

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID – TLEMCEM
FACULTE DE TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil
Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option Infrastructure de Base et Géotechnique

Thème

**ETUDE TECHNICO- ECONOMIQUE SUR DEUX VARIANTES DE
PONT**

Présenté par

M. TOR Youcef

M. MELLOUK Kamel

Soutenu en 24 Juin 2014 devant le jury composé de :

ZENDAGUI.D

Président

BENAMAR.A

Examineur

CHERIF BENMOUSSA M.Y

Examineur

MAACHOU.O

Encadreur

HAMZAOUI.F

Encadreur

2013-2014

REMERCIEMENTS

Nous tenons dans un premier temps à remercier DIEU tout puissant de nous avoir donné la chance et le privilège d'étudier et de nous avoir permis d'en arriver là.

Nous adressons nos vifs remerciements à nos encadreurs : Mr MAACHOU.O ; qui s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi que par l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer et Mr HAMZAOUI.F pour son soutien, sa confiance et son enseignement toujours judicieux et rigoureux durant toutes les phases de ce mémoire. Qu'ils trouvent ici l'expression de nos sincères gratitude.

Nous tenons également à remercier Mr. ZENDAGUI.D d'avoir accepté bien voulu examiner notre travail.

Aussi nous remercions Mr CHERIF BENMOUSSA M.Y et BENAMAR.A qui ont bien voulu examiner notre travail.

Nous tenons à remercier plus particulièrement Mr BAGHDADI et Mr GHALEM.B et Mr TAIBI.M pour leur disponibilité incessante, leurs conseils rigoureux et leur sens critique et à tout le personnel de la S.E.R.O.R.

Nous adressons également notre profonde gratitude à tous les professeurs de l'université Abou bekr Belkaïd en particulier ceux du département de GENIE CIVIL.

Enfin, nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire



DEDICACES

Tous d'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'étude.

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Mes chères sœurs

Mon binôme : Kamel

Mes amis :Abdelkader, Alaeddine, Baghdadi, Abdelrahim, Mohammed Amar, Mounir, Ilyes, Ali , smail, Hichem

Toute la promotion :IBG-TP 2014.

Tous ce qui m'aiment et que j'aime.

TOR Youcef

Je dédie ce mémoire de fin d'études

A mon très cher père Si Mohammed et à la mémoire de ma très chère mère en témoignage de ma reconnaissance envers le soutien, les sacrifices et tous les efforts qu'ils ont fait pour mon éducation ainsi que ma formation.

A mes chers frères : Amar, Abdelhafid , Oussama

A ma chère sœur: Fatima

A mon très chère grand père Bouziane que dieu me le garde.

Mon binôme : Youcef

Mes amis :Abdelkader, Abdelrahim, Mohammed, Mounir, Ilyes, Ali , smail
Hichem

A tous ma famille

Toute la promotion :IBG-TP 2014.

MELLOUK Kamel

ان اختيار تصميم الجسر يعتمد على عدة عوامل اقتصادية، تقنية و بيئية ... , عميلية اتخاذ القرار التي تتم من طرف صاحب المشروع تعتبر مشكلة حقيقية نظرا لتعدد العوامل المؤثرة.

المشروع المنجز في هذه المذكرة هي المقارنة من الناحية التقنية و الاقتصادية بين جسر بالخرسانة مسبقة الإجهاد و جسر بالخرسانة المسلحة.

و هدفنا من هذا العمل هو دراسة الحالتين من الناحية التقنية و الاقتصادية للجسر المتواجد في الطريق الوطني رقم 94 ولاية سيدي بلعباس.

مهمتنا هي حساب ابعاد العارضة في كلتا الحالتين و حساب الحديد الذي يتواجد في العارضة مسبقة الاجهاد و العارضة المسلحة , و عن طريق الدراسة الادارية نستخلص الحالة الجيدة من الحالتين و من اجل تسهيل الاختيار نستعمل برنامج Ms Project.

و بعد النتائج المحصل عليها من الدراستين استخلصنا ان جسر بالعارضات الخرسانية المسلحة اكثر اقتصادا من العارضات مسبقة الاجهاد.

الكلمات الدلالية : جسر, الخرسانة المسلحة, الخرسانة مسبقة الاجهاد, ادارة, الوقت, التكلفة , الجودة

RESUME

Le choix de la conception du pont dépend de plusieurs facteurs, économique, technique environnemental ... la prise de décision de la part du maitre d'ouvrage sur le choix de la variante est une véritable problématique.

Ce présent mémoire propose l'étude technique et économique d'un ouvrage d'art avec deux variantes qui sont : pont a poutre en béton armé et pont à poutre en béton précontraint par post-tension.

L'objectif de ce travail est de faire une étude comparative technique et économique des deux variantes du pont qui se situé sur la route national R.N 94 au P.K 28 + 400 à la wilaya de SIDI BEL ABBES.

Notre travail consiste à faire un pré dimensionnement des poutres des deux variantes, un calcul de ferrailage des poutres en béton armé et poutre en béton précontraint, et conclure par une étude managériale qui consiste à faire une étude technico- économique, pour le choix de la meilleure variante en utilisant le logiciel Ms Project pour l'élaboration des plannings de Gantt et le calcul du cout et délai de chaque variante..

Les résultats obtenue dans ce travail montre que la variante d'un pont à poutre en béton armé et plus économique par rapport a la variante de pont a poutre en béton précontraint.

Mots clés : Pont, béton précontraint, béton armé, le coût, qualité, délai, management

ABSTRACT

This present memory offers the technical and economic study of a work of art with two variants which are: bridge beam in reinforced concrete and prestressed concrete post-tensioned beam bridge.

The objective of this work is to make a comparative study of technical and economic of the two variants of the bridge that is located on the national road SS 94 P.K 28 + 400 to SIDI BEL ABBÈS wilaya.

Our job is to make a design of the beams of two variants, a calculation of reinforcement of reinforced concrete beams and prestressed concrete beam, and conclude with a managerial study making a study-technical economic, for the choice of the best variant using the Ms Project software for the development of schedules of Gantt and the calculation of the cost and delay of each variant...

The results obtained in this work shows that the variant of a bridge in concrete reinforced and more economical by report variant of bridge girder prestressed concrete beam.

Key words: Bridge, prestressed concrete, reinforced concrete, cost, quality, time, management

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	II
DEDICACE.....	III
المخلص	V
RESUME	VI
ABSTRACT.....	VII
TABLE DES MATIERES.....	VIII
LISTE DES FIGURES	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XV
INTRODUCTION GENERALE.....	1

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE PROJET ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

1.1. INTRODUCTION.....	3
1.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	3
1.2.1. Démarche du concepteur	4
1.2.2. Choix du type d'ouvrage	8
1.2.3. Conclusion	9
1.3. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.....	10
1.3.1. Le béton :.....	10
1.3.2. L'acier :.....	11

CHAPITRE 2: PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

2.1. INTRODUCTION.....	14
2.2. LARGEUR DU TABLIER.....	14
2.3. PRE DIMENSIONNEMENT DE 1 ^{er} VARIANTE.....	14
2.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE.....	17
2.5. PRE DIMENSIONNEMENT DE 2 ^{eme} VARIANTE	20
2.6. EVALUATION DES CHARGES DE 1 ^{er} VARIANTE.....	22
2.6.1. La charge permanente (CP)	22
2.6.2. La charge complémentaire permanente (CCP).....	23
2.6.3. Calcul des surcharges routières	25

2.7. EVALUATION DES CHARGES DE 2 ^{ème} VARIANTE.....	32
2.7.1. La charge permanente (CP)	32
2.7.2. La charge complémentaire permanente (CCP).....	33
2.7.3. Calcul des surcharges routières	35

CHAPITRE 3 : ETUDE DU TABLIER A PONT EN BETON PRECONTRAINT

3.1. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES.....	39
3.1.1. Poutre seule.....	39
3.1.2. Dalle.....	39
3.1.3. Superstructure	40
3.1.4. Tableau récapitulatif des M, T, R :	41
3.2. MOMENT FLECHISSANT.....	42
3.2.1. Moment fléchissant à $x=0.5L$:	42
3.2.2. Moment fléchissant à $x=0,25L$:	45
3.3. EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES	48
3.3.1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.00L$	48
3.3.2. Efforts tranchants dus aux surcharges: Pour $x = 0.25L$	49
3.3.3. Tableau récapitulatif des efforts tranchant:	51
3.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE.....	52
3.4.1. Principe et définition de la précontrainte	52
3.4.2. Technique de réalisation de la précontrainte	52
3.4.3. Dimensionnement de la précontrainte	54
3.4.4. les pertes de la précontrainte	64
3.4.5. Vérification de la flexion à mi – travée	72
3.4.6. Ferrailage de la poutre.....	74
3.4.7. Vérification De l'Efforts Tranchants.....	75

CHAPITRE 4 : ETUDE DU TABLIER A PONT EN BETON ARME

4.1. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES.....	79
4.1.1. Poutre seule	79
4.1.2. Dalle	80
4.1.3. Superstructure	80
4.1.4. Tableau récapitulatif des M, T, R.....	81

4.2..	MOMENT FLECHISSANT.....	82
4.2.1.	Moment fléchissant à $x=0,5L$:.....	82
4.2.2.	Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges.....	85
4.2.3.	Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.00L$	86
4.2.4.	Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges.....	87
4.3.	FERRAILLAGE DES POUTRES.....	88
4.4.	Jonction de l'ourdis et l'âme de la poutre.....	91
4.5.	CALCUL DE LA CONTRE FLECHE.....	92
4.6.	LA MANUTENTION DES POUTRES.....	93
CHAPITRE 5 : ETUDE TECHNICO - ECONOMIQUE		
5.1.	INTRODUCTION.....	95
5.2.	MANAGEMENT DE PROJET.....	95
5.2.1.	cycle de vie de projet.....	97
5.2.2.	Parties prenantes.....	99
5.2.3.	Définir la structure des tâches WBS.....	101
5.2.4.	Plan des ressources.....	102
5.2.5.	Devis Estimatif.....	106
5.3.	Etude technico-économique.....	108
5.3.1.	Variante 1 : Ponts à poutre précontrainte par post tension.....	108
5.3.2.	Variante 2 : Ponts à poutre béton armé.....	110
5.4.	Analyse multicritère.....	112
5.5.	CONCLUSION.....	113
CONCLUSION GENERALE.....		114
BIBLIOGRAPHIE.....		116
WEBOGRAPHIE.....		118
ANNEXE		

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Plan de situation du pont (maps.google.com).....	3
Figure 1.2 : Photo du site sur la RN94 (L.T.P.O, 2008).....	6
Figure 1.3 : Diagrammes contraintes déformations (LACROIX MR et all, 2000).....	12
Figure 2.1 : Section de la poutre en « T » sans hourdis à l'about.....	17
Figure 2.2 : Section de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis.....	18
Figure 2.3 : Vue en plan de la poutre.....	22
Figure 2.4 : Dimensions de la poutre.....	22
Figure 2.5 : La corniche.....	24
Figure 2.6 : Le trottoir.....	24
Figure 2.7 : Dispositions du système Bc (LACROIX M.R et all 1980).....	27
Figure 2.8 : Les dimensions du système Bt (LACROIX M.R et all 1980).....	28
Figure 2.9 : Disposition du système B _r (LACROIX M.R et all 1980).....	29
Figure 2.10 : Disposition du système militaire Mc 120(LACROIX M.R et all 1980).....	29
Figure 2.11 : Disposition du exceptionnelle D240 (LACROIX M.R et all 1980).....	30
Figure 2.12 : Dimensions de la poutre.....	32
Figure 2.13 : La corniche.....	34
Figure 2.14 : Le trottoir.....	34
Figure 3.1 : Poutre seule.....	39
Figure 3.2 : Diagramme de moment fléchissant sous la poutre seule.....	39
Figure 3.3 : Diagramme d'effort tranchant sous la poutre seule.....	39
Figure 3.4 : Diagramme de moment fléchissant de la dalle.....	40
Figure 3.5 : Diagramme d'effort tranchant de la dalle.....	40
Figure 3.6 : Diagramme de moment fléchissant de la superstructure.....	40
Figure 3.7 : Diagramme d'effort tranchant de la superstructure.....	41
Figure 3.8 : Diagramme de moment fléchissant de la charge de la charge permanente ..	41
Figure 3.9 : Diagramme d'effort tranchant de la charge permanente.....	41
Figure 3.10 : Surcharge A (L) une voie chargée à $x=0.5l$	42
Figure 3.11: Surcharge A (L) deux voies chargées à $x=0.5l$	42
Figure 3.12 : Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé) à $x=0.5l$	42
Figure 3.13 : Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés) à $x=0.5l$	42
Figure 3.14 : Système BC (Une voie chargée) à $x=0.5l$	43
Figure 3.15 : Système Bt (Un seul Tandem) à $x=0.5l$	44
Figure 3.16 : Système Br à $x=0.5l$	44
Figure 3.17 : Système MC 120.....	44

<i>Figure 3.18: Charge exceptionnelle D240</i>	44
<i>Figure 3.19 : Surcharge A (L) une voie chargée à $x=0.25l$</i>	45
<i>Figure 3.20 : Surcharge A (L) deux voies chargées</i>	45
<i>Figure 3.21 : Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé)</i>	45
<i>Figure 3.22 : Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés)</i>	45
<i>Figure 3.23 : Système Bc à $x=0.25l$</i>	46
<i>Figure 3.24 : Système Bt à $x=0.25l$</i>	46
<i>Figure 3.25 : Système Br à $x=0.25l$</i>	46
<i>Figure 3.26 : Système MC 120 à $x=0.25l$</i>	47
<i>Figure 3.27 : Charge exceptionnelle D240 à $x=0.25l$</i>	47
<i>Figure 3.28 : Surcharge A (L) une voie chargée à $x=0.0l$</i>	48
<i>Figure 3.29 : Surcharge Bc à $x=0.0l$</i>	48
<i>Figure 3.30 : Surcharge Bt à $x=0.0l$</i>	48
<i>Figure 3.31 : Surcharge Br à $x=0.0l$</i>	48
<i>Figure 3.32 : Surcharge Mc120 d à $x=0.0l$</i>	49
<i>Figure 3.33 : Convoi exceptionnel D240 à $x=0.0l$</i>	49
<i>Figure 3.34 : Surcharge A(L) à $x=0.25l$</i>	49
<i>Figure 3.35 : Surcharge Bc à $x=0.25l$</i>	50
<i>Figure 3.36 : Surcharge Bt à $x=0.25l$</i>	50
<i>Figure 3.37 : Surcharge Br à $x=0.25l$</i>	50
<i>Figure 3.38: Surcharge Mc120 à $x=0.25l$</i>	50
<i>Figure 3.39 : Convoi exceptionnel D240 à $x=0.25l$</i>	51
<i>Figure 3.40 : Principe de la précontrainte (YAZID.A, 2005)</i>	52
<i>Figure 3.41: Précontrainte par pré-tension (YAZID.A, 2005)</i>	53
<i>Figure 3.42 : Précontrainte par post-tension (YAZID.A, 2005)</i>	53
<i>Figure 3.43 : Diagramme des contraintes sous (P1)</i>	57
<i>Figure 3.44 : Diagramme des contraintes sous (P2)</i>	57
<i>Figure 3.45 : Diagramme des contraintes sous (P1)</i>	58
<i>Figure 3.46 : Diagramme des contraintes sous (P2)</i>	58
<i>Figure 3.47 : Diagramme des contraintes sous (P1)</i>	59
<i>Figure 3.48 : Diagramme des contraintes sous (P2)</i>	59
<i>Figure 3.49 : Section équivalente</i>	60
<i>Figure 3.50 : Disposition des câbles</i>	63
<i>Figure 3.51: Angle de déviation</i>	65
<i>Figure 3.52 : Représentation des tensions par suite des pertes par frottement</i>	66
<i>Figure 3.53 : Diagramme des contraintes sous « p2 » (combinaison rare)</i>	74
<i>Figure 4.1 : Poutre seule</i>	79

<i>Figure 4.2 : Diagramme de moment fléchissant sous la poutre seule.....</i>	<i>79</i>
<i>Figure 4.3 : Diagramme d'effort tranchant sous la poutre seule.....</i>	<i>79</i>
<i>Figure 4.4 : Diagramme de moment fléchissant de la dalle.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure 4.5 : Diagramme d'effort tranchant de la dalle.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure 4.6 : Diagramme de moment fléchissant de la superstructure.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure 4.7 : Diagramme d'effort tranchant de la superstructure.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure 4.8 : Diagramme de moment fléchissant de la charge de la charge permanente..</i>	<i>81</i>
<i>Figure 4.9 : Diagramme d'effort tranchant de la charge permanente.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure 4.10 : Surcharge A (L) une voie chargée à $x=0.5l$.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure 4.11 : Surcharge A (L) Deux voies chargées à $x=0.5l$.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure 4.12 : Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé) à $x=0.5l$.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure 4.13 : Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés) à $x=0.5l$.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure 4.14 : Système BC (Une voie chargée) à $x=0.5l$.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure 4.15 : Système Bt (Un seul Tandem) à $x=0.5l$.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure 4.16 : Système Br à $x=0.5l$.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure 4.17 : Système MC 120.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure 4.18 : Charge exceptionnelle D240.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure 4.19 : Surcharge A (L) à $x=0.00l$.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure 4.20 : Surcharge Bc à $x=0.00l$.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure 4.21 : Surcharge Bt à $x=0.00l$.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure 4.22 : Surcharge Br à $x=0.00l$.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure 4.24 : Surcharge Mc120 à $x=0.00l$.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure 4.24 : Convoi exceptionnel D240 à $x=0.0l$.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure 4.25 : Section de la poutre+dalle.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure 4.26 : Le ferrailage de section.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure 4.27 : Poutre seule.....</i>	<i>92</i>
<i>Figure 4.28 : Calcul de $Y(m)$ de la poutre.....</i>	<i>93</i>
<i>Figure 4.29 : La position des points de levage.....</i>	<i>93</i>
<i>Figure 4.30 : Diagramme du moment fléchissant.....</i>	<i>94</i>
<i>Figure 4.31 : Diagramme d'effort tranchant.....</i>	<i>94</i>
<i>Figure 5.1 : Triangle d'or du projet.....</i>	<i>95</i>
<i>Figure 5.2 : Cycle de vie d'un projet (OUDOTS, 2009).....</i>	<i>97</i>
<i>Figure 5.3 : Le maître d'œuvre du projet (CASANOVA.G et ABECASSIS.D).....</i>	<i>100</i>
<i>Figure 5.4 : Profil transversal du tablier de Ponts à poutre précontrainte.....</i>	<i>108</i>
<i>Figure 5.5 : Ferrailage de poutre béton précontrainte a mi travée.....</i>	<i>108</i>
<i>Figure 5.6 : Profil transversal du tablier de Ponts à poutre béton armé.....</i>	<i>110</i>

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Répartition des Ouvrages d'art (CACI, 2009).....	1
Tableau 2 : Les grands Viaducs en chantier (www.mtp.gov.dz).....	2
Tableau 1.1: Sondage(SC1) coté TELAGH (L.T.P.O, 2008).....	6
Tableau 1.2: Sondage(SC2) coté MOULAY SLISSEN (L.T.P.O, 2008).....	7
Tableau 1.3: Sondage(SC1) coté TELAGH (L.T.P.O, 2008).....	7
Tableau 1.4: Sondage(SC2) coté MOULAY SLISSEN (L.T.P.O, 2008).....	7
Tableau 1.5: Ponts à une seule travée (BENAYAD.K&BENADLA.I, 2009).....	8
Tableau 1.6: Ponts à plusieurs travées (BENAYAD.K&BENADLA.I, 2009).....	9
Tableau 1.7 : Contraintes admissibles.....	13
Tableau 1.8 : Aciers de la précontrainte.....	13
Tableau 2.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre en « T » sans hourdis à l'about....	18
Tableau 2.2 donnant les caractéristiques géométriques de la section d'about.....	18
Tableau 2.3 : Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis.....	19
Tableau 2.4 donnant les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire.....	19
Tableau 2.5 : Epaisseur de l'hourdis.....	20
Tableau 2.6 : Classe de pont (LACROIX .M.R et all 1980).....	25
Tableau 2.7: Coefficient de dégressivité transversale de la charge (LACROIX .M.R et all 1980)	26
Tableau 2.8 : valeur de V_0 (LACROIX .M.R et all 1980).....	26
Tableau 2.9: coefficient de b_c (LACROIX .M.R et all 1980).....	27
Tableau 2.10 : Coefficient b_t (LACROIX .M.R et all 1980).....	28
Tableau 2.11 : les charges et surcharges appliqué sur les deux variantes.....	38
<i>Tableau 3.1 : M, T, R de la poutre.....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau 3.2 : M, T, R de la dalle.....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau 3.3 : M, T, R de superstructure.....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau 3.4 : Récapitulatif M, T, R.....</i>	<i>41</i>
<i>Tableau 3.5 : Récapitulatif des moments dus aux surcharges.....</i>	<i>47</i>
<i>Tableau 3.6 : Récapitulatif des efforts tranchant.....</i>	<i>51</i>
<i>Tableau 3.7 : Les caractéristiques de la poutre à mi travée.....</i>	<i>54</i>
<i>Tableau 3.8: Récapitulatif des résultats de précontrainte.....</i>	<i>56</i>
<i>Tableau 3.9 Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure.....</i>	<i>63</i>
<i>Tableau 3.10: Perte due aux frottements.....</i>	<i>64</i>
<i>Tableau 3.11: Perte dues au glissement.....</i>	<i>67</i>

<i>Tableau 3.12: Caractéristiques géométriques des sections à $X = 0.00L$</i>	67
<i>Tableau 3.13: Caractéristiques géométriques des sections à $X = 0.25L$</i>	67
<i>Tableau 3.14: Caractéristiques géométriques des sections à $X = 0.50L$</i>	67
<i>Tableau 3.15: Section nette de la poutre</i>	68
<i>Tableau 3.16: Les valeurs des moments M_g selon la longueur de la poutre</i>	68
<i>Tableau 3.17: Les pertes dues au raccourcissement élastique</i>	68
<i>Tableau 3.18: Les pertes instantanées</i>	69
<i>Tableau 3.19 : Perte due à la relaxation des aciers</i>	70
<i>Tableau 3.20 : Section nette de la poutre + dalle</i>	70
<i>Tableau 3.21 : Récapitulatif des pertes (MPa)</i>	71
<i>Tableau 3.22 : La détermination de l'excentricité</i>	72
<i>Tableau 3.23: Détermination des contraintes à la mise en tension</i>	72
<i>Tableau 3.24 : Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite</i>	72
<i>Tableau 3.25 : Détermination des contraintes</i>	73
<i>Tableau 4.1 : M, T, R de la poutre</i>	79
<i>Tableau 4.2 : M, T, R de la dalle</i>	80
<i>Tableau 4.3 : M, T, R de superstructure</i>	80
<i>Tableau 4.4 : Récapitulatif M, T, R</i>	81
<i>Tableau 4.5 : récapitulatif des moments dus aux surcharges</i>	85
<i>Tableau 4.6 : récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges</i>	87
<i>Tableau 4.7 : Moments fléchissant et effort tranchants</i>	88
<i>Tableau 4.8 : Calcul de $Y(m)$</i>	93
<i>Tableau 5.1 : Tableau de ressources de pont béton armé</i>	104
<i>Tableau 5.2 : Tableau de ressources de pont béton précontrainte</i>	105
<i>Tableau 5.3: Devis Estimatif de pont en béton armé établi avec M_s project 2003..</i>	106
<i>Tableau 5.4: Devis Estimatif de pont en B.P établi avec M_s project 2003</i>	107
<i>Tableau 5.5 : Les différences entre les deux variantes</i>	108
<i>Tableau 5.6 : Le béton précontraint du pont</i>	109
<i>Tableau 5.7 : Le béton armé du pont</i>	111
<i>Tableau 5.8 : Analyse multicritère</i>	112
<i>Tableau 5.9 : Echelle de l'analyse multicritère</i>	112

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des trémies et des ponts.

