523	1328,552	1318,930	1309,553	1278,618	1274,852	1269,748
3	1317,861	1311,815	1303,782	1293,423	1282,894	1247,136	1243,328	1243,746
4	1296,173	1290,178	1282,174	1271,823	1261,351	1225,726	1222,037	1217,286
5	1275,023	1266,637	1258,404	1251,190	1240,929	1205,407	1201,586	1196,958
6	-	-	1421,484	1302,184	1295,315	1288,400	1281,180	1273,869
7	-	-	-	-	-	1420,043	1277,956	1271,429
8	-	-	-	-	-	-	-	-

Abscisses [m] n° câbles	0	2	3	4	6	8	10	12
1	1370,331	1366,628	1358,565	1344,982	1334,128	1298,176	1294,053	1288,871
2	1341,300	1336,523	1328,552	1318,930	1309,553	1278,618	1274,852	1269,748
3	1317,861	1311,815	1303,782	1293,423	1282,894	1247,136	1243,328	1243,746
4	1296,173	1290,178	1282,174	1271,823	1261,351	1225,726	1222,037	1217,286
5	1275,023	1266,637	1258,404	1251,190	1240,929	1205,407	1201,586	1196,958
6	-	-	1421,484	1302,184	1295,315	1288,400	1281,180	1273,869
7	-	-	-	-	-	1420,043	1277,956	1271,429
8	-	-	-	-	-	-	-	-

VI.8.2. Les pertes différées de précontrainte (chute de tension différée de précontrainte):

Les pertes différées se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage et elles se produisent aussi simultanément.

VI.8.2.1. Les pertes différées par retrait :

La loi de variation du retrait du béton, dans le temps est :

$$r(t_o) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} \quad \text{avec} \quad r_m = \frac{B}{u}$$

r_m [m] : rayon moyen de la poutre

t_o [jours] : l'âge du béton à la mise en tension.

La perte totale par retrait :

$$\Delta\sigma_r(x) = \varepsilon_r \cdot [r(t) - r(t_o)] \cdot E_p \quad [\text{MPa}]$$

ε_r : retrait total du béton, (dans notre cas, $= 3 \cdot 10^{-4}$) ;

E_p : Module de déformation longitudinal, $E_p = 190000$ MPa.

Application :



Le rayon moyen de la poutre est $r_m = \frac{B}{u} = \frac{12724}{1042} = 12,21 \text{ cm}$

La mise en tension des câbles de la première famille s'effectue au 7^e jours d'âge du béton. Celle des câbles de la deuxième famille et la mise en place de la superstructure de l'ouvrage s'effectue au 21^e jours d'âge du béton.

Au temps infini, tous les câbles subissent la totalité des pertes dues au retrait.

- Au temps : $t = 7 \text{ j}$, on a : $r(t) = \frac{7}{7 + 9.12,21} = 0,060$
- Au temps $t = 21 \text{ j}$, on obtient : $r(t) = \frac{21}{21 + 9.12,21} = 0,160$
- Au temps infini, on a : $r(t) = 1$

Pour $t = 21 \text{ j}$, la perte de tension dans un câble de la première famille vaut :

$$\Delta\sigma_r(x) = 3.10^{-4} \cdot [0,160 - 0,060] \cdot 190000 = 5,7 \text{ MPa}$$

Au temps infini, la perte de tension dans un câble de la première famille vaut :

$$\Delta\sigma_r(x) = 3.10^{-4} \cdot [1 - 0,060] \cdot 190000 = 53,58 \text{ MPa}$$

Au temps infini, la perte de tension dans un câble de la deuxième famille vaut :

$$\Delta\sigma_r(x) = 3.10^{-4} \cdot [1 - 0,160] \cdot 190000 = 47,88 \text{ MPa}$$

VI.8.2.2. Perte de tension due à la relaxation des armatures :

$$\Delta\sigma_p(x) = 6.10^{-2} \cdot (\mu - \mu_0) \cdot \rho_{1000} \cdot \sigma_i \quad [\text{MPa}]$$

μ : la valeur prise égale à $\mu = \frac{\sigma_i}{f_{prg}}$

μ_0 : coefficient prise égale à 0,43 pour les armatures TBR ;

ρ_{1000} : valeur de la relaxation isotherme à 1000 heures en pourcentage d'une tension initiale égale à $0,7 \cdot f_{prg}$, $\rho_{1000} = 2,5$;

σ_i [MPa] : tension initiale probable dans un câble, après pertes instantanées,

$$\sigma_i(x) = \sigma_{po} - [\Delta\sigma_r(x) + \Delta\sigma_a(x) + \Delta\sigma_i(x)]$$

Application :

Tableau n° 73 : Perte de tension due à la relaxation des armatures $\Delta\sigma_p(x)$ [MPa]

Abscisses [m] n° câbles	0	2	3	4	6	8	10	12
1	67,233	66,632	65,331	63,164	61,454	55,930	55,310	54,535
2	62,582	61,830	60,583	59,093	57,655	53,015	52,461	51,714
3	58,928	58,001	56,777	55,216	53,647	48,456	47,916	47,975
4	55,629	54,730	53,540	52,017	50,494	45,449	44,939	44,285
5	52,486	51,261	50,069	49,034	47,576	42,666	42,150	41,529
6	-	-	75,769	56,535	55,500	54,465	53,393	52,317
7	-	-	-	-	-	75,522	52,918	51,960
8	-	-	-	-	-	-	-	-

Abscisses [m] n° câbles	12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
1	49,599	50,467	49,651	47,978	47,122	46,215	45,259	45,013
2	45,659	46,517	45,751	44,154	43,348	42,492	41,589	41,356
3	43,480	44,848	42,930	41,168	40,401	39,586	38,724	38,501
4	39,763	40,602	40,131	38,429	37,698	36,919	36,095	35,882
5	37,124	37,954	37,510	35,867	35,170	34,426	33,638	33,434
6	52,048	51,241	50,185	49,130	48,083	47,042	46,009	45,751
7	51,710	50,922	49,869	48,816	47,771	46,733	45,702	45,446
8	74,509	50,343	49,295	48,247	47,207	46,174	45,148	44,892

VI.8.2.3. Chute de tension due au fluage du béton :

Le fluage du béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une contrainte permanente. Comme pour le retrait, les câbles étant ancrés sur le béton, ils vont subir les mêmes déformations, par suite une diminution de leur tension. La perte de tension provient de la déformation du béton par fluage.

La contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen :

Cette contrainte est obtenue à la mise en tension des câbles de la deuxième famille :

$$\sigma_M(x) = \frac{(M_{pp} + M_h) \cdot e_p}{I_2} + \sum \sigma_{pi}(x) \cdot A_{cp} \cdot \left(\frac{1}{B_2} + \frac{e_p^2}{I_2} \right)$$

A_{cp} [m²] : section d'armature de câble ;

A_2, I_2 : les caractéristiques de la section brute {poutre+hourdis} ;

e_p [m] : excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité de la section brute {poutre+hourdis} ;

La contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen :



Lorsque toutes les pertes différées se sont produites, la contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen sera :

$$\sigma_b(x) = \frac{(M_{pp} + M_h + M_s) \cdot e_p}{I_2} + \left[\sum \sigma_{pi}(x) - \sum \Delta\sigma_d(x) \right] \cdot A_{cp} \cdot \left(\frac{1}{B_2} + \frac{e_p^2}{I_2} \right) \quad [\text{MPa}]$$

$$\Sigma\Delta\sigma_d(x) = \Sigma\Delta\sigma_r(x) + \Sigma\Delta\sigma_f(x) + 5/6 \cdot \Sigma\Delta\sigma_p(x) \quad [\text{MPa}]$$

$\Sigma\Delta\sigma_r(x)$: la somme des pertes de tension dues au retrait du béton ;

$\Sigma\Delta\sigma_f(x)$: la somme des pertes de tension due au fluage ;

$\Sigma\Delta\sigma_p(x)$: la somme des pertes de tension dues à la relaxation des aciers.

La chute de tension par fluage :

$$\Delta\sigma_f = (\sigma_b + \sigma_m) \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \quad [\text{MPa}]$$

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}]$$

Avec j : l'âge du béton à la mise en précontrainte. (on considère le fluage au jour de la mise en tension à 7 jours et celle à 21 jours.

Application :

Tableau n° 74 : Perte de tension due au fluage du béton $\Delta\sigma_f$ [MPa]

Abscisses [m]	0	2	3	4	6	8	10	12
σ_m [MPa]	4,6	6,1	6,8	9,3	11,4	11,4	11,5	11,2
$\Sigma\Delta\sigma_f$ [MPa]	253,2	331,7	369,2	500,3	596,8	597,4	595,6	571,6
$\Delta\sigma_f$ [MPa]	50,6	66,3	61,5	83,4	99,5	85,3	85,1	81,7

Abscisses [m]	12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
σ_m [MPa]	9,8	12,9	11,9	11,1	10,6	10,1	9,9	9,9
$\Sigma\Delta\sigma_f$ [MPa]	509,9	658,7	608,2	563,4	531,7	509,2	495,6	493,7
$\Delta\sigma_f$ [MPa]	63,7	82,3	76,0	70,4	66,5	63,6	62,0	61,7

VI.8.2.4. La chute différée totale de tension :



Les pertes différées par retrait, par fluage, par relaxation, sont calculées en considérant le phénomène comme indépendant, or ils se produisent simultanément et agissent les uns sur les autres.

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_r(x) + \Delta\sigma_f(x) + 5/6 \cdot \Delta\sigma_p(x) \quad [\text{MPa}]$$

Tableau n° 75 : Perte de tension due au fluage du béton $\Delta\sigma_d(x)$ [MPa]

Abscisses [m]	0	2	3	4	6	8	10	12
Abscisses [m] n° câbles	12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
1	208,1	223,3	217,4	237,5	252,2	233,4	232,7	228,6
2	206,5	219,3	218,8	234,8	249,2	230,6	230,3	226,7
3	203,2	216,5	215,6	230,7	245,1	229,5	228,5	223,6
4	198,4	213,1	207,2	226,2	240,6	224,0	223,7	218,1
5	198,3	210,6	204,9	223,9	237,4	221,8	221,5	216,1
6	196,1	215,4	208,7	220,7	234,3	219,1	219,1	213,8
7	208,5	226,5	219,3	212,8	208,0	204,3	201,8	201,5
8	208,3	226,2	219,0	212,5	207,8	204,0	201,5	201,0
8	227,3	225,7	218,5	212,1	207,3	203,5	201,1	200,6

VI.8.3. La tension finale probable :

La tension finale probable est donnée par :

$$\sigma_{p\infty}(x) = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_d(x) \quad [\text{MPa}]$$

Tableau n° 76 : La tension finale probable $\sigma_{p\infty}(x)$ [MPa]

Abscisses [m] n° câbles	0	2	3	4	6	8	10	12
1	1162,2	1143,3	1141,2	1107,5	1082,0	1064,8	1061,4	1060,3
2	1137,1	1117,2	1115,1	1084,8	1060,5	1047,7	1044,6	1043,5
3	1116,7	1095,7	1093,5	1062,5	1037,2	1020,0	1016,8	1020,6
4	1097,8	1076,8	1074,6	1043,6	1018,3	1001,1	998,0	997,2



5	1079,2	1056,2	1053,7	1025,5	1000,3	983,1	979,9	979,2
6	-	-	1195,4	1070,2	1048,1	1056,3	1050,1	1047,1
7	-	-	-	-	-	1170,3	1047,3	1045,0
8	-	-	-	-	-	-	-	-

Abscisses [m] n° câbles	12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
1	1048,6	1035,3	1036,7	1031,9	1030,5	1027,7	1023,2	1021,9
2	1024,0	1010,9	1012,3	1007,7	1006,3	1003,6	999,3	998,0
3	1010,0	1000,2	994,1	988,1	986,9	984,3	980,0	978,8
4	985,4	972,4	975,5	969,6	968,4	965,9	961,8	960,6
5	967,3	954,4	957,6	951,8	950,7	948,3	944,2	943,0
6	1063,5	1040,0	1039,9	1039,1	1036,5	1032,9	1027,9	1026,6
7	1061,5	1038,1	1038,0	1037,1	1034,5	1030,9	1026,0	1024,7
8	1186,8	1034,6	1034,5	1033,6	1031,0	1027,4	1022,5	1021,1

VI.9. Justification des contraintes normales :

La justification des contraintes normales est faite à l'ELS, et sera effectuée dans différentes sections de la poutre.

VI.9.1. Calcul des sections de référence :

On considère deux sections : section nette et section homogénéisée.

VI.9.1.1. Section nette :

Avec une section nette, on soustrait aux sections brutes les vides longitudinaux (ce sont vides dus aux gaines de précontrainte). On a :

- Aire de la section nette : $A_n = A_b - n_c \cdot \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4}$ [m²]

A_n [m²] : Aire de la section nette ;

A_b [m²] : Aire de la section brute ;

n_c : nombre de câbles de précontrainte au niveau de la section considérée;

Φ [mm] : diamètre d'une gaine, (dans notre cas, $\Phi = 71$ mm).

- Centre de gravité de la section nette (position par rapport à la fibre inférieure de la poutre).

$$v'_n = \frac{A_b \cdot v'_b + (A_n - A_b) \cdot v'_c}{A_n} \quad [m]$$

v'_c [m] : position du centre de gravité des câbles par rapport à la fibre inférieure de la poutre ;



v'_b [m] : position du centre de gravité de la section brute par rapport à la fibre inférieure de la poutre.

- Moment d'inertie de la section nette par rapport à son centre de gravité :

$$I_n = I_b + (v'_b - v'_n)^2 \cdot A_b - (v'_n - v'_c)^2 \cdot (A_n - A_b) \quad [m^4]$$

VI.9.1.2. Section homogénéisée :

En section homogénéisée, on ajoute aux sections nettes la section des armatures longitudinales de précontrainte, en affectant un coefficient d'équivalence.

- Aire de la section : $A_h = A_n + n \cdot n_c \cdot S$ [m²]

n : coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier de précontrainte, $n = 5$;

S [m²] : section d'un câble (dans notre cas, $S = 1130 \text{ mm}^2$).

- Centre de gravité de la section nette : $v'_h = \frac{v'_n \cdot A_n + n \cdot n_c \cdot S \cdot v'_c}{A_h}$ [m]

- Moment d'inertie de la section nette par rapport à son centre de gravité :

$$I_h = I_n + (v'_h - v'_n)^2 \cdot A_n + n \cdot n_c \cdot S \cdot (v'_h - v'_c)^2 \quad [m^4]$$

Tableau n° 77 : Caractéristiques de la section nette de la poutre seule

Abscisses [m]	0	2	3	4	6	8	10	12
A_n [m ²]	1,2526	1,2526	1,2486	1,2486	1,2486	1,2447	1,2447	1,2447
v'_n [m]	1,55	1,56	1,56	1,57	1,58	1,58	1,58	1,58
v_n [m]	1,20	1,19	1,19	1,18	1,17	1,17	1,17	1,17
I_n [m ⁴]	1,3040	1,3107	1,3108	1,3265	1,3455	1,3454	1,3555	1,3609

Abscisses [m]	12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
A_n [m ²]	1,2407	1,2407	1,2407	1,2407	1,2407	1,2407	1,2407	1,2407



v'_n [m]	1,58	1,59	1,59	1,59	1,59	1,59	1,59	1,59
v_n [m]	1,17	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
I_n [m ⁴]	1,3432	1,3702	1,3702	1,3702	1,3702	1,3702	1,3702	1,3702

Tableau n° 78 : Caractéristiques de la section nette de la poutre + hourdis

Abscisses [m]	0	2	3	4	6	8	10	12
A_n [m ²]	1,8539	1,8539	1,8499	1,8499	1,8499	1,8460	1,8460	1,8460
v'_n [m]	1,9025	1,9080	1,9093	1,9148	1,9191	1,9212	1,9232	1,9242
v_n [m]	0,8475	0,8420	0,8407	0,8352	0,8309	0,8288	0,8268	0,8258
I_n [m ⁴]	1,9615	1,9754	1,9768	1,9994	2,0239	2,0259	2,0385	2,0452

Abscisses [m]	12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
A_n [m ²]	1,8420	1,8420	1,8420	1,8420	1,8420	1,8420	1,8420	1,8420
v'_n [m]	1,9226	1,9281	1,9281	1,9281	1,9281	1,9281	1,9281	1,9281
v_n [m]	0,8274	0,8219	0,8219	0,8219	0,8219	0,8219	0,8219	0,8219
I_n [m ⁴]	2,0252	2,0588	2,0588	2,0588	2,0588	2,0588	2,0588	2,0588

Tableau n° 79 : Caractéristiques de la section homogénéisée : poutre+ hourdis

Abscisses [m]	0	2	3	4	6	8	10	12
A_h [m ²]	1,8822	1,8822	1,8838	1,8838	1,8838	1,8855	1,8855	1,8855
v'_h [m]	1,90	1,89	1,89	1,89	1,89	1,89	1,89	1,89
v_h [m]	0,85	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86
I_h [m ⁴]	1,9662	1,9992	2,0025	2,0564	2,1147	2,1191	2,1491	2,1650

Abscisses [m]	12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
A_h [m ²]	1,8872	1,8872	1,8872	1,8872	1,8872	1,8872	1,8872	1,8872
v'_h [m]	1,89	1,89	1,89	1,89	1,89	1,89	1,89	1,89



v_h [m]	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86
I_h [m ⁴]	2,1169	2,1966	2,1966	2,1966	2,1966	2,1966	2,1966	2,1966

VI.9.2. Calcul des contraintes normales :

VI.9.2.1. Les contraintes normales dues aux forces de précontraintes :

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma(x, v_n) = \frac{P}{A_n} + \frac{P \cdot e_{pn}}{I_n} \cdot v_n$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma'(x, -v'_n) = \frac{P}{A_n} - \frac{P \cdot e_{pn}}{I_n} \cdot v'_n$$

P est la force de précontrainte obtenue avec les câbles ;

e_{pn} [m] : est l'excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité de la section nette.

VI.9.2.2. Les contraintes normales dues aux effets des actions extérieures :

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma(x, v_n) = \frac{M \cdot v_n}{I_n} \quad \text{et} \quad \sigma(x, v_n) = \frac{M \cdot v_h}{I_h}$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma'(x, -v'_n) = \frac{M \cdot v'_n}{I_n} \quad \text{et} \quad \sigma'(x, -v'_n) = \frac{M \cdot v'_h}{I_h}$$



VI.9.3. Les différentes phases de justification :

Tableau n° 80 : Définition des phases de justification

Les étapes	Désignation	Section résistante	Actions à prendre en compte
Phase I	Au 7 ^e jours d'âge du béton : mise en tension des câbles de la première famille	Section nette de la poutre seule	Poids propre de la poutre Sollicitations dues aux câbles de la première famille après pertes instantanées : - rentrée d'ancrage - frottement
Phase II	Au 21 ^e jours d'âge du béton des poutres : juste après coulage de la dalle et des diaphragmes(entretoises).	Section nette de la poutre seule	Poids propre de la poutre. Poids propre du hourdis Sollicitations dues aux câbles de la première famille après pertes instantanées : - rentrée d'ancrage ; - frottement ; - déformation instantanée du béton due au hourdis.
Phase III	Après 28 jours de durcissement du béton de la poutre : après mise en tension des câbles de la deuxième famille	Section nette de la poutre + hourdis	Poids propre du tablier ; Précontraintes dues aux câbles de la première et deuxième famille après les pertes citées ci-après : - Pertes instantanées : <i>frottement</i> : première et deuxième famille des câbles ; <i>rentrée d'ancrage</i> : 1 ^{ère} et 2 ^e famille des câbles <i>déformation instantanée du béton</i> : mise en œuvre du hourdis et mise en tension des câbles de la 2 ^e famille



Tableau n° 81 : Définition des phases de justification (suite)

Les étapes	Désignation	Section résistante	Actions à prendre en compte
Phase III			- Pertes différées : <i>retrait</i> : à 28 jours pour les câbles de la 1 ^{ère} famille; <i>relaxation des aciers et fluage du béton</i> : on suppose que les câbles de la 1 ^{ère} famille ont effectué 25% de ces pertes. (Pour les câbles de la deuxième famille, les pertes différées ne sont pas encore manifestées)
Phase IV	Juste après la mise en place de la superstructure : la mise en place de la superstructure sera faite dès que les câbles de la 2 ^e famille seront mis en tension	Section nette de la poutre + hourdis	Les mêmes qu'en phase III + Déformation instantanée du béton, due à la superstructure, provoquant des pertes de tension dans les câbles des deux familles.
Phase V	Phase d'exploitation de l'ouvrage	Section du tablier complet	Poids propre de l'ouvrage ; Surcharges d'exploitation ; Forces de précontrainte des câbles après pertes de tension instantanées et différées.



VI.9.4. Les contraintes admissibles :

On a : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$,

Phase I et II :

à 7 jours, on a :

$$f_{c7} = \frac{7}{4,76 + 0,83 \cdot 7} \cdot 40 = 26,48 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c7} = 2,19 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible en compression :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c7} = 15,89 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible en traction :

$$\overline{\sigma}_{bt} = -0,7 \cdot f_{t7} = -1,53 \text{ MPa} \quad \text{dans la section d'enrobage ;}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -1,5 \cdot f_{t7} = -3,29 \text{ MPa} \quad \text{ailleurs.}$$

La fibre inférieure est assimilée à la frontière de la section.

Phase III et IV :

à 21 jours, on a :

$$f_{c21} = \frac{21}{4,76 + 0,83 \cdot 21} \cdot 40 = 37,85 \text{ MPa}$$

$$f_{t21} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c21} = 2,87 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible en compression :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c21} = 22,71 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible en traction :

$$\overline{\sigma}_{bt} = -0,7 \cdot f_{t21} = -2,01 \text{ MPa} \quad \text{dans la section d'enrobage ;}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -1,5 \cdot f_{t21} = -4,31 \text{ MPa} \quad \text{ailleurs.}$$

Phase V :

En phase d'exploitation, on a : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

Contrainte admissible en compression :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible en traction :

Combinaisons rares :

$$\overline{\sigma}_{bt} = -f_{tj} = -3 \text{ MPa dans la section d'enrobage ;}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -1,5.f_{tj} = -4,5 \text{ MPa}$$

Combinaisons fréquentes : 0 MPa dans la section d'enrobage.

VI.9.5. Application : Vérifications des contraintes normales.

Les phases de justification sont relatives aux étapes de construction de l'ouvrage. Le tableau ci-après est un extrait de la vérification des contraintes normales, à l'état limite de service.



Dans les 5 phases, la vérification montre que toutes les contraintes sont respectées dans différentes sections de la poutre. Voici un extrait de cette vérification.

