Table Des Matières

Remerciements
Dédicace
Résume
Abstract
الملخص
Table des matières
Liste des figures
Liste des tableaux
Introduction générale 1

CHAPITRE I: Présentation de projet et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction 3
I.1.1 La super structure 3
I.1.2 Les appareils d'appui 3
I.1.3 L'infrastructure 3
I.2 Présentation de site 4
I.2.1 Données géométriques 5
I.2.2 Les données naturelles 5
I.3 Choix du type de fondation 7
I.4 Choix du type d'ouvrage 7
I.4.1 Présentation du choix 8
I.5 Caractéristique des matériaux 8
I.5.1 Le béton 8
I.5.2 L'acier 10
I.5.2.1 Aciers passifs 10
I.5.2.2 Aciers actifs 11
I.6 Conclusion 12

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente de charges

II.1 Introduction 13
II.2 Largeur du tablier 13
II.3 Pré dimensionnement de la 1^{ier} variante 13
II.3.1 La largeur de la travée 13
II.3.2 Hauteur des poutres 13
II.3.3 Nombre et espacement des poutres 13
II.3.4 Epaisseur de l'hourdis 14
II.3.5 La section de la poutre 14
II.3.6 Les entretoise 15
II.4 Pré dimensionnement de 2eme variante 15
II.4.1 La largeur de la travée 15
II.4.2 Hauteur des poutres 15
II.4.3 Nombre et espacement des poutres 16
II.4.4 Largeur de la table de compression (b) 16
II.4.5 Epaisseur de la table de compression 16

TABLE DES MATIERES

II.4.6 La largeur du talon 16
II.4.7 Epaisseur du talon 16
II.4.8 Largeur Du Gousset De Talon 17
II.4.9 Gousset de la table de compression 17
II.4.10 Epaisseur de l'âme (b0) 17
II.4.11 Les entretoises 17
II.5 Caractéristiques géométriques de la poutre 18
II.6 Evaluation des charges 25
II.6.1 Evaluation des charges de la 1ier variante 25
II.6.1.1 La charge permanente (CP) 25
II.6.1.2 La charge complémentaire permanente (CCP) 26
II.6.1.3 Calcul des surcharges routières 29
II.6.2 Evaluation des charges de la 2ier variante 36
II.6.2.1 La charge permanente (CP) 36
II.6.2.2 La charge complémentaire permanente (CCP) 37
II.6.2.3 Calcul des surcharges routières 38
II.7 Conclusion 42

CHAPITRE III : Modélisation de pont

III.1 Introduction 43
III.2 Logiciel de calcul 43
III.3 La modélisation 44
III.4 Les différents cas de charges 47
III.5 L'affectation des charges 48
III.6 Les combinaisons de calcule 50
III.7 Résultats de calcul obtenu par le logiciel 50
III.8 Conclusion 56

CHAPITRE IV : Etude des poutres en béton armé

IV.1 Introduction 57
IV.2. Ferraillage Des Poutres 57
IV.2.1 Calcul à l'ELU 58
IV.2.2 Calcul à l'ELS 59
IV.2.3 Armature Supérieure 60
IV.2.4 Calcul Des Armatures Transversales 60
IV.2.5 Effet De L'effort Tranchant 60
IV.2.6 Jonction De L'ourdis Et L'âme De La Poutre 61
IV.2.7 Calcul De La Contre Fleche 62
IV.2.8 Manutention Des Poutres 63
IV.3 Conclusion 63

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE V : Etude des poutres en béton précontraint

V.1 Généralité sur la précontrainte 64
V.2 Les principes de la précontrainte 65
V.3 Mode de précontrainte 65
V.3.1 Précontrainte par pré-tension 65
V.3.2 Précontrainte par post-tension 66
V.3.3 Comparaison des deux procèdes 68
V.4 Etude de la précontrainte suivant les règles de B.P.E.L 69
V.4.1 Hypothèse de calcul 69
V.4.2 Calcul de la face de la précontrainte 69
V.4.3 Détermination du nombre de câbles 70
V.4.4 Vérification à l'ELS 71
V.4.5 Vérification à l'E.L.U 77
V.4.6 Les pertes de la précontrainte 81
V.4.7 Vérification de la flexion à mi- travée 88
V.4.8 Ferraillage de la poutre : 91
V.4.9 Vérification de l'effort tranchants 92
V.4.10 Vérification à l'ELU 93
V.5 Conclusion 94

CHAPITRE VI : Etude économique des deux variantes

VI.1 Introduction 95
VI.2 Management de projet 95
VI .2.1 Gestion des délais 96
VI .2.2 Gestion des coûts 96
VI .2.3 Gestion de la qualité 96
VI .2.4 Cycle de vie de projet 96
VI .2.5 Les acteurs du projet 98
VI.2.6 Définir la structure des taches WBS 100
VI.3 Etude du délai 100
VI.4 Devis quantitatif et estimatif 101
VI.5 La variante pont en béton arme 103
VI.5.1 Les avantages 103
VI.5.2 Les inconvénients 103
VI.6 La variante pont en béton précontraint 103
VI.6.1 Les avantages 103
VI.6.2 Les inconvénients 104
VI.7 Analyse multicritère 104
VI.7.1 Présentation du choix 105
VI.8 Conclusion 106

Conclusion générale 107
Bibliographie
Annexes

Liste des Figures

Figure I.1: Terminologie des ponts 3
Figure I.2: plan de situation 4
Figure I.3: prise de vue actuelle 4
Figure I.4: Diagrammes contraintes déformations 11
Figure II.1 : Talon de compression 17
Figure II.2 : Dimensions de la poutre < I > 19
Figure II.3 : Dimensions de la poutre < T > 22
Figure II.4: Dimensions de la poutre 25
Figure II.5 : Coupe transversale du trottoir avec corniche 26
Figure II.6: Le trottoir 27
Figure II.7 : La corniche 27
Figure II.8 : Les dimensions de système 31
Figure II.9 : les dimensions du système Bt 33
Figure II.10 : Disposition du système Br 34
Figure II.11 : les dimensions du système D_{240} 35
Figure II.12 : Vue en plan de la poutre 36
Figure III.1 : Tableau de modèle (SAP2000) 44
Figure III.2 : Vue générale du tablier de 1 ^{ere} Variante (SAP2000) 45
Figure III.3: Vue générale du tablier de $\mathbf{2^{eme}}$ Variante (SAP2000) 45
Figure III.4 : Tableau de matériau 46
Figure III.5: Modélisation de la poutre intermédiaire $\mathbf{1^{ere}}$ Variante 46
Figure III.6 : Modélisation de la poutre intermédiaire $\mathbf{2^{eme}}$ Variante 47
Figure III.7: Modélisation du camion $\mathbf{B_C}$ 48
Figure III.8 : Modélisation du MC120 49
Figure III.9 : Modélisation du D280 49
Figure III.10 : Les moments fléchissant de poutre de gauche 2 MC120 à l'ELU($\mathbf{1^{ere}}$ Variante) 51
Figure III.11: Les efforts tranchants de poutre gauche 1 ($\mathbf{1^{ere}}$ Variante) 52
Figure III.12: Les moments fléchissant de poutre de gauche2 ($\mathbf{2^{eme}}$ Variante) 53
Figure III.13 : Les efforts tranchants de poutre gauche 2 (2eme Variante) 54
Figure III.14 : Digramme du moment fléchissant des poutres 55
Figure III.15 : Digramme des efforts tranchants des poutres 55
Figure IV.1: Section de la poutre + dalle 57
Figure IV.2 : Le ferraillage de section 61
Figure IV.3: Calcul de la contre flèche 62
Figure IV.4 : Calcul de Y(m) de la poutre 63
Figure IV.5 : La Position Des Points De Levage 63
Figure V.1: Déformation d'une poutre sous des charges (flèche). 64
Figure V.2: Solution pour la déformation (armature inférieure). 64
Figure V.3: Deuxième solution pour la déformation 65
Figure V.4 : Les diagrammes des contraintes des éléments 65
Figure V.5 : Les étapes de réalisations par pré-tension 66
Figure V.6 : Les étapes générales pour la post-tension 67
Figure V.7 : Les deux modes de mis en tension 67

Figure V.8 : Diagramme de la combinaison La mise en tension de P1 72
Figure V.9 : Diagramme de la combinaison La mise en tension de P2 72
Figure V.10: Diagramme de la combinaison quasi permanente de P1 73
Figure V.11: Diagramme de la combinaison quasi permanente de P2 74
Figure V.12: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P1 75
Figure V.13: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P2 75
Figure V.14: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P1 76
Figure V.15: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P2 77
Figure V.16: Section équivalente 78
Figure V.17: L'emplacement des câbles dans les sections de la poutre 80
Figure V.18: Angle de déviation 82
Figure V.19: Représentation des tensions par suite des pertes par frottement et par glissement le long du câble 82
Figure V.20: Diagramme des contraintes sous « p2 » (combinaison rare) 91
Figure VI.1: Triangle d'or du projet 95
Figure VI.2: Cycle de vie d'un projet 97
Figure VI.3: Les acteurs du projet 99
Figure VI.4: Présentation de choix par le graphique radar 105

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Les données et résultats obtenus des sondages réalisés SP1 et SP2. 6
Tableau I.2 : Résultats des essais de résistance au cisaillement de SP2. 6
Tableau I.3 : Résultats des essais odomètrique de SP2. 7
Tableau I.4 : Contraintes admissibles 11
Tableau I.5 : Aciers de la précontrainte 12
Tableau II.1: Epaisseur de l'hourdis 14
Tableau II.2 : Pré dimensionnement d'une poutre en béton armé 15
Tableau II.3 : caractéristiques géométriques de la poutre en béton précontrainte 18
Tableau II.4 : Caractéristiques de la poutre préfabriquée 20
Tableau II.5 : Caractéristiques brutes de la poutre préfabriquée 20
Tableau II.6 : Caractéristiques de la poutre préfabriquée avec l'hourdi 21
Tableau II.7 : Caractéristiques brutes de la poutre préfabriquée avec l'hourdi 21
Tableau II.8 : Caractéristiques de la poutre préfabriquée 23
Tableau II.9 : Caractéristiques brutes de la poutre préfabriquée 23
Tableau II.10 : Caractéristiques de la poutre préfabriquée avec l'hourdi 24
Tableau II.11 : Caractéristiques brutes de la poutre préfabriquée avec l'hourdi 24
Tableau II.12: Classe de pont 29
Tableau II.13: Coefficient de dégressivité transversale de la charge (5) 30
Tableau II.14: Valeur de V_0 (5) 30
Tableau II.15 : Valeurs du Coefficient Bc 31
Tableau II.16 : Coefficient Bt 33
Tableau II.17 : Les charges et surcharges appliquées sur les deux variantes 42
Tableau III.1 : les cas de charge 47
Tableau III.2 : Combinaisons ELU 50
Tableau III.3 : Combinaisons ELS 50
Tableau III.4 : Les moments fléchissant dans les poutres $\mathbf{1^{ere}}$ Variante 50
Tableau III.5: Les moments fléchissant dans la poutre gauche 1 ($\mathbf{1^{ere}}$ Variante) 51
Tableau III.6: Les efforts tranchants dans la poutre gauche ($\mathbf{1^{ere}}$ Variante) 52
Tableau III.7 : Les moments fléchissant dans les poutres $\mathbf{2^{eme}}$ Variante 53
Tableau III.8 : Les moments fléchissant dans la poutre gauche 2 ($\mathbf{2^{eme}}$ Variante) 54
Tableau III.9 : Les efforts tranchants dans la poutre gauche 1 ($\mathbf{2^{eme}}$ Variante) 55
Tableau IV.1 : les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchant 57
Tableau IV.2 : Calcul de Y(m) 62
Tableau V.1 : Les caractéristiques de la poutre à mi travée 69
Tableau V.2 : Récapitulatif des résultats de précontrainte 71
Tableau V.3 : Combinaison La mise en tension de P1 71
Tableau V.4 : Combinaison La mise en tension de P2 72
Tableau V.5: Combinaison quasi permanent de P1 73
Tableau V.6: Combinaison quasi permanent de P2 74
Tableau V.7: Combinaison fréquente de P1 74
Tableau V.8: Combinaison fréquente de P2 75
Tableau V.9: Combinaison fréquente de P1 76
Tableau V.10: Combinaison fréquente de P2 77
Tableau V.11 : Tracé des câbles par rapport à la fibre inferieure 80
Tableau V.12: Perte due aux frottements 81

Tableau V.13: Perte dues au glissement 83
Tableau V.14: Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.00L 83
Tableau V.15: Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.25L 84
Tableau V.16: Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.50L 84
Tableau V.17: Section nette de la poutre 85
Tableau V.18: Les pertes dues à la déformation du béton + raccourcissement élastique 85
Tableau V.19: Les pertes instantanées 85
Tableau V.20 : Perte due à la relaxation des aciers 87
Tableau V.21: Section nette de la poutre + dalle 87
Tableau V.22: Récapitulatif des pertes (Mpa) 88
Tableau V.23 : Les caractéristiques géométriques nettes pour différentes sections 89
Tableau V.24: Détermination des contraintes à la mise en tension 89
Tableau V.25: Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite 90
Tableau V.26 : Détermination des contraintes à la mise en tension 90
Tableau V.27 : Le résultat de béton précontraint 94
Tableau VI.1 : Devis quantitatif et estimatif de 1ere Variante (B.A) 101
Tableau VI.2 : Devis quantitatif et estimatif de 2 éme variante (B.P) 102
Tableau VI.3 : Analyse multicritère 104
Tableau VI.4 : Echelle de l'analyse multicritère 104

Rapport-Gratuit.com

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal …etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonnière (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

Le terme VIADUC est utilisé lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant plusieurs travées.

Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception des ces derniers reste la phase la plus important pour un ingénieur.

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagés, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

La démarche de conception d'un pont consiste a faire des données au lecteur une vue d'ensemble des différents éléments du programme matérialisant cette démarche.

Donc il faut des reconnaissances sur le site de l'ouvrage l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie – l'hydrologie – la géotechnique- les actions naturelles susceptibles de solliciter le pont).

La conception d'un ouvrage est entièrement conditionnée par un certain nombre de données. Ces données sont de deux types :

- Les données naturelles : concernant le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie donc sont l'ensemble des éléments de son environnement.

- Les données fonctionnelles de l'ouvrage : fixées par le maître de l'ouvrage, éventuellement après négociations avec d'autres décideurs donc c'est un ensemble caractéristique permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement (règlements et circulaires…).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Dans ce projet, nous essayons de faire la comparaison entre un pont en béton armé et un autre en béton précontraint.

Le présent projet comporte trois parties essentielles : la première est une revue d'étude de conception d'un pont en béton armé et en béton précontrainte, et le dimensionnement des différents éléments résistants du pont.

La deuxième est l'étude économique et l'étude comparative des deux variantes.

Et en dernier lieu nous concluons notre mémoire par une synthèse générale de l'ouvrage d'art projeté.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE PROJET ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

CHAPITRE I: Présentation de projet et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction

Un pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluvial ou maritime, La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne(Passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, oued (pont-canal), il est constitué essentiellement de trois parties.(Figure I.1)

I.1.1 La super structure

La superstructure comprend le tablier (composé de la dalle, des poutres longitudinales et des poutres transversales ou entretoises), les contreventements et les équipements du pont (trottoirs et glissières de sécurité, corniches etc.…).

I.1.2 Les appareils d'appui

Les appareils d'appui sont des dispositifs permettant d'amortir les déplacements ou les vibrations du tablier sous l'effet des différences de température ou l'application des surcharges du trafic. Ils sont interposés entre le tablier et les chevêtres.

I.1.3 L'infrastructure

L'infrastructure comprend les appuis et les fondations :

- Les appuis sont appelés « piles » quand ils sont intermédiaires et « culées » quand ils sont aux extrémités. Ils transmettent les charges verticales venant du tablier au sol par l'intermédiaire des semelles (ou non) et des pieux. Les culées sont conçues pour supporter la poussée des terres ;
- Les fondations sont directement en contact avec le sol (semelles, pieux) et constituent la partie essentielle de l'ouvrage car leur étude et leur mise en œuvre correcte participent à la bonne tenue de l'ouvrage.

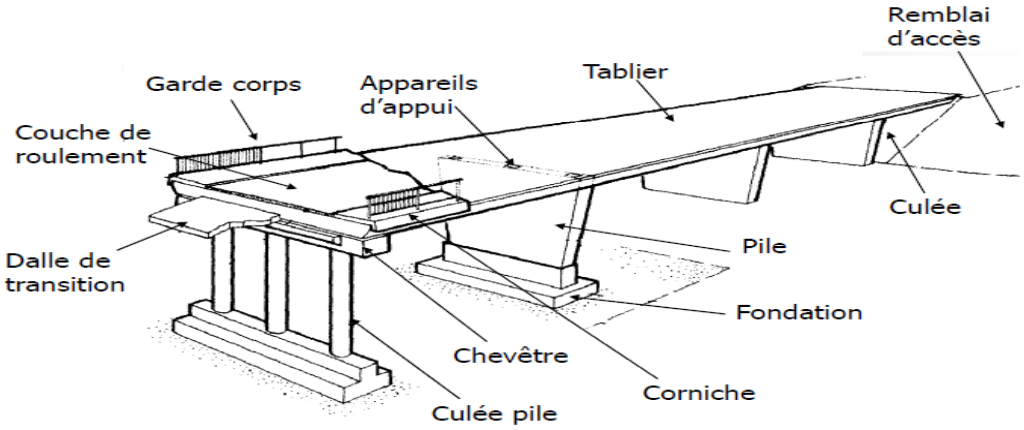


Figure I.2: Terminologie des ponts (6)

I.2Présentation de site

Notre ouvrage est un viaduc qui permettra de franchir Oued HASSI TANOUT situé sur la RN 7A, au PK 50+300 et qui relie MAGHNIA à MARSA BEN M'HIDI dans la wilaya de Tlemcen.(Figure I.2), (Figure I.3)

Figure I.2 plan de situation(source google.maps.com,2016)

Figure I.3 prise d'état des lieux (le 24/03/2016)

I.2.1 Données géométriques

- **Tracé en plan :**

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessin sur un plan de situation et repéré par les coordonnées de ces points caractéristiques. (Voir en annexe A)

- **Profil en long :**

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados définissant en élévation le tracé en plan longitudinalement, le tracé de la voie routière bidirectionnelle.

Il est définit en tenant compte des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles. (Voir en annexe B)

- **Profil en travers :**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversale.

-largeur roulable Lr=15m

-nombre de voies de circulations = 4voies

-largeur de trottoir =1.5m

-la pente du versant : 3%. (Voir en annexe C & D)

I.2.2 Les données naturelles

- **La topographie :**

Notre ouvrage permet le franchissement d'une brèche très prononcée d'un terrain accidenté.

« Oued Hassi Tanout » d'une portée de 200m et d'un tirant d'air de 22 ,60m.

- **La géologie :**

D'après la carte géologique de GHAZAOUET, à l'échelle 1/200.000, le terrain objet de l'étude, appartient à la géologique du Quaternaire (holocène) et au miocène inferieur (Burdigalien) de l'ère Cénozoïque représenté par des sables, graviers et argiles, et l'andésite confirmant ainsi les configurations géologiques des sols rencontrés sur sites. (1)

- **L'hydrogéologie :**

Hydro-géologiquement et selon la 2 carte hydrogéologique interprétative de GHAZAOUET (feuille n Ni-30-XXIII 0 L'échelle 1/200.000ème) de L'A.N.R.H édition 2008, le terrain objet de l'étude est caractérisé par des aquifères continus et discontinus

profonds de la période de l'holocène de l'ère quaternaire appartenant au système des aquifère multicouches, à perméabilité faible. (1)

- **Données géotechniques :**

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été faits dans le voisinage.(2)

➢ Essais de laboratoire

Le tableau ci-dessous regroupe l'ensemble des données et résultats obtenus des essais pression métriques effectués dans les trous des sondages réalisés SP1 et SP2 au carottier de diamètre 76mm.(1)

Tableau I.1 : Les données et résultats obtenus des sondages réalisés SP1 et SP2.(1)

N°	Profondeur	Nature de formation
SP 1	0.00 à 1.00m	terre végétale
	1.00 à 9.00m	argile marron pâteuse conglomératique à partir de 5.00m devenant marron foncé entre 8.50-9.00m
	9.00 à 28.00m	tuf basaltique tendre ami-raide devenant conglomératique à partir de 25.40m et noyée dans un sable entre 27.00-28.00m
SP 2	0.00 à 0.30m	terre végétale
	0.30 à 23.70m	argile marron pâteuse concrétionaire par endroit avec des galets à partir de 6.00m
	23.70 à 35.00m	marne marron clairpâteuse ,concrétionaire avec quelques conglomérats par endroit

-Essais de résistance au cisaillement rectiligne à la boite :

Tableau I.2 :Résultats des essais de résistance au cisaillement de SP2.(1)

N°	Profondeur (m)	Cohésion »C » (bar)	Angle de frottement interne (degré)	Type d'essai
SP2	5.70-6.00	62	6	UU
SP2	15.50-16.00	84	3	UU
SP2	27.00-27.50	13	16	UU

Tableau I.3 : Résultats des essais odomètrique de SP2.(1)

N°	Profondeur (m)	« Pc » (bar)	Coefficient de tassement	Coefficient de gonflement « Cg »	Pression statique des terres au repos (bar)
SP2	24.70-25.00	0.9	0.07	0.01	5.30
SP2	31.00-31.25	1.1	0.10	0.02	5.70

A partir des résultats pressiometrique (module pressiométrique, pression limite) résumé dans les tableaux ci-dessus, nous avons remarqué un changement clair des valeurs. Ce qui nous confirme l'état de la formation géologique qui présente à différents aspect à savoir :les argiles, les marnes et du tuf basaltique.

I.3 Choix du type de fondation

Compte tenu des contraintes hydrologiques liées à l'état des lieux du site où est prévu fortes pluies (selon les indices et renseignement recueillis en place) d'une part et au vu des formations géologiques en profondeurs mises en évidence par les sondages, dans ce cas les charges serons transmises au sol par l'intermédiaire <des fondations profondes (pieux)>, qui serons reliés en tête par des poutres de liaison. On optera par conséquent pour les pieux en béton armé forés et coulés en place, ancrés à <18mètre à partir du niveau actuel de terrassement du sol>.(1)

I.4 Choix du type d'ouvrage

Les critères de choix du type d'ouvrage porte essentiellement sur les points suivants :

- Un tablier léger pour minimiser les actions sismiques sur les appuis.
- Eviter autant que possible et notamment en zone de forte sismicité, les travées isostatiques.
- Etudier le mode de liaison tablier/appuis et comparer entre encastrement et appuis simples.
- A la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.
- Dans notre ouvrage la portée principale de l'ouvrage est l'aspect essentiel pour le choix de l'ouvrage avec quelque aspect architectural, économique et de durabilité, ces aspects sont :
  - Rapport des dimensions : tous les éléments du pont sont dimensionnés avec les normes prescrites dans les différents règlements existants.
  - L'ouvrage ne doit pas fermer l'espace : puisque il est interdit de cisailler la route on admet un passage inferieur près de la culée.
  - La durée de la réalisation

- Intégration de la structure dans son environnement : puisque nous sommes loin de l'agglomération on va essayer de prendre un ouvrage simple et économique.

- La capacité technique architecturale et économique des bureaux d'étude et des entreprises. (3)

I.4.1 Présentation du choix

Une présentation de variantes consiste à mener une étude comparative entre deux ou plusieurs variantes et d'en choisir une qui réponde techniquement et économique aux exigences du projet.

Dans la pratique, on effectue une étude comparative de quatre (4) variantes de pont : mixte, métallique, béton armé et béton précontraint. Mais pour ce cas précis de projet, on écarte les deux (02) premières variantes pour entre autres les raisons suivantes : coût relativement élevé induit par la présence d'acier, risques de corrosion de l'acier sous l'effet de l'humidité et de déformabilité sous l'effet de la variation de la température.

Finalement, cette étude revient à proposer sommairement, deux (02) variantes seulement :

- Première (1ère) variante : pont à poutres en béton armé de 200 ml ayant dix (10) travées isostatiques de 20ml ;
- Seconde (2ièm) variante: pont en béton précontraint de 200 ml ayant six (06) travées isostatiques de 33.4 ml.

I.5Caractéristique des matériaux

I.5.1 Le béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée fc28.
Le béton est dosé à 400 kg/m3 de ciment CPA 325.
Densité : la masse volumique du béton armé γ =2.5 t/m3.
La résistance caractéristique à la compression:

$$fcj=\frac{j}{4.67++0.83j}fc28 \text{ pour } fc28\leq 40Mpa$$

$$fc\ j=\frac{j}{1.40+0.95j}fc28 \text{ pour } fc28\geq 40Mpa$$

Au-delà de j=28 jours, on admet pour les calculs des résistances que : fcj=fc28
Dans notre projet de fin d'étude on prend fc28=35 Mpa. (4)

a) La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

ft28 =0.6+0.06fcj = 0,6+ 0.06(35) = 2.7MPa. (Pour fc28 = 35MPa).(4)

b) Contraintes admissibles :

On se fixe valeur de contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, Cette contrainte est appelée contrainte admissible.

- **Contrainte admissibles à la compression (E.L.U):**

fbu = 0,85 fcj / θ.γb

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h. (4)

$$\gamma b = \begin{cases} 1.5 \text{ en situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 \text{ en situations accidentelles.} \end{cases}$$

D'où :

$$fbu = \begin{cases} 19{,}83\text{Mpa. En situations durables ou transitoires pour fc28 = 35MPa.} \\ 25{,}86\text{Mpa. En situations accidentelles pour fc28=35MPa.} \\ 17 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour fc28 = 30MPa.} \\ 22.17\text{Mpa. En situations accidentelles pour fc28 = 30MPa.} \end{cases}$$

- **Contrainte admissibles à la compression (E.L.S):**

$$\sigma_b = \begin{cases} 0{,}5 \text{ fc28 En service.} \\ 0{,}6 \text{ fc28 En construction.} \end{cases}$$

Contrainte admissible à la traction :
On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux Valeurs Suivantes :

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en Situation de construction $f$tj dans la section d'enrobage, 1.5 $f$tj ailleurs.

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes dans la section d'enrobage.

c) Module de déformation longitudinale du béton E :

Ø Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :

Eij =11000$\sqrt[3]{fcj}$ (MPa).

Ø Module de déformation différée (longue durée) :

Evj =3700 $\sqrt[3]{fcj}$(MPa).(4)

d) Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$G=E / 2(1+\nu)$

I.5.2 L'acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour Limite la fissuration.

I.5.2.1 Aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton Armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

a) La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classeFeE40 type 2, sa limite élastique égale à 400MPa.
Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γs tel que :

$$\gamma s = \begin{cases} 1 \text{ Situation accidentelle.} \\ 1.15 \text{ Situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Es = 2.105MPa.

- **Contrainte limite de traction :**

En fissuration peu nuisible : $\sigma s \leq fe/\gamma s$.
En fissuration préjudiciable : $\sigma s = \min (2/3 fe, 110 (n ftj) 1/2)$.
En fissuration très préjudiciable : $\sigma s = \min (1/2 fe, 90 (n ftj)1/2)$.
Avec :

$$n = \begin{cases} 1 \text{ Treillis soudés et ronds lisses.} \\ 1,6 \text{ Aciers à haute adhérence. (4)} \end{cases}$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

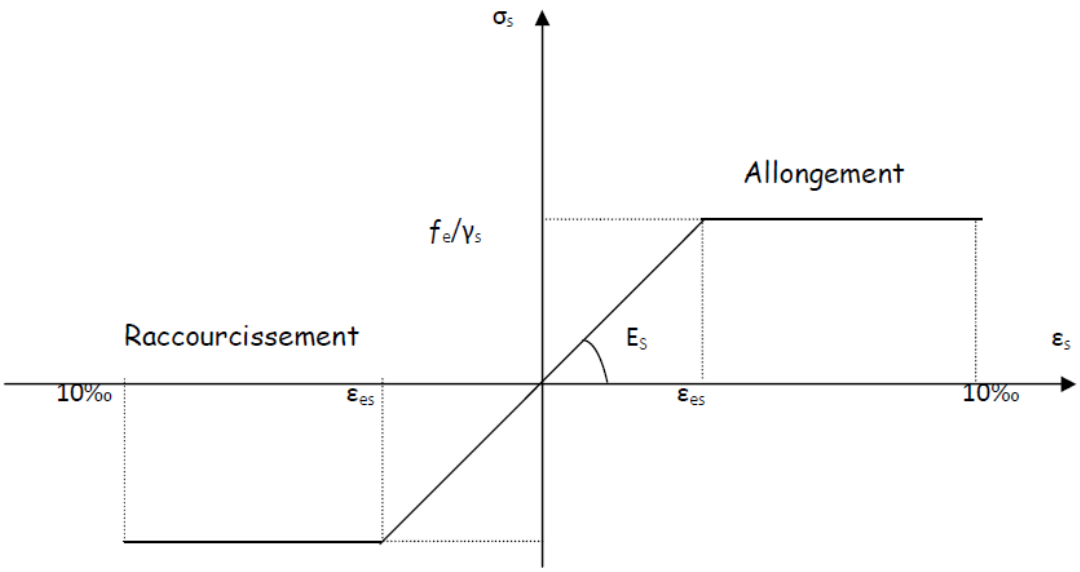


Figure I.4: Diagrammes contraintes déformations(4)

I.5.2.2 Aciers actifs (précontraint)

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons. La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est données par la formule suivante :

P0= (0,8$f$prg, 0,9 $f$peg).

a) La limite élastique :

On définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%.La limite élastique conventionnelle des aciers représentent 89% de la résidence garantie à la rupture.

b) Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal "EP" des aciers de précontrainte est pris égale à :

EP = { 200 000MPa pour les barres.
190 000MPa pour les torons.

Tableau I.4 : Contraintes admissibles

f_{c28} (résistance à la compression du béton)	Mpa	35
f_{t28} (résistance à la traction) f_{t28} =0.6 + 0.06 x f_{c28}	Mpa	2.7
σ (traction sur la fibre inférieure) $\bar{\sigma}_{ti} = -ft_{28}$	Mpa	-2.7
σ (traction sur la fibre supérieure)$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5ft_{28}$	Mpa	-4.05
σ (compression sur la fibre inférieure) σ =0.5 x f_{c28}	Mpa	17.5
σ (compression sur la fibre supérieure) σ =0.6 x f_{c28}	Mpa	21

Tableau I.5 : Aciers de la précontrainte

	Unités	
Câbles de type FREYSSINET / 12T15	/	12T15
fprg (Force de rupture garantie) MN/mm2 1770	MN/mm²	17.70
fpeg (Force élastique garanti) MN/mm2 1583	MN/mm²	1583
Ap (Section utile d'un câble) mm2 1668	Mm²	1668
Φ (Diamètre de la gaine) mm 80	Mm	80
Φ1000 (Relaxation a 1000 heures) % 2.5	%	2.5
Φ3000 (Relaxation a 3000 heures) % 3	%	3
Ep (Module d'élasticité) Mpa 1.90	Mpa	1.90
g (Recul d'ancrage au relâchement du vérin) mm 6	Mm	6
σ_0 (Tension à l'origine) = min (0,8 fprg ; 0,90 fpeg) Mpa 1416	Mpa	1416
Po (Effort à l'origine) = σ_0 x ApKn 2.362	Kn	2.362

I.6 Conclusion

Etant donné que notre projet est destiné à offrir un certain niveau de sécurité et de confort aux usagers, la conception de celui-ci doit satisfaire à un certain nombre d'exigences. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

De manière générale, la construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération plus vaste, par exemple une opération routière. L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix effectués au niveau de la dite opération et consignés dans les termes de références du projet.

A la fin de ce chapitre on conclue que pour chaque étude d'un ouvrage d'art il est nécessaire d'avoir des reconnaissances sur le site de l'ouvrage, l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie – l'hydrologie – la géotechnique).Afin de réussir les premières étapes du cycle de vie de notre projet à savoir les études préliminaires et la conception.

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente de charges

II.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de pré-dimensionner des poutres des deux variantes, Ainsi que calculer les différentes charges et surcharge appliqué sur ces ponts.
Variante 1 : Pont a poutres en béton armé à travées indépendantes de 10 travées de20m.
Variante 2 : pont a poutre en béton précontrainte à 6 travées de 33.4m.

II.2 Largeur du tablier

Le tablier composé de 4 voies de 3.75m, 2 trottoirs de 1.5m de largeur chacun et 1 terre plein centrale de 2m, la largeur totale de tablier est 20.00 m.

II.3 Pré dimensionnement de la 1ier variante

II.3.1 La largeur de la travée

On prend 10 travées de 20 m chacune.

II.3.2 Hauteur des poutres

D'après le guide S.E.T.R.A, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle $[\frac{L}{18};\frac{L}{14}]$
Avec L : portée réelle de la poutre.

$$\frac{L}{18} \leq Ht \leq \frac{L}{14}$$

$$1.1 \leq Ht \leq 1.42$$

On prend la hauteur de la poutre : **Ht =1.20m**.

II.3.3 Nombre et espacement des poutres

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. L'espacement entre les poutres est donné par la formule suivante :

$$E = \frac{L_t}{(n-1)}$$

Avec :
E : Ecartement entre les poutres (entre axe).
L_t: largeur de tablier.
N : nombre des poutres.
$1,5 \leq E \leq 2,5$
On prend un espacement de 2.50m, donc on aura 8 poutres de 2.50m d'espacement.

II.3.4 Epaisseur de l'hourdis

Elle est donnée en fonction des entre axes des poutres.