D'une façon général on appelle un pont tout ouvrage permettant a une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas on distingue : pont route, pont rail, pont canal.

Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrostatiques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre.

La construction d'ouvrages d'art connaît une activité significative à la faveur des programmes initiés pour répondre à des exigences socio-économique du pays. Ces réalisations témoignent du génie national qui se consacre d'avantage dans l'art de concevoir et de construire. Ce capital va certainement servir de source de référence au lancement des futurs grands projets

La réalisation en matière d'ouvrages d'art a connu une évolution très rapide, passant de 2583 ouvrages recensés en 1990 à 3756 ouvrages recensés en 2002 pour atteindre un nombre de 6285 ouvrages recensés en 2013.

L'autoroute Est Ouest, de part 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.

Tableau 1: Répartition des Ouvrages d'art (CACI, 2009)

CC	CW	RN	AUTOROUTE	TOTAL
1343	1609	3333	390	6675
AUTOROUTE				
	Lot Est	Lot Centre	Lot Ouest	TOTAL
PONT	179	85	101	365
VIADUC	11	8	6	25

Tableau 2 : Les grands Viaducs en chantier (www.mtp.gov.dz)

NOM	Nombre des travées	Longueur totale
Viaduc Sidi Snouci (Tlemcen)	-	2000 m
Viaduc Oued Ouchaiah (Alger)	23 (2 travées de 86 ml et 21 travées de 40 ml)	2 x 1118 ml
Viaduc à l'entrée Sud d'Annaba	11 (2 travées de rive de 36 ml et 9 travées courantes de 44 ml)	2 x 873 ml.
Viaduc de trans-rhumel (Constantine)	6 travées de 45.5ml	756m
Pont sur l'Oued Dib (mila)	6 travées	502m

Le pont en béton armé n'est envisageable que pour des faibles portées, généralement de 15 à 20 m. Au-delà la hauteur du tablier devient très grande, ce qui influe sur son poids qui deviendra très important.

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé.

Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite 'précontrainte'.

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

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

L'Algérie à utiliser beaucoup le béton précontraint par rapport au béton armé parce qu'il est plus économique.

Acète effet, l'objectif de ce travail est de faire une étude comparative technique et économique entre deux ponts, un pont en béton armé et pont en béton précontrainte

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

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

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

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE PROJET ET

CARACTERISTIQUE DES

MATERIAUX

1.1) INTRODUCTION

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

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

1.2) PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Dans le cadre de l'aménagement de l'ouvrage traversant oued MAKERRA au niveau de la localité de MOULAY SLISSEN sur la R.N 94 au P.K 28 + 400 à la wilaya de SIDI BEL ABBES.

L'ouvrage actuel présente approximation une largeur de 3.0 m et une longueur de 27.0 m. L'ouvrage projeté conservera la même structure, à savoir deux culées.

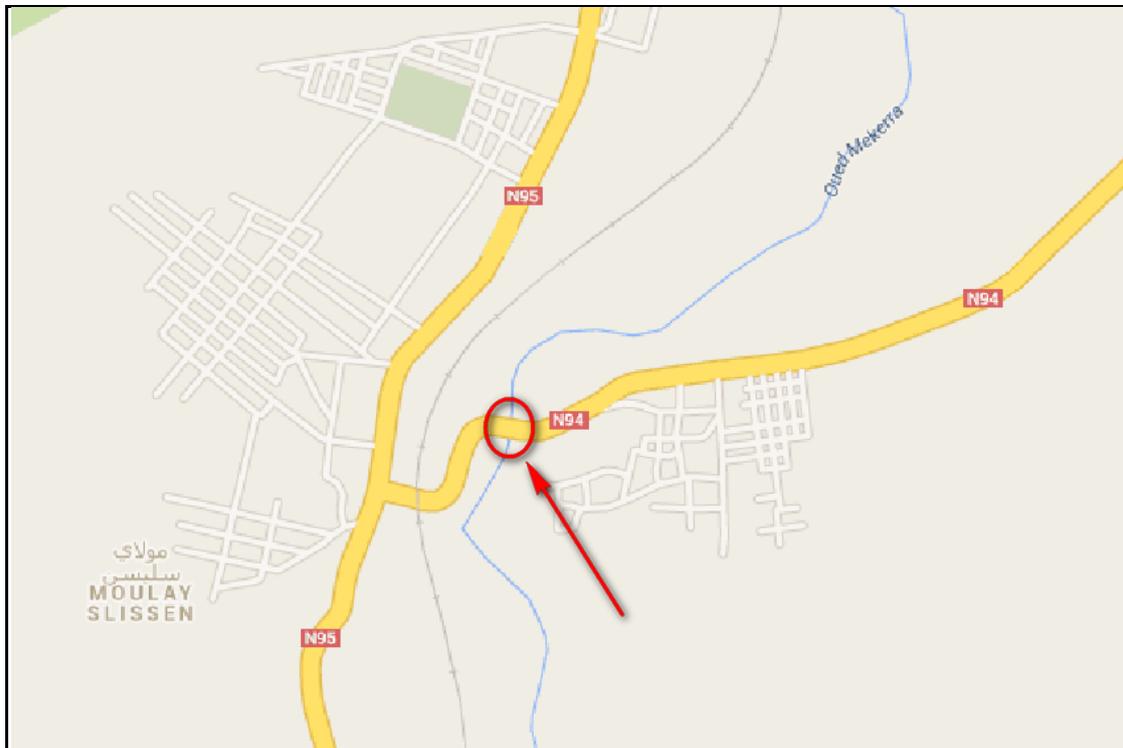


Figure 1.1 : Plan de situation du pont (maps.google.com)

1.2.1) Démarche du concepteur

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

a) Recueil des données de l'ouvrage

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions. (BERNARD-GELY.A et CALGARO. J ,1994)

- **Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage**

En rase campagne, l'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, mais rarement de manière impérative.

Si le tracé ne comprend pas d'ouvrage exceptionnel, le poids financier des ponts est, en principe, faible devant celui des terrassements. Par contre, s'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, l'implantation du pont ou du viaduc doit être examinée avec soin. Une bonne collaboration doit s'instaurer entre le spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art. En milieu urbain, les contraintes sont souvent déterminantes pour la conception.

Les caractéristiques géométriques doivent être déterminées avec soin. Elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiées afin de simplifier le projet du pont, améliorer son fonctionnement mécanique ou offrir une plus grande liberté dans le choix du type d'ouvrage.

Les questions de biais et de courbure doivent être examinées avec attention.

En règle générale, les grands ouvrages doivent, dans la mesure du possible, être projetés droits : un biais, même modéré, complique l'exécution et induit un fonctionnement mécanique qui peut s'écarter sensiblement des modèles de calcul de la résistance des matériaux classique. Cela dit, il arrive souvent que les ouvrages aient un faible biais dont il peut être assez facilement tenu compte dans les calculs.

Enfin, la question de la longueur du pont doit être posée : les progrès accomplis dans l'exécution des terrassements ont bouleversé les données de la comparaison entre le coût d'un pont et celui d'un remblai et, en l'absence de contraintes majeures d'ordre esthétique ou hydraulique, le remblai constitue le plus souvent la solution la moins chère. (BERNARD-GELY.A et CALGARO. J ,1994)

✓ *Trace en plan :*

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie droite. (Annexe)

✓ **Profil en long :**

L'ouvrage étudié à une longueur de 33.40m, composé de deux travées de 16.70m. (Annexe)

✓ **Profil en travers :**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. (Annexe A)

- La largeur du pont 10.0m.
- Largeur roulable $L_r = 7.50$ m.
- Deux trottoirs de 1.25m chacun.
- Nombre de voies de circulations = 2 voies.
- La pente = 2.5 %.

b) Recueil des données naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après.

• **Topographie**

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.

(BERNARD-GELY.A et CALGARO. J ,2009)

L'ouvrage se trouve au PK 28+400 sur la RN.94 et traverse l'oued MAKERRA.

Le lit de l'oued est large de 15.0m environ et il présente une dénivelée de 9.50m par rapport au niveau de la route.

L'ouvrage peut être repéré par le GPS par les coordonnées suivantes :

- ✓ X= 0705055
- ✓ Y= 3855312

(L.T.P.O, 2008)

• **Données géotechniques**

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

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

(BERNARD-GELY.A et CALGARO. J ,1994)

Le programme géotechnique a été élaboré et réalisé par le L.T.P.O (Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest) en collaboration avec le service technique de la DTP(le Directeur des Travaux Publics) de MASCARA a comporté la réalisation de:

Deux sondages carottés, Sc1 et Sc2 respectivement de 23.0m et 22.0m de profondeur, avec prélèvements d'échantillons intacts et remaniés pour des essais en laboratoire. (L.T.P.O, 2008)

✓ La Reconnaissance « In-Situ»



Figure 1.2 : Photo du site sur la R.N94 (L.T.P.O, 2008)

Tableau 1.1: Sondage(SC1) coté TELAGH (L.T.P.O, 2008)

Profondeur	Formation géologique
0.00 m - 10.0 m	Galets de calcaire et de quartzite, arrondis et hétérométriques, granodécroissants et emballés dans une matrice argileuse à la base et argilo-sableuse au sommet,
10.0 m - 11.6 m	Argile à grains de silt, dense et compacte, marron clair à verdâtre,
11.6 m - 15.0 m	Grès grisâtre à beige, à grains moyens et admettant des intercalations
15.0 m - 16.0 m	Argile marron clair,
16.0 m - 18.0 m	Grès grisâtre à grains fins à moyens et intercalé par des niveaux argileux marron clair à verdâtre,
18.0 m - 19.0 m	Argile marron clair coquillière (faune de gastéropode),
19.0 m - 23.0 m	Grès grisâtre à grains moyens et intercalé par des niveaux argileux marron notamment entre 20.9m et 21.80m.

Tableau 1.2: Sondage(SC2) coté MOULAY SLISSEN (L.T.P.O, 2008)

Profondeur	Formation géologique
0.00 m - 2.00 m	Sable gris bleuté (d'oued) à quelques éléments graveleux,
2.00 m - 9.00 m	Galets arrondis, hétérogènes et hétérométriques, .
9.00 m - 9.60 m	Grès carbonaté grisâtre à grains moyens,
9.60 m - 13.4 m	Argile marron clair, devenant graveleuse à certains niveaux et admettant quelques intercalations de grès grisâtre à grains moyens,
13.4 m - 22.0 m	Grès grisâtre à grains moyens admettant des intercalations marron clair d'argile, d'argile à coupons de sable et d'argile sableuse.

✓ Essais de laboratoire

Seuls de essais mécaniques (compression simple) sont réalisés sur les échantillons prélevés de la couche de grès et des niveaux argileux compacts.

Tableau 1.3: Sondage(SC1) coté TELAGH (L.T.P.O, 2008)

sondage N°	Profondeur (m)	Densité sèche γ_d (bars)	Résistance à la compression simple R_e (kg/cm ²)	Formation géologique
Sc1	10.5 - 10.8	2.40	182.89	Grès grisâtre à beige, à grains moyens
	15.0 - 17.5	2.47	227.54	
		2.17	65.87	
	21.0 - 23.0	2.87	122.4	Grès grisâtre à grains Moyens

Tableau 1.4: Sondage(SC2) coté MOULAY SLISSEN (L.T.P.O, 2008)

sondage N°	Profondeur (m)	Densité sèche γ_d (bars)	Résistance à la compression simple R_e (kg/cm ²)	Formation géologique
Sc2	10.0 - 10.4	1.82	13.02	Argile marron clair, devenant graveleuse à certains niveaux et admettant quelques intercalations de grès grisâtre à gains moyens quelques intercalations de grès grisâtre à grains Moyens
	11.7 - 12.0	1.73	18.16	
	12.7 - 13.0	2.09	35.37	
	18.5 - 19.0	2.15	40.99	Grès grisâtre à grains moyens admettant des intercalations marron clair
	19.6 - 20.0	2.18	33.01	

1.2.2) Choix du type d'ouvrage

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

- un tablier léger pour minimiser les actions sismiques sur les appuis.
- Eviter autant que possible et notamment en zone de forte sismicité, les travées isostatiques. A défaut.
- Etudier le mode de liaison tablier/appuis et comparer entre encastrement et appuis simples.

(Ministère des travaux publics RPOA, 2008)

A la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

Dans notre ouvrage la portée principale de l'ouvrage est l'aspect essentiel pour le choix de l'ouvrage avec quelque aspect architectural, économique et de durabilité, ces aspects sont :

- Rapport des dimensions : tous les éléments du pont sont dimensionnés avec les normes prescrites dans les différents règlements existants.
- L'ouvrage ne doit pas fermer l'espace : puisque il est interdit de cisailer l'autoroute on admet un passage inférieur près de la culée.
- La durée de la réalisation
- Intégration de la structure dans son environnement : puisque nous sommes loin de l'agglomération on va essayer de prendre un ouvrage simple et économique.
- La capacité technique architecturale et économique des bureaux d'étude et des entreprises

Tableau 1.5: Ponts à une seule travée

La portée (m)	<8m	<15m	Entre 20 et 50m	Entre 50 et 100m	>100m
Les solutions probables	-Ponceau en plein cintre -Pont cadre -Portique en béton armé	Ponceau vouté en plein cintre	Pont a poutre béton précontrainte	Pont a travée indépendant en acier avec des poutres latérale triangulées avec tablier inférieur	-Pont a béquilles en béton précontraint ou en acier -Pont Bow-string -Pont arc en Béton armé ou en acier

Tableau 1.6: Ponts à plusieurs travées (BENAYAD.K&BENADLA.I, 2009)

La portée (m)	<20m	Entre 20 et 50m	Entre 50 et 300m	>300m
Les solutions probables	Pont dalle en béton armé ou en béton précontraint	-Pont dalle à encorbellement -Pont mixte a poutres métalliques -Pont a poutres en béton précontraint	-Pont en béton précontraint Construit encorbellement -Pont a poutre continue en acier -Pont a hauban	- Pont suspendu -Pont a hauban

1.2.3) Conclusion

D'après les résultats des essais « in situ », sondages carottés et essais de laboratoire, les fondations du futur ouvrage seront du type superficiel, à savoir des semelles rectangulaire qui seront ancrées d'au moins 2.0m dans la formation naturelle de grès, c'est-à-dire à partir de 2.0m du niveau bas du lit de l'oued.

Le taux de travail sera de l'ordre de **3.0 bars** (ou kg/cm^2).

Les tassements prévisibles ne seront pas excessifs au vu de la nature des formations sous jacents.

Il nous reste qu'à déterminer la longueur des travées tenant compte de la production locale couramment fabriquée. Alors, pour une portée de **33.4** m il existe deux solutions :

Un pont à poutre en béton précontraint par post-tension à une travée de 33.4 m, et la deuxième solution un pont à poutre en béton armé à deux travées identiques de 16.7 mètres chacune.

1.3) CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

1.3.1) Le béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .

Le béton est dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA 325.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2.5$ t/m³.

La résistance caractéristique à la compression:

$$f_{c j} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{c j} = \frac{j}{1.40 + 0.95 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$$

Au-delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs des résistance que : $f_{c j} = f_{c28}$

Dans notre projet de fin d'étude on prend $f_{c28} = 35$ Mpa

(LACROIX.M.R et all, 2000)

a) La résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c j} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).}$$

(LACROIX.M.R et all, 2000)

b) Contraintes admissibles :

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

b1) Contrainte admissibles à la compression (E.L.U):

$$f_{bu} = 0.85 f_{c j} / \theta \cdot \gamma_b$$

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

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

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19.83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25.86 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 17 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa.} \\ 22.17 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa.} \end{cases}$$

(LACROIX.M.R et all, 2000)

b2) Contrainte admissibles à la compression (E.L.S):

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{En service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction} \end{cases}$$

Contrainte admissible à la traction :

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux Valeurs suivantes :

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

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

c) Module de déformation longitudinale du béton E :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

Ø Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

(LACROIX.M.R et all, 2000)

d) Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

1.3.2) L'acier :

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

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

1.3.2.1) Aciers passifs :

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

a) La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 type 2, sa limite élastique égale à 400MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$\gamma_s = \longrightarrow 1 \text{ Situation accidentelle.}$$

$$\gamma_s = \longrightarrow 1.15 \text{ Situation durable ou transitoire.}$$

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

$$E_s = 2.105 \text{MPa.}$$

b1) Contrainte limite de traction :

En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$.

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2})$.

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n f_{tj})^{1/2})$.

Avec :

$n = 1$ —————> Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$ —————> Aciers à haute adhérence. (LACROIX.M.R et all, 2000)

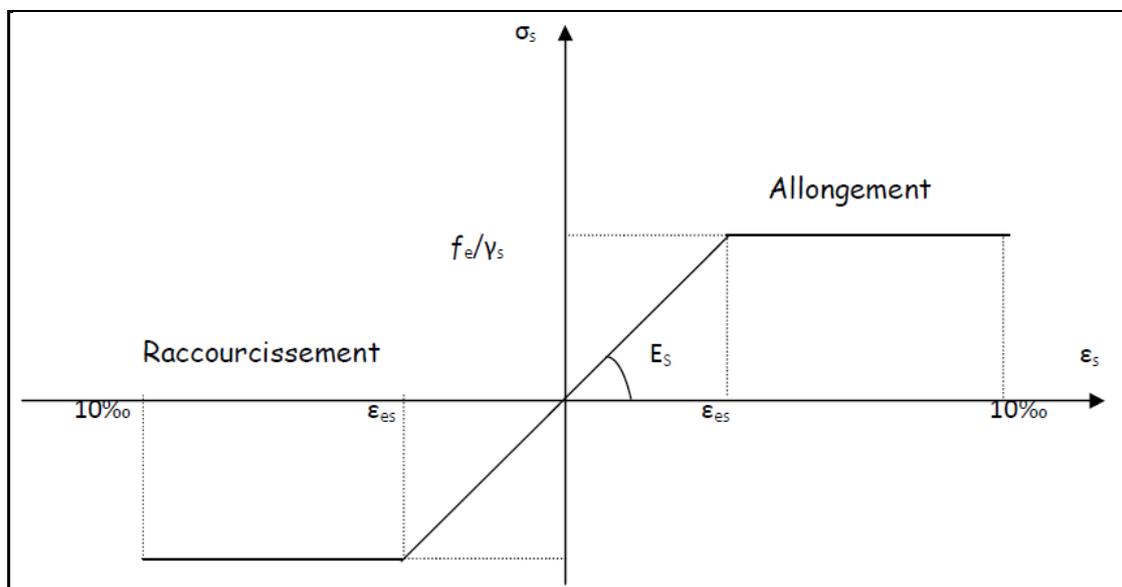


Figure 1.3 : Diagrammes contraintes déformations (LACROIX.M.R et all, 2000)

1.3.2.2) Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg}).$$

a) La limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définit la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

b) Module de Yong :

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

EP = 200 000MPa pour les barres.

EP = 190 000MPa pour les torons.

Tableau 1.7 : Contraintes admissibles

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

Tableau 1.8 : Aciers de la précontrainte

	Unités	
Câbles de type FREYSSINET	/	12T15
fprg (Force de rupture garantie)	MN/mm ²	1770
fpeg (Force élastique garanti)	MN/mm ²	1583
Ap (Section utile d'un câble)	mm ²	1668
Φ (Diamètre de la gaine)	mm	80
Φ1000 (Relaxation a 1000 heures)	%	2.5
Φ3000 (Relaxation a 3000 heures)	%	3
Ep (Module d'élasticité)	Mpa	1.90
g (Recul d'ancrage au relâchement du vérin)	mm	6
σ_0 (Tension à l'origine) = min (0,8 fprg ; 0,90 fpeg)	Mpa	1416
Po (Effort à l'origine) = $\sigma_0 \times Ap$	Kn	2.362

CHAPITRE 2

PRE DIMENSIONNEMENT ET

DESCENTE DE CHARGES

2.1) INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de pré dimensionnée des poutres des deux variantes, Ainsi que calculer les différentes charges et surcharge appliqué sur ces ponts.

C'est pour ce la nous avons proposé les deux variantes suivantes:

- **1^{ERE} Variante : Pont a poutres en béton précontraint par post tension à une seule travée de 33.40 m.**
- **2^{eme} Variante : Pont a poutres en béton armé à travées indépendantes de 2×16.70 m.**

2.2) LARGEUR DU TABLIER

Généralement on adopte la même largeur que la route .dans notre cas on a une chaussée deux voies (3.75×2) m et deux trottoirs de 1.25m chacun.

Donc la largeur de tablier est de 10.0m

2.3) PRE DIMENSIONNEMENT DE 1^{ER} VARIANTE

Le tablier est réalisé à l'aide des poutres en précontrainte par post tension solidarisées par une dalle coulée sur place.

A partir des caractéristiques de l'ouvrage telle que la portée, on peut déterminer les dimensions de la section de béton

a) Hauteurs des poutres (H_t) :

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

$$\frac{33.4}{22} \leq H_t \leq \frac{33.4}{15}$$

On prend la hauteur de la poutre : $H_t=1,50$ m.

b) Nombre et espacement des poutres :

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

Avec :

E : Espacement entre les poutres (entre axe).