Tableau n° 82 : Vérification des contraintes normales durant la phase I

Abscisses [m]		0	2	3	4	6	8	10	12
Contrainte due à Mpp	$\sigma (x, v \ n)$ [Mpa]	0,0	1,4	2,0	2,5	3,6	4,5	4,8	6,0
	$\sigma' (x, - v' \ n)$ [Mpa]	0,0	-1,8	-2,6	-3,4	-4,8	-6,1	-7,2	-8,2
Contrainte due à la mise en tension des câbles de la 1 ^{ère} famille [Mpa]	$\sigma (x, v \ n)$ [Mpa]	10,18	4,35	1,04	-1,31	-3,79	-4,87	-5,13	-5,71
	$\sigma' (x, - v' \ n)$ [Mpa]	6,64	12,26	17,43	19,05	19,10	20,22	19,17	24,34
Contrainte résultante	$\sigma (x, v \ n)$ [Mpa]	10,18	5,70	3,02	1,23	-0,22	-0,34	-0,30	0,33
	$\sigma' (x, - v' \ n)$ [Mpa]	6,64	10,48	14,22	14,27	14,30	14,49	14,57	14,86

Abscisses [m]		12,5	14	16	18	20	22	24	24,5
Contrainte due à Mpp	$\sigma (x, v \ n)$ [Mpa]	6,3	6,6	7,1	7,5	7,8	8,0	8,1	8,1
	$\sigma' (x, - v' \ n)$ [Mpa]	-8,5	-9,0	-9,7	-10,3	-10,7	-10,9	-11,0	-11,1
Contrainte due à la mise en tension des câbles de la 1 ^{ère} famille [Mpa]	$\sigma (x, v \ n)$ [Mpa]	-5,69	-5,90	-5,91	-5,89	-5,88	-5,86	-5,86	-5,84
	$\sigma' (x, - v' \ n)$ [Mpa]	24,43	24,49	24,51	24,59	24,64	24,71	24,79	24,82
Contrainte résultante	$\sigma (x, v \ n)$ [Mpa]	0,61	0,69	1,19	1,61	1,92	2,13	2,21	2,23
	$\sigma' (x, - v' \ n)$ [Mpa]	15,90	15,47	14,79	14,31	13,96	13,77	13,74	13,77

Dans cette phase, toutes les contraintes sont respectées



VI.10. Justification des contraintes tangentielles:

Pour la sécurité d'un ouvrage, les relations suivantes doivent être vérifiées :

$$\tau^2 \leq \bar{\tau}^2$$

$$\tau^2 \leq \bar{\tau}_t^2$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}^2 = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

$$\bar{\tau}_t^2 = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

On note que, les contraintes normales transversales σ_t dues aux actions des armatures actives transversales, selon la règle BPEL, ne seront pas prises en compte car on ne prévoit pas d'armatures transversales actives.

On effectue la justification des contraintes tangentielles :

- dans la section d'about et d'arrêt des câbles ;
- au niveau du centre de gravité de la section nette de la poutre ;
- durant la phase d'exploitation de l'ouvrage au cours de laquelle les contraintes de cisaillement sont les plus contraignantes.

VI.10.1. La contrainte tangentielle τ_{red} :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} \cdot S_{\Delta}}{I_n \cdot b_n}$$

V_{red} : effort tranchant réduit, $V_{red} = |V - \sum P_i \sin(\alpha_i)|$;

α_i [°] : angle de relevage des câbles ;

P_i [t] : force de précontrainte obtenue avec un câble ;

S_{Δ} [m³] : moment statique, par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité G, de la partie de la section située au dessus de G ;

I_n [m⁴] : moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe horizontal passant par son centre de gravité ;

b_n [m] : largeur nette de la section au niveau de G.



VI.10.2. La contrainte normale longitudinale σ_x :

La contrainte normale σ_x , due aux actions extérieures et à la précontrainte longitudinale, c'est la contrainte au niveau du centre de la section nette de la poutre seule.

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i}{A_n}$$

A_n [m²] : aire de la section nette de la poutre seule ;

P_i [t] : la force de précontrainte d'un câble.

VI.10.3. Application :

On a : $f_{c28} = 40$ MPa

$f_{t28} = 3$ MPa

VI.10.3.1. Vérification de la section d'about ($x = 0$ m)

Tableau n° 83 : Caractéristiques géométriques de la section d'about (section nette)

	Section d'about d'about
b_n [m]	0,30
S_{An} [m ³]	0,7940
I_n [m ⁴]	0,9810
B_n [m ²]	1,0560

Pour la section d'about, on a : $\sigma_{pmax} = 1,02 \cdot \sigma_{po} - 0,80 \cdot \Delta \sigma_d$

$$P_i = \sigma_{pmax} \cdot A_{cp}$$

Tableau n° 84 : Détermination de la force de précontrainte dans la section d'about

n° câble	α_i [°]	σ_{pmax} [MPa]	P_i [T]	$P_i \cdot \sin \alpha_i$
1	12,04	1293,14	146,12	30,48
2	18,80	1296,26	146,48	47,21
3	24,42	1298,66	146,75	60,67
4	29,70	1300,90	147,00	72,83
5	34,91	1302,98	147,24	84,26
6	-	-	-	-
7	-	-	-	-
8	-	-	-	-
$\Sigma =$			733,59	295,45

L'effort tranchant maximal à l'ELS : $V = 196,26$ t

L'effort tranchant réduit :



$$V_{\text{red}} = |V - \sum P_i \sin(\alpha_i)| = |196,26 - 295,45| = 99,19 \text{ t}$$

La contrainte tangente :

$$\tau = \frac{V_{\text{red}} \cdot S_{\Delta}}{I \cdot b_n} = \frac{99,19 \cdot 0,794}{0,981 \cdot 0,30} \cdot 0,01 = 2,67 \text{ MPa} \Rightarrow \tau^2 = 7,12 \text{ [MPa]}^2$$

La contrainte normale :

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i}{A_n} = \frac{733,59}{1,056} \cdot 0,01 = 6,95 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentes limites :

$$\bar{\tau}^2 = 0,4 \cdot f_{t,j} \left(f_{t,j} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = 0,4 \cdot 3 \left(3 + \frac{2}{3} \cdot 6,95 \right) = 9,16 \text{ [MPa]}^2 ;$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 2 \cdot \frac{f_{t,j}}{f_{c,j}} (0,6 \cdot f_{c,j} - \sigma_x) \left(f_{t,j} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = 19,52 \text{ [MPa]}^2$$

$\tau^2 < \bar{\tau}^2$; $\bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}^2$: les conditions sont vérifiées.

VI.10.3.2. Vérification de la section d'arrêt du câble n° 6 (x = 3m)

Tableau n° 85: Caractéristiques géométriques de la section d'arrêt du câble n° 6
(Section nette)

	Section d'arrêt câble n°6 d'about
b_n [m]	0,30
$S_{\Delta n}$ [m³]	0,7340
I_n [m⁴]	0,9780
B [cm²]	1,0450

Tableau n° 86 : Détermination de la force de précontrainte dans la section d'about

n° câble	α_i [°]	σ_{pmax} [MPa]	P_i [T]	$P_i \cdot \sin \alpha_i$
1	8,40	1285,70	145,28	30,48
2	13,34	1288,90	145,65	47,21
3	17,67	1291,38	145,93	60,67
4	20,89	1293,54	146,17	72,83
5	25,01	1295,86	146,43	73,83
6	24,15	1278,74	144,50	-
7	-	-	-	-
8	-	-	-	-

$\Sigma =$	873,96	285,02
------------	--------	--------

L'effort tranchant maximal à l'ELS : $V = 172,97 \text{ t}$



L'effort tranchant réduit :

$$V_{\text{red}} = |V - \sum P_i \sin(\alpha_i)| = 112,05 \text{ t}$$

La contrainte tangente :

$$\tau = \frac{V_{\text{red}} \cdot S_{\Delta}}{I \cdot b_n} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \tau^2 = 9,95 [\text{MPa}]^2$$

La contrainte normale :

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i}{A_n} = 8,36 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentes limites :

$$\bar{\tau}^2 = 0,4 \cdot f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = 10,29 \text{ MPa} ;$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = 20,11 \text{ MPa}$$

$\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}_2^2$: les contraintes tangentes, à cette section restent inférieures aux valeurs limites.

Tableau n° 87 : Vérification de la contrainte normale

Abscisses [m]	0	3	8	12,5
$S_n [m^3]$	0,794	0,734	0,547	0,523
$B_n [m^2]$	1,0560	1,0450	0,9318	0,9307
$I_n [m^4]$	0,9810	0,9780	0,8110	0,7890
$b_n [m]$	0,30	0,30	0,25	0,25
$V [t]$	196,26	172,97	137,41	108,9
$\sum P_i \cdot \sin \alpha_i [t]$	295,45	285,02	146,31	90,16
$V_{\text{red}} [t]$	99,19	112,05	8,9	18,74
$\tau_{\text{red}} [MPa]$	2,68	2,80	0,24	0,50
$\sigma_x [MPa]$	6,95	8,36	9,85	10,95
$\tau_{\text{red}}^2 [MPa^2]$	7,16	7,86	0,06	0,25
$\bar{\tau}_1^2 [MPa^2]$	9,16	10,29	11,48	12,36
$\bar{\tau}_2^2 [MPa^2]$	19,52	20,11	20,31	20,16

La vérification de la section d'arrêt du câble n° 7 et celle du câble n° 8 donnent aussi les mêmes résultats.

VI.11. Justification de la résistance vis-à-vis des sollicitations tangentes

Cette justification se fait à l'ELU.



VI.11.1. Le minimum d'armatures transversales :

Le minimum d'armatures transversales se déduit par :

$$\frac{A_t}{b_n \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{1,15} > 0,4 \quad [\text{MPa}]$$

f_e : la limite d'élasticité des armatures passives ;

b_n : l'épaisseur nette de l'âme ;

A_t : section des armatures passives transversales ;

S_t : leur espacement, définie par : $S_t \leq \inf. \{1 \text{ m} ; 0,8.h ; 3.b_0\}$

On tiendra compte de : $\Phi_t \leq \min \{ \Phi_t ; h/36 ; b_0/10 \}$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible.

- Dans la section médiane, $A_t = 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

$$S_t < \frac{2,26}{25.0,4} \cdot \frac{400}{1,15} = 78,61 \text{ cm} ;$$

$$S_t \leq \inf. \{1 ; 2,20 ; 0,75\} = 75 \text{ cm}$$

On prend alors, $S_t = 70 \text{ cm}$

- Dans la section d'about, $A_t = 4 \text{ HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2$

$$S_t < \frac{4,52}{30.0,4} \cdot \frac{400}{1,15} = 131 \text{ cm} ;$$

$$S_t \leq \inf. \{1 ; 2,20 ; 0,75\} = 75 \text{ cm}$$

On prend alors, $S_t = 70 \text{ cm}$

VI.11.2. Vérification des armatures transversales :

Pour s'assurer de la résistance des parties tendues, on doit vérifier : $\tau_{\text{red},u} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_{\text{red},u} = \frac{T_{\text{red},u} \cdot S}{I \cdot b_n}$$

$$\bar{\tau}_u = \left(\frac{A_t}{b_n \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{1,15} \right) \cdot \cotg.\beta + \frac{f_{t,j}}{3}$$

$S [\text{m}^3]$: moment statique, par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité G, de la partie de la section située au dessus de ce centre ;



$I [m^4]$: moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe horizontal passant par son centre de gravité.

$$\beta: \text{angle d'inclinaison des bielles de béton, } \operatorname{tg} 2.\beta = \frac{2.\tau_{\text{red,u}}}{\sigma_x}$$

On va considérer les sections critiques, donc les sections d'about.

On a eu $\tau_{\text{red,u}} = 2,67 \text{ MPa}$, $\sigma_x = 6,95 \text{ MPa}$

$$\text{Ce qui donne : } \operatorname{tg} 2.\beta = \frac{2.2,67}{6,95} = 0,768$$

$$\operatorname{cotg}.\beta = 2,94$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{4,52}{30.70} \cdot \frac{400}{1,15} \cdot 2,94 + \frac{3}{3} = 3,20 \text{ MPa}$$

$\tau_{\text{red,u}} \leq \bar{\tau}_u$: Les armatures transversales sont donc suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues.

VI.11.3. Vérification des bielles de béton :

Cette condition consiste surtout à éviter des calculs complémentaires de vérification des contraintes de cisaillement agissant sur les réactions droites de l'ouvrage.

$$\text{On doit avoir : } \tau_{\text{red,u}} \leq \frac{0,85.f_{cj}}{3.\gamma_b} \sin 2.\beta$$

$\beta = 30^\circ$ correspond à la valeur minimale du second membre. Ainsi, la

$$\text{vérification réglementaire à effectuer est : } \tau_{\text{red,u}} \leq \frac{f_{t,j}}{6}$$

On vérifiera les différentes sections critiques de la poutre.

$$\text{On obtient : } \tau_{\text{red,u}} \leq \frac{40}{6} = 6,67 \text{ MPa, et avec la valeur de } \tau_{\text{red,u}} \text{ calculée précédemment,}$$

cette condition est respectée dans les différentes sections critiques de la poutre

VI.12. Les armatures longitudinales :

VI.12.1. Les armatures longitudinales dans les zones tendues :



La section des armatures est donnée par :
$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{B,t} \cdot f_{t,j}}{f_e \cdot \sigma_{B,t}}$$

$N_{B,t}$: intensité de la résultante des efforts de traction ;

B_t : aire de la partie tendue du béton ;

f_e : limite élastique de l'armature passive.

$\sigma_{B,t}$: valeur absolue de la contrainte maximale de traction dans la section.

A la section d'abscisse $x = 8$ m, dans la phase I, $\sigma_{B,t} = 1,01$ MPa et $\sigma_c = 14,49$ MPa.

Soit d_1 la position de l'axe neutre par rapport à la fibre inférieure, et d_2 sa position par rapport à la fibre supérieure.

L'axe neutre se trouve à $d_1 = 0,16$ m par rapport à la fibre inférieure. On obtient alors $B_t = 0,2056$ m².

On a alors,
$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{B,t} \cdot f_{t,j}}{f_e \cdot \sigma_{B,t}} = 7,63$$

On prend $A = 4$ HA 16 = 8,04 cm²

VI.12.2. Les armatures longitudinales de peau :

Ces armatures sont surtout nécessaires pour répartir l'effet des retraits différentiels et la variation des températures.

On doit disposer, par mètre de parement, une section :

$$A \geq \sup. \{3 \text{ cm}^2 ; 0,10\% \cdot B\} \text{ où } B \text{ est la section du béton de la poutre.}$$

On a $B = 1,2427$ m² $\Rightarrow A \geq \sup. \{3 \text{ cm}^2 ; 12,43 \text{ cm}^2\} = 12,43 \text{ cm}^2$

On prend alors, 10HA 14 par parement.

VI.13. Vérification de la résistance à la rupture de la section médiane :

VI.13.1. Les contraintes limites de calcul :



$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_b = \frac{0,85.f_{cj}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0,85.40}{1.1,5} = 22,67 \text{ MPa ;}$$

$$\text{Acier de précontrainte : } \bar{\sigma}_{sp,u} = \frac{f_{peg}}{\gamma_s} = \frac{1590}{1,15} = 1382,6 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier ordinaire : } \bar{\sigma}_{s,u} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

VI.13.2. Vérification de la section

Pour les calculs à l'ELU, la section de calcul en BP doit vérifier la relation : $\alpha < \alpha_1$

- Hauteur relative de la zone du béton comprimé :

Cette hauteur correspond à l'état de rupture du béton comprimé et à l'atteinte de la limite élastique des armatures tendues.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} \quad [\text{m}]$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_1 = \text{Sup.}(\bar{\sigma}_{su}; \bar{\sigma}_{sp,u} + 400 - \sigma_{sp})$$

$$\sigma_2 : \text{la contrainte limite des armatures dans la zone du béton comprimé, } \sigma_2 = 400 \text{ MPa}$$

On obtient : $\omega = 0,669$; $\sigma_1 = 567,54 \text{ MPa}$; $\sigma_2 = 400 \text{ MPa}$;

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{567,54}{400} \left(1 - \frac{0,669}{1,1} \right)} = 0,643 \text{ m}$$

- La hauteur α de la zone comprimée :

$$\alpha = \frac{A_{cp}^T \cdot \bar{\sigma}_{sp}}{0,8.b.d.\bar{\sigma}_b} \quad \text{où } A_{cp}^T = n.\Delta_{cp}$$

On a : $A_{cp}^T = 90,40 \text{ cm}^2$; $\alpha = 0,11 \text{ m} \Rightarrow \alpha < \alpha_1$: la relation est vérifiée.

VI.13.3. Position de l'axe neutre :

L'axe neutre tombe dans la table si : $\bar{\sigma}_{sp,u} \cdot A_{cp}^T \leq \bar{\sigma}_b \cdot b.h_0 + \bar{\sigma}_{s,u} \cdot A_s$



$$\bar{\sigma}_{sp,u} \cdot A_{cp}^T = 12,50 \text{ MN} ; \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 = 11,56 \text{ MN} ; \bar{\sigma}_{s,u} \cdot A_s = 0,28 \text{ MN}$$

La relation n'est pas vérifiée, alors l'axe neutre se trouve dans la nervure.

La hauteur de la zone du béton comprimée est donnée par : $\sum F = 0$

$$\text{On obtient : } y = \frac{\bar{\sigma}_{spu} \cdot A_{cp}^T - \bar{\sigma}_{su} \cdot A' - \bar{\sigma}_b (b - b_0) \cdot h_0}{0,8 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b} = 2,26 \text{ m.}$$

VI.13.4. La capacité portante de la section :

Les contraintes de traction dans les câbles de précontrainte sont déterminées en fonction de la hauteur de la zone comprimée du béton.

La résistance à la flexion est assurée si : $M_u < M_{cp}$

$$M_{cp} = \bar{\sigma}_b \cdot b_0 \cdot 0,8 \cdot y \cdot (d - 0,4 \cdot y) + \bar{\sigma}_b (b - b_0) \cdot h_0 (d - 0,5 \cdot h_0) + \bar{\sigma}'_s \cdot A' \cdot (d - c')$$

M_u [t.m]: le moment ultime dû aux actions extérieures ;

M_{cp} [t.m]: le moment de capacité portante de la pièce par rapport aux précontraintes tendus

$$M_u = 3234,864 \text{ t.m} ; \text{après calcul, } M_{cp} = 3428,71 \text{ t.m}$$

$M_u < M_{cp}$: la condition de résistance est vérifiée. La résistance à la flexion, à l'ELU est assurée.

VI.14. Etat limite de service vis-à-vis des déformations

VI.14.1. Les flèches et les contre flèches

VI.14.1.1. La flèche f_g due aux charges permanentes

Sous la charge permanente g des poutres les plus chargées, on a :

$$f_g = \frac{5}{384} \cdot \frac{g \cdot l^4}{0,85 \cdot E_{vj} \cdot I_{red}}$$

g [t/ml] : charges permanentes ;

E_{vj} [MPa] : module de déformation différée du béton, tel que $E_{vj} = E_{ij}/3$;

l [m] : portée de calcul des poutres ;

I_{red} [m⁴] : le moment d'inertie réduit par rapport au centre de gravité du béton.



On a :

Travée de calcul des poutres	$l =$	49 m
Module de déformation différée béton	$E_{vj} =$	12539,8 MPa
Moment d'inertie réduit	$I_{red} =$	1,4162 m ⁴
Charge permanente	$g =$	4,782 t/ml
La flèche due aux charges permanentes	$f_g =$	0,24 m

VI.14.1.2. La flèche f_p due à la force de précontrainte ou contre flèche de précontrainte :

Avec la force de précontrainte P , obtenue avec les câbles dans la section médiane, après toutes les pertes, on a :

$$f_p = - \frac{P \cdot e_0 \cdot l^2}{8,0,8 \cdot E_{vj} \cdot I_{red}}$$

P : la force de précontrainte obtenue avec les 8 câbles dans la section médiane après toutes les pertes

e_{op} [m] : distance du centre de gravité des câbles par rapport à celui du béton :

On a :

Travée de calcul des poutres	$l =$	49 m
Module de déformation différée béton	$E_{vj} =$	12539,8 MPa
Moment d'inertie réduit	$I_{red} =$	1,4162 m ⁴
Force de précontrainte	$P =$	677,93 t
Distance du CDG câbles % CDG béton	$e_0 =$	1,068 m
La flèche due à la force de précontrainte	$f_p =$	-0,15 m



VI.14.1.3. La flèche f_q due aux surcharges :

On cherche à déterminer la flèche la plus défavorable, donc on considère aussi la surcharge qui produit un moment fléchissant la plus défavorable.

$$f_q = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{0,85 \cdot E_{ij} \cdot I_{red}}$$

E_{ij} [MPa] : la déformation instantanée longitudinale du béton.

La surcharge $A(l)$ est la prépondérante des surcharges, alors on aura :

$$q = \eta_{A(l)} \cdot A(l) + 0,15 \cdot \eta_p$$

On a :

Travée de calcul des poutres	$l =$	49 m
Module de déformation différée béton	$E_{ij} =$	37619,4 MPa
Moment d'inertie réduit	$I_{red} =$	1,4162 m ⁴
Effet de la surcharge $A(l)$	$q =$	2,412 t/ml
La flèche due aux charges d'exploitation	$f_q =$	0,04 m

VI.14.1.4. La flèche f_c de construction :

Dans la plupart des cas, la contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche due aux charges permanentes, la poutre prend donc une forme cambrée ; ceci n'est pas trop gênant dans le cas des travées successives.

Pour éviter cet inconvénient, on peut être amené à donner au fond du coffrage une flèche de construction f_c .

Elle est définie par : $f_c = \frac{3}{4} \cdot (f_p - f_g)$

On obtient $f_c = - 0,29$ m

VI.14.1.5. Flèche résultante :

En service à vide : $f_{sv} = f_g + f_p + f_c$

En service en charge : $f_{sc} = f_{sv} + f_q$



On obtient $f_{sv} = -0,20$ m et $f_{sc} = -0,16$ m

VI.14.1.6. La flèche de la superstructure due aux charges d'exploitation mobiles :

Pour garantir le confort des usagers, la condition suivante doit être vérifiée :

$$f_i \leq f_{i,lim} \quad \text{où} \quad f_i = f_q$$

$$f_{i,lim} = \frac{l_0}{400}$$

$f_i = 0,04$ m $\leq$ $f_{i,lim} = 0,123$ m $\Rightarrow$ Le confort des usagers est alors garanti.

