

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° : .....



DOMAINE : S.T  
FILIERE : GENIE CIVIL  
OPTION : STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention  
Du diplôme de Master Académique

Par : BADIS Hicham

Intitulé

**Etude d'une poutre en béton précontraint  
réalisée par post-tension. Cas : Pont de  
DIDOUCHE Mourad, Autoroute Est-Ouest**

Soutenu devant le jury composé de :

BIBI Mekki	Université de M'SILA	Président
SILINE Mohammed	Université de M'SILA	Rapporteur
HAMITOUCHE Amar	Université de M'SILA	Examineur
BOULAOUAD Abderachid	Université de M'SILA	Examineur

Année universitaire : 2017 /2018

**Etude d'une poutre en béton précontraint réalisée  
par post-tension. Cas : Pont de DIDOUCHE  
Mourad, Autoroute Est-Ouest**

# Dédicace

*Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux*

*A ma très chère mère Zineb*

*Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à pourtant.*

*Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.*

*A mon Père Amar*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.*

*A ma femme Noura*

*Merci énormément pour ton soutien plus que précieux, Merci pour ton grand cœur toutes vos qualités qui seraient trop longues à énumérer. Ma vie ne serait pas aussi magique sans ton présence et ton amour.*

*A mon très cher frère Khalil, son épouse Houria et leurs enfants.*

*A mon très cher frère Bachir, son épouse Mariam et leurs enfants.*

*A ma très chère sœur Salima, son mari Faudel et leurs enfants.*

*A Mes chères sœurs : Naïma et son mari Hakim.*

*A ma petite sœur : Hind.*

*A tous les membres de ma famille, petits et grands*

*Veillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.*

*A Toutes mes chers amis.*

*Tous les collègues de l'université Mohamed Boudiaf de M'sila et ma promotion 2018.*

*Les enseignants de l'université je vous dis merci et pour tous ceux qui m'ont aidés de loin ou de près pour la réalisation de ce mémoire.*

**BADIS Hicham**



## **REMERCIEMENTS**

*Ce mémoire de Master est le résultat d'un travail de plusieurs mois. En préambule, je souhaite adresser tous mes remerciements aux personnes qui m'ont apporté leur soutien et qui ont ainsi contribué à l'élaboration de ce mémoire de recherche appliquée, indispensable pour valider mon Master 2 à l'université Mohamed Boudiaf de M'sila.*

*Mes vifs remerciements vont aussi à mon encadreur Mr. **SILINE Mohammed** qui a fait tout son possible pour m'aider, pour avoir su me guider dans ce travail, pour avoir encore et toujours posé les bonnes questions, pour ses conseils, son intérêt et sa grande disponibilité. Merci Mr. **SILINE**.*

*Je tiens à remercier également tous les enseignants et les collègues de l'université Mohamed Boudiaf de M'sila qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*

*Ainsi tous les membres de l'administration de l'université Mohamed Boudiaf trouvent ici l'expression de mes remerciements les plus sincères en particulier **Mr. BIBI Mekki**.*

*Je remercie également les membres de jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail. Mes remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin m'ont apporté aide et encouragement, Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.*

## **TABLE DES MATIERES**

Dédicace .....	i
Remerciements .....	ii
Table des matières .....	iii
Liste des tableaux .....	vi
Liste des figures .....	viii
Résumé et mots clés .....	x
Introduction générale .....	1
<b>Chapitre 01 : L'Autoroute Est-Ouest</b>	
I. Introduction .....	4
II. L'histoire du projet .....	5
III. Présentation du projet de l'autoroute .....	7
IV. L'attribution du projet .....	8
V. La réalisation du projet .....	11
1-Phase de l'étude .....	11
A. Etude des lots centre et Ouest par CITIC-CRCC .....	11
B. Etude du lot Est par COJAAL .....	12
C. Logiciels utilisés .....	12
C.1. Par le groupement CITIC-CRCC .....	12
C.2. Par le groupement COJAAL .....	13
D. La norme de conception .....	14
2- Phase des travaux .....	14
A. Les entreprises de réalisation .....	14
A.1. Le groupement CITIC-CRCC .....	14
A.2. Le groupement COJAAL japon .....	14
A.3. Autres entreprises .....	16
B. Contrôle et suivi des travaux .....	16
C. Les matériels utilisés .....	17
D. Les matériaux utilisés .....	18
E. Nouveau système pour la réalisation (COJAAL) .....	18
VI. Fiche technique sur l'autoroute.....	20
1- Caractéristiques .....	20
2- Les ouvrages exceptionnels .....	21
A. Les tunnels .....	21
B. Les viaducs .....	23
3- Les pénétrantes de l'autoroute Est-Ouest .....	25
4- Profil en travers .....	25
VII. Conclusion .....	26
<b>Chapitre 02 : Béton précontraint généralités, principe et procédés</b>	
I. Introduction .....	28
II. Généralités sur la précontrainte .....	29
1- Principe du béton précontraint .....	29
2- Mode de précontrainte .....	30
A. Précontrainte par pré-tension .....	30
B. Précontrainte par post-tension .....	30
III. Phases d'exécution .....	31
1- La méthode de pré-tension .....	31
2- La méthode post-tension .....	32
A. Mise en place du coffrage .....	32
B. Mise en place des armatures passives .....	33

## TABLE DES MATIERES

C. Mise en place des conduits .....	33
D. Mise en place de l'étanchéité des gaines .....	33
E. Mise en place des tromplaques .....	34
F. Coulage du béton .....	34
G. Vibration du béton .....	34
H. Enfilage des câbles .....	35
I. Mise en place des ancrages .....	35
J. Mise en place du vérin sur le câble .....	36
K. Le contrôle avant la mise en tension .....	36
L. Mise en tension des câbles .....	37
M. Le contrôle de la mise en tension .....	37
N. Le contrôle après la mise en tension .....	38
O. Protection définitive par injection .....	38
IV. Conclusion .....	40

### Chapitre 03 : Etude de la poutre

I. Introduction .....	42
II. Présentation du projet .....	43
III. Hypothèses et données de calcul .....	44
IV. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre .....	44
A. Notation .....	44
B. Les caractéristiques géométriques .....	45
V. Charges et surcharges .....	46
1- Calcul des charges et surcharges .....	46
A. Les données de calcul .....	46
B. Les charges permanentes .....	46
C. Les surcharges routières .....	47
C.1. La surcharge de type A (L) .....	47
C.2. La surcharge de système B .....	48
C.2.1. Le système $B_c$ .....	48
C.2.2. Le système $B_t$ .....	50
C.2.3. Le système $B_r$ .....	52
C.2.4. Le système militaire $M_{C80}$ .....	52
C.2.5. Le système militaire $M_{e80}$ .....	53
C.2.6. Le système militaire $M_{C120}$ .....	54
C.2.7. Le système militaire $M_{e120}$ .....	55
C.2.8. Le convoi exceptionnel $D_{240}$ .....	56
2- Détermination de réaction et de moment les plus défavorables .....	56
A. Méthode de Courbon : hypothèses de base .....	57
VI. Calcul de la précontrainte .....	62
1- Les données de calcul .....	62
A. Bases de calcul .....	62
B. Le béton .....	62
C. Les armatures actives .....	63
D. Les moments fléchissant maximaux .....	63
2- Evaluation de la précontrainte .....	63
3- L'excentricité de la précontrainte .....	64
4- Détermination de la précontrainte .....	64
5- Nombre de câbles .....	65
6- La position des gaines dans la section à mi- travée avec excentricité maximale .....	65
7- Tracé de câble moyen fictif .....	66

## **TABLE DES MATIERES**

8- Définition des sections .....	67
9- Calcul Des Pertes .....	68
A. La tension à l'origine .....	68
B. Les pertes instantanées .....	68
- La perte due au frottement .....	68
- La perte due au recul d'ancrage .....	69
- La perte due à la déformation instantanée du béton .....	69
C. Les pertes différées .....	70
- La perte due au retrait du béton .....	70
- La perte due au fluage du béton .....	71
- La perte due à la relaxation des aciers .....	71
D. La contrainte finale probable .....	72
E. La contrainte finale maximale .....	72
F. La contrainte finale minimale .....	73
VII. Vérification a l'ELS .....	73
1- A la mise en tension .....	73
2- En service .....	74
A. Combinaison quasi-permanente .....	74
B. Combinaison fréquente .....	75
C. Combinaison rare .....	76
VIII. Conclusion .....	78
Conclusion générale .....	79
Références bibliographiques .....	I
Table des matières des annexes .....	III
Annexes .....	IV

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : L'ancien programme de l'autoroute .....	5
Tableau 2 : Les lots de l'autoroute Est-Ouest .....	7
Tableau 3 : Nouveau programme (927 Km) .....	7
Tableau 4 : Quelques Candidats pour le projet .....	8
Tableau 5 : Le 1 <sup>er</sup> Marché d'Application .....	9
Tableau 6 : Le 2 <sup>ème</sup> Marché d'Application .....	9
Tableau 7 : Le 3 <sup>ème</sup> Marché d'Application .....	10
Tableau 8 : Les quantités prévisionnelles citées dans les trois marchés d'applications ...	17
Tableau 9 : Les caractéristiques de l'autoroute Est-Ouest .....	19
Tableau 10 : Les pénétrantes autoroutières .....	24
Tableau 11 : Les caractéristiques géométriques .....	44
Tableau 12 : Les valeurs de $P_{A(L)}$ en fonction de la voie chargée .....	47
Tableau 13 : Les valeurs de $R_{max}$ et $M_{max}$ sous la charge de $P_{A(L)}$ .....	47
Tableau 14 : Les valeurs du coefficient de majoration pour le système $B_c$ .....	48
Tableau 15 : Les valeurs de $R_{max}$ sous la surcharge $B_c$ .....	48
Tableau 16 : Les valeurs de $M_{max}$ sous la surcharge $B_c$ .....	49
Tableau 17 : Les valeurs du coefficient de majoration pour le système $B_t$ .....	50
Tableau 18 : Les valeurs de $R_{max}$ sous la surcharge $B_t$ .....	50
Tableau 19 : Les valeurs de $M_{max}$ sous la surcharge $B_t$ .....	50
Tableau 20 : Valeurs de $R_{max}$ et $M_{max}$ pour tous les cas des charges dans la poutre 01 .....	56
Tableau 21 : Valeurs de $R_{max}$ et $M_{max}$ pour tous les cas des charges dans la poutre 02 .....	57
Tableau 22 : Valeurs de $R_{max}$ et $M_{max}$ pour tous les cas des charges dans la poutre 03 .....	58
Tableau 23 : Valeurs de $R_{max}$ et $M_{max}$ pour tous les cas des charges dans la poutre 04 .....	59
Tableau 24 : Valeurs de $R_{max}$ et $M_{max}$ pour tous les cas des charges dans la poutre 05 .....	60
Tableau 25 : Les réactions et moments les plus défavorables pour chaque poutre.....	61
Tableau 26 : Les moments fléchissant dans les cas des charges .....	62
Tableau 27 : L'excentricité de chaque section .....	66
Tableau 28 : Les caractéristiques géométriques de différentes sections .....	67
Tableau 29 : Les valeurs de la perte due au frottement de chaque section .....	68
Tableau 30 : Les valeurs de la perte due au recul d'ancrage de chaque section.....	69
Tableau 31 : Les pertes dues à la déformation instantanée du béton de chaque section .	69
Tableau 32 : Les valeurs des pertes instantanées de chaque section.....	70

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 33 : Les valeurs de la perte due au fluage du béton de chaque section .....	71
Tableau 34 : Les valeurs de la perte due à la relaxation des aciers de chaque section .....	71
Tableau 35 : Les valeurs des pertes différées de chaque section .....	72
Tableau 36 : Les valeurs des contraintes finales probables de chaque section .....	72
Tableau 37 : Les valeurs des contraintes finales maximales de chaque section .....	72
Tableau 38 : Les valeurs des contraintes finales minimales de chaque section .....	73
Tableau 39 : Les contraintes dans le béton sous les actions de la mise en tension ( $P_1$ ) .....	73
Tableau 40 : Les contraintes dans le béton sous les actions de la mise en tension ( $P_2$ ) .....	74
Tableau 41 : Les contraintes dans le béton de la combinaison quasi-permanente et $P_1$ .....	74
Tableau 42 : Les contraintes dans le béton de la combinaison quasi-permanente et $P_2$ .....	75
Tableau 43 : Les contraintes dans le béton de la combinaison fréquente et $P_1$ .....	75
Tableau 44 : Les contraintes dans le béton de la combinaison fréquente et $P_2$ .....	76
Tableau 45 : Les contraintes dans le béton de la combinaison rare et $P_1$ .....	76
Tableau 46 : Les contraintes dans le béton de la combinaison rare et $P_2$ .....	77

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Tracé en plan de l'autoroute Est-Ouest .....	6
Figure 2 : Une illustration du travail du nouveau système .....	19
Figure 3 : Le tunnel de Djebahia -Bouira- .....	20
Figure 4 : Le 1 <sup>er</sup> tunnel de Bouzegza -Boumerdes- .....	21
Figure 5 : Le 2 <sup>ème</sup> tunnel de Bouzegza -Boumerdes- .....	21
Figure 6 : Le Viaduc d'Oued Reklam -Bouira- .....	22
Figure 7 : Viaduc dans l'Oued Djer - Blida- .....	23
Figure 8 : Viaduc dans Tlemcen .....	24
Figure 9 : Le profil type de l'Autoroute Est-Ouest .....	25
Figure 10 : Une poutre déformée sous efforts extérieurs .....	28
Figure 11 : Exemple de banc de précontrainte en usine (pré-tension) .....	31
Figure 12 : Exemple de câbles avec déviateurs .....	31
Figure 13 : Une gaine utilisée dans la précontrainte par post-tension .....	32
Figure 14 : Une tromplaque .....	33
Figure 15 : Une tromplaque après le collage du béton .....	33
Figure 16 : Exemple d'un câble de précontrainte.....	34
Figure 17 : Bloc d'ancrage avec ses clavettes .....	34
Figure 18 : Le vérin de mise en tension .....	35
Figure 19 : Caractéristiques géométrique de la poutre .....	42
Figure 20 : Section transversal du tablier .....	42
Figure 21 : Poutre en forme I .....	43
Figure 22 : Les sections partielles de la poutre .....	44
Figure 23 : La répartition de la charge permanente sur la poutre .....	46
Figure 24 : La répartition de la charge $P_{A(L)}$ sur la poutre .....	47
Figure 25 : La forme des charges du système $B_c$ .....	47
Figure 26 : La position de la surcharge $B_c$ sur la poutre pour trouver $R_{max}$ .....	48
Figure 27 : La position de la surcharge $B_c$ sur la poutre pour trouver $M_{max}$ .....	49
Figure 28 : La forme de la charge du système $B_t$ .....	49
Figure 29 : La position de la surcharge $B_t$ sur la poutre pour trouver $R_{max}$ .....	50
Figure 30 : La position de la surcharge $B_t$ sur la poutre pour trouver $M_{max}$ .....	50
Figure 31 : La forme de la charge du système $B_r$ .....	51

## **LISTE DES FIGURES**

Figure 32 : La position de la surcharge $B_r$ sur la poutre pour trouver $R_{\max}$ .....	51
Figure 33 : La position de la surcharge $B_r$ sur la poutre pour trouver $M_{\max}$ .....	51
Figure 34 : La forme de la charge du système $M_{c80}$ .....	51
Figure 35 : La position de la surcharge $M_{c80}$ sur la poutre pour trouver $R_{\max}$ .....	52
Figure 36 : La position de la surcharge $M_{c80}$ sur la poutre pour trouver $R_{\max}$ (2 <sup>eme</sup> cas) ...	52
Figure 37 : La position de la surcharge $M_{c80}$ sur la poutre pour trouver $M_{\max}$ .....	52
Figure 38 : La forme de la charge du système $M_{e80}$ .....	52
Figure 39 : La position de la surcharge $M_{e80}$ sur la poutre pour trouver $R_{\max}$ .....	52
Figure 40 : La position de la surcharge $M_{e80}$ sur la poutre pour trouver $M_{\max}$ .....	53
Figure 41 : La forme de la charge du système $M_{c120}$ .....	53
Figure 42 : La position de la surcharge $M_{c120}$ sur la poutre pour trouver $R_{\max}$ .....	53
Figure 43 : La position de la surcharge $M_{c120}$ sur la poutre pour trouver $M_{\max}$ .....	53
Figure 44 : La forme de la charge du système $M_{e120}$ .....	54
Figure 45 : La position de la surcharge $M_{e120}$ sur la poutre pour trouver $R_{\max}$ .....	54
Figure 46 : La position de la surcharge $M_{e120}$ sur la poutre pour trouver $M_{\max}$ .....	54
Figure 47 : La forme du convoi exceptionnel $D_{240}$ .....	54
Figure 48 : La position de la surcharge $D_{240}$ sur la poutre pour trouver $R_{\max}$ .....	54
Figure 49 : La position de la surcharge $D_{240}$ sur la poutre pour trouver $R_{\max}$ .....	55
Figure 50 : Schéma présentative .....	55
Figure 51 : Les diagrammes des contraintes .....	64
Figure 52 : La position des gaines dans la section à mi- travée .....	65
Figure 53 : Le fuseau de passage .....	65
Figure 54 : Le tracé de câble moyen fictif .....	66
Figure 55 : Les angles de frottement .....	68

## **RÉSUMÉ**

Le sujet de ce mémoire porte sur le calcul des armatures de précontrainte, nécessaires pour répondre aux actions supportées par une poutre d'un pont situé à Didouche Morad, à l'Autoroute Est-Ouest (A1). Avant de ce faire, une description sommaire de ce Méga projet a été effectuée ou une série de données et d'informations a été présentée. La mise en tension des câbles, notamment par post tension, les différentes étapes de la procédure ainsi que le matériel nécessaire ont été fournis avec beaucoup de détail. La poutre étudiée est de forme en I, elle a une longueur de 37 m, une hauteur de 2,4 m, une largeur de 0,7 m pour la semelle inférieure et de 1,8 m pour la semelle supérieure. La précontrainte est réalisée par le procédé de post tension sur un béton durci (28 j) dont la résistance est supposée de l'ordre de 45 MPa. Il a été trouvé que cette poutre nécessite 9 câbles de 7T15 pour pouvoir répondre aux sollicitations imposées par les charges permanentes de d'exploitation imposées à la structure. Ces armatures actives ont garanti également la création des contraintes largement inférieures à celles limites de la classe II.

### **Mots clés :**

Autoroute Est-Ouest, Précontrainte, Post-tension, Surcharges routières, Pertes de tension.

## **INTRODUCTION GENERAL**

Le projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation de Master en génie civil. Ce projet, effectué dans un cadre professionnel, a pour vocation la mise en application de l'ensemble des connaissances de l'étudiant, et son acclimatation progressive à son futur métier. Il présente la transition finale entre la formation universitaire et le métier d'ingénieur. C'est à la fois un travail en profondeur sur un sujet précis, et un test des capacités de l'étudiant à se montrer rigoureux, efficace et productif. Le projet de fin d'étude doit permettre à l'étudiant de mettre à profit les connaissances acquises pendant ses années d'étude, et ce dans des situations réelles de projet.

Le manuscrit porte principalement sur l'étude et l'analyse d'une poutre isostatique en béton précontraint sous l'influence des charges permanentes et des surcharges routières. Cette analyse a suivi une méthodologie bien détaillée, basée sur les lois de résistance des matériaux et les recommandations des fascicules comme le BPEL 91 et le fascicule 61 (Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art). Le mémoire comprend également une brève présentation de l'autoroute Est-Ouest, le site de notre projet, ainsi que certaines procédures et techniques de mise en œuvre, utilisées dans la réalisation de cette poutre.

Le manuscrit est composé de trois (03) chapitres à savoir : Une présentation du projet de l'autoroute Est - Ouest (A1), description de la précontrainte par post-tension et le calcul d'une poutre de 37 M de longueur, réalisée en béton précontraint par post tension.

Dans la première étape, il a fallu présenter l'autoroute est-ouest avant, pendant et après la réalisation pour deux raisons : premièrement du fait que le pont étudié fait partie de ce méga projet et deuxièmement pour contribuer à l'enrichissement de la bibliothèque de notre université par des données et des informations qui peuvent être utiles pour les futurs étudiants.

Pendant la réalisation de l'autoroute Est-Ouest, les entreprises, étrangères surtout, ont utilisé plusieurs techniques, nouvelles et difficiles, pour garantir la

## **INTRODUCTION GENERAL**

bonne exécution de différentes parties de ce Méga projet. Parmi ces techniques utilisées principalement pour les ponts, on trouve le béton précontraint. La précontrainte, en particulier par post tension, s'effectue sur des poutres de grandes travées, c'est ce qui a fait l'objet de notre étude. Pour cela, le principe et les procédés de la précontrainte ont été explicitement abordées dans le deuxième chapitre de ce manuscrit.

Le dernier chapitre du mémoire a porté sur l'étude d'une poutre en béton précontraint, de 37 mètres de longueur, selon les règles de béton précontraint aux états limites (BPEL 91). Le calcul a concerné principalement la détermination et la vérification des armatures actives.

**CHAPITRE 01 :**  
**L'AUTOROUTE EST-OUEST**

**I. INTRODUCTION :**

Dans un pays en voie de développement, tel que l'Algérie avec sa grande superficie et la propagation de ses villes, villages et communautés, la construction des routes est l'un des projets les plus vitaux et les plus stratégiques, pour construire sa civilisation et de développer son infrastructure afin de suivre le rythme des autres pays, et cela dans tous les domaines. Pour cette raison, le gouvernement algérien a élaboré un plan pour renforcer le réseau routier avec une route appelée l'autoroute Est-Ouest.

Le projet autoroute Est-Ouest a été lancé par le président algérien. Il est considéré, jusqu'à présent, comme le projet routier le plus important de l'Algérie.

Le gouvernement algérien a également fourni tous les moyens pour le succès du projet qui dispose des grands ouvrages nécessitent une expérience étrangère.

## **II. L'HISTOIRE DU PROJET :**

Dès le recouvrement de son indépendance, l'Algérie a vite compris le rôle incontestable de l'infrastructure routière dans le développement économique du pays, ce qui justifie les investissements consentis par l'état pour son développement et son maintien en bon état. A cet effet, l'Etat algérien a mené des études de planification à la fin des années soixante, ce qui a montré la nécessité d'une liaison autoroutière traversant la frange nord du pays d'est en ouest.

Par la suite, plusieurs études nationales sont venues confirmer cette nécessité, notamment [1] :

- Le Schéma Directeur Routier National (1975 -1995) ;
- L'Etude Nationale des Transports (1990) ;
- Le Schéma Directeur Routier National (1995 - 2015) ;
- Le Schéma National de l'Aménagement du Territoire « SNAT » (2025).

Ces études de développement et de transports ont toujours fait ressortir la nécessité économique de disposer progressivement des capacités supplémentaires d'accueil de 40 à 50.000 véhicules par jour entre Annaba et Tlemcen avant l'horizon 2010 [2].

Il est à signaler, qu'environ 85 % des volumes d'échanges (marchandises + voyageurs) en Algérie, se font par la route. En considération des besoins importants de capacité, la meilleure solution, du point de vue économique, a été d'offrir au trafic à moyennes et longues distances, une infrastructure nouvelle adaptée à ces besoins et garder au réseau existant sa fonction de desserte. La nécessité de disposer à moyen et long terme d'un réseau adapté, dont les principaux axes structurants ont été constitués par quatre catégories de route, sans omettre l'axe stratégique africain qui est la route transsaharienne.

- L'Autoroute Est - Ouest.
- L'Autoroute des hauts plateaux.
- Les pénétrantes nord - sud.
- Les 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, et 4<sup>ème</sup> rocaes autoroutières d'Alger.

Par ailleurs, l'étude de pré-faisabilité (1995) de l'autoroute de l'unité maghrébine est venue confirmer l'importance qu'occupe l'autoroute Est-Ouest dans le projet global de l'autoroute maghrébine longue de 7000 Km devant relier l'ensemble des pays du Maghreb [1].

D'une longueur de 1216 Km, l'Autoroute Est - Ouest reliera les principales villes de la frontière Algéro-marocaine à la frontière Algéro-tunisienne. Des études préliminaires, ont été réalisées en 1983 et ont porté sur le choix du couloir du tracé, les prévisions du trafic, l'évolution des indicateurs économiques et les différentes incidences du projet. Elles ont donné lieu, au cours de leur réalisation, à de nombreuses concertations et ont abouti au choix du couloir, approuvé par le Conseil des Ministres en mois de Juin 1987 [1].

Par la suite les études d'Avant-Projet Sommaires « APS » sur environ 1100 Km entre Annaba et Tlemcen ont été engagées en 1988 et terminées en 1994 [1], mais le financement des investissements routiers pose à la plupart des pays des problèmes. L'Algérie, dont les études, la réalisation et l'entretien routier sont encore financés en concours définitifs sur le budget de l'état, a connu d'énormes difficultés durant les années quatre-vingt-dix (90) pour le financement de la réalisation des premiers tronçons du projet (Contournements de Blida, Alger, Bouira et Constantine) [1].

Le PEC (Ancien Programme) d'un linéaire de 289 Km [3], dont 175,5 Km sont concentrés essentiellement au Centre (Axe BBA - Chlef), se présente comme suit :

Lot	Linéaire	Consistance	Entreprise de réalisation
Bouira	59 Km	Lakhdaria - Bouira 33Km	Groupement Algéro-Italien
		Bouira - El Adjiba 26 Km	
B.B.A	18 Km	Zennouna - BBA	
Blida et Ain Defla	25,5 Km	El Affroun - Hoceinia	
Ain Defla et Chlef	73 Km	Khemis Méliana - Oued Fodda	

**Tableau 1 : L'ancien programme de l'autoroute [4].**

Après plusieurs tentatives de recherches d'investisseurs, qui se sont toutes avérées infructueuses, le Président de la république a pris la décision historique pour la prise en charge par l'Etat de ce projet indispensable au développement économique et social du pays. Cette décision a été rendue publique en mois de Février 2005 par le Ministre des Travaux Publics [1].

La réalisation de l'autoroute Est-Ouest a fait partie d'une relance économique et sociale sur la période 2005-2010 et constituait l'un des volets importants en termes de ressources à mobiliser et de retombées attendues. Le projet lancé en construction en 2006, a été divisé en trois lots, le lot EST, le lot CENTRE et le lot OUEST. Chaque lot faisait l'objet d'un contrat de construction séparé.