L_t : Largeur du tablier.

n : Nombre des poutres.

De plus on doit respecter la relation suivante :

$$1,5 \leq E \leq 2,5$$

Vu la largeur importante du tablier ($L_t=10.00$ m), donc on adopte 6 poutres espacées de 2.00 m.

c) Section des poutres :

La section de la poutre est :

- En « **T** » aux abouts, pour reprendre l'effort tranchant qui s'y développe.
- En « **I** » au milieu, pour alléger le poids de la poutre.

d) Epaisseur de l'hourdis (h_0)

L'épaisseur de l'hourdis dépend de trois paramètres qui sont :

- Portée transversale de l'hourdis, lié à l'espacement entre poutres
- Existence d'entretoise intermédiaire
- Fonctionnement transversal du tablier (béton armé ou béton précontrainte)

$h_0 \geq 0.15$ m. l'encrage de barrière H3 nécessitant une épaisseur $h_0 = 0.25$ m.

e) Largeur de la table de compression (b) :

D'après le guide **S.E.T.R.A** on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur de la poutre.

Dans notre cas on prend : $b=1.03$ m.

f) Epaisseur de la table de compression (h_c) :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, l'épaisseur h_c de la table de compression pourra être donnée environ 10 cm.

Dans notre cas, on prend : $h_c = 11$ cm.

g) Epaisseur de l'âme (b_0)

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

- Epaisseur de l'âme au niveau de l'appui : $b_0 = b_t = 0.47$ m.
- Epaisseur de l'âme a mi travée : $0.16 \leq b_0 \leq 0.22$ m $\Rightarrow b_0 = 0.21$ m.
- Epaisseur à l'intermédiaire $b_0 = 0.35$ m.

h) Largeur du talon :

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

Largeur de talon : $40 \leq L_t \leq 60$ cm .On fixe : $L_t = 47$ cm.

On prend : $b_t = 0,47$ m.

i) Membrure supérieure de la poutre :**• Gousset :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

• Gousset de la table de compression (e_1):

D'après le guide **S.E.T.R.A.**,

Dans notre cas, on prend : $e_1 = 6$ cm.

• Epaisseur (e_2) :

$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \Rightarrow e_2 = 10$ cm.

• Gousset du talon (e_3) :

D'après le guide **S.E.T.R.A.**, on prend :

$\alpha = 45^\circ \Rightarrow e_3 = 20$ cm.

• Epaisseur du talon (e_4) :

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

Dans notre cas, on prend : $e_4 = 0,15$ m.

j) Entretoise :

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

$$H_{\text{entretoise}} \geq H_t - b_{\text{entretoise}}$$

$$H_{\text{entretoise}} \geq 1,50 - 0,50$$

On adopte : $H_{\text{entretoise}} = 1,00$ m

2.4) CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE

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

Z : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe Δ situé à la base de la poutre
(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

I_{Δ} : Moment d'inertie par rapport à Δ telle que $I_{\Delta}(\text{nette}) = I_{\Delta}(\text{brute}) - 10\% I_{\Delta}(\text{brute})$

I_G : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité

I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$.

Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$.

B : c'est la section (i) de la poutre telle que : $(B \text{ nette}) = B(\text{brute}) - 5\% B(\text{brute})$

μ_{Δ} : Moment statique telle que $\mu_{\Delta}(\text{nette}) = \mu_{\Delta}(\text{brute}) - 5\% \mu_{\Delta}(\text{brute})$

V = μ_{Δ} / B : distance du centre de gravité à la fibre inférieure

V' = μ_{Δ} / B : distance du centre de gravité à fibre supérieure

i : rayon de giration

i^2 = IG/B

ρ : coefficient de rendement géométrique $\rho = i^2/v \cdot v'$

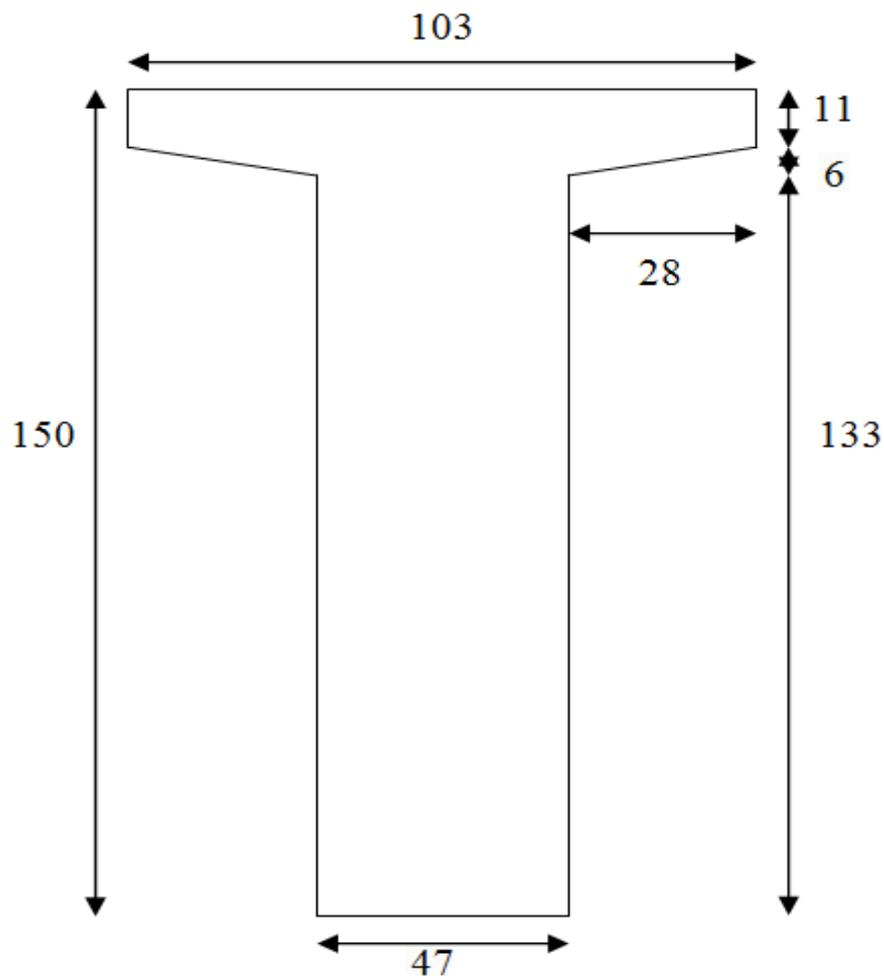


Figure 2.1 : Section de la poutre en « T » sans hourdis à l'about

Tableau 2.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre en « T » sans hourdis

Désignation	Dimension (B x h)	B(cm)	Z (cm)	$\mu_{\Delta}=B \times z$	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} =I_0+BxZ^{\wedge}2$
1	133 x 47	6251	66.5	415691.5	9214494.9	36857979.65
2	(6 x 28/2) x 2	168	135	22680	132	3661932
3	(103 x 11)	1133	144.5	163718.5	11424.4	23668747.65
Poutre préfabriquée		7552	/	602090		64188695.3
B brute		7552				
B nette		7174.4				
μ_{Δ} brute				602090		
μ_{Δ} nette				571985.5		
I_{Δ} brute						64188695.3
I_{Δ} nette						57769829.37

Tableau 2.2 Donnant les caractéristiques géométriques de la section d' about

	Unités	Poutre préfabriquée
Section : B	cm ²	7552
Cdg = $\mu_{\Delta} / B=v$	cm	79.72
$V' =h-V$	cm	70.28
$IG =I_{\Delta} -Bv^2$	cm ⁴	16193632.8
IG /v	cm ³	203131.37
IG /v'	cm ³	230415.95
$\rho=i^2/(vv')=(IG /B)/(vv')$	/	0.382

Le rendement géométrique:

$\rho= IG / (Vx V' x B) = 0,382 \quad \rho = 38.2\%$ donc correspond à une section normal

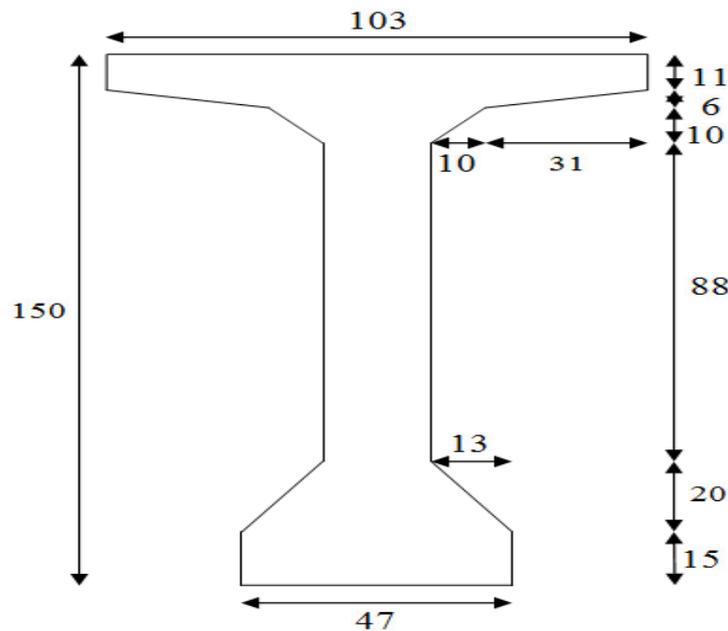


Figure 2.2 : Section de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis

Tableau 2.3 : Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis

Désignation	Dimension (B x h)	B(cm)	Z (cm)	$\mu\Delta=B \times z$	I0(cm4)	$I\Delta =I0+BxZ^2$
1	21x150	3150	75	236250	5906250	23625000
2	(41x11) x 2	902	114.5	130339	9095.17	18843080.67
3	(31 x 6)	186	137	25482	372	3491406
4	(10 x 6) x2	120	136	16320	360	22192880
5	(10x10/2)x 2	100	129.66	12966	555.56	1681727.116
6	13 x 20	260	21.66	5631.6	5777.78	127758.23
7	13 x 15	390	7.5	2925	7312.50	29250
Poutre préfabriquée		5108	/	429913.6		50018102.02
B brute		5108				
B nette		4852.6				
$\mu\Delta$ brute				429913.6		
$\mu\Delta$ nette				408417.92		
I Δ brute						50018102.02
I Δ nette						45016291.81

Tableau 2.4 Donnant les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire

	Unités	Poutre préfabriquée
Section : B	cm ²	5108
Cdg = $\mu\Delta /B=v$	Cm	84.16
$V' =h-V$	Cm	64.84
$IG =I\Delta -Bv^2$	cm ⁴	13834370.55
IG /v	cm ³	164381.78
IG /v'	cm ³	213361.67
$\rho=i^2/(vv')=(IG /B)/(vv')$	/	0.49

Le rendement géométrique:

$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0.49$ $\rho = 49 \%$ donc correspond à une section normal

2.5) PRE DIMENSIONNEMENT DE 2^{ème} VARIANTE

a) Hauteur de la travée :

On prend deux travées de 16.70 m chacune.

b) Hauteur des poutres :

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

$$\frac{16.7}{18} \leq H_t \leq \frac{16.7}{14} \Rightarrow 0.92 \leq H_t \leq 1.20$$

On prend la hauteur de la poutre : $H_t=1,20$ m.

c) Nombre et espacement des poutres :

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

$$N=f(c+2t) =4$$

$c+2t$ largeur du tablier

$$1,5 \leq E \leq 2,5$$

En prendre un espacement de 2.50m, don on aura **4** poutres de 2.50m d'espacement.

De plus on doit respecter la relation suivante :

d) Epaisseur de l'hourdis :

Elle est donnée en fonction des entre axes des poutres

Tableau 2.5 : Epaisseur de l'hourdis

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

$$h_d=0.18 \text{ m} = 18 \text{ cm}$$

On prend $h_d=25\text{cm}$

Il y a donc une surépaisseur de 7 cm qui augmentera la rigidité transversale du tablier.

e) la section de la poutre

Rectangulaire aux abouts pour reprendre les efforts tranchants qui s'y développent.

En « I » au milieu afin d'alléger le poids de la poutre.

- **L'âme**

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

- **Largeur du talon**

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

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

Avec :

- b_{tT} : largeur du talon
- l : largeur du tablier ($l=10,00\text{ m}$)
- L : longueur de la poutre ($L=16.70\text{m}$)
- K_t : coefficient sans dimension ($950 \leq K_t \leq 1200$) on prend $K_t=1000$
- H_t : hauteur de la poutre ($H_t = 1,10\text{m}$)

$$b_{tT} = \frac{10 \times (16.7)^2}{1000 \times (1,1)^2} = 2.30 \text{ m} .$$

Donc largeur d'un talon $b_t \geq \frac{2.30}{5} = 0,46 \text{ m}$.

On prend : $b_t=0,50\text{m}$.

- **La hauteur du talon**

La hauteur du talon est comprise généralement entre 25 et 35 cm, soit donc $h_t=25 \text{ cm}$.

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

- | | |
|---|---------------------|
| a) $\text{tg}\varphi = 3/2 = x/y \longrightarrow$ | $y = 3x/2$ |
| b) $x = (50-24)/2 \longrightarrow$ | $x = 13 \text{ cm}$ |
| c) $y = 19.5\text{cm} \longrightarrow$ | $y = 20\text{cm}$ |

f) Les entretoises

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

$$H_{\text{entretoise}} \geq H_t - b_{\text{entretoise}}$$

$$H_{\text{entretoise}} \geq 1,10 - 0,40$$

On adopte : $H_{\text{entretoise}} = 0.70\text{m}$

2.6) EVALUATION DES CHARGES DE 1^{er} VARIANTE

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

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

2.6.1) La charge permanente (CP)

Elle contient seulement le poids propre des poutres et la dalle (tablier).

a) Le poids propre de la poutre

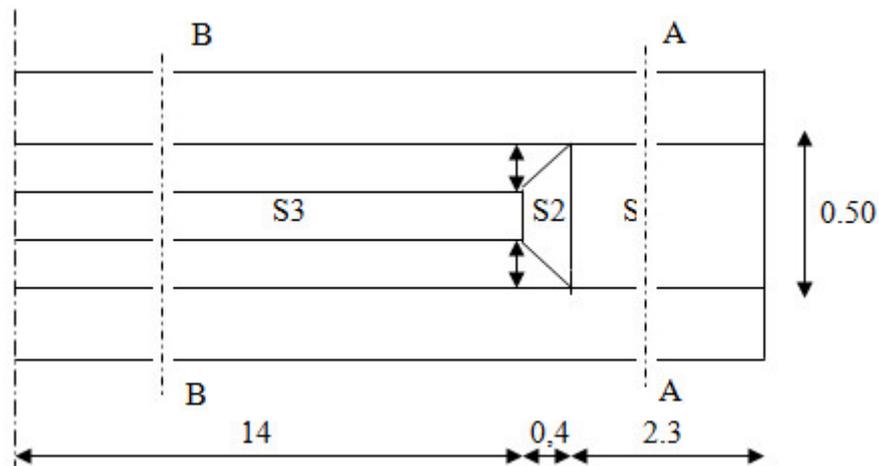


Figure 2.3 : Vue en plan de la poutre

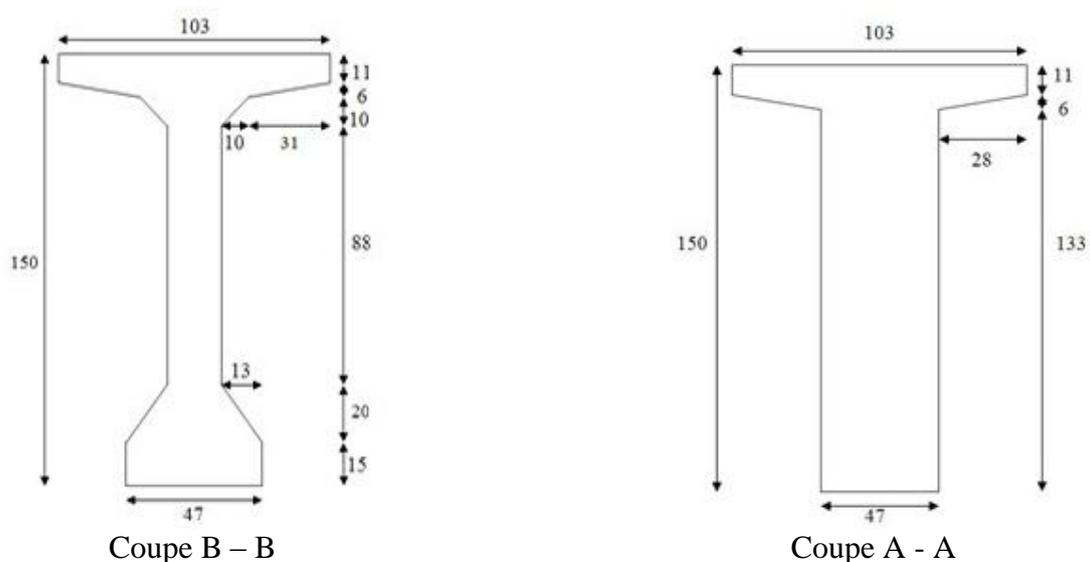


Figure 2.4 : Dimensions de la poutre

$$G_1 = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3)$$

$$P_1 = 2.30 \times 0.7552 \times 2.5$$

$$P_1 = 4.34 \text{ t}$$

$$P_3 = 14.0 \times 0.5108 \times 2,5$$

$$P_3 = 17.87 \text{ t}$$

$$P_2 = 0,4 \times 2,5 \times (0.5108 + 0.7552) / 2$$

$$P_2 = 0.633 \text{ t}$$

$$G_1 = 2 \times (4.34 + 17.87 + 0.633)$$

$$G_1 \text{ poutre} = 45.68 \text{ t}$$

$$G_1 \text{ (t/ml)} = 45.68 / 33.4$$

$$G_1 \text{ poutre} = 1.37 \text{ t/ml} \times 6$$

$$G_1 \text{ poutre} = 8.20 \text{ t/ml}$$

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

$$G_2 = \gamma_b \times L \times e \text{ avec}$$

- e : l'épaisseur de la dalle est : 25cm.
- γ_b le poids volumique du béton

$$G_2 = 2.5 \times 1.58 \times 0.25 \times 1$$

$$G_2 = 0.99 \text{ t/ml} \times 6$$

$$G_2 = 5.95 \text{ t/ml}$$

2.6.2) La charge complémentaire permanente (CCP)

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

Revêtement.

La corniche.

Trottoirs.

Le garde-corps.

La glissière de sécurité.

Entretoise

a) Le revêtement

On a couche de revêtement de 8 cm donc

Le poids de revêtement est :

$$G_3 = e_r \times L_r \times \rho_r$$

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

$$G_3 = 0.08 \times 7.5 \times 2.2$$

$$G_3 = 1.32 \text{ t/ml}$$

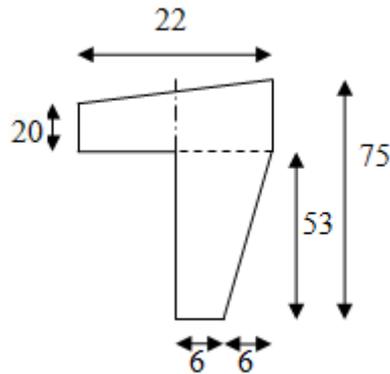
b) **La corniche**

Figure 2.5 : La corniche

$$G_4 = \gamma_b \times L \times S$$

➤ S : la surface de corniche

$$G_4 = 2.5 \times 1 \times [(0.06 \times 0.75) + (0.75 \times 0.06)/2 + (0.22 \times 0.2) + (0.22 \times 0.02)/2]$$

$$G_4 = 0.284 \text{ t/ml} \times 2$$

$$G_4 = 0.568 \text{ t/ml}$$

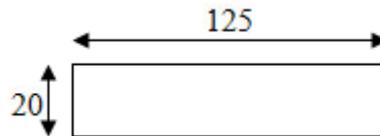
c) **Le trottoir**

Figure 2.6 : Le trottoir

$$G_5 = \gamma_b \times L \times S \times e$$

$$G_5 = 2.5 \times 1.25 \times 0.2 \times 1$$

$$G_5 = 0.625 \text{ t/ml} \times 2$$

$$G_5 = 1.25 \text{ t/ml}$$

d) **Le garde-corps**

Le poids de garde-corps est $0.1 \text{ t/ml} \times 2$

$$G_6 = 0.2 \text{ t/ml}$$

e) **La glissière de sécurité**

Le poids de la glissière de sécurité est $0.06 \text{ t/ml} \times 2$

$$G_7 = 0.12 \text{ t/ml}$$

f) **Entretoise**

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

➤ b : largeur de l'entretoise. $b = 0.40 \text{ m}$

➤ h : hauteur d'entretoise. $h = 1.00 \text{ m}$

➤ L : longueur de l'entretoise. $L = 1.5 - 0.47 = 1.03 \text{ m}$

$$G_8=0.4 \times 1 \times 1.03 \times 2.5 \times 4 \times 2= 8.24 \text{ t}$$

La charge totale par mètre linéaire est $G=\sum Gi$

$$G_T=(8.20 + 5.95+1.32 + 0.568 +1.25 + 0.2 + 0.12)$$

$$G= 17.60 \text{ t/ml}$$

La charge permanente totale par travée

$$G=G_T \times L$$

$$17.60 \times 33.4 = 588.11 + 8.24$$

$$G=596.35 \text{ t}$$

2.6.3) Calcul des surcharges routières

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

La surcharge de type A (L).

Système B.

La surcharge militaire M c 120.

La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.

Les surcharges sur trottoirs.