VI.14.2. Les rotations :

VI.14.2.1. La rotation due aux charges permanentes :

Elle est donnée par la formule : $\beta_g = \frac{1}{24} \cdot \frac{g \cdot l^3}{0,85 \cdot E_{vj} \cdot I_{red}}$ [rad]

On a :

Charge permanente $g = 4,782$ t/ml

La rotation due aux charges permanentes $\beta_g = 0,016$ rad

VI.14.2.2. Rotation due à la force de précontrainte :

Cette rotation est donnée par : $\beta_p = - \frac{P \cdot e_0 \cdot l}{2 \cdot 0,8 \cdot E_{vj} \cdot I_{red}}$ [rad]

On a :

Force de précontrainte $P = 677,93$ t

Distance du CDG câbles % CDG béton $e_0 = 1,068$ m

La flèche due à la force de précontrainte $\beta_p = -0,012$ rad

VI.14.2.3. Rotation due aux surcharges :

La rotation due aux surcharges est : $\beta_q = \frac{1}{24} \cdot \frac{q \cdot l^3}{0,85 \cdot E_{ij} \cdot I_{red}}$ [rad]



On a :

Effet de la surcharge A(l) $q = 2,412 \text{ t/ml}$

La flèche due aux charges d'exploitation $\beta_q = 0,0026 \text{ rad}$

VI.14.2.4. La rotation résultante :

En service à vide : $\beta_{sv} = \beta_g + \beta_p \quad [\text{rad}]$

En service en charge : $\beta_{sc} = \beta_{sv} + \beta_q \quad [\text{rad}]$

On obtient : $\beta_{sv} = 0,004 \text{ rad}$ et $\beta_{sc} = 0,007 \text{ rad}$.

$\beta_{\max} < \bar{\beta} = 0,021 \text{ rad}$, d'où la rotation est vérifiée



Chapitre VII : CALCUL DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE

Les principaux rôles des éléments de l'infrastructure sont de recevoir les charges et surcharges venant de la superstructure et ensuite les transmettre au sol de fondation.

Pour plus de sécurité, car le projet se situera dans une zone côtière, on va adopter des fondations profondes.

VII.1. Prédimensionnement des appareils d'appui :

Ce sont les appareils d'appui qui assurent la transmission normale des charges et surcharges venant de la superstructure. Le choix du type des appareils d'appui sera basé par sa capacité de résister à un grand déplacement.

On choisit donc des appareils d'appui en élastomère frettés (ces frettes sont en acier inoxydable) dont les caractéristiques sont les suivantes :

a [mm]: dimension en plan de l'appareil, coté parallèle à l'axe longitudinale du pont ;

b [mm]: dimension en plan de l'appareil, coté perpendiculaire à l'axe longitudinale du pont ;

T[mm] : hauteur nominale totale de l'appareil d'appui ;

n : nombre de feuilles élémentaires d'élastomères ;

n' : nombre des appareils d'appui ;

t_s [mm]: épaisseur d'une frette intermédiaire ;

t [mm]: épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère ;

C_f : coefficient de forme des appareils d'appui, donné par la formule :

$$C_f = \frac{a.b}{2.t.(a + b)}$$

Tableau n° 88: les caractéristiques des appareils d'appui des culées



a [mm]	b[mm]	T [mm]	t _s [mm]	t [mm]	n	n'	C f
250	450	48	3	12	4	3	6,70

VII.2. Prédimensionnement de la culée :

La culée limite les déplacements verticaux et horizontaux en tête de culée et assure la transmission de ces efforts au sol de fondation.

L'infrastructure ne comprend que deux culées en béton armé. Et une culée comporte : un mur garde grève, un mur en retour, un sommier, une dalle de transition et des pieux.

Les pieux :

Pour les pieux, on adopte 6 pieux de $\varnothing = 1,20$ m de diamètre, dont 3 pieux par file.

Le mur garde grève :

Avec : h_{tab} : hauteur totale du tablier ;

e_{app} : épaisseur des appareils d'appui sur la culée ;

e' : épaisseur des bossages en béton, $e' = 0,15$ m

- L'épaisseur du mur : e_{mur}

Cette épaisseur est déduite par la relation : $e_{\text{mur}} = \sup. \left[\frac{h}{8} ; 0,30 \text{ m} \right]$

La hauteur $h = 2,75$ m $\Rightarrow e_{\text{mur}} = \sup. [0,35 ; 0,30 \text{ cm}]$

D'où $e_{\text{mur}} = 0,35$ m

- La longueur du mur : L_{mur}

Cette longueur est égale à celle du gabarit

- La hauteur du mur : $h_{\text{mur}} = h_{\text{tab}} + e_{\text{app}} + e'$

En général, on prend $e' = 0,15$ m.

Et avec la hauteur du tablier $h_{\text{tab}} = 2,95$ m .

L'épaisseur des appareils d'appui sur la culée est de : $e_{\text{app}} = 0,06$ m ;



D'où $h_{\text{mur}} = 3,16 \text{ m}$;

$e_{\text{mur}} = 0,35 \text{ m}$;

$L_{\text{mur}} = 8,5 \text{ m}$.

Le mur en retour :

- La hauteur du mur : $h_m = h_{\text{mur}}$
- L'épaisseur du mur : $e_m = e_{\text{mur}}$
- La longueur du mur : L_{mur} (la longueur nécessaire pour la protection du remblai).

En général, on prend $L_m = 3 \text{ m}$

Alors, on prend : $h_m = 3,16 \text{ m}$;

$e_m = 0,35 \text{ m}$;

$L_m = 8,50 \text{ m}$.

Le sommier :

Soient : $\emptyset$: le diamètre des pieux sous culées ;

d, d' : débords suivant la longueur et suivant la largeur du sommier.

d_p : distance entre axes des pieux, $d_p = (2,5 \text{ à } 3) \cdot \emptyset$;

n_f : nombre de file de pieux ;

n_p : nombre de pieux sur une file.

- L'épaisseur du sommier : e_{sommier}

On doit vérifier : $e_{\text{sommier}} \geq 0,60 \text{ m}$;

- La longueur et la largeur du sommier :

$$L_s = (n_p - 1) \cdot d_p + \emptyset + 2 \cdot d$$

$$l_s = (n_f - 1) \cdot d_p + \emptyset + 2 \cdot d'$$

On prend $d_p = 3,20 \text{ m}$. On prévoio 3 pieux de diamètre $\emptyset = 1,20 \text{ m}$, par file et par culée et le débord suivant la longueur $d = 0,50$ et $d' = 0,25 \text{ m}$, suivant la largeur du sommier ;

D'où $L_s = 8,50 \text{ m}$;

$e_s = 0,80 \text{ m}$;



$$l_s = 4,80 \text{ m.}$$

La dalle de transition :

e_{dalle} : son épaisseur ;

l_{dalle} : sa largeur.

L_{dalle} : sa longueur. Elle est égale à la largeur utile de l'ouvrage ;

On prendra $e_{\text{dalle}} = 0,25 \text{ m}$;

$$L_{\text{dalle}} = 8,50 \text{ m et}$$

$$l_{\text{dalle}} = 3 \text{ m.}$$

VII.3. Distribution des efforts horizontaux

VII.3.1. Calcul du coefficient de souplesse des culées :

Puisque la culée est infiniment rigide, seuls les appareils d'appui en élastomère se déforment. Son coefficient de souplesse est égal à celui des appareils d'appui.

La formule générale du coefficient de souplesse est : $\frac{1}{K_c} = \frac{T}{n' \cdot G \cdot a \cdot b}$ [mm/ t]

On obtiendra les coefficients de souplesse instantanée et différée des culées avec G : module d'élasticité transversale de l'appareil d'appui tel que :

- module d'élasticité instantanée $G_i = 160 \text{ t/ m}^2$
- module d'élasticité différé $G_{\text{diff}} = 80 \text{ t/ m}^2$.

Tableau n° 89 : Les coefficients de souplesse des appareils d'appui.

Module d'élasticité instantanée				$G_i \text{ [t/ m}^2\text{]}$	160
Module d'élasticité différée				$G_{\text{diff}} \text{ [t/ m}^2\text{]}$	80

Caractéristiques des appareils d'appui				Coefficient de souplesse	
a [mm]	b [mm]	T [mm]	n '	$\left(\frac{1}{K_c} \right)_i$ [mm/ t]	
				instantanée	différée
250	450	48	3	0,889	1,778

Les coefficients de souplesse des culées sont :

$$\left(\frac{1}{K_c} \right)_i = 0,889 \text{ mm/ t} \quad \left(\frac{1}{K_c} \right)_{\text{diff}} = 1,778 \text{ mm/t}$$



VII.3.2. Répartition des efforts de freinage :

Soit F_f l'effort de freinage développé par le système de surcharge considéré.

L'effort de freinage agissant sur l'appui est donné par : $F_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \cdot F_f$

K_i : coefficient de rigidité instantanée de l'appui i

Pour le calcul de la répartition des efforts de freinage, on tient compte du coefficient de souplesse instantanée de l'appui.

Pour le système de surcharge B_{c30} , parmi le nombre de camions qui peuvent se placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Et l'effort de freinage que peut développer chaque essieu du système B_{c30} sera égal à son poids, $H_f = 30$ t.

Pour le système A(l), la force de freinage développée est donnée par la relation :

$$H_f = \frac{0,99.50.7}{20} = 17,33 \text{ t}$$

Tableau n° 90 : Calcul de la répartition de freinage

Efforts de freinage F_f [t]	A (l)	17,33
	B c30	30

Designation	Répartition Bc30		Répartition A(l)	
	Culée n° 1	Culée n° 2	Culée n° 1	Culée n° 2
Coefficient de souplesse [mm/t]	0,889	0,889	0,889	0,889
Coefficient de rigidité [mm/t]	1,12	1,12	1,12	1,12
H_i [t]	11,85	11,85	6,85	6,85

VII.3.3. Distribution des efforts horizontaux dus au raccourcissement du tablier : [8]

Les variations linéaires :

- Sous l'effet du fluage et le retrait, le tablier subit un raccourcissement unitaire de 0,0003 m/m ;
- Pour une variation de température à long terme, ce raccourcissement unitaire est égale à 0,0003 m/m ;
- Pour une variation de température à court terme, il sera de 0,0002 m/m.



La distribution des efforts dus à la variation de la température, au fluage et au retrait est donnée par : $V_i = K_i \cdot U_i$

K_i : coefficient de rigidité différée de l'appui i , pour une variation de température à long terme ;

U_i : déplacement de l'appui i

$$\text{Pour la culée n° 1 : } U_1 = \frac{\sum K_i \cdot d_i}{\sum K_i}$$

$$\text{Pour la culée n° 2 : } U_2 = U_1 + d_2$$

d_2 : raccourcissement du tablier au niveau de l'appui 2.

Les culées n° 1 et n° 2 sont respectivement celle du côté Toamasina, et celle du côté Fenerive Est.

Application :

Tableau n° 91: Distribution des efforts dus au fluage, au retrait

		Culée n° 1	Culée n° 2
Abscisse par rapport au premier appui	l_i [m]	0	49
Raccourcissement du tablier	d_i [mm]	0	14,7
Coefficient de souplesse différée	$1/K_i$ [mm/ t]	1,778	1,778
Rigidité différée de l'appui	K_i [t/ mm]	0,562	0,562
Déplacement du corps de l'appui	D_i [mm]	0	0
Déplacement de l'appui	U_i [mm]	-7,35	7,35
Effort reçu par l'appui	V_i [t]	-4,134	4,134

Tableau n° 92: Distribution des efforts dus à la variation de la température à long terme

		Culée n° 1	Culée n° 2
Abscisse par rapport au premier appui	l_i [m]	0	49
Raccourcissement du tablier	d_i [mm]	0	14,7



Coefficient de souplesse différée	$1/K_i$ [mm/ t]	1,778	1,778
Rigidité différée de l'appui	K_i [t/ mm]	0,562	0,562
Déplacement du corps de l'appui	D_i [mm]	0	0
Déplacement de l'appui	U_i [mm]	-7,35	7,35
Effort reçu par l'appui	V_i [t]	-4,134	4,134

**Tableau n° 93: Distribution des efforts dus à la variation de la température
à court terme**

		Culée n° 1	Culée n° 2
Abscisse par rapport au premier appui	l_i [m]	0	49
Raccourcissement du tablier	d_i [mm]	0	9,8
Coefficient de souplesse différée	$1/K_i$ [mm/ t]	0,889	0,889
Rigidité différée de l'appui	K_i [t/ mm]	1,125	1,125
Déplacement du corps de l'appui	D_i [mm]	0	0
Déplacement de l'appui	U_i [mm]	-4,9	4,9
Effort reçu par l'appui	V_i [t]	-5,512	5,512

VII.4. Vérification de la capacité portante des pieux sous culée :

VII.4.1. Calcul de la charge limite d'un pieu :

Règles de calcul appliquées : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, le Fascicule 62 Titre V.

La charge limite d'un pieu en compression est donnée par l'expression :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad [t]$$

Q_{pu} [t] : l'effort limite mobilisable sous la pointe de pieu ;

Q_{su} [t]: l'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée.

VII.4.1.1. Calcul de l'effort limite mobilisable sous la pointe :

Il sera calculé par la relation suivante :

$$Q_{pu} = A \cdot q_u \quad [t]$$



$A \text{ [m}^2\text{]}$: la section de la pointe, $A = \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4}$;

$q_u \text{ [MPa]}$: la contrainte de la rupture relative au terme de pointe, $q_u = k_p p_{le}$;

k_p : le facteur de portance ;

$p_{le} \text{ [MPa]}$: la pression limite nette équivalente.

Le facteur de portance k_p est fonction de la nature du sol d'ancrage et du mode de mise en œuvre de l'élément de fondation. Il sera fixé par le tableau en annexe IV.

La pression limite nette équivalente est donnée par :

$$p_{le} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_1(z) dz \quad [\text{MPa}]$$

$\varnothing$: diamètre d'un pieu ;

D : la profondeur d'ancrage des pieux ;

$b = \min(a, h)$.

a est prise égal à $B/2$ lorsque $\varnothing > 1\text{m}$ et à $0,5\text{m}$ dans le cas contraire ;

h : la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse ;

$p_1(z) \text{ [MPa]}$ est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_1 mesurés.

VII.4.1.2. Calcul de l'effort limite mobilisable par frottement latéral :

$$Q_{su} = P \int_0^h q_s(z) dz \quad [\text{MPa}]$$

$P \text{ [m]}$ désigne le périmètre du pieu, $P = \pi \cdot B$;

$q_s(z) \text{ [MPa]}$: le frottement latéral unitaire limite à la coté z .

Il est fonction du type de sol et du pieu (donné par l'abaque en annexe IV)

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



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

n : numéro de la courbe ;

$$q_{sn} = 0,04.n \quad [\text{MPa}]$$

$$p_n = (1 + 0,5.n) \quad [\text{MPa}]$$

VII.4.1.3. Calcul de la portance limite d'un pieu :

La portance limite d'un pieu est donnée par la formule : $Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$

VII.4.1.4. Calcul de la charge admissible :

Pour la charge admissible, l'effort limite mobilisable à la pointe est affecté d'un coefficient égal à 3 et celui mobilisable par frottement est affecté d'un coefficient 2.

$$\bar{Q} = \frac{Q_{pu}}{3} + \frac{Q_{su}}{2}$$

VII.4.2. Application :

Calcul de la section de la pointe :

$$\varnothing = 1,20 \text{ m} \Rightarrow A = \frac{\pi \cdot 1,20^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

Détermination du facteur de portance :

Mode de mise en œuvre de l'élément de fondation : sans refoulement du sol ;

Nature pieux : forés boue ;

Classe du sol : B

$$\text{On a : } k_p = 1,1$$

Calcul de la pression limite nette équivalente :

$$\varnothing = 1,20 \text{ m}$$

$$D = 12,50 \text{ m}$$

$$\varnothing > 1 \text{ m} \Rightarrow a = \frac{\varnothing}{2} = 0,60 \text{ m}$$

$$b = a = 0,60 \text{ m}$$



$$b + 3.a = 2,40 \text{ m}$$

$$D + 3.a = 14,30 \text{ m}$$

$$D - b = 11,90 \text{ m}$$

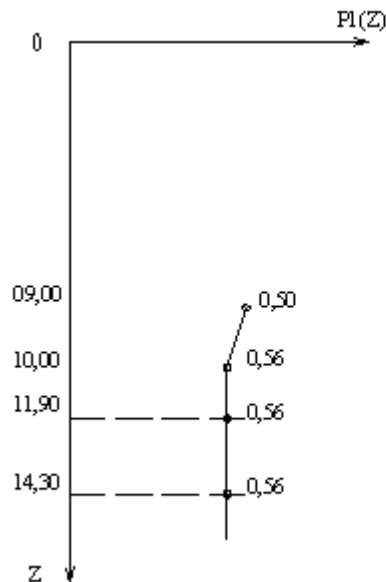


Figure 29: Schéma de calcul de la pression limite équivalente

$$\Rightarrow p_{le} = \frac{1}{2,40} \cdot 0,50 \cdot (14,30 - 11,90) = 0,50 \text{ MPa}$$

La contrainte de la rupture relative au terme de pointe :

$$q_u = k_p p_{le} = 1,1 \cdot 0,50 = 0,55 \text{ MPa}$$

L'effort limite mobilisable sous la pointe :

$$Q_{pu} = A \cdot q_u = 1,13 \cdot 0,55 = 0,62 \text{ MN}$$

Le périmètre du pieu : $P = \pi \cdot \varnothing = 3,77 \text{ m}$

Détermination du frottement latéral unitaire limite :

Classe de sol : B

Type du pieu : pieu foré boue (sans refoulement du sol)

Choix de l'abaque : Q_2

$$n = 2 \Rightarrow q_{s2} = 0,04 \cdot 2 = 0,08 \text{ MPa}$$

$$p_2 = (1 + 0,5 \cdot 2) = 2 \text{ MPa}$$

Le frottement s'observe jusqu'à $D-b = 11,90 \text{ m}$ de profondeur.



$$Q_{su} = P \int_0^h q_s(z) dz \quad [\text{MPa}]$$

Tableau n° 96: Détermination de l'effort limite mobilisable par frottement latéral

Z [m]	P _i [MPa]	P _i /p _n	q _s [MPa]	Q _{sui} [kN]
11,90 - 10,30	0,50	0,25	0,035	211
10,30 - 8,40	0,56	0,28	0,039	276
8,40 - 4,40	0,19	0,095	0,014	218
4,40 - 0,30	0,23	0,115	0,017	268
Q _{su} [kN]				973

La portance limite d'un pieu :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 1593 \text{ kN}$$

La charge admissible :

$$\bar{Q} = \frac{Q_{pu}}{3} + \frac{Q_{su}}{2} = 693 \text{ kN}$$

VII.5. Vérification des appareils d'appui sur les culées :

Les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuillets d'élastomères.

Charges permanentes : N_g = 125,34 t

Surcharges : N_q = 59,10 t

VII.5.1. Les efforts sollicitant un appareil d'appui de la culée :

Tableau n°94: Les charges et surcharges sollicitant un appareil d'appui de la culée

EFFORTS VERTICAUX		EFFORTS HORIZONTAUX		
Désignation	Valeur [kN]	Désignation	Déplacement [mm]	Effort [kN]
CP maximale	1253,4	Retrait - fluage	7,35	13,78
CP minimale	1253,4	t° [CT]	4,9	18,37
CE maximale	591,0	t° [LT]	7,35	13,78
CE minimale	0	Freinage		39,50



Les rotations aux appuis sont, compte tenu des calculs dans l'étude des poutres principales, sont :

- Due à l'imperfection de pose des poutres : $2 \cdot 10^{-3}$ rd ;
- Due aux charges permanentes : $- 1 \cdot 10^{-3}$ rd ;
- Due aux charges d'exploitation maximales : $2.5 \cdot 10^{-3}$ rd
- Due aux charges d'exploitation minimales : 0

Ces valeurs ont été relevées dans un livre de mémoire de fin d'études, cf [11].

On considère, successivement, trois cas qui correspondent aux différentes charges à prendre en compte :

Cas 1 : Charge permanente + retrait et fluage + température à court terme

Cas 2 : Charge permanente + charges d'exploitation maximale + retrait et fluage
+ Température à long terme

Cas 3 : Charge permanente + charge d'exploitation minimale + retrait et fluage
+ Température

VII.5.2. Vérification des appareils d'appui de la culée :

VII.5.2.1. Vérification de l'épaisseur des frettes :

L'épaisseur minimale t_s des frettes métalliques doit vérifier :

$$t_s \geq \max \left(\frac{a \cdot \sigma_{\max}}{C_f \cdot \sigma_e} ; 2 [\text{mm}] \right) \quad [\text{mm}]$$

C_f : coefficient de forme de l'appareil d'appui

σ_e [MPa]: la limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif de la frette
métallique

$$t_s \geq (0,5 \text{ mm} ; 2 \text{ mm}) \Rightarrow t_s = 3 \text{ mm} \geq 2 \text{ mm},$$

La condition est donc vérifiée.

VII.5.2.2. Vérification de non flambement :



On doit vérifier si : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ [mm]

Avec $a = 250$ mm et $T = 48$ mm, on a $25 \leq T \leq 50$

La condition de non flambement est respectée.

VII.5.2.3. Condition de non glissement :

La condition suivante doit être vérifiée : $H < f N_{\max}$ [t]

H : effort horizontal maximal appliqué à l'appareil d'appui ;

f : coefficient de frottement : $f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_{\max}}$

Avec $\sigma_{\max} = 5,82$ MPa, on obtient : $f = 0,24$

$f \cdot N_{\max} = 0,24 \cdot 196,26 = 47,10$ t et l'effort maximal est $H = 11,85$ t

$H < f N_{\max}$: La condition de non glissement est aussi vérifiée.

VII.5.2.4. Vérification de non cheminement :

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{nab} > 2 \text{ MPa}$$

On a : $N_{\min} = 125,34$ t

$$\sigma_{\min} = \frac{125,34 \cdot 0,01}{3 \cdot 0,25 \cdot 0,45} = 3,71 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa}$$

La condition de non cheminement est vérifiée

VII.5.2.5. Vérification de la contrainte moyenne de compression :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{n \cdot a \cdot b} < 15 \text{ MPa}$$

Avec : $N_{\max} = 196,26$ t

$$\sigma_{\max} = \frac{196,26 \cdot 0,01}{3 \cdot 0,25 \cdot 0,45} = 5,82 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

La condition est respectée.

VII.5.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement :

Cisaillement dû à l'effort vertical agissant sur l'appui :



Contraintes dues à l'effort normal : $\tau_N = \frac{1,5 \cdot \sigma_m}{C_f}$

C_f : coefficient de forme des appareils d'appui.

N : effort normal de compression agissant sur l'appareil d'appui.