Tableau II.1: Epaisseur de l'hourdis (6)

E(m)	2.00	2.50	3.00	3.50
h_d (cm)	16	18	20	24

h_d=0.18 m = 18 cm
On prend hd =25cm
Il y a donc une surépaisseur de 7 cm qui augmente la rigidité transversale du tablier.

II.3.5 La section de la poutre

Rectangulaire aux abouts pour reprendre les efforts tranchants qui s'y développent. en « I » au milieu afin d'alléger le poids de la poutre.

a) L'âme :

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et permettre la bonne mise en place du béton; on adopte e=30cm

b) Largeur du talon :

D'après le guide S.E.T.R.A, la largeur du talon est donnée par la formule suivante :

$$b_{tT} \geq \frac{l * L^2}{K_t * H_t^2}$$

Avec :
b_{tT} : Largeur du talon
l : largeur du tablier (l=20,00 m)
L: longueur de la poutre (L=20 m)
K_t : Coefficient sans dimension (950<Kt<1200) on prend Kt=1200
Ht: hauteur de la poutre (Ht=1,20m)

$$b_{tT} \geq \frac{20 * 20^2}{1200 * 1.20^2}$$

Donc largeur d'un talon :

$$b_{tT} > 4.629$$
$$b_{tT} = \frac{4.629}{8}$$
$$b_{tT} = 0.578$$

On prend : b_{tT}=0.6m.

c) La hauteur du talon :

La hauteur du talon est comprise généralement entre 25 et 35 cm, soit donc Ht=25 cm.

Distance du gousset de jonction : il doit être suffisamment incliné.

$$\tan\gamma = \frac{2}{3} = \frac{x}{y}$$

$$X = \frac{60 - 25}{2} = 17.5 \text{ on prend } X = 17.5\text{cm}$$

$$Y = \frac{3X}{2} = 26.25 \text{ on prend } Y = 26.5\text{cm}$$

II.3.6 Les entretoise

Les entretoises assurant la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

$$H_{entretoise} > H_t - b_{entretoise}$$

$$H_{entretoise} > 1.20 - 0.4$$

On prend : $H_{entretoise} = 80\text{cm}$

Tableau II. 2 : Pré dimensionnement d'une poutre en béton armé

	Poutre en béton armé	**Unités**
Nombre de travée	10	Travée
l : largeur du tablier	20	m
L : longueur de la poutre	20.00	m
Ht : hauteur de la poutre	1.20	m
N : Le nombre des poutres	8	poutre
E : espacement de poutre	2.50	m
b_t : largeur du talon	60	cm
Ht : hauteur du talon	25	cm
$b_{entretoises}$: largeur de l'entretoise	40	cm
$H_{entretoise}$: hauteur de l'entretoise	80	cm

II.4 Pré dimensionnement de la 2eme variante

II.4.1 La largeur de la travée

On prend 6 travées de 33.4 m chacune.

II.4.2 Hauteur des poutres

D'après le guide S.E.T.R.A, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle $[\frac{L}{22} ; \frac{L}{15}]$

Avec L : portée réelle de la poutre.

$$\frac{L}{22} \leq H_t \leq \frac{L}{15}$$

$$1.51 \leq H_t \leq 2.22$$

On prend la hauteur de la poutre : H_t=1.60m.

II.4.3 Nombre et espacement des poutres

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. Dans ce cas on adopte 10 poutres avec 2.22 m d'écartement.

II.4.4 Largeur de la table de compression (b)

D'après le guide **S.E.T.R.A :**

$$0.6Ht \leq b \leq 0.8Ht$$

On prend: **b=1,2 m.**

II.4.5 Epaisseur de la table de compression

D'après le guide **S.E.T.R.A :**

$10 \leq ep \leq 15$

On prend : **ep=12 cm.**

II.4.6 La largeur du talon

D'après le guide **S.E.T.R.A :**la largeur du talon : $40 \leq b_t \leq 80$ cm

On prend : **b_t = 0,60m.**

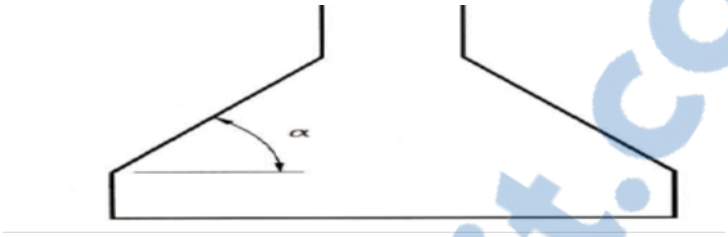
II.4.7 Epaisseur du talon

D'après le guide **S.E.T.R.A,** l'épaisseur du talon est comprise entre 0,1m et 0,2m pour des largeurs du talon variant de 0,6m à 0,8m.

On prend dans notre cas **e=0,15m.**

II.4.8 Largeur Du Gousset De Talon

D'après le guide **S.E.T.R.A,** on prend :($45^0 \leq \alpha \leq 60^0$) ⇒ e_1=20 cm.



45° ≤α ≤60°

Figure II.1 : Talon de compression

II.4.9Gousset de la table de compression

On prend :e_2= 6 cm et e_3= 10 cm (voir figure II.2)

II.4.10 Epaisseur de l'âme (b0)

D'après le guide **S.E.T.R.A,** deux situations sont prévisibles :

- <u>En travée</u> : 0,16m ≤ b_0≤ 0,22 m, on prend b_0=0,20 m.
- <u>Sur appuis</u>: $b_0 = b_t$.

II.4.11 Les entretoises

Les entretoises assurant la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

$$H_{entretoise} > H_t - b_{entretoise}$$

$$H_{entretoise} > 1.60 - 0.4$$

On prend : $$H_{entr\ etoise} = 120cm$$

Rapport-Gratuit.com

Tableau II.3 : caractéristiques géométriques de la poutre en béton précontrainte

Les éléments	Les données	La formule	Les résultats	Commentaires
Hauteur de la poutre	L = 33,4 m	$\frac{L}{22} \leq H_t \leq \frac{L}{15}$	H_t= 1,6 m	L : longueur de la poutre
Nombre des poutres	l_t= 20 m 1,5≤ E≤ 2,5 E = 2.22 m	N= (l_t/E) +1	N = 10	l_t : largeur du tablier E : entraxe des poutres
Largeur de table de compression	H_t= 1,6 m	$0,6h_t \leq b \leq 0,8h_t$	b = 1,2 m	H_t : Hauteur de la poutre
Epaisseur de la table de compression	/	10 ≤ ep ≤ 15	ep=12 cm.	/
Largeur du talon	/	40 ≤ b_t ≤ 80 cm	b_t = 60 cm.	/
Epaisseur du talon	/		e= 15 cm	/
Epaisseur de l'âme en travée	/		b_0= 20cm.	/
Epaisseur de l'âme en appuis	/	$b_0 = b_t$	b_0 = 60cm	/
Largeur du gousset du talon	/		e_1=20 cm.	/
Gousset de la table de compression	/		e_2= 6 cm e_3= 10 cm	/
Hauteur de l'hourdis	/	0,2≤ h_0≤ 0,3 m	h_0 = 0,25 m	/

II.5Caractéristiques géométriques de la poutre

$$V' = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$$

Z : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe **Δ**situé à la base de la poutre
(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieur extrême.
I/Δ: Moment d'inertie par rapport à Δ telle que I/Δ (nette) = I/Δ (brute) – 10% I/Δ (brute)
IG : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravite
I0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité
Pour une section triangulaire : I**0**=bh3/36.
Pour une section rectangulaire : I**0**= bh3/12.
B : c'est la section (i) de la poutre telle que : (B nette) = B (brute) - 5%B (brute)
μΔ: Moment statique telle que μΔ(nette) = μΔ(brute) -5% μΔ(brute)
V = μΔ/B **:** distance du centre de gravité à la fibre inférieure
V'= μΔ/B **:** distance du centre de gravité à fibre supérieure
i : rayon de giration
i2= IG/B
ρ: coefficient de rendement géométrique ρ = i2/ν. ν'

- **Poutre en « I »**

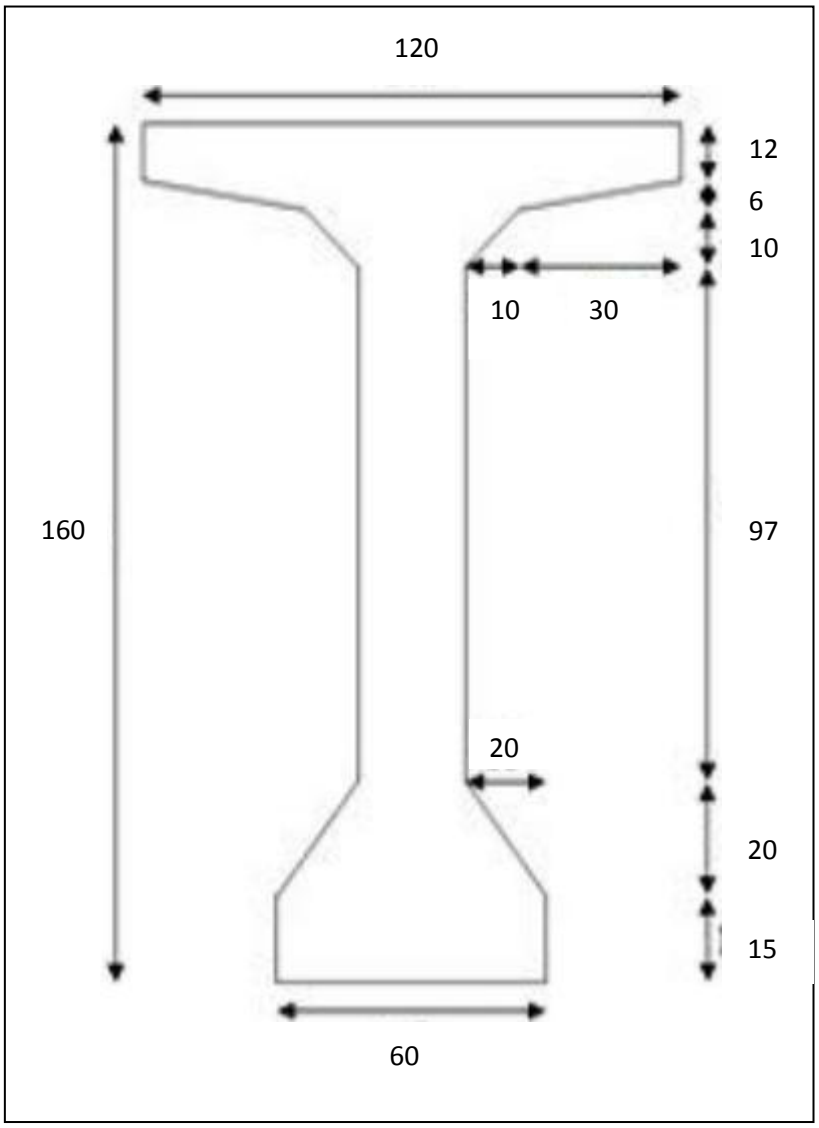


Figure II.2 : Dimensions de la poutre < **I**>

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau II.4 : Caractéristiques de la poutre préfabriquée

Désignations	Section	B (cm^2)	Z(cm)	S/Δ =B x Z (cm^3)	I_0 (cm^4)	$I_\Delta = I_0 + BxZ^2$
1	(20 x 160)	3200	80	256000	6826666,67	27306666.67
2	(15 x 20)x2	600	7,5	4500	5625	39375
3	(20 x 20)	400	21,66	8664	4444,45	192106.69
4	(10 x 10)	100	138,66	13866	277,78	1922937.34
5	(30 x 6)	180	146	26280	180	3837060
6	(10 x 6) x 2	120	145	17400	180	2523180
7	(12 x 40) x 2	960	154	147840	5760	22773120
Poutre préfabriquée	/	5560	/	474550	/	58594445.7
B brute	/	5560	/	/	/	/
B nette	/	5280.5	/	/	/	/
$S_{/\Delta}$ brute	/	/	/	474550	/	/
$S_{/\Delta}$ nette	/	/	/	450822.5	/	/
$I_{/\Delta}$ brute	/	/	/	/	/	58594445.7
$I_{/\Delta}$ nette	/	/	/	/	/	52735001.13

Tableau II.5 : Caractéristiques brutes de la poutre préfabriquée

	Poutre préfabriquée
Section B (Cm^2)	5560
V' =S_Δ / B (Cm)	85,35
V =h –V' (Cm)	74,65
$I_G = I_\Delta - BV'^2$ (Cm^4)	18091944,6
I_G / V (Cm^3)	242356,93
I_G / V' (Cm^3)	211973,57
$\rho = i^2/(vv') = I_G/(B.v.v')$ %	51,07

Tableau II.6 : Caractéristiques de la poutre préfabriquée avec l'hourdi

D ésignations	Section	B (cm^2)	Z(cm)	S/Δ =B × Z (cm^3)	I_0 (cm^4)	$I_\Delta = I_0 + BxZ^2$
Poutre préfabriquée	/	5560	/	474550	/	58594445,7
Section hourdis	25×200	5000	172,5	862500	260416,67	148781250
B brute	/	10560	/	/	/	/
B nette	/	10032	/	/	/	/
$S_{/\Delta}$ brute	/	/	/	1337050	/	/
$S_{/\Delta}$ nette	/	/	/	1270197,5	/	/
$I_{/\Delta}$ brute	/	/	/	/	/	207375695,7
$I_{/\Delta}$ nette	/	/	/	/	/	186638126,1

Tableau II.7 : Caractéristiques brutes de la poutre préfabriquée avec l'hourdi

	Section complet
Section B (Cm^2)	10560
V' =S_Δ / B (Cm)	126,61
V =h –V' (Cm)	58,39
$I_G = I_\Delta - BV'^2$ (Cm^4)	38097923,12
I_G / V (Cm^3)	652473,42
I_G / V' (Cm^3)	300907,69
$\rho = i^2/(vv') = I_G/(B.v.v')$ (%)	48,80

- **Poutre en « T » :**

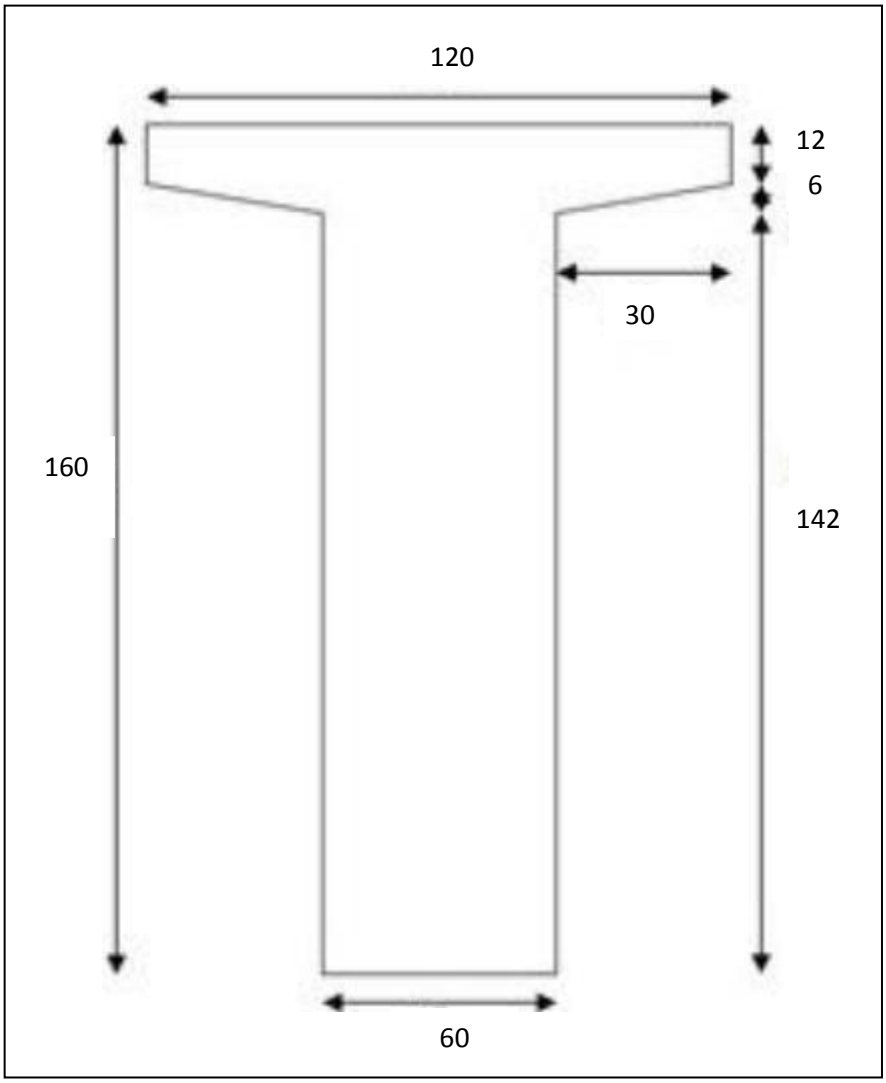


Figure II.3 : Dimensions de la poutre <**T**>

Tableau II.8 : Caractéristiques de la poutre préfabriquée

Désignations	Section	B (cm^2)	Z(cm)	S/Δ =B x Z (cm^3)	I_0 (cm^4)	$I_\Delta = I_0 + BxZ^2$
1	(12 x 120)	1440	154	221760	17280	34168320
2	(148 x 60)	8880	74	657120	16208960	64835840
3	(6 x30)	180	146	26280	180	3837060
Poutre préfabriquée	/	10500	/	905160	/	102841220
B brute	/	10500	/	/	/	/
B nette	/	9975	/	/	/	/
$S_{/\Delta}$ brute	/	/	/	905160	/	/
$S_{/\Delta}$ nette	/	/	/	859902	/	/
$I_{/\Delta}$ brute	/	/	/	/	/	102841220
$I_{/\Delta}$ nette	/	/	/	/	/	92557098

Tableau II.9 : Caractéristiques brutes de la poutre préfabriquée

	Poutre préfabriquée
Section B (Cm^2)	10500
V' =S_Δ / B (Cm)	86,20
V =h –V' (Cm)	73,80
$I_G = I_\Delta - BV'^2$ (Cm^4)	24821600
I_G / V (Cm^3)	336336,04
I_G / V' (Cm^3)	287953,59
$\rho = i^2/(vv') = I_G/(B.v.v')$ (%)	37,16

Tableau II.10 : Caractéristiques de la poutre préfabriquée avec l'hourdi

Désignations	**Section**	**B (cm^2)**	**Z(cm)**	**S/Δ =B × Z (cm^3)**	**I_0 (cm^4)**	**I_Δ =I_0+BxZ^2**
Poutre préfabriquée	/	10500	/	905160	/	102841220
Section hourdis	25×200	5000	172,5	862500	260416,67	148781250
B brute	/	15500	/	/	/	/
B nette	/	14725	/	/	/	/
$S_{/\Delta}$ brute	/	/	/	1767660	/	/
$S_{/\Delta}$ nette	/	/	/	1679277	/	/
$I_{/\Delta}$ brute	/	/	/	/	/	251622470
$I_{/\Delta}$ nette	/	/	/	/	/	226460223

Tableau II.11 : Caractéristiques brutes de la poutre préfabriquée avec l'hourdi

	Section complet
Section B (Cm^2)	15500
V' =S_Δ / B (Cm)	114,04
V =h –V' (Cm)	70,96
I_G =I_Δ–BV'^{2} (Cm^4)	50043085,2
I_G / V (Cm^3)	705229,50
I_G / V' (Cm^3)	438820,45
ρ =i^2/ (vv')= I_G / (B×V×V') (%)	39,89

II.6Evaluation des charges

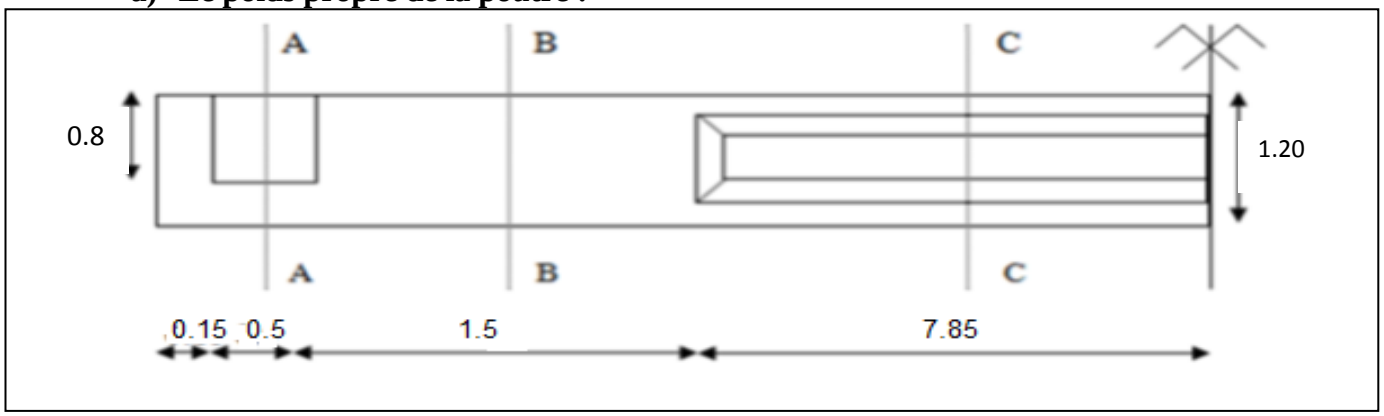
L'ouvrage doit être résisté ou effort appliqué qui sont les suivantes :

- La charge permanente (CP).
- La charge complémentaire permanente (CCP).
- Les surcharges routières.

II.6.1 Evaluation des charges de la 1ier variante

II.6.1.1 La charge permanente (CP)

a) Le poids propre de la poutre :



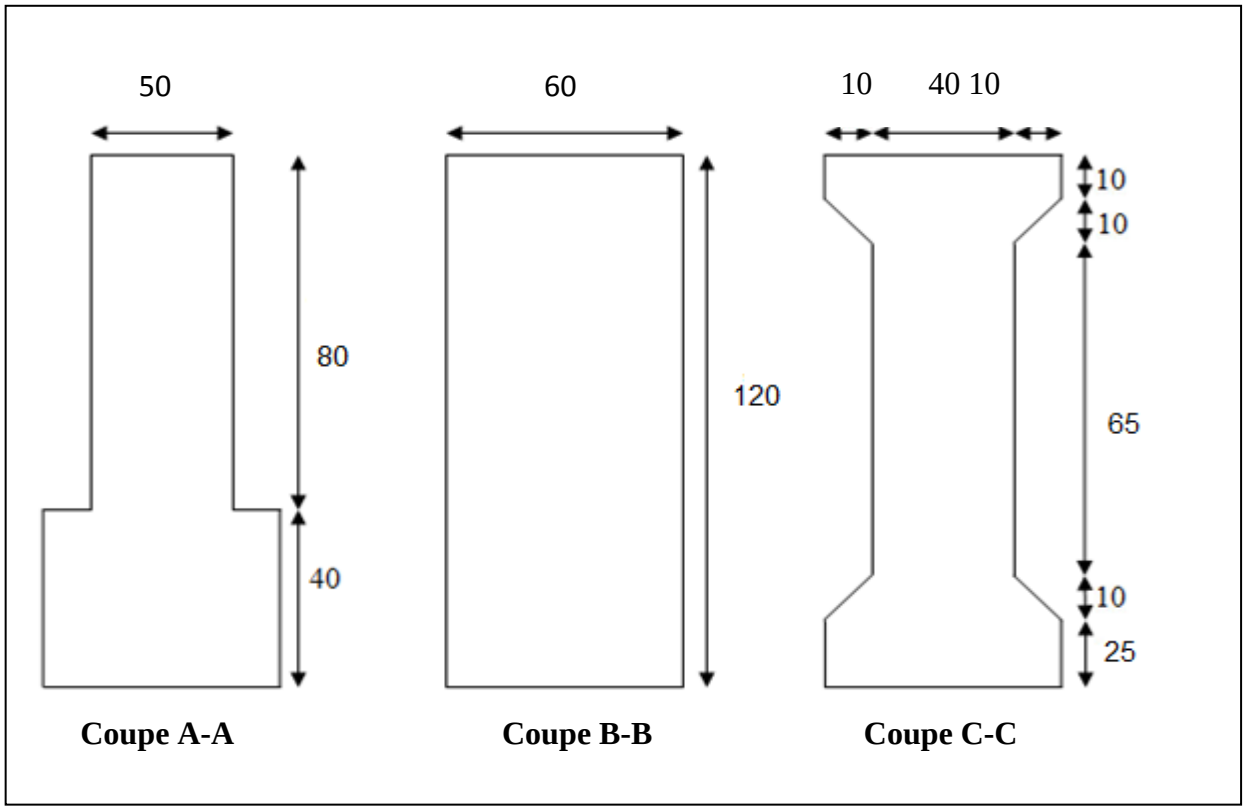


Figure II. 4: Dimensions de la poutre

Section A-A : (0.6 x 0.4) + (0.5 x 0.8)=0.64 m²

Section B-B : (0.6 x 1.20)=0.72 m

Section C-C : (0.6x0.25)+(0.6x0.1)+(0.85x0.4)+4(0.1x 0.1/2)=0.55 m²

G1=8 x [(0.64 x 0.5) + 0.72 x (1.5 + 0.15) + 0.55 x 7.85)] x 2 x 2.5
G1=233.02 t
G1=233.02/20

G1=11.651 t/ml

b) Le poids de la dalle qui renie à la poutre :

$G_2 = \gamma_b \times L \times e$avec

e : l'épaisseur de la dalle est : 25cm.
L : la largeur de la dalle est 20.0 m
γ_b: Le poids volumique du béton
G_2=2.5 x 20 x 0.25 x 1

G_2=12.5 t/ml

II.6.1.2La charge complémentaire permanente (CCP)

Elle contient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivants :

- Bordure (1)
- Contre bordure (2)
- Trottoir (3)
- Corniches (4)
- Glissières de sécurité (5)
- Gardes corps (6)
- Revêtement (7)

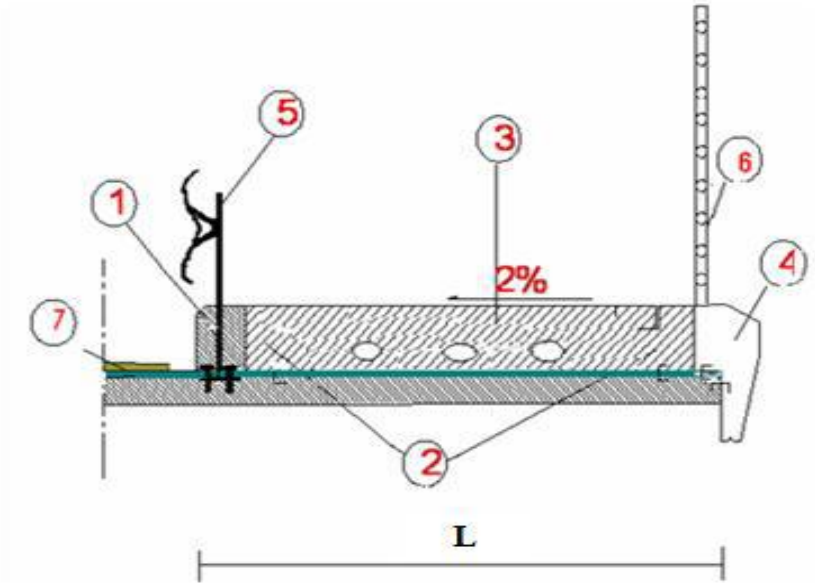


Figure II.5 : Coupe transversale du trottoir avec corniche

Poids volumique γ (KN/m3):

- Métal (γ =78 KN/m3)
- Béton arme (γ BA =25 KN/m3)
- Béton (γ = 24 KN/m3)
- Sable (γ = 16 KN/m3)
- Revêtement (γ BB =22 KN/m3)

a) Le trottoir :

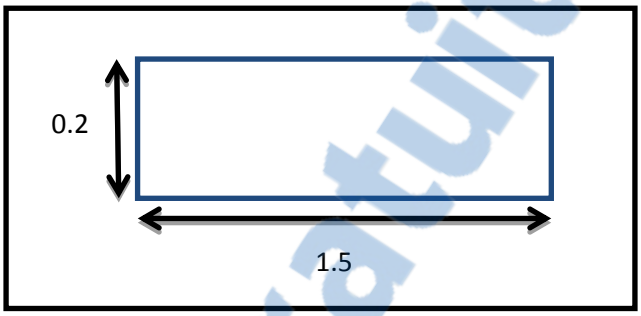


Figure II.6: Le trottoir

G_3=2.5x 1.5 x 0.2 x 1
G_3= 0.75 t/ml x 2

G_3=1.5 t/ml

b) La corniche :

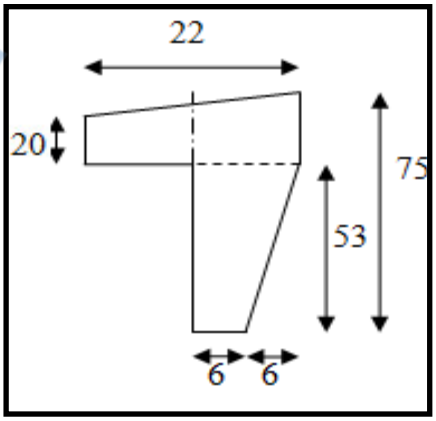


Figure II.7 : La corniche

G4= γ_b x L x S
S : la surface de corniche
G4 =2. 5 x 1 x [(0.06 x 0.75) + (0.75 x 0.06)/2+(0.22 x 0.2) + (0.22 x 0.02)/2]
G4 = 0.284 t/ml x 2

G_4=0.568 t/ml

Rapport-Gratuit.com

c) La glissière de sécurité :

Le poids de la glissière de sécurité est = 0.06t/ml.

G_5=0.06×2=0.12t/ml

G_5=0.12 t/ml

d) Le garde- corps:

Le poids de garde-corps est = 0.1t/ml

G_6 = 0.1×2=0.2t/ml

G_6=0.2 t/ml

e) Le Revêtement :

On a une couche de revêtement de 8 cm donc le poids de revêtement est :

$$G_7 = e_r \times L_r \times \rho_r$$

- e_r: épaisseur du revêtement
- L_r: la largeur de la chaussée
- ρ_r: masse volumique de revêtement 2.2t/m^3

G_7 = 0.08 x 15 x 2.2=2.64 t/ml

G_7=2.64 t/ml

f) Entretoise :

G_8= b x h x L xγ_b

b : largeur de l'entretoise. b=0.40 m
h : hauteur d'entretoise. h= 0.80m
L : longueur de l'entretoise. L=20-(2×1.5+8×0.6)=12.2

G_8=0.40 x0.80 x12.2x 2.5 x 2= 19.52 t/ml

G_8=19.52 t/ml

- La charge totale par mètre linéaire

G_T= ∑G_i

G_T= (1.5+0.568+0.12+0.2+2.64+12.5+11.651)
G_T=29.179 t/ml

- La charge permanente totale par travée

G=G_T x L +G_8=29.179x 20+19.52

G=603.10 t/ml

II.6.1.3 Calcul des surcharges routières

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de charges A(L).
- Système des charges B (système $B_c$et systèmeB_t , et systèmeB_r)
- La surcharge militaire (système Mc(Mc120))
- Le Charge exceptionnelle (convoi type D)
- Efforts de freinage
- Les surcharges sur trottoirs.

Tableau II.12: Classe de pont (5)

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7.0$m
2	$5.50 < L_r < 7.0$m
3	$L_r < 5.50$m

D'après le tableau ci-dessus notre pont est de classe I.
La largeur rouable = 15 m
Nombre de voies n=4
Nombre de files = 2

a) Système de charge A (l) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont ≤200 doivent rester à une charge A(l) uniforme exprimée en (Kg / m^2) est donnée en fonction de la longueur surchargée.
L(m) par la formule suivante :

$$A(l) = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

Pour notre projet L=20m.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ Kg/m}^2$$

$$\boxed{A(L) = 1.355 \text{ t/m}^2}$$

A (L) est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées données par le tableau suivant :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau II. 13: Coefficient de dégressivité transversale de la charge (5)

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

Notre pont de première classe comprend 4 voies chargées d'où :

a_1=0.75

$a_2 = V_0 / V$

V : La largeur d'une voie =3,75 m

V_0 : dépend de la classe

Tableau II.14: Valeur de V_0 (5)

Classe du pont	**V_0(m)**
1ier classe	3.5
2ième classe	3
3ièmeclasse	2.75

V_0 = 3,5 m (pont de1ère classe)
a_2 = 3.5/ 3.75
a_2= 0.933
A (l) =0.75×0.933×1.355
A (l) = 0.948 t /m²
q(A(l))= 0.948 x15

q(A(l))=14.22 t/ml

b) Système de charges B :

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes les suivantes :

- Sous système Bc : ce compose de camions types (30T).
- Sous système Bt: ce compose d'une roue isolée.
- Sous système Br: ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

- **Sous système Bc:**

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

- Disposition dans le sens transversal :

Nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

- Disposition dans le sens longitudinal :

Nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut-être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Nombre de files= 2

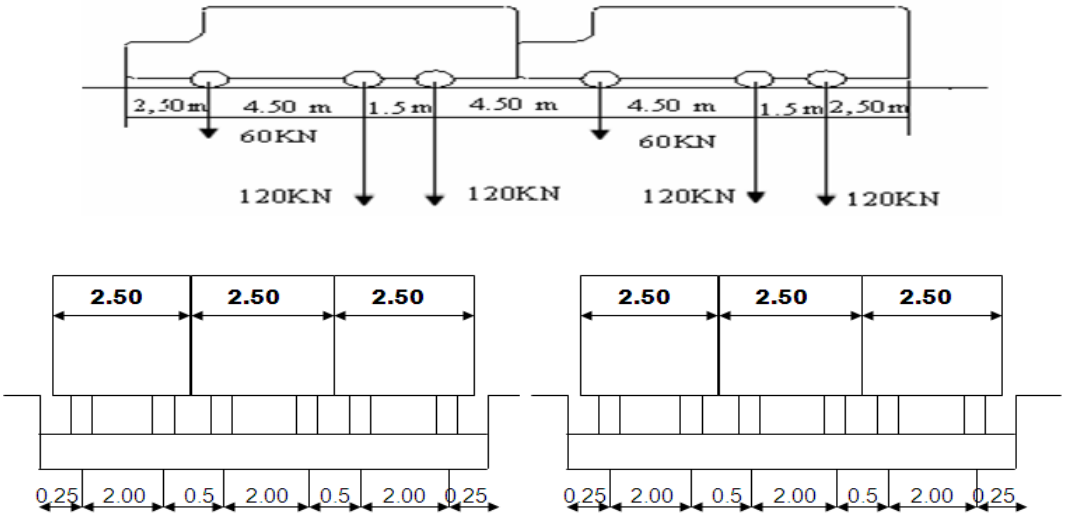


Figure II.8 : Les dimensions de système (5)

Tableau II.15 : Valeurs du Coefficient Bc

Nombre de files considérées		**1**	**2**	**3**	**4**	**>=5**
Classe de pont	**Première**	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	Deuxième	1	1	0,95	0,8	0,7
	Troisième	1	1	0,95	0,8	0,7

Les surcharges du système B sont frappées par des coefficients de majoration dynamique.
Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : poids max des surcharges

L : longueur de la travée

D'où b_c =1.1 car on a 2 files

D'après le tableau II.15 le bc=1.1

S1=2 x (2 x 30)=120 t

S=S1 xbc

S=120*1.1 =132 t

Bc=S x δ

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2X20} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{383.1}{132}}$$

δ=1.1275

Bc=1.1275 x 132= 148.83 t

Bc =148.83 t

- **Sous système Bt :**

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ière et2 ème classe.
Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues Simples munies de pneumatiques.