Tableau 2.6 : Classe de pont (LACROIX .M.R et all 1980)

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

D'après le tableau ci-dessus notre pont est de classe 1

La largeur roulable $L_r = 7.5 \text{ m}$

Nombre de voies $n=2$

a) La surcharge de type A (L)

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

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

Avec :

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

$$L= 33.4 \text{ m} \Rightarrow A (L) = 1,0229 \text{ t} / \text{m}^2$$

A (L) est multipliée par le coefficient a_1 en fonction de la classe du pont pour le nombre de voies chargées

Le coefficient a_1 : donner par le tableau suivant

Tableau 2.7: Coefficient de dégressivité transversale de la charge (LACROIX .M.R et all 1980)

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

D'après le tableau ci-dessus $a_1=1$

$$a_2 = V_0 / V$$

- V : La largeur d'une voie =3,75 m
- V_0 : dépend de la classe

Tableau 2.8 : Valeur de V_0 (LACROIX .M.R et all 1980)

classe du pont	V_0 (m)
1 ^{er} classe	3.5
2 ^{em} classe	3
3 ^{em} classe	2.75

$$V_0 = 3,5 \text{ m (pont de 1ère classe)}$$

$$a_2 = 3.5 / 3.75$$

$$a_2 = 0.933$$

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

$$A(l) = 1 \times 0.933 \times 1.0229$$

$$A(l) = 0.954 \text{ t/m}^2$$

$$A(l) = 0.954 \text{ t/m}^2 \times 7.5 = 7.155 \text{ t/ml}$$

b) Système de charges B

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

- Sous système B c : ce compose de camions types (30T).
- Sous système B t : ce compose d'une roue isolée.
- Sous système B r : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).
- La compagne

Les surcharges du système **B** sont frappées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

- L : la longueur du travée = 33.4m
- G : poids totale des surcharges permanentes
- S : poids max des surcharges

b1) Système B_C :

Un chemin type de système B_C comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

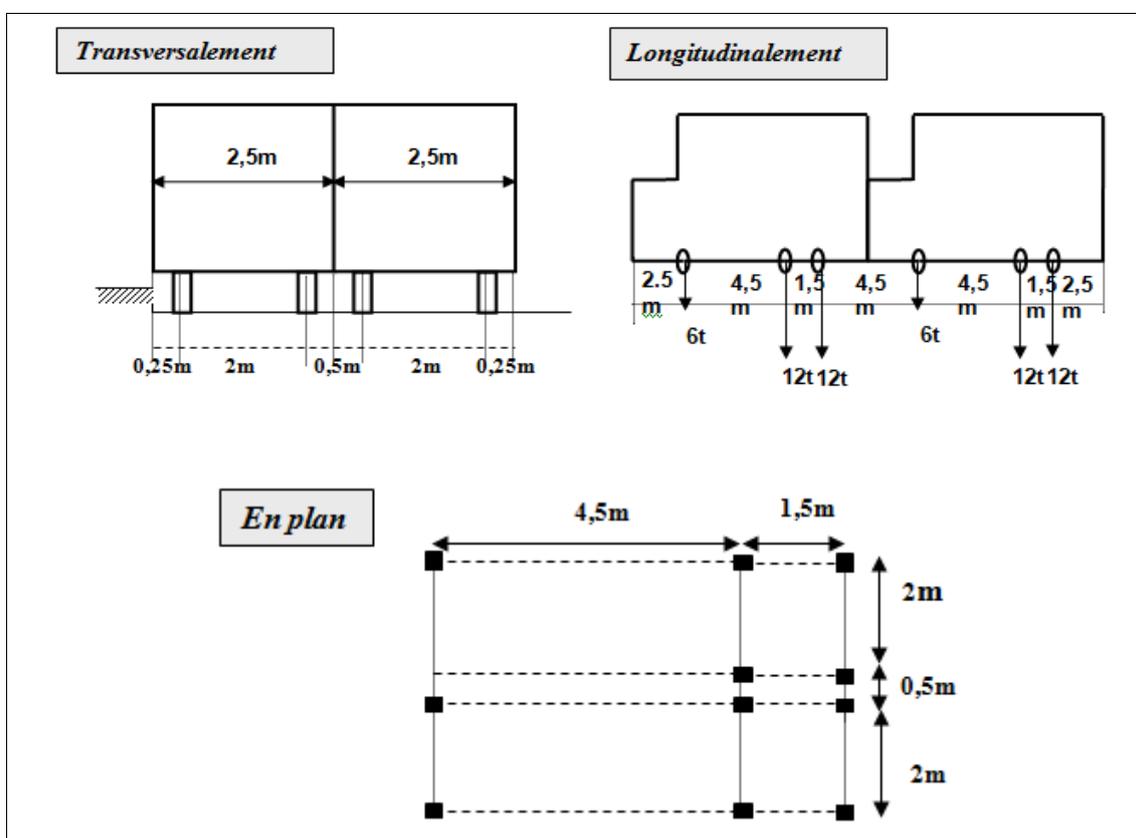


Figure 2.7 : Dispositions du système Bc (LACROIX .M.R et all 1980)

Tableau 2.9: Coefficient de b_c (LACROIX .M.R et all 1980)

Classe du pont	nombre de fil considère				
	1	2	3	4	5
1 ^{er} classe	1.2	1.1	0.95	0.7	0.8
2 ^{em} classe	1	1	/	/	/
3 ^{em} classe	1	0.8	/	/	/

D'après le tableau suivant $b_c=1.1$

$$S_1 = 2 \times (2 \times 30) = 120 \text{ t}$$

$$S = S_1 \times bc$$

$$S = 120 \times 1.1 = 132 \text{ t}$$

$$B_c = s \times \delta$$

$$\delta = 1.081$$

$$B_c = 1.081 \times 132$$

$$B_c = 142.692 \text{ t}$$

b2) Système B_t :

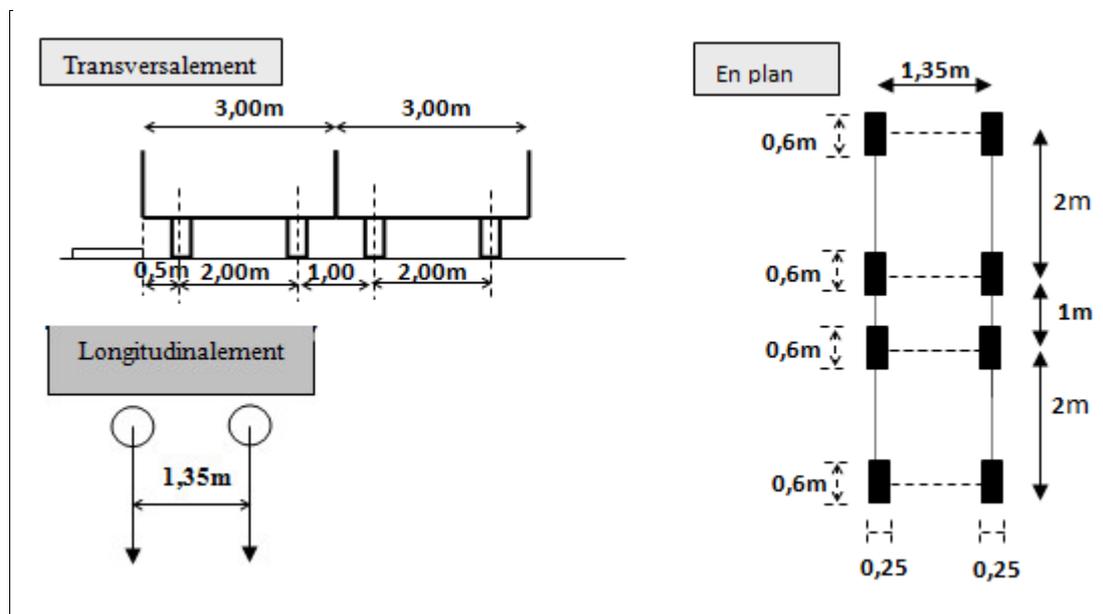


Figure 2.8 : Les dimensions du système B_t (LACROIX .M.R et all 2000)

Tableau 2.10 : Coefficient b_t (LACROIX .M.R et all 1980)

Classe du pont	1	2.0
Coefficient b_t	1	0.9

$$S_1 = 2 \times 32 = 64 \text{ t}$$

$$b_t = 1 \text{ (première classe)}$$

$$S = 64 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1.067$$

$$B_t = 64 \times 1.067$$

$$B_t = 68.273 \text{ t}$$

b3) Système B_r :

La roue isolée, qui constitue le système B_r pèse 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0.60m et le coté longitudinale 0.30 m.

Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

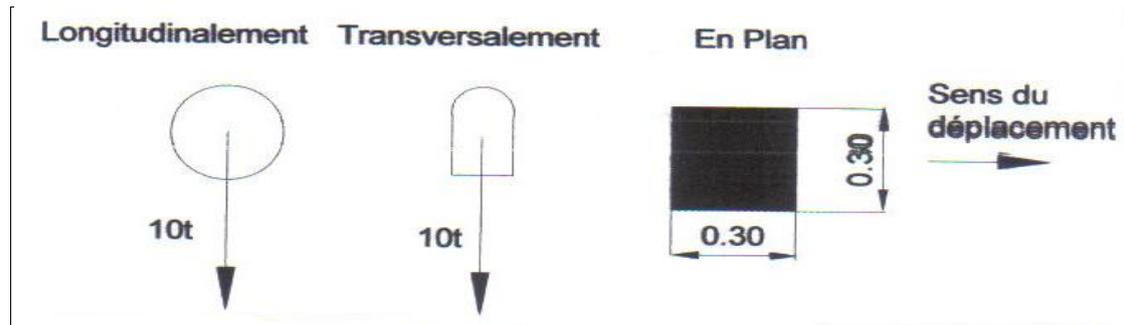


Figure 2.9 : Disposition du système B_r (LACROIX .M.R et all 1980)

$$\delta = 1.054$$

$$S = 10 \text{ t}$$

$$B_r = 10 \times 1.054$$

$$B_r = 10.54 \text{ t}$$

c) Système militaire Mc 120

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorable que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tablier.

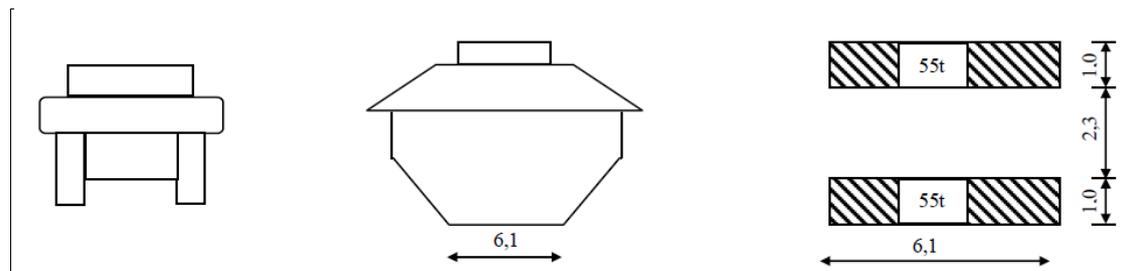


Figure 2.10 : Disposition du système militaire Mc 120 (LACROIX .M.R et all 1980)

$$\text{Poids totale} = 110 \text{ t}$$

$$\text{Longueur d'une chenille} = 6.10 \text{ m}$$

$$\text{Largeur d'une chenille} = 1.00 \text{ m}$$

$$S = 110 \text{ t}$$

$$\delta = 1.0768$$

$$\text{Mc 120} = 110 \times 1.0768$$

$$\text{Mc 120} = 118.44 \text{ t}$$

d) Charge exceptionnelle : D240

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration pour l'effet dynamique

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 linges à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé uniformément répartie sur un rectangle de (3,2 m x 18,6 m).

$$P = 240 \text{ t} \Rightarrow p = 240 / 18,6 = 12,9 \text{ t/ml}$$

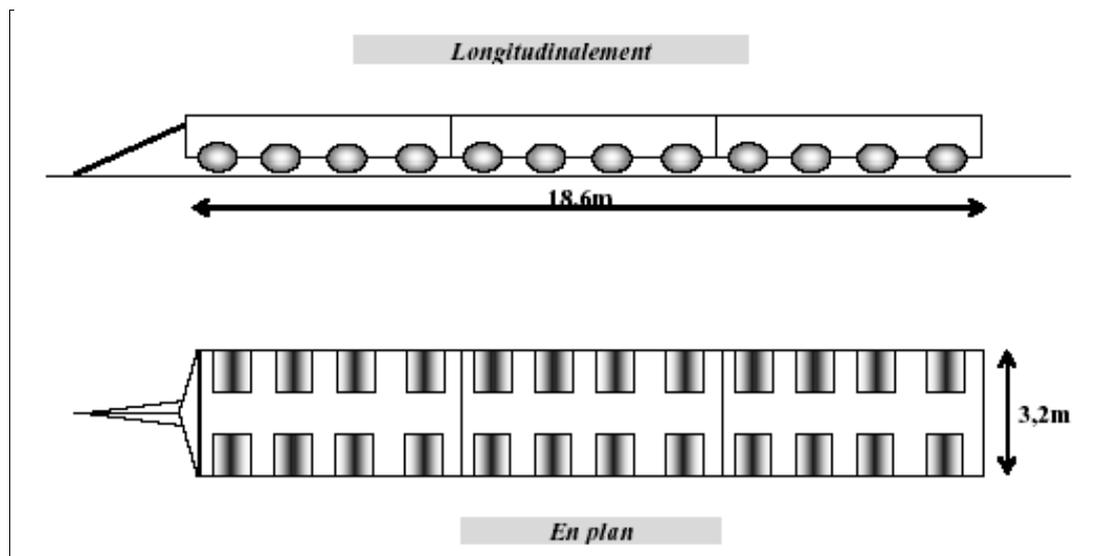


Figure 2.11 : Disposition du convoi exceptionnel D240 (LACROIX .M.R et all 1980)

e) Surcharge de trottoir

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m^2

Largeur du trottoir est 1,25m

Pour 1 trottoir chargé

$$P = 0,15 \times 1,25 = 0,1875 \text{ t/ml}$$

$$P = 0,1875 \text{ t/ml}$$

Pour 2 trottoirs chargés

$$P = 2 \times 0,1875 = 0,375 \text{ t/ml.}$$

$$P = 0,375 \text{ t/ml}$$

f) Effort de freinage

Les efforts de freinage, sont utilisés pour la justification des piles, des culées et des appareils d'appuis.

Les charges de système A(L) et B_c sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **Effort de freinage à A(L)**

$$H_{FA(L)} = (1/20) \times A(L) \times S$$

S : surface surchargée

$$S = 7.5 \times 33.4 = 250.5 \text{m}^2$$

$$H_{FA(L)} = (1/20) \times 1,0229 \times 250.5$$

$$H_{FA(L)} = 12.81$$

- **Effort de freinage du B_c**

Chaque camion B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids propre.

Parmi le camion B_c placés sur le pont, il est considéré qu'un seul peut freiner .

$$H_{FBc} = 30 \text{ t.}$$

2.7) EVALUATION DES CHARGES DE 2^{ème} VARIANTE

2.7.1) La charge permanente (CP)

a) Le poids propre de la poutre

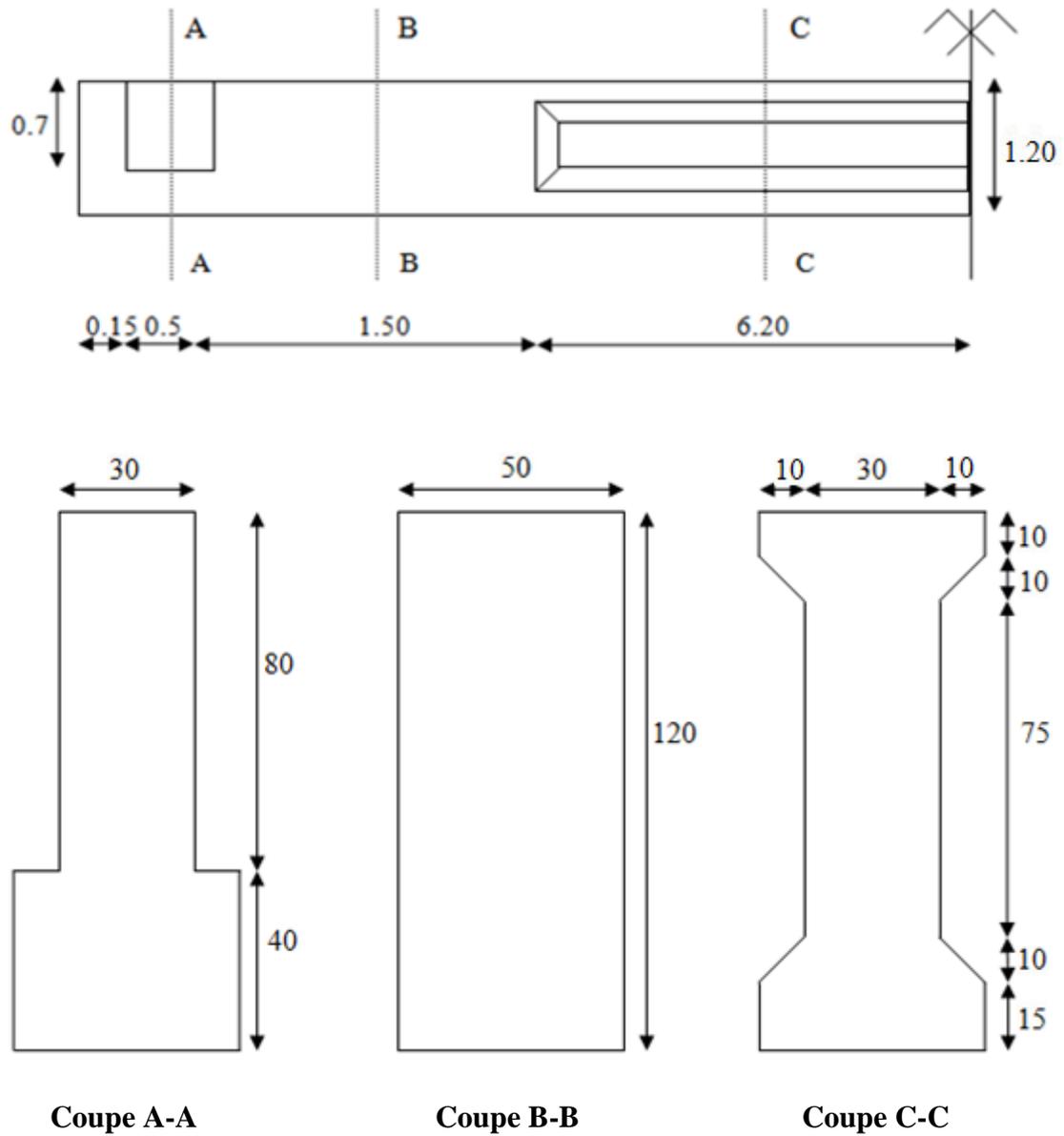


Figure 2.12 : Dimensions de la poutre

$$\text{Section A-A : } (0.4 \times 0.5) + (0.3 \times 0.8) = 0.44\text{m}^2$$

$$\text{Section B-B : } 0.5 \times 1.2 = 0.60 \text{ m}^2$$

$$\text{Section C-C : } (0.5 \times 0.15) + (0.5 \times 0.1) + (0.95 \times 0.3) + (0.1 \times 0.1/2) \times 4 = 0.43\text{m}^2$$

$$G_1 = 4 \times [(0.44 \times 0.5) + 0.60 \times (1.5 + 0.15) + 0.43 \times 6.20] \times 2 \times 2.5$$

$$G_1 = 77.52 \text{ .t}$$

$$G_1 = 77.52 / 16.7$$

$$G_1 = 4.541 \text{ t/ml}$$

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

$$G_2 = \gamma_b \times L \times e \text{ avec}$$

- e : l'épaisseur de la dalle est : 25cm.
- L= la largeur de la dalle est 10.0 m
- γ_b le poids volumique du béton

$$G_2 = 2.5 \times 10.0 \times 0.25 \times 1$$

$$G_2 = 6.25 \text{ t/ml}$$

2.7.2) La charge complémentaire permanente (CCP)

- Le revêtement
- La corniche.
- Trottoirs.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.
- Entretoise

a) Le revêtement

On a couche de revêtement de 8 cm donc

Le poids de revêtement est :

$$G_3 = e_r \times L_r \times \rho_r$$

- e_r : épaisseur du revêtement
- L_r : la largeur de la chaussée
- ρ_r : masse volumique de revêtement 2.2t/m³

$$G_3 = 0.08 \times 7.5 \times 2.2$$

$$G_3 = 1.32 \text{ t/ml}$$

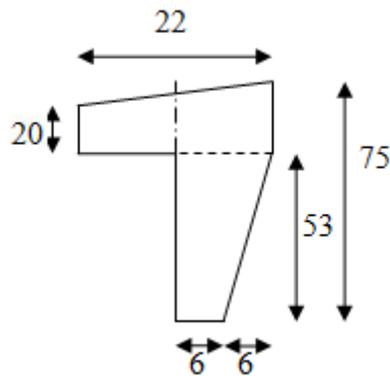
b) **La corniche**

Figure 2.13 : La corniche

$$G_4 = \gamma_b \times L \times S$$

➤ S : la surface de corniche

$$G_4 = 2.5 \times 1 \times [(0.06 \times 0.75) + (0.75 \times 0.06)/2 + (0.22 \times 0.2) + (0.22 \times 0.02)/2]$$

$$G_4 = 0.284 \text{ t/ml} \times 2$$

$$G_4 = 0.568 \text{ t/ml}$$

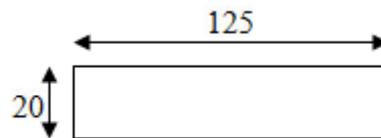
c) **Le trottoir**

Figure 2.14 : Le trottoir

$$G_5 = \gamma_b \times L \times S \times e$$

$$G_5 = 2.5 \times 1.25 \times 0.2 \times 1$$

$$G_5 = 0.625 \text{ t/ml} \times 2$$

$$G_5 = 1.25 \text{ t/ml}$$

d) **Le garde-corps**

Le poids de garde-corps est $0.1 \text{ t/ml} \times 2$

$$G_6 = 0.2 \text{ t/ml}$$

e) **La glissière de sécurité**

Le poids de la glissière de sécurité est $0.06 \text{ t/ml} \times 2$

$$G_7 = 0.12 \text{ t/ml}$$

f) **Entretoise**

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

➤ b : largeur de l'entretoise. $b = 0.40 \text{ m}$

➤ h : hauteur d'entretoise. $h = 1.00 \text{ m}$

➤ L : longueur de l'entretoise. $L = 1.2 - 0.50 = 0.70 \text{ m}$

$$G_8 = 0.4 \times 1 \times 0.7 \times 2.5 \times 3 \times 2 = 4.2 \text{ t}$$

La charge totale par mètre linéaire est $G = \sum G_i$

$$G_T = (4.541 + 6.25 + 1.32 + 0.568 + 1.25 + 0.2 + 0.12)$$

$$G = 14.25 \text{ t/ml}$$

La charge permanente totale par travée

$$G = G_T \times L$$

$$14.25 \times 16.7 = 237.97 + 4.2$$

$$G = 242.175 \text{ t}$$

2.7.3) Calcul des surcharges routières

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

La surcharge de type A (L).

Système B.

La surcharge militaire M c 120.