### III. PRESENTATION DU PROJET DE L'AUTOROUTE :

Le projet autoroutier Est-Ouest est l'axe principal du Schéma Directeur Routier et Autoroutier. D'un linéaire de 1216 Km (927 km dans le nouveau programme + 289 Km dans l'ancien programme qui a déjà été réalisé), l'autoroute Est-Ouest assure la liaison entre Annaba et Tlemcen avec la desserte des principaux pôles, en touchant directement 20 wilayas comme suit [5] :

El Taref, Annaba, Guelma, Skikda, Constantine, Mila, Sétif, B.B.A, Bouira, Boumerdès, Alger, Blida, Ain Defla, Chlef, Sidi bel Abbes, Relizane, Mascara, Mostaganem, Oran et Tlemcen.



Figure 1 : Tracé en plan de l'autoroute Est-Ouest.

Ce projet grandiose, dont le montant de financement a été évalué à 7 milliards de dollars, est assuré par l'Etat algérien. La réception de l'autoroute Est-Ouest a été prévue avant la fin de l'année 2010 [6].

#### IV. L'ATTRIBUTION DU PROJET :

Un appel d'offre international a été lancé en Octobre 2005 [2] pour la réalisation de 927 Km de l'autoroute Est-Ouest, divisée en Lots comme suit :

Lot	Linéaire (Km)	Désignation
Lot Unique Est	399	Borj Bou-Arreidj - Frontière Tunisienne
Lot Unique Centre	169	Bordj Bou-Arreidj – Chlef
Lot Unique Ouest	359	Chlef - Frontière Marocaine

**Tableau 1 : Les lots de l'autoroute Est-Ouest [4].**

La part de chaque wilaya est comme suit :

Wilaya	Linéaire (km)
El Taref	84
Annaba	28,5
Guelma	2,5
Skikda	71
Constantine	43
Mila	57
Sétif	75
B.B.A	72
Bouira	28
Boumerdès	26,5
Alger	2,5
Ain Defla	23
Chlef	55
Sidi bel Abbes	70
Relizane	87
Mascara	75
Mostaganem	2
Oran	25
Tlemcen	100
<b>TOTAL</b>	<b>927</b>

**Tableau 2 : Nouveau programme (927 Km) [4].**

Soixante-trois (63) soumissionnaires entre européens, asiatiques et américains sont entrés, en compétition pour la réalisation des trois tronçons Est, Centre et Ouest [6].

Les délais de réalisation imposés aux différents soumissionnaires n'excédant pas les 40 mois (Les délais de réalisation ont été fixés à 40 mois pour chaque lot) [6].

Il est à déplorer l'absence d'entreprises nationales parmi les concurrents. Il est évident qu'aucune entreprise algérienne n'a pu se mesurer aux leaders mondiaux. L'ouverture publique des plis techniques relatifs à l'appel d'offres international des soumissionnaires ayant déposé leurs propositions du projet de l'autoroute Est-Ouest s'est déroulée au siège de l'Agence nationale des autoroutes (ANA), et ce, sur trois étapes :

<b>Entreprises</b>	<b>Pays</b>
<b><u>Le groupe COJAAL :</u></b> - Kajima ; - Hazama ; - Itocho ; - Taisei ; - Mishimapsu ; - Maeda.	Japon
<b><u>Le groupe de :</u></b> - CSCEC ; - CHEC.	Chine
<b><u>Le groupe de :</u></b> - CETIC ; - CRCC.	Chine
<b><u>Le groupe de :</u></b> - CMC ; - Todini ; - Impreglio ; - Pizzarotti.	Italie
<b><u>Le groupement composé de deux entreprises de France et une entreprise allemande :</u></b> - Razel ; - Vinci ; - Bilfinger.	France/Allemand
<b><u>Un groupement de 14 entreprises du Portugal Lusugroup dont :</u></b> Mota Engit ; Lena ; Edifer ; Conduil ; Casias.	Portugal
<b><u>L'entreprise Bechtel.</u></b>	USA

**Tableau 3 : Quelques Candidats pour le projet [6].**

Après l'évaluation des offres émanant de groupements italien, franco-allemand, portugais, états-unien, japonais et chinois.

Ce sont les propositions du groupe japonais COJAAL (**Compagnie Japonaise De L'autoroute Algérienne**) pour le lot Est (399 km), avec un montant global du contrat programme de 376.028.400.000,00 DA TTC, et chinois CITIC-CRCC (**China International Trust and Investment Corporation**) pour les lots Centre (169 km) avec un montant global du contrat programme de l'ordre de 192.528.542.400,00DA TTC et lot Ouest (359 km) pour un montant global de 258.458.969.600,00 DA TTC qui ont été retenus avec un délai de 40 mois [7]. L'annonce officielle des résultats a eu lieu le 16 avril 2006 [8].

- **Le 1<sup>er</sup> Marché d'application** concerne un linéaire total de 384 Km touchant 11 Wilayas et se subdivise comme suit :

Lot	Linéaire	Désignation		Groupement
Lot Unique Est	232 Km	Skikda	19 Km	COJAAL
		Constantine	43 Km	
		Mila	57 Km	
		Sétif	75 Km	
		B.B.A	38 Km	
Lot Unique Centre	38 Km	Alger	2,5 Km	CITIC - CRCC
		Ain Defla	23 Km	
		Boumerdès	12,5 Km	
Lot Unique Ouest	114 Km	Relizane	84 Km	CITIC - CRCC
		Mascara	02 Km	
		Oran	25 Km	

**Tableau 4 : Le 1<sup>er</sup> Marché d'Application [4].**

- **Le 2<sup>eme</sup> Marché d'Application** concerne un linéaire total de 209 Km touchant six (6) Wilayas et se subdivise comme suit :

Lot	Linéaire	Désignation		Groupement
Lot Unique Est	44 Km	Skikda	44 Km	COJAAL
Lot Unique Centre	105 Km	BBA	34 Km	CITIC - CRCC
		Bouira	16 Km	
		Chlef	55 Km	
Lot Unique Ouest	60 Km	Mostaganem	02 Km	CITIC - CRCC
		Mascara	58 Km	

**Tableau 5 : Le 2<sup>eme</sup> Marché d'Application [4].**

- Le 3<sup>ème</sup> Marché d'Application, d'un linéaire de 334 Km, concerne essentiellement les sections situées aux Frontières. Elles sont engagées par les Consortiums dans le cadre du "Design and Build". Le programme se présente comme suit :

Lot	Linéaire	Désignation		Groupement
Lot Unique Est	123 Km	El Taref	84 Km	COJAAL
		Annaba	28.5	
		Guelma	2.5 Km	
		Skikda	8 Km	
Lot Unique Centre	26 Km	Bouira	12 Km	CITIC - CRCC
		Boumerdes	14 Km	
Lot Unique Ouest	185 Km	Sidi bel Abbes	70 Km	CITIC - CRCC
		Mascara	15 Km	
		Tlemcen	100 Km	

Tableau 6 : Le 3<sup>ème</sup> Marché d'Application [4].

## V. LA REALISATION DU PROJET :

### 1- Phase de l'étude [9] :

#### A. Etude des lots centre et Ouest par CITIC-CRCC :

Le groupement CITIC CRCC est réparti le long du tracé du lot Centre et du lot Ouest de l'autoroute. Le groupement a installé des bases pour chaque section autoroutière. Chaque section est gérée par un directeur des travaux.

Le groupement CITIC CRCC a mené les études du projet en trois étapes :

- **Etape 1** : Recherche du tracé optimisé entre Bordj Bou Arreridj jusqu'aux frontières marocaines. Le groupement a utilisé des levés topographiques et l'imagerie satellitaire (image IKONOS); MNT (modélisation numérique de terrain) pour APS et APD. Réalisation des levés topographiques par système GPS.
- **Etape 2** : Etude d'APS et d'APD pour les tronçons entre Lakhdaria et Larbaâta sur 26 km et le tronçon entre l'échangeur de la bretelle d'Oran jusqu'aux frontières marocaines sur 185 km (marché d'application n°3 du lot Centre et Ouest). Etudes de mise à niveau des études d'APD des tronçons autoroutiers entre Bordj Bou Arreridj et Lakhdaria et entre Larbaâta et l'échangeur de la bretelle d'Oran pour les marchés d'application n°1 et n°2.

- **Etape 3 :** Etude d'exécution de toutes les sections autoroutières entre Bordj Bou Arreridj et les frontières marocaines sur 169 km du lot Centre et 359 km du lot Ouest.

### **B. Etude du lot Est par COJAAL :**

Le groupement COJAAL a mené les études du projet en trois étapes :

- **Etape 1 :** Recherche du tracé optimisé entre Bordj Bou Arreridj et les frontières tunisiennes. Le groupement a utilisé des levés topographiques par hélicoptères et par satellite afin de finaliser les études topographiques par GPS.
- **Etape 2 :** Etudes d'APS et d'APD pour le tronçon entre le CW 128 et les frontières tunisiennes sur 123 km (marché d'application n°3). Etude de mise à niveau des études d'APD entre Bord Bou Arreridj et le CW 128, wilaya de Skikda sur 232 km pour le marché d'application n°1 et 44 km pour le marché d'application n°2.
- **Etape 3 :** Etudes d'exécution de toutes les sections autoroutières entre Bordj Bou Arreridj et les frontières tunisiennes sur 399 km.

### **C. Logiciels utilisés :**

#### **C.1. Par le groupement CITIC-CRCC :**

Le consortium CITIC-CRCC a utilisé plusieurs logiciels dans le domaine des structures, des ouvrages d'art, des tunnels et des routes. Toutes les pièces des dossiers d'exécution (plan et notes de calculs) ont été établies par ordinateur. On cite par exemple : Analyse sismo-technique pour un dimensionnement parasismique, logiciel expert SIGEOL pour l'exploitation des données géologiques. On cite également :

- Topographie :
  - Logiciel d'ajustement du réseau GPS ;
  - Logiciel de cartographie digitale TJ2006 ; Routes :
  - Hinsoft pour la géométrie des tracés ;
  - AUTOCAD pour les dessins ;

- Alize pour la structure des chaussées ;
- Lizheng pour l'analyse de la stabilité des talus ;
- Logiciel de calcul murs de soutènement.
- Ouvrages d'art :
  - Système CAD de conception générale des poutres caissons ;
  - Logiciel d'analyse synthétique de l'infrastructure des ponts ;
  - Logiciel Docteur de Pont ;
  - Logiciel Connaisseur de pont ;
  - Logiciels SAP 2000 et ROBOT pour les murs de soutènement et les analyses statiques et dynamiques des structures ;
  - Logiciel Midas/Civil 2006 pour les ouvrages d'art et précontrainte ;
  - Logiciel QLTCAD V7.0 pour les dessins d'architecture et d'exécution.
- Tunnels :
  - MIDAS/GTS (système de l'analyse géotechnique et des tunnels) ;
  - Logiciel Tongji Aurore (GEOFBA).

### **C.2. Par le groupement COJAAL :**

- Topographie (Méthodes et Logiciels) :
  - FUGRO Geoid SAS (France) topographie numérique avec réseau GPS ;
  - IGN-FI (France) levés topographiques terrestres avec réseau GPS ;
  - INCT (Algérie) : cartographie, photos aériennes.
  - AutoDesk Land Desktop 2005 ;
  - Logiciels développés par les experts consultants, comme Horale, Hvale, Roads et Toe.
- Route :
  - HEC-HMS, WMS étude hydrologique ;
  - HYFRAN pour analyse fréquentielle ;
  - HEC-RAS pour calcul et analyse des rivières ;
  - ArcGIS, Landdesk Civil, Design utilisation générale ;

- AUTOCAD pour les dessins ;
- TalRen 4 pour la stabilité des talus ;
- Plaxis pour la stabilité des talus ;
- Alize pour la structure des chaussées ;
- D'autres logiciels développés par les experts consultants.

#### **D. La norme de conception :**

L'autoroute a été conçue selon la norme ICTAAL (l'instruction sur les conditions techniques d'aménagement des autoroutes de liaison) avec les vitesses L100 et L120.

#### **2- Phase des travaux :**

##### **A. Les entreprises de réalisation :**

###### **A.1. Le groupement CITIC-CRCC [9] :**

- **CITIC Groupe** a été créé en 1979 ayant plusieurs filiales, notamment la CITIC Bank. Il possède actuellement 44 filiales. Le groupe de construction a réalisé avec succès une centaine de projets implantés sur les cinq continents dans le domaine de l'énergie, des transports et des communications, des infrastructures, des constructions industrielles et civiles, tels que chemins de fer, métro, ponts, tunnels, autoroutes, barrages, stades, aéroports, etc.
- **CRCC** (China Railway Construction Corporation) est un groupe d'entreprises de grande envergure avec plus de 30 filiales, telles que la Compagnie nationale des travaux de génie civil et ferroviaires. L'expérience du groupement remonte à plus de 20 ans.

###### **A.2. Le groupement COJAAL japon [9] :**

- Le groupement japonais COJAAL chargé de la réalisation du lot Est de l'autoroute Est-Ouest est constitué de six entreprises : **Kajima, Taiesi, Maeda, Nishimatsu, Hazama et Itochu**. Toutes ces entreprises ont acquis un savoir-faire dans le domaine des travaux publics.

- **Kajima Corporation** est une Société anonyme par actions. Elle est classée en tant qu'une des sociétés leaders mondiales de la construction. Le champ d'intervention concerne les barrages, les ponts, les routes, les tunnels, les gratte-ciels, etc. Kajima a été classée en 2005 au 8<sup>e</sup> rang mondial par la revue ENR (classement des 225 entreprises top de construction).
- **Taisei Corporation** est une société anonyme par actions de droit japonais, constituée en 1873. La société possède une grande expérience dans les projets à grande échelle tels que les ouvrages d'art, les tunnels, les barrages, les aéroports, les centrales électriques, les hôtels. Elle a été classée, en 2005, au 7<sup>e</sup> rang mondial par la revue ENR (classement des 225 entreprises top de construction).
- **Maeda** est une société anonyme par actions de droit japonais, constituée en 1919. Le champ d'intervention de la société concerne les travaux de génie civil, la construction de bâtiments. Maeda a été classée en 2005 par la revue ENR (classement des 225 entreprises top de construction) au 35<sup>e</sup> rang mondial.
- **Nishimatsu** est une société anonyme par actions de droit japonais, constituée en 1937. L'entreprise Nishimatsu intervient dans le domaine du génie civil et de la construction de bâtiments avec la réalisation de ports, d'aéroports, de barrages, de tunnels, de chemins de fer, de gratte-ciels et de centrales électriques. Nishimatsu a été classée en 2005, par la revue ENR (classement des 225 entreprises top) au 36<sup>e</sup> rang mondial.
- **Hazama** est une société anonyme par actions de droit japonais, constituée en 1889. Le champ d'intervention de la société concerne les travaux publics et le génie civil. Hazama a été classée en 2005 par la revue ENR (classement des 225 entreprises top de construction) au 72<sup>e</sup> rang mondial.
- **Itochu** est une société anonyme par actions de droit japonais, constituée en 1949.

Le groupement est réparti le long du tracé et a été subdivisé en sept camps. Chaque camp est géré par un directeur des travaux et est structuré en plusieurs sections qui sont :

- Section administration
- Section construction
- Section contrôle central
- Section contrôle projet
- Section assurance qualité
- Section études
- Section hygiène et sécurité

### **A.3. Autres entreprises [10] :**

- CEGELEC (France) pour équiper quatre tunnels de l'autoroute.
- Lafarge (France) pour la fourniture du ciment et du béton.

### **B. Contrôle et suivi des travaux [10] :**

- **Les missions de contrôle et de suivi du projet est passée par un autre appel d'offres qui a vu la sélection :**
  - Du groupement italien "ANAS ITALCONSULT" pour la tranche Est ;
  - Du bureau d'études français " ACENSI " pour la tranche centre ;
  - Du bureau d'études français "EGIS-ROUTE" pour la tranche ouest ;
  - Du bureau d'études canadien "Dessau Soprane" pour une mission d'assistance à la maîtrise d'ouvrage ;
  - Du bureau d'études canadien "SNC LAVALIN" pour superviser la construction du tronçon centre.
- **Le consortium chinois a, quant à lui, fait appel au :**
  - Bureau d'études SM international (Canada) pour l'accompagner dans la conception du tronçon ouest.
  - Groupe SETEC (France) qui est un bureau de conseil et d'ingénierie pour une mission identique pour la conception du tronçon centre.
  - Terra-sol (France) - un bureau de conseil en géotechnique.
  - La société HATCH (Australie) a confié à INGÉROP (France) une mission d'assistance technique pour les études d'avant-projet autoroutier du tronçon Ouest de l'autoroute.

**C. Matériel utilisé [9] :**

Chaque camp est doté d'une base de vie et d'une base technique de matériel neuf de capacités classiques. Les bases de vie sont destinées aux bureaux, à l'hébergement du personnel et aux laboratoires. Les bases techniques sont destinées au matériel des différents ateliers. Le groupement a cité des modes de creusement des tunnels selon la nature de la roche et la description des différents types de soutènement envisagés dont la méthode de construction des tunnels avec soutènement dite Nouvelle Méthode Autrichienne.

Le matériel principal se présente comme suit :

- Stations de concassage de capacité 200 T/h ;
- Centrales à béton de capacité 40 m<sup>3</sup>/h ;
- Laboratoires qualité de matériaux et convenance béton ;
- Ateliers de préfabrication des poutres précontraintes ;
- Ateliers de forage de pieux ;
- Ateliers de bétonnage ;
- Ateliers de confection de coffrage ;
- Atelier de ferrailage ;
- Ateliers de soudure ;
- Laboratoire qualité des matériaux de terrassement ;
- Ateliers de terrassement et décapage de la terre végétale ;
- Ateliers de terrassement déblais ;
- Ateliers de terrassement remblais ;
- Ateliers de couche de forme ;
- Centrale d'enrobée de capacité 200 T/h ;
- Laboratoire qualité des matériaux de chaussée ;
- Ateliers de chaussée ;
- Ateliers de transport ;
- Ateliers de maintenance ;

- Les engins de terrassement : pelles hydraulique, pelles mécanique, chargeurs, rétro-chargeurs, bulldozers, décapeuses, niveleuses, camions de chantier ou tombereaux, Brises-roche, compacteurs à pneumatique ;
- Les engins pour le noir : Camions citerne à bitume, Finisseurs, compacteurs cylindre ;
- Les engins de béton : pompes à béton, malaxeurs, bétonnières ;
- Autres engins : grues, portes char, machines glissière en béton, machine de marquage.

#### **D. Les matériaux utilisés [9] :**

Désignation	Quantité			
	Lot Est	Lot Centre	Lot Ouest	Total
Ciment (T)	1 800 000,00	693 132,00	381 119,00	2 874 251,00
Sable (T)	2 600 000,00	1 250 634,00	1 109 036,00	4 959 670,00
Bitume (T)	400 000,00	147 470,00	372 609,00	920 079,00
Agrégats (T)	35 000 000,00	5 632 908,00	4 723 697,00	45 356 605,00
Acier (T)	700 000,00	135 315,00	95 381,00	930 696,00
Acier précontraint (T)	25 000,00	1 461,00	20 661,00	47 122,00
Explosif (T)	10 000,00	3 544,00	464,00	14 008,00
Énergie électrique (Kw.h)	196 500 000,00	67 196 982,00	69 627 921,00	333 324 903,00
Eau (T)	33 050 000,00	1 398 032,00	3 200 101,00	37 648 133,00
Carburant (T)	700 000,00	2 317,00	152 208,00	854 525,00

Tableau 7 : Quantités prévisionnelles, citées dans les 3 marchés d'applications [4].

#### **E. Nouveau système pour la réalisation (COJAAL) [9] :**

Pour réaliser le projet dans les délais très courts, COJAAL a mis en œuvre de nouveaux procédés, en recourant au GPS et autres technologies numériques pour l'exécution des terrassements de masse.

##### **(1) Système de contrôle des opérations des camions bennes :**

Ce système utilise le GPS pour contrôler en temps réel l'état d'opération des camions bennes, afin d'améliorer la qualité et le contrôle des quantités de travaux sur le terrain avec une précision élevée.

**(2) Système de contrôle du compactage :**

Ce système contrôle le remblaiement grâce aux engins de compactage équipés du GPS, parce que l'opérateur peut vérifier l'état du travail de compactage. Le système améliore la fiabilité et l'efficacité du travail de compactage.

**(3) Système de sondage :**

Ce système utilise un bateau équipé du GPS et une sonde à ultrasons afin de mesurer la topographie sous-marine. Ainsi, il fournit un moyen efficace de réalisation des cartes topographiques des fonds sous-marins.

**(4) Système de contrôle de l'avancement des travaux :**

Ce système permet à l'opérateur de mettre en place, rapidement et efficacement, des levés tridimensionnels grâce à l'utilisation du GPS. Il économise le recours à la main-d'œuvre lors de la conception et du contrôle de la réalisation, utilisation de haut niveau des données électroniques.

**(5) Système de construction automatisé :**

Ce système de construction met en œuvre le contrôle à distance d'engins de construction sans opérateurs, à partir de lieux distants. Ainsi, il permet la réalisation de travaux sur des sites dangereux.

**(6) Système de construction 3D :**

Ce système permet le fonctionnement des engins de construction conformément à des données tridimensionnelles DAO pour réaliser des travaux de construction même le long de courbes compliquées sans recourir aux ennuyeux piquets de nivellement.

**(7) Système de mesure des volumes de terre transporté par camion :**

Ce système mesure automatiquement le volume de terre chargé sur les camions bennes. Le travail est effectué rapidement et avec une haute précision pour le contrôle efficace des volumes transportés.

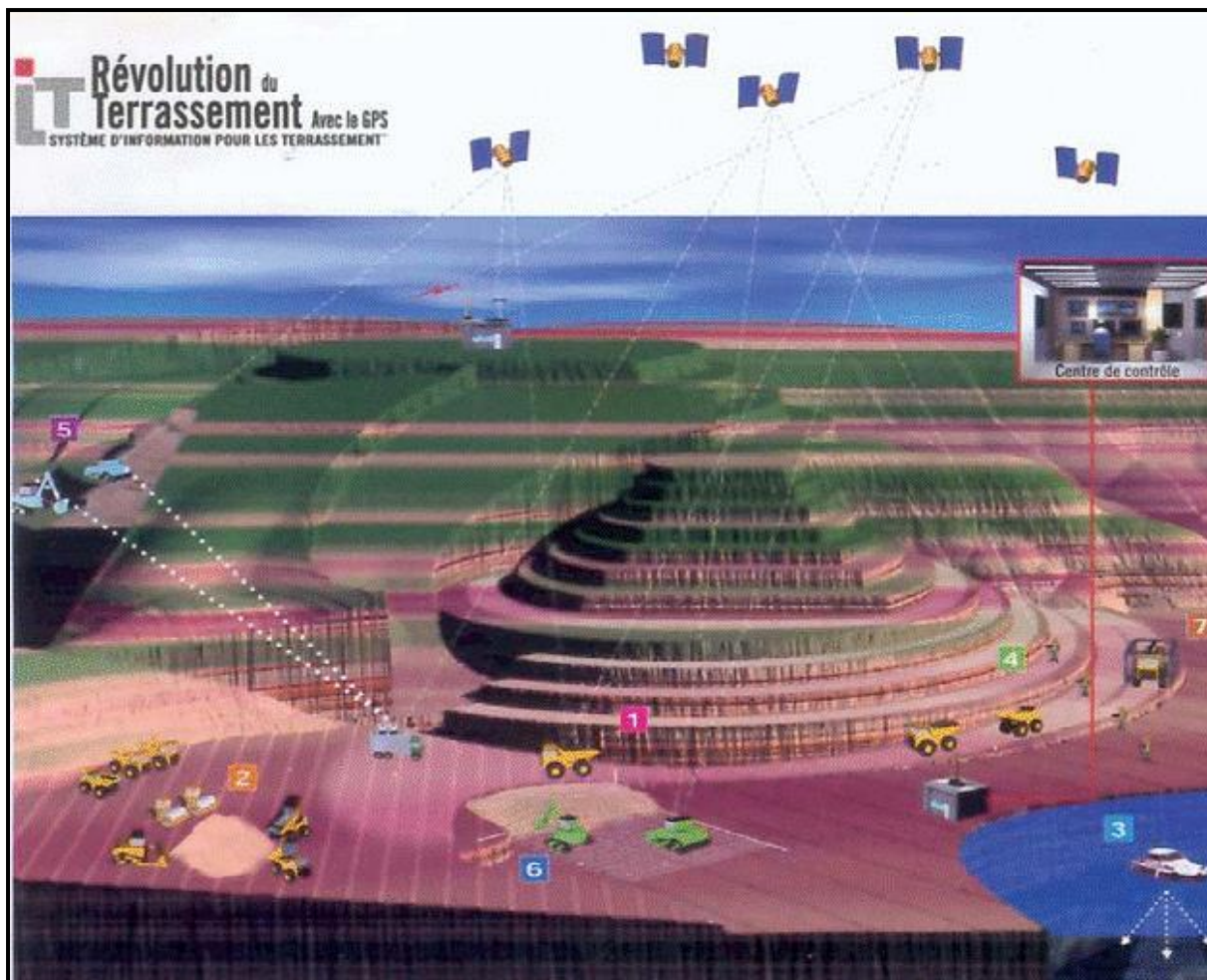


Figure 2 : Une illustration du travail du nouveau système.

**VI. FICHE TECHNIQUE SUR L'AUTOROUTE :**

**1- Caractéristiques :**

Désignation	Total
<b>Linéaire global de l'autoroute</b>	<b>1720 Km</b>
✓ Linéaire de l'axe principal de l'autoroute	1216 Km
✓ Longueur des rétablissements des voies de communication et des raccordements	504 km
<b>Nombre total d'ouvrages</b>	<b>2957 U</b>
✓ Ouvrages hydraulique	2152 U
✓ Ponts	683 U
✓ Viaducs	122 U
<b>Nombre de tunnels</b>	<b>07 unités totalisant 16880 ML</b>
<b>Nombre d'échangeurs et barrière pleine voie</b>	<b>76 U</b>
<b>Nombre d'aires annexes</b>	<b>128 U</b>

Tableau 8 : Les caractéristiques de l'autoroute Est-Ouest [11].

## 2- Les ouvrages exceptionnels [12] :

### A. Les tunnels :

L'autoroute Est Ouest comprend 07 tunnels 2x3 voies, conçus aux normes internationales les plus récentes. Pour un maximum de sécurité.

Dotés d'équipements ultra modernes, notamment de système de ventilation, de vidéosurveillance et d'éclairage, ces ouvrages sont situés au centre et à l'est du pays.

- **Le tunnel de Bouira :**

Situé dans la localité de Djebahia, Celui-ci est constitué de deux tubes, de longueurs respectives 1190m et 1290 m,

Cet ouvrage, débouche sur le grand viaduc d'oued Rekham.