σ_m : contrainte moyenne de compression, $\sigma_m = \frac{N}{n \cdot a \cdot b}$

Cisaillement dû au retrait, au fluage et à la variation de température :

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot U_i}{T} < 0,5 G$$

U_i : déformation de l'appareil d'appui due à ces trois effets (fluage, retrait et variation de température) ;

T : épaisseur totale de l'appareil d'appui ;

G : Module d'élasticité transversale différée, $G = 0.8 \text{ MPa}$.

Cisaillement dû à l'effort de freinage :

Avec H_f : effort de freinage

$$\tau_{H2} = \frac{H_f}{ab}$$

Ainsi : $\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2}$

Cisaillement dû aux rotations de l'appareil d'appui :

$$\tau_d = \frac{G}{2} \left[\frac{a}{t} \right]^2 \frac{\alpha_T}{n}$$

n : le nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

t : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire ;

Application :

La vérification des contraintes de cisaillement sera résumée dans le tableau ci-après





Tableau n° 95: Vérification des contraintes de cisaillement

Désignation	Compression	Cisaillement					
	σ_m [MPa]	τ_N [Mpa]	τ_{H1} [Mpa]	τ_{H2} [Mpa]	τ_H [Mpa]	τ_d [Mpa]	τ [Mpa]
Cas 1 [CPmax]	3,71	0,83	0,11	0	0,11	0,06	1,00
Cas 1 [CPmin]	3,71	0,83	0,11	0	0,11	0,06	1,00
Cas 2	5,85	1,31	0,13	0,39	0,52	0,34	2,17
Cas 3	3,71	0,83	0,13	0,39	0,52	0,34	1,69
Condition de vérification	$2 < \sigma_m < 15$		$< 0,5.G = 0,4$		$< 0,7.G = 0,56$	$< \tau_N$	$< 5.G = 4$

Les conditions de vérifications sont toutes respectées.

VII.5.2.7. Conclusion de vérification des appareils d'appui de la culée :

- ✓ Vérification de l'épaisseur des frettes : l'épaisseur minimale des frettes métalliques est vérifiée ;
- ✓ Vérification de non flambement : la condition de non flambement est vérifiée ;
- ✓ Vérification de non glissement : il n'y aura pas de risque de glissement ;
- ✓ Vérification de non cheminement : condition de non cheminement est respectée ;
- ✓ Vérification de la contrainte moyenne de compression : la limitation de la contrainte moyenne de compression ;
- ✓ Vérification des contraintes de cisaillement : toutes les conditions sont respectées.

On garde alors, pour les appareils d'appui, les valeurs prises lors du prédimensionnement : 250* 450* 48 [mm³]



VII.6. Dimensionnement des éléments de la culée :

VII.6.1. Mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis à :

- Poussée exercée par le remblai d'accès ;
- Poussée des charges locales sur remblai ;
- Effets de freinage.

VII.6.1.1. Poussée exercée par le remblai d'accès :

Hypothèse sur le sol pour remblais d'accès :

Le sol est pulvérulent dont les caractéristiques géotechniques sont les suivantes :

Charge d'exploitation des remblais d'accès : $q = 1 \text{ t/m}^3$

Poids volumique humide : $\gamma_h = 1,8 \text{ t/m}^3$

Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $c = 0 \text{ MPa}$

- La densité de la poussée exercée par le remblai d'accès sur un parement vertical, par mètre linéaire de ce dernier est de la forme : $q_a(r) = \gamma \cdot r \cdot k_{ay}$

k_{ay} : le coefficient de poussée dû à la poussée des terres

$$k_{ay} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\text{Alors } k_{ay} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$$

- La force totale de la poussée exercée par le remblai d'accès, par mètre linéaire de ce dernier est donnée par :

$$Q_a = \int_0^1 q_a(r) \cdot dr = \int_0^1 \gamma \cdot r \cdot k_{ay} \cdot dr \quad \text{dont le point d'application est égale à } \frac{h_{\text{mur}}}{3}$$

$$\text{On a : } Q_a = \int_0^1 q_a(r) \cdot dr = \int_0^1 \gamma \cdot r \cdot k_{ay} \cdot dr = \gamma_h \cdot k_{ay} \cdot \frac{(h_{\text{mur}})^2}{2} = 2,993 \text{ t/ml}$$

Cette force est appliquée à 1,05 m de la base du sommier.



- Moment maximal d'encastrement dû à la poussée des terres est donnée par :

$$M_a = Q_a \cdot \frac{h}{3} \quad [\text{t.m/ml}]$$

$$M_a = 2,99 \cdot \frac{3,16}{3} = 3,150 \text{ t.m/ml}$$

- L'effort tranchant maximal :

$$V_a = Q \quad [\text{t/ml}]$$

$$V_a = 2,99 \text{ t/ml}$$

VII.6.1.2. La poussée des charges locales sur remblai :

- La force de poussée due à la surcharge de remblais, par mètre linéaire de la longueur du mur garde grève est égale à :

$$Q_1 = q \cdot k_{aq} \cdot h$$

q [t/m²]: la surcharge sur le remblai, $q = 1 \text{ t/m}^2$

k_{aq} : le coefficient de poussée dû à la surcharge

$$k_{aq} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

On obtient : $k_{aq} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0,333$, et $Q_1 = q \cdot k_{aq} \cdot h = 1,0333 \cdot 3,16 = 1,052 \text{ t/ml}$

- Moment fléchissant dû à la surcharge est :

$$M_1 = Q_1 \cdot \frac{h}{2} \quad [\text{tm/ml}]$$

$$M_1 = 1,052 \cdot \frac{3,16}{2} = 1,662 \text{ tm/ml}$$

- L'effort tranchant maximal d'encastrement :

$$V_a = Q \quad [\text{t/ml}]$$

$$V_a = Q = 1,05 \text{ t/ml}$$



VII.6.1.3. Effets de freinage :

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux camions types B_c était plus défavorable pour le mur garde grève dans le domaine où sa hauteur est comprise entre 0,50 m et 3,5 m. On considère l'effet d'une seule roue de camion B_c et on admet une diffusion de charge de 45°. Ainsi, l'action de freinage des camions B_c est égale à $p = 6t$.

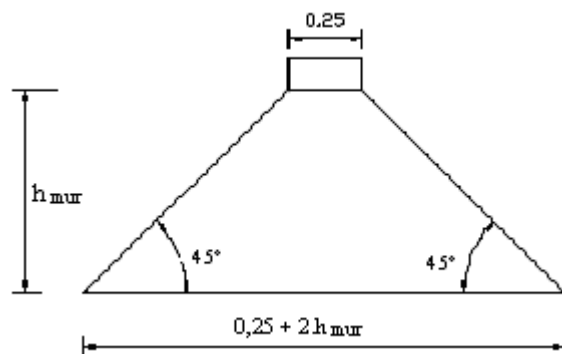


Figure 30 : Schéma de calcul

- Le moment fléchissant : $M_f = \frac{p \cdot h_{mur}}{0,25 + 2 \cdot h_{mur}}$

$$M_f = \frac{6,3,16}{0,25 + 2,3,16} = 2,89 \text{ tm/ml}$$

- L'effort tranchant : $V_f = q \cdot l_u$

l_u : est la largeur utile de la chaussée.

$$V_f = 0,71 \text{ t/ml}$$

VII.6.1.4. Les sollicitations de calcul :

Les combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } 1,35 g + 1,5 q$$

$$\text{ELS : } g + 1,2 q$$

Tableau n° 97: Les sollicitations de calcul

Forces agissantes sur le mur garde grève		T [t/ ml]	M[t.m/ ml]
Sollicitations de calcul	ELS	5,10	8,612
	ELU	6,68	11,081



VII.6.1.5. Calcul des armatures :

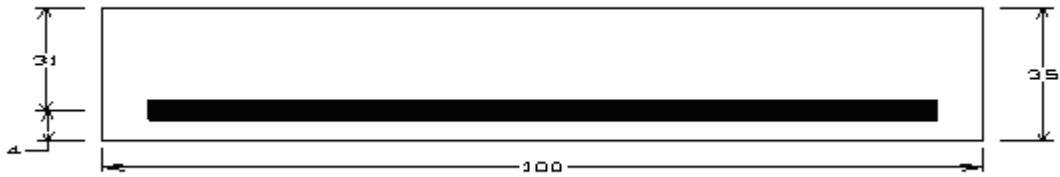


Figure 31 : Schéma de calcul

Détermination des armatures :

$$M_{ser} = 86120 \text{ N.m}$$

$$\mu_{rb} = 0,226$$

$$M_{rb} = 391760 \text{ N.m}$$

$$\text{On a : } M_s < M_{rb}$$

$$A' = 0 \quad : \quad \text{donc armature comprimée inutile}$$

$$A_{ser} = 15,79 \text{ cm}^2 \quad (\text{avec } \varnothing \geq 6 \text{ mm})$$

$$\text{D'où : } A = 16,13 \text{ cm}^2 = 8 \text{ HA } 16$$

Pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$\text{La section est rectangulaire, on a : } A_{min} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \right\}$$

Avec :

$$b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 32 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{min1} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{min2} = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max \{3,50; 4,28\} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = 16,13 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

Les sections d'armatures sont vérifiées.



Vérification des contraintes :

$$M_{\text{ser}} = 0,08612 \text{ MN.m}$$

$$y_1 = 10,07 \text{ cm}$$

$$I = 140028,016 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6,19 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 193,13 \text{ MPa} < 216 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées.

VII.6.2. Le mur en retour :

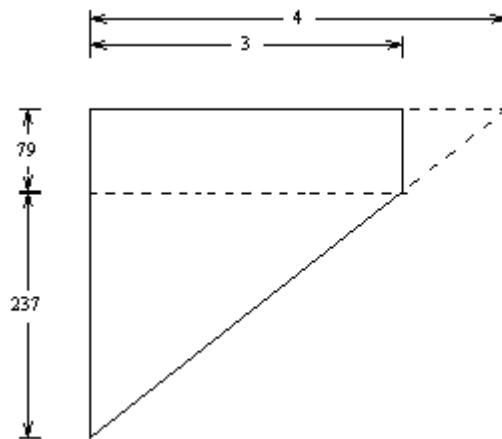


Figure 32 : Schéma de calcul d'un mur en retour

Les caractéristiques du mur :

La longueur théorique du mur : $l_{th} = 4 \text{ m}$.

$h_m = 3,16 \text{ m}$;

$e_m = 0,35 \text{ m}$;

Chaque mur en retour est soumis à :

- Son poids propre, y compris les superstructures ;
- La poussée de remblai ;
- Les charges concentrées vers l'extrémité du mur.

Les charges concentrées sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent : une charge verticale de 4 t et une charge horizontale de 2 t.

Les valeurs retenues pour ces charges sont conventionnelles et permettent de représenter : les actions appliquées en cours de construction, les poussées sur le mur dues à des charges locales sur le remblai et les charges accidentelles appliquées au mur en service.



VII.6.2.1. Forces verticales :

Les forces verticales sont constituées par :

- Poids propre du mur ;
- La charge concentrée de 4 t à l'extrémité ;

La charge concentrée conventionnelle permet de négliger l'effet d'éventuels frottements verticaux sur le mur.

Les forces verticales exercent à l'encastrement sur le poteau :

$$\text{Un effort tranchant : } T_v = 2,5 \cdot \frac{l_{th} \cdot h_m}{2} \cdot e + 0,30 \cdot l_{th} + 4$$

$$\text{Un moment d'axe horizontal : } M_v = 2,5 \cdot \frac{l_{th}^2 \cdot h_m}{6} \cdot e + 0,3 \cdot \frac{l_{th}^2}{2} + 4 \cdot (l_{th} - 1)$$

VII.6.2.2. Forces horizontales :

Les forces horizontales agissant normalement au parement du mur produisent des moments d'axe vertical sollicitant la section d'encastrement dans le poteau.

Conventionnellement, elles sont constituées :

- D'une force concentrée de 2 t ;
- D'une poussée répartie sur toute la surface du mur, d'intensité uniforme égale à

$$\frac{h_m}{3} + 0,5.$$

Les forces horizontales exercent à l'encastrement sur le poteau :

$$\text{Un effort tranchant : } T_H = \left(\frac{h_m}{3} + 0,5 \right) \cdot \frac{l_{th} \cdot h_m}{2} + 2$$

$$\text{Un moment fléchissant : } M_H = \left(\frac{h_m}{3} + 0,5 \right) \cdot \frac{l_{th}^2 \cdot h_m}{6} + 2 \cdot (l_{th} - 1)$$

VII.6.2.3. Les sollicitations de calcul :

Tableau n° 98: Les sollicitations de calcul

		T [t]		M [t.m]	
		T _v	T _H	M _v	M _H
Sollicitations de calcul	ELS	10,73	13,59	21,773	7,931
	ELU	16,10	20,38	32,660	11,897



VII.6.2.4. Calcul des armatures :

✓ Pour la reprise du moment d'axe vertical :

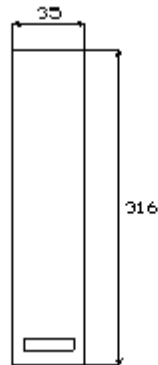


Figure 33 : Schéma de calcul d'armatures

Détermination des armatures :

$$M_{ser} = 217730 \text{ N.m}$$

$$\mu_{rb} = 0,226$$

$$M_{rb} = 11540496 \text{ N.m}$$

$$\text{On a : } M_s < M_{rb}$$

$$A' = 0$$

$$A_{ser} = 4,35 \text{ cm}^2 \quad : \quad \text{donc armature comprimée inutile (avec } \varnothing \geq 6 \text{ mm)}$$

$$\text{D'où : } A = 4,52 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA } 12$$

Pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$\text{La section est rectangulaire, on a : } A_{min} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1000}; 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$b_0 = 35 \text{ cm}$$

$$h = 316 \text{ cm}$$

$$d = 284 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{min1} = 13,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{min2} = 11,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 13,74 \text{ cm}^2$$



$A < A_{\min}$: alors on va prendre la section minimale égale à $A = 14,07 \text{ cm}^2 = 7 \text{ HA } 16$

Vérification de la contrainte tangente

On doit vérifier la relation suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}_u$

On a :

$$f_{c28} = 30 \text{ [MPa]}$$

$$b_0 = 0,35 \text{ [m]}$$

$$d = 2,844 \text{ [m]}$$

$$V_u = 16,10 \text{ [t]}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,40 \text{ [MPa]}$$

Conclusion : $\tau_u < \bar{\tau}_u$, la condition vérifiée, aucune armature transversale n'est donc requise.

Les armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{3}$$

$$A_{\text{rep}} = 4,69 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\text{rep}} = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]} = 5 \text{ HA } 12$$

✓ Pour la reprise du moment d'axe horizontal :

Calcul et vérification des armatures :

$$A = 23,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 13,74 \text{ cm}^2 < A : \text{La section d'armatures minimales est respectée.}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = 2,36 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 116,59 \text{ MPa} < 216 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées.

Vérification des contraintes tangentes :

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,40 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.



VII.6.3. Le sommier :

Le sommier est soumis à :

- à la poussée des terres ;
- au poids propre du :
 - Mur en retour ;
 - Sommier ;
 - Mur garde grève ;
- aux réactions du tablier sous charges permanentes et surcharges ;
- aux réactions dues au freinage et au raccourcissement ;
- à la poussée de surcharge de remblai : $q = 1 \text{ t/m}^2$

VII.6.3.1. Poussées dues aux poids des terres et poussée de surcharge de remblai :

Soit Q_T : la résultante des poussées dues aux poids des terres et de la poussée de surcharge de remblai

$$Q_T = H_t \left[\frac{q_0 + q_1}{2} \right]$$

Avec : H_t : hauteur totale du mur garde grève et du sommier, $H_t = 3,96 \text{ m}$;

$$q_0 = k_{ay} \cdot q = 0,33 \cdot 1 = 0,33 \text{ t/m}^2$$

$$q_1 = q_0 + \gamma_h \cdot H_t = 0,33 + 1,8 \cdot 3,96 = 7,46 \text{ t/m}^2$$

D'où : $Q_T = 15,42 \text{ t/ml}$, elle est appliquée à $0,35 \cdot H_t$

Les moments seront calculés par rapport au point O, se trouvant à la base du sommier

Le moment dû aux poussées des terres est donnée par :

$$M_{QT} = Q_T \cdot 0,35 \cdot H_t = 21,37 \text{ t.m/ml}$$

VII.6.3.2. Poids propres des éléments de la culée

Tableau n° 99 : Coefficient de répartition transversale

Désignation	Poids propre [t]	Bras de Levier [m]	Moments [t.m]
Mur garde grève	23,50	3,075	72,270
Sommier	81,60	2,400	195,840
Dalle de transition	15,94	4,750	75,703
Mur en retour	8,30	3,425	28,410
Total	129,34		372,224



On a : $M = 43,79 \text{ t.m/ ml}$.

VII.6.3.3. La réaction due aux superstructures:

Les réactions dues aux superstructures, aux appuis extrêmes :

$$\text{à l'ELS : } T = (196,26.3) / 8,50 = 69,27 \text{ t/ ml}$$

$$\text{à l'ELU : } T = (264,07.3) / 8,50 = 93,20 \text{ t/ ml}$$

Moments dus à la réaction du tablier :

$$\text{à l'ELS : } M = 69,27 \cdot 2,40 = 166,25 \text{ t.m/ ml}$$

$$\text{à l'ELU : } M = 93,20 \cdot 2,40 = 223,68 \text{ t.m/ ml}$$

VII.6.3.4. La réaction due au freinage :

La force de freinage due au système B_{c30} est égale à : $H = 11,85 \text{ t}$

La réaction sera alors : $R_f = 1,39 \text{ t/ ml}$;

Le moment dû à cette réaction sera : $M_f = 1,39 \cdot 8,33 = 11,58 \text{ t.m/ml}$

Le bras de levier est considéré égal à 8,33 m.

VII.6.3.5. La réaction due au raccourcissement du tablier :

Cette réaction sera alors : $R_r = 1,13 \text{ t/ ml}$;

Le moment dû à cette réaction sera : $M_r = 1,13 \cdot 8,33 = 11,08 \text{ t.m/ml}$

VII.6.3.6. Les Sollicitations de calcul :

Les combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } 1,35 g + 1,5 q$$

$$\text{ELS : } g + 1,2.q$$

Tableau n°100: Les sollicitations de calcul

Désignation		ELS		ELU	
		Effort [t/ml]	Moment [t.m/ml]	Effort [t/ml]	Moment [t.m/ml]
Forces verticales	Poids propre des éléments de la culée	15,22	43,790	15,22	43,790
	Superstructure	69,27	166,250	93,20	223,680
	Total	84,49	210,040	108,42	267,470



Tableau n°100: Les sollicitations de calcul (suite)

Désignation		ELS		ELU	
		Effort [t/ml]	Moment [t.m/ml]	Effort [t/ml]	Moment [t.m/ml]
Forces horizontales	Poussées dues aux poids des terres et surcharge de remblai	18,50	25,644	23,13	32,055
	Freinage du au système B c	1,67	13,896	2,09	17,370
	Raccourcissement du tablier	1,36	13,296	1,70	16,620
	Total	21,53	52,836	26,91	66,045

VII.7. Etude de stabilité de la culée :

Pour que la culée soit stable vis-à-vis au renversement, il faut que la condition suivante soit satisfaite :

$$\text{à l'ELS : } \frac{M_V^S}{M_H^S} > 1.5$$

$$\text{à l'ELU : } \frac{M_V^U}{M_H^U} > 1.5$$

M_H^S : la somme des moments dus aux forces horizontales à l'ELS ;

M_V^S : la somme des moments dus aux forces verticales à l'ELS.

M_H^U : la somme des moments dus aux forces horizontales à l'ELU ;

M_V^U : la somme des moments dus aux forces verticales à l'ELU.

$$\text{On a : } \frac{M_V^S}{M_H^S} = 3,98 > 1.5 \text{ et } \frac{M_V^U}{M_H^U} = 4,05 > 1.5$$

Les relations sont vérifiées.

On peut alors conclure que le renversement de la culée n'est pas à craindre.



TROISIEME PARTIE : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET ETUDES FINANCIERES DU PROJET

Chapitre I : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

L'étude d'impacts d'un projet présente successivement :

- Une analyse de l'état initial du site et de son environnement, portant notamment sur les richesses naturelles et les espaces naturels agricoles, forestières, maritimes ou de loisirs, ainsi que sur les biens matériels et le patrimoine culturel susceptibles d'être affectés par le projet ;
- Une analyse des nuisances potentielles : ce sont les effets directs, indirects, temporaires et permanents de l'installation sur l'environnement et en particulier sur les sites et paysages ;
- Les raisons pour lesquelles, notamment du point de vue de préoccupations de l'environnement, parmi les solutions envisagées, le projet présenté a été retenu ;
- Les mesures envisagées pour supprimer, limiter et si possible compenser les inconvénients de l'installation ainsi que l'estimation des dépenses correspondantes.

Cette région possède une énorme richesse naturelle, une végétation, plusieurs cours d'eau,...qui risque d'être affectée par le projet. Quelques habitations et un établissement scolaire se trouvent à proximité du projet.

L'objet de ce projet porte sur l'amélioration du réseau routier, et ce au bénéfice des usagers. Toutefois, quelques soit l'intérêt général qu'il apporte, sa réalisation est susceptible de générer des nuisances potentielles lesquelles doivent être maîtrisées, afin de limiter les impacts négatifs sur l'environnement.



I.1. Les impacts négatifs :

I.1.1. Pollution de l'eau :

L'analyse de ce sujet invite à déterminer les produits et les procédés susceptibles de polluer l'eau du site. Les huiles de vidanges, lorsqu'ils ne sont pas stockés ou disposés dans les conditions correctes, présentent également des effets polluants et peuvent contaminer l'eau. Or, de telle contamination présente des risques sur la santé des consommateurs.

Durant les travaux, la circulation des camions de transport des matériaux ou d'autres engins, est susceptible de générer toute sorte de pollution émanant des échappements, des lubrifiants et des carburants en ce sens. Les cours d'eaux ne sont pas épargnés; les phénomènes de lessivage affectent souvent sa qualité.

I.1.2. Pollution de l'air :

La détérioration de l'air peut résulter de la présence en grande quantité de poussières générées par le déplacement des matériaux et des engins, occasionné par les travaux. De même, le rejet d'huile de vidanges ou d'autres substances polluantes est susceptible d'émettre des odeurs désagréables, polluant ainsi l'air.

I.1.3. La pollution des sols :

La défertilisation des sols est générée par l'échappement des lubrifiants et hydrocarbures par les engins du chantier qui peut même provoquer la destruction et la diminution de la couverture du sol.

I.1.4. Le bruit :

Ce type de pollution peut être due au fonctionnement de certains engins du chantier, notamment les compacteurs vibrants, le concasseur à béton, ou encore le marteau piqueur,... De même, les avertissements sonores et les bruits des moteurs, non maîtrisés par les chauffeurs, pourront gêner les habitants aux alentours.