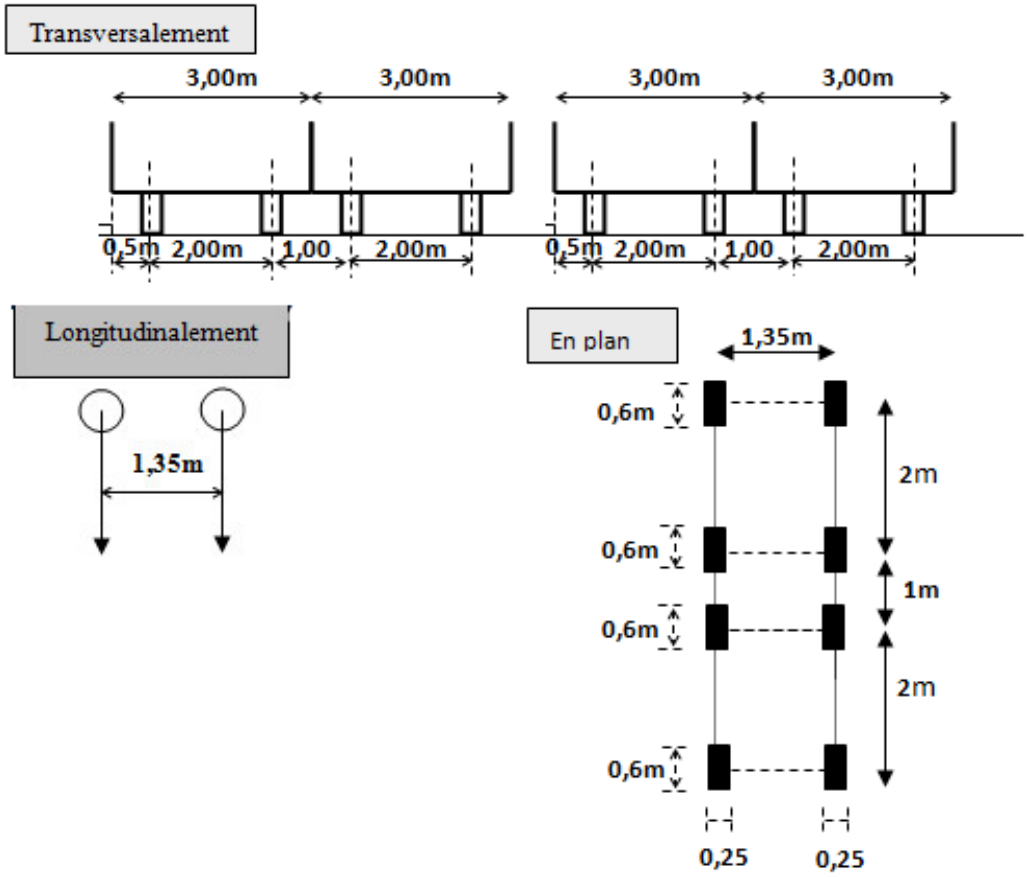


Figure II.9 : les dimensions du système Bt (4)

Tableau II.16 : Coefficient Bt (5)

Classe du pont	1	2
Coefficientb_t	1	0.9

S1=4 x 32 = 108 t
b_t=1 (première classe) tableau II.16
S=108 x 1 = 108t
δ=1.119
Bt=108 x 1.119=120.85 t

Bt =120.85 t

- **Système de charge Br :**

La roue isolée, qui constitue le système Br. Porte une masse de 100KN .sa surface d'impactsur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversalmesure0,60m et le coté longitudinal 0,30m.

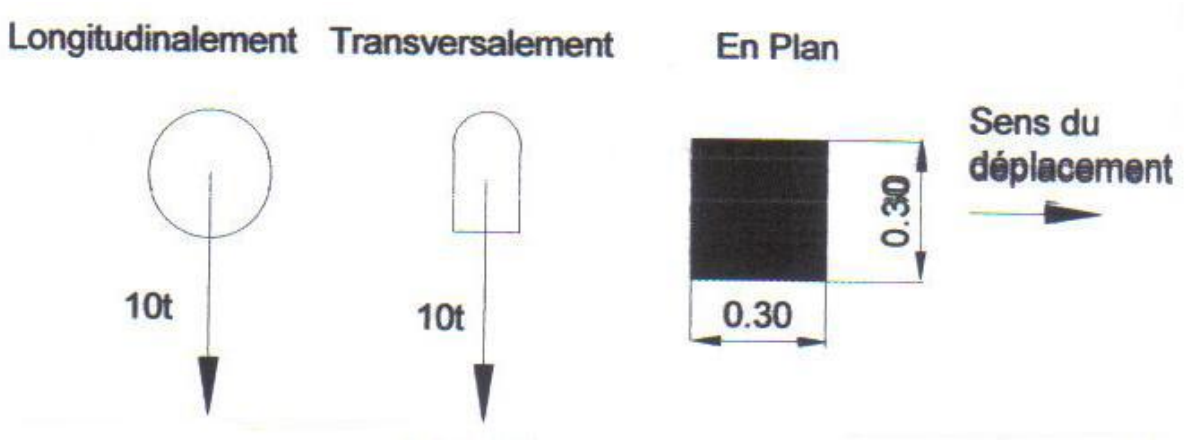


Figure II.10 : Disposition du système Br (5)

Les surcharges du système sont frappées par des coefficients de majoration dynamique δ
δ=1.08
S=10 t
Br=10 x 1.08=10.8 t

Br =10.80 t

c) La surcharge militaire Mc120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires dutype Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.
Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

S = 110 t
δ=1.12
Mc120 =123.22 t

Mc 120 =123.22 t

d) Charge exceptionnelle : D280

Le convoi-type D comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont lepoids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de3,30 m de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19mètres.

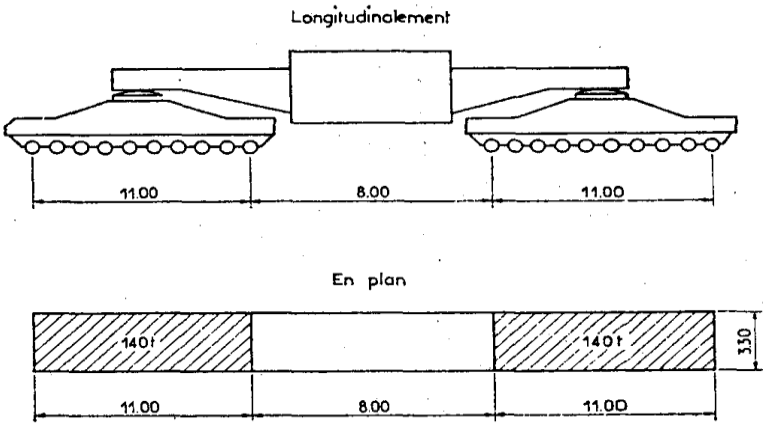


Figure II.11 : les dimensions du système D_{240}(4)

Poids totale = 280 t
δ=1.17
D280=280 x 1.17=327.6 t

D280 =327.60 t

e) Surcharge de trottoir

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m2 réservé exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.
Largeur du trottoir est 1,5m
Pour 1 trottoir chargé
P_t = 0, 15 x 1, 5 = 0, 225 t/ml
P_t = 0.225 t/ml
Pour 2 trottoirs chargés
P_t= 2 x 0.225 = 0, 450 t/ml

P_t =0.450 t/ml

f) Effort de freinage

Les efforts de freinage, sont utilisés pour la justification des piles, des culées et des appareils d'appuis. Les charges de système A(L) et sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **Efforts de freinage dus a A(I)**

$$HF(A(l)) = \frac{Q(A(l))}{20 + 0.0035 * S}$$

S: surface charge
S=15 x 20=300 m²
Q(A(l))= 14.22x20 =284.4

$$HF\ (A\ (l)) = \frac{284.4}{20+(0.0035\ x\ 300)}$$

HF(A(l)) = 13.52 t

- **Efforts de freinage dus a B_C**

HF (Bc)= 30t

HF (Bc) = 30 t

II.6.2 Evaluation des charges de la 2ier variante

II.6.2.1 La charge permanente (CP)

a) Le poids propre de la poutre :

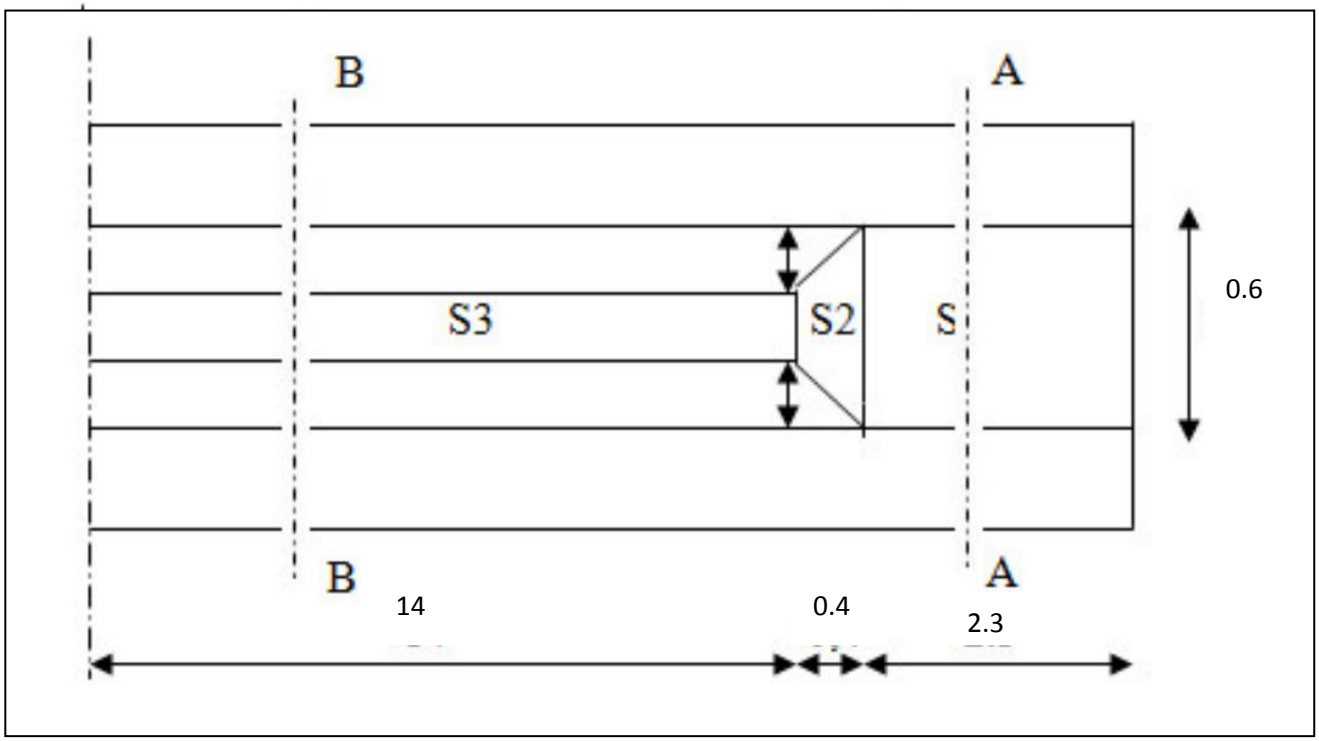


Figure II.12 : Vue en plan de la poutre

G_1 =2 x (P1 + P2 + P3)
P1 = 2.3*1.05*2.5= 6.0375 t
P3 = 14 x 0.5560 x 2,5
P3= 19.46t
P2 = 0,4 x 2, 5 x (0.5560+1.05)/2
P2= 0.803 t
G_1= 2 x (6.0375 + 19.46 + 0.803)
G_1Poutre = 52.601 t
G_1(t/ml) = 52.601 / 33.4
G_1Poutre 1.57 t/ml x 10

G_1 = 15.70 t/ml

b) la dalle :

$G_2 = h_d \times l_d \times \gamma_b$

γ_b: poids volumique de béton =2.5t/m^2

h_d : épaisseur de l'hourdis =0,25m

l_d : largeur de la dalle = 20m

G_2 = 0,25×20×2.5

G_2 = 12.5 t/ml

II.6.2.2 La charge complémentaire permanente (CCP)

a) Revêtement :

$G_3 = e_r \times L_r \times \rho_r$
e_r : épaisseur de revêtement = 0,08m
Lr : la largeur roulable.
Lr = 20- [(2×1,5)+2] = 15 m
ρ_r : masse volumique de revêtement =2.2t/ml
G_3 = 0,08×15×2.2 = 2.64t /ml

G_3= 2.64 t/ml

b) Corniches d'esthétique :

Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids

G_4=0.5 t/ml

c) Glissière de sécurité:

Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids
G_5 = 0, 6 KN/ml

Rapport-Gratuit.com

$G_5 = 0{,}06 \times 2$

$G_5 = 0.12$ t/ml

d) Les trottoirs:

$G_6 = L_{tr} \times e \times \gamma_b$

e : épaisseur de l'hourdis =0,25m

L_{tr} : largeur de trottoir = 1.5m

$G_6 = 1{,}5 \times 0{,}25 \times 2.5 = 0.9375$ t/ml

$G_6 = 9.375 \times 2$

$G_6 = 1.875$ t/ml

e) Garde-corps:

$G_7 = 0.1$ t/ml

$G_7 = 0.\ 1 \times 2$

$G_7 = 0.2$ t/ml

f) Entretoise

$G_8 = b \times h \times L \times \gamma_b$

b : largeur de l'entretoise. b=0.40 m

h : hauteur d'entretoise. h= 1.20m

L : longueur de l'entretoise. L= 1.60 - 0.60= 1.00m

$G_8 = 0.4 \times 1.20 \times 1.00 \times 2.5 \times 10 \times 2 = 24$ t/ml

$G_8 = 24$ t/ml

- La charge totale par mètre linéaire

$$G_T = \sum G_i$$

$G_T = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 + G_7$

$G_T = 33.565$t/ml

- La charge permanente totale par travée

$$G = G_T \times L + G_8$$

$G = (33.565 \times 33.4) + 24$

G= 1145.071t/ml

II.6.2.3 Calcul des surcharges routières

Pour déterminer les différentes charges appliquées sur le pont en prendre les données suivant

- le pont est de classe I (Tableau II.12)
- nombre de voies =4.
- largeur d'une voie = 3,75.
- nombre de files = 2.

a) Système de charge A (l) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont ≤200 doivent rester à une chargeA(l) uniforme exprimée en (Kg / m^2) est donnée en fonction de la longueur surchargée.
L(m) par la formule suivante :

$$A(l) = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

Pour notre projet L= 33.4 m.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ Kg/m}^2$$

$$\boxed{A(L) = 1.022 \text{ t/m}^2}$$

A (L) est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées données par le tableau II.13 :
Notre pont de première classe comprend 4 voies chargées d'où :
a_1=0.75
$a_2 = V_0 / V$
V : La largeur d'une voie =3,75 m
V_0 : dépend de la classe
V_0 = 3,5 m (pont de1ère classe)
a_2 = 3.5/ 3.75
a_2= 0.933
A (l) =0.75×0.933×1.022
A (l) = 0.715 t /m²
Avec L_0 : largeur roulable =15 m

Q (A(l))= 0.715 x15 =10.73 t/ml

$$\boxed{Q(A(l)) = 10.73 \text{ t/ml}}$$

A(L) n'est pas multiplier par le coefficient de majoration dynamique car dans la formule présentée on a tenu compte de ce coefficient.

b) Système de charges B :

Elles se composent de 3 systèmes distincts :

- **Sous système B_C**

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

L : longueur de la travée
G : poids total des charges permanentes
S : poids maximum des surcharges que peut supporte l'hourdis

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

D'après le tableau II.15 : $\begin{cases} \text{Le nombre de files} = 2 \\ \text{le pont est de c lasse I} \end{cases}$ ⟹ $b_c = 1.1$

On peut placer 2x3 camions (2 longitudinal et 3 transversal).

Avec Poids d'un camion est B_C =30 t

soit S_1=4x30=120 t ⟹ S= b_cxS_1=1.1x120=132 t

Le coefficient de majoration dynamique sera égal a : δ_{bc}=1.07

Avec $\begin{cases} L = 33.4 \text{ m} \\ G = 1145.071 \text{ t} \\ S = 132 \text{ t} \end{cases}$ D'où $B_c = \delta_{bc} x\ S = 1{,}07x132$

B_c=141.24 t

- **SousSystème B_t**

Le poids d'un essieu tandem =32 t alors S_1=2x32=64 t.

b_t=1 (première classe) tableau II.16.

S = S_1x b_t = 64 x 1= 64 t

Le coefficient de majoration dynamique sera égal a :δ_{bt}=1,06

Avec :$\begin{cases} L = 33.4 \text{ m} \\ G = 1145.071 \text{ t} \\ S = 64 \text{ t} \end{cases}$ D'où $B_t = \delta_{bt} x\ S = 1{,}06\ x64$

B_t=67.84 t

- **SousSystème B_r**

C'est une roue isolée de 10 t (voir figure II.10) ⟹ S= 10 t.

Le coefficient de majoration dynamique δ_{br}=1,053

D'où : B_r= S x δ_{br}= 10 x1.053

B_r=10.53 t

N.B : Pour les ponts de portée supérieure a 30 m et de largeur moyenne, On peut néglige les valeurs des systèmes $B_t$et B_r qui sont plus petit que les systèmes A(l) et B_c.

c) Surcharge militaire Mc120

S=110 tδ_{MC120}=1,066t avec $\begin{cases} L = 33.4 \text{ m} \\ G = 1145.071 \text{ t} \\ S = 110 \text{ t} \end{cases}$

D'où M_{C120} =S xδ_{MC120} = 1,066 x110 =117,26t/ml

M_{C120}=117.26 t

d) **Charge exceptionnelles D280**

Les rectangles d´impact des essieux sont disposés normalement à l´axe longitudinal de la chaussée, et peuvent être placés n´importe où sur la largeur chargeable, sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de retenue.

Le système D_{240} est majore dynamiquement par : δ_{D240}=1,09 t

Avec $\begin{cases} L = 33.4 \text{ m} \\ G = 1145.071 \text{ t} \\ S = 280 \text{ t} \end{cases}$ D'où $S_{D280} = S \times \delta_{D240} = 1{,}09 \times 280$

D_{280}=305.2 t

Remarque :

Les convois lourds exceptionnels sont supposés rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h.

e) **Surcharge De Trottoirs**

C'est une charge uniformément repartie de 150kg/m² produisant l'effet maximal envisage, pour chaque trottoir :

Largeur du trottoir est b =1.5 m.

Pour 1 trottoir chargé :

P_t = 1.5x0.15 = 0,225 t/ml.

Pour 2 trottoirs chargés :

P_t=2 x 0,225

P_t=0.45 t/ml

Les surcharges de trottoirs ne sont pas majorées dynamique.

f) **Efforts De Freinage**

- **Efforts de freinage dus a A(I)**

Le C.P.C permet d'écrire :

$$HF\left(A(I)\right) = \frac{Q\,A(L)}{20+0{,}0035*S} \text{ Avec } \begin{cases} QA(L) = A(I) \times l \\ S : \text{surface chargée} \end{cases}$$

Donc $$HF\left(A(I)\right) = \frac{10.73 \times 33.4}{20+(0{,}0035 \times 15 \times 33.4)}$$

$HF\left(A(I)\right)$= 16.47 t

- **Efforts de freinage dus à B_C**

Chaque essieu d'un camion B_C peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_C que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner donc :

Donc la force de freinage due à B_c est : HF(BC) =30 t.

Tableau II.17 : Les charges et surcharges appliquées sur les deux variantes

	Variante 1	**Variante 2**
G (Poids propre) (t)	11.651	33.565
Charge permanant total par travée (t/ml)	603.10	1145.071
Surcharge A (L) (t/ml)	14.22	10.73
Surcharge Bc (t)	148.83	141.24
Surcharge Bt (t)	120.85	67.84
Surcharge Br (t)	10.80	10.53
Mc120 (t)	123.22	117.26
D 280 (t)	327.60	305.2
Surcharge du trottoir (t/ml)	0.450	0.450
Efforts de freinage dus a A(I) (t)	13.52	16.47
Efforts de freinage dus à B_C(t)	30	30

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre on a fait un pré dimensionnement de deux variantes pour déterminer les caractéristiques géométrique de chaque variante.

1ière variante : on a trouvé que la solution béton armé est composée de 10 travées de 20m avec 8 poutres pour chaque travée.

2ème variante : on a trouvé que la solution béton précontraint est composée de 6 travées de 33.4m avec 10 poutres pour chaque travée.

Finalement comme résultats on a déterminé l'âme des poutres à 3 sections variable (□, T, I) en béton armé et des poutres a 2 sections variable (T, I) en béton précontraint.

CHAPITRE III

MODELISATION DE PONT

CHAPITRE III : Modélisation de pont

III.1 Introduction

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes sollicitations. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (**MEF)** ne permet généralement l'économie de temps, et met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus (**MMC**), la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

Avec la diversité des logiciels disponibles dans le monde de génie civil, on a adopté à travailler avec le **Sap2000v14 ;** qui nous permettra un passage fiable de l'état physique à l'état numérique.

III.2 Logiciel de calcul

Le SAP 2000 (Structural Analytique Program) est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages d'art de génie civil.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans une structure et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compliments de vérification des structures en béton armé et la charpente métallique.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

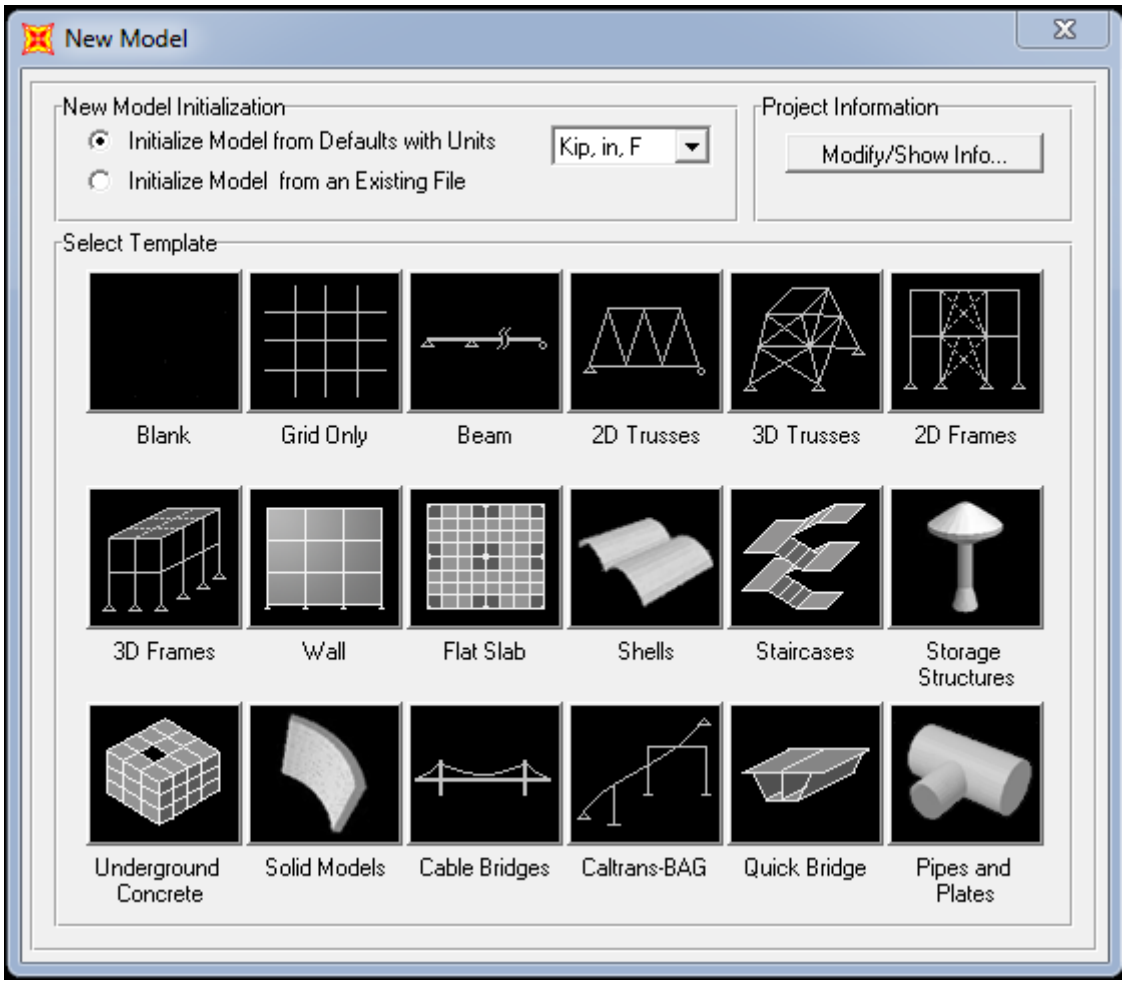


Figure III.1 : Tableau de modèle (SAP2000)

III.3 La modélisation

Elle a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

L'ouvrage une fois réalisé nous permettra d'avoir une appréciation réelle du comportement de notre structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différents cas de charge.

- **1ere Variante :**

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec DIX travées (20m) indépendantes, on étudiera une seul travée (une dalle de 25cm d'épaisseur avec 4 poutre). Les poutres sont considérées comme un élément (precastconcrete) en forme de I (préfabriquée en béton), elles sont appuyées simplement, la dalle est modélisées comme un élément SHELL.

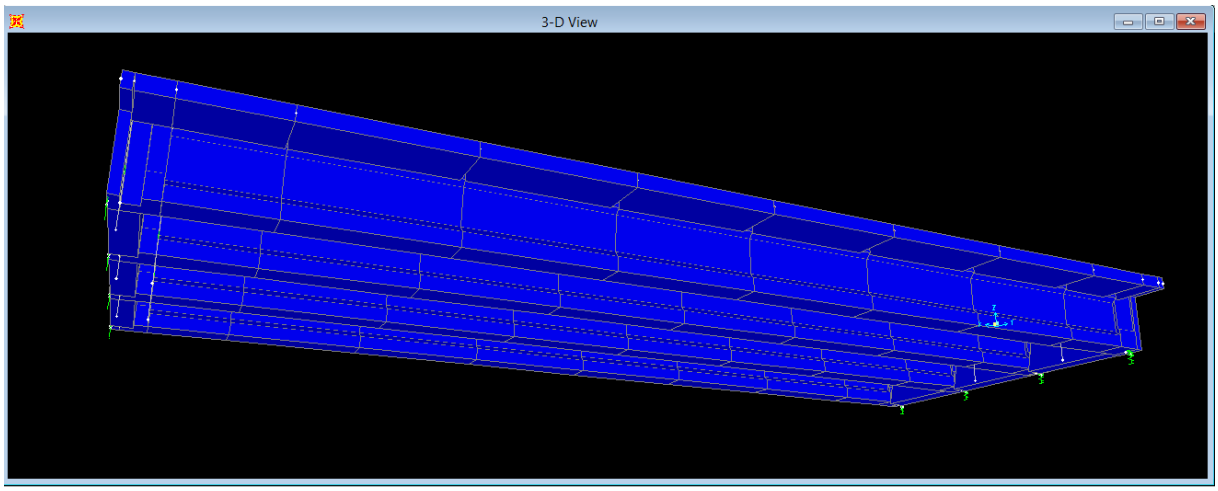


Figure III.2 : Vue générale du tablier de 1 ^{ere}Variante (SAP2000)

- **2^{eme}Variante :**

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec six travées (33.4m) indépendantes, on étudiera une seul travée (une dalle de 25cm d'épaisseur avec 5 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément (precastconcrete) en forme de I (préfabriquée en béton), elles sont appuyées simplement, la dalle est modélisées comme un élément SHELL.