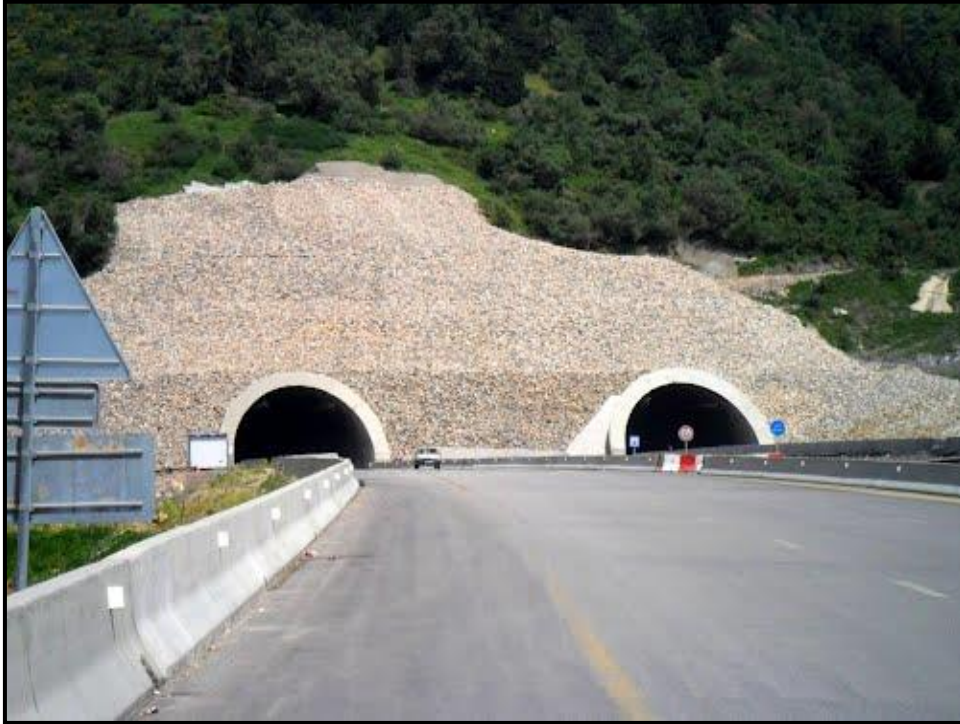


Figure 3 : Le tunnel de Djebahia -Bouira-.

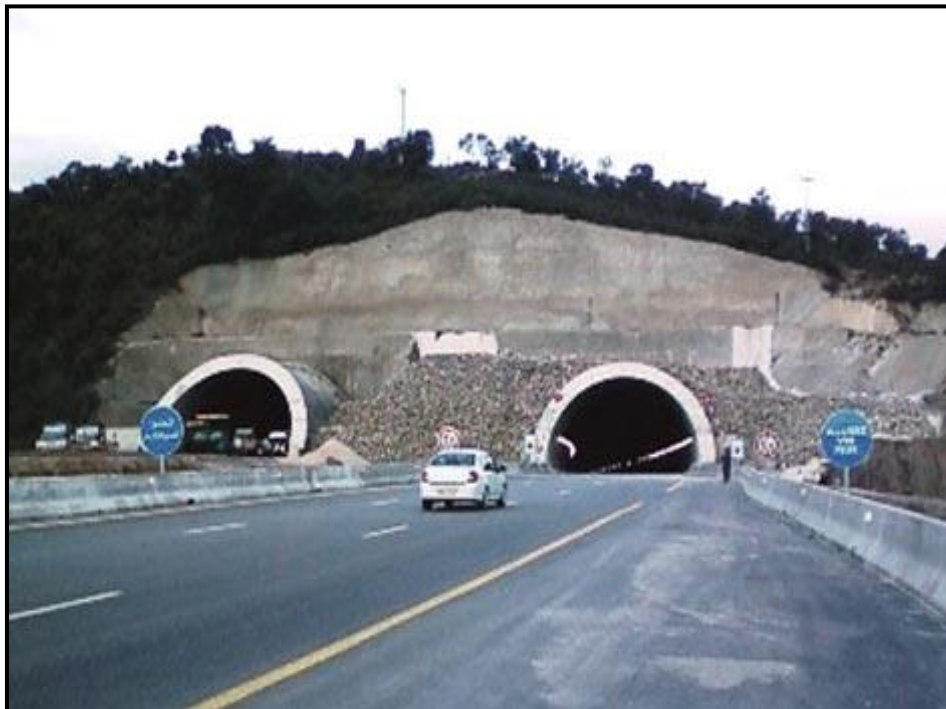
- **Les tunnels de Bouzegza :**

Les monts de Bouzegza sont traversés par deux tunnels, Faisant partie du tronçon autoroutier liant Lakhdaria à Larbaatache :

- Le premier d'un linéaire de 1750m pour le tube droit et 1790m pour le tube gauche.
- Le second, d'un linéaire de 720m pour le tube droit, et 738m Pour le tube gauche.



**Figure 4 : Le 1<sup>er</sup> tunnel de Bouzegza -Boumerdes-.**



**Figure 5 : Le 2<sup>eme</sup> tunnel de Bouzegza -Boumerdes-.**

- **Les tunnels du Lot Est :**

Le lot Est totalise 04 tunnels :

- Le plus long tunnel, situé dans la localité d'El Kantour entre la Wilaya de Constantine et la Wilaya de Skikda, a une longueur de 2500m.
- Le deuxième, qui traversera Djebel El Ouahch ; dans la wilaya de Constantine, a une longueur de 1900 m.
- Et le troisième, qui traverse aussi Djebel El Ouahch ; à un linéaire de 300m.
- Ainsi qu'une tranchée couverte sur 200 m, située à la sortie d'El Kherroub.

**B. Les viaducs :**

L'autoroute Est Ouest, de par son envergure, est marquée par un grand nombre D'ouvrages exceptionnels tels que les viaducs (Ouvrages d'art de grande longueur), réalisés tout au long du tracé, localisés principalement dans les wilayas de Bouira, Blida, Ain Defla et Tlemcen.

- **Le Viaduc d'Oued Rekham :**

Le plus grand de ces ouvrages est le viaduc d'Oued Rekham. Il est situé à une quinzaine de km au nord-ouest de Bouira, Cet ouvrage grandiose d'une longueur de 745m et d'une hauteur atteignant les 110m, est l'un des plus grands et des plus impressionnants d'Afrique. En plus de sa contribution dans l'amélioration considérable de la circulation il constitue une attraction exceptionnelle pour le développement du tourisme dans la région.



**Figure 6 : Le Viaduc d'Oued Rekham -Bouira-**

- **Les viaducs d'Oued Djer :**

Avec une topographie des plus difficiles, et plusieurs contraintes physiques, la section autoroutière El Afroun- Hoceinia est constituée d'une succession de 31 ponts, dont 13 viaducs, de longueurs variant de 130m à 460m.

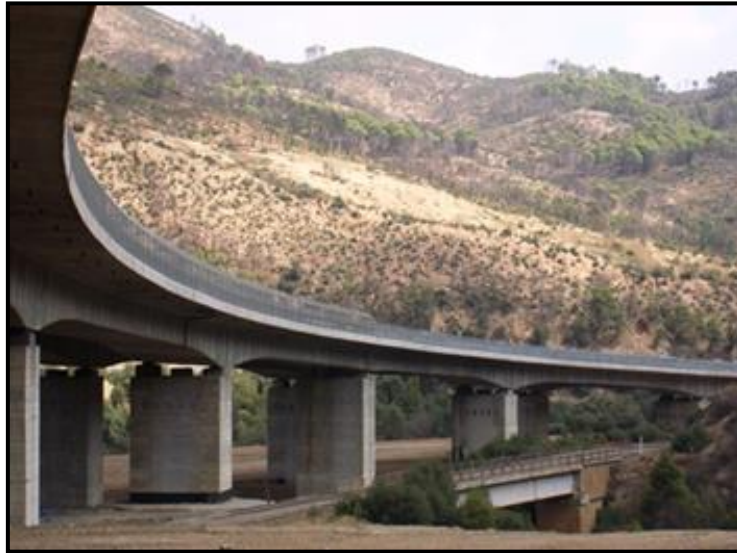


Figure 7 : viaduc dans l'Oued Djer - Blida-

- **Les Viaducs de Tlemcen :**

Il en est de même pour la wilaya de Tlemcen, de par son relief accidenté, 16 grands Ouvrages ont été réalisés. Leurs longueurs varient de 180m à 650m.



Figure 8 : viaduc dans Tlemcen.

**3- Les pénétrantes de l'autoroute Est-Ouest [13] :**

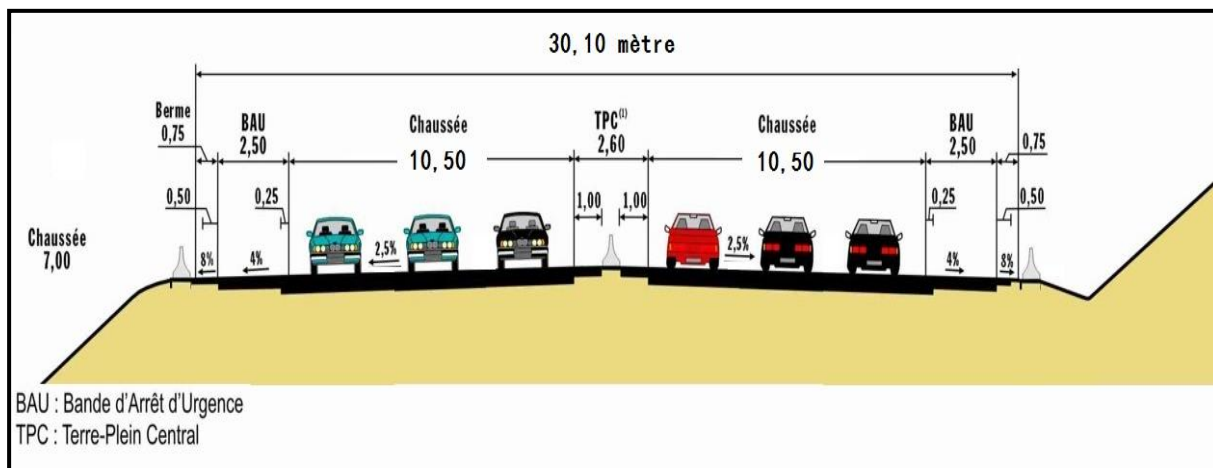
Pour compléter l'intérêt de l'autoroute Est-Ouest, le ministère des Travaux publics a relié la route aux ports et aux wilayas avec des autoroutes appelées pénétrantes :

Projet	Linéaire	Wilaya
Pénétrante autoroutière reliant le port de Skikda à l'AEO	31 km	Skikda
Pénétrante autoroutière reliant le port de DjenDjen à l'AEO	110 km	Jijel-Sétif- Mila
Pénétrante autoroutière reliant le Port de Béjaia à l'AEO	100 km	Bejaia-Bouira
Pénétrante autoroutière reliant Tizi Ouzou à l'AEO	48 km	Tizi Ouzou-Bouira
Pénétrante autoroutière reliant le port de Tenes à l'AEO	54 km	Chlef
Pénétrante autoroutière reliant le port de Mostaganem à l'AEO	60 km	Mostaganem-Relizane
Pénétrante autoroutière reliant le port d'Oran à l'AEO	26 km	Oran
Pénétrante autoroutière reliant le Port de Ghazaouet à l'AEO	41 km	Tlemcen
Pénétrante reliant le port d'Annaba à l'AEO	18 km	Annaba
Pénétrante reliant le Port de Tipaza à l'AEO	16 km	Tipaza-Blida

**Tableau 10 : Les pénétrantes autoroutières.**

**4- Profil en travers :**

La vitesse de base sur l'autoroute variera entre 100 km et 120 km/h [3], selon les sections et les conditions climatiques. L'autoroute sera réalisée en deux fois trois voies, avec des bandes d'arrêt d'urgence et des clôtures de protection pour sécuriser le passage des animaux sauvages et domestiques, et permettra la réduction du temps de parcours entre les villes du nord du pays, ce qui signifie une circulation rapide.



**Figure 9 : Le profil type de l'Autoroute Est-Ouest.**

**VII. CONCLUSION :**

Après avoir discuté d'une recherche détaillée de l'autoroute Est-Ouest, nous pouvons déterminer plusieurs points positifs qui peuvent être résumés comme suit :

- Répondre à la demande de trafic et aux besoins en matière de transport ;
- Créer environ 100.000 emplois en phase travaux ;
- Créer et valoriser des richesses locales ;
- Augmenter la sécurité dans les transports et réduire le coût social induit par l'insécurité routière ;
- Augmenter le gain de temps pour les usagers ;
- Réduire les coûts d'exploitation des véhicules ;
- Contribuer à un aménagement équilibré et rationnel du territoire ;
- Création d'un nouvel espace socio-économique rentable et attractif pour l'investissement.

D'un autre côté, l'importance pour nous en tant que techniciens c'est l'expérience étrangère dans le domaine des travaux publics et de génie civil.

**CHAPITRE 02 :**  
**LE BÉTON PRÉCONTRAIT**  
**Généralités, principe et procédés**

## **I. INTRODUCTION :**

L'autoroute Est-Ouest est considérée comme l'un des plus grands projets en Algérie. Elle a été réalisée par des grandes entreprises de travaux publics, avec plusieurs techniques de haut niveau pour les ouvrages de tunnels, de ponts et de géotechnique. Ces techniques ont nécessité une grande expérience et une main d'œuvre hautement qualifiée et spécialisée.

Parmi ces techniques utilisées lors de la réalisation de l'autoroute Est-Ouest, on trouve la précontrainte du béton pour les ponts de grandes travées, notamment le procédé de précontrainte par post-tension, qui fait l'objet de la présente étude.

Depuis plusieurs décennies, la précontrainte par post-tension a été utilisée et appliquée dans de nombreux pays, sur des ouvrages d'art ayant des grandes portées, ce qui a présenté une solution satisfaisante aux exigences techniques et économiques de ces ouvrages.

Par ailleurs, la pratique de la précontrainte par post-tension nécessite l'utilisation d'un matériel et des équipements spéciaux. Dans ce chapitre, nous allons faire la description de cette technique pour que le lecteur puisse avoir une idée sur la procédure de précontrainte par post-tension ainsi que les moyens garantissant sa bonne exécution et sa réussite.

## II. GENERALITES SUR LA PRECONTRAINTE :

Le béton précontraint associe béton et armatures selon une technique inventée par l'ingénieur français E. Freyssinet en 1928. Lors de sa fabrication, le béton est soumis à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois en service, le béton, utilisé au mieux de ses possibilités en compression, va s'opposer plus efficacement aux contraintes de traction appliquées à l'ouvrage.

### 1- Principe du béton précontraint :

Puisque le béton présente une très bonne résistance à la compression et une très faible réponse vis-à-vis de la traction, on doit le protéger contre cette dernière, d'où l'intérêt de cette technique, appelée la précontrainte. La précontrainte est principalement basée sur le fait de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage.

La précontrainte est une méthode de construction qui consiste à comprimer le béton à l'aide d'un système de câbles en acier ancrés aux extrémités. L'effet de cette compression limite la fissuration et augmente la durée de vie de l'ouvrage. A noter également que cette technique permet de réaliser des dalles de moindre épaisseur et de limiter les déformations de façon conséquente.

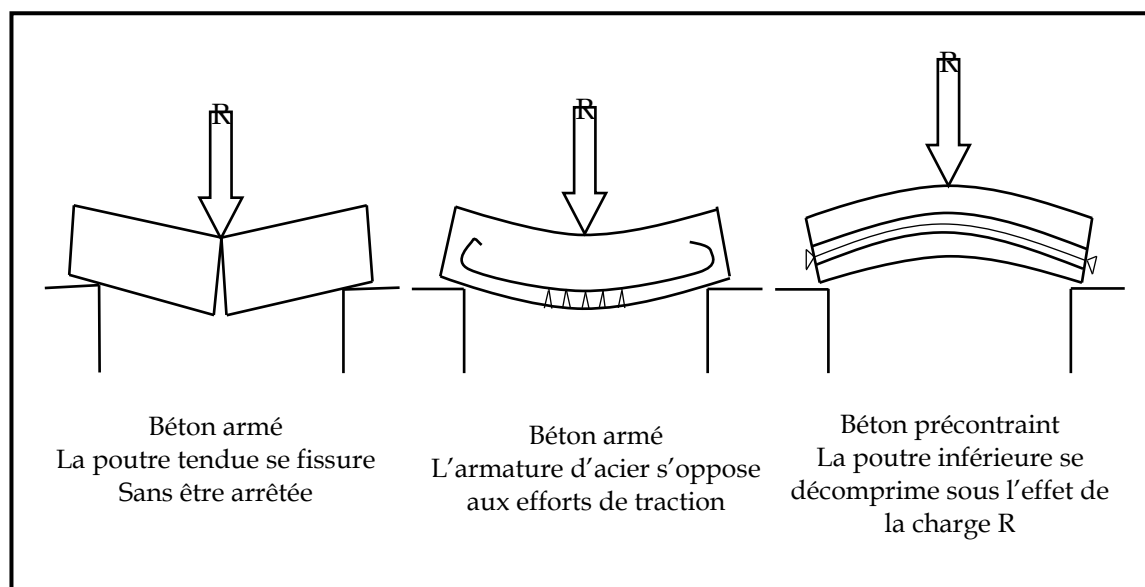


Figure 10 : Une poutre déformée sous efforts extérieurs.

## 2- Mode de précontrainte [14] :

Pour réaliser la précontrainte, il existe principalement deux procédés :

### A. Précontrainte par pré-tension :

Cette technique est utilisée principalement en préfabrication et permet la production de poutres, poteaux, dalles précontraintes...etc.

Les câbles de précontrainte sont disposés et tendus dans des bancs de précontrainte. Le béton est coulé au contact de ces armatures. Dès que sa résistance le permet, les câbles libérés mettent le béton en compression par adhérence.

### B. Précontrainte par post-tension<sup>1</sup> :

Après le coulage et le durcissement du béton, les câbles de précontrainte sont passés dans des gaines, préalablement mises en place dans le béton, et les ancrages, jusqu'à des vérins qui permettent leur mise en tension. Lorsque les câbles sont libérés le béton est alors mis en compression. La tension des câbles est contrôlée par la mesure de leur allongement. Une fois les vérins démontés et les câbles coupés à leurs extrémités, les gaines sont injectés d'un coulis cimentaire pour protéger les câbles de la corrosion. Notons que la post-tension peut être intérieure ou extérieure au béton. Cette dernière permet le changement des câbles endommagés voire le renforcement de structures soumises à des charges supérieures à celles initialement prévues.

On distingue différentes possibilités de post-tension [15] :

- **par câbles ou fils adhérents** : cela suppose que le câble puisse glisser dans le béton sans créer des frottements exagérés. Ce procédé, peu courant, peut utiliser un produit retardateur enduisant les câbles avant le coulage du béton (graisse spéciale, LUBABON...);
- **par câbles glissants dans des conduits** (gainés métalliques. gainés plastiques. tubes métalliques): c'est bien le procédé le plus connu et utilisé.

---

<sup>1</sup> Dans ce chapitre nous parlerons plus de post-tension, Parce que nous allons utiliser cette technique dans notre exemple de calcul.

### III. PHASES D'EXECUTION :

#### 1- La précontrainte par pré-tension [15] :

Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier, le processus de fabrication se décompose en :

- Mise en place des coffrages (coffrages métalliques de grande longueur, articulés pour faciliter le décoffrage) ;
- Si les coffrages déjà existant, les moules doivent être nettoyés ;
- Mise en place d'huile de décoffrage sur les moules pour empêcher le béton de coller aux parois du moule ;
- Déroulement des armatures (fils non lisses ou torons) et blocage aux extrémités dans des plaques d'ancrage. La longueur de tels bancs peut atteindre, voire dépasser, les 100 mètres ;
- Mise en place des armatures passives : armatures longitudinales, cadres et étriers, pour reprendre les efforts de traction ;
- Mise en place des moules dans leur position finale, mise en place des masques d'extrémités des éléments pour empêcher le béton de s'échapper lors du coulage ;
- Mise en place des déviateurs éventuels<sup>2</sup> ;
- Mise en tension des fils (ou torons) par des vérins placés à une des extrémités. Cette phase de travail est particulièrement dangereuse car, si un fil vient à casser, il peut tout balayer sur son passage par enroulement. C'est pourquoi, on dispose des blindages en bois très épais autour des points de travail derrière les dispositifs d'ancrage ;
- Mise en place du béton par pont-roulant ou grue ;
- Vibration du béton en général par vibration extérieure grâce à des vibreurs excentriques placés sur les moules ou sous le banc ;
- Lissage de la partie supérieure à la règle pour assurer une surface correcte ;
- Étuvage, si nécessaire, pour accélérer la prise et le durcissement du béton ;
- Décoffrage ;
- Détensions des fils aux plaques d'ancrages des extrémités du banc lorsque la résistance du béton est suffisante pour supporter l'effort de précontrainte ;
- Découpage des fils situés entre deux éléments préfabriqués ;
- Manutention et stockage des éléments en prenant soin de ne pas les retourner, ni de les stocker avec des points d'appui intermédiaires.

---

<sup>2</sup> Dispositifs permettant de transformer le tracé rectiligne du fil ou toron en une ligne brisée pour limiter, le moment isostatique de précontrainte qui est toujours défavorable aux extrémités des poutres (Figure 13).

Les bancs de précontrainte d'une longueur de l'ordre d'une centaine de mètres sont constitués de :

- Deux culées d'extrémité ancrées dans le sol et capables de résister à l'effort de traction des câbles (fils ou torons) lors de la mise en tension ;
- Un coffrage linéaire pour poutres, poutrelles, pannes de toiture, prédalles, dalles alvéolées comportant des coffrages en about de chaque élément.

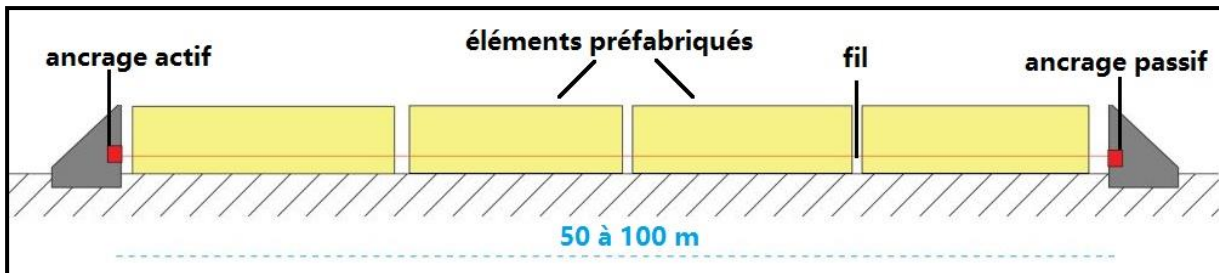


Figure 11 : Exemple de banc de précontrainte en usine (pré-tension).

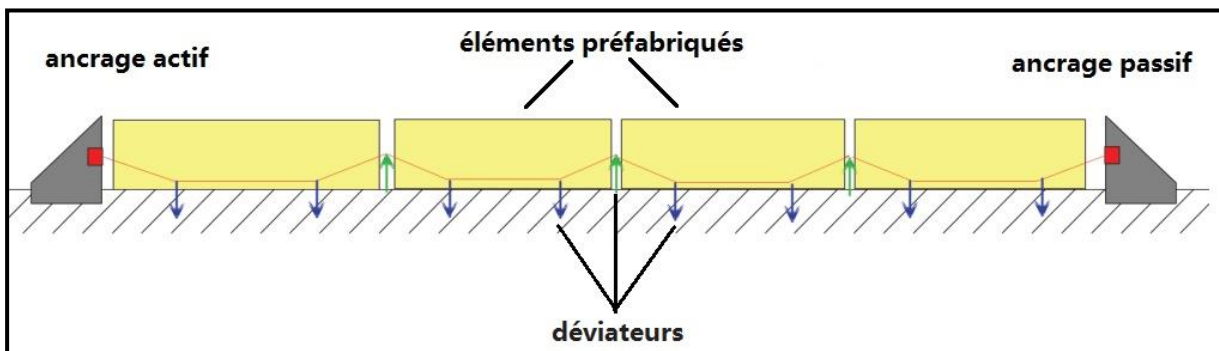


Figure 12 : Exemple de câbles avec déviateurs.

## 2- La précontrainte par post-tension [15] :

Les procédures suivantes concernent le cas le plus courant de précontrainte par post-tension, réalisée sur le chantier :

### A. Mise en place du coffrage :

La préparation des coffrages porte principalement sur les points suivants :

- La vérification du positionnement et de la stabilité ;
- La nécessité de l'étanchéité ;
- Le nettoyage ;
- La préparation de la surface avec les produits de démoulage pour limiter les phénomènes d'adhérence.

**B. Mise en place des armatures passives :**

Les armatures passives sont constituées de barres longitudinales, de cadres, d'épingles, d'étriers, de chaises et de support des gaines<sup>3</sup>.

**C. Mise en place des conduits :**

La mise en place des gaines se fait à travers leur fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.

D'une façon générale les conduits sont posés vides<sup>4</sup> et sont réalisés à partir de gaines rigides fixées à la main, de tubes ou gaines en matière plastique, ou de tubes en acier.



Figure 13 : Une gaine utilisée dans la précontrainte par post-tension.

**D. Mise en place de l'étanchéité des gaines :**

La continuité de l'étanchéité doit être assurée par collage de rubans adhésifs au droit des jonctions entre les éléments constituant un conduit (raccords) ou trous accidentels faits lors des travaux [16].

<sup>3</sup> Espacées de 0,50 à 1 m suivant le diamètre des gaines.

<sup>4</sup> L'ajout de conduits vides peut permettre de pallier les aléas lors de la réalisation de l'ouvrage en mettant en œuvre une précontrainte complémentaire le cas échéant.

### E. Mise en place des tromplaques (plaques d'appuis) :

Cette étape concerne la mise en place des tromplaques aux extrémités des gaines sous l'emplacement futur des ancrages. La tromplaque est une pièce moulée de l'ancrage assurant les fonctions à la fois de la plaque<sup>5</sup> et de la trompette<sup>6</sup>.

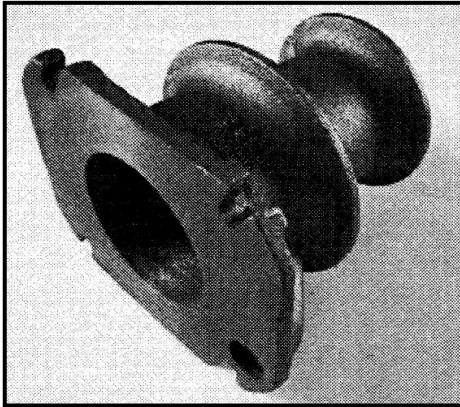


Figure 14 : Une tromplaque.