Un impact phonique est considéré comme fort lorsque le niveau sonore est supérieur à 65dB (A) au niveau des habitants. En ce sens, un bruit à niveau sonore crête élevée occasionne des perturbations à l'égard des édifices scolaires et administratifs ou encore des hôpitaux.



I.1.5. Le paysage

Depuis l'accaparement ou nettoyage des terrains environnant, anciennement occupés par les habitants, pour le besoin du chantier, des conflits sociaux peuvent survenir du fait que des cultures et des boisements devraient être sacrifiés aux profits de ce projet.

La mise en place des matériaux est de nature à altérer la vue panoramique, qui se traduit par une transformation et modification du paysage vert en un grand site de construction.

I.1.6. L'écosystème :

La végétation environnante du site est affectée par les effets néfastes des installations des matériaux du chantier telles sont ; la pulvérisation des feuilles, voire les fruits, avec des hydrocarbures ou lubrifiants.

Toutes les nuisances occasionnées par le projet sont susceptibles de gêner des espèces animales habitués à vivre au dépend de la couverture végétale qui leur sert d'habitation,

I.1.7. Gênes et perturbations du trafic routier :

Lors des travaux, avec les va-et-vient effectués par les véhicules du chantier, des blocages fréquents de la circulation des usagers de la route et des riverains, ainsi que des déviations parfois retardant, se produisent obligatoirement. Tous ceux ci se traduisent par des perturbations et encombrement importantes constituant les principaux nuisances pour la population du site et évidemment les usagers.

I.2. Les impacts positifs :

En dépit des effets négatifs sus analysés, la réalisation de ce projet présente des effets bénéfiques aussi bien sur le plan économique que sur le plan social.

I.2.1. Sur le plan économique

La réalisation des activités économiques près du site est favorable au développement local. En effet, des constructions connexes ainsi que de nouveaux profits peuvent être entrepris. De tels résultats favorisent la création d'emploi, ce qui est facteur de réduction de la pauvreté. En parallèle, la mise en valeur des ressources locales retrouve son chemin d'antan.

Les secteurs de développement tels que l'agriculture et l'industrie, vont profiter également de cette opportunité. La réalisation de ce projet favoriserait les échanges de produits agricoles et facilitera leur accès au marché.



La diminution de la durée du trajet, l'économie des carburants et lubrifiants des véhicules de transport des produits se traduisent par un rendement rapide au niveau des opérations économiques. La mise en œuvre de ces travaux contribuera également à la réduction des coûts de transport.

Pour les producteurs, la modération des coûts de transport des marchandises augmenterait leur rentabilité. Au niveau des consommateurs, cela se traduirait par la baisse des prix.

Le désenclavement accompagné de la facilité d'accès au transport, favoriseraient également le tourisme, un facteur de développement économique non négligeable. Il s'ensuit que la reconstruction du pont Ambana, en ce qu'elle tend vers le désenclavement de la commune, favorise le développement des activités économiques. Un tel développement aboutirait à terme, à la hausse de la production, des rendements et du revenu par habitant.

I.2.2. sur le plan social

Les effets positifs de ce projet sont également considérables sur le plan social.

Le développement du transport faciliterait l'accès des habitants aux soins, l'évacuation des malades en cas d'urgence. Il permettrait aux organismes privés ou services publics de multiplier les séances de sensibilisation face aux problèmes de tout genres.

Grâce à ces infrastructures, l'éducation nationale serait facile d'accès, ce qui constitue une voie d'émancipation pour les enfants.

La plupart des contraintes tenant au transport se verront être réduites, à savoir la coupure du réseau pendant la saison pluvieuse, les pertes de marchandises, la fréquence des accidents, une longue durée de trajet...De même, la réalisation de ces travaux réduirait considérablement le coût de transport, compte tenu de l'allègement du déplacement. Et ce résultat serait perceptible chez les habitants avec la baisse du coût des denrées alimentaires.

Il s'ensuit que la réalisation de ce projet contribuera au bon fonctionnement des services sociaux de ce site, et partant de la commune environnante. Elle améliorerait le niveau de vie, non seulement des habitants de la commune d'Antetazambaro, mais aussi celui de la région de Betsimisaraka. Il est tout à fait concevable qu'à ce terme ce soit la Grande île toute entière qui en bénéficiera.



I.3. Mesures d'atténuation environnementale :

I.3.1. Sur le milieu humain :

A ce sujet, il convient de sensibiliser les usagers, ainsi que la population riveraine, sur toute sorte de pollution. De telle sensibilisation devrait notamment permettre aux riverains de prendre conscience des dangers que peut provoquer l'émission d'odeur désagréable lors des travaux. L'humidification du sol pourra atténuer les effets des poussières.

Pour éviter le phénomène de lessivage, les ouvrages, telles que la culée, doivent être maçonnées.

La maîtrise des tous les bruits gênant commence par le lancement des consignes aux chauffeurs de limiter au maximum l'avertisseur sonore .Ensuite, il convient d'établir l'emplacement des engins du chantier loin des édifices sensibles ; écoles, hôpitaux...

I.3.2. Sur le milieu physique :

Une campagne d'information doit être mise en œuvre, afin de prévenir les riverains des éventuelles perturbation, voire des dangers, liées au fonctionnement des engins du chantier.

Sur le chantier, des panneaux informatifs de vitesse et de sens de circulation doivent être mise en place.

Une cellule de vigilance devrait être constituée pour contrôler et surveiller les zones environnantes.

S'agissant des arbres arrachés pour les besoins du chantier, il convient de les remplacer afin de limiter les nuisances sur l'écosystème (reboisement).



Chapitre II : EVALUATION DU COUT DU PROJET

II.1. Phasage des travaux :

Phase 1: Réalisation des travaux préparatoires

Installation de chantier (matériels et personnels) ;
Désinstallation du pont Bailey ;
Mise en place d'une nouvelle déviation (pour éviter la coupure du réseau) ;
Démolition du pont en BA ;
Déblayage.

Phase 2 : Préfabrication des poutres :

Coffrage des poutres et des plaques d'about préfabriquées ;
Réalisation du ferrailage et bétonnage de la poutre ;
Mise en tension de la première famille des câbles de précontrainte au 7^e jour d'âge du béton ;

Phase 3 : Réalisation de la culée :

Forage des pieux ;
Confection des sommiers ;
Confection du bossage en béton ;
Mise en place des appareils d'appui.

Phase 4 :

Mise en place et mise en tension des câbles de la deuxième famille au 21^e jours d'âge du béton ;
Construction du mur garde grève et du mur en retour ;
Exécution du remblai derrière les murs ;
Bétonnage de la dalle de transition ;
Mise en place de la dalle de transition.

Phase 5 :

Lancement des poutres:
Coffrage et ferrailage des entretoises ;
Bétonnage sur place.
Coffrage et Ferrailage du hourdis ;

Phase 6 :

Mise en œuvre des différentes couches de la chaussée ;
Mise en place des équipements.



II.2. L'avant métré :

L'avant métré, appelé aussi devis quantitatif des matériaux, a pour but de déterminer les quantités approximatives des travaux à effectuer.

Tableau n° 101 : *Avant métré*

Désignation	Unité	Poids spécifique Ratio	Volume [m ³]	Surface [m ²]	Longueur [m]	Ep/ Haut [m]	Diamètre [m]	Nombre	Quantité
EQUIPEMENTS									
Garde - corps	ml				50			2	100
Panneaux de signalisation	U							2	2
Gargouille	U				50			2	100
Appareil d'appui	U							6	6
SUPERSTRUCTURE									
Chaussée									
Couche de fondation	m ³			510		0,3			153
Couche de base	m ³			510		0,2			102
Couche d'accrochage	t	0,7 kg/m ²		420					0,294
Couche d'imprégnation	t	1,2 kg/m ²		510					0,612
Couche de revêtement en EDC	t	2,3 t/m ³		420		0,03			28,98
Dalle									
Béton Q350	m ³	2,5 t/m ³	90,625						90,63
Acier HA	kg	93,3 kg/ m ³	8455,31						8455,31
Coffrage métallique	m ²			72,3975				2	144,80
Entretoise									
Béton Q350	m ³	2,5 t/m ³		0,9625		2,225		6	12,85
Acier HA	kg	110 kg/ m ³	1413,43						1413,43
Coffrage métallique	m ²			14,52				6	87,12



Tableau n° 102 : Avant métré (suite)

Désignation	Unité	Poids spécifique Ratio	Volume [m ³]	Surface [m ²]	Longueur [m]	Ep/ Haut [m]	Diamètre [m]	Nombre	Quantité
Poutres									
Béton Q400	m ³	2,50 t/m ³	63,62					3	190,86
Acier HA	kg	58,10 kg/ m ³	11088,97						11088,97
Armatures de précontrainte	kg	50,80 kg/ m ³	9695,00						9695,00
Coffrage métallique	m ²			339,04					339,04
INFRASTRUCTURE									
Dalle de transition									
Béton Q350	m ³	2,50 t/m ³		25,50		0,25		2	12,75
Béton Q250	m ³	2,50 t/m ³		25,50		0,05		2	2,55
Acier HA	kg	15,00 kg/ m ³		191,25					191,25
Coffrage métallique	m ²			5,75				2	11,50
Sommier									
Béton Q350	m ³	2,50 t/m ³		40,80		0,80		2	65,28
Béton Q250	m ³	2,50 t/m ³		40,80		0,05		2	4,08
Acier HA	kg	65,00 kg/ m ³	4243,20						4243,20
Coffrage métallique	m ²			10,64				2	21,28
Mur garde grève									
Béton Q350	m ³	2,50 t/m ³		2,98		3,16		2	18,80
Acier HA	kg	27,00 kg/ m ³	507,65						507,65
Coffrage métallique	m ²			55,93				2	111,86



Tableau n° 103 : Avant métré (suite)

Désignation	Unité	Poids spécifique Ratio	Volume [m ³]	Surface [m ²]	Longueur [m]	Ep/ Haut [m]	Diamètre [m]	Nombre	Quantité
Mur en retour									
Béton Q350	m ³	2,5 t/m³	364,021	2,975		2,66		2	15,83
Acier HA	kg	23 kg/ m ³							364,021
Coffrage métallique	m ²			24,472					24,47
Pieux sous culée									
Béton Q400	m ³	2,5 t/m³	14,14				1,2	12	169,67
Acier HA	kg	40 kg/ m ³	6786,72						6786,72
Forage des fondations	m ³		14,14						169,67
AUTRES TRAVAUX									
Déblai ordinaire	m ³			203		12			2436
Remblai d'accès	m ³			262,5		3,2			1904



II.3. Sous détail des prix et Bordereau Détail Estimatif :

Le devis estimatif est l'application des prix unitaires à l'avant métré, permettant de déterminer le coût estimatif du projet.

Le prix unitaire est obtenu par la formule : $PU = K \cdot \frac{D}{R}$

K : coefficient de déboursé, variant de 1,2 à 1,5 selon les entreprises.

R : rendement

D : déboursé.

Dans le présent projet, on va prendre la valeur usuelle $K=1,3$.

Dans cette partie, on établit :

- Les sous détails de prix ;
- Le Bordereau Détail Estimatif.

Voici un exemplaire de sous détail de prix.



Tableau n° 104 : Sous détail des prix

Prix : Coffrage métallique pour BA

Rendement : 75 m²/j

Désignation	Coûts directs			Dépenses totales			Montant [Ar]
	Unité	Quantité	PU [Ar]	Matériels	Main d'Œuvre	Matériaux	
Matériels							
Lots de petits outillages	Fft	1	440 000	440 000			440 000
Main d'oeuvre							
Chef de chantier	HJ	1	11 050		11 050		
Chef d'équipe	HJ	2	9 980		19 960		
Coffreur	HJ	3	5 810		17 430		
Manœuvre	HJ	5	4 750		23 750		
							72 190
Matériaux							
Panneaux	U	32	775 000			24 800 000	
Etais	U	73	14 325			1 045 725	
Couronnes	U	144	21 298			3 066 912	
Tige de coffrage	U	72	66 393			4 780 296	
Cale béton	U	96	1 188			114 048	
							33 806 981

Déboursé : D[Ar]	34 319 171
Prix unitaire : PU[Ar]	594 866



Tableau n° 105 : Bordereau Détail Estimatif du projet

Désignation	Unité	Quantité	PU [Ar]	Montant [Ar]
INSTALLATION DE CHANTIER				
Installation et repli de chantier	Fft	1	100 000 000	100 000 000
Sondages et études géotechniques	Fft	1	87 500 000	87 500 000
TOTAL				187 500 000
SUPERSTRUCTURE				
Garde corps	ml	100,00	100 000	10 000 000
Panneaux de signalisation	U	2	20 000	40 000
Gargouille	U	100,00	8 000	800 000
Appareil d'appui	U	6	220 500	1 323 000
Couche de fondation	m ³	153	26 400	4 039 200
Couche de base	m ³	102,00	78 500	8 007 000
Couche d'accrochage	t	0,29	3 250	956
Couche d'imprégnation	t	0,61	3 250	1 989
Couche de revêtement	t	28,98	87 000	2 521 260
Béton Q400	m ³	190,86	410 700	78 386 202
Béton Q350	m ³	103,48	389 400	40 293 165
Acier HA	kg	20 957,71	10 300	215 864 413
Armatures de précontrainte	kg	9 695,50	30 500	295 712 750
Coffrage métallique	m ²	570,96	594 866	339 644 691
TOTAL				996 634 626
INFRASTRUCTURE				
Béton Q400	m ³	169,67	410 700	69 683 469
Béton Q350	m ³	112,66	389 400	43 869 804
Béton Q250	m ⁴	6,63	309 239	2 050 255
Acier HA	kg	12 092,84	10 300	124 556 252
Coffrage métallique	m ²	69,11	691 730	47 805 460
Forage des fondations	m ³	169,67	149 000	25 280 830
TOTAL				313 246 070
AUTRES TRAVAUX				
Démontage et transport du pont Bailey	Fft	1	8000000	8 000 000
Demolition du pont en BA	Fft	1	5700000	5 700 000
Déblai ordinaire	m ³	2436	7400	18 026 400
Remblai d'accès	m ³	1904	11240	21 400 960
TOTAL				53 127 360
PRIX TOTAL				1 550 508 056

**Tableau n° 106 : Récapitulation**

Désignation	Montant [Ar]
Installation de Chantier	187 500 000
Superstructure	996 634 626
Infrastructure	313 246 070
Autres Travaux	53 127 360
Total HTVA	1 550 508 056
TVA 18%	279 091 450
Total TTC	1 829 599 506

Arrêté ce présent devis estimatif à la somme de : UN MILLIARD HUIT CENT VINGT NEUF MILLIONS ET CINQ CENT QUATRE VINGT DIX NEUF MILLES CINQ CENT SIX ARIARY (Ar 1 829 599 506).



Chapitre III : ETUDES DE RENTABILITE D'UN PROJET

L'étude de rentabilité d'un projet est une analyse financière, permettant d'évaluer les recettes que peut apporter ce projet par rapport aux capitaux à dépenser et à investir pour sa réalisation.

Cette étude consiste à :

- Déterminer la valeur actualisée nette ou VAN du projet, en considérant la zone d'influence directe du projet ;
- Déterminer le taux de rentabilité interne ou TRI ;
- Conclure si le projet est rentable ou non.

N. B : Toutes les valeurs utilisées dans cette étude ont été relevées auprès de la commune d'Antetetzambaro.

III.1. Détermination de la valeur actualisée nette ou VAN

III.1.1. Le résultat net :

Le résultat net est obtenu par : $R_n = \text{Recette} - \text{Dépense}$

III.1.1.1. La recette :

D'après l'étude sur l'impact du projet, la reconstruction du pont Ambana apportera de multiples avantages à la commune. La recette est évaluée en fonction du bénéfice sur la production annuelle et du revenu annuel de la commune sur ses multiples activités.

Le taux de croissance du revenu annuel de la commune est estimé à 5%, avec une valeur minimale de Ar 1 300 000.

III.1.1.2. La dépense :

A part le coût d'exécution du projet, pour pouvoir maintenir en bon état un ouvrage routier, il faut bien les entretenir.

Les routes et ses ouvrages nécessitent un Entretien périodique, au moins tous les 7ans. On fixe alors le coût de cet Entretien à 7% de la recette du projet, avec un taux de croissance de 5% tous les 7ans.

La dépense annuelle de la commune est estimée à 2% de la recette annuelle.

Tableau n° 107 : Les avantages annuels



Année	Avantages annuels [Ar]		
	Agriculture	Elevage+Pêche	Transport
1	512 920 000	109 850 000	68 950 000
2	528 307 600	113 332 245	72 397 500
3	544 156 828	116 924 877	76 017 375
4	560 481 533	120 631 396	79 818 244
5	577 295 979	124 455 411	83 809 156
6	594 614 858	128 400 648	87 999 614
7	612 453 304	132 470 948	92 399 594
8	630 826 903	136 670 277	97 019 574
9	649 751 710	141 002 725	101 870 553
10	669 244 261	145 472 511	106 964 080
11	689 321 589	150 083 990	112 312 285
12	710 001 237	154 841 652	117 927 899
13	731 301 274	159 750 133	123 824 294
14	753 240 312	164 814 212	130 015 508
15	776 176 480	170 117 192	136 646 299
16	799 811 054	175 509 907	143 615 261
17	824 165 300	181 073 571	150 939 639
18	849 261 134	186 813 603	158 637 560
19	875 121 135	192 735 594	166 728 076
20	901 768 574	198 845 312	175 231 208

Tableau n° 108 : Les recettes annuelles de la commune

Année	Croissance annuelle [Ar]	Activités de la commune	Recette [Ar]
1	691 720 000	1 300 000	208 816 000
2	714 726 845	1 365 000	215 783 054
3	738 305 705	1 430 000	222 921 712
4	762 473 929	1 495 000	230 237 179
5	787 249 390	1 560 000	237 734 817
6	812 650 506	1 625 000	245 420 152
7	838 696 252	1 690 000	253 298 876
8	865 406 180	1 755 000	261 376 854
9	892 800 435	1 820 000	269 660 131
10	920 899 773	1 911 000	278 180 932
11	949 725 579	2 002 000	286 919 674
12	979 299 889	2 093 000	295 882 967
13	1 009 645 407	2 184 000	305 077 622
14	1 040 785 524	2 275 000	314 510 657
15	1 073 161 671	2 366 000	324 314 501
16	1 106 325 960	2 457 000	334 354 788
17	1 140 380 871	2 548 000	344 662 261
18	1 175 353 736	2 639 000	355 245 121
19	1 211 272 729	2 730 000	366 111 819
20	1 248 166 886	2 821 000	377 271 066

Tableau n° 109 : Les dépenses annuelles de la commune

Dépense annuelle[Ar]	Coût d'Entretien	Dépense annuelle totale [Ar]
----------------------	------------------	------------------------------



1	4 176 320	0	4 176 320
2	4 315 661	0	4 315 661
3	4 458 434	0	4 458 434
4	4 604 744	0	4 604 744
5	4 754 696	0	4 754 696
6	4 908 403	0	4 908 403
7	5 065 978	17 730 921	22 796 899
8	5 227 537	0	5 227 537
9	5 393 203	0	5 393 203
10	5 563 619	0	5 563 619
11	5 738 393	0	5 738 393
12	5 917 659	0	5 917 659
13	6 101 552	0	6 101 552
14	6 290 213	23 116 533	29 406 746
15	6 486 290	0	6 486 290
16	6 687 096	0	6 687 096
17	6 893 245	0	6 893 245
18	7 104 902	0	7 104 902
19	7 322 236	0	7 322 236
20	7 545 421	0	7 545 421

III.1.2. Le cash-flow :

La mesure de la rentabilité d'un projet repose essentiellement sur le principe de cash-flow. C'est un solde de flux de caisse engendré par un investissement à la clôture d'une période.

$$\text{Cash-flow} = R_n + \text{amortissement}$$

Avec une durée de vie d'amortissement de 20ans, le taux d'amortissement linéaire annuel " t " du projet est estimé à t = 5%

III.1.3. La valeur actuelle nette ou VAN :

Elle s'obtient :

- ✓ En actualisant les revenus futurs au taux d'actualisation i ;
- ✓ En faisant la somme de ces revenus futurs ;
- ✓ En soustrayant de cette somme la valeur de l'investissement I_0 .

$$\text{On a alors : } VAN = \sum_{n=1}^{20} (\text{Cash - flow}).(1+i)^{-n} - I_0$$

Où n est le nombre d'année ; i est le taux d'actualisation estimé à 10%, c'est le taux directeur de la banque centrale.



Tableau n° 110 : Détermination de la valeur actuelle nette

n [Année]	Résultat net [Ar]	Amortissement [Ar]	Cash- flow	$(1+i)^{-n}$	$(\text{Cash- flow}) \cdot (1+i)^{-n}$
1	204 639 680	94 742 998	299 382 678	0,870	260 332 763
2	211 467 392	94 742 998	306 210 390	0,756	231 539 048
3	218 463 277	94 742 998	313 206 275	0,658	205 938 210
4	225 632 435	94 742 998	320 375 433	0,572	183 175 694
5	232 980 121	94 742 998	327 723 119	0,497	162 936 310
6	240 511 749	94 742 998	335 254 747	0,432	144 939 879
7	230 501 977	94 742 998	325 244 975	0,376	122 271 633
8	256 149 317	94 742 998	350 892 315	0,327	114 707 320
9	264 266 928	94 742 998	359 009 926	0,284	102 053 027
10	272 617 313	94 742 998	367 360 311	0,247	90 805 851
11	281 181 280	94 742 998	375 924 278	0,215	80 802 376
12	289 965 307	94 742 998	384 708 305	0,187	71 904 733
13	298 976 070	94 742 998	393 719 068	0,163	63 990 356
14	285 103 911	94 742 998	379 846 909	0,141	53 683 254
15	317 828 211	94 742 998	412 571 209	0,123	50 702 726
16	327 667 692	94 742 998	422 410 690	0,107	45 140 821
17	337 769 016	94 742 998	432 512 014	0,093	40 191 562
18	348 140 219	94 742 998	442 883 216	0,081	35 787 231
19	358 789 582	94 742 998	453 532 580	0,070	31 867 612
20	369 725 645	94 742 998	464 468 642	0,061	28 379 164

$\Sigma =$	2 092 770 406
$I_0 \text{ [Ar]} =$	1 829 599 506

$\text{VAN [Ar]} =$	263 170 900
---------------------	-------------



III.2. Le Taux de Rentabilité Interne ou TRI :

Le taux de rentabilité interne correspond au taux d'actualisation qui rendrait nulle la valeur actuelle nette.