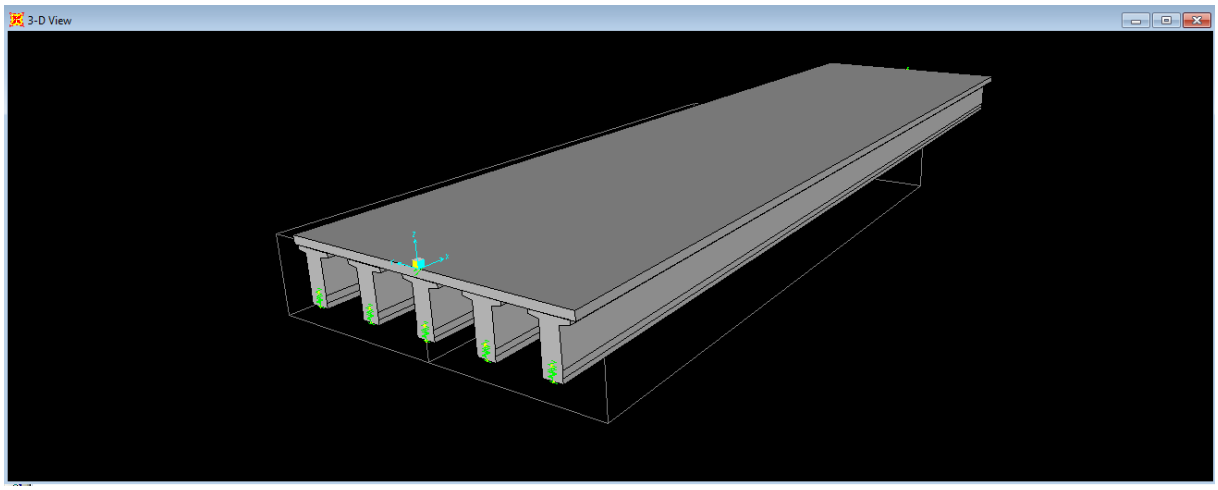


Figure III.3: Vue générale du tablier de 2eme Variante (SAP2000)

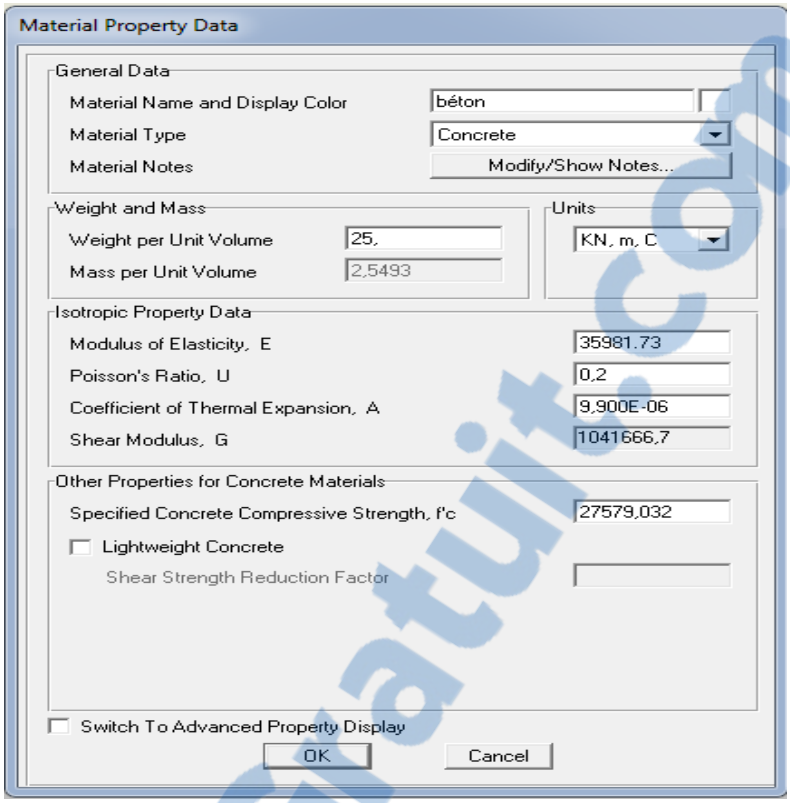


Figure III.4 : Tableau de matériau

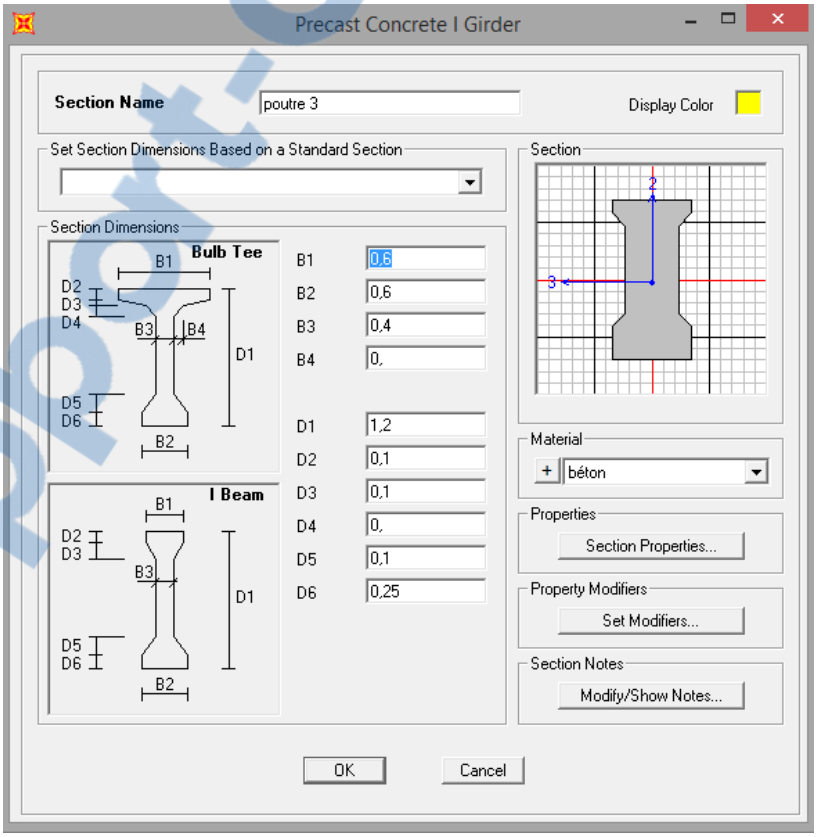


Figure III.5: Modélisation de la poutre intermédiaire 1ere Variante

Rapport-Gratuit.com

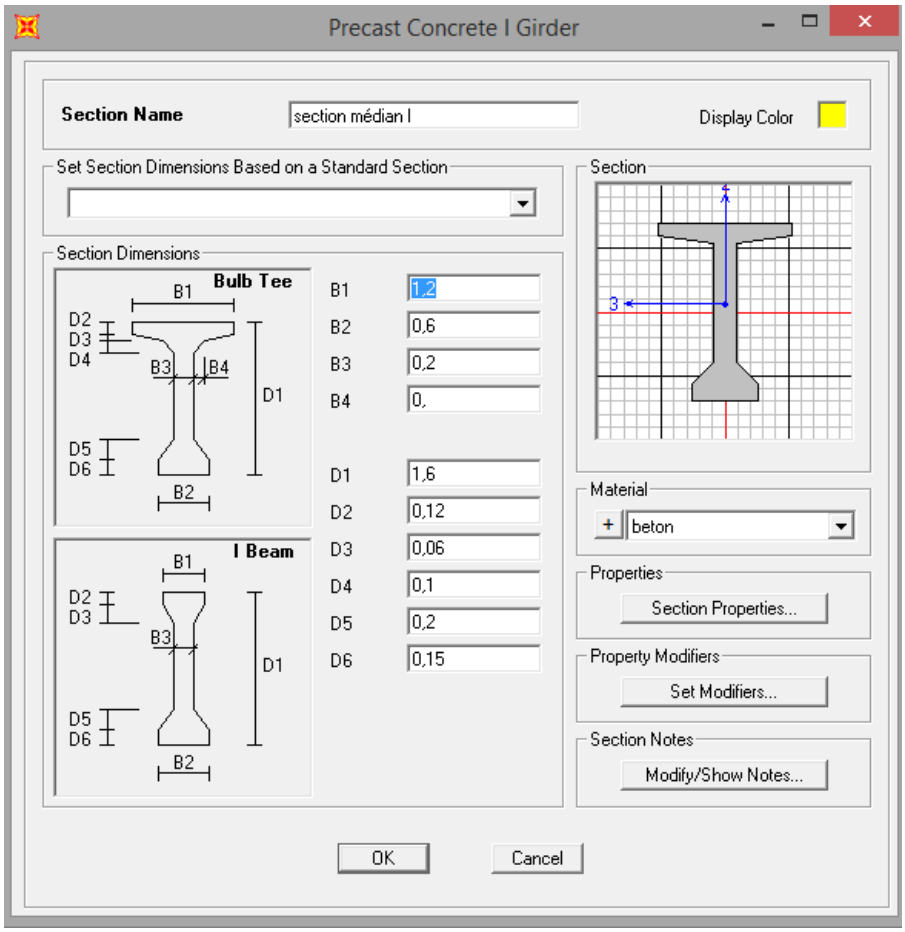


Figure III.6 : Modélisation de la poutre intermédiaire 2eme Variante

III.4 Les différents cas de charges

L'ouvrage une fois modélisé par le SAP2000, il nous permette d'avoir une appréciation réelle du comportement de notre structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultants d'une analyse numérique sous les différents cas de charge.

Tableau III.1 : les cas de charge

Le cas de charge		**Nature de charge**
G	$P+P_{trottoire}+P_{revetement}+P_{gc}$	Statique linéaire
Q	F_R+Sur_T	Statique linéaire
A(L)	Exploitation	Statique linéaire
B_c	Exploitation	Analyse de cas de charges roulants
B_T	Exploitation	Analyse de cas de charges roulants
B_r	Exploitation	Analyse de cas de charges roulants
M_{c120}	Exploitation	Analyse de cas de charges roulants
D_{280}	Exploitation	Analyse de cas de charges roulants

III.5 L'affectation des charges

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues au :

- Poids propre (p).
- Complément de poids propre.
- Charge A(l).
- Surcharge de poids propre.
- SurchargeB_C.

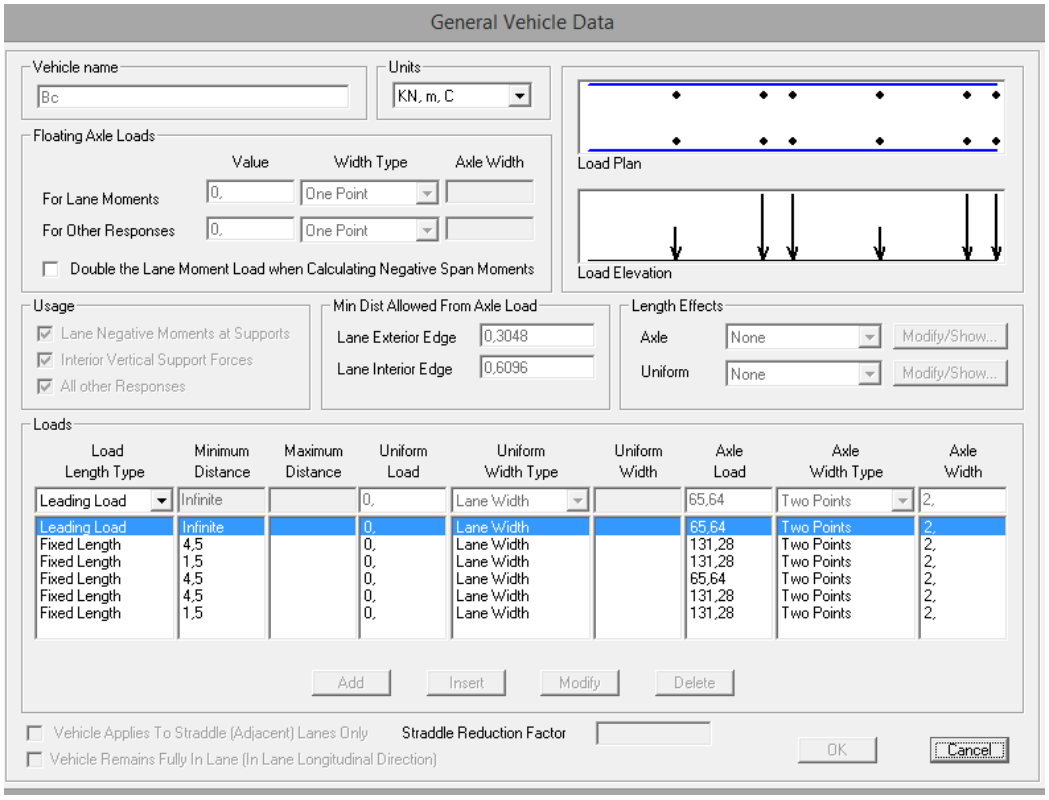


Figure III.7: Modélisation du camion $\mathbf{B_C}$

- SurchargeB_T.
- SurchargeB_r.
- Surcharge militaire mc120.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

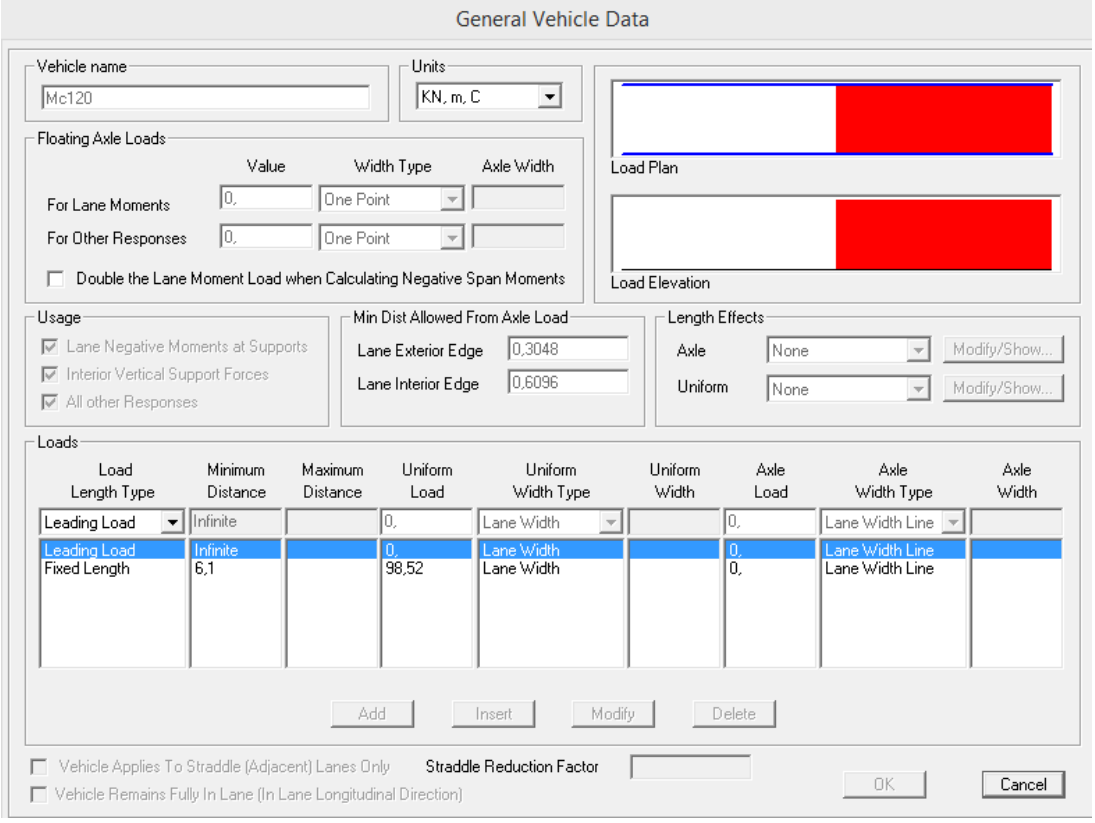


Figure III.8 : Modélisation du MC120

- Surcharge militaire D280.

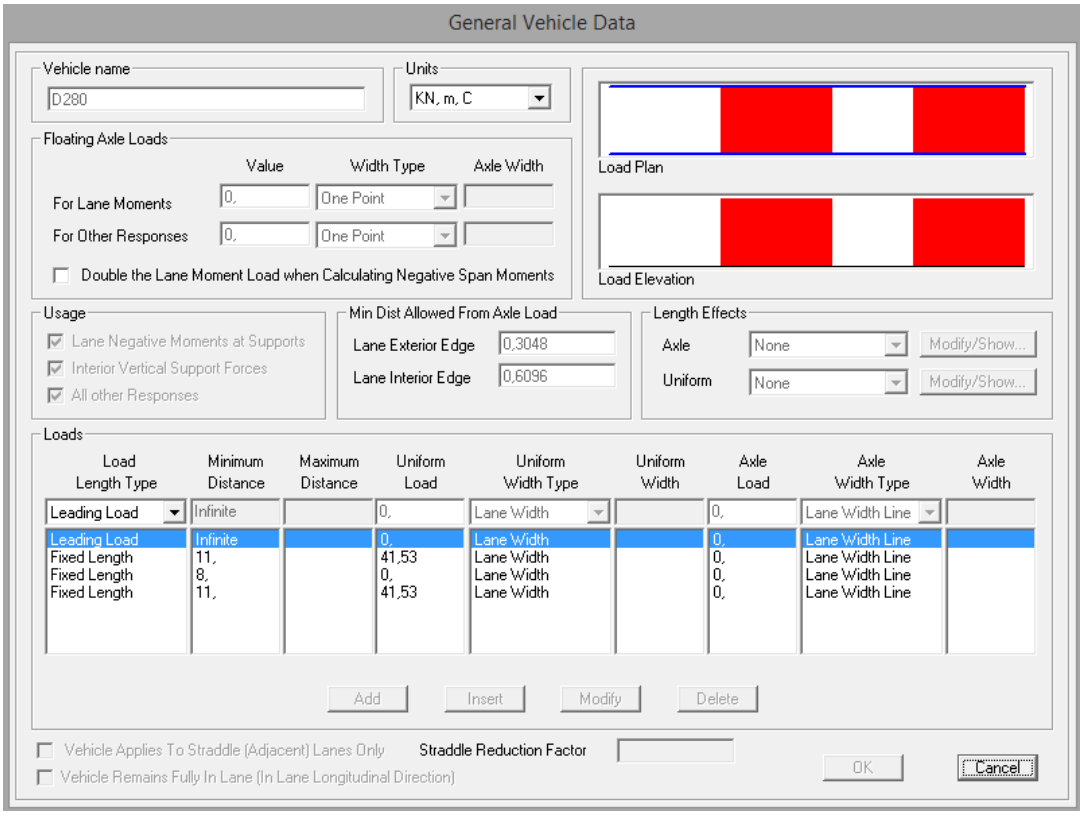


Figure III.9 : Modélisation du D280

III.6 Les combinaisons de calcule

Tableau III.2: Combinaisons ELU

ELU (A(L))	1.35G+1.5Q+1.6A(L)
ELU (B_c)	1.35G+1.5Q+1.6B_c
ELU (B_T)	1.35G+1.5Q+1.6B_T
ELU (B_r)	1.35G+1.5Q+1.6B_r
ELU (M_{c120})	1.35G+1.5Q+1.6M_{c120}
ELU (D_{280})	1.35G+1.5Q+1.6D_{280}

Tableau III.3 : Combinaisons ELS

ELS (A(L))	G+Q+1.2A(L)
ELS (B_c)	G+Q+1.2B_c
ELS (B_T)	G+Q+1.2B_T
ELS (B_r)	G+Q+1.2B_r
ELS (M_{c120})	G+Q+1.2M_{c120}
ELS (D_{280})	G+Q+1.2D_{280}

III.7Résultats de calcul obtenus par le logiciel

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous, les tableaux représentants les moments de flexion, les efforts tranchants ainsi que les moments longitudinaux et transversaux de la dalle. Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).

- **Les poutres**

  - **1ere Variante :**

Tableau III.4 : Les moments fléchissant dans les poutres **1ere** Variante

Poutre	**M (KN.M)**
P1	3934.68
P2	4272.42
P3	4272.42
P4	3934.68

La poutre La plus sollicitée est la poutre p2

- **Les moments fléchissant :**

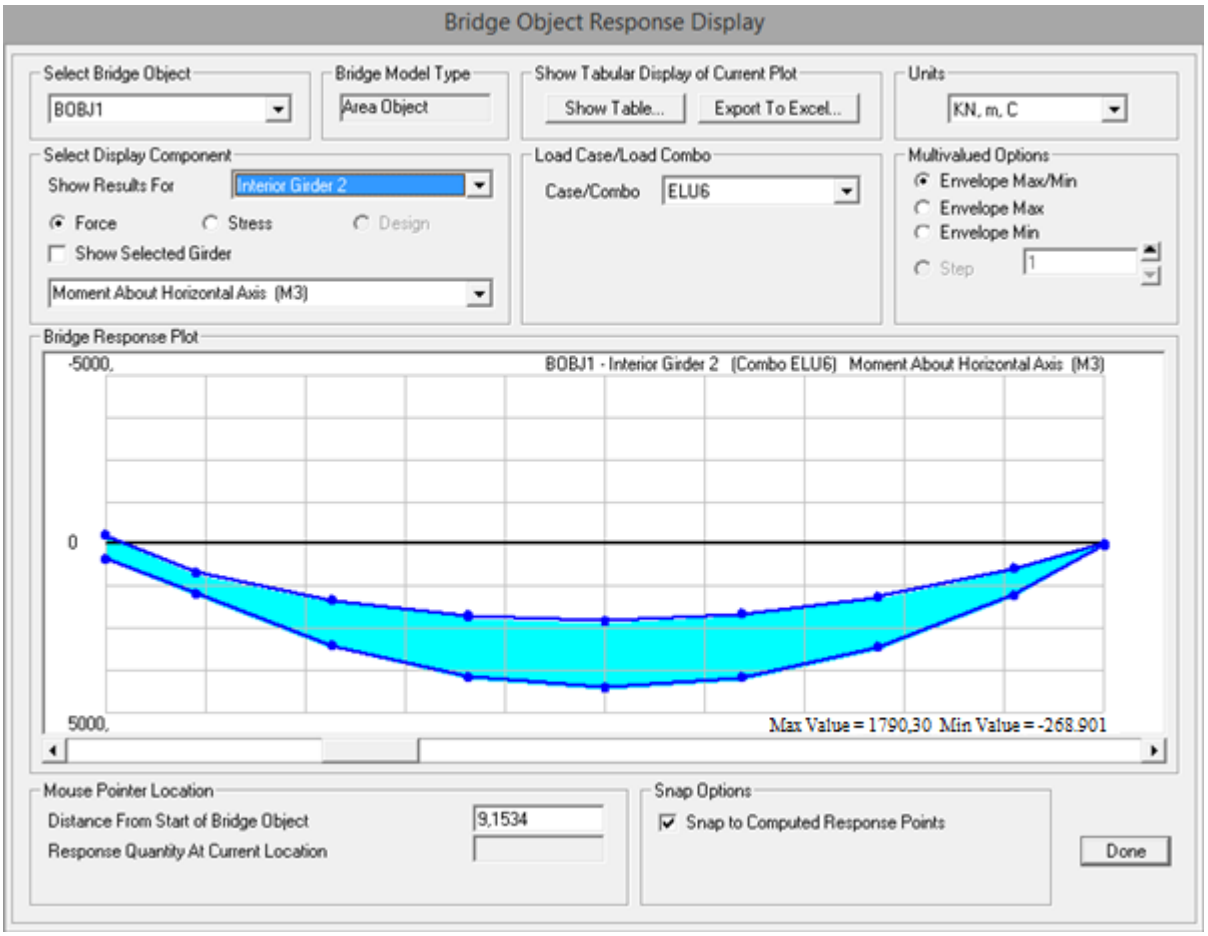


Figure III.10 : Les moments fléchissant de poutre de gauche 2 MC120 à l'ELU(1ere Variante)

Tableau III.5: Les moments fléchissant dans la poutre gauche 1 (1ere Variante)

	M3 (KN.M)
Elu (al)	1790.30
ELU B_c	1726.34
ELU B_t	1596.29
ELU B_r	1663.63
ELU D_{280}	1640.13
ELU M_{C120}	1750.53
ELS (A(l))	1326.10
ELS B_c	1300.08
ELS B_t	1229.30
ELS B_r	1290.60
ELS D_{280}	1230.70
ELS M_{C120}	1320.96
Le maximum	1790.30

➢ **Les efforts tranchants :**

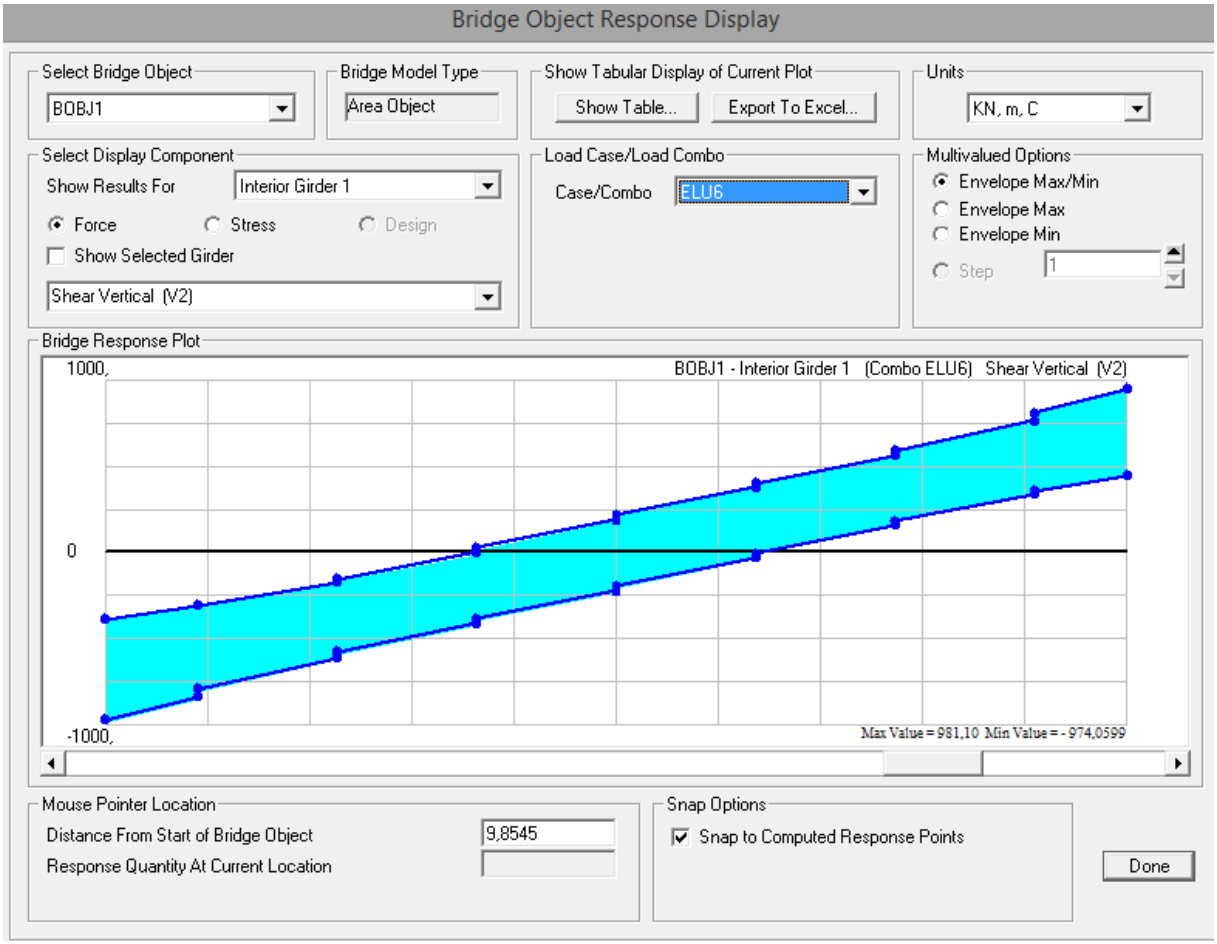


Figure III.11: Les efforts tranchants de poutre gauche 1 (1ere Variante)

Tableau III.6: Les efforts tranchants dans la poutre gauche (1ere Variante)

	V2 (KN)
Elu (al)	903.52
ELU B_c	917.89
ELU B_t	476.31
ELU B_r	775.003
ELU D_{280}	527.21
ELU M_{C120}	981.10
ELS (A(l))	673.50
ELS B_c	684.28
ELS B_t	366.59
ELS B_r	577.11
ELS D_{280}	390.52
ELS M_{C120}	726.70
Le maximum	981.10

- **2eme Variante :**

Tableau III.7 : Les moments fléchissant dans les poutres 2eme Variante

Poutre	M (KN.M)
P1	6408.65
P2	6138.33
P3	6099.22
P4	6138.33
P5	6408.65

La poutre la plus sollicitée est la poutre p1

- **Les moments fléchissant :**

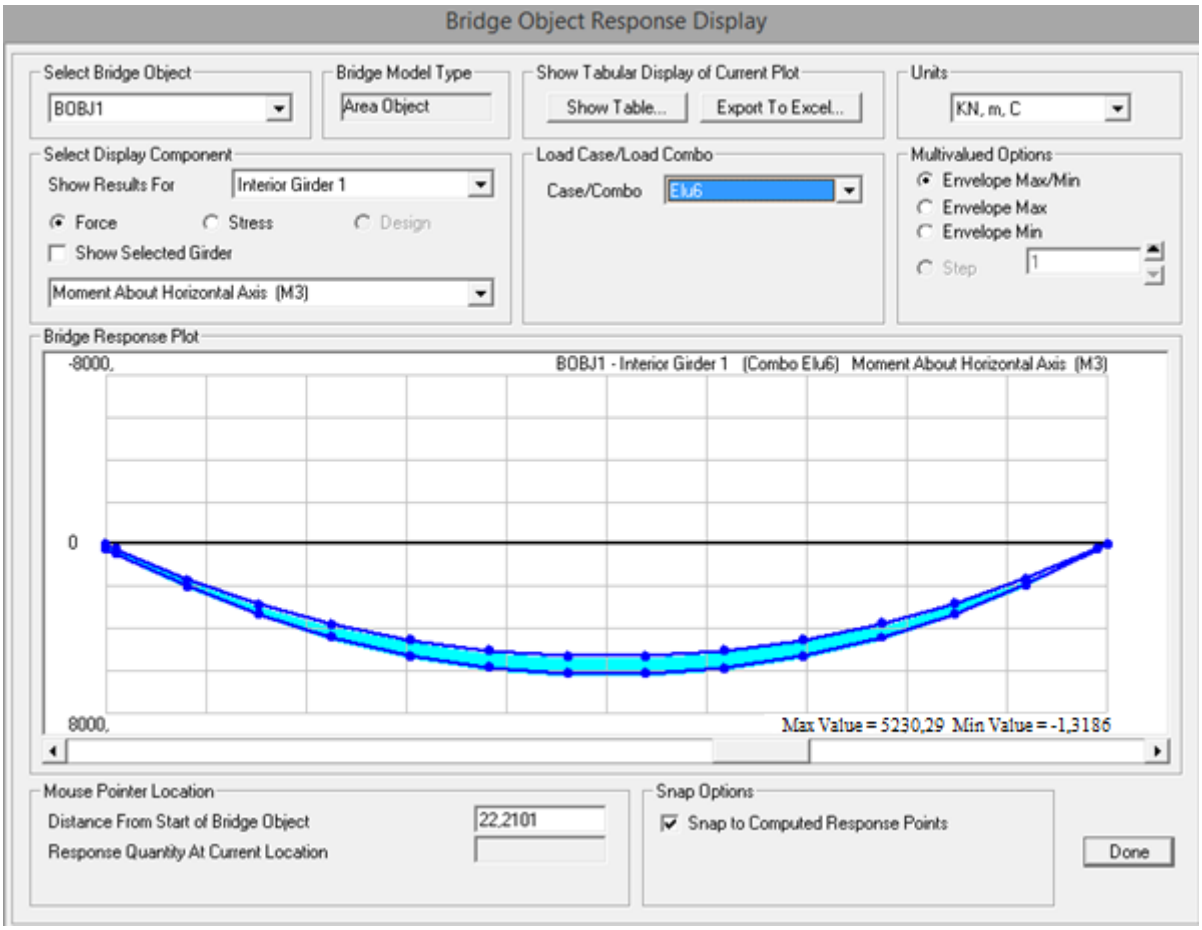


Figure III.12: Les moments fléchissant de poutre de gauche2 (2eme Variante)

Tableau III.8: Les moments fléchissant dans la poutre gauche 2 (2eme Variante)

	M3 (KN.M)
ELU (A(l))	5230.29
ELU B_c	5081.60
ELU B_t	4860.50
ELU B_r	5160.30
ELU D_{280}	4610.06
ELU M_{C120}	4790.50
ELS (A(l))	3003.30
ELS B_c	2860.05
ELS B_t	2463.40
ELS B_r	2690.09
ELS D_{280}	2169.50
ELS M_{C120}	2163.50
Le maximum	5230.29

- **Les efforts tranchants :**

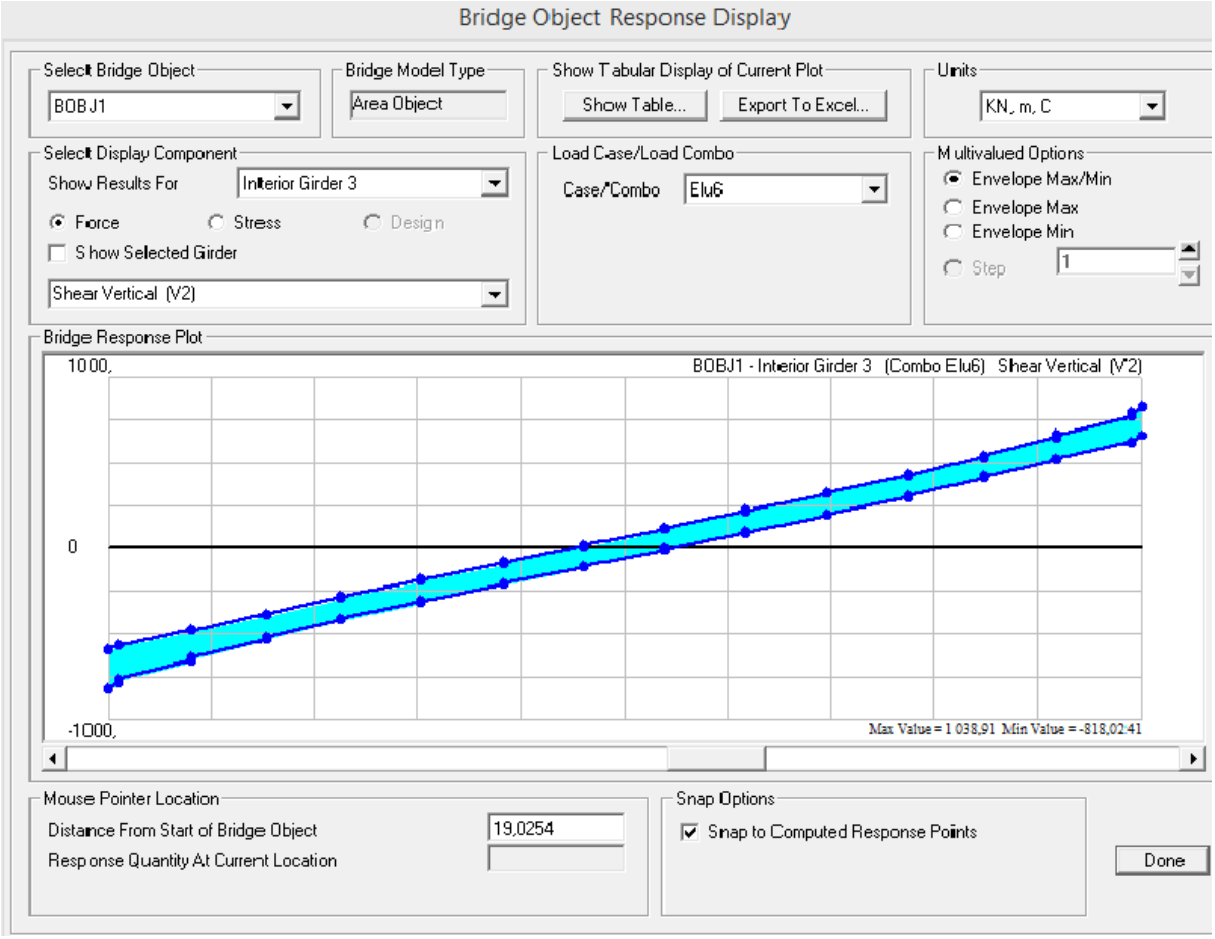


Figure III.13 : Les efforts tranchants de poutre gauche 2 (2eme Variante)

Tableau III.9 : Les efforts tranchants dans la poutre gauche 1 (2eme Variante)

	V2 (KN)
ELU (A(l))	973.02
ELU B_c	923.26
ELU B_t	860.68
ELU B_r	1038.91
ELU D_{280}	772.29
ELU M_{C120}	809.05
ELS (A(l))	723.58
ELS B_c	685.66
ELS B_t	656.47
ELS B_r	772.40
ELS D_{280}	710.48
ELS M_{C120}	610.57
Le maximum	1038.91

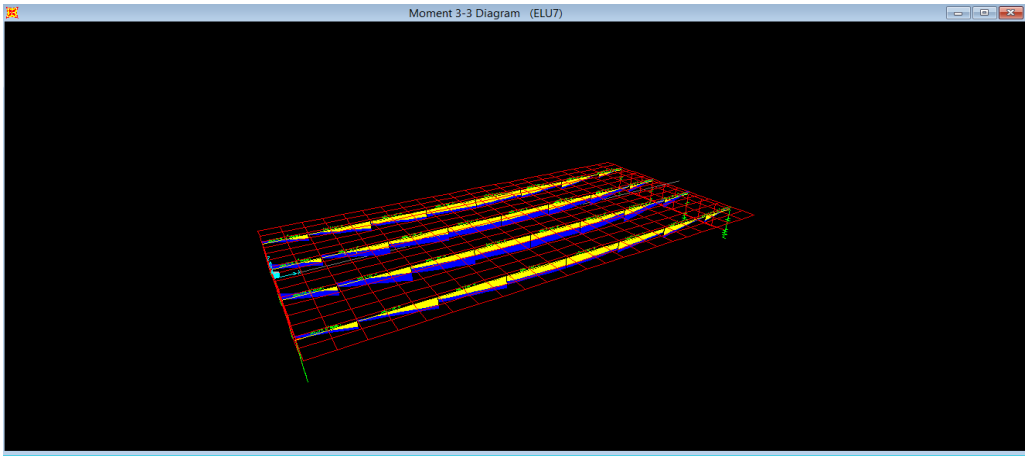


Figure III.14 : Digramme du moment fléchissant des poutres

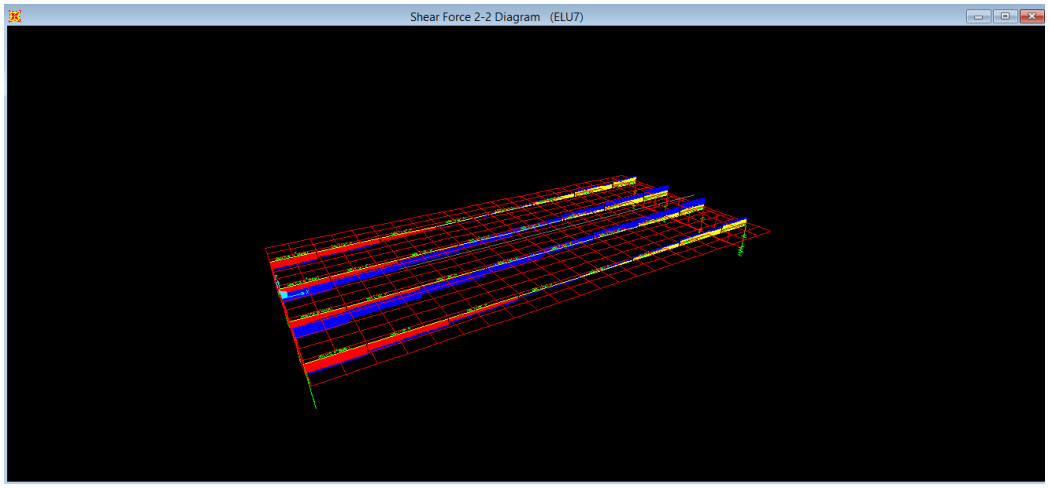


Figure III.15: Digramme des efforts tranchants des poutres

III.8 Conclusion

On a modélisé les tabliers des deux variantes du pont étudié par le logiciel SAP2000 pour tirer les résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants qui nous ont servi à étudier les poutres en béton armé et béton précontraint.