Figure 15 : Une tromplaque après le collage du béton.

### F. Coulage du béton :

Le bétonnage est généralement effectué par pompage ce qui peut permettre le coulage de gros volumes en un temps réduit [18]. Cette opération ne demande pas de précaution particulière (avec notamment l'utilisation des bétons autoplaçants) par rapport au béton traditionnel où l'opération de vibration est extrêmement importante.

### G. Vibration du béton :

Les bétons pour béton armé ou précontraint sont mis en œuvre par vibration, sauf dans le cas d'emploi de béton autoplaçant<sup>7</sup>. La vibration interne ou les procédés utilisés doivent assurer le remplissage des moules ainsi que l'homogénéité et la compacité du béton mis en place.

L'épaisseur des couches serrées par vibration superficielle est limitée à 15 cm pour les bétons fortement armés ou précontraints [16].

<sup>5</sup> La plaque d'appui c'est une pièce assurant le transfert de la force de précontrainte dans le béton [17].

<sup>6</sup> La trompette c'est la pièce située derrière la plaque d'ancrage qui a pour fonction le raccordement des conduits à l'ancrage et permet l'épanouissement des torons entre le conduit et la tête d'ancrage [17].

<sup>7</sup> Le béton autoplaçant, ou BAP, est généralement employé dans la construction en béton armé. Il s'agit d'un béton suffisamment fluide. C'est en ajoutant au béton classique des adjuvants (super-plastifiants, agents de viscosité...) qu'on a réussi à concevoir le béton autoplaçant.

### H. Enfilage des câbles :

Pendant le durcissement du béton<sup>8</sup>, on peut faire l'enfilage des câbles pour passer à l'étape suivante.

Il existe deux méthodes d'enfilage du câble dans le conduit [19] :

- La plus utilisée consiste à pousser le toron à très grande vitesse (1 à 6 m/s) directement dans le conduit ;
- La moins fréquente consiste à enfiler, par traction au treuil, un câble préalablement fabriqué et enroulé en atelier.

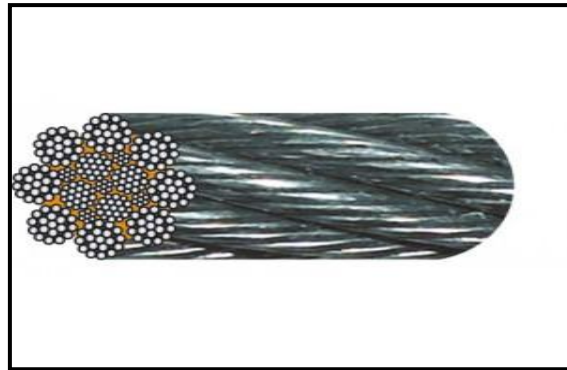


Figure 16 : Exemple d'un câble de précontrainte.

### I. Mise en place des ancrages :

C'est la mise en place des plaques d'ancrage et les clavettes de blocage des torons (ou fils) dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.



Figure 17 : Bloc d'ancrage avec ses clavettes.

<sup>8</sup> Durcissement du béton pour atteindre une certaine valeur de résistance (résistance minimale) pour autoriser la mise en tension.

Lorsque l'enfilage des torons du câble ne se fait pas directement au travers de la tête d'ancrage, il faut veiller à ce que les torons ne soient pas croisés devant la tête lorsqu'on la pose sur le câble, cela générerait des frottements parasites et éventuellement des ruptures [19].

#### **J. Mise en place du vérin sur le câble :**

Elle doit assurer la bonne coaxialité du vérin et du câble ainsi que le bon centrage du vérin sur la tête d'ancrage. Notons que l'utilisation de manipulateurs et de vérins à prise automatique du câble, facilitent la bonne mise en place [19].



Figure 18 : Le vérin de mise en tension.

#### **K. Le contrôle avant la mise en tension [17] :**

Avant leur mise en tension :

- les câbles doivent pouvoir librement glisser longitudinalement dans leur gaine lorsque leurs extrémités sont libres ;
- surveiller à vide le bon fonctionnement du vérin et de la pompe ;
- à la mise en place du vérin sur la barre, vérifier le centrage par rapport à la plaque d'ancrage ;
- vérifier que toutes les pièces d'adaptation à l'arrière du vérin sont en contact et centrées ;
- vérifier l'existence d'un emplacement suffisant pour le dégagement du vérin après la mise en tension.

### **L. Mise en tension des câbles :**

La mise en tension peut être autorisée lorsque le béton présente une résistance  $f_c$  suffisante, celle-ci est vérifiée par une éprouvette d'information effectuée au préalable soit in situ, soit sur des éprouvettes prélevées sur la dernière zone d'ancrage bétonnée<sup>9</sup>.

La mise en tension peut être réalisée armature par armature ou par groupes d'armature.

La mise en tension est :

- d'un seul côté pour les câbles courts (un ancrage actif à une extrémité et un ancrage passif à l'autre : moins de 50 m par exemple)
- deux côtés pour les câbles longs (un ancrage actif à chaque extrémité).

On mesure la longueur du câble sortant derrière le vérin à chaque étape de mise en tension (3 étapes) pour les comparer aux valeurs calculées par le bureau d'études et s'assurer que la mise en tension du câble tout au long de son tracé est correcte [15].

### **M. Le contrôle de la mise en tension :**

Le contrôle de la mise en tension est nécessaire, pour contrôler cette étape, nous mesurons l'allongement, qui est obligatoire pour chaque câble. A cet effet, on procède pour chaque câble de la manière suivante [20] :

- Mise en tension jusqu' à développer un effort dont l'intensité est comprise entre 20 et 30% de l'effort utile prévu dans le programme de mise en tension afin de supprimer le mou du câble et de permettre un contrôle exact de l'allongement (détermination du zéro);
- Mise en place des repères aux deux extrémités des câbles et mesure de leur position par rapport aux plaques de répartition ;
- Mesure de la position des repères à chaque étape de la mise en tension<sup>10</sup> ;

---

<sup>9</sup> Le béton utilisé pour réaliser les essais doit être représentatif du béton des zones d'ancrage de la précontrainte [16].

<sup>10</sup> On peut mesurer l'allongement du câble à partir d'un manomètre branché directement sur la pompe [16].

- Mesure de l'allongement résultant de l'augmentation de l'effort entre deux étapes de la mise en tension ou du raccourcissement résultant d'une diminution de l'effort.

Nous suivons les étapes de mesure de l'allongement comme suit [16] :

- Si  $P_0$  est la pression, et  $\xi_0$  est l'allongement prévu en fin d'opération (résultant des calculs), les allongements sont mesurés successivement :
  - ✓ A au moins 3 paliers<sup>11</sup> de pression inférieure à  $0,90 P_0$  ;
  - ✓ A un palier dit de pression d'alerte  $P_A$  proche de  $0,95 P_0$  ;
  - ✓ A  $P_0$  ou légèrement en-dessous si  $1,10 \xi_0$  est atteint.
- La montée en tension est arrêtée si  $P_0$  est atteinte ou si l'allongement réel atteint  $1,10 \xi_0$ .

Pendant la mise en tension, il doit être vérifié l'absence de déformations importantes pour les accessoires d'ancrage.

#### **N. Le contrôle après la mise en tension [17] :**

Après la mise en tension, il faut :

- vérifier la position des clavettes dans les têtes d'ancrage :
  - ✓ rentrées homogènes ;
  - ✓ observations visuelles : fissuration éventuelle...
- vérifier l'absence de glissement des torons par rapport aux clavettes ;

#### **O. Protection définitive par injection :**

Les armatures de précontrainte doivent être en permanence protégées contre la corrosion afin d'assurer la pérennité de la précontrainte depuis la protection provisoire jusqu'à la protection définitive.

L'injection des conduits et des ancrages a pour but de remplir les vides des conduits, de protéger les armatures contre les agents corrosifs et de passiver l'acier utilisé.

---

<sup>11</sup> Paliers prédéterminés, généralement définis tous les 100 bars [17].

On distingue deux types de méthode d'injection :

- la méthode "traditionnelle" : Par pompage à une extrémité (point bas) ;
- la méthode de l'injection "sous vide d'air" : Aspiration de l'air du conduit à l'extrémité opposée à celle de l'injection.

D'autre part, il y a plusieurs produits utilisés pour la protection (l'injection) [17] :

- Protection par un coulis d'injection constitué de ciment, d'adjuvant et d'eau ;
- Protection par un produit souple, produit pétrolier ;
- Protection par un gel viscoélastique de polymère époxy.

#### **IV. CONCLUSION :**

Dans ce chapitre, nous avons pu mettre en évidence la technique de précontraint surtout en post-tension, mais sans beaucoup de détail. Nous pouvons dire que cette technique porte plusieurs points positifs par rapport aux autres techniques de béton sont :

- Une compensation partielle ou complète des actions des charges.
- Une économie appréciable des matériaux.
- Augmentation des portés économiques.
- Une réduction des risques de corrosion.

En même temps, nous trouvons que le béton précontraint (par post-tension), comparé au béton ordinaire, peut présenter les inconvénients suivants :

- La nécessité de matériaux spécifiques.
- La nécessité de main d'œuvre qualifié.
- La nécessité d'équipements particuliers.
- Risque de rupture à vide par excès de compression.
- Un calcul relativement complexe.

**CHAPITRE 03 :**  
**ETUDE DE LA POUTRE**

## **I. INTRODUCTION :**

Les calculs concernés pour une poutre en béton précontraint sous l'effet des charges permanentes et surcharges routières roulants sont basés sur un ensemble des étapes pour trouver un résultat correct.

Au début, on doit évaluer toutes les sollicitations dues aux charges, surtout les surcharges routières qui sont soumises à des modèles spéciaux bien définis sur le fascicule 61, avec un calcul de RDM qui permet de déterminer les sollicitations les plus défavorables.

Ensuite, l'étude de la précontrainte est basée sur les lois de BPEL, pour déterminer la valeur de la précontrainte après les pertes, cette valeur est intégrée dans les combinaisons fournies par le BPEL pour faire une vérification finale.

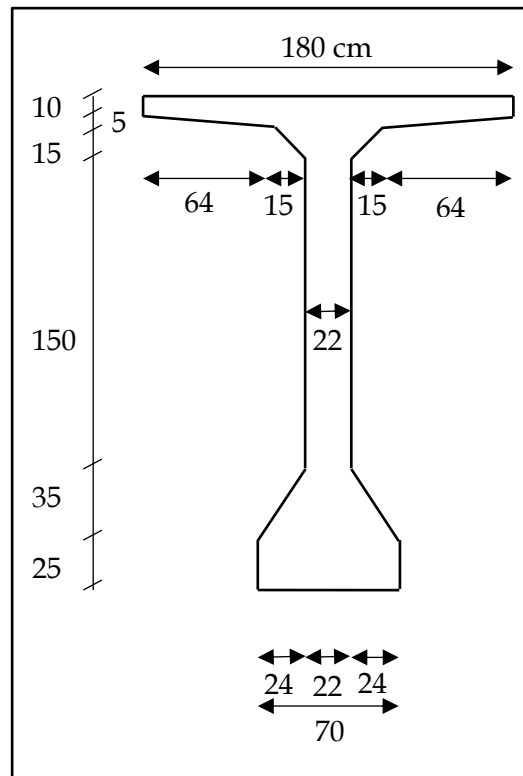
**II. PRESENTATION DU PROJET :**

Notre projet, consiste en l'étude d'une poutre dans le viaduc de DIDOUCHE Mourad à Constantine. Cette poutre représente une des cinq poutres identiques en béton précontraint par post-tension adoptées pour le tablier de ce viaduc (Figure 20).

Les poutres sont solidarisiées entre-elles par des entretoises d'about de (0,4×1,65 m) de dimensions sur les piles et sur les culées et surmontées d'un hourdis en béton armé de 25 cm d'épaisseur. Les poutres sont supportées par les chevêtres des piles et les culées par l'intermédiaire des appareils d'appui type élastomères frettés. L'espacement des poutres dans le sens transversal est de 2,855 m.

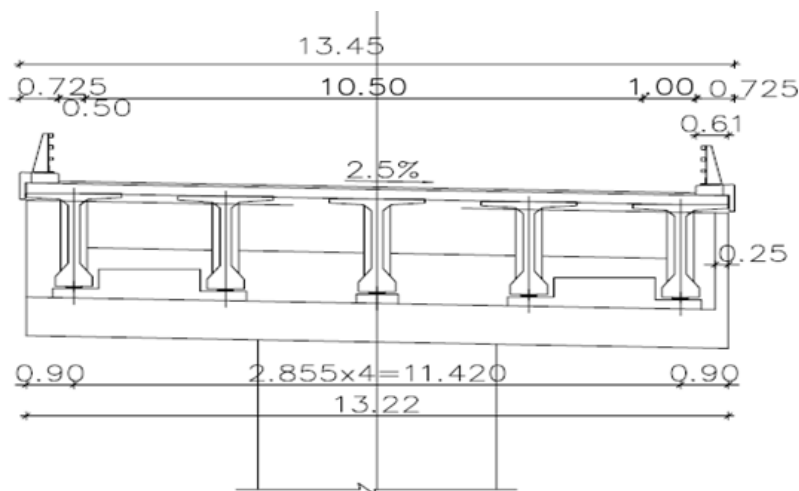
Les caractéristiques de la poutre sont :

- La poutre est en forme I ;
- Les poutres sont de 37 m de long et ont une portée de 36 m ;
- La hauteur est de 2,40 m ;
- La table de compression (la semelle supérieure) est de 1,80 m de largeur et d'épaisseur variable (10 / 30 cm) ;
- Le talon (la semelle inférieure) est de 70 cm de largeur et d'épaisseur de 25/60cm ;
- La lame de la poutre est de 22 cm d'épaisseur et de 1,50 m d'hauteur.



**Figure 19 : caractéristiques géométrique de la poutre**

**N.B :** On fait les calculs de la précontrainte sur la poutre plus sollicitée.



**Figure 20 : Section transversal du tablier.**

**III. HYPOTHESES ET DONNEES DE CALCUL :**

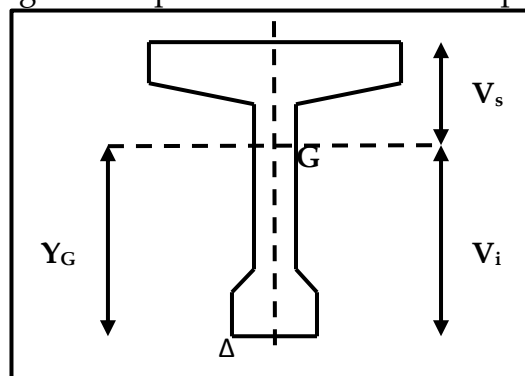
Au cours du traitement de ce chapitre, on va baser sur les hypothèses suivantes :

- La poutre à une section constante sur toute la longueur ;
- Les sections droites restent planes ;
- Les contraintes des matériaux sont proportionnelles à leurs déformations ;
- Le béton tendu résiste à la traction (Classe II) ;
- Les matériaux ne subissent aucun glissement relatif.

**IV. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE :**

**A. Notation :**

Les propriétés géométriques liées au calcul de la poutre sont :



**Figure 21 : Poutre en forme I**

- $(\Delta)$  : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême ;
- $h$  : la hauteur de la section ;
- $A_i$  : aire de la section (i) ;
- $B = \sum A_i$  : c'est la section de la poutre ;
- $Y_i$  : position du centre de gravité de la section (i) par rapport à l'axe  $\Delta$  ;
- $Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$  : la position du centre de gravité de la poutre ;
- $S_{/\Delta} = Y_G \cdot B$  : Moment statique ;
- $V_i = \frac{S_{/\Delta}}{B}$  : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure ;
- $V_s = h - V_i$  : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure ;
- $I_0$  : Moment d'inertie propre de la section considérée par rapport à son centre de gravité ;

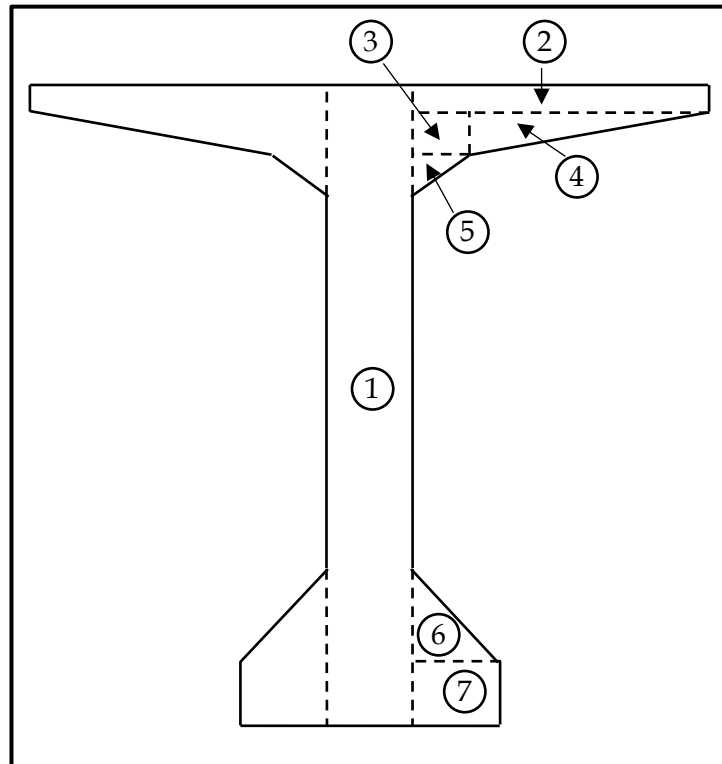
➤ Pour une section triangulaire :  $I_0 = \frac{bh^3}{36}$  ;

➤ Pour une section rectangulaire :  $I_0 = \frac{bh^3}{12}$ .

- $I_G = \sum (I_{0i} + A_i (Y_i - Y_G)^2)$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité ;
- $I_{/\Delta} = I_G + B.Y_G^2$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe  $\Delta$  ;
- $\rho = \frac{I/G}{BV_i V_s}$  : le rendement de la section.

**B. Les caractéristiques géométriques :**

On peut diviser la section de la poutre en plusieurs surfaces :



**Figure 22 : Les sections partielles de la poutre.**

Donc les caractéristiques géométriques

Section	Désignation	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$Y_i$ (m)	$S_{i/\Delta}$ (m <sup>3</sup> )	$I_{0i}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{i/\Delta}$ (m <sup>4</sup> )
A <sub>1</sub>	1x1	0,528	1,200	0,634	0,253440	1,014
A <sub>2</sub>	2x2	0,158	2,350	0,371	0,000132	0,873
A <sub>3</sub>	2x3	0,015	2,275	0,034	0,000003	0,078
A <sub>4</sub>	2x4	0,032	2,283	0,073	0,000004	0,167
A <sub>5</sub>	2x5	0,023	2,200	0,050	0,000028	0,109
A <sub>6</sub>	2x6	0,084	0,367	0,031	0,000572	0,012
A <sub>7</sub>	2x7	0,120	0,125	0,015	0,000625	0,003

**Tableau 11 : les caractéristiques géométriques.**

- $B = \sum_{(i=1;7)} A_i = 0,9595$  ;
- $S_{/\Delta} = \sum_{(i=1;7)} S_{i/\Delta} = 1,209 \text{ m}^3$ ;
- $V_i = \frac{S_{/\Delta}}{B} = \frac{1,209}{0,9595} = 1,26 \text{ m}$ ;
- $V_s = h - V_i = 2,4 - 1,226 = 1,14 \text{ m}$ ;
- $I_{/\Delta} = \sum_{(i=1;7)} I_{i/\Delta} = 2,258 \text{ m}^4$ ;
- $I_G = I_{/\Delta} - B.V_i^2 = 2,258 - 0,9595 \times 1,26^2 = 0,7349 \text{ m}^4$ ;
- $\rho = \frac{I/G}{BV_iV_s} = \frac{0,7964}{1 \times 1,207 \times 1,193} = 53\%$ .

## V. CHARGES ET SURCHARGES :

### 1- Calcul des charges et surcharges :

Dans cette partie on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter, Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être :

- ✓ La charge permanente (G) ;
- ✓ Les surcharges routières (S).

#### A. Les données de calcul :

- L'épaisseur de la dalle :  $e_{\text{ dalle}} = 0,25 \text{ m}$  ;
- La largeur de la dalle :  $l_{\text{ dalle}} = 13,22 \text{ m}$  ;
- Le revêtement en BB<sup>1</sup> avec une épaisseur de :  $e_{\text{ revêtement}} = 0,08 \text{ m}$  ;
- La largeur de la chaussée :  $l_{\text{ chaussée}} = 12 \text{ m}$  ;
- La masse volumique du béton :  $\gamma_{\text{ Béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$  ;
- La masse volumique du BB :  $\gamma_{\text{ BB}} = 2,3 \text{ t/m}^3$  ;
- La surface de la section poutre :  $A_{\text{ poutre}} = 0,9595 \text{ m}^2$  ;
- Le nombre des poutres :  $N_{\text{ poutres}} = 5$  ;
- La surface de la section corniche :  $A_{\text{ corniche}} = 0,24 \text{ m}^2$  ;
- La largeur de la corniche :  $b_{\text{ corniche}} = 0,725 \text{ m}$  ;
- Le nombre des corniches :  $N_{\text{ corniches}} = 2$  ;

#### B. Les charges permanentes :

##### ➤ Poids propre des poutres :

$$P_{\text{ poutres}} = A_{\text{ poutre}} \times \gamma_{\text{ Béton}} \times N_{\text{ poutres}} \Rightarrow P_{\text{ poutres}} = 12 \text{ t/m}$$

##### ➤ Poids propre de la dalle :

$$P_{\text{ dalle}} = e_{\text{ dalle}} \times l_{\text{ dalle}} \times \gamma_{\text{ Béton}} \Rightarrow P_{\text{ dalle}} = 8,26 \text{ t/m}$$

<sup>1</sup> BB : c'est le Béton Bitumineux.

➤ **Le revêtement :**

$$P_{\text{revêtement}} = e_{\text{revêtement}} \times l_{\text{chaussée}} \times \gamma_{\text{BB}} \Rightarrow P_{\text{revêtement}} = 2,21 \text{ t/m}$$

➤ **Les corniches :**

$$P_{\text{corniches}} = A_{\text{corniche}} \times \gamma_{\text{Béton}} \times N_{\text{corniches}} \Rightarrow P_{\text{corniches}} = 1,4 \text{ t/m}$$

➤ **Les gardes-corps :**

Le chapitre 4 du fascicule 61, titre II (Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art) [21] donne une équation pour évaluer la charge des garde-corps :

$$P_{\text{gardes-corps}} = 500 \times (1 + b_{\text{corniche}}) = 862,5 \text{ N/m} \Rightarrow P_{\text{gardes-corps}} \approx 0,10 \text{ t/m}$$

Donc la charge permanente totale est :

$$P_G = P_{\text{poutres}} + P_{\text{dalle}} + P_{\text{revêtement}} + P_{\text{corniches}} + P_{\text{gardes-corps}} \Rightarrow P_G = 24,42 \text{ t/m}$$

$$R_{\text{max}} = R_A = R_B = \frac{PL}{2} = 439,56 \text{ t.}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{PL^2}{8} = 3956,04 \text{ t.m}$$

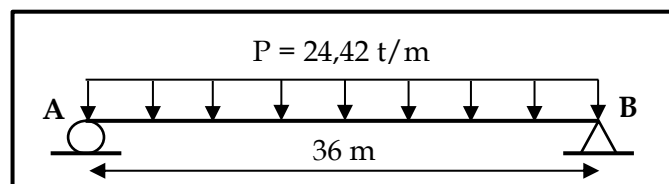


Figure 23 : La répartition de la charge permanente sur la poutre

**C. Les surcharges routières :**

A l'aide du fascicule 61, titre II, on trouve :

- La largeur roulable :  $L_r = 12 \text{ m}$  ;
- La largeur chargeable :  $L_c = L_r = 12 \text{ m}$  ;
- Le pont de 1<sup>er</sup> classe (car  $L_r = 12 > 7\text{m}$ ) ;
- Le nombre de voies :  $N = \frac{L_c}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ voies.}$

D'après le fascicule précédent, les surcharges à utilisées pour les calculs des surcharges sont les suivantes :

**C.1. La surcharge de type A (L) :**

Le système A est constitué d'une charge uniformément répartie dont l'intensité (en  $\text{kg/m}^2$ ) est dégressive suivant la longueur totale chargée  $L$ , exprimée en mètres :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}, \text{ avec } L : \text{c'est la portée de la poutre.}$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{36+12} = 980 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow \boxed{A(L) = 0,98 \text{ t/m}^2}$$

Après avoir calculé la valeur de A(L), nous pouvons calculer cette charge à partir la relation suivante :  $P_{A(L)} = [A(L) \times a_1 \times a_2] \times \text{Largeur chargée}$ .

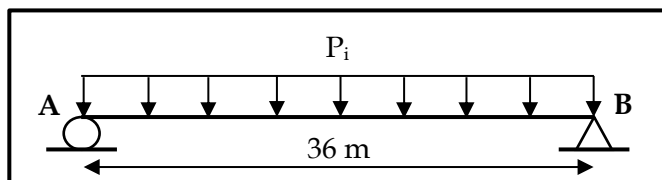
- $a_1$  : coefficient en fonction de nombre de voies chargées et le classe du pont <sup>2</sup>;
- $a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3,5}{3} = 1,17$  ; ( $V = 3 \text{ m}$  : c'est la largeur d'une voie,  $V_0 = 3,5$  : coefficient en fonction du classe du pont<sup>3</sup>).

Donc on trouve :

Nombre de voies chargées	$a_1$	$a_2$	$A(L) \times a_1 \times a_2$	Largeur chargée (m)	$P_{A(L)} \text{ (t/m)}$
1	1	1,17	1,15	3	3,44
2	1	1,17	1,15	6	6,88
3	0,9	1,17	1,03	9	9,29
4	0,75	1,17	0,86	12	10,32

**Tableau 12 : les valeurs de  $P_{A(L)}$  en fonction de la voie chargée.**

Alors :



$R_i \text{ (t)}$	$M_i \text{ (t.m)}$
62,52	562,70
124,44	1119,58
167,64	1508,78
186,36	1677,26

**Figure 24 : La répartition de la charge  $P_{A(L)}$  sur la**

Avec :  $R_i = \frac{P_i L}{2}$  et  $M_i = \frac{P_i L^2}{8}$

## C.2. La surcharge de système B :

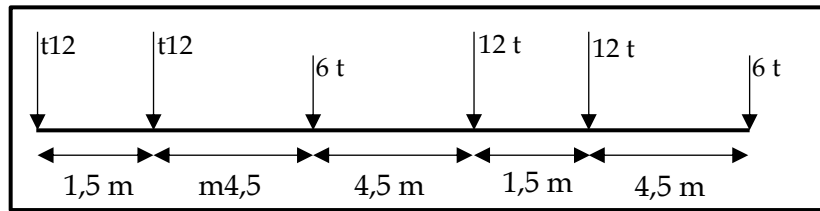
### C.2.1. Le système B<sub>c</sub> :

#### Présentation du système B<sub>c</sub> :

Les charges de ce système sont positionnées comme suite :

<sup>2</sup> Voir le tableau 01 de l'annexe 01.