En faisant varier le taux d'actualisation i , on aura les résultats suivants :

Tableau n° 111 : Détermination du taux de rentabilité interne du projet.

Taux d'actualisation	$i = 15\%$	$i = 20\%$
$\Sigma(\text{Cash-flow}) \cdot (1+i)^{-n}$ [Ar]	2 092 770 406	1 603 230 798
I_0 [Ar]	1 829 599 506	1 829 599 506
VAN [Ar]	263 170 900	-226 368 708

La valeur actuelle nette s'annule donc entre les taux d'actualisation $i = 15\%$ et $i = 20\%$.
Par interpolation, on a : TRI = 17,02 %

III.3. Conclusion :

- ✓ Le tableau montre que la valeur actuelle nette est positive.
- ✓ Le tableau donne un Taux de Rentabilité Interne supérieur au taux d'actualisation $i = 15\%$.

D'où le projet est rentable.



CONCLUSION GENERALE

La zone d'étude de ce mémoire porte sur la route nationale n° 5, laquelle constitue l'artère reliant la capitale et la Côte-Est, qui est la base économique de la Grande île. Elle forme également le principal axe routier de la région Betsimisaraka.

Ainsi serait-il opportun de construire des ponts permettant de franchir une portée très importante des rivières, d'autres reliefs ou cours d'eaux, ainsi que ceux qui présentent une grande difficulté quant à sa situation géographique. En effet, à l'instar de la construction des routes, la construction des ponts, en tant que moyen de communication et d'échange socio-économique, faciliterait le désenclavement de diverses zones.

L'état actuel du pont Ambana ne permet pas à la région de réaliser son propre développement. Une réhabilitation n'est plus rentable et ne lui permet qu'un développement restreint.

En ce sens, il résulte des études effectuées sur le terrain, des analyses techniques, financières et environnementales ainsi que des témoignages des habitants et des opérateurs économiques,...que la reconstruction aux normes du pont Ambana revaloriserait l'aspect socio-économique de la dite région.

On propose alors une construction, non seulement économique mais aussi esthétique et qui sera bien adaptée aux caractéristiques du site. Elle servira à franchir la rivière avec une seule travée de 50 m, à deux voies de circulation, s'appuyant sur des culées en Béton Armé. Le tablier sera aussi en Béton Armé mais les poutres en Béton Précontraint. Pour pouvoir réaliser ce projet, l'Etat devra investir environ Ar 1 829 599 506.

En termes de perspectives, ce mémoire invite donc à une telle conception, tout en mettant en lumière l'aspiration des habitants de cette zone et dans l'objectif de concrétiser à terme, l'équilibre socio-économique de toutes les régions vers un développement rapide et pérenne de la Grande île.

Du point de vue personnel, la préparation de ce mémoire a permis de concrétiser les bases théoriques acquises durant la formation à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo. Elle a également permis d'avoir une première appréciation de divers problèmes pouvant être rencontrés dans notre avenir professionnel.



BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Monsieur RAJOELINANTENAINA Solofo, cours " ponts", Département Bâtiments et Travaux Publics, E.S.P.A., année 2005-2006 ;
- [2] : Monsieur RAKOTOMALALA Jean Lalaina, cours " ponts", Département Bâtiments et Travaux Publics, E.S.P.A., année 2004-2005 ;
- [3] : Monsieur RAJOELINANTENAINA Solofo, cours "Béton Précontraint", Département Bâtiments et Travaux Publics, E.S.P.A., année 2005-2006 ;
- [4] : Monsieur RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina, cours "Béton Précontraint", Département Bâtiments et Travaux Publics, E.S.P.A., année 2004-2005 ;
- [5] : Monsieur ANDRIAMANANTENA Pierre, cours BAEL 91, Département Bâtiments et Travaux Publics, E.S.P.A., année 2004-2005 ;
- [6] : Règles BPEL 91, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en BP suivant la méthode des états limites - Edition Eyrolles ;
- [7] : Règles BAEL 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en BA suivant la méthode des états limites - Edition Eyrolles ;
- [8] : Monsieur RAKOTONJANAHARY Jean Paul, cours de prévision économique, Département Bâtiments et Travaux Publics, E.S.P.A.; année 2005-2006,
- [9] : Monsieur RANDRIAAHERINDRAINNY Selemer, cours de Management d'Entreprise, Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo ; année 2005-2006 ;
- [10] : Monsieur RANDRIANASOLO David, cours " Hydraulique" , Département Bâtiments et Travaux Publics, E.S.P.A.; année 2003-2004 ;
- [11] : Monsieur RANDIMBISON Hery Tsimaitohaja, Mémoire de Fin d'Etudes : Construction d'un pont en Béton Précontraint (RN1), Département Bâtiments et Travaux Publics, promotion 2003, E.S.P.A. ;
- [12] : Microsoft Encarta, Encyclopédie 2005 ;
- [13] : Jacques FAUCHART, Techniques de l'Ingénieur, Béton/ Ouvrages métalliques, année 1972 ;
- [14] : J- R Robinson, Cours de Béton Précontraint, 3^e édition Dunod, Paris 1964.

TABLES DES MATIERES

REMERCIEMENTS

<i>SOMMAIRE</i>	<i>1</i>
<i>LISTES DES NOTATIONS ET DES ABREVIATIONS.....</i>	<i>2</i>
<i>LISTES DES TABLEAUX.....</i>	<i>3</i>
<i>LISTE DES FIGURES.....</i>	<i>7</i>
<i><u>LISTE DES COURBES</u>.....</i>	<i>7</i>
<i>LISTE DES ANNEXES.....</i>	<i>8</i>
<i>INTRODUCTION GENERALE.....</i>	<i>9</i>

Première partie : ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre I : ETUDE SOCIO ECONOMIQUE

<i>I.1. Localisation du projet.....</i>	<i>10</i>
<i>I.2. La zone d'influence du projet</i>	<i>10</i>
<i>I.3. Bref aperçu historique de la commune.....</i>	<i>13</i>
<i>I.4. L'environnement de la commune</i>	<i>13</i>
<i>I.4.1. Les ressources humaines.....</i>	<i>13</i>
<i>I.4.2. Les ressources naturelles</i>	<i>15</i>
<i>I.4.2.1. Le climat</i>	<i>15</i>
<i>I.4.2.2. Le relief morphologique</i>	<i>16</i>
<i>I.4.2.3. La végétation</i>	<i>17</i>
<i>I.4.3. Ressources des activités économiques</i>	<i>17</i>
<i>I.4.3.1. Agriculture</i>	<i>17</i>
<i>I.4.3.2. L'élevage</i>	<i>19</i>
<i>I.4.3.3. La pêche</i>	<i>19</i>
<i>I.4.3.4. L'artisanat</i>	<i>20</i>
<i>I.4.3.5. L'activité commerciale</i>	<i>20</i>
<i>I.4.3.6. Tourisme.....</i>	<i>21</i>



I.4.4. Ressources socioculturelles	21
I.4.4.1. L'enseignement	21
I.4.4.2. La santé	22
I.4.5. Les catastrophes par calamités naturelles	23
I.4.5.1. Les cyclones.....	24
I.4.5.2. Les inondations.....	23
I.5. Etude du trafic.....	23
I.5.1. Comptages routiers	23
I.5.2. Evolution passée du trafic	24
I.5.3. Prévision du trafic	25
I.6. Conclusion	25

Chapitre II : PROPOSITION ET ETUDE COMPARATIVE DES VARIANTES

II.1. Proposition de variantes	27
II.2. Comparaison et évaluation des variantes.....	27
II.3. Synthèse.....	32

Chapitre III : ETUDE GEOTECHNIQUE

III.1. Description du projet.....	33
III.2. Les essais réalisés	33
III.3. Résultats des essais.....	33
III.3.1. Résultats des essais pénétrométriques.....	33
III.3.2. Résultats des sondages pressiométrique	34
III.3.3. Résultats des analyses granulométriques.....	34
III.4. Type de fondation envisagée	34

Chapitre IV : ETUDE HYDROLOGIQUE

IV.1. Le bassin versant	35
IV.2. Analyse statistique des crues.....	36
IV.2.1. Détermination des averses journalières.....	37
IV.2.1.1. La Loi de GIBRAT– GALTON	37
IV.2.1.2. La Loi de GUMBEL.....	38
III.2.1.3. La Loi de FRECHET	38
IV.2.1.4. Application	39



IV.2.2. Test de validité des ajustements.....	40
IV.2.2.1. Test de la loi de GIBRAT – GALTON.....	42
IV.2.2.2. Test de la loi de GUMBEL	43
IV.2.2.3. Test de la loi de FRECHET	44
IV.3. Estimation de débit maximum de crues	45
IV.3.1. La méthode de Louis Duret.....	45
IV.3.2. La méthode de Chaperon	45
IV.3.3. Application.....	46

Chapitre V : ETUDE HYDRAULIQUE

V.1. La côte naturelle de l'eau.....	47
V.1.1. Généralité.....	47
V.1.2. Application.....	48
V.2. La côte PHEC.....	48
V.3. Le tirant d'air.....	48
V.4. La côte sous poutre.....	49
V.5. Affouillement.....	49
V.5.1. Profondeur totale d'affouillement.....	49
V.5.1.1. La profondeur normale d'affouillement.....	49
V.5.1.2. La profondeur d'affouillement due au rétrécissement du lit...49	
V.5.1.3. Profondeur d'affouillement local.....	50
V.5.1.4. Application	50
V.5.2. Protection contre l'affouillement.....	50

Chapitre VI : ETUDE DES DONNEES FONCTIONNELLES

VI.1. Le tracé en plan	52
VI.2. Le profil en long.....	53
VI.3. Le profil en travers.....	53

Deuxième partie: ETUDES TECHNIQUES

Chapitre I : CONCEPTION GÉNÉRALE D'UN PONT EN BETON PRECONTRAINTE

I.1. Principe de précontrainte du béton.....	54
I.2. Choix du type de mise en tension.....	54
I.3. Principe de la conception de la section des poutres.....	55



I.4. Principe de la conception de la section transversale.....	56
I.5. La dalle du hourdis.....	56
I.6. Les entretoises.....	56
I.7. Les poutres principales.....	57

Chapitre II : LES HYPOTHESES DE CALCUL

II.1. Les caractéristiques des matériaux utilisés en BP.....	60
II.1.1. Le béton.....	60
II.1.1.1. Pour les structures en béton précontraint.....	61
II.1.1.2. Pour les structures en béton armé	63
II.1.2. L'acier.....	64
II.1.2.1. Pour les armatures de précontraintes.....	64
II.1.2.2. Pour les armatures passives	64
II. 2. Les surcharges de calcul.....	65
II.2.1. Les surcharges de la chaussée	65
II.2.1.1. Système de surcharge A.....	65
II.2.1.2. Système de surcharge B.....	66
II.2.2. Calcul du coefficient de majoration dynamique.....	68
II.2.3. Les surcharges de trottoir.....	69
II.2.3.1. La surcharge locale.....	69
II.2.3.2. La surcharge générale.....	69

Chapitre III: PRÉ DIMENSIONNEMENT

III.1. Poutres principales.....	70
III.2. La dalle du hourdis.....	72
III.3. Les entretoises	72

Chapitre IV : CALCUL DE LA DALLE

IV.1. Les hypothèses de calcul.....	73
IV.2. Hourdis central	75
IV.2.1. Inventaire des charges.....	75
IV.2.2. Le coefficient de majoration dynamique.....	75
IV.2.3. Le moment fléchissant	76
IV.2.3.1. Les largeurs de répartition.....	76



IV.2.3.2. Les moments fléchissant de calcul.....	77
IV.2.3.3. Les moments fléchissant réels au centre de la travée et aux appuis..	78
IV.2.3.4. Application.....	79
IV.2.4. L'effort tranchant.....	80
IV.2.4.1. Les paramètres de calcul de l'effort tranchant V.....	82
IV.2.4.2. Calcul des efforts tranchant.....	82
IV.3. La partie en encorbellement.....	84
IV.3.1. Inventaire des charges	84
IV.3.2. Les largeurs de répartition.....	84
IV.3.3. Calcul des sollicitations de calcul.....	85
IV.3.3.1. Les moments fléchissant.....	85
IV.3.3.2. L'effort tranchant.....	86
IV.3.4. Application.....	87
IV.4. Récapitulation des sollicitations de calcul.....	88
IV.5. Dimensionnement des armatures.....	89
IV.5.1. Méthode de détermination des armatures.....	89
IV.5.2. Application.....	90
IV.5.2.1. En travée.....	90
IV.5.2.2. Aux appuis.....	91
IV.5.2.3. Hourdis en encorbellement.....	91
IV.5.2.4. Le pourcentage minimal des armatures.....	92
IV.6. Vérification des contraintes.....	92
IV.6.1. Méthode de vérification.....	92
IV.6.2. Application.....	93
IV.7. Vérification de l'effort tranchant.....	94
IV.8. Vérification au poinçonnement.....	95
IV.8.1. Méthode de vérification.....	95
IV.8.2. Application.....	96

Chapitre V : CALCUL DES ENTRETOISES

V.1. Les Hypothèses de calcul.....	97
V.2. Inventaire des charges.....	98
V.2.1. Entretoise d'about.....	98
V.2.1.1. Charges permanentes.....	98



V.2.1.2. Charges d'exploitation.....	99
V.2.2. Entretoises intermédiaires.....	99
V.2.2.1. Charges permanentes.....	99
V.2.2.2. Charges d'exploitation.....	99
V.3. Coefficient de Majoration Dynamique.....	99
V.4. Calcul des sollicitations.....	100
V.4.1. Le moment fléchissant.....	100
V.4.1.1. Les moments à mi-travée M_0	100
V.4.1.2. Les moments aux appuis M_{app}	101
V.4.1.3. Les moments fléchissant suivants les états limites.....	101
V.4.1.4. Application.....	102
V.4.2. L'effort tranchant.....	102
V.4.2.1. Effort tranchant dû aux charges permanentes.....	102
V.4.2.2. Effort tranchant dû charge d'exploitation.....	102
V.4.2.3. Effort tranchant suivant les états limites.....	103
V.4.2.4. Application.....	103
V.5. Dimensionnement des armatures.....	104
V.5.1. Les armatures longitudinales.....	104
V.5.1.1. Vérification des contraintes.....	105
V.5.1.2. Pourcentage minimal d'armatures longitudinales.....	106
V.5.2. Les armatures transversales.....	106
V.5.2.1. Vérification des contraintes tangentes.....	106
V.5.2.2. Les armatures d'âme.....	107
V.5.2.3. Les armatures de peau	108

Chapitre VI : CALCUL DES POUTRES PRINCIPALES

VI.1. Inventaire de charges	109
VI.1.1. Les charges permanentes.....	109
VI.1.1.1. Ossatures résistantes.....	109
VI.1.1.2. Superstructure.....	109
VI.1.2. Les surcharges d'exploitation.....	109
VI.2. Les coefficients de répartition transversale.....	110
VI.3. Les surcharges d'exploitation.....	113
VI.3.1. Coefficient de répartition transversale.....	113



VI.3.2. Répartition des charges permanentes	114
VI.3.3. Le coefficient de majoration dynamique.....	114
VI.4. Calcul des sollicitations.....	115
VI.4.1. Moment fléchissant.....	115
VI.4.1.1. Le moment fléchissant dû aux charges permanentes.....	115
VI.4.1.2. Le moment fléchissant dû aux charges d'exploitation	116
VI.4.2. Effort tranchant.....	118
VI.4.2.1. Effort dû aux charges permanentes.....	119
VI.4.2.2. Effort dû aux surcharges d'exploitation.....	119
VI.5. La précontrainte.....	121
VI.5.1. Quelques définitions.....	121
VI.5.2. Vérification de la section du béton	122
VI.5.3. Détermination de la force de précontrainte	123
VI.5.4. Vérification de la force de précontrainte	124
VI.5.5. La contrainte initiale et la précontrainte de calcul.....	124
VI.5.6. Calcul des contraintes en service	125
VI.5.7. Détermination du nombre de câble de précontrainte	126
VI.6. Dispositions constructives des câbles.....	127
VI.7. Tracé des câbles.....	129
VI.7.1. Les paramètres de tracé des câbles.....	129
VI.7.2. Calcul des coordonnées des câbles.....	132
VI.7.3. Tracé du câble équivalent.....	132
VI.7.4. Tracé des fuseaux.....	132
VI.7.4.1. Les fuseaux limites	132
VI.7.4.2. Le fuseau de passage	133
VI.8. Calcul des pertes et chutes de tension.....	134
VI.8.1. Les pertes de tension instantanées.....	134
VI.8.1.1. Pertes de tension par frottement de l'armature.....	134
VI.8.1.2. Perte de tension due à l'enfoncement du cône.....	136
VI.8.1.3. Pertes de tension par déformation instantanées du béton...137	137
VI.8.1.4. Perte instantanée totale de tension du câble.....	145
VI.8.1.5. La tension après perte de tension instantanée	145
VI.8.2. Les pertes différées de précontrainte.....	146
VI.8.2.1. Les pertes différées par retrait	146



VI.8.2.2. Perte de tension due à la relaxation des armatures.....	147
VI.8.2.3. Chute de tension due au fluage du béton.....	148
VI.8.2.4. La chute différée totale de tension.....	150
VI.8.3. La tension finale probable.....	151
VI.9. Justification des contraintes normales.....	151
VI.9.1. Calcul des sections de référence.....	151
VI.9.1.1. Section nette.....	151
VI.9.1.2. Section homogénéisée.....	152
III.9.2. Calcul des contraintes.....	152
VI.9.2.1. Les contraintes normales dues aux forces de précontraintes	154
VI.9.2.2. Les contraintes normales dues aux effets des actions extérieures..	154
VI.9.3. Les différentes phases de justification	155
VI.9.4. Les contraintes admissibles.....	157
VI.9.5. Application	158
VI.10. Justification des contraintes tangentiels.....	160
VI.10.1. La contrainte tangentielle τ_{red}	160
VI.10.2. La contrainte normale longitudinale σ_x	161
VI.10.3. Application	161
VI.10.3.1. Vérification de la section d'about.....	161
VI.10.3.2. Vérification de la section d'arrêt du câble n° 6.....	162
VI.11. Justification de la résistance vis-à-vis des sollicitations tangentiels.	164
VI.11.1. Le minimum d'armatures transversales.....	164
VI.11.2. Vérification des armatures transversales.....	164
VI.11.3. Vérification des bielles de béton.....	165
VI.12. Les armatures longitudinales.....	166
VI.12.1. Les armatures longitudinales dans les zones tendues.....	166
VI.12.2. Les armatures longitudinales de peau	166
VI.13. Vérification de la résistance à la rupture de la section médiane.....	167
VI.13.1. Les contraintes limites de calcul.....	167
VI.13.2. Vérification de la section.....	167
VI.13.3. Position de l'axe neutre.....	168
VI.13.4. La capacité portante de la section.....	168
VI.14. Etat limite de service vis-à-vis des déformations.....	168
VI.14.1. Les flèches et les contre flèches.....	168



VI.14.1.1. La flèche f_g due aux charges permanentes.....	168
VI.14.1.2. La flèche f_p due à la force de précontrainte.....	169
VI.14.1.3. La flèche f_q due aux surcharges.....	170
VI.14.1.4. La flèche f_c de construction.....	170
VI.14.1.5. Flèche résultante	170
VI.14.1.6. La flèche due aux charges d'exploitation mobiles	171
VI.14.2. Les rotations.....	171
VI.14.2.1. La rotation due aux charges permanentes	171
VI.14.2.2. Rotation due à la force de précontrainte	171
VI.14.2.3. Rotation due aux surcharges	171
VI.14.2.4. La rotation résultante.....	172

Chapitre VII : CALCUL DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Prédimensionnement des appareils d'appui	173
VII.2. Prédimensionnement de la culée.....	174
VII.3. Distribution des efforts horizontaux.....	176
VII.3.1. Calcul du coefficient de souplesse des culées.....	176
VII.3.2. Répartition des efforts de freinage	176
VII.3.3. Distribution des efforts horizontaux dus au raccourcissement du tablier.....	177
VII.4. Vérification de la capacité portante des pieux sous culée.....	179
VII.4.1. Calcul de la charge limite d'un pieu.....	179
VII.4.1.1. Calcul de l'effort limite mobilisable sous la pointe.....	179
VII.4.1.2. Calcul de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.....	180
VII.4.1.3. Calcul de la portance limite d'un pieu.....	181
VII.4.1.4. Calcul de la charge admissible	181
VII.4.2. Application	181
VII.5. Vérification des appareils d'appui sur les culées.....	183
VII.5.1. Les efforts sollicitant un appareil d'appui de la culée	183
VII.5.2. Vérification des appareils d'appui de la culée	184
VII.5.2.1. Vérification de l'épaisseur des frettes.....	184
VII.5.2.2. Vérification de non flambement	184
VII.5.2.3. Condition de non glissement	185



VII.5.2.4. Vérification de non cheminement.....	185
VII.5.2.5. Vérification de la contrainte moyenne de compression.....	185
VII.5.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement	185
VII.5.2.7. Conclusion de vérification des appareils d'appui de la culée	187
VII.6. Dimensionnement des éléments de la culée	188
VII.6.1. Mur garde grève	188
VII.6.1.1. Poussée exercée par le remblai d'accès.....	188
VII.6.1.2. La poussée des charges locales sur remblai.....	189
VII.6.1.3. Effets de freinage	190
VII.6.1.4. Les sollicitations de calcul.....	190
VII.6.1.5. Calcul des armatures.....	191
VII.6.2. Le mur en retour	192
VII.6.2.1. Forces verticales.....	193
VII.6.2.2. Forces horizontales.....	193
VII.6.2.3. Les sollicitations de calcul.....	193
VII.6.2.4. Calcul des armatures	194
VII.6.3. Le sommier	196
VII.6.3.1. Poussées dues aux poids des terres et de la surcharge de remblai.....	196
VII.6.3.2. Poids propres des éléments de la culée.....	196
VII.6.3.3. La réaction due aux superstructures.....	197
VII.6.3.4. La réaction due au freinage.....	197
VII.6.3.5. La réaction due au raccourcissement du tablier.....	197
VII.6.3.6. Les Sollicitations de calcul.....	197
VII.7. Etude de stabilité de la culée.....	198

Troisième partie : ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET ETUDES FINANCIERES DU PROJET

Chapitre I : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

I.1. Les impacts négatifs	199
I.1.1. Pollution de l'eau.....	199
I.1.2. Pollution de l'air.....	200
I.1.3. La pollution des sols.....	200
I.1.4. Le bruit	200



I.1.5. Le paysage	200
I.1.6. L'écosystème	201
I.1.7. Gênes et perturbations du trafic routier.....	201
I.2. Les impacts positifs.....	201
I.2.1. Sur le plan économique.....	201
I.2.2. sur le plan social	202
I.3. Mesures d'atténuation environnementale.....	203
I.3.1. Sur le milieu humain	203
I.3.2. Sur le milieu physique.....	203
Chapitre II : EVALUATION DU COUT DU PROJET	
II.1. Phasage des travaux	204
II.2. L'avant métré.....	205
II.3. Sous Détail des Prix et Bordereau Détail Estimatif.....	208
Chapitre III : ETUDE DE RENTABILITE D'UN PROJET	
III.1. Détermination de la valeur actualisée nette ou VAN.....	212
III.1.1. Le résultat net	212
III.1.1.1. La recette	212
III.1.1.2. La dépense	212
III.1.2. Le cash-flow	214
III.1.3. La Valeur Actuelle Nette ou VAN.....	214
III.2. Détermination du Taux de Rentabilité Interne ou TRI.....	216
III.3. Conclusion.....	216
CONCLUSION GENERALE.....	217
BIBLIOGRAPHIE.....	218

LES ANNEXES

Annexe I : *Tables de Galerkin*

Annexe II : *Tableau de Gauss*

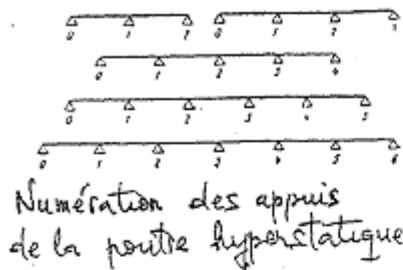
Annexe III : *Table de distribution χ^2 de PEARSON*

Annexe IV : *Quelques extraits des résultats des essais effectués au Laboratoire*

Annexe V : *Divers plans*

Annexe I : Tables de Galerkin

Tableau 4



Les ordonnées des lignes d'influence de la réaction d'appui R d'une poutre hyperstatique à travées multiples sans console sur appui élastique.