La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.

Les surcharges sur trottoirs

a) La surcharge de type A (L)

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

Avec :

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

$$L = 16.7 \text{ m} \Rightarrow A(L) = 1,484 \text{ t/m}^2$$

D'après le tableau 3.1 le pont est de classe 1

La largeur rouable $L_r = 7.5 \text{ m}$

Nombre de voies $n=2$

D'après le tableau 3.2 $a_1=1$

$$a_2 = V_0 / V$$

$V_0 = 3,5 \text{ m}$ (pont de 1ère classe)

$$a_2 = 3.5 / 3.75 = 0.933$$

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

$$A(l) = 1 \times 0.933 \times 1.484$$

$$A(l) = 1.385 \text{ t/m}^2$$

$$A(l) = 1.385 \times 7.5 = 10.384 \text{ t/ml}$$

b) Système de charges B

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

- **Système B_c :**

D'après le tableau 3.5 bc=1.1

$$S_1 = 2 \times (2 \times 30) = 120 \text{ t}$$

$$S = S_1 \times bc$$

$$S = 120 \times 1.1 = 132 \text{ t}$$

$$B_c = s \times \delta$$

$$\delta = 1.164$$

$$B_c = 1.164 \times 132$$

$$B_c = 153.60 \text{ t}$$

- **Système B_t :**

$$S_1 = 2 \times 32 = 64 \text{ t}$$

b_t=1 (première classe) tableau 3.5

$$S = 64 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1.129$$

$$B_t = 64 \times 1.129$$

$$B_t = 72.26 \text{ t}$$

- **Système B_r :**

$$\delta = 1.098$$

$$S = 10 \text{ t}$$

$$B_r = 10 \times 1.098$$

$$B_r = 10.98 \text{ t}$$

c) Système militaire Mc 120

Poids totale = 110 t

Longueur d'une chenille = 6.10 m

Largeur d'une chenille = 1.00m

S=110t

$\delta=1.153$

Mc 120=110 x 1.153

Mc 120=126.83 t

d) Charge exceptionnelle : D240

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 linges à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé uniformément répartie sur un rectangle de (3,2 m x 18,6 m).

$P= 240 \text{ t} \Rightarrow p = 240 / 18,6$

$P= 12,9 \text{ t/ml}$

e) Surcharge de trottoir

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m²

Largeur du trottoir est 1,25m

Pour 1 trottoir chargé

$P = 0,15 \times 1,25 = 0,1875 \text{ t/ml}$

$P = 0.1875 \text{ t/ml}$

_ Pour 2 trottoirs chargés

$P= 2 \times 0.1875 = 0,375 \text{ t/ml.}$

$P = 0.375 \text{ t/ml}$

f) Effort de freinage

- Effort de freinage à A(L)**

$H_{FA(L)} = (1/20) \times A(L) \times S$

$S = 7.5 \times 16.7 = 125.25 \text{ m}^2$

$H_{FA(L)} = (1/20) \times 1,484 \times 125.25$

$H_{FA(L)} = 9.293 \text{ t}$

- **Effort de freinage du B_c**

$H_{FBc} = 30$ t.

Tableau 2.11 : Les charges et surcharges appliqué sur les deux variantes

	Variante 1	Variante 2
G (Poids propre)	8.20 t/ml	4.541 t/ml
Charge permanent total par travée	595.35 t	242.175 t
Surcharge A (L)	7.155 t	10.384 t
Surcharge Bc	142.696 t	153.60 t
Surcharge Bt	68.273 t	64 t
Surcharge Br	10.54 t	10.98 t
Mc120	118.44 t	126.83 t
D 240	240 t	240 t
Surcharge du trottoir	0.375 t/ml	0.375 t/ml

CHAPITRE 3

ETUDE DU TABLIER A PONT EN

BETON PRECONTRAINTE

Le calcul des éléments de réductions consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

3.1) CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES

3.1.1) Poutre seule

$G = 1.565 \text{ t/ml}$

$R_a = R_b = 26.14 \text{ t.}$

$M_0(x) = R_a x - G x^2/2.$

$T(x) = R_a - G x$

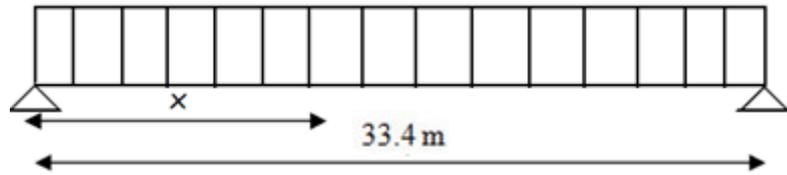


Figure 3.1 : Poutre seule

Tableau 3.1 : M, T, R de la poutre

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	26.14	26.14
0.25 L	163.71	13.07	0
0.50 L	218.18	0	0

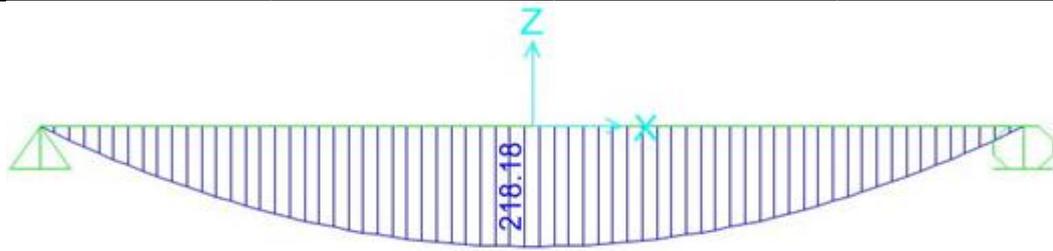


Figure 3.2 : Diagramme de moment fléchissant sous la poutre seule

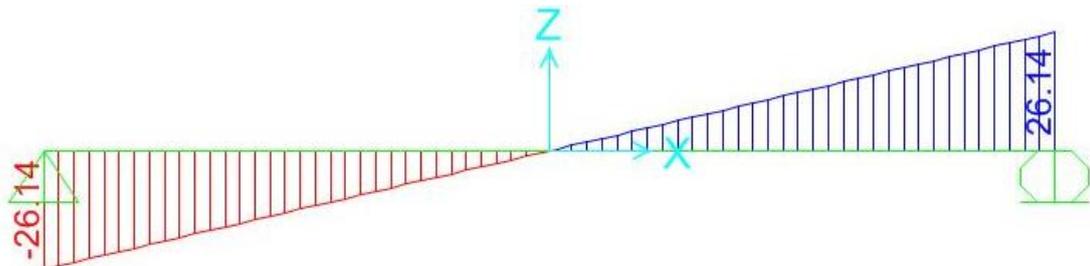


Figure 3.3 : Diagramme d'effort tranchant sous la poutre seule

3.1.2) Dalle

$G = 0.99 \text{ t/ml}$

$R_a = R_b = 16.53 \text{ t.}$

Tableau 3.2 : M, T, R de la dalle

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.0 L	0	16.53	16.53
0.25 L	103.51	8.26	0
0.50 L	138.02	0	0

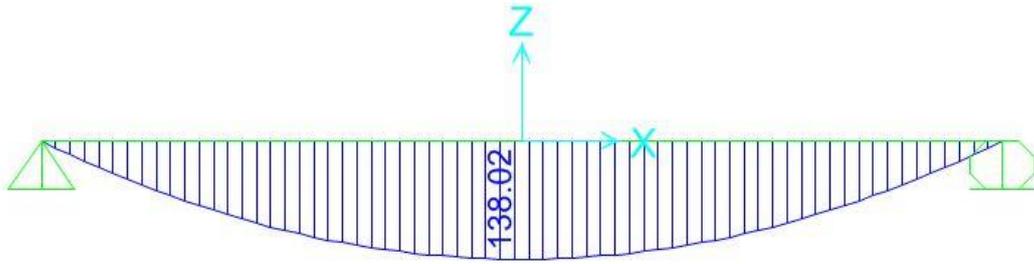


Figure 3.4 : Diagramme de moment fléchissant de la dalle

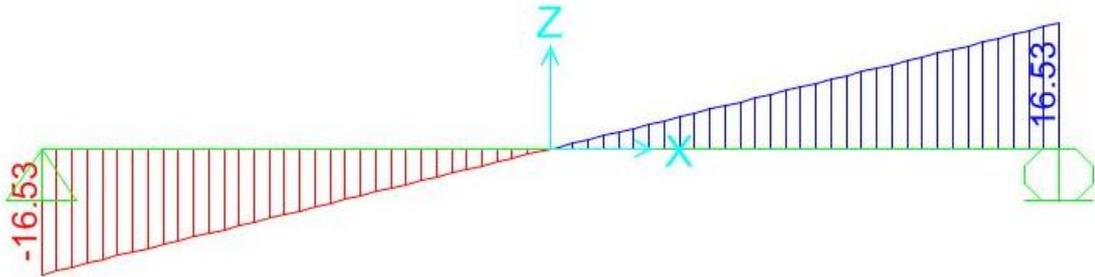


Figure 3.5 : Diagramme d'effort tranchant de la dalle

3.1.3) Superstructure

CCP = poids de revêtement + 2 × (poids de trottoir + Glissière de sécurité + Garde corps).

$$C_{cp} = 3.45/6 = 0.57 \text{ t/ml}$$

Tableau 3.3 : M, T, R de superstructure

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.0 L	0	9.52	9.52
0.25 L	60.37	4.80	0
0.50 L	79.47	0	0

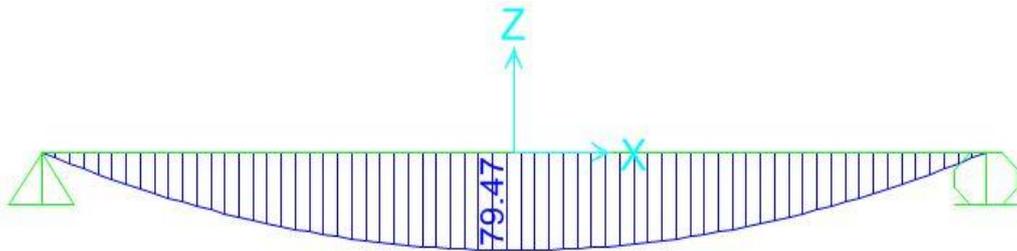


Figure 3.6 : Diagramme de moment fléchissant de la superstructure

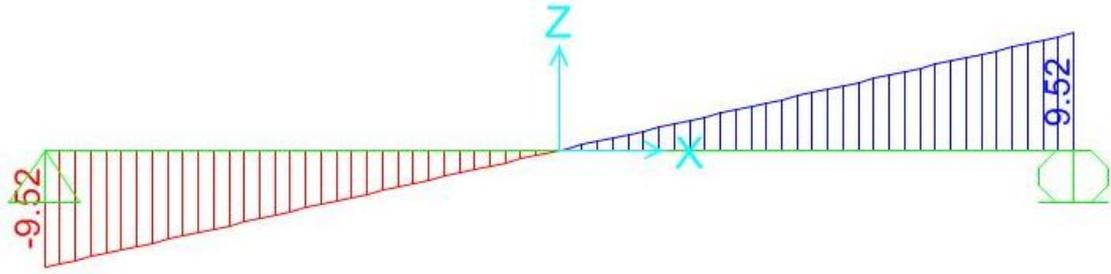


Figure 3.7 : Diagramme d'effort tranchant de la superstructure

3.1.4) Tableau récapitulatif des M, T, R :

Tableau 3.4 : Récapitulatif M, T, R

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.0 L	0	52.19	52.19
0.25 L	327.59	26.13	0
0.50 L	435.67	0	0

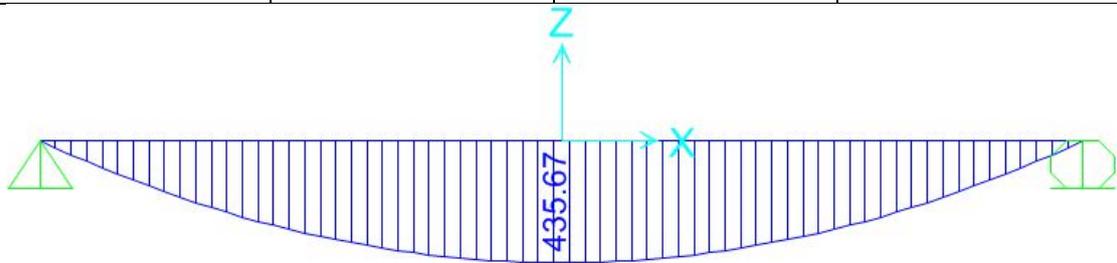


Figure 3.8 : Diagramme de moment fléchissant de la charge permanente

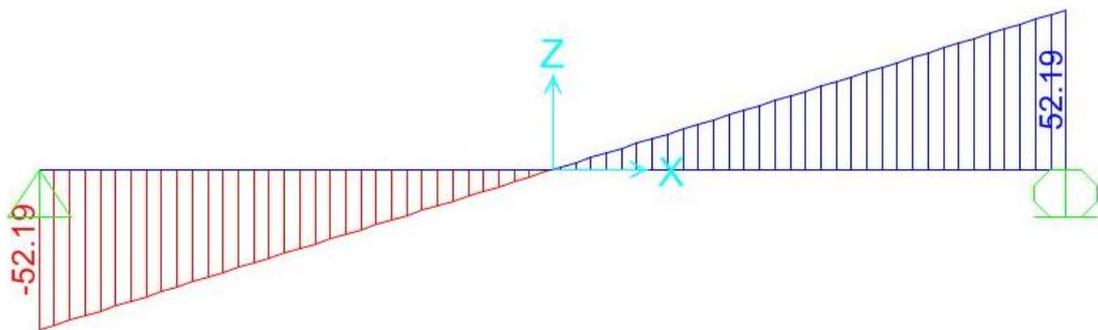


Figure 3.9 : Diagramme d'effort tranchant de la charge permanente

3.2) MOMENT FLECHISSANT

3.2.1) Moment fléchissant à $x=0.5L$:

a) Surcharge A (L):

- Une voie chargée :

$$\begin{aligned} A(L) &= 3.58 \text{ t/ml}, L=33.4 \text{ m} \\ M_{\text{Max}} &= A(L) \times L^2/8 \\ &= 3.58 \times (33.4)^2/8 \\ &= 499.21 \text{ t.m} \end{aligned}$$

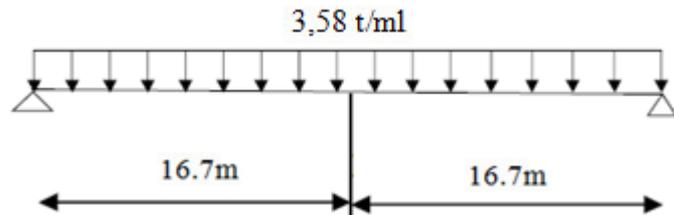


Figure 3.10 : Surcharge A (L) une voie chargée à $x=0.5l$

- Deux voies chargées

$$\begin{aligned} A(L) &= 7.155 \text{ t/ml}, L=33.4 \text{ m} \\ M_{\text{Max}} &= A(L) \times L^2/8 \\ &= 7.155 \times (33.4)^2/8 \\ &= 997.72 \text{ t.m} \end{aligned}$$

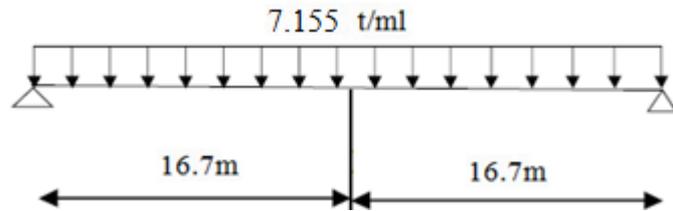


Figure 3.11: Surcharge A (L) deux voies chargées à $x=0.5l$

b) Surcharge des trottoirs :

- Un trottoir chargé :

$$\begin{aligned} St &= 0,1875 \text{ t/ml}, L = 33.4 \text{ m} \\ M_{\text{Max}} &= St \times L^2/8 \\ &= 0,1875 \times (33.4)^2/8 \\ &= 26.14 \text{ t.m} \end{aligned}$$

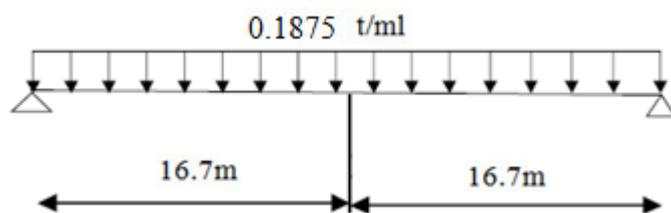


Figure 3.12 : Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé) à $x=0.5l$

- Deux trottoirs chargés :

$$\begin{aligned} St &= 0.375 \text{ t/ml}, L = 33.4 \text{ m} \\ M_{\text{Max}} &= St \times L^2/8 \\ &= 0,375 \times (33.4)^2/8 \\ &= 52.28 \text{ t.m} \end{aligned}$$

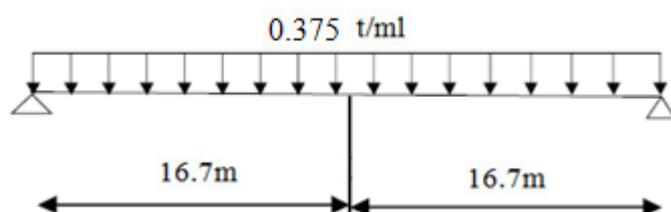


Figure 3.13 : Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés) à $x=0.5l$

c) Système B :

- **Théorème de barrée :**

Le moment fléchissant est maximum au droit essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

- **Système BC :**

La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi $R = 60$ t.

Une voie chargée :

$$X_r/A = [(12 \times 1.5) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5)] / 60$$

$$X_r/A = 7.05 \text{ m}$$

$$d' = 10.5 - 7.05 = 3.45 \text{ m}$$

$$d'/2 = 1.725 \text{ m}$$

$$d = 4.5 - 3.45 = 1.05 \text{ m}$$

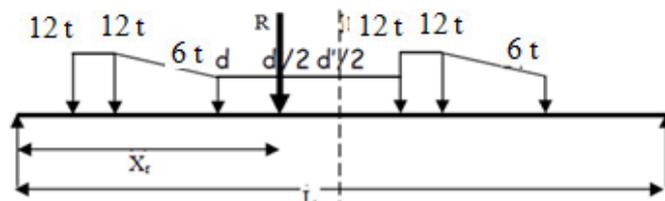


Figure 3.14 : Système BC (Une voie chargée) à $x=0.5l$

$$M \max ((L+d')/2) = R/L ((L+d')/2)^2 - \sum F_{ig} d_g$$

F_{ig} : force gauche

d_g : distance gauche

$$\sum F_{ig} d_g = 12 \times 10.5 + 12 \times 9 + 6 \times 4.5 = 261 \text{ t.m}$$

$$M \max = 609.85 - 261 = 348.58 \text{ t.m}$$

$$M \max p = M \max \times \delta \times bc = 348.58 \times 1.2 \times 1.081 = 452.52 \text{ t.m}$$

$$M \max p = 452.52 \text{ t.m}$$

- **Deux voies chargées :**

$$M \max p = M \max \times \delta \times bc \times 2 = 348.58 \times 1.1 \times 1.081 \times 2 = 828.99 \text{ t.m}$$

$$M \max p = 828.99 \text{ t.m}$$

- **Système Bt :**

Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médiane de la poutre.