<sup>3</sup> Voir le tableau 02 de l'annexe 01.



**Figure 25 : La forme des charges du système B<sub>c</sub>**

**Le coefficient de majoration dynamique :**

Les charges de système B sont frappées de majoration dynamique, le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times l} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}, \text{ avec :}$$

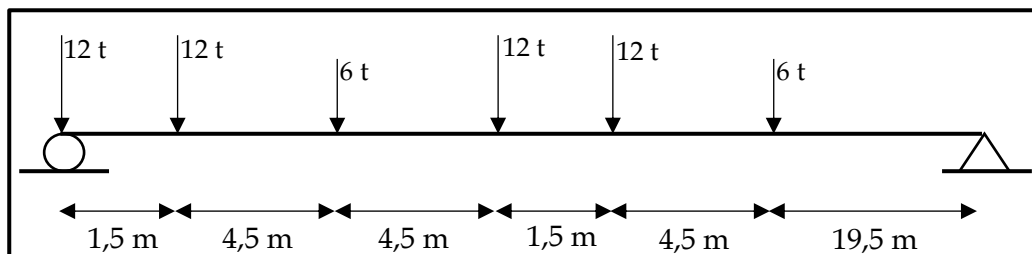
- l : la portée de la poutre ;
- G : la charge permanente ( $G = 24,42 \times 36 = 879,12 \text{ t}$ ) ;
- S : la surcharge ( $S = \text{nombre de files considérées} \times 60 \times b_c$ ) ;
- $b_c$  : coefficient en fonction de nombre de files considérées et le classe du pont<sup>4</sup>.

Nombre de files considérées	$b_c$	S	$\delta$
1	1,2	72	1,06
2	1,1	132	1,07
3	0,95	171	1,08
4	0,8	192	1,08

**Tableau 14 : les valeurs du coefficient de majoration pour le système B<sub>c</sub>.**

**Les réactions maximales :**

Pour le calcul des réactions, on utilise la méthode générale de calcul des forces ponctuelles. La position dans laquelle la réaction est maximale :



**Figure 26 : La position de la surcharge B<sub>c</sub> sur la poutre pour trouver**

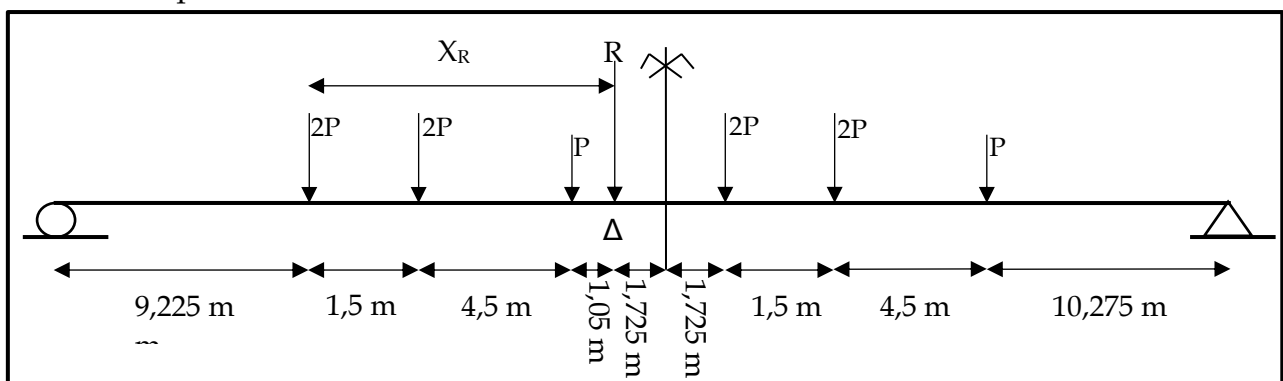
<sup>4</sup> Voir le tableau 03 de l'annexe 01.

Nombre de files considérées	R (t)	$R_{max} = R \times \delta \times b_c$
1	57,89	61,37
2	106,15	113,58
3	137,50	148,51
4	154,42	166,75

**Tableau 15 : les valeurs de  $R_{max}$  sous la surcharge  $B_c$**

**Les moments maximaux :**

Pour déterminer le moment max de notre cas, on doit positionner le système  $B_c$  qui se compose de camions de 30t, tel que la force résultante soit symétrique par rapport à l'axe de la poutre avec le dernier essieu du dernier camion<sup>5</sup>.



**Figure 27 : La position de la surcharge  $B_c$  sur la poutre pour trouver  $M_{max}$ .**

On a :  $X_R = \frac{\sum X_i P_i}{\sum P_i} \Rightarrow X_R = 7,05 \text{ m.}$

Après les calculs, on trouve :

Nombre de files considérées	$M_\Delta$ (t.m)	$M_{max} = M_\Delta \times \delta \times b_c$
1	464,94	492,84
2	852,39	912,06
3	1104,23	1192,57
4	1239,84	1339,03

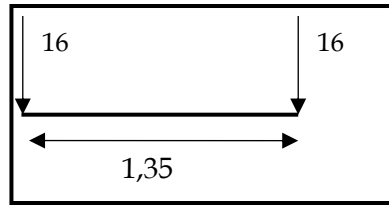
**Tableau 16 : les valeurs de  $M_{max}$  sous la surcharge  $B_c$**

**C.2.2. Le système  $B_t$  :**

**Présentation du système :**

Les charges de ce système sont positionnées comme suite :

<sup>5</sup> On utilise la méthode de Barré.



**Figure 28 : La forme de la charge du système B<sub>t</sub>**

**Le coefficient de majoration dynamique :**

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times l} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}, \text{ avec :}$$

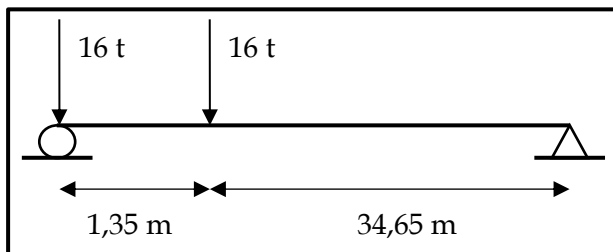
- S : la surcharge (S= nombre de files considérées×32×b<sub>t</sub>) ;
- b<sub>t</sub> : coefficient en fonction de la classe du pont<sup>6</sup> .

Nombre de files considérées	b <sub>t</sub>	S	Δ
1	1	32	1,05
2	1	64	1,06
3	1	96	1,06
4	1	128	1,07

**Tableau 17 : les valeurs du coefficient de majoration pour le système B<sub>t</sub>.**

**Les réactions maximales :**

La position dans laquelle la réaction est maximale :



**Figure 29 : La position de la surcharge B<sub>t</sub> sur la poutre pour trouver R<sub>max</sub>.**

Nombre de files considérées	R (t)	R <sub>max</sub> = R×δ×b <sub>t</sub>
1	31,40	32,97
2	62,80	66,57
3	94,20	99,85
4	125,60	134,39

**Tableau 18 : les valeurs de R<sub>max</sub> sous la surcharge B<sub>t</sub>**

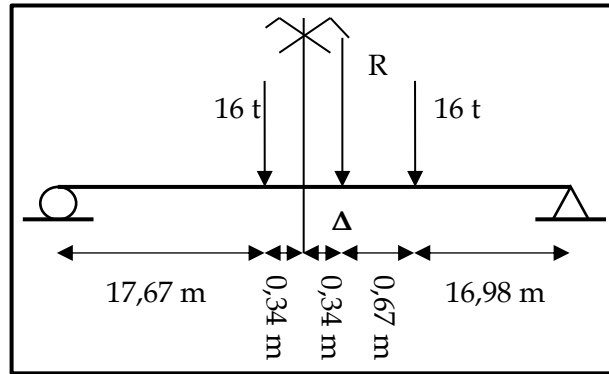
**Les moments maximaux :**

La position dans laquelle le moment est maximal :

Nombre de files considérées	M <sub>Δ</sub> (t.m)	M <sub>max</sub> = M×δ×b <sub>t</sub>
1	277,30	291,16
2	554,59	587,87
3	831,90	881,81
4	1109,20	1186,84

**Tableau 19 : les valeurs de M<sub>max</sub> sous la surcharge B<sub>t</sub>**

<sup>6</sup>Voir le tableau 04 de l'annexe 01.

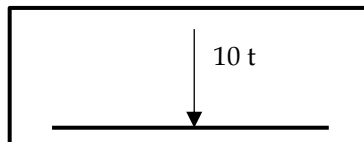


**Figure 30 : La position de la surcharge  $B_t$  sur la poutre pour trouver  $M_{max}$ .**

**C.2.3. Le système  $B_r$  :**

**Présentation du système :**

Les charges de ce système sont positionnées comme suite :



**Figure 31 : La forme de la charge du système  $B_r$**

**Le coefficient de majoration dynamique :**

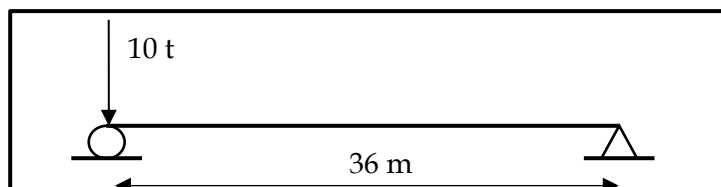
$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 1} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}, \text{ avec : } S = 10 \text{ t.}$$

Donc :  $\delta = 1,05$ .

**La réaction maximale :**

$$R = 10 \text{ t} \Rightarrow R_{max} = R \times \delta$$

$$\Rightarrow R_{max} = 10,5 \text{ t}$$

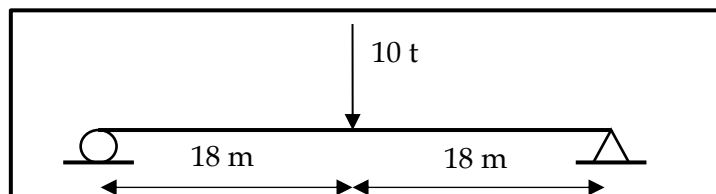


**Figure 32 : La position de la surcharge  $B_r$  sur la poutre pour trouver  $R_{max}$ .**

**Le moment maximal :**

$$M = 90 \text{ t.m} \Rightarrow M_{max} = M \times \delta$$

$$\Rightarrow M_{max} = 94,5 \text{ t.m}$$

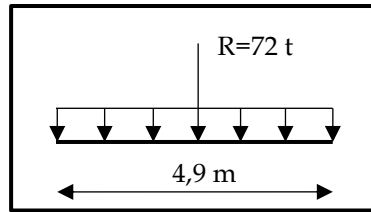


**Figure 33 : La position de la surcharge  $B_r$  sur la poutre pour trouver  $M_{max}$ .**

**C.2.4. Le système militaire  $M_{C80}$  :**

**Présentation du système :**

Les charges de ce système sont positionnées comme suite :



**Figure 34 : La forme de la charge du système  $M_{c80}$**

La charge militaire  $M_{c80}$  c'est une charge uniformément répartie sur une longueur de 4,9 m, avec une résultante de 72t.

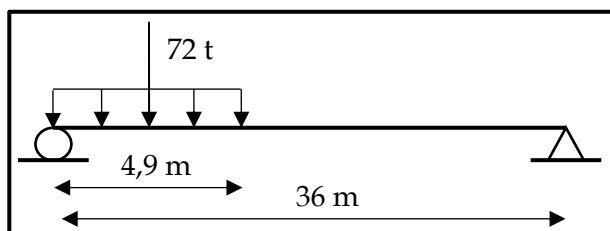
**Le coefficient de majoration dynamique :**

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 1} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{S}}, \text{ avec : } S = 72 \text{ t.}$$

Donc :  $\delta = 1,06$ .

**La réaction maximale :**

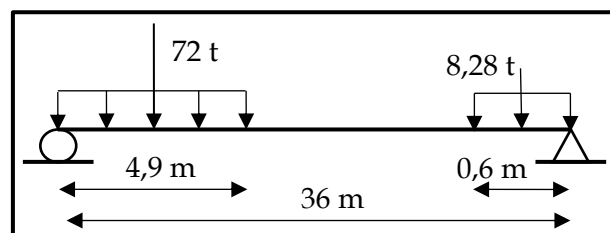
**1<sup>er</sup> cas :**  $R = 67,10 \text{ t} \Rightarrow R_{\max} = R \times \delta$   
 $\Rightarrow R_{\max} = 71,12 \text{ t}$



**Figure 35 : La position de la surcharge  $M_{c80}$  sur la poutre pour trouver  $R_{\max}$ .**

**2<sup>eme</sup> cas :**  $R = 67,17 \text{ t} \Rightarrow R_{\max} = R \times \delta$   
 $\Rightarrow R_{\max} = 71,20 \text{ t}$

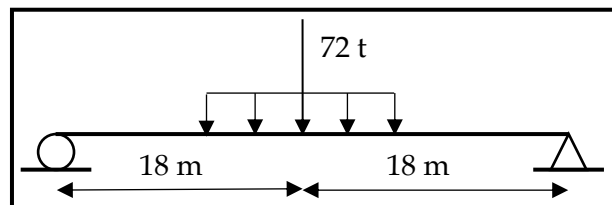
**N.B :** la distance entre deux charges est de 30,5 m au moins.



**Figure 36 : La position de la surcharge  $M_{c80}$  sur la poutre pour trouver  $R_{\max}$**

**Le moment maximal :**

$M = 603,90 \text{ t.m} \Rightarrow M_{\max} = M \times \delta$   
 $\Rightarrow M_{\max} = 640,13 \text{ t.m}$



**Figure 37 : La position de la surcharge  $M_{c80}$  sur la poutre pour trouver  $M_{\max}$**

**C.2.5. Le système militaire  $M_{e80}$  :**

**Présentation du système :**

Les charges de ce système sont positionnées comme suite :

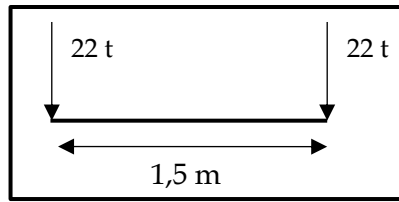


Figure 38 : La forme de la charge du système  $M_{e80}$

**Le coefficient de majoration dynamique :**

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 1} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}, \text{ avec : } S = 44 \text{ t.}$$

Donc :  $\delta = 1,06$

**La réaction maximale :**

$$R = 43,08 \text{ t} \Rightarrow R_{\max} = R \times \delta$$

$$\Rightarrow R_{\max} = 45,67 \text{ t}$$

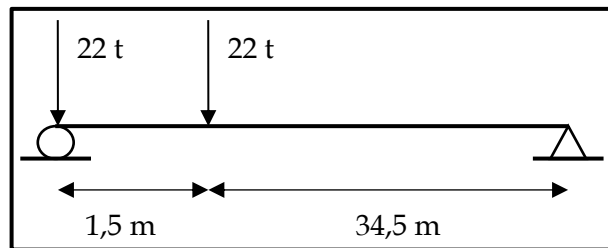


Figure 39 : La position de la surcharge  $M_{e80}$  sur la poutre pour trouver  $R_{\max}$ .

**Le moment maximal :**

$$M = 379,67 \text{ t.m} \Rightarrow M_{\max} = M \times \delta$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 402,45 \text{ t.m}$$

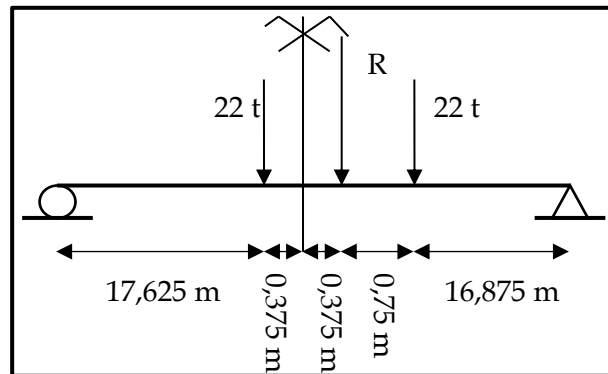


Figure 40 : La position de la surcharge  $M_{e80}$  sur la poutre pour trouver  $M_{\max}$ .

**C.2.6. Le système militaire  $M_{C120}$  :**

**Présentation du système :**

Les charges de ce système sont positionnées comme suite :

La charge militaire  $M_{C120}$  c'est une charge uniformément répartie sur une longueur de 6,10 m, avec une résultante de 110t.

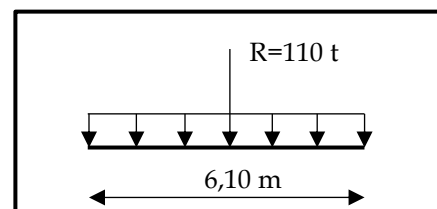


Figure 41 : La forme de la charge du système  $M_{C120}$

**Le coefficient de majoration dynamique :**

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times l} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{S}}, \text{ avec : } S = 110 \text{ t.}$$

Donc :  $\delta = 1,07$ .

**La réaction maximale :**

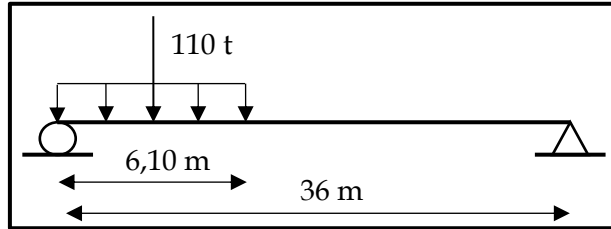
$$R = 100,67 \text{ t} \Rightarrow R_{\max} = R \times \delta$$

$$\Rightarrow R_{\max} = 107,72 \text{ t}$$

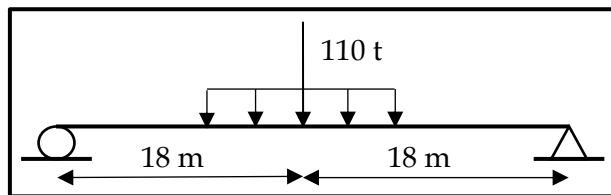
**Le moment maximal :**

$$M = 906,12 \text{ t.m} \Rightarrow M_{\max} = M \times \delta$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 969,55 \text{ t.m}$$



**Figure 42 : La position de la surcharge  $M_{c120}$  sur la poutre pour trouver  $R_{\max}$ .**

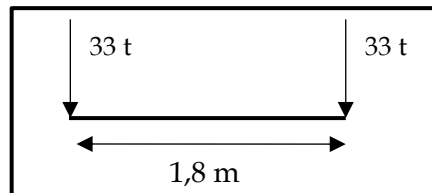


**Figure 43 : La position de la surcharge  $M_{c120}$  sur la poutre pour trouver  $M_{\max}$ .**

**C.2.7. Le système militaire  $M_{e120}$  :**

**Présentation du système :**

Les charges de ce système sont positionnées comme suite :



**Figure 44 : La forme de la charge du système**

**Le coefficient de majoration dynamique :**

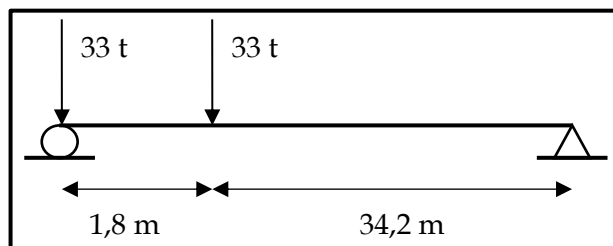
$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times l} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{S}}, \text{ avec : } S = 66 \text{ t.}$$

Donc :  $\delta = 1,06$

**La réaction maximale :**

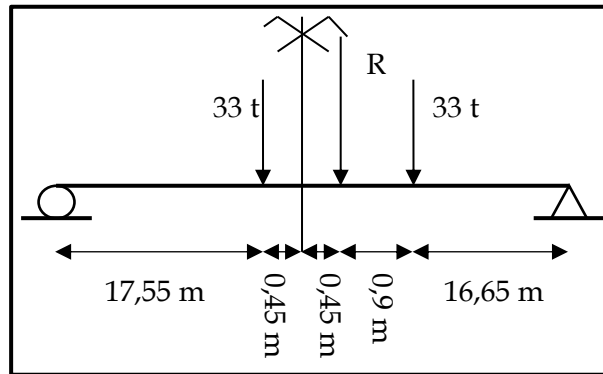
$$R = 64,55 \text{ t} \Rightarrow R_{\max} = R \times \delta$$

$$\Rightarrow R_{\max} = 68,42 \text{ t}$$



**Figure 45 : La position de la surcharge  $M_{e120}$  sur la poutre pour trouver  $R_{\max}$ .**

**Le moment maximal :**



**Figure 46 : La position de la surcharge  $M_{e120}$  sur la poutre pour trouver  $M_{max}$ .**

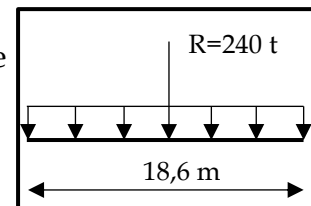
$$M = 568,22 \text{ t.m} \Rightarrow M_{max} = M \times \delta \Rightarrow M_{max} = 602,31 \text{ t.m}$$

**C.2.8. Le convoi exceptionnel  $D_{240}$  :**

**Présentation du système :**

Les charges de ce système sont définies et positionnées comme suite :

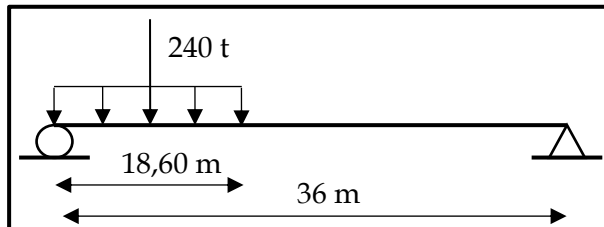
Le convoi exceptionnel  $D_{240}$  c'est une charge surfacique sur une longueur de 6,10 m, avec une résultante de 240t.



**Figure 47 : La forme du convoi**

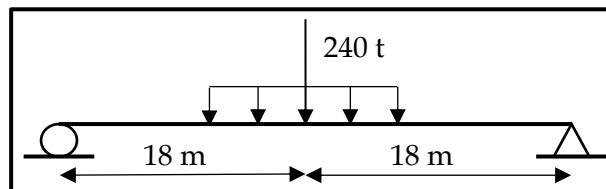
**La réaction maximale :**

$$R = 176,99 \text{ t}$$



**Figure 48 : La position de la surcharge  $D_{240}$  sur la poutre pour Le moment maximal :**

$$M = 1592,97 \text{ t.m}$$



**Figure 49 : La position de la surcharge  $D_{240}$  sur la poutre pour trouver  $M_{max}$ .**

**2- Détermination de réaction et de moment les plus défavorables :**

Pour déterminer la réaction et le moment les plus défavorables dans les poutres, On utilise la méthode de Courbon.

**A. Méthode de Courbon : hypothèses de base [22] :**

**Poutres :**

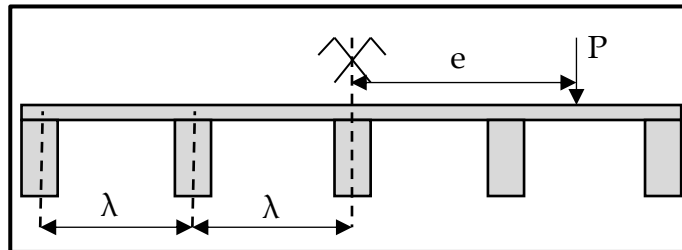
- Parallèles ;
- Solidarisées par des entretoises perpendiculaires aux poutres ;
- Portée des poutres > 2×longueur d’une entretoise ;
- Inertie des poutres suivant la même loi de variation en fonction de l’abscisse (à un facteur de proportionnalité près) ;
- Résistance à la torsion supposée négligeable.

**Entretoises :**

- Inertie comparable à celle des poutres ;
- Supposées infiniment rigides.

**Les formules :**

- $R_i = \frac{\Delta_i}{n} \times R$  ;
- $M_i = \frac{\Delta_i}{n} \times M$  ;
- $\Delta_i = 1 + 6 \left[ \frac{n+1-2i}{n^2-1} \right] \left[ \frac{e}{\lambda} \right]$ , avec (n : nombre des poutres, e : excentricité de la charge considérée,  $\lambda$  : c’est l’espace des poutres).



**Figure 50 : Schéma représentatif.**

Alors on va résumer tous les calculs dans le tableau suivant :

Pour la poutre 01 :

Charge	R (t)	M (t.m)	e (m)	Poutre 1		
				Δ <sub>1</sub>	R <sub>1</sub> (t)	M <sub>1</sub> (t.m)
G	439,56	3956,04	0	1,00	87,96	791,64
A(l) 1v	62,52	562,7	4,5	2,58	32,21	289,92
A(l) 2v	124,44	1119,98	3	2,05	51,04	459,37
A(l) 3v	167,64	1508,78	1,5	1,53	51,14	460,30
A(l) 4v	186,36	1677,26	0	1,00	37,27	335,45
Bc (1F)	61,37	492,84	4,75	2,66	32,69	262,56
Bc (2F)	113,58	912,06	3,5	2,23	50,56	406,03
Bc (3F)	148,51	1192,57	2,25	1,79	53,11	426,48
Bc (4F)	166,75	1339,03	1	1,35	45,03	361,61

Bt (1F)	32,97	291,16	4,5	2,58	16,99	150,02
Bt (2F)	66,57	587,87	3	2,05	27,30	241,12
Bt (3F)	99,85	881,81	1,5	1,53	30,46	269,02
Bt (4F)	134,39	1186,84	0	1,00	26,88	237,37
Br	10,5	94,5	0	1,00	2,10	18,90
Mc 80 (1er cas)	71,12	640,13	4,175	2,46	35,02	315,24
Mc 80 (2eme cas)	71,2	640,13	4,175	2,46	35,06	315,24
Me 80	45,67	402,45	4,25	2,49	22,73	200,31
Mc 120	107,72	969,55	3,85	2,35	50,60	455,40
Me120	68,42	602,31	4	2,40	32,86	289,24
D240	176,99	1592,97	4,4	2,54	89,95	809,60

**Tableau 20 : les valeurs de la réaction et du moment maximales pour tous les cas des charges dans la poutre 01**

Les réactions et les moments maximaux sont calculés comme suite :

- **R = max (R<sub>1</sub>, R<sub>2</sub>)**, avec (R<sub>1</sub>= R<sub>G</sub> + 1,2 × max [R<sub>A(l)</sub>, R<sub>B</sub>, R<sub>M</sub>] et R<sub>2</sub>= R<sub>G</sub> + R<sub>D240</sub>) ;
- **M= max (M<sub>1</sub>, M<sub>2</sub>)**, avec (M<sub>1</sub>= M<sub>G</sub> + 1,2 × max [M<sub>A(l)</sub>, M<sub>B</sub>, M<sub>M</sub>] et M<sub>2</sub>= R<sub>G</sub> + R<sub>D240</sub>).