Nombre de travées	Indice de la réaction	Indice des ordonnées	Ordonnées de la ligne d'influence pour les valeurs de α égales à										
			0,005	0,01	0,02	0,05	0,10	0,20	0,5	1,0	1,5		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
2	R_0^P	R_{00}^P	0,834	0,835	0,836	0,837	0,838	0,839	0,844	0,875	0,900	0,916	
		R_{01}^P	0,332	0,331	0,329	0,327	0,325	0,323	0,312	0,250	0,200	0,167	
		R_{02}^P	-0,166	-0,165	-0,164	-0,163	-0,162	-0,161	-0,155	-0,125	-0,100	-0,083	
	R_1^P	R_{10}^P	0,332	0,331	0,329	0,327	0,325	0,323	0,312	0,250	0,200	0,167	
		R_{11}^P	0,336	0,338	0,342	0,347	0,351	0,355	0,375	0,500	0,600	0,667	
		R_{12}^P	0,332	0,331	0,329	0,327	0,325	0,323	0,312	0,250	0,200	0,167	
3	R_0^P	R_{00}^P	0,702	0,706	0,711	0,717	0,723	0,728	0,750	0,845	0,960	0,912	
		R_{01}^P	0,397	0,391	0,388	0,382	0,376	0,370	0,346	0,242	0,187	0,156	
		R_{02}^P	0,097	0,091	0,089	0,083	0,079	0,074	0,055	-0,019	-0,044	-0,051	
		R_{03}^P	-0,187	-0,191	-0,189	-0,183	-0,178	-0,173	-0,151	-0,078	-0,033	-0,018	
	R_1^P	R_{10}^P	0,397	0,391	0,388	0,382	0,376	0,370	0,346	0,242	0,187	0,156	
		R_{11}^P	0,301	0,307	0,311	0,317	0,322	0,324	0,353	0,497	0,582	0,635	
		R_{12}^P	0,202	0,205	0,209	0,211	0,218	0,221	0,237	0,280	0,275	0,258	
		R_{13}^P	0,097	0,091	0,089	0,083	0,079	0,074	0,054	-0,010	-0,044	-0,051	
	R_2^P	R_{20}^P	0,590	0,618	0,633	0,649	0,661	0,674	0,720	0,845	0,960	0,912	
		R_{21}^P	0,395	0,390	0,382	0,371	0,365	0,350	0,333	0,287	0,187	0,137	
		R_{22}^P	0,191	0,182	0,166	0,151	0,138	0,127	0,083	-0,021	-0,043	-0,049	
		R_{23}^P	-0,0001	-0,0002	-0,0003	-0,0004	-0,0004	-0,0005	0,0004	0,003	0,005	0,008	
4	R_0^P	R_{00}^P	-0,192	-0,184	-0,169	-0,153	-0,135	-0,115	-0,086	-0,013	0,001	0,004	
		R_{01}^P	0,395	0,390	0,382	0,371	0,360	0,350	0,333	0,287	0,187	0,137	
		R_{02}^P	0,304	0,307	0,311	0,317	0,322	0,324	0,353	0,497	0,582	0,635	
		R_{03}^P	0,204	0,208	0,215	0,221	0,226	0,231	0,245	0,274	0,281	0,244	
	R_1^P	R_{10}^P	0,101	0,101	0,102	0,102	0,102	0,102	0,099	0,054	0,016	-0,006	
		R_{11}^P	-0,0001	-0,0002	-0,0003	-0,0004	-0,0004	-0,0004	-0,0004	0,003	0,006	0,008	
		R_{12}^P	0,191	0,182	0,166	0,151	0,138	0,127	0,083	-0,021	-0,043	-0,049	
		R_{13}^P	0,204	0,208	0,215	0,221	0,226	0,231	0,245	0,274	0,281	0,244	
	R_2^P	R_{20}^P	0,211	0,221	0,240	0,257	0,272	0,285	0,330	0,494	0,586	0,610	
		R_{21}^P	0,395	0,390	0,382	0,371	0,360	0,350	0,333	0,287	0,187	0,137	
		R_{22}^P	0,191	0,182	0,166	0,151	0,138	0,127	0,083	-0,021	-0,043	-0,049	
		R_{23}^P	0,204	0,208	0,215	0,221	0,226	0,231	0,245	0,274	0,281	0,244	

Annexe I : Tables de Galerkin

Coefficients des ordonnées de la ligne d'influence des réactions d'appui d'une poutre hyperstatique à travées multiples sur appui élastique au cas où la charge se trouve au bout de la console

Tableau 5

Nombre de travées	Indicateur des coefficients	Coefficients des ordonnées de la l.-I. pour les valeurs de d égales à									
		0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	1,0	1,5
2	dR_{00}^M	0,503	0,505	0,510	0,515	0,519	0,524	0,527	0,538	0,800	0,875
	dR_{10}^M	-0,005	-0,010	-0,020	-0,030	-0,039	-0,048	-0,054	-0,375	-0,600	-0,750
	dR_{20}^M	-0,498	-0,495	-0,490	-0,485	-0,481	-0,476	-0,453	-0,312	-0,200	-0,125
3	dR_{00}^M	0,308	0,316	0,331	0,345	0,359	0,372	0,430	0,680	0,814	0,886
	dR_{10}^M	0,091	0,092	0,095	0,099	0,092	0,017	-0,052	-0,377	-0,583	-0,715
	dR_{20}^M	-0,106	-0,111	-0,122	-0,132	-0,141	-0,150	-0,188	-0,290	-0,275	-0,232
	dR_{30}^M	-0,293	-0,287	-0,274	-0,262	-0,250	-0,239	-0,191	-0,014	0,044	0,050
4	$\sqrt{dR_{00}^M}$	0,216	0,231	0,250	0,265	0,288	0,309	0,414	0,684	0,813	0,835
	$\sqrt{dR_{10}^M}$	0,087	0,079	0,069	0,042	0,025	0,009	-0,059	-0,363	-0,573	-0,736
	$\sqrt{dR_{20}^M}$	-0,014	-0,028	-0,053	-0,074	-0,090	-0,110	-0,174	-0,285	-0,261	-0,220
	dR_{30}^M	-0,104	-0,108	-0,114	-0,118	-0,123	-0,126	-0,133	-0,078	-0,016	0,019
	dR_{40}^M	-0,188	-0,175	-0,153	-0,135	-0,110	-0,083	-0,049	0,042	0,035	0,035
5	dR_{00}^M	0,170	0,194	0,235	0,269	0,299	0,324	0,415	0,679	0,800	0,861
	dR_{10}^M	0,075	0,067	0,050	0,034	0,019	0,005	-0,050	-0,354	-0,541	-0,662
	dR_{20}^M	0,007	-0,012	-0,044	-0,064	-0,091	-0,110	-0,173	-0,282	-0,279	-0,258
	dR_{30}^M	-0,044	-0,058	-0,079	-0,095	-0,107	-0,115	-0,136	-0,075	-0,011	0,027
	dR_{40}^M	-0,086	-0,085	-0,085	-0,084	-0,083	-0,082	-0,075	-0,042	-0,033	-0,033
	dR_{50}^M	-0,123	-0,106	-0,078	-0,056	-0,039	-0,026	0,011	0,022	0,006	-0,004
6	dR_{00}^M	0,146	0,178	0,229	0,267	0,297	0,324	0,416	0,665	0,761	0,806
	dR_{10}^M	0,065	0,058	0,046	0,033	0,019	0,007	-0,053	-0,324	-0,465	-0,536
	dR_{20}^M	0,010	-0,011	-0,045	-0,070	-0,092	-0,109	-0,169	-0,291	-0,310	-0,314
	dR_{30}^M	-0,025	-0,046	-0,075	-0,094	-0,107	-0,116	-0,108	-0,081	-0,029	0,0002
	dR_{40}^M	-0,050	-0,059	-0,071	-0,077	-0,080	-0,080	-0,068	0,011	0,036	0,041
	dR_{50}^M	-0,086	-0,081	-0,073	-0,066	-0,040	-0,035	-0,016	0,016	0,008	-0,001
	dR_{60}^M	-0,100	-0,076	-0,050	-0,032	0,001	0,009	0,024	0,001	-0,002	-0,002
	dR_{70}^M	-0,100	-0,076	-0,050	-0,032	0,001	0,009	0,024	0,001	-0,002	-0,002

d - distance entre les poutres

$$R_{no}^M = \frac{dR_{no}^M}{d}$$

ANNEXE II : TABLEAU DE GAUSS

Probabilité pour que u soit supérieur ou égale à ...

u		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,0	50 000	49 601	49 202	48 803	48 405	48 006	47 608	47 210	46 812	46 414
0,1		46 017	45 620	45 224	44 828	44 433	44 038	43 644	43 251	42 858	42 465
0,2		42 074	41 683	41 294	40 905	40 517	40 129	39 743	39 358	38 974	38 591
0,3		38 209	37 828	37 448	37 070	36 693	36 317	35 942	35 569	35 197	34 827
0,4		34 458	34 090	33 724	33 360	32 997	32 636	32 276	31 918	31 561	31 207
0,5	0,0	30 854	30 503	30 153	29 806	29 460	29 116	28 774	28 434	28 096	27 760
0,6		27 425	27 093	26 763	26 435	26 109	25 785	25 463	25 143	24 825	24 510
0,7		24 196	23 885	23 576	23 270	22 965	22 663	22 363	22 065	21 770	21 476
0,8		21 186	20 897	20 611	20 327	20 045	19 766	19 489	19 215	18 943	18 673
0,9		18 406	18 141	17 879	17 619	17 361	17 106	16 853	16 602	16 354	16 109
1,0	0,0	15 866	15 625	15 386	15 151	14 917	14 686	14 457	14 231	14 007	13 786
1,1		13 567	13 350	13 136	12 924	12 714	12 507	12 302	12 100	11 900	11 702
1,2		11 507	11 314	11 123	10 935	10 749	10 565	10 383	10 204	10 027	9 852
1,3		9 680	9 508	9 348	9 179	9 013	8 850	8 691	8 534	8 379	8 226
1,4		8 075	7 920	7 767	7 616	7 467	7 320	7 175	7 032	6 891	6 751
1,5	0,0	6 607	6 466	6 327	6 190	6 055	5 922	5 791	5 662	5 534	5 407
1,6		5 281	5 156	5 033	4 911	4 791	4 672	4 555	4 439	4 324	4 210
1,7		4 097	3 984	3 872	3 761	3 651	3 542	3 434	3 327	3 221	3 116
1,8		3 011	2 907	2 804	2 702	2 601	2 501	2 402	2 304	2 207	2 111
1,9		2 017	1 924	1 832	1 741	1 650	1 560	1 471	1 383	1 295	1 208
2,0	0,0	1 121	1 036	952	869	786	704	622	541	461	381
2,1		301	221	142	64	-14	-33	-52	-71	-90	-109
2,2		-128	-147	-166	-185	-204	-223	-242	-261	-280	-299
2,3		-318	-337	-356	-375	-394	-413	-432	-451	-470	-489
2,4		-508	-527	-546	-565	-584	-603	-622	-641	-660	-679
2,5	0,0	-698	-717	-736	-755	-774	-793	-812	-831	-850	-869
2,6		-888	-907	-926	-945	-964	-983	-1002	-1021	-1040	-1059
2,7		-1078	-1097	-1116	-1135	-1154	-1173	-1192	-1211	-1230	-1249
2,8		-1268	-1287	-1306	-1325	-1344	-1363	-1382	-1401	-1420	-1439
2,9		-1458	-1477	-1496	-1515	-1534	-1553	-1572	-1591	-1610	-1629
3,0	0,0	-1648	-1667	-1686	-1705	-1724	-1743	-1762	-1781	-1800	-1819
3,1		-1838	-1857	-1876	-1895	-1914	-1933	-1952	-1971	-1990	-2009
3,2		-2028	-2047	-2066	-2085	-2104	-2123	-2142	-2161	-2180	-2199
3,3		-2218	-2237	-2256	-2275	-2294	-2313	-2332	-2351	-2370	-2389
3,4		-2408	-2427	-2446	-2465	-2484	-2503	-2522	-2541	-2560	-2579
3,5	0,0	-2598	-2617	-2636	-2655	-2674	-2693	-2712	-2731	-2750	-2769
3,6		-2788	-2807	-2826	-2845	-2864	-2883	-2902	-2921	-2940	-2959
3,7		-2978	-2997	-3016	-3035	-3054	-3073	-3092	-3111	-3130	-3149
3,8		-3168	-3187	-3206	-3225	-3244	-3263	-3282	-3301	-3320	-3339
3,9		-3358	-3377	-3396	-3415	-3434	-3453	-3472	-3491	-3510	-3529
4,0	0,0	-3548	-3567	-3586	-3605	-3624	-3643	-3662	-3681	-3700	-3719
4,1		-3738	-3757	-3776	-3795	-3814	-3833	-3852	-3871	-3890	-3909
4,2		-3928	-3947	-3966	-3985	-4004	-4023	-4042	-4061	-4080	-4099
4,3		-4118	-4137	-4156	-4175	-4194	-4213	-4232	-4251	-4270	-4289
4,4		-4308	-4327	-4346	-4365	-4384	-4403	-4422	-4441	-4460	-4479
4,5	0,0	-4498	-4517	-4536	-4555	-4574	-4593	-4612	-4631	-4650	-4669
4,6		-4688	-4707	-4726	-4745	-4764	-4783	-4802	-4821	-4840	-4859
4,7		-4878	-4897	-4916	-4935	-4954	-4973	-4992	-5011	-5030	-5049
4,8		-5068	-5087	-5106	-5125	-5144	-5163	-5182	-5201	-5220	-5239
4,9		-5258	-5277	-5296	-5315	-5334	-5353	-5372	-5391	-5410	-5429

Pour $u < 0$, il suffit de prendre le complément à 1 des valeurs contenues dans le tableau, les nombres de la première colonne désignant alors les valeurs absolues de u .

$$P(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

Annexe III : Table de Distribution χ^2 de Pearson

TABLE DE DISTRIBUTION χ^2 DE PEARSON

χ^2	0.9995	0.999	0.995	0.990	0.975	0.95	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0.025	0.01	0.005	0.001	0.0005	χ^2		
1	0.0000393	0.0000757	0.000135	0.000240	0.000428	0.000756	0.00135	0.00240	0.00428	0.00756	0.0135	0.0240	0.0428	0.0756	0.135	0.240	0.428	0.756	1.35	2.40	4.28	7.56	1	
2	0.000100	0.000200	0.000357	0.000630	0.00115	0.00203	0.00357	0.00630	0.0115	0.0203	0.0357	0.0630	0.115	0.203	0.357	0.630	1.15	2.03	3.57	6.30	11.5	20.3	2	
3	0.0153	0.0243	0.0384	0.0599	0.0935	0.141	0.216	0.338	0.541	0.854	1.36	2.37	3.84	5.99	9.35	14.1	21.6	33.8	54.1	85.4	136	237	3	
4	0.0639	0.0908	0.138	0.216	0.338	0.541	0.854	1.36	2.37	3.84	5.99	9.35	14.1	21.6	33.8	54.1	85.4	136	216	338	541	854	4	
5	0.158	0.210	0.297	0.412	0.554	0.734	1.06	1.61	2.34	3.00	4.05	5.13	6.06	7.29	9.24	11.1	12.8	15.1	16.7	20.5	22.1	25	5	
6	0.299	0.381	0.476	0.572	0.676	0.792	1.24	1.64	2.20	2.71	3.45	4.35	5.21	6.25	7.38	8.55	9.88	11.4	12.6	15.0	16.8	18.5	21	6
7	0.485	0.598	0.717	0.841	0.979	1.13	1.69	2.17	2.83	3.62	4.67	5.49	6.35	7.38	8.38	9.80	11.2	13.1	15.0	16.8	18.5	20.3	24	7
8	0.710	0.857	1.04	1.24	1.46	1.71	2.18	2.73	3.49	4.53	5.63	6.42	7.54	8.75	9.52	11.0	13.4	15.5	17.5	19.3	21.3	23.0	26	8
9	0.972	1.15	1.37	1.60	1.85	2.15	2.70	3.33	4.17	5.38	6.69	7.36	8.34	9.41	10.7	12.2	14.7	16.9	19.0	21.7	23.6	25.9	29	9
10	1.26	1.48	1.72	2.00	2.30	2.65	3.25	3.94	4.87	6.18	7.73	8.30	9.34	10.5	11.8	13.4	16.0	18.3	20.5	23.2	25.2	29.6	31	10
11	1.59	1.83	2.10	2.40	2.72	3.10	3.82	4.57	5.58	6.99	8.15	9.24	10.3	11.5	12.9	14.6	17.3	19.7	21.9	24.7	26.8	31.3	33	11
12	1.93	2.21	2.52	2.85	3.20	3.59	4.40	5.23	6.30	7.81	9.03	10.2	11.3	12.6	14.0	15.8	18.5	21.0	23.3	26.2	28.3	32.9	34	12
13	2.31	2.62	2.97	3.33	3.73	4.11	5.01	5.89	7.04	8.63	9.83	11.1	12.3	13.6	15.1	17.0	19.8	22.4	24.7	27.7	29.8	34.5	36	13
14	2.70	3.04	3.42	3.81	4.24	4.66	5.63	6.57	7.79	9.47	10.8	12.1	13.3	14.7	16.2	18.2	21.1	23.7	26.1	29.1	31.3	36.1	38	14
15	3.11	3.48	3.90	4.31	4.77	5.27	6.26	7.26	8.55	10.3	11.7	13.0	14.3	15.7	17.3	19.3	22.3	25.0	27.5	30.6	32.8	37.7	39	15
16	3.54	3.94	4.39	4.82	5.33	5.86	6.83	7.83	9.30	10.8	12.6	14.0	15.3	16.8	18.4	20.5	23.5	26.3	28.8	32.0	34.3	39.3	41	16
17	3.98	4.42	4.90	5.35	5.88	6.43	7.44	8.47	10.0	11.6	13.4	14.9	16.3	17.8	19.5	21.6	24.6	27.6	30.2	33.4	35.7	40.8	42	17
18	4.44	4.90	5.40	5.87	6.41	6.91	7.93	9.09	10.6	12.3	14.1	15.9	17.3	18.9	20.6	22.8	26.0	28.9	31.5	34.8	37.2	42.4	44	18
19	4.91	5.41	5.92	6.41	6.98	7.57	8.64	9.73	11.3	13.0	14.8	16.7	18.6	19.9	21.7	23.9	27.2	30.1	32.9	36.2	38.6	43.8	46	19
20	5.40	5.92	6.43	6.93	7.52	8.13	9.23	10.3	12.0	13.8	15.6	17.5	19.4	20.7	22.5	24.8	28.1	31.0	33.8	37.1	39.5	44.7	47	20
21	5.90	6.45	6.97	7.48	8.09	8.71	9.84	10.9	12.6	14.5	16.3	18.2	20.1	21.4	23.2	25.6	28.9	31.8	34.6	37.9	40.3	45.5	48	21
22	6.40	6.98	7.51	8.04	8.67	9.30	10.4	11.5	13.2	15.1	16.9	18.8	20.7	22.0	23.9	26.3	29.6	32.5	35.3	38.6	41.0	46.2	49	22
23	6.92	7.53	8.07	8.61	9.25	9.89	11.0	12.1	13.8	15.7	17.5	19.4	21.3	23.3	25.1	27.6	30.9	33.8	36.6	39.9	42.4	47.7	50	23
24	7.45	8.08	8.63	9.18	9.83	10.48	11.6	12.7	14.4	16.3	18.1	20.0	21.9	23.9	25.7	28.3	31.6	34.5	37.3	40.7	43.2	48.5	51	24
25	7.99	8.65	9.21	9.77	10.4	11.0	12.2	13.3	15.0	16.9	18.7	20.6	22.5	24.5	26.1	28.2	31.7	34.4	37.7	40.6	44.3	46.9	52	25
26	8.54	9.22	9.79	10.3	10.9	11.5	12.7	13.8	15.5	17.4	19.2	21.1	23.0	24.9	26.9	29.2	32.6	35.3	38.9	41.9	45.6	48.3	54	26
27	9.09	9.80	10.3	10.8	11.4	12.0	13.2	14.3	16.0	17.9	19.7	21.6	23.5	25.5	27.5	30.0	33.4	36.1	40.1	43.2	47.0	49.6	55	27
28	9.66	10.4	10.9	11.4	12.0	12.6	13.8	14.9	16.6	18.5	20.3	22.2	24.1	26.1	28.1	30.6	34.0	36.7	40.7	43.7	47.5	50.2	57	28
29	10.2	11.0	11.5	12.0	12.6	13.2	14.4	15.5	17.2	19.1	20.9	22.8	24.7	26.7	28.7	31.2	34.6	37.3	41.3	44.3	48.2	50.9	60	29
30	10.8	11.6	12.1	12.6	13.2	13.8	15.0	16.1	17.8	19.7	21.5	23.4	25.3	27.3	29.3	31.8	35.2	37.9	41.9	44.9	48.9	51.7	62	30