Les résultats obtenus nous ont aussi servi pour déterminer la quantité de ferraillage pour les deux variantes.

Rapport-Gratuit.com

CHAPITRE IV

ETUDE DES POUTRES EN BETON ARME

CHAPITRE IV : Etude des poutres en béton armé

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre on va étudier le pont en béton armé avec les moments fléchissant et les efforts tranchants obtenus par le logiciel SAP 2000 pour déterminer le ferraillage.

IV.2. Ferraillage Des Poutres

On prend pour les différentes poutres les mêmes armatures longitudinales, du fait qu'il y a qu'une petite différence des efforts sollicitant. Ceci facilite le ferraillage.

Tableau IV.1 : les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchant :

	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)
ELU	179.03	98.11
ELS	132.61	72.67

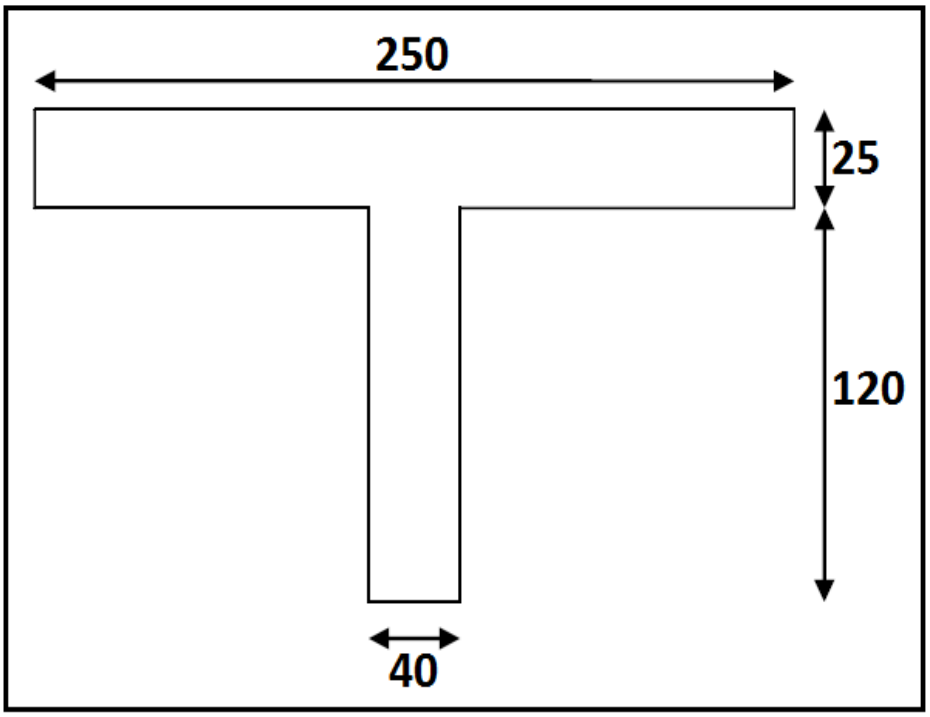


Figure IV. 1: Section de la poutre + dalle

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$$\begin{cases} H=1.45m \\ D=0.9\ h=1.305m \\ b=2.5m \\ h_0 = 0.25m \text{ Fissuration préjudiciable} \\ b_0 = 0.4m \\ f_{c28} = 35\ MPA \\ f_e = 400\ MPA \end{cases}$$

IV.2.1 Calcul à l'ELU

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

$$f_{bc} = 19.83\ MPA$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.7903}{2.5 \times 1.305^2 \times 19.83} = 0.0212$$

Calculons le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

M_t=14.62 MN.M

$M_t > M_\mu$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table, alors le calcul se ramène à la détermination des armatures d'une section rectangulaire (b× h) de largeur (b) de la table de compression.

μ_u=0,0212<μ_r=0,392 section simple armature (A_{sc}=0)

μ_u=0,0212< 0.189 ➡ pivot A

Pour une section à simples armatures :

$$A_{St} = \frac{M_\mu}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 M_{pa}$$

Z= d (1-0.4α)

α= 1.25 (1-$\sqrt{1-2\mu}$) =0.0275

Z=1.305×(1-0.4×0.0275)

Z=1.29m

$A_{St}=\frac{1.7903}{1.29\times348}=0.003988\ m^2$

$A_{St}=39.88\ cm^2$

Soit 8T32=64.34 cm²

IV.2.2 Calcul à l'ELS

$S=b\times\frac{h_0{}^2}{2}-n\times A_{St}(d-h_0)$

S= -0.02369<0

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure

$$b_0\times\frac{y^2}{2}+\left((b-b_0)\times h_0+15A\right)\times y-\left(\left((b-b_0)\times\frac{h_0}{2}\right)+15A_d\right)$$

La résolution est donnée par la formule suivante :

$Y = -D + (D^2 + E)^{0.5}$

$D=\frac{[(b-b0).(h0+15A)]}{b_0}=\frac{(2.5-0.4)\times(0.25+15\times0.004909)}{0.4}$

D=1.81

$E=\frac{[[(b-b0).h0+15A]+30Ad]}{b_0}=\frac{((2.5-0.4)\times0.25+15\times0.004909)+30\times0.004909\times1.305}{0.4}$

E=1.136

$Y = -1.81 + (1.81^2 + 1.136)^{0.5}$

Y= 0.29

$I=\frac{b\times y^3-(b-b_0)\times(y-h_0)}{3}+15\times A\ (d-y)^2$

$I=-0.0917m^4$

- **Les contraintes :**

$$\begin{cases}\sigma_{bc}=\frac{M_s\times y}{I}=\frac{1.3261\times0.29}{0.0917}=4.19\ MPA\\ \sigma_{st}=\frac{nM_s\times(d-y)}{I}=\frac{15\times1.3261\times(1.305-0.29)}{0.0917}=220.173\ MPA\end{cases}$$

σ_{bc}=4.19 MPA $\leq 0.6f_{t28}=21M_{pa}$ ……**Condition Vérifier**

σ_{st}=220.173 MPA <266.67…… ..**Condition Vérifier**

IV.2.3 Armature Supérieure

A_r=10% A_{st} = 6.434 cm²

Soit A_r= 8 T 12 = 9.03cm

IV.2.4 Calcul Des Armatures Transversales

Section about :

b_0=0.4m

T_{max} =98.11 t = 0.9811 M.N

$$\tau_\mu = \frac{T_{\mu max}}{b_0 \times d} = \frac{0.9811}{0.4 \times 1.305} = 1.879 \text{ MPA}$$

On a une fissuration préjudiciable

$$\tau_\mu \leq \text{Min}\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPA}\right)$$

$\tau_\mu \leq$Min (3.5MPA ; 4MPA) donc τ_μ=1.879MPA<3.5MPA

- **Section et écartement des armatures de l'âme :**

$\Phi \leq$ min (h/35 ; Φ_2; $\frac{h_0}{10}$) ou Φ2 : diamètre des armatures longitudinales.

$\Phi \leq$ min (4.14 ; 3.2 ; 2.5)

On prend Φ12 = 1.13 cm²

Ecartement des armatures :

$\sigma_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_\mu \times f_{tj} \times K)}$; k=1(flexion simple) ;A_t= 4T12 = 4.52 cm^2

$$\sigma_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 4.52 \times 10^{-4}}{0.4 \times (1.879 \times 0.3x2.7 \times 1)} = 0.2375\text{m}$$

$\sigma_t \leq$ Min ($\frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$; 0.9 d ; 40 cm) =Min (113 ; 117.45 ; 40) cm.

$\sigma_t \leq$ 40 cm ; on prend σ_t=20 cm.

IV.2.5 Effet De L'effort Tranchant

Au niveau des appuis :T_u=0.9811 MN

Soit A : la section d'armatures supérieure au niveau de l'appui : A= 4T32 = 32.17cm² alors, on doit vérifier :

$A \times \sigma_s \geq T_u$

$32.17 \times 10^{-4} \times 348 = 1.119MN \geq 0.9811MN$……**Condition Vérifier.**

IV.2.6 Jonction De L'ourdis Et L'âme De La Poutre

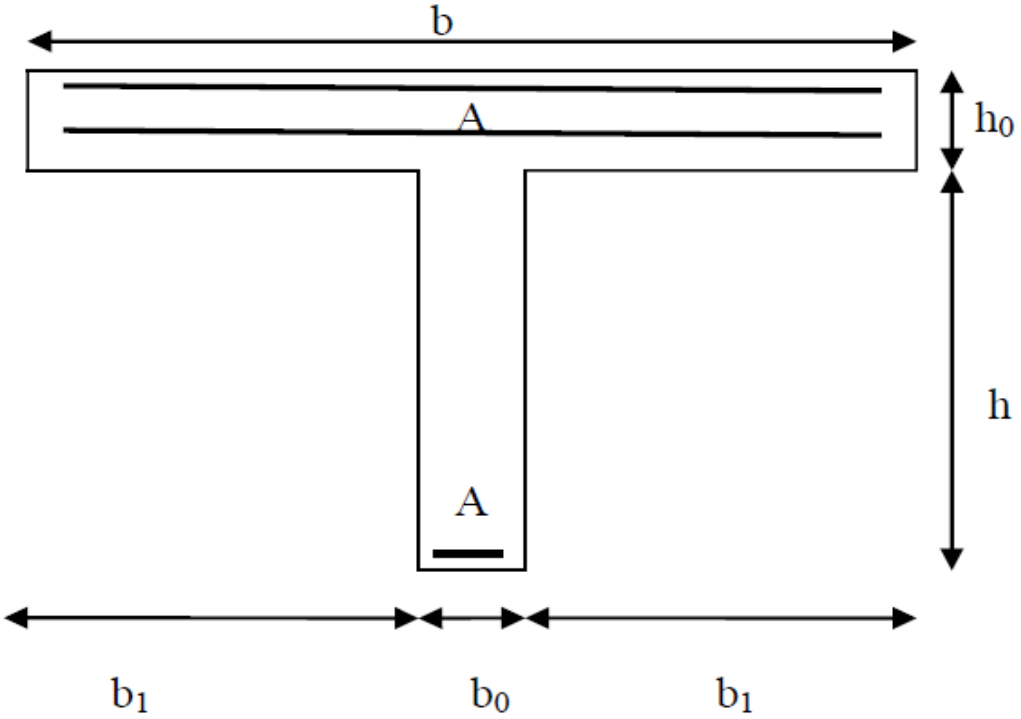


Figure IV.2 : Le ferraillage de section

b=2,5

b0=0,40 m

h0=0,25 m

b1=1.05 m

d= 0,9h=1,305 m

h=1,20

$\mu = \frac{T_u \times b1}{(1.8 \times b \times d \times h_0)} = 0.9811 \times 1.05 / (1,8 \times 2.5 \times 1.305 \times 0,25) = 0.70$ Mpa

$\mu = 0,70 < 2,5$ MPA (vérifiée)

A : la section des armatures de l'hourdis par unité de longueur

On doit vérifier :

$A > \frac{T_u \times b_1}{(0.8 \times b \times f_e \times d)} = 0.9811 \times 1.05 / (0.8 \times 2.5 \times 1.305 \times 400) = 9.87 \times 10^{-4} m^2$

Soit : 6 ϕ 16

IV.2.7 Calcul De La Contre Fleche

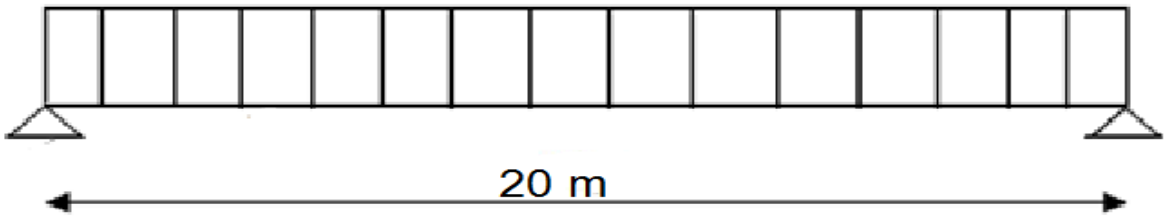


Figure IV.3: Calcul de la contre flèche

$$q = \frac{G}{l \times n}$$

G : poids des poutres.

N : nombre poutres.

q: charge de chaque poutre

$$q=\frac{233.02}{20\times4} = 2.91 \text{ t}$$

$$R_A=R_B=\frac{q\times l}{2} = \frac{2.91\times20}{2} = 29.1\text{t.m}$$

L'équation de la flèche :

$$EI\ y = EI\ y + EI\ \theta\ x + R_A(x^3/6) - q\ (x^4/24)$$

Condition aux limites :

X=0 ; y =0 ; y0= 0.

$$EI\ y = (q\ l^3/24)\ x + (q\ l/12)\ x^3 - q\ /24x^4$$

$$EI\ y = 970\ x + 48.5x^3 - 1.21x^4$$

Avec : $E=11000\sqrt[3]{F_{c28}} = 35981.73$ MPA

$I = 0.0917\ m^4$

EI =3299.525

Tableau IV.2 : Calcul de Y(cm)

X (m)	**0**	**2.5**	**5**	**7.5**	**10**
EI y	0	3135.55	10156.25	22641.79	46100
Y	0	0.95	3.078	6.86	13.97

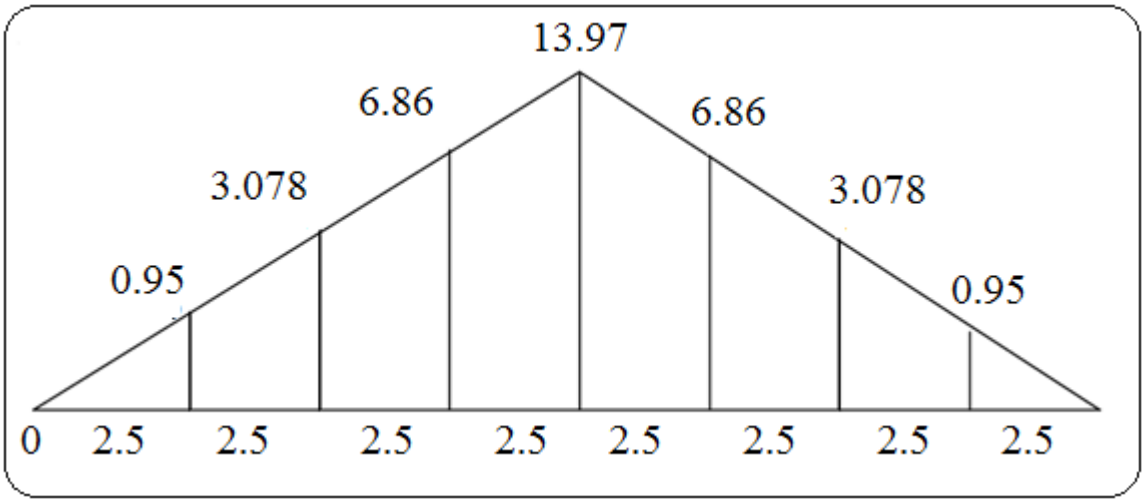


Figure IV.4 : Calcul de Y(m) de la poutre

IV.2.8 Manutention Des Poutres

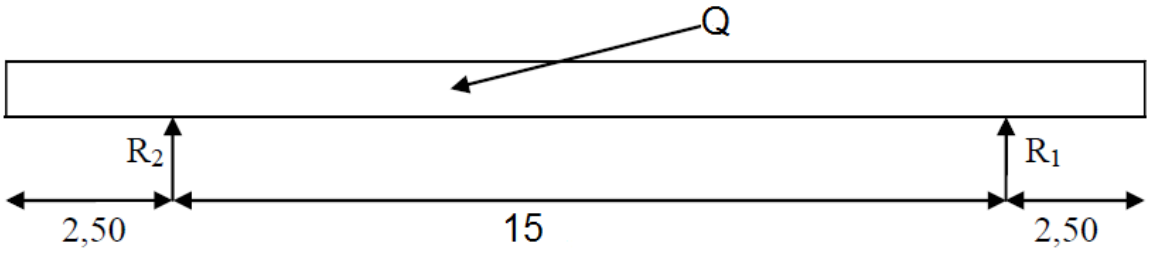


Figure IV.5 : La Position Des Points De Levage

Le levage des poutres s'effectue à l'aide des grues : pour cela on doit prévoir deux réservation de 10 cm de diamètre chacune.

IV. 3 Conclusion

L'étude des poutres en béton armé de la variante n° 01 est étudiée avec différents cordonnés statique.

On a vérifié les conditions par rapport aux contraintes admissibles à ELS et ELU et on a déterminé aussi le ferraillage.

CHAPITRE V

ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINT

CHAPITRE V : Etude des poutres en béton précontraint

V.1 Généralité sur la précontrainte

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction. C'est ainsi qu'une poutre reposant sur deux appuis, soumis à l'effet de son poids propre (G) et d'une charge d'exploitation (Q) , subit des contraintes de flexion qui se traduisent par une zone comprimée en partie supérieure et par une zone tendue en partie inférieure (Figure V.1).

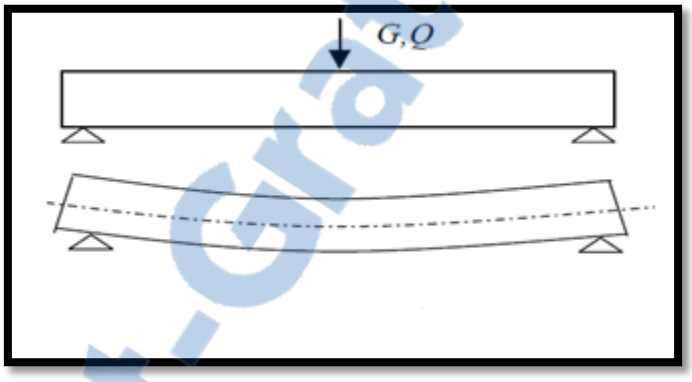


Figure V.1:Déformation d'une poutre sous des charges (flèche).

La poutre subit également des contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants qui se produisent vers les appuis. Ces contraintes occasionnent des fissures à 45° que le béton ne peut reprendre seul. Dans ce cas de figure, deux solutions sont possibles :

- Solution N°1: L'ajout d'une quantité d'armatures capable de reprendre les efforts de traction dans le béton (Principe du béton armé). (Figure V.2)

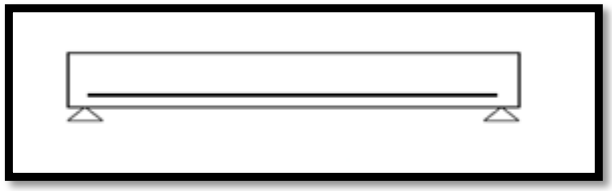


Figure V.2: Solution pour la déformation (armature inférieure).

- Solution N°2 : L'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements (Principe du béton précontraint). (Figure V.3)

Rapport-Gratuit.com

Figure V.3: Deuxième solution pour la déformation

V.2 Les principes de la précontrainte

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton. (Figure V.4)

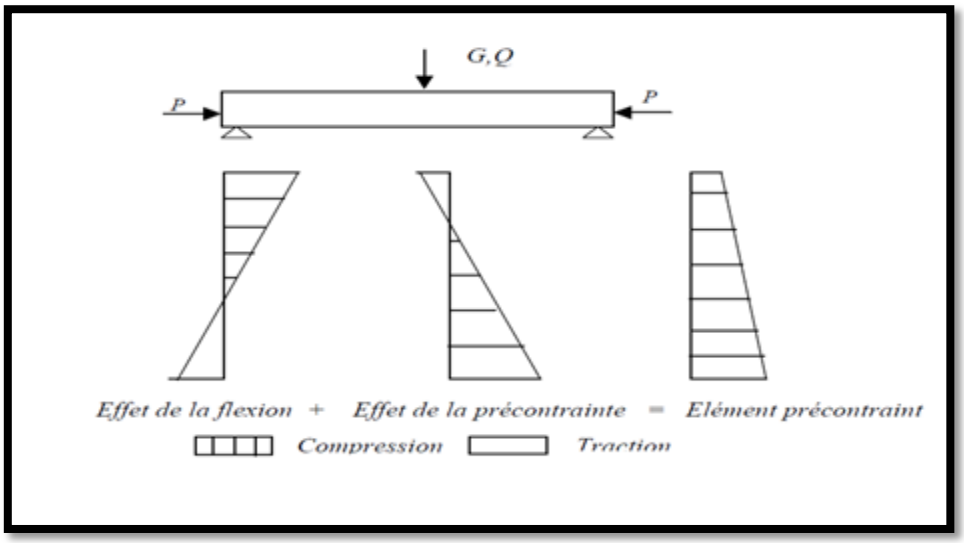


Figure V.4 : Les diagrammes des contraintes des éléments

Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

V.3 Mode de précontrainte

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités.

V.3.1 Précontrainte par pré-tension

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton. (Figure V.5)

Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

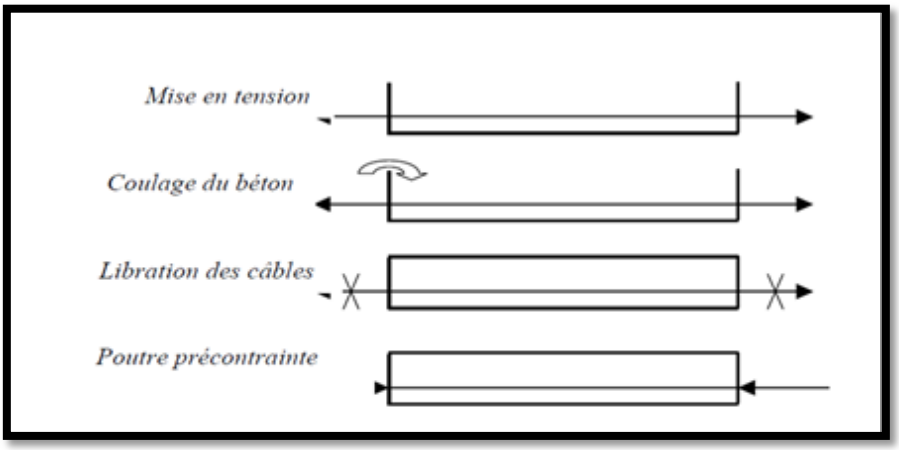


Figure V.5 : Les étapes de réalisations par pré-tension

- Les étapes générales de réalisation :

- Mise en tension des câbles.
- Coulage du béton.
- La libération des câbles après le durcissement du béton.
- Par adhérence, la précontrainte de compression est transmise au béton.
- D'une façon plus détaillée, la méthode de précontrainte par pré-tension suit les cycles suivants :
- Nettoyage des moules ;
- Mise en place d'huile de décoffrage sur les moules;
- Déroulement des armatures actives et blocage aux extrémités dans des plaques ;
- Mise en place des armatures passives ;
- Mise en place des moules dans leur position finale;
- Mise en place des déviateurs éventuels ;
- mise en tension des armatures par des vérins ;
- Mise en place du béton par pont- roulant ou grue ;
- Lissage de la partie supérieure ;
- vibration du béton ;
- Étuvage ou chauffage du béton ;
- Décoffrage ;
- dé-tension des armatures actives ;
- Découpage des fils situés entre deux éléments préfabriqués ;
- Manutention et stockage.

V.3.2 Précontrainte par post-tension

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

- Une précontrainte par post-tension interne
- Une précontrainte par post-tension externe

  - Les étapes générales de réalisation :

- Placement des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton.
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment. (Figure V.6)

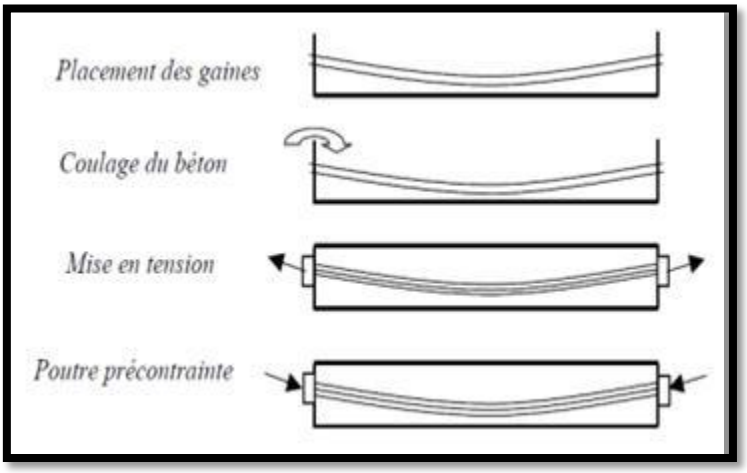


Figure V.6 : Les étapes générales pour la post-tension

La mise en tension peut être faite en tendant l'acier aux deux extrémités de la pièce (Actif - actif) ou en tendant une seule extrémité uniquement (actif –passif). (Figure V.7)

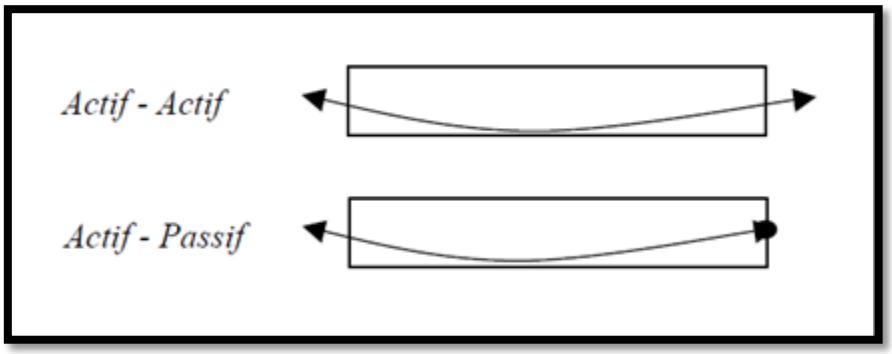


Figure V.7 : Les deux modes de mis en tension

L'injection est une opération extrêmement importante, car elle assure un double rôle:
a) La protection des armatures de précontrainte contre la corrosion.
b) L'amélioration de l'adhérence entre les armatures et les gaines.

L'opération de l'injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures.

Le produit d'injection doit répondre aux impératifs suivants:

- avoir une assez faible viscosité pour couler facilement et pénétrer dans toutes les ouvertures et entre fils des câbles de précontrainte.
- conserver cette faible viscosité pendant un délai suffisant pour que l'injection puisse s'effectuer dans de bonnes conditions avant le début de prise.
- après durcissement, avoir une résistance suffisante pour assurer efficacement
- L'adhérence de l'armature au béton.
- présenter un retrait minimal.ne pas être agressif vis-vis de l'acier du
- Précontrainte.

Le produit d'injection était autre fois un mortier formé de ciment, de sable et de l'eau; aujourd'hui le sable est à peu près complètement abandonné, au profit de coulis de ciment CPA, comportant un adjuvant.

V.3.3 Comparaison des deux procèdes

Une comparaison entre les deux procédés (post-tension et pré-tension) permet de constater les observations suivantes :

a) Pré-tension :

- L'économie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération de l'injection.
- La nécessite des installations très lourdes ce qui limite, par voie de conséquence, le choix des formes.
- La simplicité de la réalisation du procédé.
- Une bonne collaboration du béton et des armatures.
- La difficulté de réalisation des tracés courbes d'armatures.
- L'impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension.

b) Post- tension :

- Ne demande aucune installation fixe puisque, c'est sur la pièce elle-même que s'appuie le vérin de précontrainte.
- Elle permet le choix des différentes formes.
- La possibilité de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé à l'évolution de la masse de l'ouvrage.
- La facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte.

A côté de ces procédés classiques, il existe des procédés spéciaux qui sont réservés à certains ouvrages ou qui font appel à d'autres principes pour la mise en tension:

- Précontrainte par enroulement
- Précontrainte par compression externe
- Mise en tension par dilatation thermique
- Mise en tension par expansion du béton

V.4 Etude de la précontrainte suivant les règles de B.P.E.L

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicité (la poutre central à mi- travée) ; le moment maximal ami-travée à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{max} = 3.003 \text{ MN.m} \\ M_{min} = 1.052 \text{ MN.m d' où } \Delta M = 1.951 \text{MN.m} \end{cases}$$

V.4.1 Hypothèse de calcul

- précontrainte par post tension
- Classe II de précontrainte
- Torons utilises 12T15, σ_{p_0}=1451.2Mpa,f_{peg} =1623 Mpa,f_{prg} =1814 Mpa.

Tableau V.1: Les caractéristiques de la poutre à mi travée

	Unités	Poutre préfabriquée
Cdg = μ_Δ /B=V	Cm	74.65
V'=h-V	Cm	85.35
$I_G = I_\Delta - BV^2$	cm^4	18091944.6
I_G/v	cm^3	242356.93
I_G/v'	cm^3	211973.57
$\rho = i^2/(vv') = (IG/B)/(vv')$	/	51.07%
C= ρ ×V	Cm	38.12
C'= ρ ×V'	Cm	43.59
$d' = H_t - 0.9H_t$	Cm	16
M_{max} (moment maximum a l'ELS)	t.m	300.33
M_{min} (moment maximum sous G a l'ELU)	t.m	105.23
$M_Q = M_{max} - M_{min}$	t.m	195.1

V.4.2 Calcul de la face de la précontrainte

Généralement, pour les poutres des ponts on prend la classe II pour vérifier leur résistance.

$$p_1 = \frac{\Delta M}{\rho.h} + \frac{S}{h}(\overline{\sigma_{ti}} \times V + \overline{\sigma_{ts}} \times V') \text{ sous critique} \quad (12)$$

Avec :
$\Delta M = M_{max} - M_{min} = (M_G + M_Q) - M_G = M_Q$
M_{max} : Moment du à la charge permanente plus la surcharge.
$M_{min} = M_G$: Moment du à la charge permanente.
M_Q: Moment du à la surcharge.
ρ: Rendement géométrique.
S : Section de la poutre.
h : Hauteur de la poutre.
$\overline{\sigma_{ti}}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.
$\overline{\sigma_{ts}}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.
$\overline{\sigma_{cs}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21$ Mpa
$\overline{\sigma_{ci}} = 0.5f_{c28} = 17.5$ Mpa
$\overline{\sigma_{ti}} = -f_{t28} = -(0.6 + 0.06f_{c28}) = -2.7$ Mpa
$\overline{\sigma_{ts}} = -1.5f_{t28} = -4.05$ Mpa

$$p_1 = \frac{1.951}{0.5107 * 1.6} + \frac{0.5560}{1.6}(-2.7 \times 0.75 + (-4.05) \times 0.85) = 0.487 \text{ MN}$$

$$p_2 = \frac{M_{max} + \rho.S.V.\overline{\sigma_{ti}}}{\rho.V + V' - d'} \quad (12)$$

Avec :
D’: La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inférieure.

$$p_2 = \frac{3.003 + 0.5107 \times 0.5560 \times 0.75 \times (-2.7)}{0.5107 \times 0.75 + 0.8535 - 0.16}$$

$P_{sur} = 2.25$ MN.
$P = \max(p_1 ; p_2)$
$P = \max(0.487 ; 2.25)$
On prend P = 2.25 MN
Donc la section est sur critique.