Avec : max [R<sub>A(l)</sub>, R<sub>B</sub>, R<sub>M</sub>] = 53,11 t  
 max [M<sub>A(l)</sub>, M<sub>B</sub>, M<sub>M</sub>] = 460,30 t.m

Donc : **R = 177,86 t** et **M= 1600,81 t.m**

Pour la poutre 02 :

Charge	R	M	e	Poutre 2		
				Δ <sub>2</sub>	R <sub>2</sub>	M <sub>2</sub>
G	439,56	3956,04	0	1,00	87,96	791,64
A(l) 1v	62,52	562,7	4,5	1,79	22,36	201,23
A(l) 2v	124,44	1119,98	3	1,53	37,96	341,68
A(l) 3v	167,64	1508,78	1,5	1,26	42,34	381,03
A(l) 4v	186,36	1677,26	0	1,00	37,27	335,45
Bc (1F)	61,37	492,84	4,75	1,83	22,48	180,56
Bc (2F)	113,58	912,06	3,5	1,61	36,64	294,22
Bc (3F)	148,51	1192,57	2,25	1,39	41,41	332,50
Bc (4F)	166,75	1339,03	1	1,18	39,19	314,71
Bt (1F)	32,97	291,16	4,5	1,79	11,79	104,12
Bt (2F)	66,57	587,87	3	1,53	20,31	179,35
Bt (3F)	99,85	881,81	1,5	1,26	25,22	222,69
Bt (4F)	134,39	1186,84	0	1,00	26,88	237,37
Br	10,5	94,5	0	1,00	2,10	18,90
Mc 80 (1er cas)	71,12	640,13	4,175	1,73	24,62	221,64

Mc 80 (2eme cas)	71,2	640,13	4,175	1,73	24,65	221,64
Me 80	45,67	402,45	4,25	1,74	15,93	140,40
Mc 120	107,72	969,55	3,85	1,67	36,07	324,65
Me120	68,42	602,31	4	1,70	23,27	204,85
D240	176,99	1592,97	4,4	1,77	62,67	564,10

**Tableau 21 : les valeurs de la réaction et du moment maximales pour tous les cas des charges dans la poutre 02**

Comme la poutre précédente les réactions et les moments maximaux sont calculés comme suite :

- **R = max (R<sub>1</sub>, R<sub>2</sub>)**, avec (R<sub>1</sub>= R<sub>G</sub> + 1,2 × max [R<sub>A(l)</sub>, R<sub>B</sub>, R<sub>M</sub>] et R<sub>2</sub>= R<sub>G</sub> + R<sub>D240</sub>) ;
- **M= max (M<sub>1</sub>, M<sub>2</sub>)**, avec (M<sub>1</sub>= M<sub>G</sub> + 1,2 × max [M<sub>A(l)</sub>, M<sub>B</sub>, M<sub>M</sub>] et M<sub>2</sub>= R<sub>G</sub> + R<sub>D240</sub>).

Avec : max [R<sub>A(l)</sub>, R<sub>B</sub>, R<sub>M</sub>] = 42,34 t, et max [M<sub>A(l)</sub>, M<sub>B</sub>, M<sub>M</sub>] = 381,03 t.m

Donc : **R = 150,63 t** et **M= 1355,74 t.m**

Pour la poutre 03 :

Charge	R	M	e	Poutre 3		
				Δ <sub>3</sub>	R <sub>3</sub>	M <sub>3</sub>
G	439,56	3956,04	0	1	87,96	791,64
A(l) 1v	62,52	562,7	4,5	1	12,50	112,54
A(l) 2v	124,44	1119,98	3	1	24,89	224,00
A(l) 3v	167,64	1508,78	1,5	1	33,53	301,76
A(l) 4v	186,36	1677,26	0	1	37,27	335,45
Bc (1F)	61,37	492,84	4,75	1	12,27	98,57
Bc (2F)	113,58	912,06	3,5	1	22,72	182,41
Bc (3F)	148,51	1192,57	2,25	1	29,70	238,51
Bc (4F)	166,75	1339,03	1	1	33,35	267,81
Bt (1F)	32,97	291,16	4,5	1	6,59	58,23
Bt (2F)	66,57	587,87	3	1	13,31	117,57
Bt (3F)	99,85	881,81	1,5	1	19,97	176,36
Bt (4F)	134,39	1186,84	0	1	26,88	237,37
Br	10,5	94,5	0	1	2,10	18,90
Mc 80 (1er cas)	71,12	640,13	4,175	1	14,22	128,03
Mc 80 (2eme cas)	71,2	640,13	4,175	1	14,24	128,03
Me 80	45,67	402,45	4,25	1	9,13	80,49
Mc 120	107,72	969,55	3,85	1	21,54	193,91
Me120	68,42	602,31	4	1	13,68	120,46
D240	176,99	1592,97	4,4	1	35,40	318,59

**Tableau 22 : les valeurs de la réaction et du moment maximales pour tous les cas des charges dans la poutre 03**

Comme la poutre précédente les réactions et les moments maximaux sont calculés comme suite :

- **R = max (R<sub>1</sub>, R<sub>2</sub>)**, avec (R<sub>1</sub>= R<sub>G</sub> + 1,2 × max [R<sub>A(l)</sub>, R<sub>B</sub>, R<sub>M</sub>] et R<sub>2</sub>= R<sub>G</sub> + R<sub>D240</sub>) ;
- **M= max (M<sub>1</sub>, M<sub>2</sub>)**, avec (M<sub>1</sub>= M<sub>G</sub> + 1,2 × max [M<sub>A(l)</sub>, M<sub>B</sub>, M<sub>M</sub>] et M<sub>2</sub>= R<sub>G</sub> + R<sub>D240</sub>).

Avec : max [R<sub>A(l)</sub>, R<sub>B</sub>, R<sub>M</sub>]= 37,27 t

max [M<sub>A(l)</sub>, M<sub>B</sub>, M<sub>M</sub>] = 335,45 t.m

Donc : **R = 132,68 t** et **M= 1194,18 t.m**

Pour la poutre 04 :

Charge	R	M	e	Poutre 4		
				Δ <sub>4</sub>	R <sub>4</sub>	M <sub>4</sub>
G	439,56	3956,04	0	1,00	87,96	791,64
A(l) 1v	62,52	562,7	4,5	0,21	2,65	23,85
A(l)2v	124,44	1119,98	3	0,47	11,81	106,31
A(l) 3v	167,64	1508,78	1,5	0,74	24,72	222,49
A(l) 4v	186,36	1677,26	0	1,00	37,27	335,45
Bc (1F)	61,37	492,84	4,75	0,17	2,06	16,57
Bc (2F)	113,58	912,06	3,5	0,39	8,79	70,60
Bc (3F)	148,51	1192,57	2,25	0,61	18,00	144,53
Bc (4F)	166,75	1339,03	1	0,82	27,51	220,90
Bt (1F)	32,97	291,16	4,5	0,21	1,40	12,34
Bt (2F)	66,57	587,87	3	0,47	6,32	55,80
Bt (3F)	99,85	881,81	1,5	0,74	14,72	130,03
Bt (4F)	134,39	1186,84	0	1,00	26,88	237,37
Br	10,5	94,5	0	1,00	2,10	18,90
Mc 80 (1er cas)	71,12	640,13	4,175	0,27	3,82	34,42
Mc 80 (2eme cas)	71,2	640,13	4,175	0,27	3,83	34,42
Me 80	45,67	402,45	4,25	0,26	2,34	20,58
Mc 120	107,72	969,55	3,85	0,33	7,02	63,17
Me120	68,42	602,31	4	0,30	4,10	36,08
D240	176,99	1592,97	4,4	0,23	8,12	73,09

**Tableau 23 : les valeurs de la réaction et du moment maximaux pour tous les cas des charges dans la poutre 04**

Comme la poutre précédente les réactions et les moments maximaux sont calculés comme suite :

- **R = max (R<sub>1</sub>, R<sub>2</sub>)**, avec (R<sub>1</sub>= R<sub>G</sub> + 1,2 × max [R<sub>A(l)</sub>, R<sub>B</sub>, R<sub>M</sub>] et R<sub>2</sub>= R<sub>G</sub> + R<sub>D240</sub>) ;

•  $M = \max (M_1, M_2)$ , avec  $(M_1 = M_G + 1,2 \times \max [M_{A(l)}, M_B, M_M])$  et  $M_2 = R_G + R_{D240}$ .

Avec :  $\max [R_{A(l)}, R_B, R_M] = 37,27 \text{ t}$

$\max [M_{A(l)}, M_B, M_M] = 335,45 \text{ t.m}$

Donc :  $R = 132,68 \text{ t}$  et  $M = 1194,18 \text{ t.m}$

Pour la poutre 05 :

Charge	R	M	e	Poutre 5		
				$\Delta_5$	$R_5$	$M_5$
G	439,56	3956,04	0	1,00	87,96	791,64
A(l) 1v	62,52	562,7	4,5	-0,58	-7,20	-64,84
A(l) 2v	124,44	1119,98	3	-0,05	-1,26	-11,38
A(l) 3v	167,64	1508,78	1,5	0,47	15,91	143,22
A(l) 4v	186,36	1677,26	0	1,00	37,27	335,45
Bc (1F)	61,37	492,84	4,75	-0,66	-8,15	-65,42
Bc (2F)	113,58	912,06	3,5	-0,23	-5,13	-41,21
Bc (3F)	148,51	1192,57	2,25	0,21	6,29	50,54
Bc (4F)	166,75	1339,03	1	0,65	21,67	174,00
Bt (1F)	32,97	291,16	4,5	-0,58	-3,80	-33,55
Bt (2F)	66,57	587,87	3	-0,05	-0,68	-5,97
Bt (3F)	99,85	881,81	1,5	0,47	9,48	83,70
Bt (4F)	134,39	1186,84	0	1,00	26,88	237,37
Br	10,5	94,5	0	1,00	2,10	18,90
Mc 80 (1er cas)	71,12	640,13	4,175	-0,46	-6,58	-59,19
Mc 80 (2eme cas)	71,2	640,13	4,175	-0,46	-6,58	-59,19
Me 80	45,67	402,45	4,25	-0,49	-4,46	-39,33
Mc 120	107,72	969,55	3,85	-0,35	-7,51	-67,58
Me120	68,42	602,31	4	-0,40	-5,49	-48,31
D240	176,99	1592,97	4,4	-0,54	-19,16	-172,41

**Tableau 24 : les valeurs de la réaction et du moment maximales pour tous les cas des charges dans la poutre 05**

Comme la poutre précédente les réactions et les moments maximaux sont calculés comme suit :

•  $R = \max (R_1, R_2)$ , avec  $(R_1 = R_G + 1,2 \times \max [R_{A(l)}, R_B, R_M])$  et  $R_2 = R_G + R_{D240}$  ;

•  $M = \max (M_1, M_2)$ , avec  $(M_1 = M_G + 1,2 \times \max [M_{A(l)}, M_B, M_M])$  et  $M_2 = R_G + R_{D240}$ .

Avec :  $\max [R_{A(l)}, R_B, R_M] = 37,27 \text{ t}$

$\max [M_{A(l)}, M_B, M_M] = 335,45 \text{ t.m}$

Donc :  $R = 132,68 \text{ t}$  et  $M = 1194,18 \text{ t.m}$

Après ces calculs, on trouve :

Poutre	01	02	03	04	05
R (t)	177,86	150,63	132,68	132,68	132,68
M (t.m)	1600,81	1355,74	1194,18	1194,18	1194,18

**Tableau 25 : les réactions et moments les plus défavorables pour chaque poutre**

On remarque que la poutre 01, c'est la poutre plus sollicitée.

Donc les réactions et les moments maximaux :

$$R = 177,86 \text{ t} \text{ et } M = 1600,81 \text{ t.m}$$

## VI. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE :

Selon le BPEL nous avons deux forces de précontrainte  $P_1$  qui représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) et  $P_2$  qui représente la section sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur minimale de précontrainte est le maximum de  $P_1$  et  $P_2$ .

### 1- Les données de calcul :

#### A. Bases de calcul :

- La durée pour faire la mise en tension est supérieure à 28 jours après le coulage du béton ;
- La classe de vérification de précontrainte est la classe II.

#### B. Le béton :

- $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$  [23] ;
- $f_{t28} = 3,3 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite à la fibre supérieure sous chargement 1 (P et  $M_{\min}$ ) :  
 $\sigma_{s1} = -1,5 \times f_{t28} = -4,95 \text{ MPa}$  [24] ;
- Contrainte limite à la fibre supérieure sous chargement 2 (P et  $M_{\max}$ ) :  
 $\sigma_{s2} = 0,6 \times f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  [24] ;
- Contrainte limite à la fibre inférieure sous chargement 1 (P et  $M_{\min}$ ) :  
 $\sigma_{i1} = 0,6 \times f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  [24] ;
- Contrainte limite à la fibre inférieure sous chargement 2 (P et  $M_{\min}$ ) :  
 $\sigma_{i2} = -1,5 \times f_{t28} = -4,95 \text{ MPa}$  [24] ;
- $\epsilon_r = 3 \times 10^{-4}$  [25].

**C. Les armatures actives :**

Nous choisirons des câbles 7 T15 ayant les caractéristiques suivantes<sup>7</sup> :

- Aire de la section du câble :  $A_p=973\text{mm}^2$  ;
- Diamètre de la gaine  $\phi 70$  mm ;
- Contrainte limite élastique garantie  $f_{peg} = 1600$  MPa ;
- Contrainte limite de rupture garantie  $f_{prg} = 1860$  MPa ;
- Coefficient de frottement angulaire  $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$  ;
- Coefficient de frottement linéaire  $\varphi=2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$  ;
- Recul d’ancrage  $g = 6\text{mm}$  ;
- Relaxation à 1000 heures  $\rho_{1000}=2,5\%$  TBR « très basse relaxation » ;
- Module d’élasticité de l’acier de précontrainte :  $E_p = 190000$  MPa ;
- $\mu_0 =0,43$  (armatures à très basse relaxation TBR) ;
- L’estimation des pertes précontraintes est  $\Delta P = 25\%$ .

**D. Les moments fléchissant maximaux :**

On choisit des points pour calcul et vérification<sup>8</sup> :

- X : L’abscisse du point de calcul ;
- $M_{g(\text{min})}$  : Moment résultant du poids propre de la poutre ;
- $M_{g(\text{max})}$  : Moment résultant de la charge permanente ;
- $M_q$  : Moment résultant de la surcharge routière ;
- $M_{\text{max}} = M_{g(\text{max})} + M_q$ .

X (m)	$M_{g(\text{min})}$ (MN.m)	$M_{g(\text{max})}$ (MN.m)	$M_q$ (MN.m)	$M_{\text{max}}$ (MN.m)
0	0,00	0,00	0,00	0,00
4,5	1,70	3,46	2,54	6,00
9	2,92	5,94	6,07	12,01
13,5	3,65	7,42	7,59	15,01
18	3,89	7,92	8,09	16,01
22,5	3,65	7,42	7,59	15,01
27	2,92	5,94	6,07	12,01
31,5	1,70	3,46	2,54	6,00
36	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tableau 26 : les moments fléchissant dans les cas des charges**

**2- Evaluation de la précontrainte<sup>9</sup> :**

En section sous critique, la valeur de la précontrainte est déterminée par l’équation :

<sup>7</sup> L’article 10.2.2.3 du BPEL exige pour cette poutre d’utiliser les gaines de  $\phi 70$  mm au maximum, pour cela on utilise les câbles de 7T15 et les gaines de  $\phi 70$  mm.

<sup>8</sup> On prend la valeur maximale à chaque point.

<sup>9</sup> L’évaluation de la précontrainte est basée sur la section à mi- travée (X = 18 m) car le moment est à sa valeur maximale.

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho h} \Rightarrow \boxed{P_1 = 9,47 \text{ MN}} \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

En section sur critique (moment positif), la valeur de la précontrainte est déterminée par l'équation :

$$P_2 = \frac{M_{\max}}{V_i + \rho \times V_s - d_i}$$

Avec :

- $d_i = C + \frac{1}{2} \Phi_{\text{Armature précontrainte}}$
- C : distance des armatures de précontrainte aux parements ( $C = \Phi_{\text{Armature précontrainte}} = 7 \text{ cm}$ ) [26] ;

$$\text{Alors : } d_i = 10,5 \text{ cm} \Rightarrow \boxed{P_2 = 9,75 \text{ MN}} \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

De  $\textcircled{1}$  et  $\textcircled{2}$  : on constate que  $P_1 < P_2$  d'où la section est sur critique.

**3- L'excentricité de la précontrainte :**

Puisque la section est sur critique, donc la valeur de l'excentricité maximale possible ( $e'_{\max}$ ) est donnée par :

$$e_{\max} = -(V_i - d_i) \Rightarrow \mathbf{e'_{\max} = - 1,155 \text{ m.}} \dots\dots\dots \textcircled{3}$$

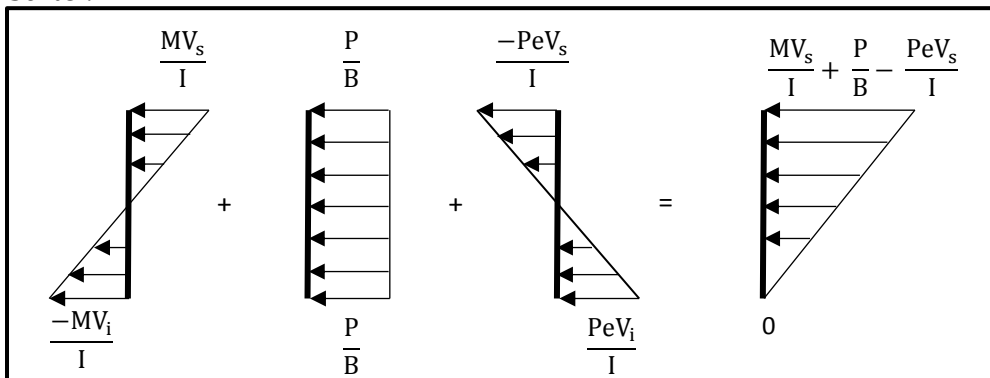
D'autre part, l'excentricité minimale  $e_{\min}$  est donnée par :

$$e_{\min} = \rho \times V_s - \frac{M_{\max} + \rho \times B \times V_s \times \overline{\sigma}_{12}}{P} \Rightarrow \mathbf{e_{\min} = - 0,71 \text{ m.}} \dots\dots\dots \textcircled{4}$$

De  $\textcircled{3}$  et  $\textcircled{4}$  : on prend :  $\boxed{\mathbf{e = - 1,00 \text{ m.}}}$

**4- Détermination de la précontrainte :**

La relation pour déterminer la valeur de la force précontrainte est déduite comme suite :



**Figure 51 : les diagrammes des contraintes**

$$-\frac{MV_i}{I} + \frac{P}{B} + \frac{PeV_i}{I} = 0 \Rightarrow \boxed{P = 9,96 \text{ MN}}$$

**5- Nombre de câbles :**

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_{\text{câble}}}$$

Avec :

- N : nombre de câbles.
- P : la force de précontrainte de N câble.
- P câble : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 7 T15 peut créer et P<sub>0</sub> est estimé à 25% de perte.

**La tension d'origine :**  $\sigma_{\text{câble}} = \sigma_0 - \Delta\sigma = \sigma_0 - 0,25 \times \sigma_0$

Avec :  $\sigma_0 = \text{Min}(0,8 \times F_{\text{prg}} ; 0,9 \times F_{\text{peg}}) = \text{Min}(1488 ; 1440) = 1440 \text{ MPa}$ .

$\Rightarrow \sigma_{\text{câble}} = 0,75 \times 1440 = 1080 \text{ MPa}$ .

On a :  $P_{\text{câble}} = \sigma_{\text{câble}} \times A_p \Rightarrow \boxed{P_{\text{câble}} = 1,05 \text{ MN}}$

Alors :  $N \geq \frac{9,95}{1,05} \Rightarrow \boxed{N = 9 \text{ câbles de 7 T15}}$

**6- La position des gaines dans la section à mi-travée avec excentricité maximale :**

Sur la base de l'article 10.2.2 du BPEL (position et enrobage des armatures de précontrainte) [27] on obtient :

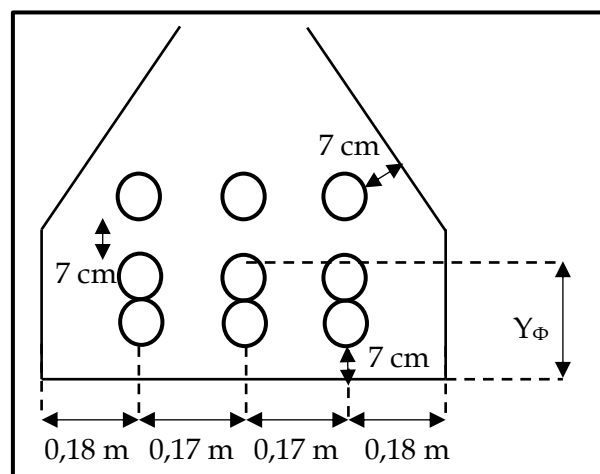
Le centre de gravité des gaines par rapport à la fibre inférieure est :

$$Y_{\Phi} = 0,198 \text{ m.}$$

Donc :

$$e_{\text{max}} = -(V_i - Y_{\Phi}) \Rightarrow e_{\text{max}} = -1,06 \text{ m.}$$

Alors on prend la même valeur de la précédente pour l'excentricité (e= -1,00 m).



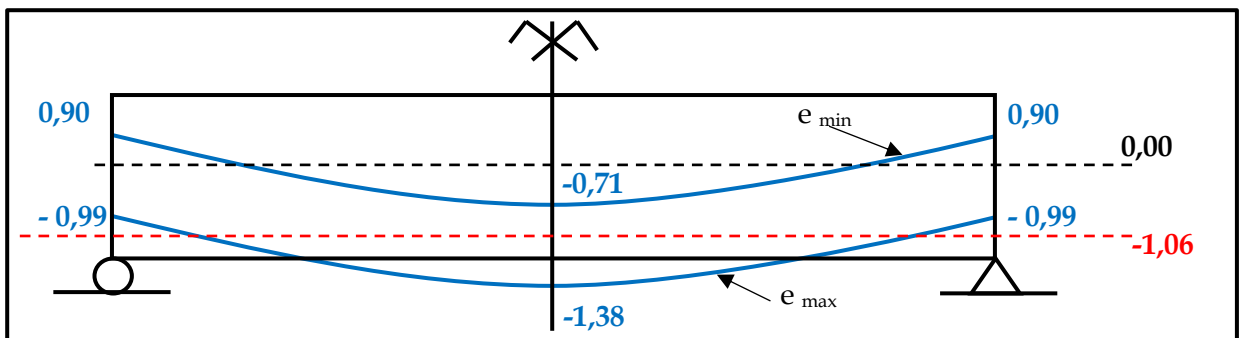
**Figure 52 : La position des gaines dans la section à mi-travée**

**7- Tracé de câble moyen fictif :**

Les dessins généraux définissant le tracé des armatures de précontrainte doivent être accompagnés dans les zones délicates de dessins de détail représentant à une échelle suffisante la position relative des conduits de précontrainte et des armatures passives à l'intérieur des coffrages.

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure.