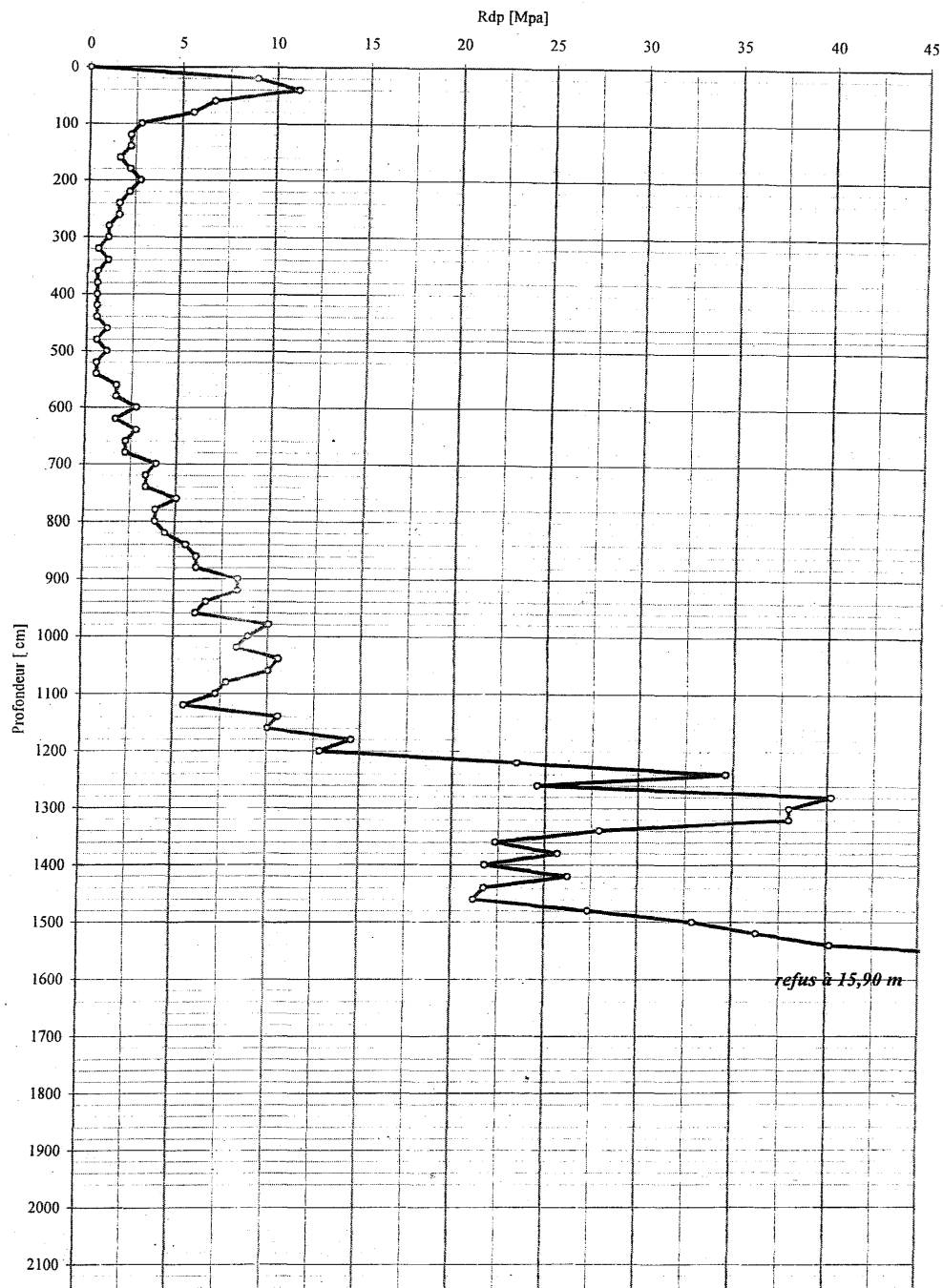
Annexe IV : *Quelques extraits des résultats des essais effectués au
Laboratoire (LNTPB)*



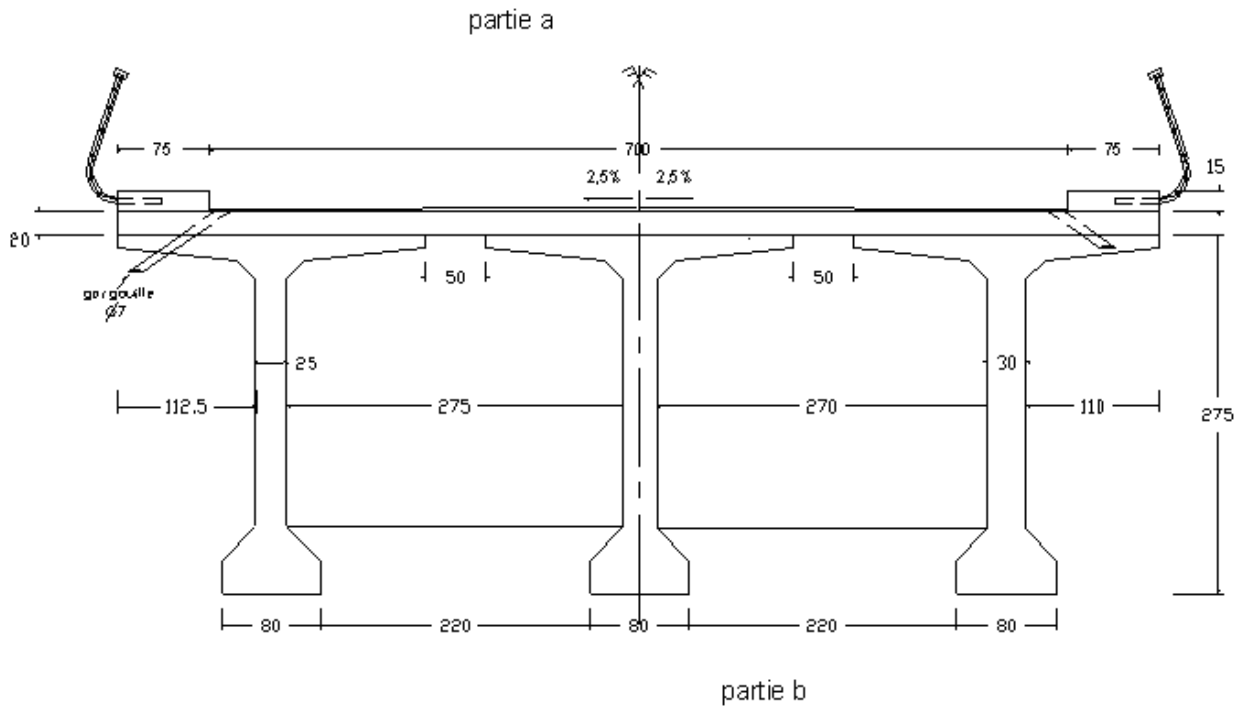
Pont métallique sur la RN5.
PK 12 + 500 / Pd₆
Dossier n° 06 SF 31
Annexe: IV
Date : Août 2006

Poids du mouton
Hauteur de chute
Poids enclume
Poids de la pointe
Surface de la pointe conique
Poids de la tige mètres

M	57.5	kg
H	50	cm
Pe	11.15	kg
Pp	10	kg
S	15.20	cm ²
Pt	18.7	kg

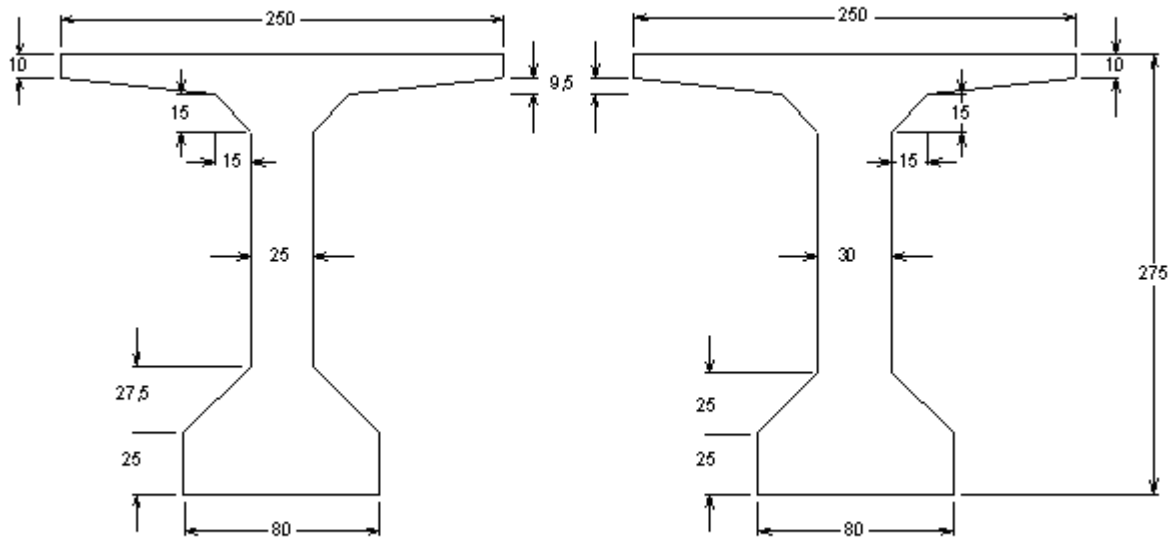


Annexe V : Divers plans



a. Les demi-coupes transversales d'un pont à poutres sous chaussées.

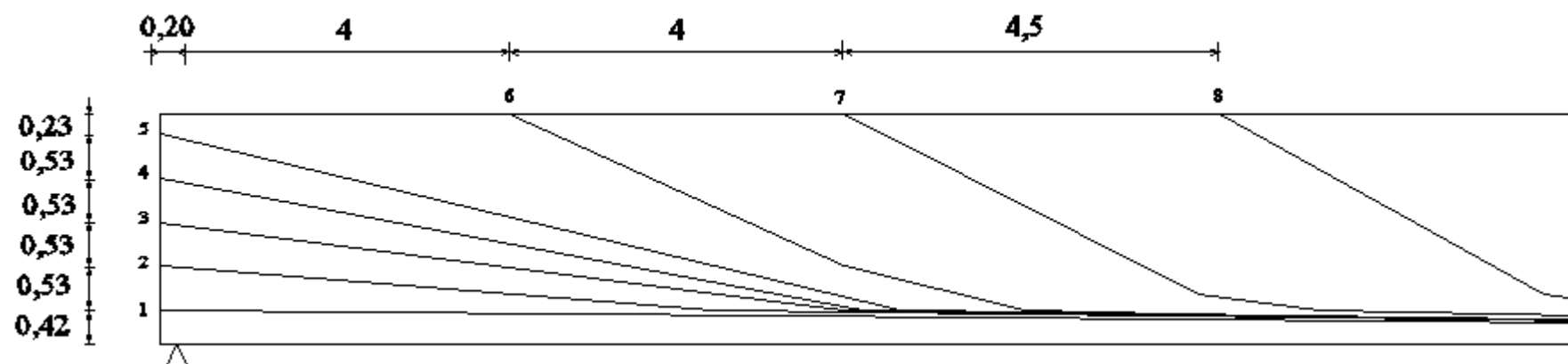
(Partie a : en travée et Partie b : sur appuis.)



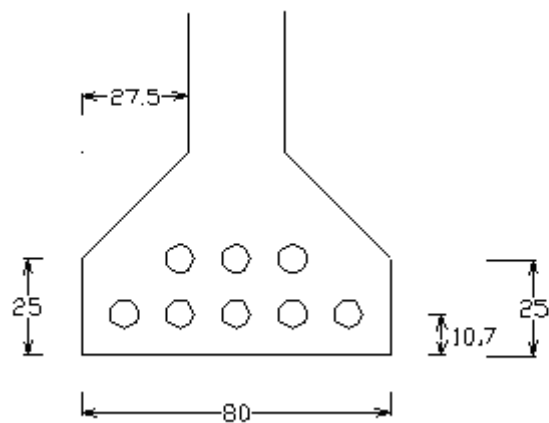
Section médiane

Section d'about

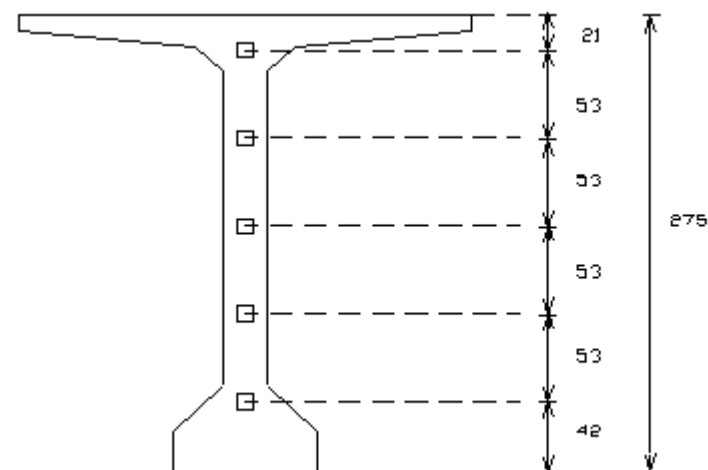
b. Les caractéristiques des poutres.



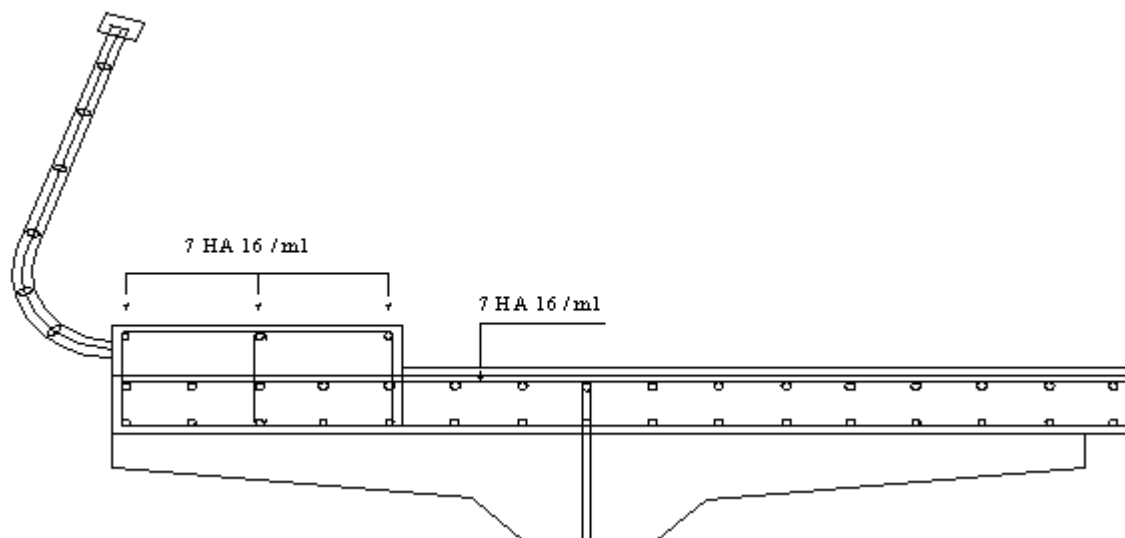
c. Relevage des câbles



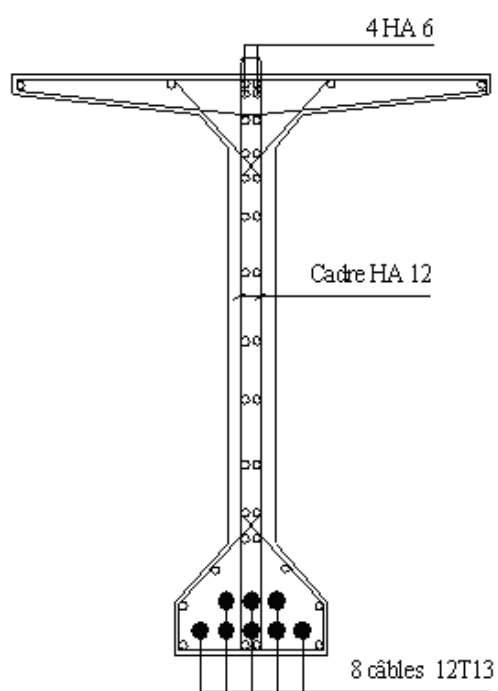
d. Disposition des câbles à mi-travée.



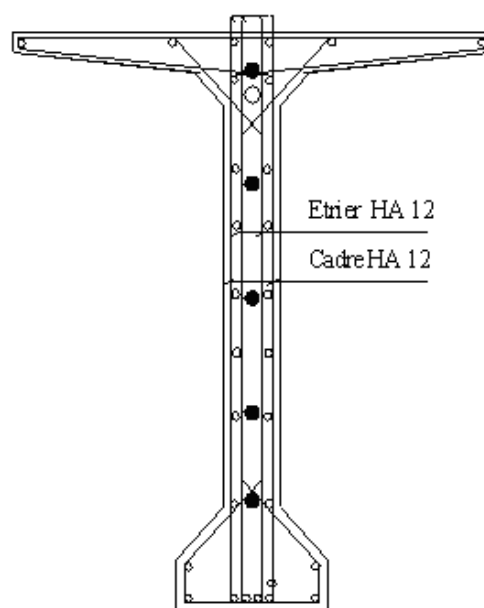
e. Disposition des ancrages aux abouts



f. Ferrailage de dalle

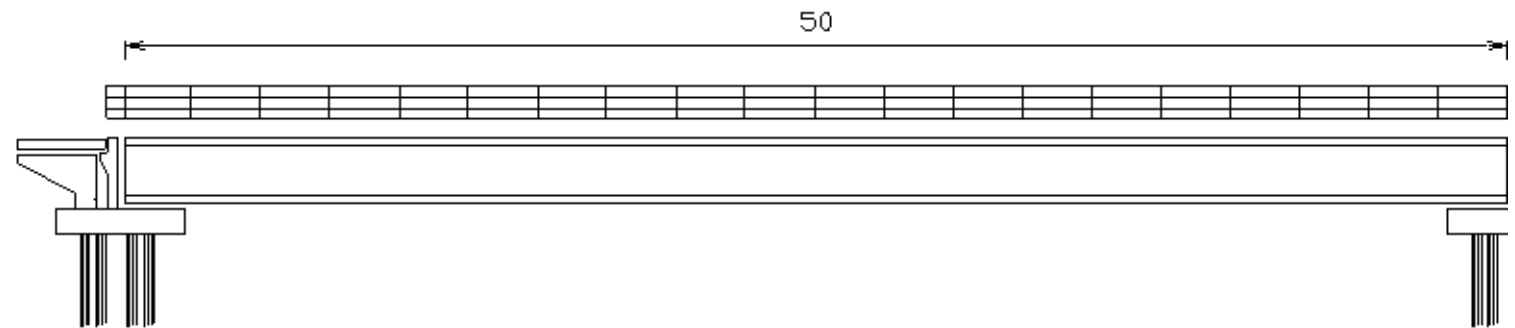


Section médiane

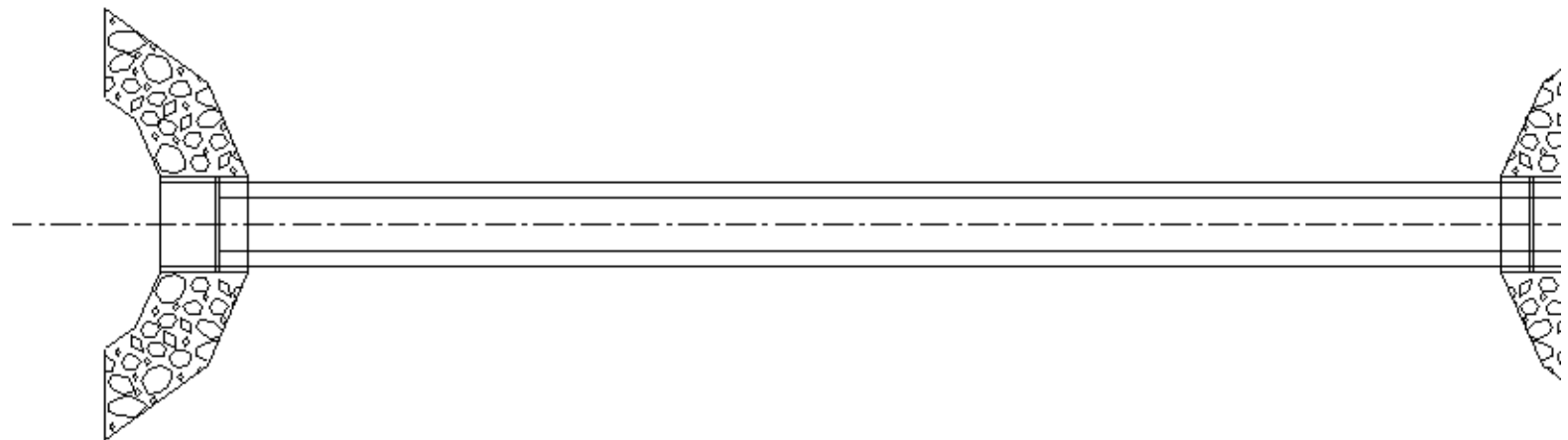


Section d'abouts

g. Ferrailage des poutres principales



Coupe longitudinale de l'ouvrage



Vue en plan

h. Coupe longitudinale et vue en plan de l'ouvrage

Titre de mémoire : « *CONTRIBUTION A LA RECONSTRUCTION DU
PONT AMBANA au PK 12+500 sur la RN5* »

Nombre de page : 218

Nombre de tableau : 111

Nombre de figures : 33

Nombre de courbes : 02

RESUME

Cette étude se rapporte à un pont en béton précontraint. Le pont Ambana se situe au PK 12+500, le long de la RN5, dans la commune d'Antetезамбаро. Cette étude a pour objet de tracer toutes les données de base, des mesures techniques relatives au projet et les impacts environnementaux.

Outre le désenclavement du lieu de projet, les objectifs seraient de rendre la structure de l'ouvrage, non seulement résistante aux déformations susceptibles d'être imposées par des contraintes naturelles mais aussi plus esthétique, et partant, d'assurer sa pérennité.

Le coût de ce projet s'élève à un milliard huit cent vingt neuf millions et cinq cent quatre vingt dix neuf milles cinq cent six Ariary (Ar 1 829 599 506) dont la rentabilité est assurée.

Des mesures d'atténuation des impacts négatifs seront prises préalablement et au cours de la réalisation du projet.

Mots clés : Béton précontraint, Etat limites, Post-précontrainte, précontrainte,...

Encadreur - Rapporteur : Monsieur RAZAFINJATO Victor

Auteur : RAHAJAMAMINJATOVO Nathalie Murielle Alucia