L’excentricité « e0 » :

$e_0 = -v + d'$
$e_0 = -0.59$ m

V.4.3 Détermination du nombre de câbles

Fixons à priori l’intensité des pertes (ΔP) à 25% de la tension initial P0 , en tenant compte de ces pertes, la valeur de précontrainte sera de :

$$P_0 = \frac{p}{0.98 - 1.2\frac{\Delta p}{p_0}}$$

Avec : $\Delta p = 0.25p_0$ donc : $p_0 = 3.30$ MN

Nombre de câble :

$$n = \frac{p_0}{p}$$

Avec :

P : Précontrainte développées pour un câble $p = \sigma_{p_0}.A_p$

σ_{p_0} : Contrainte à l'origine σ_{p_0}=min ($0.8f_{prg}$,$0.9f_{peg}$)

f_{peg} : Contrainte garantie à la ruine.

f_{prg} : Contrainte garantie élastique.

Dans notre projet, nous avons choisi le type d'acier 12T15 à T.B.R (très basse relaxation) en classe de résistance III, dont ses caractéristiques sont :

f_{peg} =1623 Mpa.

f_{prg} =1814 Mpa. Donc :σ_{p_0} = 1451.2 Mpa.

A_p=1668 mm2.

P = 1451.2 x 1668 x 10^{-6} = 2.42 Mpa.

$$n = \frac{p_0}{p} = \frac{3.30}{2.42}$$

n=1.36

On prend le nombre des câbles est égale à 2.

La nouvelle valeur de la précontrainte :

P0 = n .P P0 = 2×2.42 P0 = 4.84Mpa

Tableau V.2: Récapitulatif des résultats de précontrainte

Précontrainte P_{max} = P_{sur} (MN)	L'excentricité « e_0 » (m)	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P0 (MN)
3.3	-0.59	2 (12T15)	4.84

V.4.4 Vérification à l'ELS

a) La mise en tension :

P1 = 1.02× 4.84 - 0.80 ×0.15×4.84=4.356 MN

P2 = 0.98× 4.84 - 1.20 ×0.15×4.84=3.87 MN

Tableau V.3 : Combinaison La mise en tension de P1

Combinaison La Mise En Tension		
p_1/B	p_1*e*V'/I	M_{min} *V'/I
7.83	-12.12	4.96
p_1/B	p_1*e*V/I	M_{min} *V/I
7.83	10.60	- 4.34

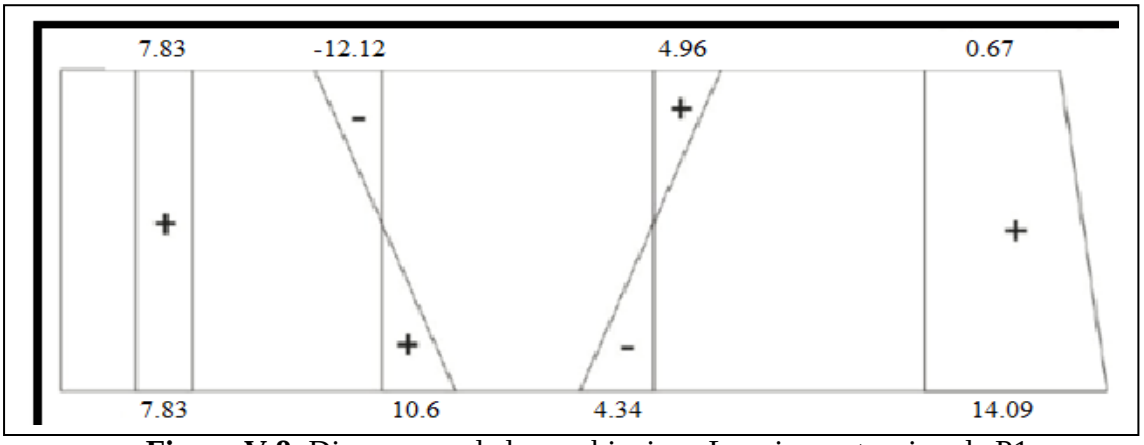


Figure V.8: Diagramme de la combinaison La mise en tension de P1

Sous P1 :

0.67Mpa. > = - 4.05 Mpa…….**Condition Vérifier**

14.09Mpa. < = 17.5Mpa……..**Condition Vérifier**

Tableau V.4 : Combinaison La mise en tension de P2

Combinaison La Mise En Tension		
p_2/B	p_2*e*V'/I	M_{min} *V'/I
6.96	10.77	4.96
p_2/B	p_2*e*V/I	M_{min} *V/I
6.96	9.42	4.34

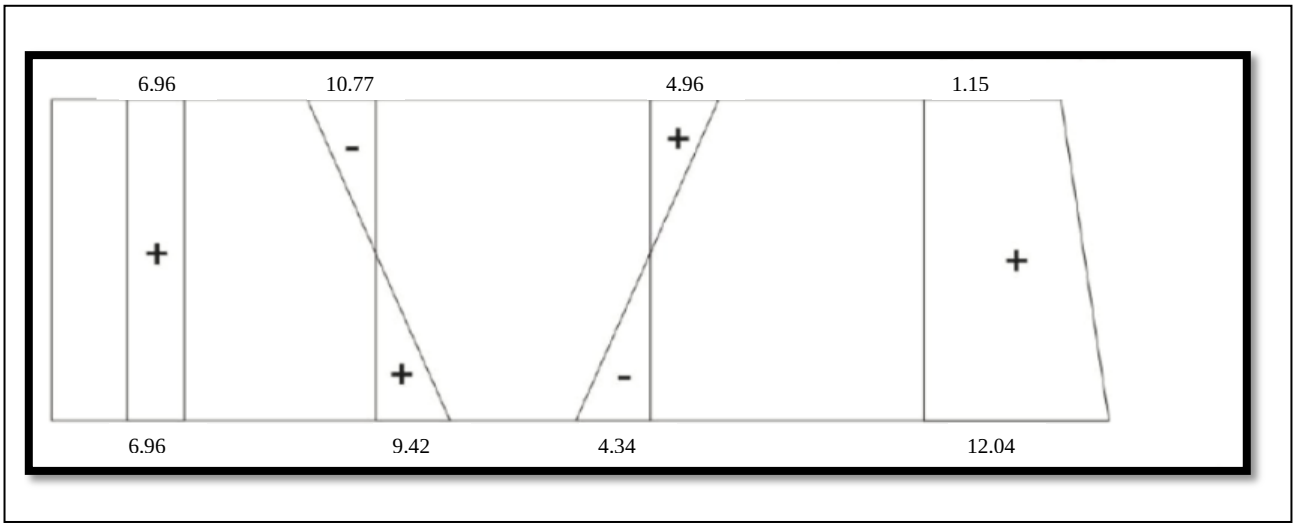


Figure V.9: Diagramme de la combinaison La mise en tension de P2

Sous P2 :

1.15Mpa. > = - 4.05 Mpa…….**Condition Vérifier**

12.04Mpa. < = 17.5Mpa……..**Condition Vérifier**

- Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

On calcule les contraintes caractéristiques :

P1 = 1.02P0 -0.80ΔP P1 = 1.02 x 4.84 - 0.80 x 0.25 x 4.84

P2 = 0.98P0 -1.20ΔP P2 = 0.98 x 4.84 - 1.20 x 0.25 x 4.84

P1 = 3.9668 MN.

P2 = 3.29 MN.

b) Combinaison Quasi-permanente :

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{p}{B} - \frac{p \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} > \overline{\sigma_{ts}} = -4.05\text{Mpa} \\ \frac{p}{B} + \frac{p \times e \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} > \overline{\sigma_{cl}} = -17.5\text{Mpa} \end{cases}$$

- ✓ Sous P_1 =3.9668 MN

Tableau V.5: Combinaison quasi permanent de P1

Combinaison Quasi Permanent		
p_1/B	p_1*e*V'/I	M_{min} *V'/I
7.13	-11.04	4.96
p_1/B	p_1*e*V/I	M_{min} *V/I
7.13	-9.65	4.34

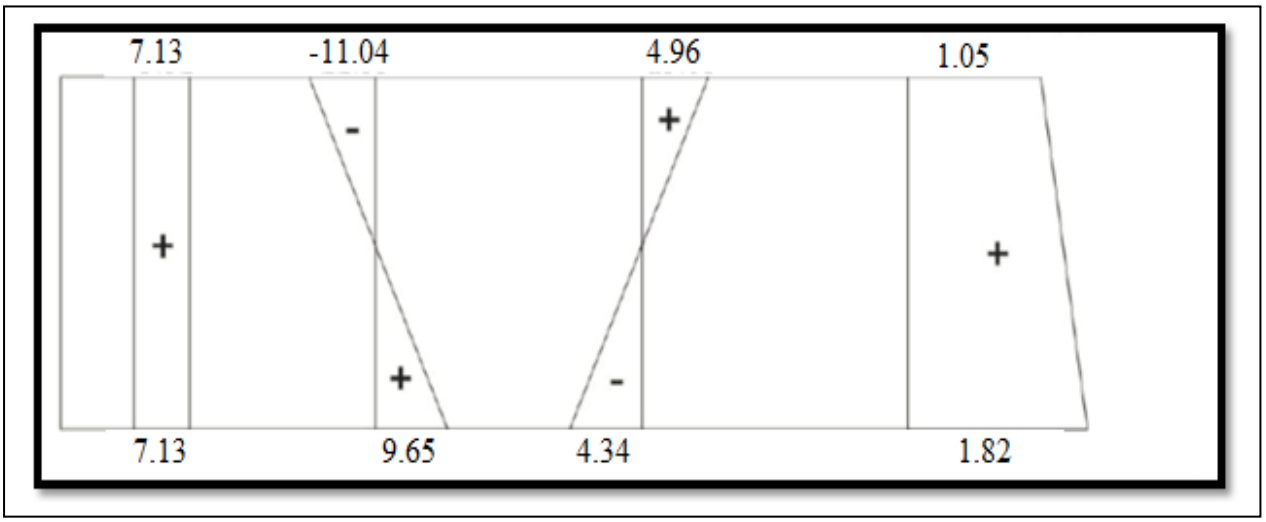


Figure V.10: Diagramme de la combinaison quasi permanente de P1

Sous P1 :

1.05Mpa. > = - 4.05 Mpa…….**Condition Vérifier**

1.82Mpa. < = 17.5Mpa……...**Condition Vérifier**

✓ Sous P_2=3.29 MN

Tableau V.6: Combinaison quasi permanent de P2

Combinaison Quasi Permanent		
p_2/B	p_2*e*V'/I	M_{min} *V'/I
5.92	- 9.16	4.96
p_2/B	p_2*e*V/I	M_{min} *V/I
5.92	8.009	- 4.34

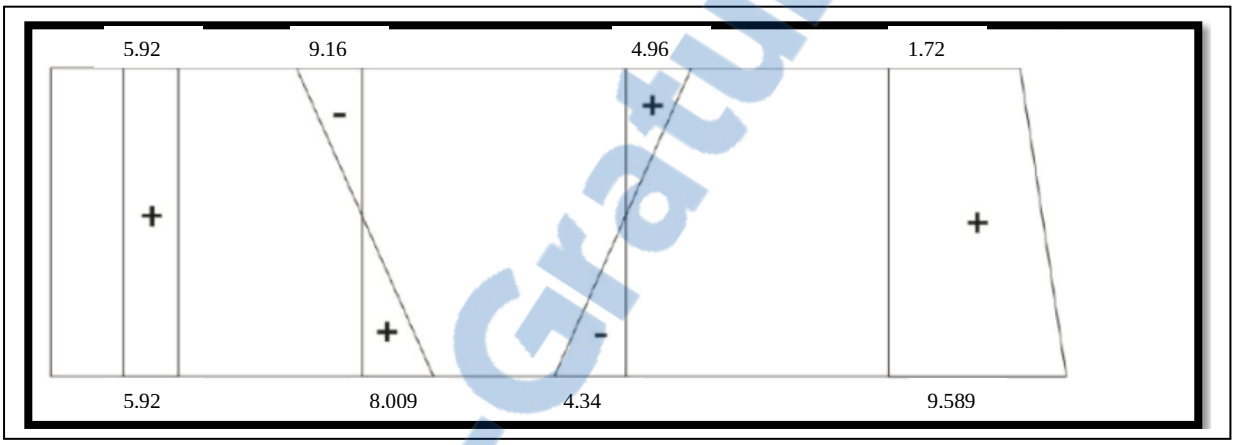


Figure V.11: Diagramme de la combinaison quasi permanente de P2

Sous P2 :

1.72Mpa. > = - 4.05 Mpa……**Condition Vérifier**

2.25 Mpa. < = 17.5 Mpa……..**Condition Vérifier**

c) Combinaison Fréquente :

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{p}{B} - \frac{p \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} + \frac{0.72 \times M_Q \times V}{I} > \overline{\sigma_{ts}} = -4.05\text{Mpa}$$

$$\frac{p}{B} + \frac{p \times e \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} - \frac{0.72 \times M_Q \times V'}{I} > \overline{\sigma_{cl}} = -17.5\text{Mpa}$$

✓ Sous P_1 =7.36 MN

Tableau V.7: Combinaison fréquente de P1

Combinaison Fréquente			
p_1/B	p_1*e*V'/I	M_{min} *V'/I	0.72*M_Q*V'/I
7.13	-11.04	4.96	6.62
p_1/B	p_1*e*V/I	M_{min} *V/I	0.72*M_Q*V/I
7.13	9.65	- 4.34	- 5.79

Rapport-Gratuit.com

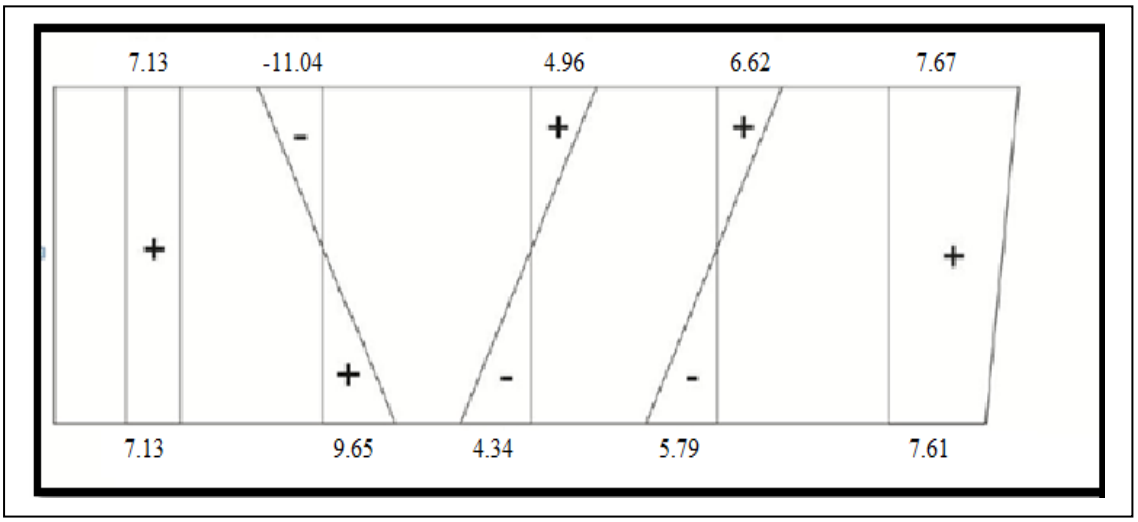


Figure V.12: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P1

Sous P1 :

7.67Mpa. > = - 4.05 Mpa…….**Condition Vérifier**

7.61 Mpa. < = 17.5 Mpa……..**Condition Vérifier**

- ✓ Sous P_2 =3.29 MN

Tableau V.8: Combinaison fréquente de P2

Combinaison Fréquente			
p_2/B	p_2*e*V'/I	$M_{min}*V'/I$	$0.72*M_Q*V'/I$
5.92	9.16	4.96	6.62
p_2/B	p_2*e*V/I	$M_{min}*V/I$	$0.72*M_Q*V/I$
5.92	8.009	4.34	5.79

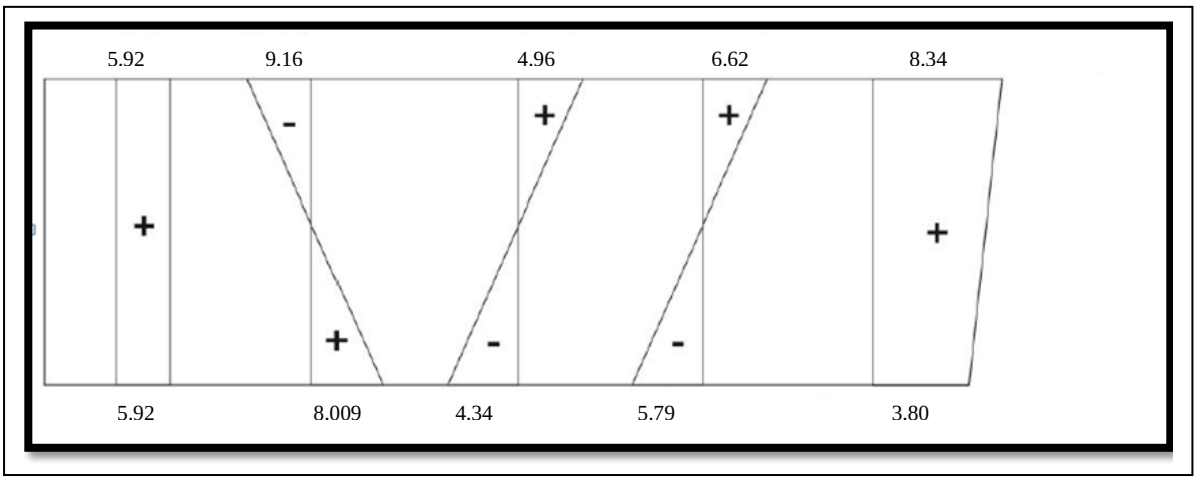


Figure V.13: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P2

Sous P2 :

8.34Mpa. > = - 4.05 Mpa…….**Condition Vérifier**

10.87Mpa. < = 17.5 Mpa……..**Condition Vérifier**

d) Combinaison Rare :

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{p}{B} - \frac{p \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} + \frac{1.2 \times M_Q \times V}{I} > \overline{\sigma_{ts}} = -4.05\text{Mpa}$$

$$\frac{p}{B} + \frac{p \times e \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} - \frac{1.2 \times M_Q \times V'}{I} > \overline{\sigma_{cl}} = -17.5\text{Mpa}$$

✓ Sous P_1 =3.9668 MN

Tableau V.9: Combinaison fréquente de P1

Combinaison Fréquente			
p_1/B	p_1*e*V'/I	M_{min}*V'/I	1.2*M_Q*V'/I
7.13	-11.04	4.96	11.04
p_1/B	p_1*e*V/I	M_{min}*V/I	1.2*M_Q*V/I
7.13	9.65	- 4.34	9.66

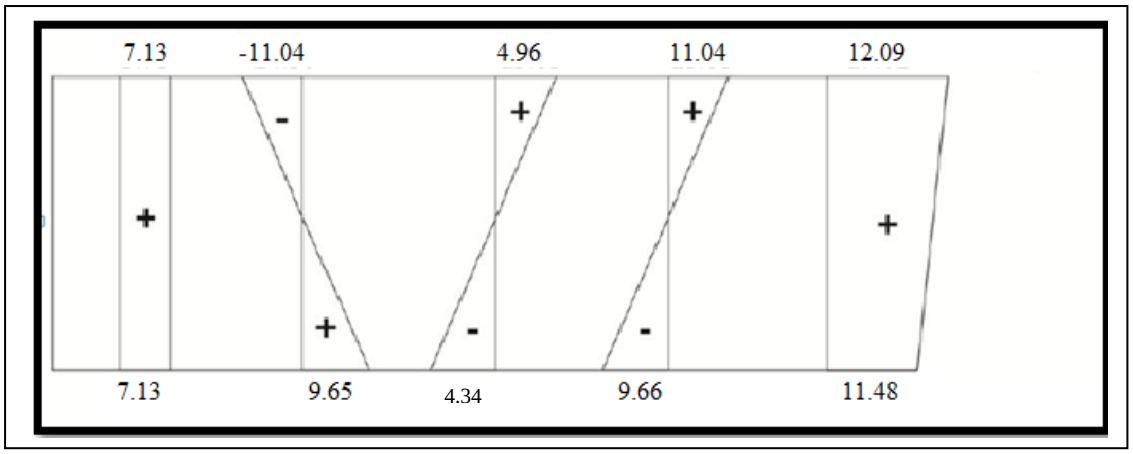


Figure V.14: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P1

Sous P1 :

12.09Mpa. > = - 4.05 Mpa…….**Condition Vérifier**

11.48Mpa. < = 17.5Mpa……**Condition Vérifier**

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

✓ Sous P_2 =3.29 MN

Tableau V.10: Combinaison fréquente de P2

Combinaison Fréquente			
p_2/B	p_2*e*V'/I	M_{min} *V'/I	1.2*M_Q*V'/I
5.92	- 9.16	4.96	11.04
p_2/B	p_2*e*V/I	M_{min} *V/I	1.2*M_Q*V/I
5.92	8.009	- 4.34	- 9.66

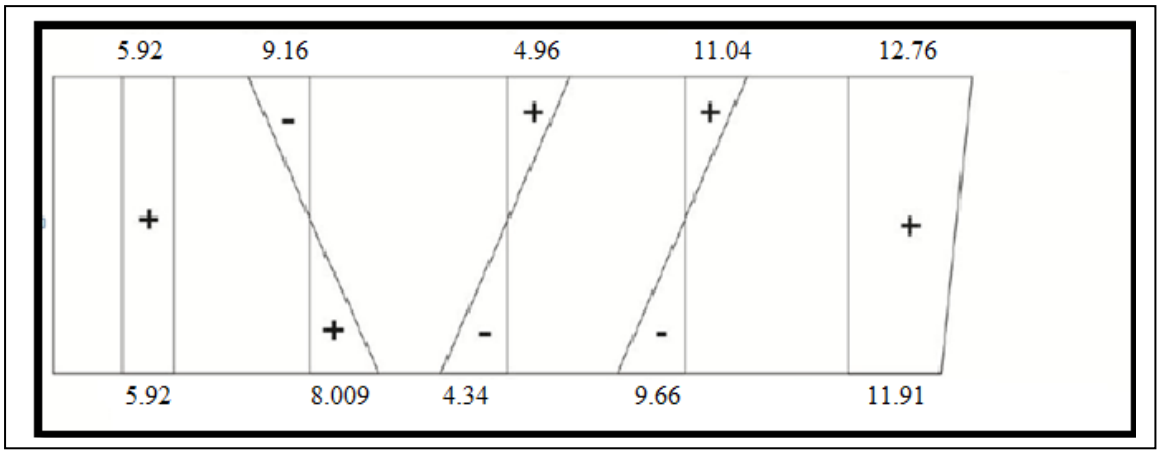


Figure V.15: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P2

Sous P2 :

12.76Mpa. > = - 4.05 Mpa……..**Condition Vérifier**

11.91Mpa. < = 17.5Mpa…….....**Condition Vérifier**

V.4.5 Vérification à l'E.L.U :

La vérification à l'ELU se fait pour une section médiane, nous avons pris pour le calcul une section équivalente.

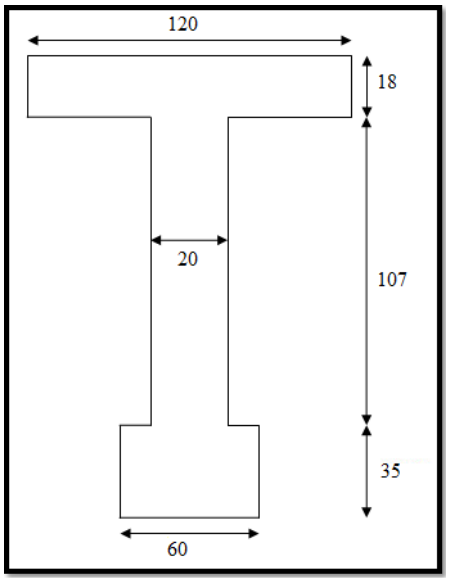


Figure V.16: Section équivalente

Moment ultime :

M_U=3.951MN.m

a) La contrainte du béton :

$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$=19.83$M_{pa}$

b) **Calcul du moment résistant :**

$$M_t = 0.8 \times b \times h_0 \times \sigma_{bcu} (d - \frac{0.8 \times h_0}{2})$$

$$M_t = 0.8 \times 2.22 \times 0.43 \times 19.83 \times (1.66 - \frac{0.8 \times 0.43}{2})$$

M_t =24.17MN.m

M_t =24.17 >M_u =3.951

Donc : l'axe neutre est dans la table.

Dans ce cas, on considère que :

Mn = Mu

La section de la poutre, une section rectangulaire (b x h).

c) Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{9.03}{2.22 \times 1.66^2 \times 19.83}$$

μ_u=0.073

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073})$$

α =0.0951v

ε_b : Raccourcissement du béton (ε_b = 3.5 ‰).

$\nabla_\varepsilon = \varepsilon \times \frac{1-\alpha}{\alpha}$

$\nabla\varepsilon_3$=21.33‰ > 10‰ ; limitons $\nabla\varepsilon_3$ = 10‰.

d) Détermination deσ_1 etε_1 :

$$\sigma_1 = \frac{p_m}{A_p}$$

Avec :

P_m : Précontrainte moyenne.

A_p: Section totale des aciers actifs.

$$p_m = \frac{p_1 + p_2}{2}$$

$$p_m = \frac{3.9668 + 3.29}{2} = 3.63MN$$

$$\sigma_1 = \frac{3.63}{2 \times 1668 \times 10^{-6}}$$

σ_1 =1080.36Mpa

σ_1 =1080.36Mpa<σ_{p0} = 1416 Mpa. ⟶ **Domaine élastique**

$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = \frac{1080.36}{1.90\times10^{-5}}\varepsilon_1 = 5.72‰$ ⟶

e) Détermination deσ_2 etε_2 :

$\sigma_2 = \sigma_1 + \nabla\sigma_2 = \sigma_1 + 5\sigma_c$

σ_c : La contrainte du béton au niveau du câble.

$$\sigma_c = \frac{p_m}{B} + \frac{p_m \times e^2}{I} - \frac{M_{min} \times e}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{3.63}{0.5560} + \frac{3.63 \times 0.59^2}{0.1809} - \frac{1.278 \times 0.59}{0.1809}$$

σ_c =9.35 Mpa

$$\sigma_2 = 1080{,}36 + 5 \times 9{,}35$$

σ_2= 1127.11Mpa<σ_{p0}= 1451,2 Mpa ⟶ **Domaine élastique**

$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_P} = \frac{1127.11}{1.90\times10^{-5}}\varepsilon_2$=6.207‰ ⟶

f) Détermination deσ_3 etε_3 :

$\sigma_3 = \varepsilon_1 + \nabla\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_3 + \Delta\varepsilon_3$

$\varepsilon_3 = 5.72 + 10 = 15.72‰ > 10‰$ ⟶

$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E_p}\sigma_3 = \varepsilon_3 \times E_p$ ⟶ **Domaine élastique**

Par approximation on a : σ_3= 2986.8 Mpa.

g) Vérification du ferraillage pour une section rectangulaire :

$$A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3}$$

Avec : $F_b = 0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bcu}$

$$F_b = 0.8 \times 0.095 \times 2.22 \times 1.66 \times 19.83$$

F_b =5.55MN.m

$\frac{F_b}{\sigma_3} = \frac{5.55}{2986.8} = 1.85\times 10^{-3}$

$3.33\times 10^{-3} \geq 1.85\times 10^{-3}$ ⟶ **Condition Vérifier**

h) Tracée des câbles de la précontrainte :

- **Equations des câbles :**

On choisit un repère (x, y), dont l'axe x passe par l'extrémité inferieure de la poutre et l'axe y passe par le milieu de la poutre.

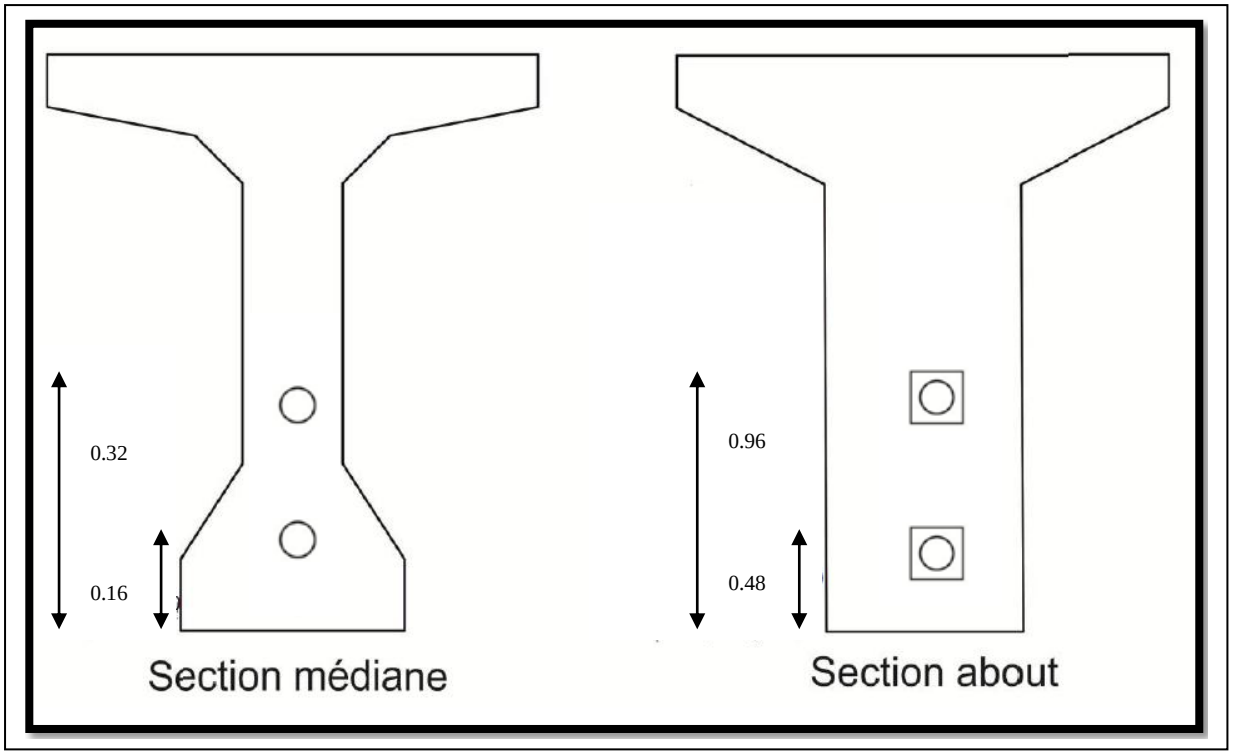


Figure V.17 :L'emplacement des câbles dans les sections de la poutre

L'équation des câbles serait alors de la forme : $y = ax^2 + b$

- Câble 01 :

X=0 ⟶ y=b=0.16

Pour X=L/2 =16.70m ⟶ $y=0.48=a\times16.70^2+0.16$

a=0.0011

- Câble 01 $y1 = 0.0011\ x^2 + 0.16$

De même les équations des autres câbles seraient donc :

- Câble 02 $y2 = 0.0022\ x^2 + 0.32$

Tableau V.11 : Tracé des câbles par rapport à la fibre inferieure

X	0	4.175	8.35	12.525	16.7
Câble 01	0.16	0.179	0.237	0.333	0.467
Câble 02	0.32	0.358	0.473	0.665	0.934

V.4.6 Les pertes de la précontrainte

Pour éviter toute rupture de la poutre au cours du temps, nous sommes obligés d'estimer les différentes pertes qui peuvent exister.

a) Les Pertes instantanées :

Dans le cas de la post tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- **Les pertes de tension par frottement :**

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée à l'origine diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x », sa nouvelle valeur par la relation :

$$\sigma_{pfr}(X) = \sigma_{p0} \times e^{-(f\alpha_1 + px)}$$

$$\Delta\sigma_{frott} = \sigma_{p0} - \sigma_{pfr}(X)$$

e : La base de logarithmes népériens.

σ_{p0}: La tension à l'origine

f : Coefficient de frottement en courbe rd-1.

α_1: Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).

ρ: Coefficient de frottement en ligne (m-1).

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

Pour cette vérification on prend le câble (câble 02).