Le tracé du câble devra s'inscrire dans le fuseau de passage qui a l'allure de la figure suivante :



**Figure 53 : le fuseau de passage**

Avec :

$$e_{\min} = \rho \times V_s - \frac{M_{\max} + \rho \times B \times V_s \times \overline{\sigma}_{12}}{P} ;$$

$$e_{\max} = \rho \times V_i - \frac{M_{\min} - \rho \times B \times V_i \times \overline{\sigma}_{s1}}{P} .$$

Les variations de différentes sections en fonction de l'abscisse X sont présentées dans le tableau suivant :

X (m)	M <sub>min</sub> (MN)	M <sub>max</sub> (MN)	e <sub>min</sub> (m)	e <sub>max</sub> (m)	e' <sub>2</sub> (m)	e (m)
0	0,00	0,00	0,90	-0,99	-0,992	0,00
4,5	1,70	6,00	0,29	-1,16	-1,115	-0,40
9	2,92	12,01	-0,31	-1,29	-1,115	-0,60
13,5	3,65	15,01	-0,61	-1,36	-1,115	-0,80
18	3,89	16,01	-0,71	-1,38	-1,115	-1,00

**Tableau 27 : l'excentricité de chaque section**

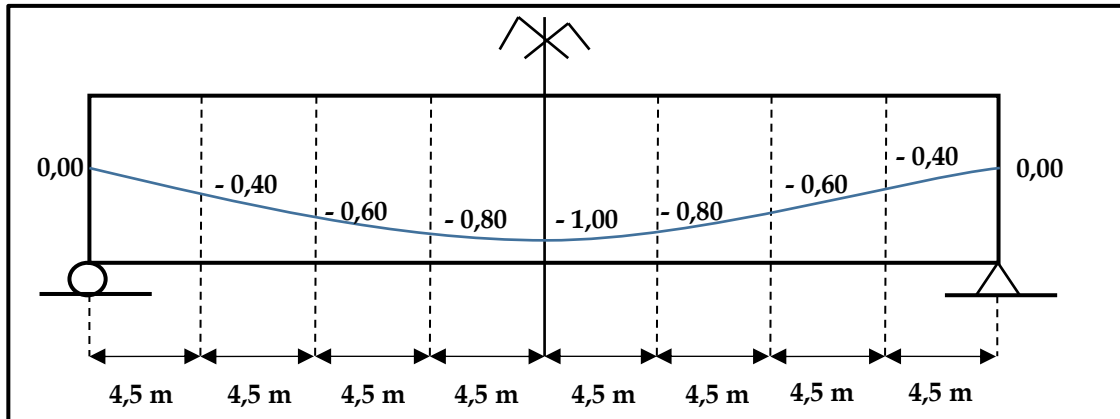


Figure 54 : le tracé de câble moyen fictif

8- Définition des sections :

On peut calculer les caractéristiques géométriques des différentes sections à partir des valeurs de l'excentricité de chaque section, les résultats de calcul sont résumés comme suit :

X		0	4,5	9	13,5	18
e0		0,00	-0,40	-0,60	-0,80	-1,00
Section brute	B <sub>b</sub> (m)	0,9595	0,9595	0,9595	0,9595	0,9595
	S <sub>Δ</sub> (m <sup>3</sup> )	1,209	1,209	1,209	1,209	1,209
	V <sub>i</sub> (m)	1,26	1,26	1,26	1,26	1,26
	V <sub>s</sub> (m)	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14
	I <sub>Δ</sub> (m <sup>4</sup> )	2,258	2,258	2,258	2,258	2,258
	I <sub>G</sub> (m <sup>4</sup> )	0,7349	0,7349	0,7349	0,7349	0,7349
Gaines	B <sub>g</sub> (m)	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
	S <sub>g/Δ</sub> (m <sup>3</sup> )	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01
	V <sub>i(g)</sub> (m)	1,260	0,860	0,660	0,460	0,260
	V <sub>s(g)</sub> (m)	1,140	1,540	1,740	1,940	2,140
	I <sub>g/Δ</sub> (m <sup>4</sup> )	0,054	0,025	0,015	0,007	0,002
Section nette	B <sub>n</sub> (m)	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
	S <sub>n/Δ</sub> (m <sup>3</sup> )	1,166	1,180	1,186	1,193	1,200
	V <sub>i(n)</sub> (m)	1,260	1,275	1,282	1,290	1,297
	V <sub>s(n)</sub> (m)	1,140	1,125	1,118	1,110	1,103
	I <sub>n/Δ</sub> (m <sup>4</sup> )	2,204	2,233	2,243	2,251	2,256
I <sub>n/G</sub> (m <sup>4</sup> )	0,7349	0,7292	0,7221	0,7122	0,6994	
Section homogène	B <sub>h</sub> (m)	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06
	S <sub>h/Δ</sub> (m <sup>3</sup> )	1,33	1,29	1,27	1,25	1,23
	V <sub>i(h)</sub> (m)	1,252	1,215	1,197	1,179	1,161
	V <sub>s(h)</sub> (m)	1,148	1,185	1,203	1,221	1,239
	I <sub>h/Δ</sub> (m <sup>4</sup> )	2,412	2,330	2,301	2,279	2,265
I <sub>h/G</sub> (m <sup>4</sup> )	0,7457	0,7592	0,7765	0,8009	0,8324	

Tableau 28 : les caractéristiques géométriques de différentes sections

**9- Calcul des Pertes :**

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée.

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force de précontrainte exige donc une évolution précise de ces pertes de précontrainte.

**A. La tension à l'origine :**

$$\sigma_{po} = \text{Min} (0,80 f_{prg} , 0,90 f_{peg}) \Rightarrow \sigma_{po} = 1440 \text{MPa}$$

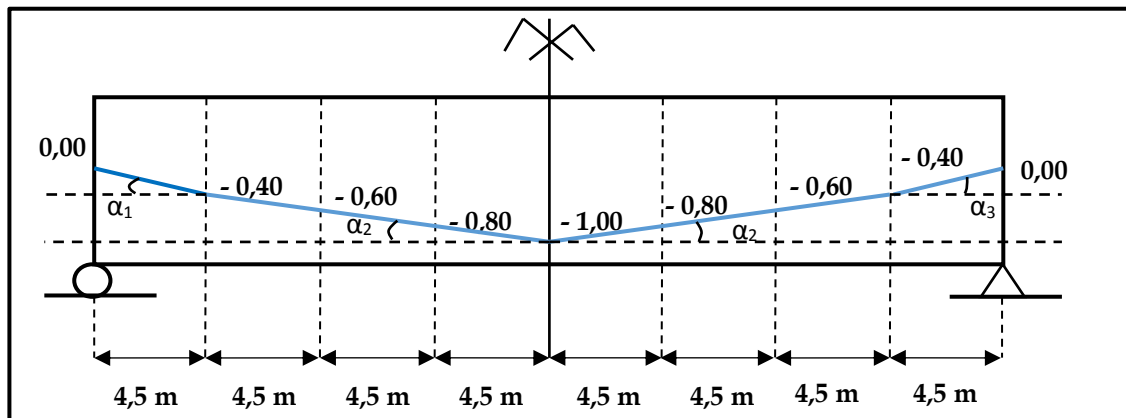
**B. Les pertes instantanées :**

**- La perte due au frottement :**

$$\Delta\sigma_{frot} (x) = \sigma_{po} (1 - e^{-(\alpha + \phi x)}) \quad \text{Avec :}$$

- $\alpha$  (rd): somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance  $x$ .

Pour calculer les angles de frottement, on suppose que l'allure du câble de précontrainte est composée de plusieurs segments droits.



**Figure 55 : les angles de frottement**

X (m)	$\alpha$ (rad)	$\Delta\sigma_{frot} (x)$ (MPa)
0	0	0,00
4,5	0,088	35,33
9	0,088	47,91
13,5	0,088	60,39
18	0,264	115,38
22,5	0,264	127,25
27	0,264	139,01
31,5	0,353	171,16
36	0,353	182,53

**Tableau 29 : les valeurs de la perte due au frottement de chaque section**

- La perte due au recul d'ancrage :

On a:  $d = \sqrt{\frac{g \cdot E \cdot x}{\Delta \sigma_{\text{frot}}}}$

- Si  $x \geq d \Rightarrow \Delta \sigma_{\text{rec}}(x) = 0$  ;
- Sinon  $\Delta \sigma_{\text{rec}}(x) = \frac{2 \Delta \sigma_{\text{frot}}(x)}{X}$ .

X (m)	d (m)	$\Delta \sigma_{\text{rec}}(x)$ (MPa)
0	0,00	0,00
4,5	12,05	15,70
9	14,63	10,65
13,5	15,96	8,95
18	13,34	0,00
22,5	14,20	0,00
27	14,88	0,00
31,5	14,48	0,00
36	14,99	0,00

**Tableau 30 : les valeurs de la perte due au recul d'ancrage de chaque section**

- La perte due à la déformation instantanée du béton :

La perte due à la déformation instantanée du béton est défini comme suite :

$$\Delta \sigma_{\text{rac}}(x) = \frac{n-1}{2n} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b(x)$$

On fait la mise en tension après 28 jours de coulage de béton :

- $J=28 \Rightarrow E_{b28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{b28} = 35981,73 \text{ Mpa}$  ;
- $\sigma_b(x) = P/B_n + P e^2/I_n + Me/I_n$

Avec :  $P = [\sigma_{po} - \Delta \sigma_{\text{frot}}(x) - \Delta \sigma_{\text{rec}}(x)] \cdot A_p$

X (m)	P (MN)	e (m)	M(MN.m)	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_b(x)$ (MPa)	$\Delta \sigma_{\text{rac}}(x)$ (MPa)
0	12,61	0,00	0,00	0,7349	13,63	29,41
4,5	12,16	-0,40	6,00	0,7292	12,52	27,03
9	12,10	-0,60	12,00	0,7221	9,13	19,71
13,5	12,00	-0,80	15,00	0,7122	6,91	14,91
18	11,60	-1,00	16,00	0,6994	6,24	13,48
22,5	11,50	-0,80	15,00	0,7122	5,90	12,74
27	11,39	-0,60	12,00	0,7221	8,02	17,31
31,5	11,11	-0,40	6,00	0,7292	11,16	24,08
36	11,01	0,00	0,00	0,7349	11,90	25,68

**Tableau 31 : les valeurs de la perte due à la déformation instantanée du béton de chaque section**

Les pertes instantanées sont résumées comme suit :

X (m)	$\Delta\sigma_{\text{frot}} (x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec}} (x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rac}} (x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{pi}} (x)$ (MPa)	$\sigma_{\text{pi}} (x)$ (MPa)
0	0,00	0,00	29,41	29,41	1410,59
4,5	35,33	15,70	27,03	78,06	1361,94
9	47,91	10,65	19,71	78,28	1361,72
13,5	60,39	8,95	14,91	84,24	1355,76
18	115,38	0,00	13,48	128,86	1311,14
22,5	127,25	0,00	12,74	140,00	1300,00
27	139,01	0,00	17,31	156,33	1283,67
31,5	171,16	0,00	24,08	195,24	1244,76
36	182,53	0,00	25,68	208,21	1231,79

**Tableau 32 : les valeurs des pertes instantanées de chaque section**

**C. Les pertes différées :**

- **La perte due au retrait du béton :**

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = E_p \times \varepsilon_r = 190000 \times 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{ret}} = 57 \text{ MPa.}$$

- **La perte due au fluage du béton :**

$$\Delta\sigma_{\text{flu}} (x) = \frac{(\sigma_b^M + \sigma_b^F) \times E_p}{E_{i28}}$$

Avec :

- $\sigma_b^M$  : contrainte maximale dans le béton, supporté par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte, après les pertes instantanées ;

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

Avec:  $P_i = [\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{frot}} (x) - \Delta\sigma_{\text{rec}} (x) - \Delta\sigma_{\text{rac}} (x)]. A_p$

- $\sigma_b^F$  : contrainte finale dans le béton, supporté par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte, après les pertes différées.

$$\sigma_b^F (x) = \frac{M_e}{I_n} + \frac{P_F}{B_n} + \frac{P_F e^2}{I_n}$$

Avec:  $P_F = [\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{frot}} (x) - \Delta\sigma_{\text{rec}} (x) - \Delta\sigma_{\text{rac}} (x) - \Delta\sigma_{\text{ret}}]. A_p$

**N.B [28]** : si  $\sigma_M \leq 1,5 \sigma_b$ , il est loisible, à titre de simplification, d'évaluer la perte finale de tension due au fluage du béton à :

$$\Delta\sigma_{flu} = \frac{(2,5 \sigma_b^F) \times E_P}{E_{i28}} .$$

X (m)	e (m)	M (MN.m)	I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	P <sub>i</sub> (MN)	$\sigma_b^M$ (MPa)	P <sub>F</sub> (MPa)	$\sigma_b^F$ (MPa)	1,5 $\sigma_b^F$ (MPa)	$\Delta\sigma_{flu}$ (MPa)
0	0,00	0,00	0,7349	12,35	13,35	11,85	12,81	19,22	155,52
4,5	-0,40	6,00	0,7292	11,93	12,21	11,43	11,56	17,35	140,39
9	-0,60	12,01	0,7221	11,92	8,86	11,43	8,07	12,10	97,95
13,5	-0,80	15,01	0,7122	11,87	6,64	11,37	5,65	8,48	68,62
18	-1,00	16,01	0,6994	11,48	5,93	10,98	4,68	7,02	56,80
22,5	-0,80	15,01	0,7122	11,38	5,67	10,89	4,69	7,03	56,89
27	-0,60	12,01	0,7221	11,24	7,78	10,74	6,99	10,48	84,85
31,5	-0,40	6,00	0,7292	10,90	10,88	10,40	10,23	15,35	124,20
36	0,00	0,00	0,7349	10,79	11,66	10,29	11,12	16,68	134,98

**Tableau 33 : les valeurs de la perte due au fluage du béton de chaque section**

**- La perte due à la relaxation des aciers :**

On a :  $\Delta\sigma_{rel} (x) = 6 \times \frac{\rho_{1000}}{100} \times \left( \frac{\sigma_{Pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi} (x)$

X (m)	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)
0	66,70
4,5	59,27
9	59,24
13,5	58,36
18	51,91
22,5	50,35
27	48,09
31,5	42,88
36	41,20

**Tableau 34 : les valeurs de la perte due à la relaxation des aciers de chaque section**

Les pertes différées sont résumées comme suit :

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}(x)$$

X (m)	$\Delta\sigma_{ret}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{flu}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	$\Delta\sigma_d$ (MPa)
0	57,00	155,52	66,70	268,11
4,5	57,00	140,39	59,27	246,79
9	57,00	97,95	59,24	204,32
13,5	57,00	68,62	58,36	174,25
18	57,00	56,80	51,91	157,05
22,5	57,00	56,89	50,35	155,84
27	57,00	84,85	48,09	181,92
31,5	57,00	124,20	42,88	216,93
36	57,00	134,98	41,20	226,31

**Tableau 35 : les valeurs des pertes différées de chaque section**

**D. La contrainte finale probable :**

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_d(x)$$

X (m)	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_d(x)$ (MPa)	$\sigma_p(x)$ (MPa)
0	29,41	268,11	1142,48
4,5	78,05	246,79	1115,16
9	78,26	204,32	1157,42
13,5	84,22	174,25	1181,53
18	128,82	157,05	1154,12
22,5	139,97	155,84	1144,18
27	156,31	181,92	1101,76
31,5	195,23	216,93	1027,84
36	208,21	226,31	1005,48

**Tableau 36 : les valeurs des contraintes finales probables de chaque section**

**E. La contrainte finale maximale :**

$$\sigma_{p1}(x) = 1,02 \times \sigma_{p0} - 0,8 \times \Delta\sigma_p(x)$$

X	$\Delta\sigma_p(x)$ (MPa)	$\sigma_{p1}(x)$ (MPa)
0	297,52	1230,78
4,5	324,84	1208,92
9	282,58	1242,73
13,5	258,47	1262,02
18	285,88	1240,10
22,5	295,82	1232,15
27	338,24	1198,21
31,5	412,16	1139,07
36	434,52	1121,18

**Tableau 37 : les valeurs des contraintes finales maximales de chaque section**

**F. La contrainte finale minimale :**

$$\sigma_{p2}(x) = 0,98 \sigma_{p0} - 1,2 \Delta\sigma_p(x)$$

X (m)	$\Delta\sigma_p(x)$ (MPa)	$\sigma_{p2}(x)$ (MPa)
0	297,52	1054,18
4,5	324,84	1021,39
9	282,58	1072,10
13,5	258,47	1101,03
18	285,88	1068,15
22,5	295,82	1056,22
27	338,24	1005,32
31,5	412,16	916,60
36	434,52	889,77

**Tableau 38 : les valeurs des contraintes finales minimales de chaque section**

**VII. VERIFICATION A L'ELS :**

**1- A la mise en tension :**



**Sous les charges :**  $P = P_1$  et  $M = M_{g(\min)}$ .

**Les contraintes admissibles :**

- La contrainte admissible à la compression :  $\bar{\sigma}_c = \bar{\sigma}_{11} = 0,6 \times f_{c28} = 27$  MPa.
- La contrainte admissible en traction :  $\bar{\sigma}_t = \bar{\sigma}_{s1} = -1,5 \times f_{t28} = -4,95$  MPa.
- La contrainte admissible en traction (zone d'enrobage) :  $\bar{\sigma}'_t = -0,7 \times f_{t28} = -2,31$  MPa.

X (m)	P (MN)	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$V_s$ (m)	$V_i$ (m)	$e_0$ (m)	M(MN.m)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)
0	10,78	0,7349	1,260	1,140	0,00	0,00	11,65	11,65
4,5	10,59	0,7292	1,260	1,140	-0,40	1,77	7,19	15,29
9	10,88	0,7221	1,260	1,140	-0,60	3,04	5,67	17,27
13,5	11,05	0,7122	1,260	1,140	-0,80	3,80	3,02	20,02
18	10,86	0,6994	1,260	1,140	-1,00	4,05	-0,53	22,83
22,5	10,79	0,7122	1,260	1,140	-0,80	3,80	3,11	19,40
27	10,49	0,7221	1,260	1,140	-0,60	3,04	5,65	16,48
31,5	9,97	0,7292	1,260	1,140	-0,40	1,77	6,95	14,25
36	9,82	0,7349	1,260	1,140	0,00	0,00	10,61	10,61

**Tableau 39 : les contraintes dans le béton sous les actions de la mise en tension (P<sub>1</sub>)**

-  Les contraintes sont vérifiées :  $(\bar{\sigma}_t \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_c)$ .
-  Les contraintes ne sont pas vérifiées.


**Sous les charges :**  $P = P_2$  et  $M = M_{g(\min)}$ .


**Les contraintes admissibles :**

- La contrainte admissible à la compression :  $\bar{\sigma}_c = \bar{\sigma}_{11} = 0,6 \times f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ .
- La contrainte admissible en traction :  $\bar{\sigma}_t = \bar{\sigma}_{s1} = -1,5 \times f_{t28} = -4,95 \text{ MPa}$ .
- La contrainte admissible en traction (zone d'enrobage) :  $\bar{\sigma}'_t = -0,7 \times f_{t28} = -2,31 \text{ MPa}$ .

X (m)	P (MN)	I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	V <sub>s</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m)	e <sub>0</sub> (m)	M(MN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)
0	9,23	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	9,98	9,98
4,5	8,94	0,7292	1,26	1,14	-0,40	1,77	6,55	12,49
9	9,39	0,7221	1,26	1,14	-0,60	3,04	5,62	14,24
13,5	9,64	0,7122	1,26	1,14	-0,80	3,80	3,49	16,69
18	9,35	0,6994	1,26	1,14	-1,00	4,05	0,56	18,75
22,5	9,25	0,7122	1,26	1,14	-0,80	3,80	3,62	15,76
27	8,80	0,7221	1,26	1,14	-0,60	3,04	5,60	13,06
31,5	8,03	0,7292	1,26	1,14	-0,40	1,77	6,19	10,92
36	7,79	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	8,42	8,42

**Tableau 40 : les contraintes dans le béton sous les actions de la mise en tension (P<sub>2</sub>)**

 Les contraintes sont vérifiées :  $(\bar{\sigma}_t \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_c)$ .

 Les contraintes ne sont pas vérifiées.

**2- En service :**

**A. Combinaison quasi-permanente :**

**Sous les charges :**  $P = P_1$  et  $M = M_{g(\max)}$ .


**Les contraintes admissibles :**

- La contrainte admissible à la compression :  $\bar{\sigma}_c = 0,5 \times f_{c28} = 22,5 \text{ MPa}$ .
- La contrainte admissible en traction :  $\bar{\sigma}_t = \bar{\sigma}_{s1} = -1,5 \times f_{t28} = -4,95 \text{ MPa}$ .
- La contrainte admissible en traction (zone d'enrobage) :  $\bar{\sigma}'_t = 0 \text{ MPa}$ .

X (m)	P (MN)	I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	V <sub>s</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m)	e <sub>0</sub> (m)	M(MN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)
0	10,78	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	11,65	11,65
4,5	10,59	0,7292	1,26	1,14	-0,40	3,46	10,10	12,65
9	10,88	0,7221	1,26	1,14	-0,60	5,93	10,71	12,71
13,5	11,05	0,7122	1,26	1,14	-0,80	7,41	9,41	14,23
18	10,86	0,6994	1,26	1,14	-1,00	7,91	6,42	16,55
22,5	10,79	0,7122	1,26	1,14	-0,80	7,41	9,50	13,61
27	10,49	0,7221	1,26	1,14	-0,60	5,93	10,70	11,92
31,5	9,97	0,7292	1,26	1,14	-0,40	3,46	9,86	11,61
36	9,82	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	10,61	10,61

**Tableau 41 : Contraintes dans le béton de la combinaison quasi-permanente et P<sub>1</sub>**

 Les contraintes sont vérifiées :  $(\bar{\sigma}_t \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_c)$ .

 Les contraintes ne sont pas vérifiées.

**Sous les charges :**  $P = P_2$  et  $M = M_{g(max)}$ .


**Les contraintes admissibles :**

- La contrainte admissible à la compression :  $\bar{\sigma}_c = 0,5 \times f_{c28} = 22,5$  MPa.
- La contrainte admissible en traction :  $\bar{\sigma}_t = \bar{\sigma}_{s1} = -1,5 \times f_{t28} = -4,95$  MPa.
- La contrainte admissible en traction (zone d'enrobage) :  $\bar{\sigma}'_t = 0$  MPa.

X (m)	P (MN)	I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	V <sub>s</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m)	e <sub>0</sub> (m)	M(MN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)
0	9,23	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	9,98	9,98
4,5	8,94	0,7292	1,26	1,14	-0,40	3,46	9,46	9,85
9	9,39	0,7221	1,26	1,14	-0,60	5,93	10,66	9,68
13,5	9,64	0,7122	1,26	1,14	-0,80	7,41	9,89	10,90
18	9,35	0,6994	1,26	1,14	-1,00	7,91	7,50	12,46
22,5	9,25	0,7122	1,26	1,14	-0,80	7,41	10,02	9,97
27	8,80	0,7221	1,26	1,14	-0,60	5,93	10,64	8,49
31,5	8,03	0,7292	1,26	1,14	-0,40	3,46	9,10	8,29
36	7,79	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	8,42	8,42

**Tableau 42 : Contraintes dans le béton de la combinaison quasi-permanente et P<sub>2</sub>**

 Les contraintes sont vérifiées :  $(\bar{\sigma}_t \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_c)$ .

 Les contraintes ne sont pas vérifiées.

**B. Combinaison fréquente :**


**Sous les charges :**  $P = P_1$  et  $M = M_{g(max)} + 0,6 M_q$ .


**Les contraintes admissibles :**

- La contrainte admissible à la compression :  $\bar{\sigma}_c = 0,6 \times f_{c28} = 27$  MPa.
- La contrainte admissible en traction :  $\bar{\sigma}_t = \bar{\sigma}_{s1} = -1,5 \times f_{t28} = -4,95$  MPa.
- La contrainte admissible en traction (zone d'enrobage) :  $\bar{\sigma}'_t = 0$  MPa.

X (m)	P (MN)	I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	V <sub>s</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m)	e <sub>0</sub> (m)	M(MN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)
0	10,78	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	11,65	11,65
4,5	10,59	0,7292	1,26	1,14	-0,40	4,98	12,74	10,27
9	10,88	0,7221	1,26	1,14	-0,60	9,57	17,07	6,96
13,5	11,05	0,7122	1,26	1,14	-0,80	11,96	17,47	6,94
18	10,86	0,6994	1,26	1,14	-1,00	12,76	15,17	8,63
22,5	10,79	0,7122	1,26	1,14	-0,80	11,96	17,56	6,32
27	10,49	0,7221	1,26	1,14	-0,60	9,57	17,06	6,17
31,5	9,97	0,7292	1,26	1,14	-0,40	4,98	12,50	9,23
36	9,82	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	10,61	10,61

**Tableau 43 : Contraintes dans le béton de la combinaison fréquente et P<sub>1</sub>**

 Les contraintes sont vérifiées :  $(\bar{\sigma}_t \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_c)$ .

 Les contraintes ne sont pas vérifiées.

**Sous les charges :**  $P = P_2$  et  $M = M_{g(max)} + 0,6 M_q$ .


**Les contraintes admissibles :**

- La contrainte admissible à la compression :  $\bar{\sigma}_c = 0,6 \times f_{c28} = 27$  MPa.
- La contrainte admissible en traction :  $\bar{\sigma}_t = \bar{\sigma}_{s1} = -1,5 \times f_{t28} = -4,95$  MPa.
- La contrainte admissible en traction (zone d'enrobage) :  $\bar{\sigma}'_t = 0$  MPa.

X (m)	P (MN)	I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	V <sub>s</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m)	e <sub>0</sub> (m)	M(MN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)
0	9,23	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	9,98	9,98
4,5	8,94	0,7292	1,26	1,14	-0,40	4,98	12,10	7,47
9	9,39	0,7221	1,26	1,14	-0,60	9,57	17,02	3,93
13,5	9,64	0,7122	1,26	1,14	-0,80	11,96	17,94	3,61
18	9,35	0,6994	1,26	1,14	-1,00	12,76	16,25	4,55
22,5	9,25	0,7122	1,26	1,14	-0,80	11,96	18,07	2,69
27	8,80	0,7221	1,26	1,14	-0,60	9,57	17,00	2,74
31,5	8,03	0,7292	1,26	1,14	-0,40	4,98	11,74	5,90
36	7,79	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	8,42	8,42

**Tableau 44 : Contraintes dans le béton de la combinaison fréquente et P<sub>2</sub>**

 Les contraintes sont vérifiées :  $(\bar{\sigma}_t \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_c)$ .

 Les contraintes ne sont pas vérifiées.

**C. Combinaison rare :**

**Sous les charges :**  $P = P_1$  et  $M = M_{max}$ .


**Les contraintes admissibles :**

- La contrainte admissible à la compression :  $\bar{\sigma}_c = 0,6 \times f_{c28} = 27$  MPa.
- La contrainte admissible en traction :  $\bar{\sigma}_t = \bar{\sigma}_{s1} = -1,5 \times f_{t28} = -4,95$  MPa.
- La contrainte admissible en traction (zone d'enrobage) :  $\bar{\sigma}'_t = -f_{t28} = -3,3$  MPa.

X (m)	P (MN)	I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	V <sub>s</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m)	e <sub>0</sub> (m)	M(MN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)
0	10,78	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	11,65	11,65
4,5	10,59	0,7292	1,26	1,14	-0,40	6,00	14,49	8,68
9	10,88	0,7221	1,26	1,14	-0,60	12,00	21,31	3,12
13,5	11,05	0,7122	1,26	1,14	-0,80	15,00	22,84	2,08
18	10,86	0,6994	1,26	1,14	-1,00	16,00	21,00	3,35
22,5	10,79	0,7122	1,26	1,14	-0,80	15,00	22,93	1,47
27	10,49	0,7221	1,26	1,14	-0,60	12,00	21,29	2,33
31,5	9,97	0,7292	1,26	1,14	-0,40	6,00	14,25	7,64
36	9,82	0,7349	1,26	1,14	0,00	0,00	10,61	10,61

**Tableau 45 : Contraintes dans le béton de la combinaison rare et P<sub>1</sub>**

 Les contraintes sont vérifiées :  $(\bar{\sigma}_t \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_c)$ .

 Les contraintes ne sont pas vérifiées.

**Sous les charges :**  $P = P_2$  et  $M = M_{\max}$ .


**Les contraintes admissibles :**

- La contrainte admissible à la compression :  $\bar{\sigma}_c = 0,6 \times f_{c28} = 27$  MPa.
- La contrainte admissible en traction :  $\bar{\sigma}_t = \bar{\sigma}_{s1} = -1,5 \times f_{t28} = -4,95$  MPa.
- La contrainte admissible en traction (zone d'enrobage) :  $\bar{\sigma}'_t = -f_{t28} = -3,3$  MPa.