Un seul Tandem:

$$R=32$$

$$M_{\max} = R \times L/4 = 267.2 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bt = 267.2 \times 1.067 \times 1 = 285.10 \text{ t.m}$$

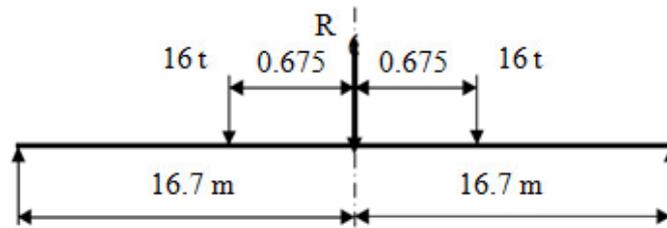


Figure 3.15 : Système Bt (Un seul Tandem) à $x=0.5l$

Deux Tandems:

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bt \times 2 = 267.2 \times 1.067 \times 1 \times 2 = 570.20 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 570.20 \text{ t.m}$$

- **Système Br :**

$$M = PL/4 = (10 \times 33.4)/4 = 83.5 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M \times \delta$$

$$M_{\max} = 83.5 \times 1.054 = 88 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 88 \text{ t.m}$$

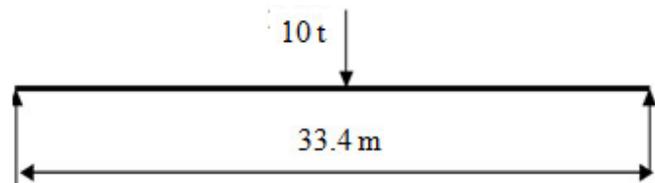


Figure 3.16 : Système Br à $x=0.5l$

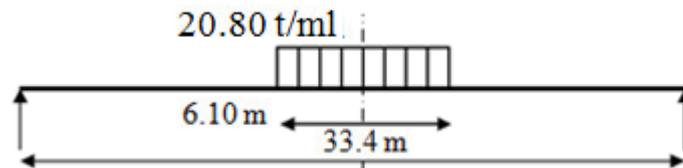
d) Système MC 120 :

Figure 3.17 : Système MC 120

$$M_{\max} = R \times L/2 - q \times (3.05)^2/2 = 63.40 \times 16.7 - 20.80 \times (3.05)^2/2 = 962.03 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta = 962.03 \times 1.076 = 1035.14 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 1035.14 \text{ t.m}$$

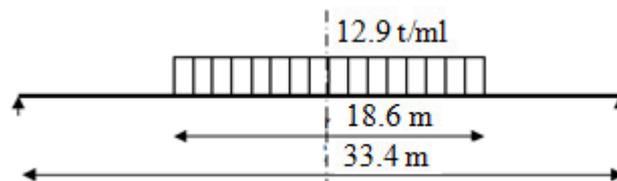
e) Charge exceptionnelle D240 :

Figure 3.18: Charge exceptionnelle D240

$$M_{\max} = R \times L/2 - q \times (9.3)^2/2 = 120 \times 16.7 - 12.9 \times 84.97/2 = 1455.9 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 1455.9 \text{ t.m}$$

3.2.2) Moment fléchissant à $x=0,25L$:

a) Surcharge A (L):

· Une voie chargée :

$$\begin{aligned} A(L) &= 3.58 \text{ t/ml}, L=33.4 \text{ m} \\ M_{\text{Max}} &= (3/4) A(L) \times L^2/8 \\ &= (3/4) 3.58 \times (33.4)^2/8 \\ &= 347.41 \text{ t.m} \end{aligned}$$

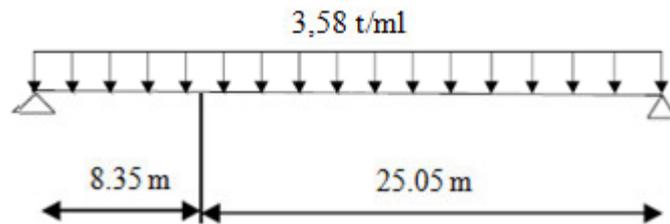


Figure 3.19 : Surcharge A (L) une voie chargée à $x=0.25l$

· Deux voies chargées

$$\begin{aligned} A(L) &= 7.155 \text{ t/ml}, L=33.4 \text{ m} \\ M_{\text{Max}} &= (3/4) A(L) \times L^2/8 \\ &= (3/4) 7.155 \times (33.4)^2/8 \\ &= 748.30 \text{ t.m} \end{aligned}$$

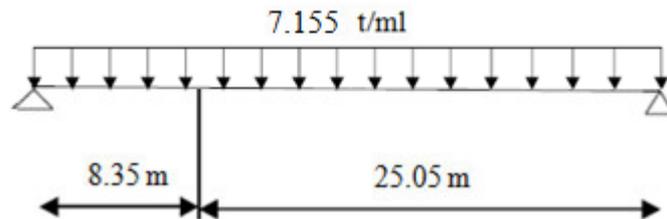


Figure 3.20 : Surcharge A (L) deux voies chargées

b) Surcharge des trottoirs :

Un trottoir chargé :

$$\begin{aligned} St &= 0.1875 \text{ t/ml}, L = 33.4 \text{ m} \\ M_{\text{Max}} &= (3/4) \times St \times L^2/8 \\ &= (3/4) \times 0,1875 \times (33.4)^2/8 \\ &= 19.61 \text{ t.m} \end{aligned}$$

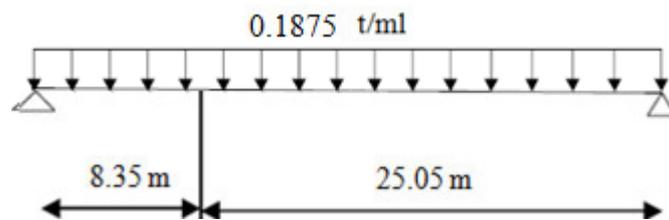


Figure 3.21 : Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé)

Deux trottoirs chargés :

$$\begin{aligned} St &= 0.375 \text{ t/ml}, L = 33.4 \text{ m} \\ M_{\text{Max}} &= (3/4) \times St \times L^2/8 \\ &= (3/4) \times 0.375 \times (33.4)^2/8 \\ &= 39.21 \text{ t.m} \end{aligned}$$

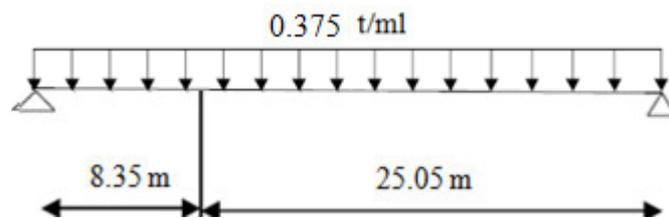


Figure 3.22 : Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés)

c) Système B :

- **Système BC :**

La résultante du convoi $R = 60$ t.

Une voie chargée :

$$R_b = 38.80 \text{ t}$$

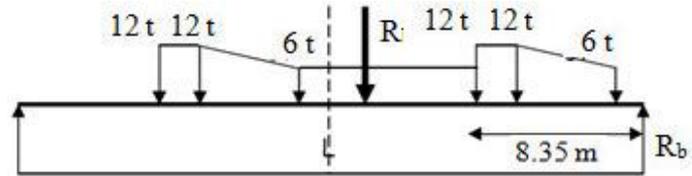


Figure 3.23 : Système Bc à $x=0.25l$

$$M_{\max} = R_b \times 8.35 - 12 \times 1.5 - 6 \times 6 = 269.98 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bc = 269.98 \times 1.2 \times 1.081 = 350.22 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 350.22 \text{ t.m}$$

- **Deux voies chargées :**

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bc \times 2 = 269.98 \times 1.1 \times 1.081 \times 2 = 642.06 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 642.06 \text{ t.m}$$

- **Système Bt :**

Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médiane de la poutre.

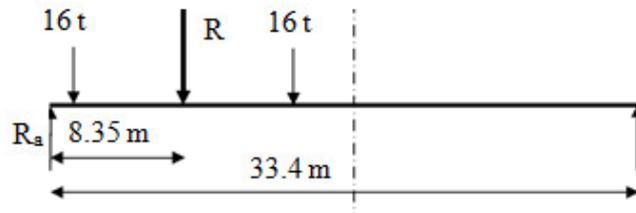
Un seul Tandem:

Figure 3.24 : Système Bt à $x=0.25l$

$$R_a = 24 \text{ t}$$

$$M_{\max} = R \times L/4 = 200.4 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bt =$$

$$200.4 \times 1.067 \times 1 = 213.82 \text{ t.m}$$

Deux Tandems:

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bt \times 2 = 200.4 \times 1.067 \times 1 \times 2 = 427.65 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 427.65 \text{ t.m}$$

- **Système Br :**

$$R_a = 7.5 \text{ t}$$

$$M = RL/4 = 62.625 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M \times \delta$$

$$M_{\max} = 62.625 \times 1.054 = 66.01 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 66.01 \text{ t.m}$$

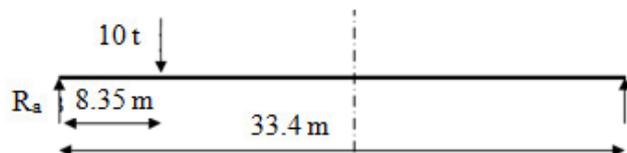


Figure 3.25 : Système Br à $x=0.25l$

d) Système MC 120 :

Ra = 110.97 t

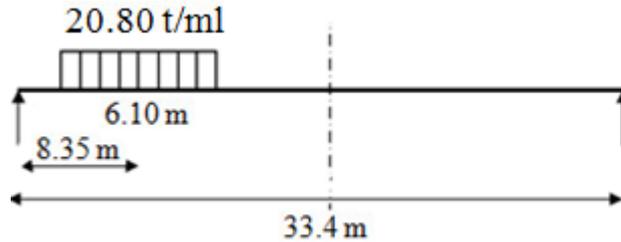


Figure 3.26 : Système MC 120 à x=0.25l

$$M_{max} = Ra \times L/4 - q \times (3.05)^2/2 = 110.97 \times 8.35 - 20.80 \times 9.3025/2 = 842.76 \text{ t.m}$$

$$M_{max p} = M_{max} \times \delta = 842.76 \times 1.076 = 906.81 \text{ t.m}$$

$$M_{max p} = 906.81 \text{ t.m}$$

e) Charge exceptionnelle D240 :

Ra = 173.13 t

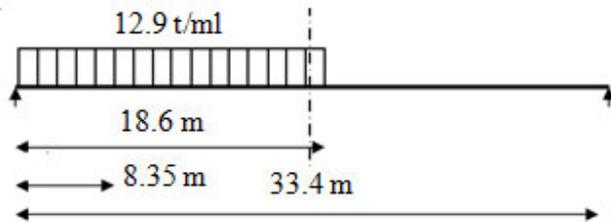


Figure 3.27 : Charge exceptionnelle D240 à x=0.25l

$$M_{max} = Ra \times L/4 - q \times (L)^2/32 = 173.13 \times 8.35 - 12.9 \times (33.4)^2/32 = 995.92 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 995.92 \text{ t.m}$$

3.2.3) Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :

Tableau 3.5 : Récapitulatif des moments dus aux surcharges

Désignation		Pour x = 0.25L		Pour x = 0.50L	
		M _{max} (t.m)	M ₀ (t.m)	M _{max} (t.m)	M ₀ (t.m)
Surcharge A(l)	1 Voie Chargée	347.41	57.90	499.21	83.20
	2 Voies Chargées	748.30	124.71	997.72	166.28
Trottoirs	1 Trottoir	19.61	3.27	26.14	4.36
	2 Trottoirs	39.21	6.54	52.28	8.71
Surcharge B _c	1 File	350.22	58.37	452.52	75.42
	2 1Files	642.06	107.01	828.99	138.165
Surcharge B _t	1 Tandem	213.83	35.64	285.10	47.52
	2 Tandems	427.65	71.275	570.20	95.03
Surcharge B _r		66.01	11.00	88.00	14.66
Convoi Mc120		906.81	151.13	1035.14	172.52
Convoi D240		995.92	165.98	1455.9	242.65

Le moment maximum le plus défavorable sous combinaison suivante :

- A l'E.L.U : 1.35 (G + D240)

E.L.U : 1.35 (435.67 + 242.65)

M max = 915.73 t.m

- A l'E.L.S: G + D240

E.L.S= 435.67 + 242.65

M max = 678.32 t.m

3.3) EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES

3.3.1) Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.00L$:

a) **Surcharge A(L) :**
 $T_{\max} = R_a = R_b = L \times q / 2.$

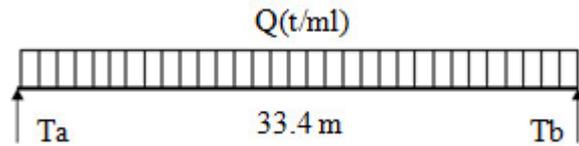


Figure 3.28 : Surcharge A (L) une voie chargée à $x=0.0l$

- **Une voie chargée :** $A (1L) = 3.58 \text{ t/ml}.$
 $T_{\max} = 59.74 \text{ t}.$ D'où : $T_0 = 59.74/6 = 9.96 \text{ t}.$
- **Deux voies chargées :** $A (2L) = 6.92 \text{ t/ml}.$
 $T_{\max} = 119.49 \text{ t}.$ D'où : $T_0 = 119.49/6 = 19.91 \text{ t}.$

b) Surcharge sur trottoirs :

- **1 Trottoir chargé :** $P_1 = 0,1875 \text{ t/ml}.$
 $T_{\max} = 3.13 \text{ t}.$ D'où : $T_0 = 3.13/6 = 0.52 \text{ t}.$
- **2 Trottoirs chargés :** $P_2 = 0.375 \text{ t/ml}.$
 $T_{\max} 6.26 \text{ t}.$ D'où : $T_0 = 6.26/6 = 1.04 \text{ t}.$

c) Surcharge du type Bc

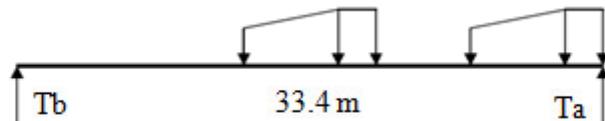


Figure 3.29 : Surcharge Bc à $x=0.0l$

$$T_a = (1 / 33.4) [6 \times 16.9 + 12 \times 21.4 + 12 \times 22.9 + 6 \times 27.4 + 12 \times 31.9 + 12 \times 33.4]$$

$$T_a = 47.33 \text{ t}.$$

- **Une file:**
 $T_{\max} = 47.33 \times 1.2 \times 1.081 = 61.40 \text{ t}.$ D'où : $T_0 = 61.40/6 = 10.23 \text{ t}.$
- **Deux files:**
 $T_{\max} = 2 \times 47.33 \times 1.1 \times 1.081 = 112.56 \text{ t}.$ D'où : $T_0 = 112.56 / 6 = 18.76$

d) Surcharge du type Bt :

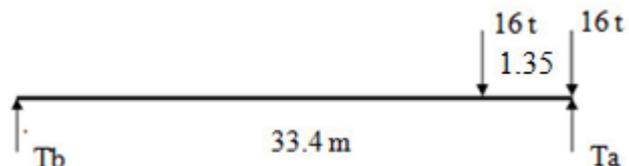


Figure 3.30 : Surcharge Bt à $x=0.0l$

$$T_a = (1 / 33.4) [16 \times 32.05 + 16 \times 33.4] = 31.35 \text{ t}.$$

- **Un tandem**
 $T_{\max} = 31.35 \times 1 \times 1.067 = 33.37 \text{ t}.$ D'où : $T_0 = 33.45/6 = 5.57 \text{ t}.$

- Deux tandems

$T_{\max} = 2 \times 31.35 \times 1 \times 1.067 = 66.9 \text{ t}$. D'où : $T_0 = 66.9/6 = 11.15 \text{ t}$.

e) Surcharge du type Br :

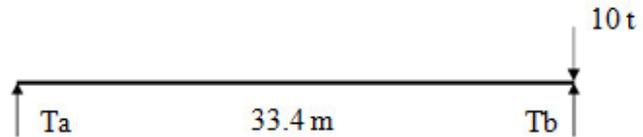


Figure 3.31 : Surcharge Br à $x=0.0l$

$T_{\max} = 10 \times 1.054 = 10.54 \text{ t}$

$T_{\max} = 10.54 \text{ t}$. D'où : $T_0 = 10.54/6 = 1.76 \text{ t}$

f) Surcharge du type Mc120 :

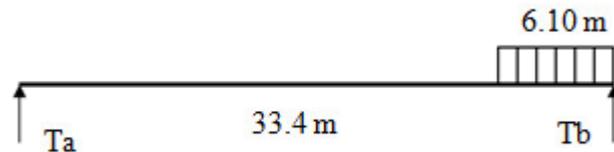


Figure 3.32 : Surcharge Mc120 d à $x=0.0l$

$T_a = [110 \times (33.4 - 3.05)] / 33.4 = 99.95 \text{ t}$.

$T_{\max} = 99.95 \times 1.076 = 107.54 \text{ t}$. D'où : $T_0 = 107.54/6 = 17.92 \text{ t}$.

g) Convoi exceptionnel D240 :

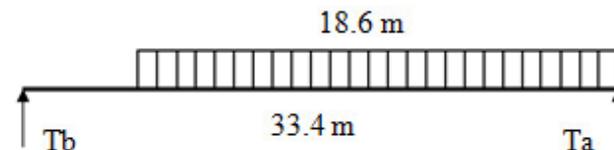


Figure 3.33 : Convoi exceptionnel D240 à $x=0.0l$

$T_{\max} = [240 (33.4 - 9.30)] / 33.4 = 173.17 \text{ t}$.

$T_{\max} = 173.17 \text{ t}$. D'où : $T_0 = 173.17/6 = 28.86 \text{ t}$.

3.3.2) Efforts tranchants dus aux surcharges: Pour $x = 0.25L$.

a) Surcharge A(L) :

$T_{\max} = R_a = R_b = L \times q / 2$.

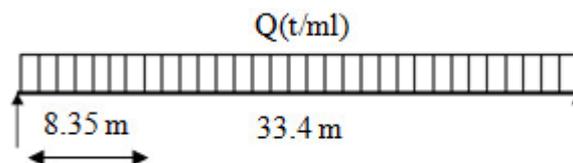


Figure 3.34 : Surcharge A(L) à $x=0.25l$

- Une voie chargée : $A (1L) = 3.58 \text{ t/ml}$.

$T_{\max} = 29.87 \text{ t}$. D'où : $T_0 = 29.87/6 = 4.98 \text{ t}$.

- Deux voies chargées : $A (2L) = 6.92 \text{ t/ml}$.

$T_{\max} = 59.75 \text{ t}$. D'où : $T_0 = 59.75/6 = 9.95 \text{ t}$.

b) Surcharge sur trottoirs :

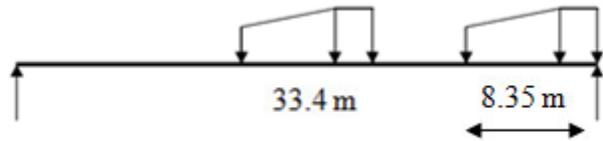
- 1 Trottoir chargé : $P_1 = 0,1875 \text{ t/ml}$.

$T_{\max} = 1.565 \text{ t}$. D'où : $T_0 = 1.565/6 = 0.26 \text{ t}$.

- 2 Trottoirs chargés : $P_2 = 0.375 \text{ t/ml}$.

$T_{\max} = 3.13 \text{ t}$ D'où : $T_0 = 3.13/6 = 0.52 \text{ t}$.

c) Surcharge du type Bc

Figure 3.35 : Surcharge Bc à $x=0.25l$

$$T_a = (1 / 33.4) [6 \times 8.55 + 12 \times 13.05 + 12 \times 14.55 + 6 \times 19.05 + 12 \times 31.9 + 12 \times 23.55 + 12 \times 25.5]$$

$$T_a = 32.35 \text{ t.}$$

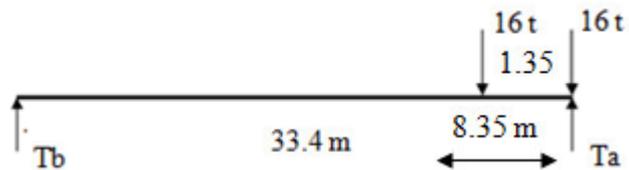
• Une file:

$$T_{\max} = 32.35 \times 1.2 \times 1.081 = 41.96 \text{ t. D'où : } T_0 = 41.96/6 = 6.99 \text{ t.}$$

• Deux files:

$$T_{\max} = 2 \times 32.35 \times 1.1 \times 1.081 = 76.93 \text{ t. D'où : } T_0 = 76.93 / 6 = 12.82 \text{ t}$$

d) Surcharge du type Bt :

Figure 3.36 : Surcharge Bt à $x=0.25l$

$$T_a = (1 / 33.4) [16 \times 23.7 + 16 \times 25.05] = 23.35 \text{ t.}$$

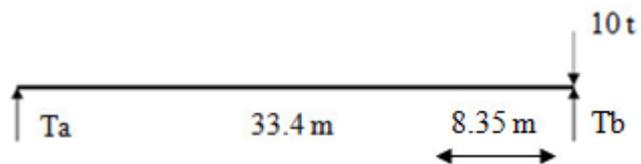
• Un tandem

$$T_{\max} = 23.35 \times 1 \times 1.067 = 24.92 \text{ t. D'où : } T_0 = 24.92/6 = 4.15 \text{ t.}$$

• Deux tandems

$$T_{\max} = 2 \times 23.35 \times 1 \times 1.067 = 49.82 \text{ t. D'où : } T_0 = 49.82/6 = 8.30 \text{ t.}$$

e) Surcharge du type Br :

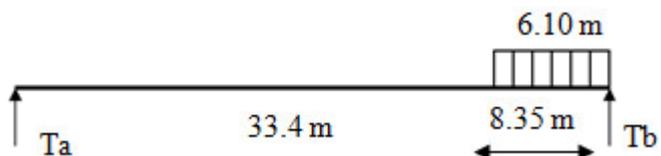
Figure 3.37 : Surcharge Br à $x=0.25l$

$$T_a = (1 / 33.4) [10 \times 25.05] = 7.5 \text{ t.}$$

$$T_{\max} = 7.5 \times 1.054 = 7.90 \text{ t}$$

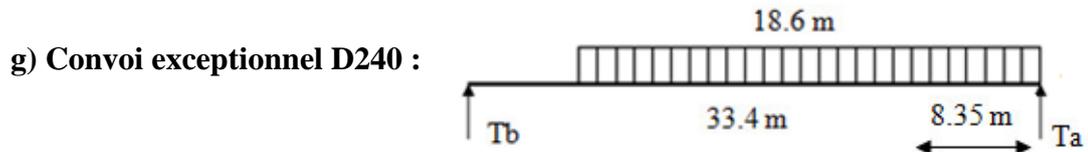
$$T_{\max} = 7.90 \text{ t. D'où : } T_0 = 7.90 / 6 = 1.32 \text{ t}$$

f) Surcharge du type Mc120 :

Figure 3.38: Surcharge Mc120 à $x=0.25l$

$$T_a = [110 \times 22] / 33.4 = 72.25 \text{ t.}$$

$$T_{\max} = 72.25 \times 1.076 = 77.96 \text{ t. D'où : } T_0 = 77.96/6 = 12.99 \text{ t.}$$

Figure 3.39 : Convoi exceptionnel D240 à $x=0.25l$

$$T_{\max} = [240 \times 15.75] / 33.4 = 113.17 \text{ t.}$$

$$T_{\max} = 173.17 \text{ t. D'où : } T_0 = 113.17/6 = 18.86 \text{ t}$$

3.3.3) Tableau récapitulatif des efforts tranchant:

Tableau 3.6 : Récapitulatif des efforts tranchant

Désignation		Pour $x = 0.00L$		Pour $x = 0.25L$	
		T_{\max} (t.m)	T_0 (t.m)	T_{\max} (t.m)	T_0 (t.m)
Surcharge A(l)	1 Voie chargée	59.74	9.96	29.87	4.98
	2 Voies chargées	119.45	19.91	59.75	9.95
Trottoirs	1 Trottoir	3.13	0.52	1.565	0.26
	2 Trottoirs	6.26	1.04	3.13	0.52
Surcharge B _c	1 File	61.40	10.23	41.96	6.99
	2 1Files	112.56	18.76	76.93	12.82
Surcharge B _t	1 Tandem	33.45	5.57	24.92	4.15
	2 Tandems	66.9	11.15	49.82	8.30
Surcharge B _r		10.54	1.76	7.91	1.32
Convoi Mc120		107.54	17.92	77.96	12.96
Convoi D240		173.17	28.86	113.17	18.86

Le moment maximum le plus défavorable sous combinaison suivante :

- A l'E.L.U : 1.35 (G + D240)

$$E.L.U : 1.35 (52.28 + 28.86)$$

$$T_{\max} = 109.54 \text{ t}$$

- A l'E.L.S: G + D240

$$E.L.S = 52.28 + 28.86$$

$$T_{\max} = 81.14 \text{ t}$$

3.4) ETUDE DE LA PRECONTRAINT

3.4.1) Principe et définition de la précontrainte

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction. Pour éviter que ce matériau soit trop tendu dans les portés qui sont comprises entre 20 et 125 m. on comprime le béton à l'avance à l'aide d'un ensemble des forces internes de telle façon à assurer le bon fonctionnement de l'élément porteur, ce béton s'appelle le béton précontraint.