Y= 0.0022 x^2 + 0.32

α_1 = 0.0050 x

D'après le B.P.E.L :

ρ=0.002m^{-1}

F=0.200

Tableau V.12: Perte due aux frottements

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
α_1	0	0.04175	0.0835	0.12525	0.167
$f\alpha_1 + px$	0	0.0225	0.056	0.0675	0.09
$\sigma_{pfr}(X)$	1451.2	1418.91	1372.16	1356.48	1326.30
$\Delta\sigma_{frott}$	0	32.29	79.04	94.72	124.90

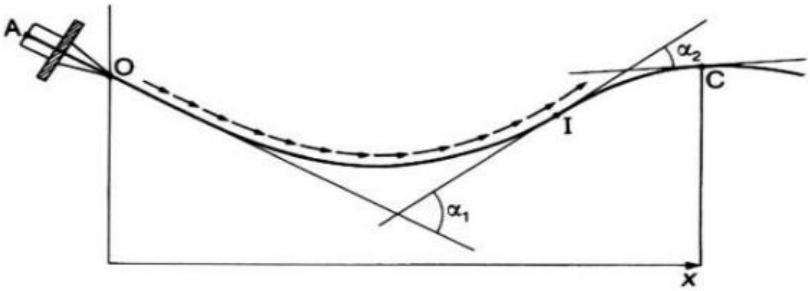


Figure V.18: Angle de déviation

- **Les pertes de tension par recul d'ancrage :**

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

Avec :G : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm

E_p : Module d'élasticité de l'acier

$g \times Ep. = 0.006 \times 1.90\ 10^5 = 1140$ MN/m.

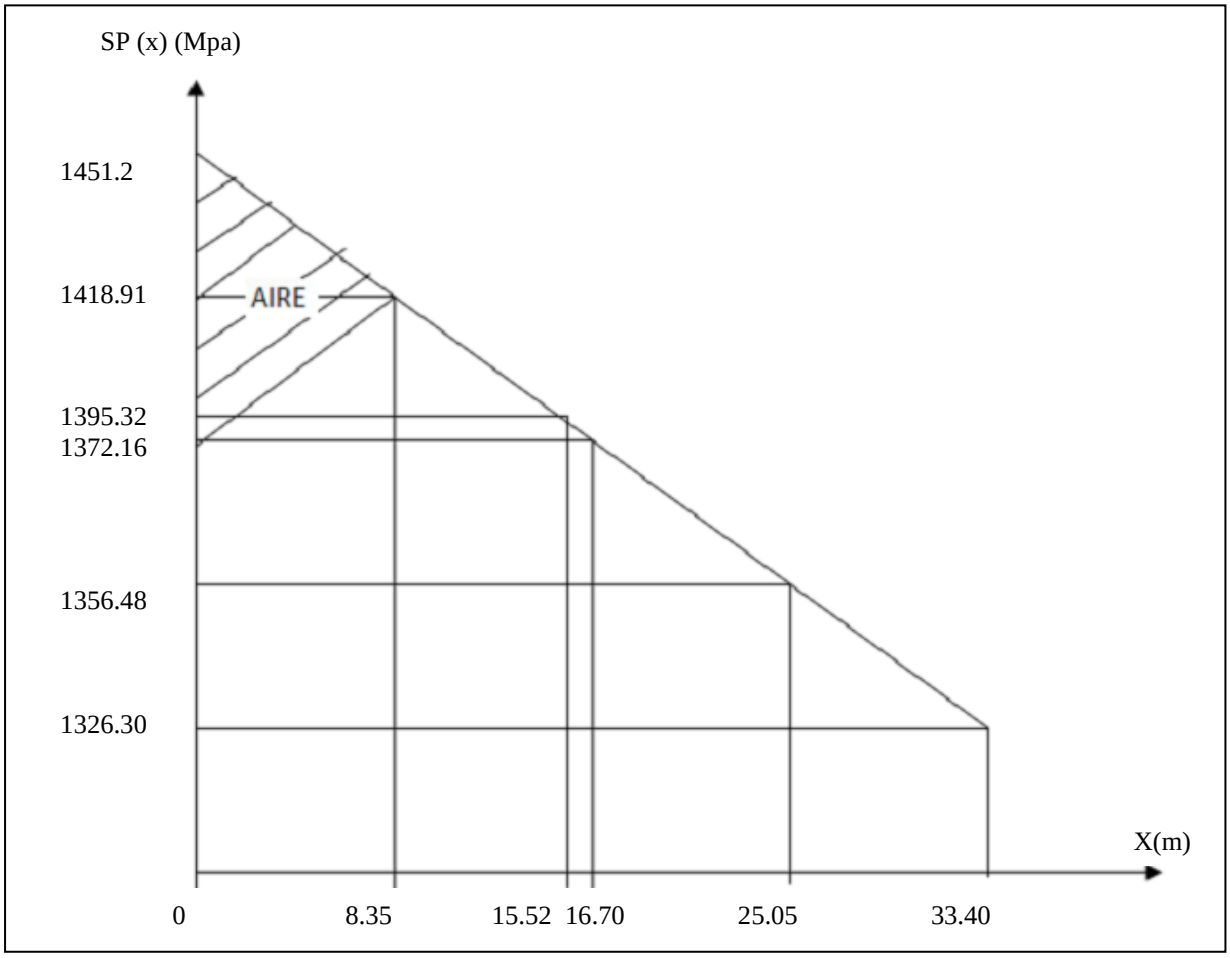


Figure V.19: Représentation des tensions par suite des pertes par frottement et par glissement le long du câble

Pour : x=L/4=8.35m

A_1= (1451.2-1418.91)×2×8.35/2=269.62m²

Pour : x=L/2=16.7 m

A_2= (1451.2-1372.16)×2×16.7/2=1319.968m²

$A_1 \leq g\times E_p. \geq A_2$

269.62≤ 1140≥1319.968……. l'effet de recul d'ancrage se fait sentir entre L/4 et L/2

$d = \sqrt{\frac{g\times E_p \times l_{AB}}{\Delta\sigma_{AB}}} = \sqrt{\frac{1140\times 16.7}{1451.2-1372.16}}$=15.52 m

d<l/2 ⟹ On tire les câbles des deux extrémités.

$$\frac{\sigma_{p0}-\sigma_p(d)}{\sigma_{p0}-\sigma_p(16.7)} = \frac{d}{16.7}$$

$$\sigma_p(d) = \frac{-15.52\times(1451.2-1372.16)}{16.7} + 1451.2$$

$$\sigma_p(d) = 1524.65$$

$$\sigma_{pog} = \sigma_{p0} - \frac{2g\times E_p}{d} = 1451.2 - \frac{2\times 0.006\times 1.9\times 10^5}{15.52} = 1304.30\text{Mpa}$$

Tableau V.13: Perte dues au glissement

X	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_g$(Mpa)	144.25	73.24	0	0	0

- **Caractéristiques géométriques des sections**

X = 0.00L

Tableau V.14: Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.00L

Désignation	B (cm²)	Z (cm)	SΔ (cm³)	I0 (cm⁴)	IΔ (cm⁴)
Section brute	9975	/	859902	/	92557098
Gaines	200.96	70.30	14127.488	401.92	726369.9
Section nette	9774.04	/	845774.51	/	91830728.1

V = S/Δ / B=73.8cm.

V' = h- V =86.2 cm

IGN=I/Δ – B V² = 38597005.68cm4.

ρ=IG/ (V × V′ × B)=0.62= 62%

x=0.25

Tableau V.15: Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.25L

Désignation	B (cm²)	Z (cm)	SΔ (cm^3)	I0 (cm^4)	IΔ (cm^4)
Section brute	5280.50	/	450822.5	/	52735001.13
Gaines	200.96	71.60	14911.23	803.84	725707.48
Section nette	5079.54	/	435911.27	/	52009293.65

V = S/Δ / B=74.20cm.
V' = h- V =85.80cm
IGN=I/Δ – B V² = 24043175.04 cm4.
ρ=IG/ (V × V' × B)=0.73= 73%

Tableau V.16: Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.50L

Désignation	B (cm²)	Z (cm)	SΔ (cm^3)	I0 (cm^4)	IΔ (cm^4)
Section brute	5280.50	/	450822.5	/	52735001.13
Gaines	200.96	69.50	13966.72	803.84	296052.04
Section nette	5079.54	/	436855.78	/	52438949.09

V = S/Δ / B=74.65cm.
V' = h- V =85.35 cm
IGN=I/Δ – B V² =24140173.44 cm4.
ρ=IG/ (V × V' × B)=0.73=73%

- **Pertes dues aux raccourcissements instantanés du béton**

$$\sigma_{rac} = \frac{n-1}{2\times n} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b = \frac{1}{4} \times \frac{1.9\times 10^5}{11000\sqrt[3]{35}} = 1.34\sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_p{}^2}{I} - \frac{M_g \times e_p}{I}$$

$$p = A_P(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{ins})$$

- **Détermination de l'excentricité«e_p»**

Pour les calculs on utilise les sections nettes :
$e_p = V - Y_G$

Tableau V.17: Section nette de la poutre

X (m)	B (cm2)	V' (m)	V (m)	I (m4)	e_p (m)
0	9774.04	0.8620	0.7365	0,3859	0,035
8.35	5079.54	0.8580	0.7420	0,2404	0,026
16.70	5079.54	0.8535	0.8535	0,2414	0.0515
25.05	5079.54	0.8580	0.7420	0,2404	0.026
33.4	9774.04	0.8620	0.7365	0,3859	0,035

Tableau V.18: Les pertes dues à la déformation du béton + raccourcissement élastique

X(m)	0	8.35	16.70	25.05	33.4
P	8.526	8.952	9.268	8.952	8.526
E_P	0.035	0.026	0.0515	0.026	0.035
M_g	0	1.34	1.56	1.34	0
I	0.3859	0.2414	0.2414	0.2414	0.3859
$\sigma_b(x)$	4.06	7.87	7.86	7.87	4.06
$\Delta\sigma_{el}$	5.44	10.55	10.54	10.55	5.44

- **Les pertes instantanées**

Tableau V.19: Les pertes instantanées

X (m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_{fr}$	0	32.29	79.04	32.04	0
$\Delta\sigma_g$	144.25	73.24	0	73.24	144.25
$\Delta\sigma_{el}$	5.44	10.55	10.54	10.55	5.44
$\Delta\sigma_i$	149.69	116.08	89.58	115.82	149.67
$\Delta\sigma_i/\Delta\sigma_{p0}$	10.32	8	6.17	8	10.32

b) Les Pertes différées :

Elles sont liées à l'évolution rhéologique des matériaux, acier et béton au cours du temps et comprennent :

- **Pertes par retrait du béton :**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps ; dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait à lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. La valeur de la perte de précontrainte vaut :

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \times (1 - r(j)) \times E_p$$

Avec :

ε_r : Le raccourcissement d'une poutre, la valeur est prise par le BPEL en fonction du climat ε_r = 2.5 10-4r(j) $= \frac{j}{1+9\times r_m}$

Avec :

j : Age du béton à la date de la mise en tension.

r_m : Rayon moyen de la pièce en cm.

$r_m = \frac{S_{brute}}{\text{perim étre}} = \frac{5280.5}{640} = 8.2508$ cm

$r(28) = \frac{28j}{1+9*8.25} = 0.37$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2.5 \times 10^{-4} \times (1 - 0.37) \times 1.9 \times 10^5$$

$\Delta\sigma_{ret}$ =29.93Mpa.

- **Pertes par relaxation des aciers :**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- A la relaxation normale « RN »
- Très basse relaxation « TBR »

Compte tenu de faible différence des couts existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible fait choisir en général« TBR ».

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en pourcentage.

ρ_{1000}=2.5%

$$\Delta\sigma_{rel}(x) = \frac{6}{100}\rho_{1000} \times (u - u_0) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

σ_{pi} : La tension initial de l'acier c.-à-d. après perte instantané

$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$

$$u = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$$

u_0: Un coefficient pris égal à 0.43

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau V.20 : Perte due à la relaxation des aciers

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
σ_{pi}	1301.51	1335.12	1361.62	1335.38	1301.53
U	0.72	0.74	0.75	0.74	0.72
$\Delta\sigma_{rel}$	56.62	62.08	65.35	62.08	56.62

- **Pertes dus aux fluages du béton :**

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps ; on constate que la déformation totale augmente et atteindre trois fois la déformation instantanée.

Pour le calcul du fluage, on va considérer les caractéristiques géométriques brutes ; après injection de la coulisse c.-à-d. poutre + hourdis.

Tableau V.21: Section nette de la poutre + dalle

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
B (m²)	1.4725	1.0032	1.0032	1.0032	1.4725
V(m)	0.7096	0.5839	0.5839	0.5839	0.7096
V'(m)	1.14	1.26	1.26	1.26	1.14
I (m^4)	0.500	0.380	0.380	0.380	0.500
E_p(m)	0.7374	0.5501	0.5711	0.5501	0.7374

$\Delta\sigma_{fluage} = 2.5\frac{E_p}{E_{ij}}\sigma_b = 13.35\sigma_b$

$$\sigma_b = \frac{p}{B} + \frac{p \times E_p{}^2}{I} - \frac{M_g \times E_p}{I}$$

Exemple :

X=0 ; M_g=0

$$p = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{ret} - \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax} - \Delta\sigma_{flu})$$

$$p = 0.0033(1451.2 - 0 - 5.44 - \frac{5}{6}56.62 - \Delta\sigma_{flu})$$

$$p = 4.62 - 0.0033\Delta\sigma_{flu}$$

$$\sigma_b = 7.53\text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{fluage} = 98.70 \text{ Mpa}$$

Tableau V.22: Récapitulatif des pertes (Mpa)

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_{rel}$	56.62	62.08	65.35	62.08	56.62
$\Delta\sigma_{relax}$	5.44	10.55	10.54	10.55	5.44
$\Delta\sigma_{flu}$	98.70	75.54	70.33	75.54	98.70
Σpd	160.76	148.17	146.22	148.17	160.76
Pertes instantanées totale	104.14	86.10	80.87	86.10	104.14
Pertes différées total	160.76	148.17	146.22	148.17	160.76
Pertes total	264.9	234.27	227.09	234.27	264.9
% des pertes	18.03	21.52	23.20	21.52	18.02

Perte moyenne=20.45%.

Donc la valeur moyenne des pertes calculées : 20.45% < 25% qui est la valeur des pertes proposé au début du calcul de la précontrainte.

Si on prend 20.45% des pertes retranchant de la force de précontrainte, la force devient plus grande, donc avec cette valeur des pertes on restant toujours dans le domaine des contrainte admissibles.

V.4.7 Vérification de la flexion à mi- travée

- **Calcul aux ELS :**

La vérification est effectuée à mi travée point critique en flexion, on vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant :

-Phase 1 : A la mise en tension en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50% le

B.P.E.L donne P_{max} =1,02p_0-0,8Δp_i

- Phase 2 : ce commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure dans cette phase en considère les pertes instantanées et déférées

- **A la mise en tension :**

Pour le calcul, on utilise les caractéristiques géométriques de la section nette

- **La détermination de l'excentricité «e_p» :**

Tableau V.23 : Les caractéristiques géométriques nettes pour différentes sections

X (m)	B (cm2)	V (m)	V' (m)	I (m4)	e_p (m)
0	9774.04	0.7365	0.8620	0,3859	0,035
8.35	5079.54	0.7420	0.8580	0,2404	0,026
16.7	5079.54	0.8535	0.8535	0,2414	0.0515
25.05	5079.54	0.7420	0.8580	0,2404	0.026
33.4	9774.04	0.7365	0.8620	0,3859	0,035

Il faut vérifier que :

$\frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \geq \sigma_{ts} = -4.05\text{Mpa}$……**Fibre supérieure**

$\frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \times e \times V}{I} - \frac{M_{min} \times V}{I} \leq \sigma_{cl} = 17.5\text{Mpa}$…….. **Fibre inferieure**

Avec :

- $p_1 = 0.5\ (1.02p_0 - 0.8\Delta p_i)$ a la mise en tension en considère 50% de précontraintes.
- P_0= 4.48 M.N (la valeur de la précontrainte réelle).

$$\Delta p_i = \frac{\Delta\sigma_i}{\sigma_{p0}} \times p_0$$

Tableau V.24: Détermination des contraintes à la mise en tension

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_i$	149.69	116.08	89.58	115.82	149.67
Δp_i(Mpa)	0.46	0.36	0.28	0.36	0.46
p_1(MN. m)	1.92	1.99	2.07	1.99	1.92
M_{min} (MN. m)	0	1.135	1.534	1.135	0
σ_s(Mpa)	1.84	7.26	9.12	7.26	1.83
σ_i(Mpa)	2.09	0.58	-0.97	0.58	2.09

Alors **: les Conditions Vérifies**.

- **En service :**

On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.

Tableau V. 25: Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
B (m²)	1.4725	1.0032	1.0032	1.0032	1.4725
V(m)	0.7096	0.5839	0.5839	0.5839	0.7096
V'(m)	1.14	1.26	1.26	1.26	1.14
I (m^4)	0.500	0.380	0.380	0.380	0.500
E_p(m)	0.7374	0.5501	0.5711	0.5501	0.7374

Le B.P.E.L donne $p_{min} = 0.98\ p_0 - 1.2\Delta p$ et on considère les pertes instantanées et différées.

$\frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \geq \sigma_{ts} = -4.05\text{Mpa}$ …….. **Fibre supérieure**.

$\frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \times e \times V}{I} - \frac{M_{min} \times V}{I} \leq \sigma_{cl} = 17.5\text{Mpa}$……... **Fibre inferieure.**

$p_{min} = 0.98\ p_0 - 1.2\Delta p_i$

Tableau V.26 : Détermination des contraintes à la mise en tension

X(m)	0	8.35	16.70	25.05	33.40
$\Delta\sigma_i$	264.9	234.27	227.09	234.27	264.9
Δp_i(Mpa)	8.21	7.26	7.04	7.26	8.21
p_2(MN.m)	5.46	4.32	4.06	4.32	5.46
M_{min} (MN.m)	0	1.640	2.100	1.640	0
σ_s(Mpa)	-2.01	1.81	2.42	1.81	-2.01
σ_i(Mpa)	9.42	4.07	2.42	4.07	9.42

Alors : **Les Conditions Vérifies**

V.4.8 Ferraillage de la poutre :

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées de nuance feE500

a) Armature de peau :

- **Sens longitudinal :**

Leur but est de répartir les effets de retrait et la variation de la température disposée dans la zone périphérique de la poutre, un minimum de 3 cm²/m.

On prend 3T12 = 3.39 cm²/m.

- **Sens transversal :**

On dispose 2cm²/m comme ferraillage.

On propose : cadre de 4T14 = 6.16 cm² avec espacement de 15 cm.

b) Armatures longitudinales dans les zones tendues :

Dans notre cas nous n'avons pas de traction, donc pas d'armature passive mais nous disposerons quand même une section minimale de 0.5% de la section du béton.

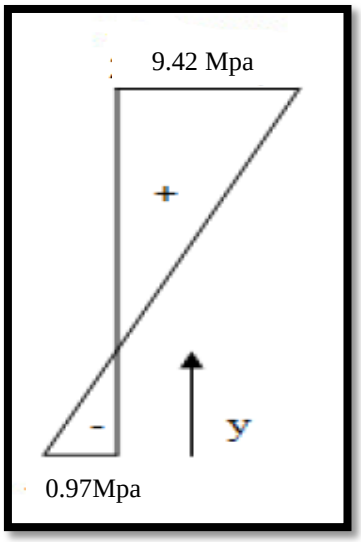


Figure V. 20: Diagramme des contraintes sous « p2 » (combinaison rare)

Soit :$A_{st} = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$

σ_s=9.42Mpa

σ_i=-0.97Mpa

Calcule de y :

0.97/y=9.42/h-y

(1.85-y) (0.97) = 9.42y

Y=0.178m > 5 cm donc il faut mettre des armatures passives (B.P.E.L)

B_t=0.3068 m²

$N_{Bt} = \frac{1}{2}\sigma_i x\ B_t$ = 0.148 M.N

$A_{st} = \frac{0.3068}{1000} + \frac{0.148 \times 2.7}{500 \times 2.78}$=5.968cm²

On prendra 8HA12 avec une section nominale de 9.04 cm².

V.4.9Vérification de l'effort tranchants

- **Vérification à l'E.L.S :**

Vérification à LA Contrainte de cisaillement :

Vérifier : $\tau < min(\tau_1; \tau_2)$

$\tau = \frac{V}{b_n \times Z}$

Avec :

V : L'effort tranchant réduit ;

I0 : Le moment d'inertie total de la section / à son CDG ;

S(y) : Le moment statique / à l'axe de la poutre, situé au-dessus de l'ordonnée « y ».

b(y) : La largeur de la section à l'ordonnée « y ».

b_n=b0-1/2*0.08= 0.6-0.5 *0.08= 0.56m

Z= 1.66m

$$B_n = b_0 - 0.5\Phi_g$$

$V = V_u - p \times \sin\alpha$

L'inclinaison α du câble N2

$Y = a \times x^2$ on prendre x=16.7m

a =y/x² =0.75/16.7² =2.68× 10^{-3}

$\alpha = \tan^{-1} 2 \times a \times x = \tan^{-1}(2 \times 2.68 \times 10^{-3} \times 16.7) = 5.11°$

V=1.0389M.N

P=0.5 (1.02 p_0 -0.8 Δp_i)=1.92

V=1.0389-1.92× sin 5.11=0.86

$\tau = \frac{0.86}{0.56 \times 1.66}$ =0.92 M.N

$\sigma_x = \frac{P}{B}$=1.92/0.5560=3.45 M.N

Avec :$\tau_1 = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x)}$

τ_1=2.32Mpa

$$\tau_2 = \sqrt{0.4 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6f_{cj} - \sigma_x)}$$

τ_2=0.74Mpa

Donc :τ (0) = 0.74Mpa ≤ Min (τ_1; τ_2) = 0.74Mpa ⟶ **Condition Vérifier**.

Vérification de la contrainte de la compression :

La condition qui doit vérifier est :

$$\sigma_x < 0.4f_{cj}$$

σ_x =3.45 Mpa

$0.4f_{cj}$=14 Mpa

3.45<14 ⟶ **Condition Vérifier**

V.4.10 Vérification à l'ELU :

a) Justification de la compression de la bielle du béton :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u < \frac{f_{cj}}{4 \times \gamma_b}$$

V_u=1.0389 M.N

P=1.92 M.N condition vérifier

$$V_{ru} = V_u - p \times \sin\alpha$$

$V_{ru} = 1.0389 - 1.92 \times \sin 5.11$ =0.86 M.N

$\tau_u = \frac{V_{ru}}{b_n \times Z}$ =0.92 M.N

0.92 M.N < $\frac{35}{4\times1.5}$=5.83 M.N ⟶ **Condition Vérifier**

b) Détermination du ferraillage transversal :

On calcule le ferraillage par rapport le cas le plus défavorable (pont chargé).

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq (\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}) \tan\beta_u$$

- **L'inclinaison des bielles :**

$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x} = \frac{2\times0.92}{3.45}$=0.533

β_u=6.99° selon le B.P.E.L β_uà 30°

$$\frac{A_t}{0.56 \times S_t} \times \frac{500}{1.15} \geq (0.92 - \frac{2.7}{3}) \tan 30$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 1.49 \times 10^{-5}$$

Donc on adopte le ferraillage minimum

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.4 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$=0.4$\frac{0.56\times1.15}{500}$=5.15× 10^{-4}cm²/ml

On prend comme ferraillage : 4T14 =6.16 cm²

- **L'espacement maximum des cadres :**

$S_t \leq \mathrm{Min}(0.8h; 3b_0; 1) = \mathrm{Min}(1.28; 1.8; 1)$

S_t=1m

Tableau V. 27 : Le résultat de béton précontraint

	U	Résultats
Section	M²	1.05
Nombre des câbles	Unité	2
Ferraillage longitudinales	Unité	8T12
Ferraillage transversal	Unité	4T14

V.5 Conclusion

Le pré dimensionnement des poutres de la 2eme variante fait en chapitre II vérifier toutes les conditions de Règle B.P.E.L, le résultat obtenu donne un câblage de 2 (12 T 15).

Les conditions sont tous vérifiées à l'ELS et à l'ELU.

Rapport-Gratuit.com

CHAPITRE VI

ETUDE ECONOMIQUE DES DEUX VARIANTES

CHAPITRE VI : Etude économique des deux variantes

VI.1 Introduction

Notre but dans cette étude est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

VI.2 Management de projet

Un projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maitrisées comportant des dates de débit et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences telles que les contraintes de délais, de couts et de ressources. (7)

La réalisation d'un projet demande l'application d'un cycle de gestion qui assure une maîtrise efficace du contenu, des délais, des coûts et de la qualité d'un projet, et ce, du moment de sa recevabilité (début du projet) jusqu'à son évaluation finale (fin du projet).

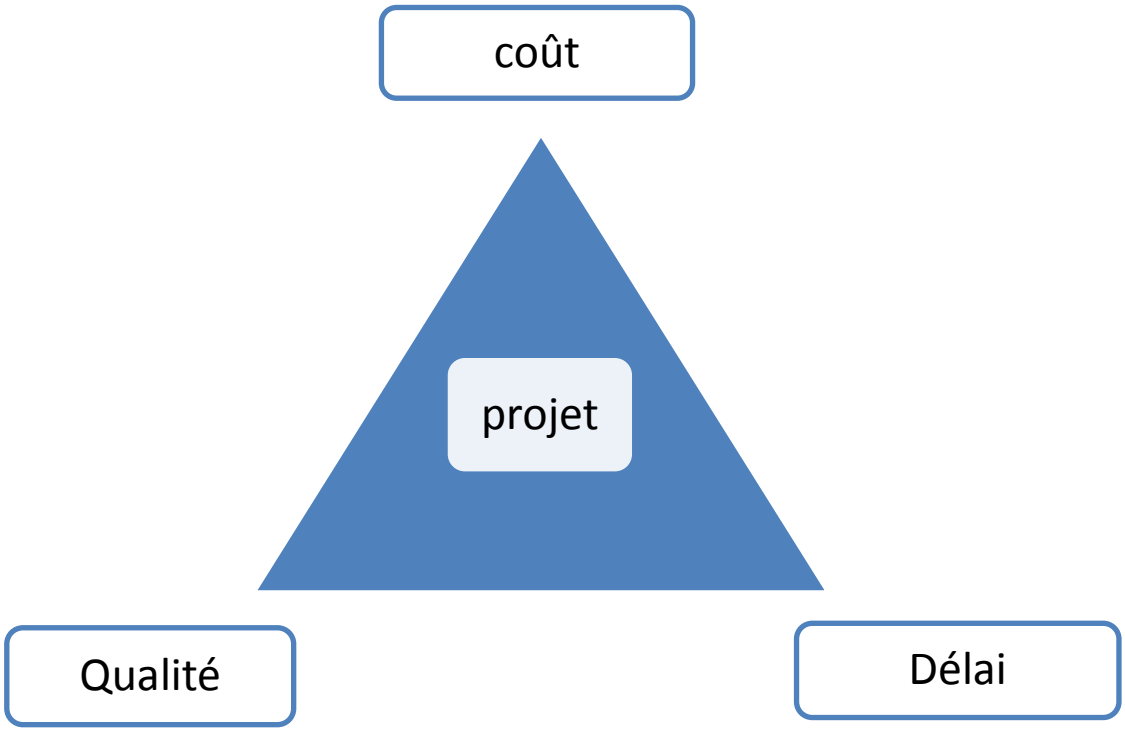


Figure VI.1 : Triangle d'or du projet

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

VI .2.1 Gestion des délais

L'objectif de la gestion des délais est d'assurer la réalisation des processus permettant de planifier, dans le temps et en fonction des ressources disponibles, la réalisation des activités du projet. Elle permet notamment de faire ressortir les activités critiques qui déterminent sa durée. Cette gestion assure aussi la maîtrise de l'échéancier afin d'achever le projet dans les délais fixés, cela en tenant compte des développements en cours du projet. (8)

VI .2.2 Gestion des coûts

Le paramètre « cout » représente l'objectif économique du projet, qu'il s'agisse des recettes ou des dépenses.
Ce paramètre essentiel caractérisera la réussite ou l'échec économique du projet
Ce paramètre « cout » sera respecté :

- si l'on estime avec précision le détail, poste par poste, des couts du projet.

Une bonne estimation reposera sur une connaissance précise du développement projet, des achats à réaliser et des taches à exécuter.

- si l'on maitrise les dépassements de couts internes et externes qui peuvent survenir sur la durée du projet en les analysant et en les renégociant (contrôle des couts),
- si l'on négocie financièrement toutes les nouvelles demandes exprimées par le client entrainant des écarts par rapport au contrat de départ. (8)

VI .2.3 Gestion de la qualité

La gestion de la qualité regroupe les processus de contrôle et d'assurance de la qualité. Les processus de contrôle de la qualité sont en relation avec des normes et s'appliquent à un produit, à un matériau, à un service ou à un bien livrable du projet.

Les processus d'assurance de la qualité permettent quant à eux de déterminer les causes des résultats insatisfaisants, de mettre en place les mesures correctives et préventives, et de garantir que les mécanismes d'évaluation de la performance du projet sont adéquats et réalisés. (8)

VI .2.4 Cycle de vie de projet

La planification et la mise en œuvre des projets suivent une séquence bien établie, qui débute par une stratégie convenue, qui mène à l'idée d'une action donnée, qui est ensuite formulée, mise en œuvre, et évaluée en vue d'améliorer la stratégie et les interventions futures. (9)

Le projet se compose de cinq phases : Démarrage, Planification, Exécution, maîtrise et Fermeture.

Ces groupes permettent déterminer les processus selon une séquence de réalisation du projet, d'une de ses phases sou étapes et sont itératifs.

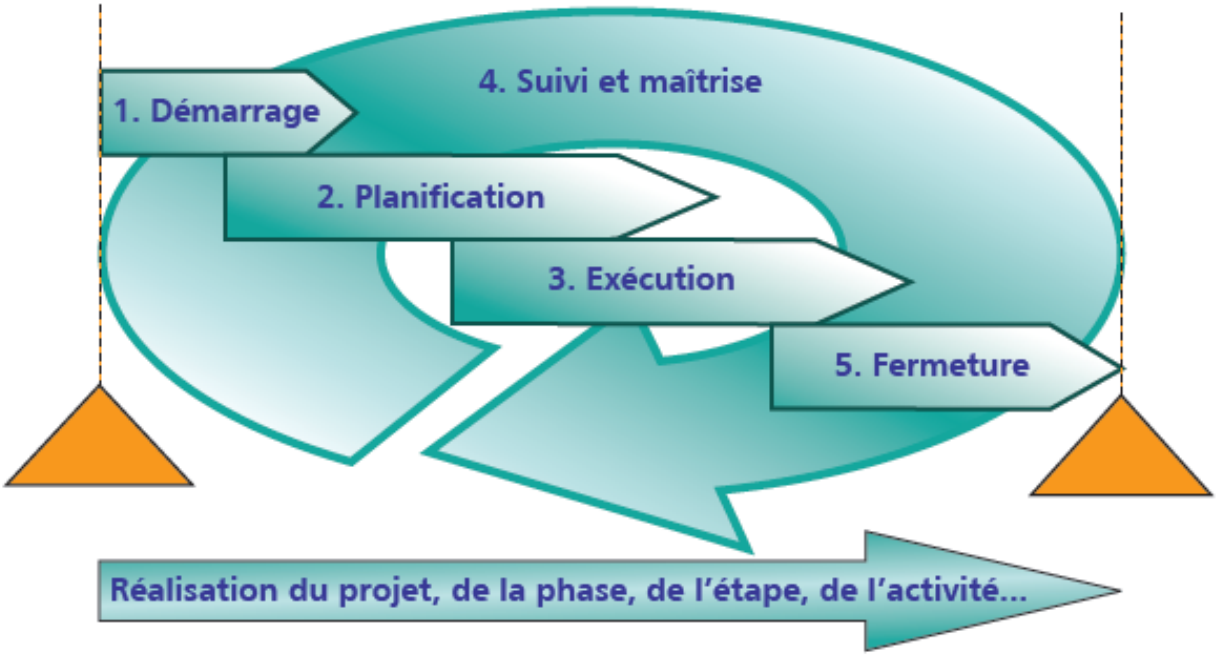


Figure VI.2 : Cycle de vie d'un projet (9)

a) Démarrage

Le démarrage vise d'abord et avant tout à permettre à l'organisation de s'engager en toute connaissance de cause dans un projet. Il a pour objet de définir le projet, notamment en matière de contenu (ce que le projet fera et ne fera pas), de coûts et de délais. Bien qu'exprimés plus en détail pour la phase ou l'étape en cours, ces mêmes objectifs et paramètres sont en premier lieu exprimés pour l'ensemble du projet.
À chacune des phases ou des étapes, le démarrage est l'occasion de prendre connaissance des conclusions et des décisions prises lors des phases ou des étapes précédentes et de confirmer les orientations du projet, en référence aux objectifs initiaux. (8)

b) Planification

La planification permet d'énoncer les grandes lignes de l'ensemble du projet (biens livrables, échéances, etc.) et d'élaborer un plan de projet ayant pour objet de déterminer ce qui doit être fait et par qui. Il s'agit donc de planifier la réalisation du projet en mettant l'accent sur les objectifs, le contenu et le respect des délais et des coûts. Les paramètres issus du démarrage sont ainsi raffinés et détaillés afin d'assurer un niveau de compréhension suffisant et partagé par tous les intervenants du projet.