X (m)	P (MN)	I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	V <sub>s</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m)	e <sub>0</sub> (m)	M(MN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)
0	9,23	0,7349	1,26	1,14	0	0,00	9,98	9,98
4,5	8,94	0,7292	1,26	1,14	-0,4	6,00	13,85	5,88
9	9,39	0,7221	1,26	1,14	-0,6	12,00	21,26	0,09
13,5	9,64	0,7122	1,26	1,14	-0,8	15,00	23,31	-1,25
18	9,35	0,6994	1,26	1,14	-1	16,00	22,08	-0,73
22,5	9,25	0,7122	1,26	1,14	-0,8	15,00	23,44	-2,17
27	8,80	0,7221	1,26	1,14	-0,6	12,00	21,24	-1,09
31,5	8,03	0,7292	1,26	1,14	-0,4	6,00	13,49	4,31
36	7,79	0,7349	1,26	1,14	0	0,00	8,42	8,42

**Tableau 46 : Contraintes dans le béton de la combinaison rare et P<sub>2</sub>**

 Les contraintes sont vérifiées :  $(\bar{\sigma}_t \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_c)$ .

 Les contraintes ne sont pas vérifiées.

**VIII. Conclusion :**

Après avoir analysé et calculé la poutre selon les normes et les lois énoncées dans ce chapitre, et après toutes les vérifications de plusieurs sections dans la poutre, nous pouvons dire que notre pont peut supporter toutes les charges en cas de mise en tension, en repos et en exploitation.

## **CONCLUSION GENERAL**

En conclusion, et tout au long de la préparation de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de mettre en pratique les connaissances acquises durant nos études universitaires et cela dans le but de réaliser un mémoire contenant trois points de base :

- Un résumé d'une recherche bibliographique sur ce Méga projet (Autoroute est-ouest) ;
- Une présentation sur ce procédé de précontrainte par post-tension, utilisé dans le cadre de ce projet ;
- Des calculs conduits selon les méthodes analytiques décrites par le règlement BPEL 91.

De tout cela, nous avons pu élaborer une méthodologie de calcul pour ce type des sujets qui peut être un guide pour l'étudiant pour être en mesure de calculer les poutres en béton précontraint par post-tension.

Comme perspective, nous proposons pour les prochains projets de fin d'étude :

- D'élargir le travail en faisant le calcul à l'aide des logiciels de calcul, basés sur des méthodes numériques.
- De faire le calcul des armatures passives.
- De faire le calcul pour les autres composants du pont (entretoises, chevêtres, dalle, etc.).

### Les références :

- [1] ADA, «ALGERIENNE DES AUTOROUTES,» 2016. [En ligne]. Available : [http://www.ada.dz/index.php?option=com\\_content&view=article&id=63&Itemid=64](http://www.ada.dz/index.php?option=com_content&view=article&id=63&Itemid=64).
- [2] MTPT, «Ministère des Travaux Publics et des Transports,» 2011. [En ligne]. Available : <http://www.mtp.gov.dz/fr/permalink/3104.html>.
- [3] MTPT, «Ministère des Travaux Publics et des Transports,» 2013. [En ligne]. Available : <http://www.mtp.gov.dz/fr/mobile/permalink/3031.html>.
- [4] S. o. d. l. présidence, «Présidence de la République,» [En ligne]. Available : <http://www.el-mouradia.dz/francais/infos/actualite/archives/Autoroute/ProgrammeAutoroutier.htm>.
- [5] ADA, «ALGERIENNE DES AUTOROUTES,» 2016. [En ligne]. Available : [http://www.ada.dz/index.php?option=com\\_content&view=article&id=67&Itemid=62](http://www.ada.dz/index.php?option=com_content&view=article&id=67&Itemid=62).
- [6] I. B. Tir, «REALISATION DE L'AUTOROUTE EST-OUEST,» Le Soir, p. 3, 2006.
- [7] A. Chih, «Algérie Monde,» 16 Avril 2006. [En ligne]. Available : <http://www.algerie-monde.com/actualite/article192.html>. [Accès le 12 Février 18].
- [8] T. Pairault, « LE CONSORTIUM CITIC-CRCC ET L'AUTOROUTE EST-OUEST, Centre Chine,» L'École des Hautes Études en Sciences Sociales, 2014, pp. 7-8.
- [9] S. o. d. l. Présidence, «Présidence de la République,» [En ligne]. Available: <http://www.el-mouradia.dz/francais/infos/actualite/archives/Autoroute/ReferencesEntreprisesRetenu es.htm>.
- [10] T. Pairault, « Les entreprises non chinoises appelées par la CITIC-CRCC,» chez LE CONSORTIUM CITIC-CRCC ET L'AUTOROUTE EST-OUEST, Centre Chine, L'École des Hautes Études en Sciences Sociales, 2014, pp. 24-25.
- [11] ADA, «ALGERIENNE DES AUTOROUTES,» 2016. [En ligne]. Available : [http://www.ada.dz/index.php?option=com\\_content&view=article&id=64&Itemid=65](http://www.ada.dz/index.php?option=com_content&view=article&id=64&Itemid=65).
- [12] ADA, «ALGERIENNE DES AUTOROUTES,» 2016. [En ligne]. Available : [http://www.ada.dz/index.php?option=com\\_content&view=article&id=60&Itemid=68](http://www.ada.dz/index.php?option=com_content&view=article&id=60&Itemid=68).
- [13] S. ROUHA, «el-djazair,» [En ligne]. Available : [https://www.eldjazaircom.dz/index.php?id\\_rubrique=354&id\\_article=4979](https://www.eldjazaircom.dz/index.php?id_rubrique=354&id_article=4979). [Accès le 20 Février 2018].  
ADA, «ALGERIENNE DES AUTOROUTES,» 2016. [En ligne]. Available : <http://www.ada.dz>.
- [14] P. Delliou, **BETON PRECONTRAIT AUX EUROCODES**, Lyon : Presses universitaires de Lyon, 2003.
- [15] H. THONIER, **LE BETON DE PRECONTRAIT AU ETATS-LIMITE**, Paris : Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1985.
- [16] SETRA, **Fascicule N°65, EXECUTION DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL**, 2011.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [17] SETRA, **Mémento pour la mise en œuvre sur ouvrages d'art**, Document imprimé à partir du site de la Documentation Française des Techniques Routières, 2009.
- [18] P. Bron, L. Boutonnet, P. Chassagnette, C. Néant, J. Seantier et H. Thonier, **La précontrainte dans le bâtiment**, SEDIP.
- [19] P. JARTOUX, B. FARGEOT et C. TOURNEUR, **Techniques de l'ingénieur, Béton précontraint - Techniques de mise en œuvre-**.
- [20] B. d. ponts, **Circulaire N° 576-A/11**, Bruxelles : Ministère des Travaux Publics de Belgique, 1988.
- [21] Ministère de l'équipement et Ministère des transports de la France, «**fascicule 61, titre II,**» Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, pp. 56-57.
- [22] M. MULS, **Flexion transversale des ouvrages à poutres sous chaussées et poutres latérales**, Paris : Ecole nationale des ponts et chaussées, 2015.
- [23] «**Guide Béton,**» [En ligne] : <http://www.guidebet.com/classes-resistance-beton>. [Accès le 15 Mars 2018].
- [24] Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement de la France, «**Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99,**» Fascicule n° 62 - Titre I - Section II, 1999, pp. 51-54.
- [25] Ministère de l'habitat, «**Règles de conception et de Calcul des structures en Béton Arme C.B.A.93,**» Document Technique Règlementaire D.T. R. - B.C. 2-41, Alger, 1993, p. 8.
- [26] Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement de la France, «**Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99,**» Fascicule n° 62 - Titre I - Section II, 1999, pp. 118-119.
- [27] Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement de la France, «**Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99,**» Fascicule n° 62 - Titre I - Section II, 1999, pp. 115-117.
- [28] Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement de la France, «**Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99,**» Fascicule n° 62 - Titre I - Section II, 1999, p. 27.

**TABLE DES MATIERES DES ANNEXES**

**Annexe 01 (Surcharges routières)**

1. Surcharge A(l) .....	IV
2. Surcharge B <sub>c</sub> .....	IV
3. Surcharge B <sub>t</sub> .....	VI
4. Surcharge B <sub>r</sub> .....	VI
5. Surcharge M <sub>C80</sub> .....	VII
6. Surcharge M <sub>e80</sub> .....	VII
7. Surcharge M <sub>C120</sub> .....	VIII
8. Surcharge M <sub>e120</sub> .....	VIII
9. Surcharge D <sub>240</sub> .....	IX

Annexe 01

(Surcharges routières)

**1. Surcharge A(l) :**

- Coefficient  $a_1$  : donner par le tableau suivant :

Nombre des voies		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 <sup>er</sup>	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 <sup>eme</sup>	1	0,9	-	-	-
	3 <sup>eme</sup>	0,9	0,8	-	-	-

Tableau 01 : les valeurs du coefficient  $a_1$

- Coefficient  $a_2$  :  $a_2 = \frac{V_0}{V}$  avec  $V_0$  :

Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>
$V_0$	3,5 m	3,0 m	2,75 m

Tableau 02 : les valeurs de  $V_0$

**2. Surcharge  $B_c$  :**

Le système  $B_c$  comporte deux véhicules, chaque véhicule comporte deux essieux et répond aux caractéristiques suivantes :

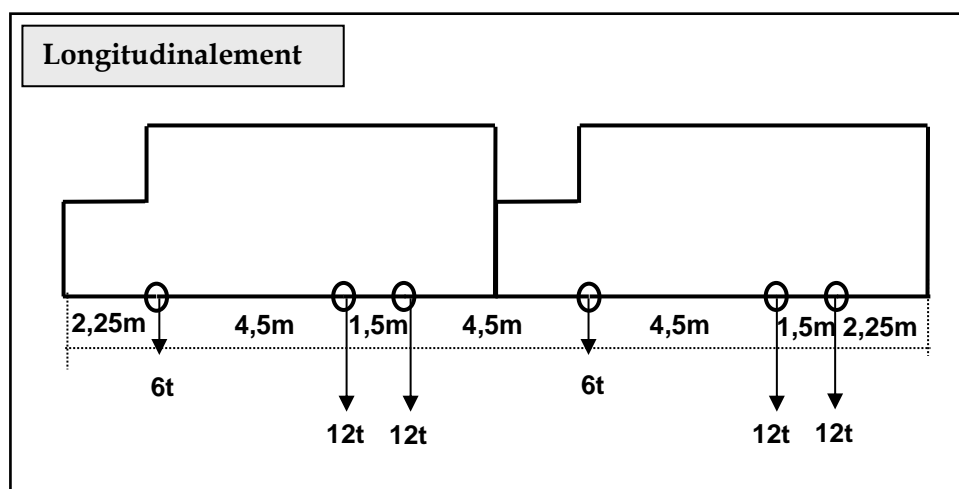


Figure 1 : Profil en long de la surcharge  $B_c$

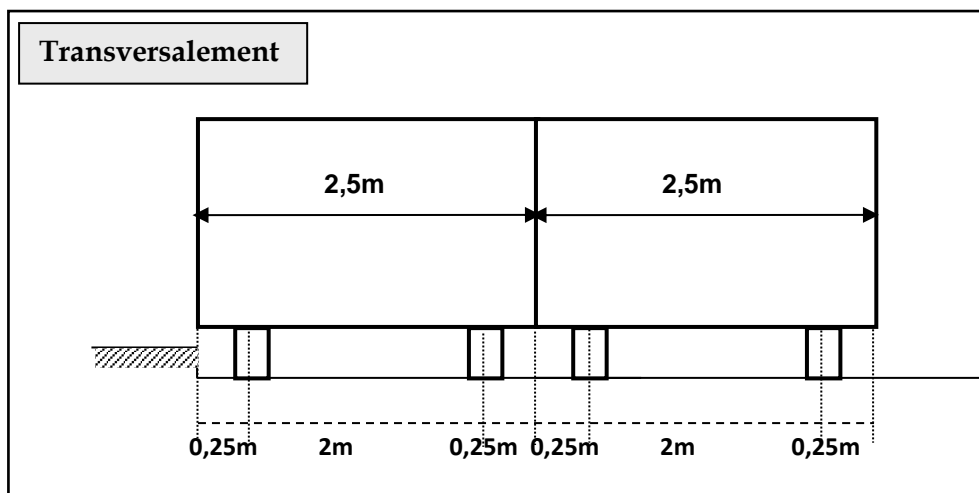


Figure 2 : Profil en travers de la surcharge  $B_c$

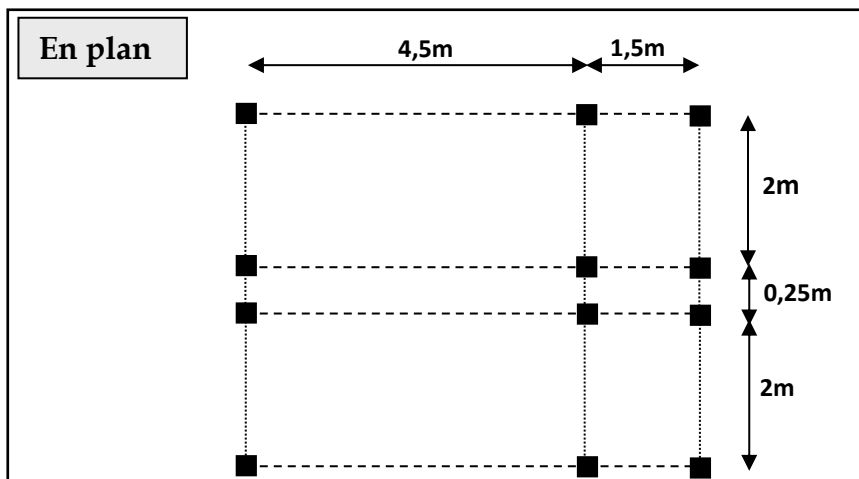


Figure 3 : vue en plan de la surcharge  $B_c$

- Coefficient  $b_c$  : donner par le tableau suivant :

Nombre de files considérées		1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1 <sup>er</sup>	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	2 <sup>eme</sup>	1,00	1,00	-	-	-
	3 <sup>eme</sup>	1,00	0,8	-	-	-

Tableau 03 : les valeurs du coefficient  $b_c$

**3. Surcharge  $B_t$ :**

Un véhicule type du système  $B_t$  comporte deux essieux et répond aux caractéristiques suivantes :

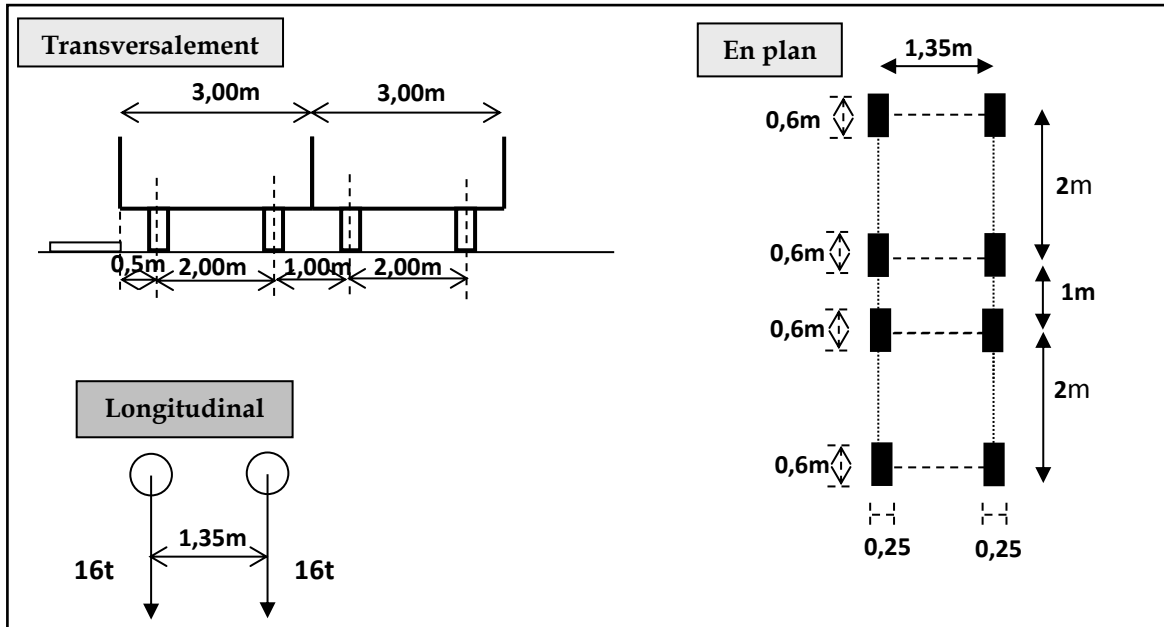


Figure 4 : le système  $B_t$

- Coefficient  $b_t$  : donner par le tableau suivant :

Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	2 <sup>ème</sup>
$b_t$	1	0,9

Tableau 04 : les valeurs de  $b_t$

**4. Surcharge  $B_r$ :**

Un véhicule type du système  $B_r$  comporte un essieu et répond aux caractéristiques suivantes :

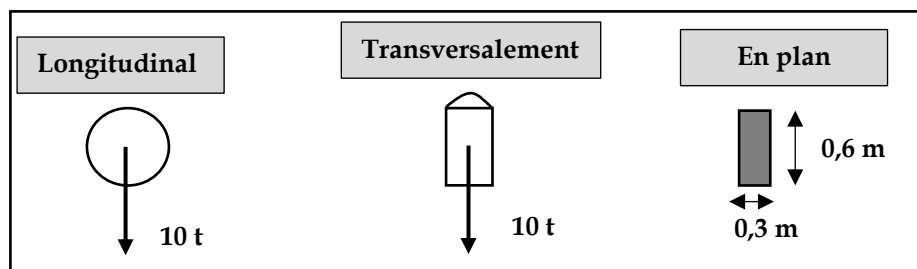


Figure 5 : le système  $B_r$

**5. Surcharge  $M_{C80}$  :**

Un véhicule type du système  $M_{C80}$  comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

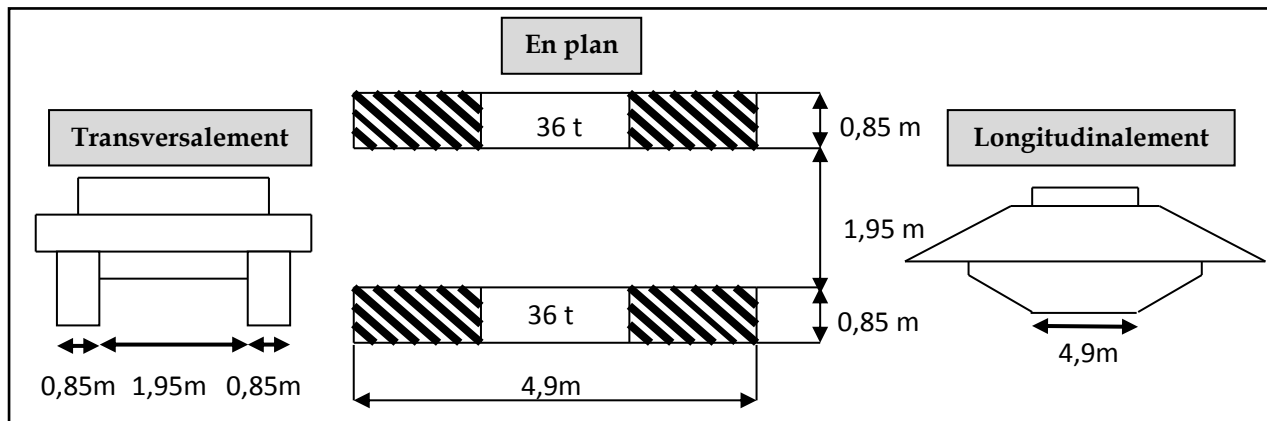


Figure 6 : le système  $M_{C80}$

**6. Surcharge  $M_{e80}$  :**

Un véhicule type du système  $M_{e80}$  comporte deux essieux et répond aux caractéristiques suivantes :

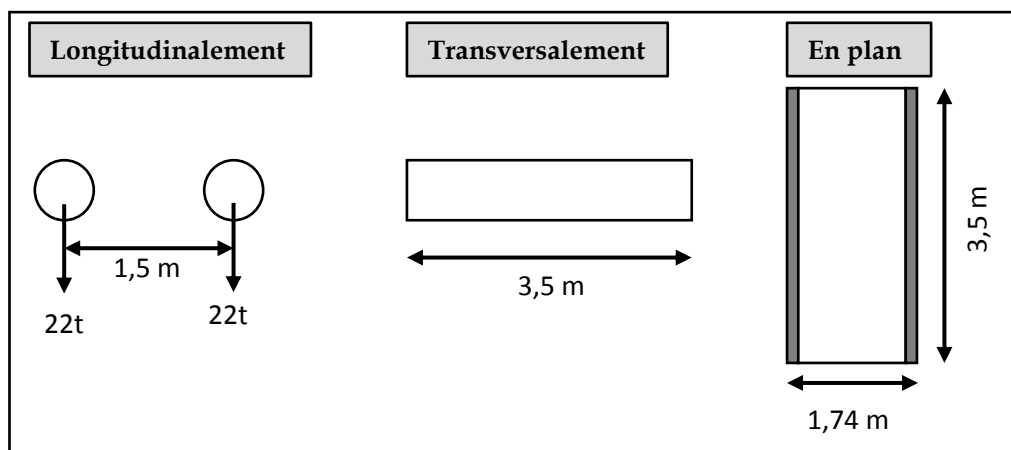


Figure 7 : le système  $M_{e80}$

**7. Surcharge  $M_{C120}$  :**

Un véhicule type du système  $M_{C120}$  comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

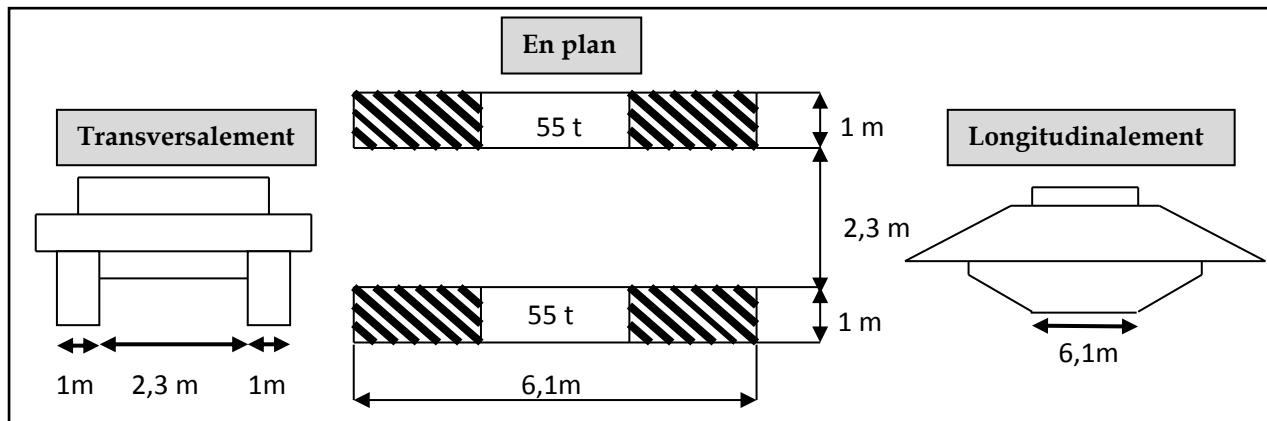


Figure 8 : le système  $M_{C120}$

**8. Surcharge  $M_{e120}$  :**

Un véhicule type du système  $M_{e120}$  comporte deux essieux et répond aux caractéristiques suivantes :

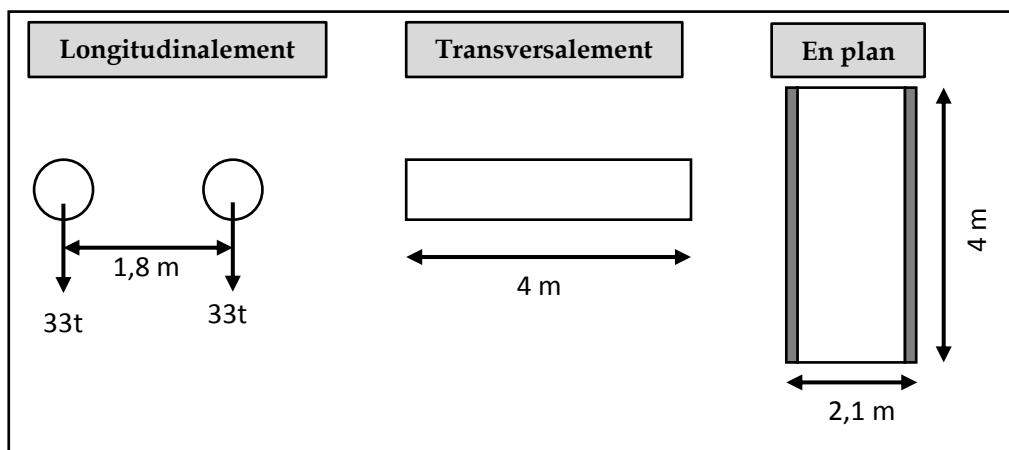
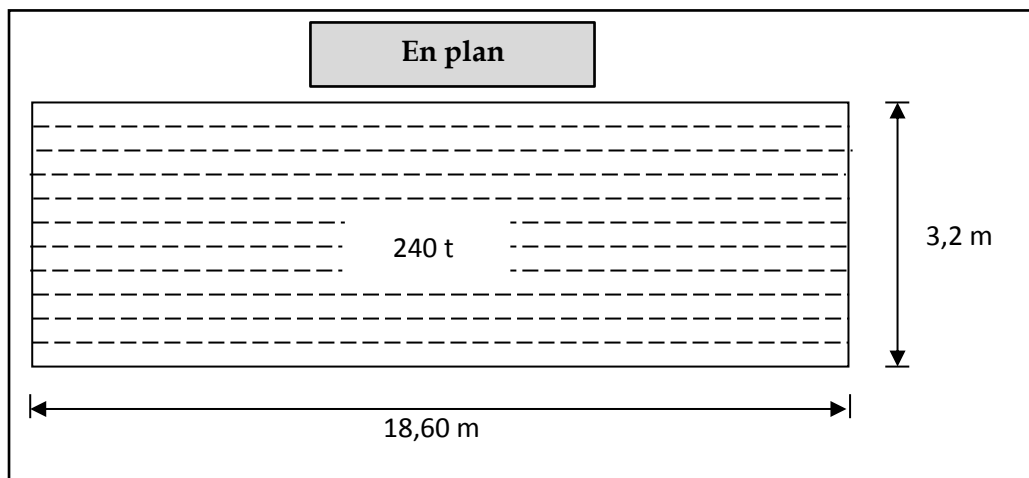


Figure 9 : le système  $M_{e120}$

**9. Surcharge D<sub>240</sub> :**

Un véhicule type du système D<sub>240</sub> répond aux caractéristiques suivantes :



**Figure 10 : le système D<sub>240</sub>**