(YAZID.A, 2005)

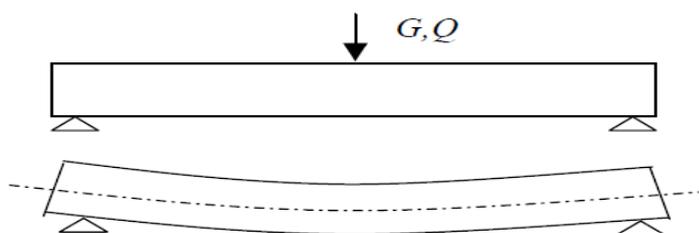


Figure 3.40 : Principe de la précontrainte (YAZID.A, 2005)

3.4.2) Technique de réalisation de la précontrainte

Nous avons deux techniques de réalisation de la précontrainte, par pré-tension et par post-tension. La technique la plus utilisée et la plus pratique est celle par post-tension qui a été utilisée dans ce projet.

a) Pré-tension

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

Étapes générales de réalisation :

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte.
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

(MAACHOU.O, 2013)

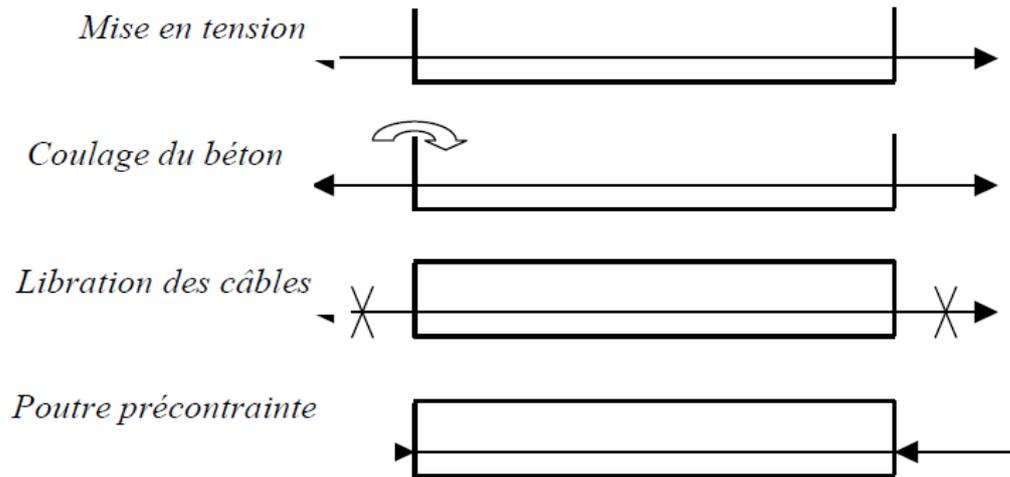


Figure 3.41: Précontrainte par pré-tension (YAZID.A, 2005)

a) Post – tension

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

Etapes générales de réalisation :

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

(YAZID.A, 2005)

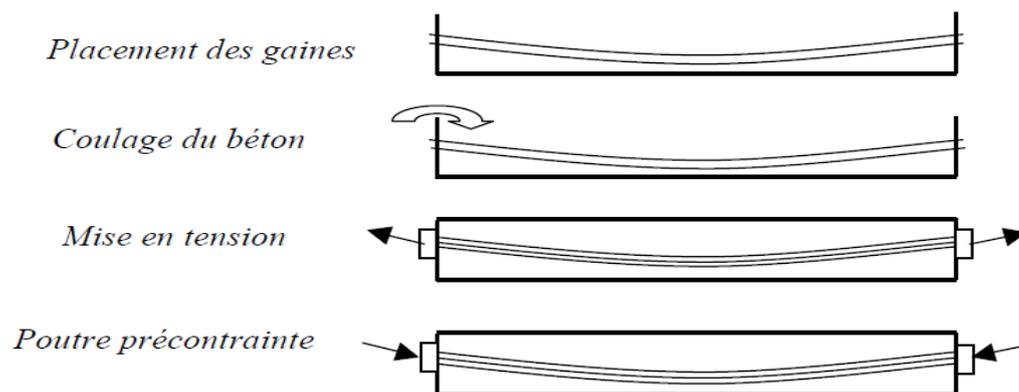


Figure 3.42 : Précontrainte par post-tension (YAZID.A, 2005)

3.4.3) Dimensionnement de la précontrainte

3.4.3.1) Le calcul de la précontrainte

Le B.P.E.L définit deux forces de précontrainte P1 et P2 selon que la section est sous critiques (cas au le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) ou sur critique (cas au le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur prise est la maximum P1 et P2

Tableau 3.7 : Les caractéristiques de la poutre à mi travée

	Unités	Résultat
Section : B	cm ²	5108
Cdg = $\mu\Delta / B = v$	cm	84.16
$V' = h - V$	cm	64.84
$IG = I\Delta - Bv^2$	cm ⁴	13834370.55
IG / v	cm ³	164381.78
IG / v'	cm ³	213361.67
$\rho = i^2 / (vv') = (IG / B) / (vv')$	/	0.49
$C = \rho \times V$	cm	41.23
$C' = \rho \times V'$	cm	31.77
$d' = Ht - 0,9 Ht$	cm	15
M_{MAX} (moment maximum a l'ELS)	t.m	678.32
M_{MIN} (moment maximum sous G a l'ELU)	t.m	437.3
$M_Q = M_{max} - M_{min}$	t.m	241.02

a) Section sous critique :

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

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{S}{h} (\bar{\sigma}_{ti} V + \bar{\sigma}_{ts} V')$$

Avec : $\Delta M = M_{max} - M_{min} = (M_G + M_Q) - M_G = M_Q$

M_{max} : Moment du à la charge permanente plus la surcharge.

$M_{min} = M_G$: Moment du à la charge permanente.

M_Q : Moment du à la surcharge.

ρ : Rendement géométrique.

S : Section de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

$\bar{\sigma}_{ti}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_{ts}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

$$P_1 = \frac{2.41}{0.49 \times 1.50} + \frac{0.5108}{1.50} ((-2.7) \times 0.64 + (-4.05) \times 0.84) = 3.387 \text{ MN}$$

$$P_1 = 1.53 \text{ MN}$$

b) Section sur critique :

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho S V \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

Avec :

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

$$P_2 = \frac{6.78 + 0.49 \times 0.5108 \times 0.64 \times (-2.7)}{0.49 \times 0.64 + 0.84 - 0.15}$$

$$\Leftrightarrow P_{\text{sur}} = 6.34 \text{ MN.}$$

$$P = \max (P_1 ; P_2)$$

$$\Leftrightarrow P = \max (1.53 ; 6.34)$$

On prend $P = 6.34 \text{ MN}$.

Donc la section est sur critique.

- L'excentricité « e_0 » :

$$e_0 = -v + d'$$

$$e_0 = -0,6916 \text{ m}$$

3.4.3.2) Détermination du nombre de câbles :

Fixons à priori l'intensité des pertes (ΔP) à **25%** de la tension initial P_0 , en tenant compte de ces pertes, la valeur de précontrainte sera de :

$$P_0 = \frac{P}{0,98 - 1,2 \frac{\Delta P}{P_0}}$$

$$\text{Avec : } \Delta P = 0,25P_0$$

$$\text{donc : } P_0 = 9.32 \text{ MN.}$$

- Nombre de câble :

$$n = \frac{P_0}{P}$$

Avec :

$$P: \text{Précontrainte développées pour un câble } P = \sigma_{P_0} \cdot A_P$$

$$\sigma_{P_0}: \text{Contrainte à l'origine } \sigma_{P_0} = \min(0,8f_{\text{prg}}, 0,9f_{\text{peg}})$$

f_{peg} : Contrainte garantie à la ruine.

f_{prg} : Contrainte garantie élastique.

$$n = \frac{P_0}{P} = \frac{9.32}{2.36} \quad n = 3.95$$

On prend le nombre des câbles est égale à 4.

- **La nouvelle valeur de la précontrainte :**

$$P_0 = n \times P \quad P_0 = 4 \times 2.362 \quad P_0 = 9.45 \text{ MPa.}$$

Tableau 3.8: Récapitulatif des résultats de précontrainte

Précontrainte $P_{\max} = P_{\text{sur}}$ (MN)	L'excentricité « e_0 »	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P_0 (MN)
9.32	-0.6916	4 (12T15)	9.45

3.4.3.3) Vérification à l'ELS :

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.80\Delta P \quad \Rightarrow \quad P_1 = 1.02 \times 9.45 - 0.80 \times 0.25 \times 9.45$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.20\Delta P \quad P_2 = 0.98 \times 9.45 - 1.20 \times 0.25 \times 9.45$$

$$P_1 = 7.75 \text{ MN.}$$

$$P_2 = 6.76 \text{ MN.}$$

Vérification sous combinaison :

- Quasi-permanente : P+G
- Fréquente : P+G+0.72Q
- Rare : P+G+1.2Q

✓ Combinaison Quasi-permanente :

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{M_{\min} \times V}{I} > \overline{\sigma_{ts}} \\ \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V}{I} - \frac{M_{\min} \times V}{I} < \overline{\sigma_{ct}} \end{array} \right.$$

- Sous $P_1=7.75$ MN

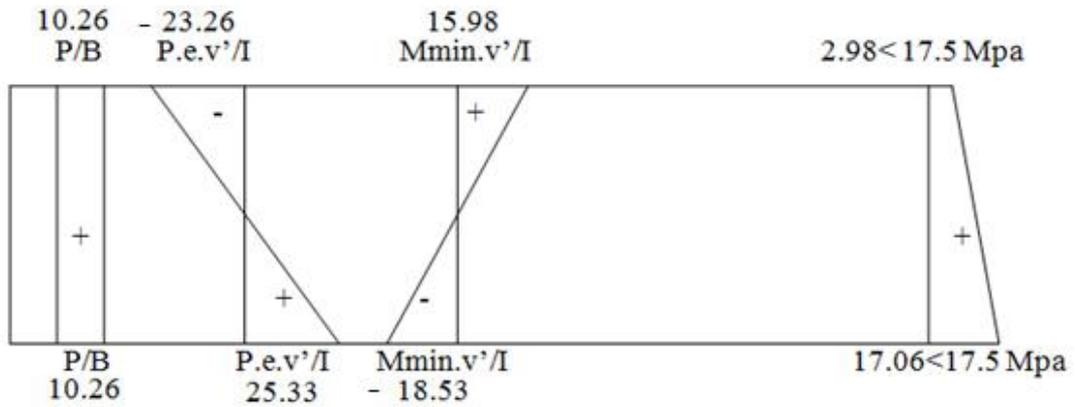


Figure 3.43 : Diagramme des contraintes sous (P1)

- Sous $P_2=6.76$ MN

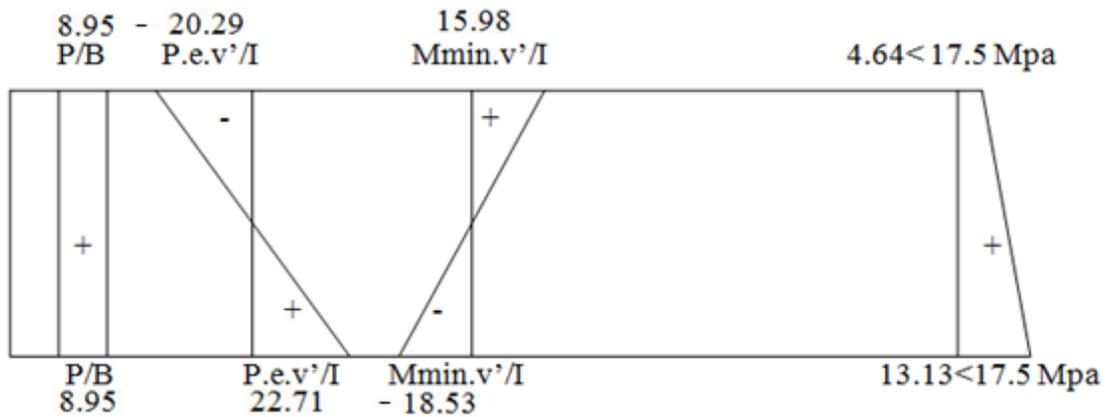


Figure 3.44 : Diagramme des contraintes sous (P2)

✓ **Combinaison Fréquente :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} + \frac{0.72 M_Q \times V}{I} > \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MPa.} \\ \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} - \frac{0.72 M_Q \times V'}{I} < \bar{\sigma}_{cl} = 17.5 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

- Sous $P_1=7.75$ MN

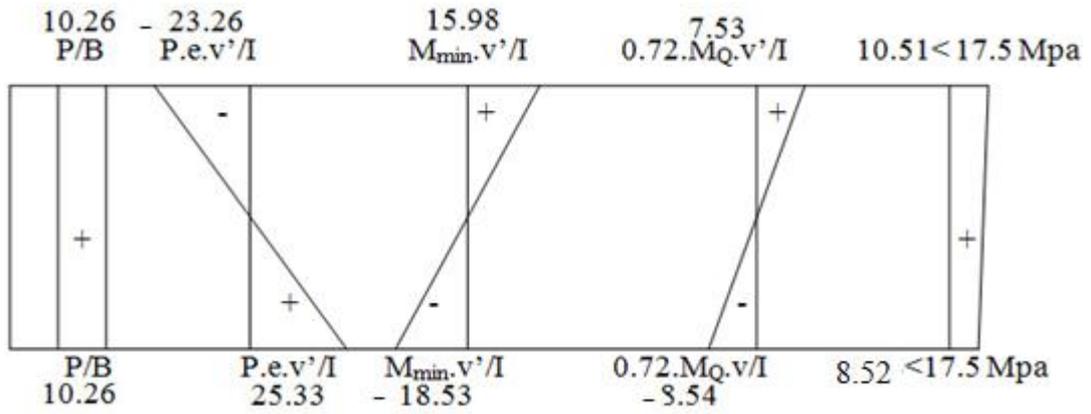


Figure 3.45 : Diagramme des contraintes sous (P1)

- Sous $P_2=6.76$ MN

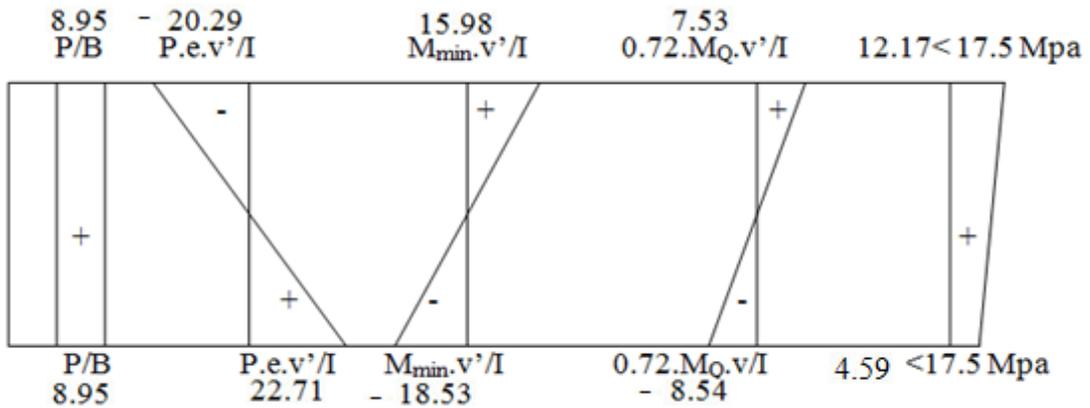


Figure 3.46 : Diagramme des contraintes sous (P2)

✓ **Combinaison Rare :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} + \frac{1.2 M_Q \times V}{I} > \overline{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MPa.} \\ \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V}{I} - \frac{M_{min} \times V}{I} - \frac{1.2 M_Q \times V}{I} < \overline{\sigma}_{cl} = 17.5 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

- Sous $P_1 = 7.75$ MN

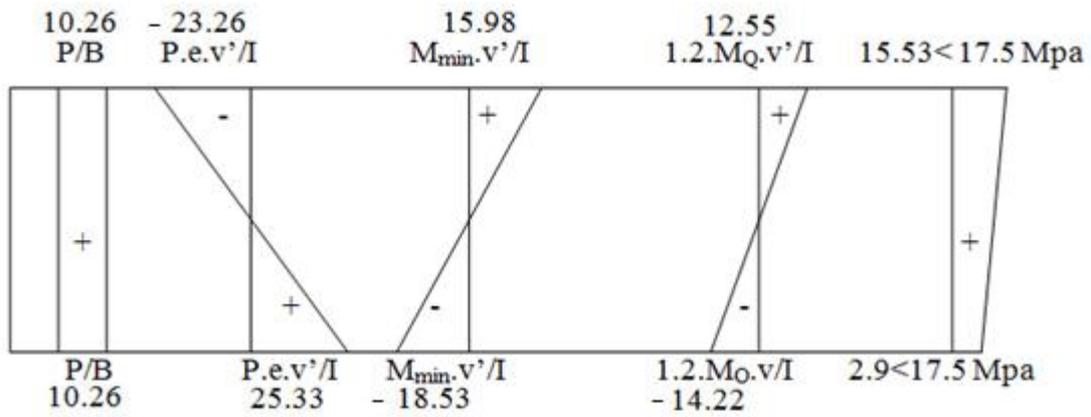


Figure 3.47 : Diagramme des contraintes sous (P1)

- Sous $P_2 = 6.76$ MN

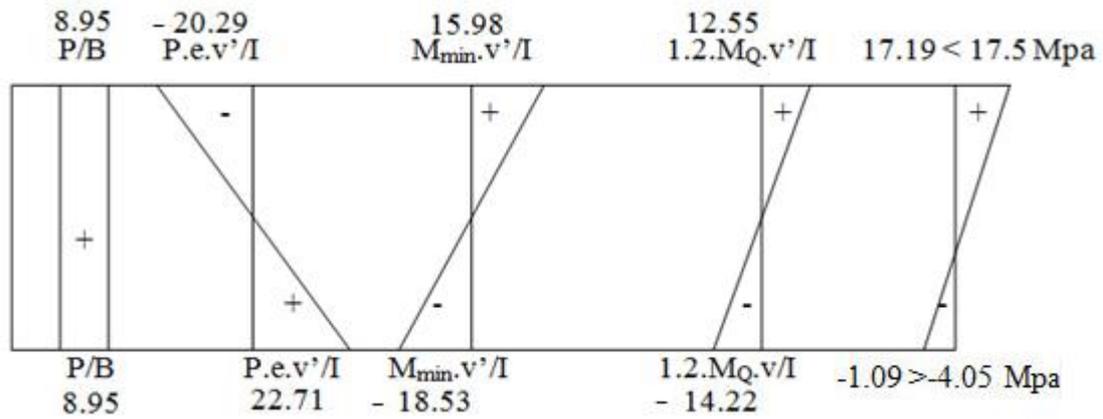


Figure 3.48 : Diagramme des contraintes sous (P2)

Toutes les conditions sont respectées sous cette combinaison

3.4.3.4) Vérification à l'E.L.U

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

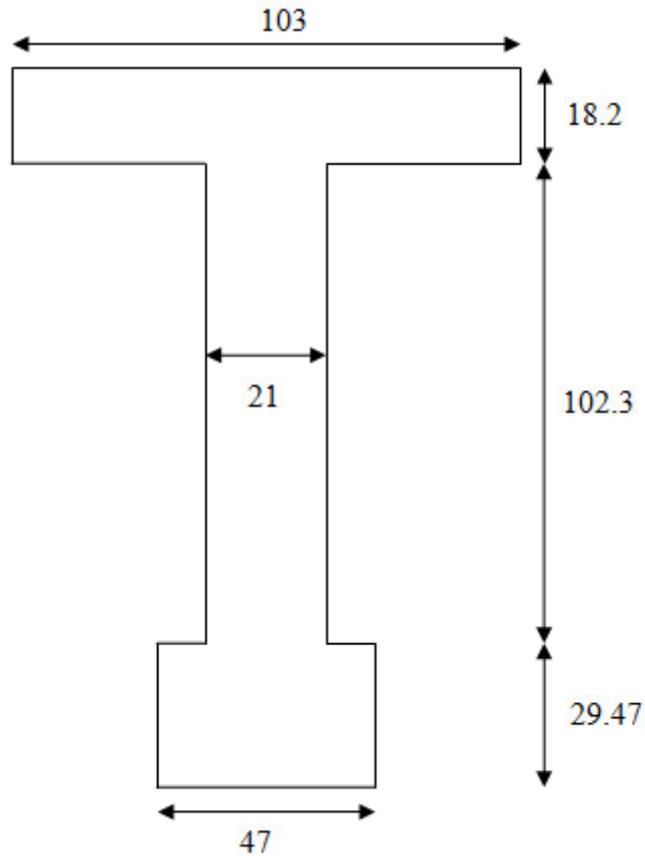


Figure 3.49 : Section équivalente

- Moment ultime :

$$M_u = 9.1573 \text{ MN.m}$$

- La contrainte du béton :

$$\sigma_{bcu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

σ_{bcu} : Contrainte du béton

γ_b : Coefficient de sécurité utilisée pour le béton 1.5

θ : 1 pour une durée de charge = 24 h

$$\sigma_{bcu} = 19.83 \text{ Mpa.}$$

- **Calcul du moment résistant :**

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

$$M_t = 0.8 \times 1.75 \times 0.435 \times 19.83 \left(1.575 - \frac{0.8 \times 0.435}{2} \right)$$

$$M_t = 16.91 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 16.91 > M_u = 9.1573 \quad \text{Donc : l'axe neutre est dans la table.}$$

Dans ce cas, on considère que :

$$M_n = M_u$$

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

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_n}{b \times d^2 \times \sigma_{bcu}}$$

Avec :

d : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre supérieur.

B : La largeur de la section fictive

$$\mu_u = \frac{9.157}{1.75 \times 1.575^2 \times 19.83} \quad \Rightarrow \quad \mu_u = 0.106$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.140$$

$$\Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_b \frac{1 - \alpha}{\alpha}$$

ε_b : Raccourcissement du béton ($\varepsilon_b = 3.5\%$).

$$\Delta\varepsilon_3 = 21.33 \% > 10 \% \quad ; \quad \text{limitons } \Delta\varepsilon_3 = 10 \%$$

- **Détermination de σ_1 et ε_1 :**

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

Avec :

P_m : Précontrainte moyenne.

A_p : Section totale des aciers actifs.

$$P_m = \frac{P_1 + P_2}{2} \quad \Rightarrow \quad P_m = \frac{7.75 + 6.76}{2} \quad \Rightarrow \quad P_m = 7.25 \text{ MN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{7.25}{4 \times 1668 \times 10^{-6}} \quad \Rightarrow \quad \sigma_1 = 1086.63 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_1 = 1086.63 \text{ Mpa} < \sigma_{p_0} = 1416 \text{ Mpa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Domaine élastique.}$$

$$E_1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = \frac{1086.63}{1.90 \times 10^5} \Rightarrow \varepsilon_1 = 5.72 \text{ ‰}.$$

- **Détermination de σ_2 et ε_2 :**

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

σ_c : La contrainte du béton au niveau du câble.