Ce groupe de processus doit permettre la mise en commun des visions et de l'expérience des membres de l'équipe de projet afin de définir les activités du projet et de les organiser à l'intérieur d'une structure de mise en œuvre efficace. (8)

c) Exécution

L'exécution vise essentiellement à assurer la mise en œuvre et l'accomplissement de la planification établie pour réaliser la phase et, conséquemment, le projet. L'exécution couvre

l'ensemble des biens livrables du projet. Du point de vue de la gestion de projet, et sans s'y limiter, les processus du groupe « Exécution » permettent principalement :

- ✓ De mettre en place l'équipe de projet;
- ✓ D'obtenir et de gérer les ressources externes faisant partie de l'équipe de projet;
- ✓ De coordonner les ressources pour la réalisation des activités du projet conformément au plan de gestion de projet;
- ✓ De mettre en œuvre les modifications au contenu qui ont été approuvées;
- ✓ De diffuser l'information requise au sujet du projet à l'équipe de projet et aux différents intervenants. (8)

d) Suivi et maîtrise

Les processus du groupe « Suivi et maîtrise » permettent l'observation de l'exécution du projet dans le but de relever les écarts par rapport au plan de gestion du projet et d'assurer la bonne intégration des modifications ou changements approuvés dans le cadre du projet.
Ce groupe de processus peut par exemple comprendre :

- ✓ la surveillance des activités en cours par rapport au plan de gestion de projet, notamment sur le plan du contenu, des délais et des coûts.
- ✓ la vérification de la conformité des biens livrables par rapport aux normes applicables et aux objectifs du projet.
- ✓ le suivi des modifications et la maîtrise de celles-ci afin que seules les modifications approuvées soient mises en œuvre.
- ✓ l'élaboration des rapports d'avancement et leur diffusion aux intervenants concernés.

Cette surveillance continue apporte une vision sur l'évolution du projet et permet généralement de ramener le projet en conformité avec sa planification. Lorsque les écarts sont trop importants, le groupe « Suivi et maîtrise » peut conduire à recommander la mise à jour du plan de gestion de projet.

Les processus du groupe « Suivi et maîtrise » sont effectués tout au long du projet. Les activités qui en découlent s'appliquent donc à travers les quatre autres groupes de processus du cycle de gestion de projet : Démarrage, Planification, Exécution et Fermeture. (8)

e) Fermeture

Les processus liés au groupe « Fermeture » servent principalement à constituer, à rassembler, à approuver et à diffuser les données qui formalisent l'achèvement du projet, de ses phases et de ses étapes. Lors de la fermeture, un bilan est notamment réalisé pour départager les écarts causés par des changements de contenu et ceux associés aux estimations et les planifications initiales. Le bilan d'une phase ou d'une étape qui se termine est le principal intrant au démarrage de la phase ou de l'étape suivante. Il faut voir dans la fermeture une occasion d'assurer la continuité du projet. (8)

VI .2.5 Les acteurs du projet

Suivant la nature du projet il peut exister plusieurs types de parties prenantes qui peuvent avoir des intérêts parfois divergents.
Dans certains projets certaines parties prenantes peuvent jouer plusieurs rôles à la fois.

a) Le maître d'ouvrage

Personne physique ou morale pour le compte de qui l'objet du projet est réalisé, responsable de la définition des objectifs du projet et de la décision d'investir dans le projet.
Le terme maître d'ouvrage est issu des projets de construction de bâtiments ou de génie civil, il s'est répandu dans des projets de tous ordres (développement informatique, campagne commerciale). (10)
Le porteur du projet peut être :

- Un client externe
- Entreprise elle-même qui décide de réaliser le projet pour son propre compte.

b) Le maître d'œuvre

Personne physique ou morale qui, pour sa compétence, est chargée par le maître d'œuvre de la réalisation du projet.

Le chef de projet choisit l'équipe projet et l'anime, organise le projet et le conduit; il est responsable du résultat du projet devant le maître d'ouvrage. (10)

c) L'entrepreneur

L'entrepreneur : Son activité est régie par les termes contractuels du marché.
L'entrepreneur est chargé d'exécuter les travaux prévus au marché ou de les faire exécuter par des tiers sous-traitants pour des travaux spécialisés.

Les acteurs politiques : sont les membres des pouvoirs exécutifs ou législatifs qui ne sont pas dans le même rôle que celui du décideur. Ils peuvent se trouver à plusieurs niveaux politiques différents (Confédération, canton, district, commune, etc.) situés à un degré hiérarchique autre que celui du décideur. (10)

d) Le fournisseur

Cette fonction se distingue de celle du sous-traitant en ce qu'elle n'assure pas directement la réalisation des travaux, mais se borne à l'exécution d'une prestation mobilière (vente de matériaux ou de matériel, etc.). (10)

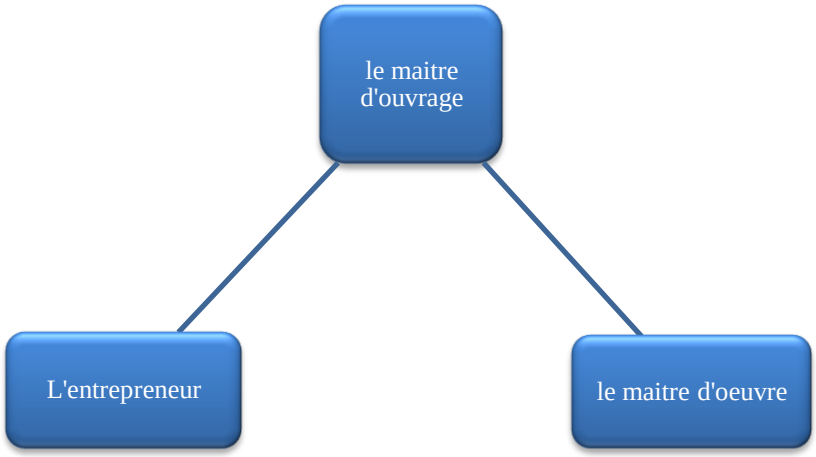


Figure VI.3: Les acteurs du projet

VI.2.6 Définir la structure des taches WBS

La WBS (Works breakdown structure) est la structure hiérarchique des taches du projet.
Elle se présente sous forme d'organigramme dont le premier niveau est le projet entier, dans les niveaux suivants le projet est découpé de façon arborescente et hiérarchique.
Les éléments du deuxième niveau sont souvent les livrables. Les éléments qui se trouvent au niveau inférieur de la WBS sont appelés lots de travaux et correspondent à des résultats livrables du projet.
La conception de la WBS passe par :

- L'établissement d'une liste des résultats de travail (livrables) les + importants du Projet.
- La division (si nécessaire) de ces livrables en sous-ensembles.
- Pour chaque livrable et sous-livrable, le listage des activités qui sont nécessaires à sa réalisation.
- La possibilité de diviser des activités en sous-activité. (Voir l'annexes E & F)

VI.3 Etude du délai

Le logiciel MS PROJECT nous a permis de déterminer les délais pour chaque variante.

- **Variante 1** : Pont en béton armé : 338 jours

- **Variante 2** : Pont en béton précontraint : 280 jours

VI.4 Devis quantitatif et estimatif

Tableau VI.1 : Devis quantitatif et estimatif de 1ere Variante (B.A)

N°	Désignation des Travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (HT)	Montant(DA)
	I-PRIX GENERAUX				
1	Installation de chantier	F	1	3 000 000,00	3 000 000,00
2	Etude d'exécution	F	1	2 000 000,00	2 000 000,00
3	Epreuves générales des l'ouvrages	F	1	1 500 000,00	1 500 000,00
	II- INFRASTRUCTURE				
4	Déblais pour fouilles	M³	14300	700	10 010 000,00
5	Remblais pour fouilles	M³	3000	950	2 850 000,00
6	Remblais derrière culées	M³	600	1 200,00	720 000,00
7	Exécution des pieux	Ml	3168	85000	269.280.000,00
8	Epreuve d'un pieu	U	176	95000	2 090 000,00
9	Béton de propreté	M³	264	7 500,00	1 980 000,00
10	Béton pour semelles et dalle de transition	M³	4500	18 000,00	81 000 000,00
11	Béton pour piles	M³	9500	19 500,00	185 250 000,00
12	Acier FeE40A pour infrastructure	T	1700	140 000	238 000 000,00
13	Badigeonnage des parties enterrées	M^2	2500	800	2 000 000,00
	III- SUPERSTRUCTURE				
14	Béton pour hourdis	M³	950	20 000,00	19 000 000,00
15	Béton pour trottoirs et corniches	M³	400	15 000,00	6 000 000,00
16	Fourniture et pose des poutres BA 20ml	U	80	1 500 000	120 000 000,00
17	Aciers FeE40A pour superstructure	T	160	15 500,00	2 480 000,00
18	Aciers FeE40A pour trottoirs et corniches	T	70	120 000.00	8 400 000,00
19	Fourniture et Mise en place d'appareils d'appuis	U	160	62 000,00	9 920 000,00
20	Fourniture et Mise en place de joints de chaussées	Ml	200	53 000,00	10 600 000,00
21	Fourniture et Mise en place de joints de trottoirs	Ml	200	1800	360 000,00
22	Chape d'étanchéité	M²	3000	1 800,00	5 400 000
23	Couche de revêtement ep=8 cm	M²	3000	2500	7 500 000,00
24	Fourniture et pose de garde-corps	ML	800	12 000,00	9 600 000,00
25	Fourniture et mise en place de glissière de sécurité	ML	800	5 500,00	4 400 000,00
26	Avaloirs, acier d=200 mm	U	50	18000	900 000,00
27	Descente d'eau en PVC d= 100 mm	Ml	20	2300	46.000,00
		Montant en HT			734 960 000,00
		TVA 17%			155 461 600,00
		Montant en TTC			1 069 941 600,00

Tableau VI.2 : Devis quantitatif et estimatif de 2 eme variante (B.P)

N°	Désignation des Travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (HT)	Montant(DA)
	I-PRIX GERERAUX				
1	Installation de chantier	F	1	3 000 000,00	3 000 000,00
2	Etude d'exécution	F	1	2 000 000,00	2 000 000,00
3	Epreuves générales des l'ouvrages	F	1	1 500 000,00	1 500 000,00
	II- INFRASTRUCTURE				
4	Déblais pour fouilles	M³	9100	700	6 370 000.00
5	Remblais pour fouilles	M³	1960	950	1 862 000.00
6	Remblais derrière culées	M³	600	1 200,00	720 000.00
7	Exécution des pieux	Ml	2016	85.000,00	171.360.000,00
8	Epreuve d'un pieu	U	112	95.000,00	10 640 000.00
9	Béton de propreté	M³	170	7 500,00	1 275 000.00
10	Béton pour semelles et dalle de transition	M³	3000	15 000,00	45 000 000.00
11	Béton pour piles	M³	6100	15 500,00	94 550 000.00
12	Acier FeE40A pour infrastructure	T	1120	140.000,00	156 800 000.00
13	Badigeonnage des parties enterrées	M^2	2500	800	2 000 000.00
	III- SUPERSTRUCTURE				
14	Béton pour hourdis	M³	800	16 000,00	12 800 000.00
15	Béton pour trottoirs et corniches	M³	400	128	51 200.00
16	Aciers FeE40A pour superstructure	T	100	15 500,00	1 550 000.00
17	Aciers FeE40A pour trottoirs et corniches	T	70	125 000.00	8 700 000.00
18	Fourniture et Mise en place d'appareils d'appuis	U	132	62 000,00	8 184 000.00
19	Fourniture et Mise en place de joints de chaussées	Ml	130	53 000,00	6 890 000.00
20	Fourniture et Mise en place de joints de trottoirs	Ml	200	1.800,00	360 000.00
21	Chape d'étanchéité	M²	3000	1 800,00	5 400 000.00
22	Couche de revêtement ep=8 cm	M²	3000	2.500,00	7 500 000.00
23	Fourniture et pose de garde-corps	ML	800	12 000,00	9 600 000.00
24	Fourniture et mise en place de glissière de sécurité	ML	800	5 500,00	4 400 000.00
25	Avaloirs, acier d=200 mm	U	50	18.000,00	900 000.00
26	Descente d'eau en PVC d= 100 mm	Ml	20	2 300,00	46.000,00
27	Fourniture et pose des poutres précontraintes 33.4ml	U	60	3 800 000,00	228 000 000,00
		Montant en HT			743 312 200,00
		TVA 17%			126 363 074,00
		Montant en TTC			869 675 274,00

VI.5 La variante pont en béton arme

Qu'il soit en poutre ou en dalle le pont en béton armé n'est envisageable que pour des faibles portées, généralement de 15m a20m .Au-delà la hauteur du tablier devient très grande, ce qui influe sur son poids qui deviendra très important.

VI.5.1 Les avantages

- la préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage.
- la facilité du control de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- la possibilité de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- les coffrages des poutres peuvent être utilisés plusieurs fois.
- La préfabrication des poutres permettent d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.

VI.5.2Les inconvénients

- il devient très couteux pour les portées qui dépassent 25m ou 30m au maximum.
- Nous savons qu'en béton armé, une grosse partie du béton constituant les poutres ne participe pas à l'encaissement des charges mais au contraire, elle ne fait qu'augmenter les charges permanentes surtout pour des portées importantes.

Le pont à poutre en béton armé qui sera constitué de 10 travées isostatiques de 20mètres chaque travée comportera 4 poutres en béton armé solidarisées transversalement par le hourdis et les entretoises au niveau des appuis.

VI.6 La variante pont en béton précontraint

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé .Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite « précontrainte ».

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes opposées à celles produites par les charges qui le solliciteront, là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend le relais, il permet d'atteindre des portées allant jusqu'à 50m.

Aujourd'hui, plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil sont faites avec le béton précontraint.

VI.6.1Les avantages

- le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- la facilité du control de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux
- la préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage,
- puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois.
- la préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.

- les ponts a poutre préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés allant jusqu'à 30 m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension).
- Surpression des joints entre les travées, ce qui représente un confort pour l'usager.

VI. 6.2 Les inconvénients

- La nécessité de fabrication du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- Incertitude des déformations différées des poutres par fluage du béton et relaxation des armatures de précontrainte.
- Nécessité d'un matériel de mise en place des poutres très coûteux et d'une main d'œuvre qualifiée.
- Problème d'encombrement des échafaudages
- le procédé n'est rentable et économique que si le nombre de poutres à construire est important (15 à 20 poutres).

Le pont a poutres en béton précontraint qui sera constitué 6 travées isostatiques de 33.4 mètre, chaque travée comportera 5 poutres en béton précontraint (pré tension) solidarise transversalement par un hourdis, longitudinalement par des entretoises.

VI.7 Analyse multicritère

Pour cette analyse nous résumerons notre étude des variantes en cinq points importants :(cout, Délai, exécution, entretien, esthétique).

Tableau VI.3: Analyse multicritère

Critère	Coefficient	Pont en B.A	Pont en B.P
Economie	5	4	5
Délai	4	4	5
exécution	3	5	3
entretien	2	4	5
esthétique	1	4	5
	Résultats	63	69

Tableau VI.4: Echelle de l'analyse multicritère

Echelle	5	4	3	2	1
Mention	excellent	Très bonne	Bonne	Moyenne	Pas bonne

VI.7.1 Présentation du choix

La présentation du choix de la solution retenue fait appel à l'esprit de synthèse et de compétence en communication afin de rendre évident le choix pour les décideurs. On privilégiera les représentations en mode graphique notamment au moyen de graphe Radar dont les branches représenteront les critères de choix avec une échelle de graduation adaptée. La plus grande surface couverte par l'une des solutions étant celle à privilégier.

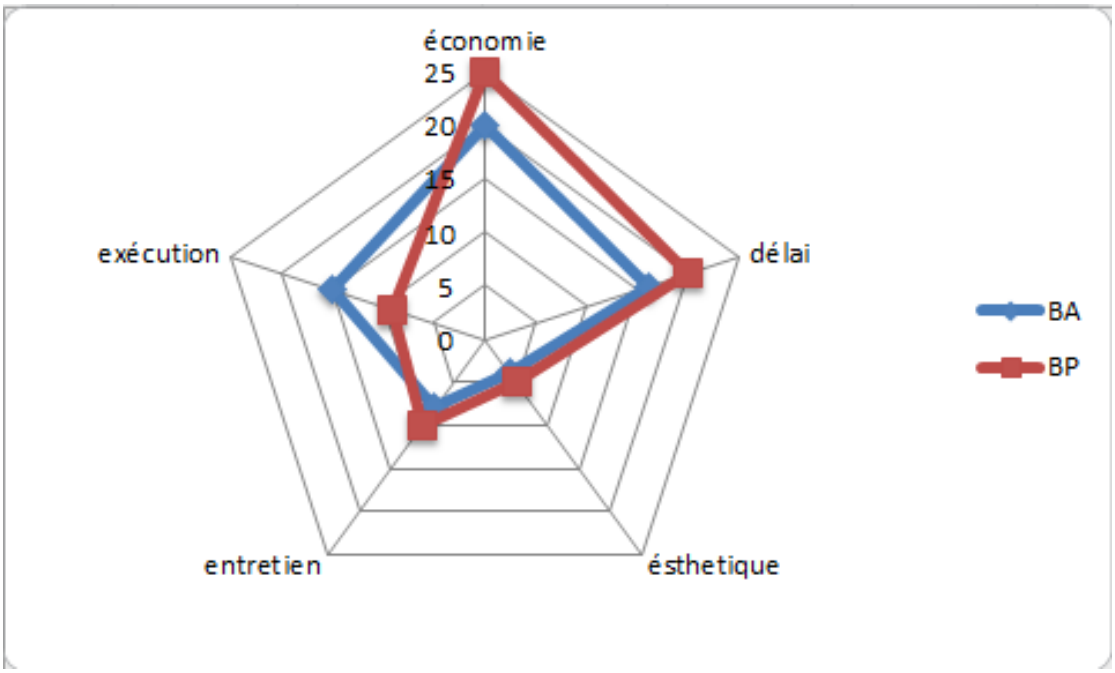


Figure VI.4: Présentation de choix par le graphique radar

a) 1ere Variante (B.A):

Les points sensibles de cette variante sont : «l'économie, délai et l'esthétique ».

- Délai : la durée de construction est plus longue car le nombre de poutres et de piles à construire est très important.
- Esthétique : mauvaise par rapport au béton précontraint.
- Economie : le procédé n'est rentable et économique que si le nombre de poutres et de piles à construire est important.

b) 2eme Variante (B.P) :

Les points sensibles de cette variante sont : «l'exécution et l'entretien».

- Exécutions : elle nécessite l'emploi d'un matériel spécial de mise en place des poutres sur leurs appuis et nécessite aussi l'occupation d'une aire de stockage et de fabrication suffisamment vaste.
- Entretien : difficile pour les poutres en béton précontraint.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

VI.8 Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une étude managériale de deux variantes pour déterminer le coût, la durée et les caractéristiques de chaque variante et comparer entre eux en utilisant l'analyse multicritère pour trouver la meilleure variante.

Après l'étude économique des deux variantes à notre avis le procédé de la variante 2 (pont à poutres béton précontraint) est rentable et économique malgré que les matériaux de construction sont indisponibles et plus chères.

Par contre la variante 1 (pont à poutres en béton armé) n'est pas très rentable par rapport à la solution béton précontraint malgré la disponibilité des matériaux et la facilité d'exécution.

On considère que l'exécution de la variante 2 est plus rapide et économique par rapport à la variante 1 rajoutant le critère de l'esthétique.

Finalement comme résultats on choisit la variante 2 parce qu'elle répond à la majorité des critères de management de projet.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Ce travail de mémoire il est fut une expérience enrichissante qui nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances et de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales de management de projet et aussi de travailler avec différents logiciels de gestions et de calculs pour ce type d'ouvrage. (AUTO CAD, SAP 2000, Ms Project).

L'étude de ce projet nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances en passant par les étapes suivantes :

- Il fallait proposer des variantes et pour notre cas, on a proposé deux qui sont : pont a poutre en béton armé et pont à poutre en béton précontrainte par post-tension.

- Après le passage de pré dimensionnement du tablier pour les deux variantes, notamment la poutre a été dimensionnéecomme élément I et T à mi travée et rectangulaire aux appuis pour la variante 1 et comme élément I à mi travée et en T aux appuis pour la variante 2 conformément selon les normes et les réglementations.

- Ensuite on détermine les différentes sollicitations entre les moments fléchissant et les efforts tranchants pour les deux variantes, ces derniers vont être utilisées comme des données dans les calculs de ferraillage.

-Pour 1^{ere}variante : nous permis de déterminer le ferraillage nécessaire qui supporte les différentes charges appliquées ainsi que vérifier les différentes conditions.

-Pour 2eme variante (l'utilisation de la technique de béton précontrainte) : cette étude a nous permis de déterminer le câblage nécessaire (acier actif) qui supporte les différentes charges appliquées ainsi que vérifier les différentes conditions. Pour le câblage de poutre on a trouvé des torons 12T15.

-Après on passe sur des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution la variante choisie était celle du pont à poutre en béton précontrainte.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il propose des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifiée doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie, la qualité et le temps d'exécution.

Enfin, ce travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études, il nous permettra de tester, compléter les connaissances déjà acquît et les confronter avec la pratique.

BIBLIOGRAPHIQUE

Bibliographique

1) L.T.P.O, 2015 : rapport d'étude géotechnique au PK 50+300 oued tanout, TLEMCEN, ALGERIE

2) BERNARD-GELY (A.) et CALGARO (J.A.) ,1994 : conception des ponts presses des ponts et chaussées 620 624.1 20/01

3) document technique réglementaire D.T.R règle parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008. Ministre des travaux publics.

4) LACROIX .M.R et all., 2000 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule n°62(titre I-section II), BPEL 91 révisé 99.

5) LACROIX .M.R et all., 1980 : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d´art, programmes de charges et épreuves des ponts-routes. Fascicule N° 61 titre II.

6) Guide de Conception, 2011 : Conception économique et durable des ponts.

7) Norme ISO 10006, in « http://www.tarrani.net/shared/WBSRefGuide3.pdf »; 10/05/2015.

8) OUDOT.S, 2009 : Cours de Management des systèmes / gestion de projet, école de management Euromed Marseille, France

9) Commission européenne – Europe Aid; Manuel Gestion du Cycle de Projet ; Mars 2001.

10) SAYAGH S., JULLIEN A., VENTURA A., « Rôle des acteurs dans le processus d'élaboration de projets routiers. Analyse de l'approche opérationnelle et recherche de critères

11) SETRA, 1974 : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes : Appuis des tabliers Numéro PP73.

12) MAACHOU.O., 2013: Cours de béton précontrainte. Université Abou-Bekr Belkaïd, Tlemcen, Algérie.

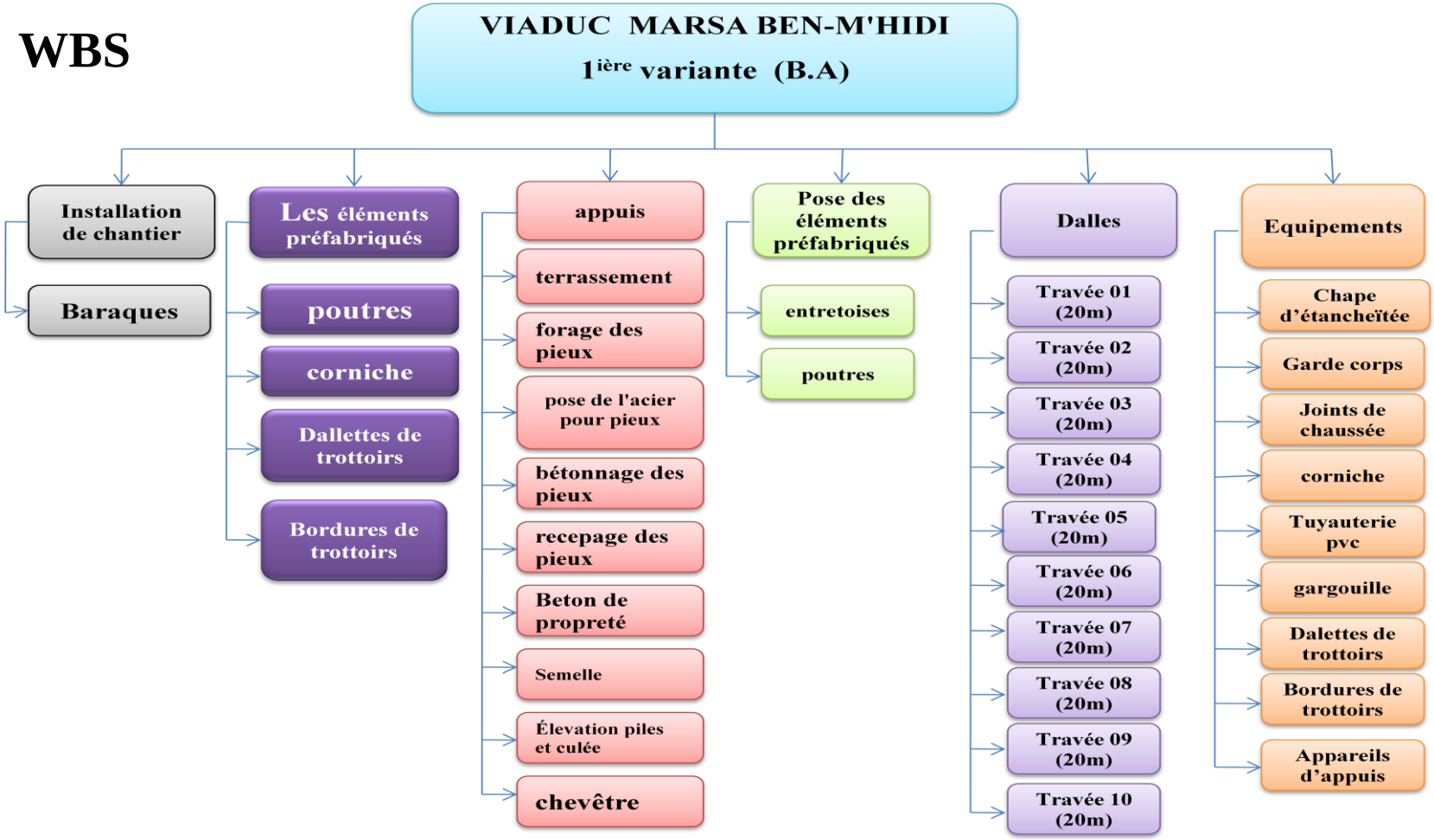
Les Logiciels :

- SAP 2000 v14
- AUTO CAD 2010: DESSIN.
- Ms project

ANNEXES

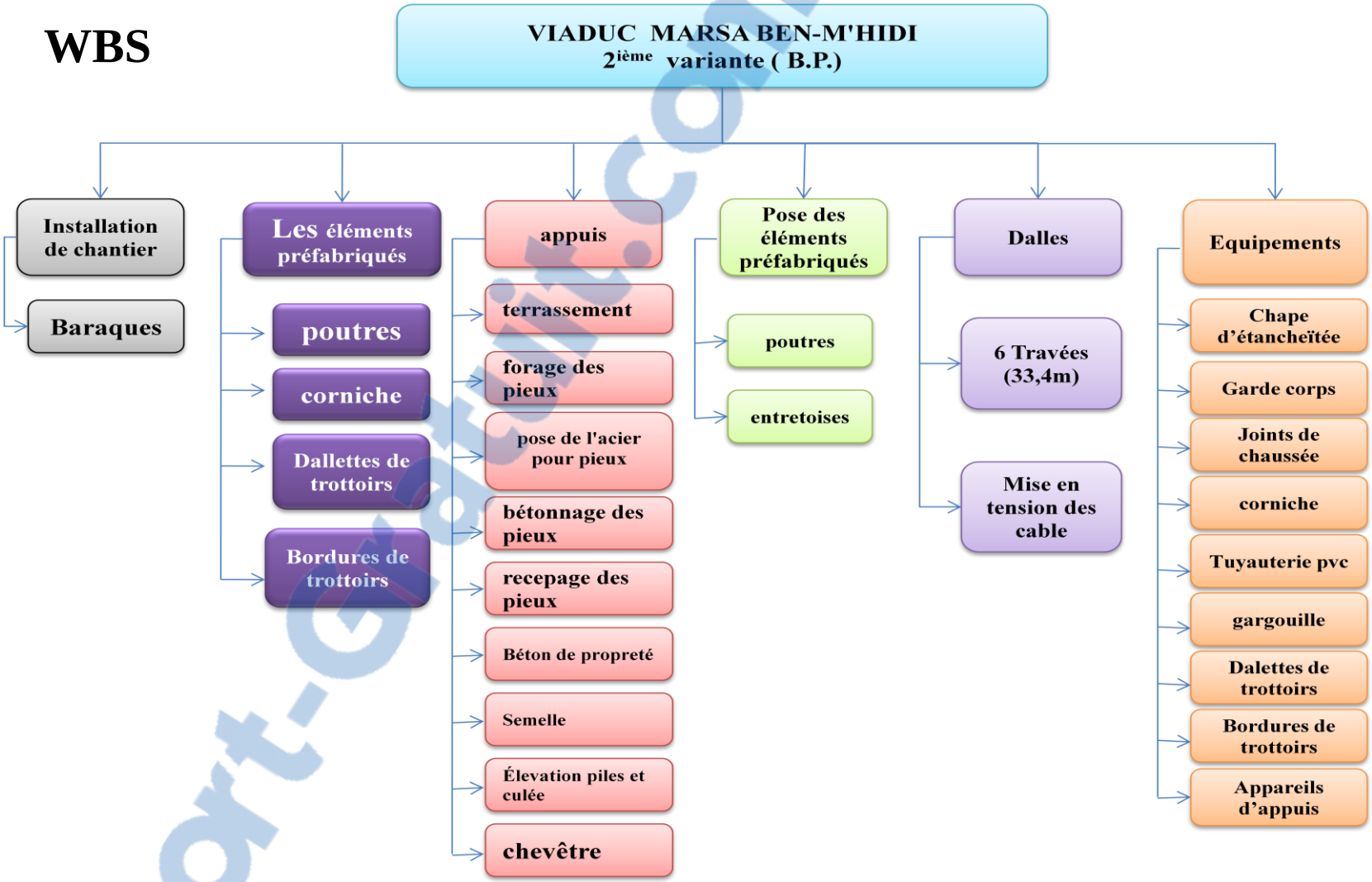
ANEXXE – E -

WBS


VIADUC MARSA BEN-M'HIDI
1ière variante (B.A)
Installation de chantier
Baraques
Les éléments préfabriqués
poutres
corniche
Dallettes de trottoirs
Bordures de trottoirs
appuis
terrassement
forage des pieux
pose de l'acier pour pieux
bétonnage des pieux
recepage des pieux
Beton de propreté
Semelle
Élevation piles et culée
chevêtre
Pose des éléments préfabriqués
entretoises
poutres
Dalles
Travée 01 (20m)
Travée 02 (20m)
Travée 03 (20m)
Travée 04 (20m)
Travée 05 (20m)
Travée 06 (20m)
Travée 07 (20m)
Travée 08 (20m)
Travée 09 (20m)
Travée 10 (20m)
Equipements
Chape d'étancheïtée
Garde corps
Joints de chaussée
corniche
Tuyauterie pvc
gargouille
Dalettes de trottoirs
Bordures de trottoirs
Appareils d'appuis

ANEXXE – F -

WBS



pport-Gratuit.com

Résumé

Le but de ce mémoire est de faire une étude comparative entre pont à poutre en béton armé et pont à poutre en béton précontraint.

Il s'agit d'ouvrage sur la RN 7A sur Oued Hassi Tanout Marsa Ben M'hidi wilaya de Tlemcen. Nous avons procéder au dimensionnement de cet ouvrage enfin d'obtenir un pont, capable de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées (économique, technique, environnemental…..).

On élabore dans ce travail le pré dimensionnement de poutre, à deux variantes et on détermine le ferraillage de poutre à partir des résultats de SAP2000, et à partir de ces résultats on fait une étude managériale pour déterminer la durée et le coût de deux variantes en utilisant le logiciel Ms Project.

Le résultat obtenu dans ce travail montre que la variante d'un pont à poutre en béton précontrainte est beaucoup plus avantageuse qu'un pont en béton armé en termes d'économie et de délai et esthétique.

Mots clés :
Pont, béton précontrainte, béton armé, management, coût, délai.

Abstract

The purpose of this paper is to make a comparative study of reinforced concrete girder and bridge and bridge prestressed concrete beam.

This is The Bridge on the RN 7A of OuedTanoutMarsa Ben M'hidiTlemcen.

We proceed to the design of this book finally get a cheaper bridge, able to satisfy as much as possible any conditions imposed (economic, technical, and environmental .....).

Is developed in this work pre beam sizing, two variations and determining the beam reinforcement from the results of SAP2000, and from these results is that a managerial study to determine the duration and the cost of two variants using MS Project software.

The result obtained in this work shows that the variation of a stink prestressed concrete girder bridge is much more advantageous than a reinforced concrete girder bridge in terms of economy, design and delay.

Keywords:
Bridge, prestressed concrete, reinforced concrete, management, cost, delay.

الملخص

الهدف من هذه المذكرة هو المقارنة بين جسر بخرسانة مسلحة و جسر بخرسانة مسبقة الإجهاد وهذا بالاعتماد على الدراسة التقنية و الاقتصادية للمتغيرين.

يقع الجسر الذي نحن بصدد دراسته على الطريق الوطني رقم 7A في واد حاسي تانوت مرسى بن مهيدي ولاية تلمسان.

قمنا بتصميم هذا الجسر من اجل التوصل إلى مشروع قادر على تلبية اكبر قدر ممكن من الشروط المفروضة (اقتصادية, تقنية وبيئية.....).

نقوم في هذه الدراسة بإتمام أبعاد العارض الخاص لكل متغير ونقوم بحساب كمية الحديد الموجودة في كل عارض بالاعتماد على النتائج المتحصل عليها من برنامج SAP2000 ومن هذه النتائج نقوم بدراسة إدارية لتحديد مدة الإنجاز وسعر كل متغير وهذا باستعمال برنامج MS Projet .

وبعد تحليل النتائج النهائية نستنتج أن جسر بخرسانة مسبقة الإجهاد أفضل من جسر بخرسانة مسلحة من الناحية الاقتصادية والجمالية و مدة الانجاز.

الكلمات الدلالية:
جسر ,الخرسانة المسلحة ,الخرسانة مسبقة الإجهاد ,الإدارة ,الوقت ,التكلفة.