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

$$\sigma_c = \frac{7.25}{0.5108} + \frac{7.25 \times 0.6916^2}{0.138} - \frac{4.373 \times 0.6916}{0.138} \Rightarrow \sigma_c = 17.26 \text{ Mpa}.$$

$$\Sigma_2 = \sigma_1 + 5\sigma_c \Rightarrow \sigma_2 = 1086.63 + 5(17.26)$$

$$\sigma_2 = 1172.96 \text{ Mpa} < \sigma_{p_0} = 1416 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Domaine élastique.}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_p} = \frac{1172.96}{1.90 \times 10^5} \Rightarrow \varepsilon_2 = 6.17 \text{ ‰}.$$

- **Détermination de σ_3 et ε_3 :**

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3.$$

$$\varepsilon_3 = 6.17 + 10 = 16.17 \text{ ‰} > 10 \text{ ‰}. \Rightarrow \text{Domaine élastique.}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E_p} \Rightarrow \sigma_3 = \varepsilon_3 \times E_p$$

Par approximation on a : $\sigma_3 = 3173 \text{ Mpa}$.

- **Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire :**

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

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

$$F_b = 0.8 \times 0.140 \times 1.75 \times 1.575 \times 19.83 \Rightarrow F_b = 6.12 \text{ MN}.$$

$$A_p = 4 \times 1668 \times 10^{-6} = 6.67 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc } A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3} \Rightarrow 6.12 \times 10^{-3} \geq 2.29 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.4.3.5) Tracée des câbles de la précontrainte :

a. Equations des câbles :

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

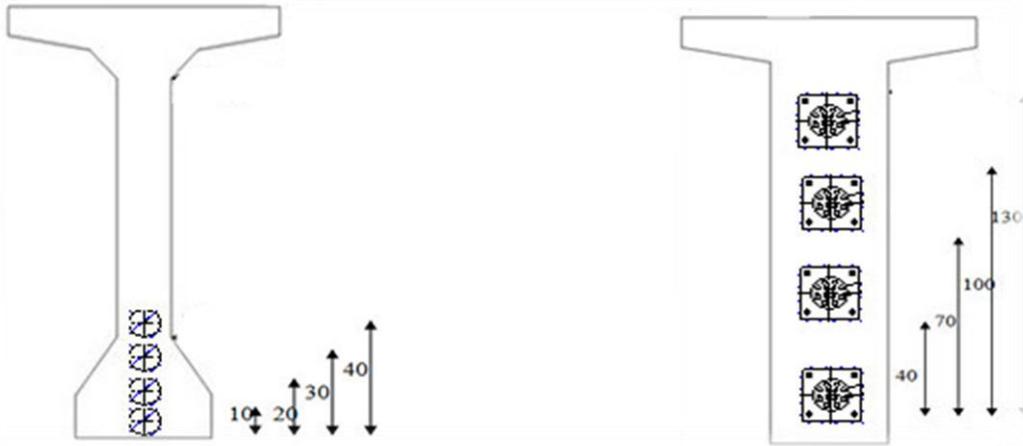


Figure 3.50 : Disposition des câbles

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

1^{er} câble pour $x = 0 \Rightarrow y = b = 0.1$

Pour $x = L/2 = 16.70 \text{ m} \Rightarrow y = 0.4 = a \times (16.70)^2 + 0.1 \Rightarrow a = 0.00108$

- Câble 01 $\Rightarrow y_1 = 0.00108 x^2 + 0.1$

De même les équations des autres câbles seraient donc

- Câble 02 $\Rightarrow y_2 = 0.00179 \times x^2 + 0.2$
- Câble 03 $\Rightarrow y_3 = 0.00251 \times x^2 + 0.3$
- Câble 04 $\Rightarrow y_4 = 0.00323 \times x^2 + 0.4$

Tableau 3.9 Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure

	x = 0 m	x = 4.175 m	x = 8.35 m	x = 12.525 m	x = 16.70 m
Câble 01	0.1	0.12	0.175	0.27	0.4
Câble 02	0.2	0.23	0.32	0.48	0.7
Câble 03	0.3	0.34	0.475	0.694	1.00
Câble 04	0.4	0.456	0.625	0.907	1.3

3.4.4) les pertes de la précontrainte

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

3.4.4.1) les pertes instantanées

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

a) Les pertes de tension par frottement :

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

La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x » sa nouvelle valeur par la relation :

$$\sigma_{Pfr}(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f\alpha_1 + \rho x)}$$

$$\Delta\sigma_{frott} = \sigma_{p0} - \sigma_{Pfr}(x)$$

σ_{p0} : La tension à l'origine ;

e : La base de logarithmes népériens ;

f : Coefficient de frottement en courbe rd^{-1} ;

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

ρ : Coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;

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

Pour cette vérification on prend le câble moyen (câble 03).

$$Y = 0.00251x^2 + 0.3$$

$$\alpha_1 = 0.0050 x$$

D'après le B.P.E.L :

$$\rho = 0,002m^{-1} ; f = 0,20$$

Tableau 3.10: Perte due aux frottements

	x = 0 m	x = 8.35 m	x = 16.7 m	x = 25.05 m	x = 33.4 m
α_1	0	0.04175	0.0835	0.12525	0.167
$f\alpha_1 + \rho x$	0	0.02505	0.0501	0.07515	0.1002
$\sigma_{Pfr}(x)$	1416	1380.97	1346.81	1313.49	1280.99
$\Delta\sigma_{frott}$	0	35.03	69.19	102.51	135.01

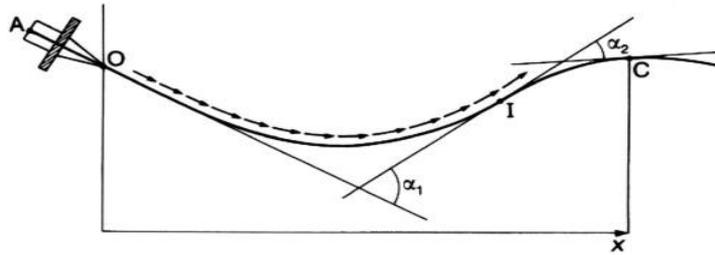


Figure 3.51: Angle de déviation

b) Les pertes de tension par recul d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes, et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes.

Si : $d \leq L/2$ il faut tirer le câble par les deux extrémités.

Si : $d > L/2$ il faut tirer le câble par une seule extrémité.

La distance de glissement « d »

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p \times L_{AB}}{\Delta\sigma_{AB}}}$$

Avec :

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

E_p : module d'élasticité de l'acier

$g \times E_p = 0.006 \times 1.90 \cdot 10^5 = 1140 \text{ MN/m}$.

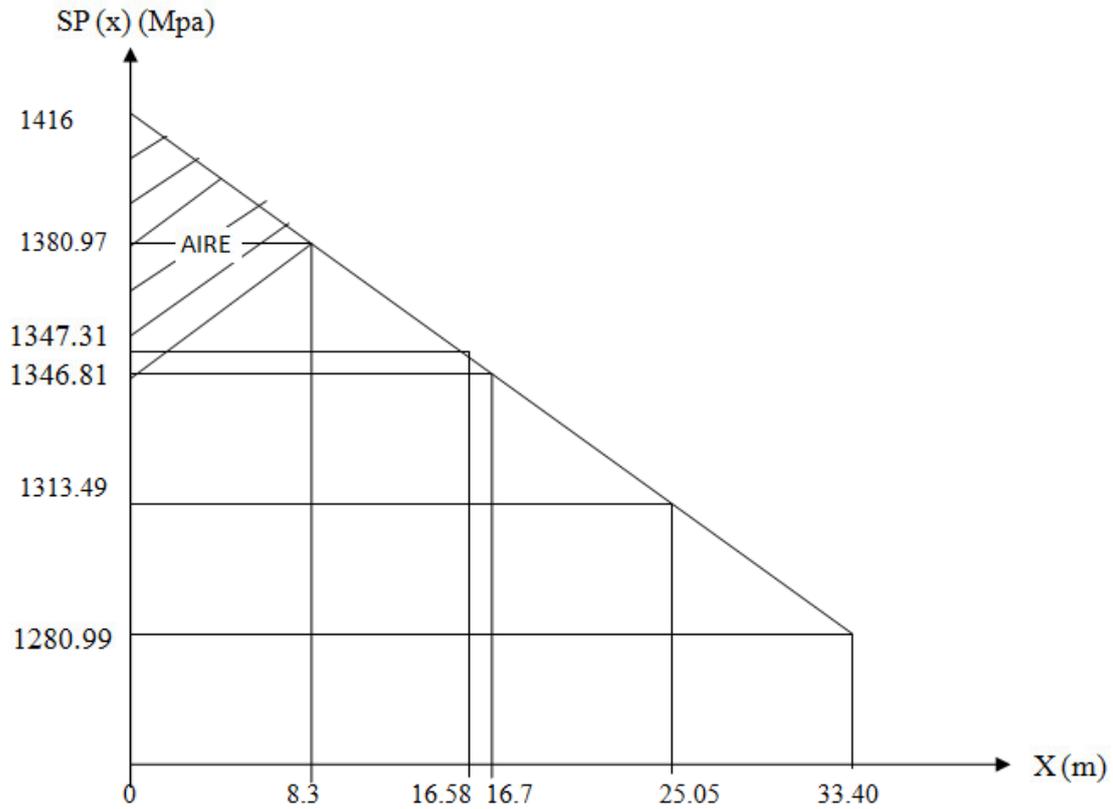


Figure 3.52 : Représentation des tensions par suite des pertes par frottement et par glissement le long du câble

$$\text{Pour } x = L/4 = 8.35 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 292.50$$

$$\text{Pour } x = L/2 = 16.7 \text{ m} \Rightarrow A_2 = 1155.47$$

$$A_1 \leq g \times E_p \leq A_2 \Rightarrow \text{l'effet de recul d'ancrage se fait sentir entre } L/4 \text{ et } L/2$$

$$\Rightarrow 8.35 \leq d \leq 16.7 \text{ m}$$

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p \times L_{AB}}{\Delta\sigma_{AB}}} = \sqrt{\frac{1140 \times 16.7}{1416 - 1346.81}} = 16.58 \text{ m}$$

$$d = 16.58 < \frac{L}{2} = 16.7 \text{ m} \Rightarrow \text{On tire les câbles des deux extrémités.}$$

$$\frac{\sigma_{P0} - \sigma_P(d)}{\sigma_{P0} - \sigma_{P(16.7)}} = \frac{d}{16.7}$$

$$\sigma_{P0} - \sigma_P(d) \times 16.7 = \sigma_{P0} - \sigma_{P(16.7)} \times d$$

$$\sigma_P(d) = \frac{-d \times (\sigma_{P0} - \sigma_{P(16.7)})}{16.7} + \sigma_{P0}$$

$$\sigma_P(d) = \frac{-16.7 \times (1416 - 1346.81)}{16.7} + 1416$$

$$\sigma_P(d) = 1347.31$$

Tableau 3.11: Perte dues au glissement

X(m)	0	8.35	16.58	16.7	16.82	25.05	33.4
$\Delta\sigma_g = \Delta\sigma_{fr} - \sigma_g$	137.38	67.32	0	0	0	67.32	137.38

Caractéristiques géométriques des sections

- **X = 0.00L**

Tableau 3.12: Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.00L

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	7174.4	/	571985.5		57769829.37
Gaines	100.48	85	8540.8	401.92	726369.9
Section nette	7071.34	/	563444.7		57043459.45

$$V = S/\Delta / B = 80.77 \text{ cm.}$$

$$V' = h - V = 69.23 \text{ cm}$$

$$IGN = I/\Delta - B \times V^2 = 10911501.76 \text{ cm}^4.$$

$$B_{\text{gaine}} = 2 \times (8)^2/4$$

$$I_{0\text{gaine}} = 2 (8)^4/64$$

$$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0.28 = 28 \text{ \%}.$$

- **X = 0.25L**

Tableau 3.13: Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.25L

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	4852.6	/	408417.92		45016291.81
Gaines	200.96	60.06	12069.66	803.84	725707.48
Section nette	4651.25	/	396348.26		44290584.33

$$V = S/\Delta / B = 85.21 \text{ cm.}$$

$$V' = h - V = 64.79 \text{ cm}$$

$$IGN = I/\Delta - B \times V^2 = 10519048.33 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0.41 = 41 \text{ \%}.$$

- **X = 0.50L**

Tableau 3.14: Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.50L

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	4852.6	/	408417.92		45016291.81
Gaines	200.96	38.33	7666	803.84	296052.04
Section nette	4651.64		400751.92		44720239.77

$$V = S/\Delta / B = 86.15 \text{ cm.}$$

$$V' = h - V = 63.85 \text{ cm}$$

$$IGN = I/\Delta - B \times V^2 = 10536514.1 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0.41 = 41\%.$$

c) Pertes dues aux raccourcissements instantanés du béton

$$\sigma_{rac} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b = \frac{4-1}{8} \times \frac{1.9 \times 10^5}{11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}} = \frac{3}{8} \times 5.34 \times \sigma_b = 2.00\sigma_b$$

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

$$P = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{ins})$$

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

Pour les calculs on utilise les sections nettes :

$$e_p = V - Z$$

Tableau 3.15: Section nette de la poutre

X	S(m ²)	V(m)	V'(m)	I(m ⁴)	e _p (m)
0	0.707134	0.8077	0.6923	0,1091	-0.042
L/4	0.465164	0.8521	64.79	0,1051	0.2515
L/2	0.465164	0.8615	0.6385	0,1054	0.4782
3L/4	0.465164	0.8521	64.79	0,1051	0.2515
L	0.707134	0.8077	0.6923	0,1091	-0.042

$$0.75 \times g \times L^2 / 8 \quad \text{pour } x = L/4 \text{ et } x = 3L/4$$

$$M_g = \quad g \times L^2 / 8 \quad \text{pour } x = L/2$$

$$0 \quad \text{pour } x = 0 \text{ et } x = L$$

Avec : $g = 25.10^{-3} \times (\text{Section nette})$

Tableau 3.16: Les valeurs des moments M_g selon la longueur de la poutre

X	0	8.35	16.7	25.05	33.4
M _g	0	1.22	1.62	1.22	0

Tableau 3.17: Les pertes dues au raccourcissement élastique

X	0	8.35	16.7	25.05	33.4
P	8.53	8.76	8.98	8.76	8.53
σ_b	12.20	21.16	31.44	21.16	12.20
σ_{rac}	24.40	42.37	62.88	42.37	24.40

Tableau 3.18: Les pertes instantanées

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_{fr}$	0	35.03	69.19	35.03	0
$\Delta\sigma_g$	137.38	67.32	0	67.32	137.38
$\Delta\sigma_{rac}$	24.40	42.37	62.88	42.37	24.40
$\Delta\sigma_i$	161.78	144.72	132.07	144.72	161.78

3.4.4.2) Les Pertes différées :

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

a) Pertes par retrait du béton :

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

Avec ε_r : Le raccourcissement d'une poutre, la valeur est prise par le BPEL en fonction du climat $\varepsilon_r = 2.5 \cdot 10^{-4}$

$$r(j) = \frac{j}{1+9 \times r_m} \quad \text{avec : } j : \text{Age du béton à la date de la mise en tension.}$$

r_m : Rayon moyen de la pièce en cm.

• Détermination de r_m :

$$r_m = \frac{\text{Section brute}}{\text{perimètre}} = \frac{5108}{496.2} = 10.29 \text{ cm}$$

$$r(28) = \frac{28}{1 + 9 \times r_m} = 0.30$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2.5 \times 10^{-4} \times [1 - 0.30] \times 1.90 \times 10^5$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{ret} = 33.25 \text{ MPa.}$$

b) Pertes par relaxation des aciers :

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

A la relaxation normale « RN »

Très basse relaxation « TBR »

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

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

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

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

Avec :

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

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

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

u_0 : Un coefficient pris égal à 0.43

Tableau 3.19 : Perte due à la relaxation des aciers

	0	8.35	16.7	25.05	33.4
σ_{pi}	1254.22	1271.28	1284.01	1271.12	1246.6
U	0.709	0.718	0.725	0.718	0.704
$\Delta\sigma_{relax}$	52.49	54.92	56.81	54.91	51.23

c) Pertes dus aux fluages du béton :

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

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

Tableau 3.20 : Section nette de la poutre + dalle

X	S(m ²)	V(m)	V'(m)	I(m ⁴)	e _p (m)
0	1.1483	1.081	0.669	0.2313	0.231
8.35	0.865	1.186	0.564	0.1846	0.586
16.7	0.865	1.191	0.559	0.1846	0.811
25.05	0.865	1.186	0.564	0.1846	0.586
33.4	1.1483	1.081	0.669	0.2313	0.231

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

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

Exemple :

$$x = 0 \text{ et } M_g = 0$$

$$P = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma) \quad \text{avec : } \Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$$

$$\begin{cases} \Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{fr} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{racc} \\ \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax} + \Delta\sigma_{flu} \end{cases}$$

$$P = 0.006672 * \left(1416 - 161.78 - 33.25 - \frac{5}{6} \times 52.49 - \Delta\sigma_{flu} \right)$$

$$P = 7.852 - 0.06672 \times \Delta\sigma_{flu}$$

$$\sigma_b = \frac{7.855 - 0.089\sigma_b}{1.1483} + \frac{(7.855 - 0.089\sigma_b) \times 0.231^2}{0.2313} = 8.412 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{fluage} = 112.31 \text{ MPa}$$

Tableau 3.21 : Récapitulatif des pertes (MPa)

	0	L/4	L/2	3L/4	L
$\Delta\sigma_{ret}$	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25
$\Delta\sigma_{relax}$	52.49	54.92	56.81	54.91	51.23
$\Delta\sigma_{flu}$	112.31	211.88	289.27	211.86	112.26
$\sum pd$	198.05	300.05	379.33	300.02	196.74
Pertes instantanées totale	161.78	144.72	132.07	144.72	161.78
Pertes différées total	198.05	300.05	379.33	300.02	196.74
Pertes total	359.83	444.77	511.4	444.74	352.52
% des pertes	17.03	21.04	24.20	21.04	16.69

$$\text{Perte moyen} = \sum \Delta\sigma_i / i = 20.00\%$$

Donc la valeur moyenne des pertes calculées : 20.02% < 25% qui est la valeur des pertes proposé au début du calcul de la précontrainte.

Si on prend 20.02% des pertes retranchant de la force de précontrainte, la force devient plus grande, donc avec cette valeur des pertes on restant toujours dans le domaine des contrainte admissibles.

3.4.5) Vérification de la flexion à mi – travée

a) Calcul aux E.L.S :

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

-Phase 1 :A la mise en tension en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50% le B.P.E.L donne $P_{max}=1.02 p_0 - 0.8 \Delta p_i$

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

- **A la mise en tension**

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

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

Tableau 3.22 : La détermination de l'excentricité

X	S(m ²)	V(m)	V'(m)	I(m ⁴)	e _p (m)
0	0.707134	0. 8077	0.6923	0,1091	-0.042
L/4	0.465164	0.8521	0.6479	0,1051	0.2515
L/2	0.465164	0.8615	0.6385	0.1054	0.4782
3L/4	0.465164	0.8521	0.6479	0,1051	0.2515
L	0.707134	0. 8077	0.6923	0,1091	-0.042

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P_1}{B} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Fibre supérieure} \\ \frac{P_1}{B} + \frac{P \times e \times V}{I} - \frac{M_{min} \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Fibre inférieure} \end{array} \right.$$

Avec $p_1 = 0.5 (1.02p_0-0.8\Delta p_i)$ a la mise en tension en considère 50% de précontraintes.

$P_0= 9.45 \text{ M.N}$ (la valeur de la précontrainte réelle).

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

Tableau 3.23: Détermination des contraintes à la mise en tension

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta \sigma_i$	161.78	144.72	132.07	144.72	161.78
Δp_i (Mpa)	1.079	0.96	0.88	0.96	1.13
P_1 (M.N)	4.38	4.43	4.48	4.43	4.37
M_{min} (MN.m)	0	1.22	1.62	1.22	0
σ_s (Mpa)	7.61	10.38	7.5	10.38	7.61
σ_i (Mpa)	5.02	8.87	5.76	8.87	5.02

Alors les conditions sont vérifiées.

• **En service**

On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.

Tableau 3.24 : Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite

X	S(m ²)	V(m)	V'(m)	I(m ⁴)	e _p (m)
0	1.1483	1.081	0.669	0.2313	0.231
8.35	0.865	1.186	0.564	0.1846	0.586
16.7	0.865	1.191	0.559	0.1846	0.811
25.05	0.865	1.186	0.564	0.1846	0.586
33.4	1.1483	1.081	0.669	0.2313	0.231

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

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Fibre supérieure} \\ \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \times e \times V}{I} - \frac{M_{min} \times V}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci} = 17.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Fibre inférieure} \end{array} \right.$$

Avec $P_2 = 0.98 p_0 - 1.2 \Delta p$

$$\Delta p_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p_0}} \cdot p_0$$

Tableau 3.25 : Détermination des contraintes

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta \sigma_i$	359.83	444.77	511.4	444.74	352.52
Δp_i (Mpa)	2.4	2.98	3.42	2.97	2.44
P_1 (M.N)	6.381	5.685	5.16	5.69	6.33
M_{min} (MN.m)	0	1.8	2.38	1.8	0
σ_s (Mpa)	-1.33	-1.54	16.98	-1.54	-1.33
σ_i (Mpa)	9.81	13.08	12.99	13.08	9.81

Les contraintes en E.L.S sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les sollicitations agissent restant dans le domaine de sécurité.

3.4.6) Ferrailage de la poutre :

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

a) Armature de peau :

- **Sens longitudinal :**

Leur but est de répartir les effets de retrait et la variation de la température disposée dans la zone périphérique de la poutre, un minimum de $3 \text{ cm}^2/\text{m}$.

On prend $3T12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{m}$.

- **Sens transversal :**

Dans les parties de la section ou le béton est tendue, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimales A_s .

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$$

B_t : surface du béton tendu (cm^2).

N_{bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

f_{tj} : contraintes de traction du béton calculée à partir de f_{cj} .

σ_{bt} : contrainte de traction réelle dans le béton

f_e : la limite élastique des aciers passifs

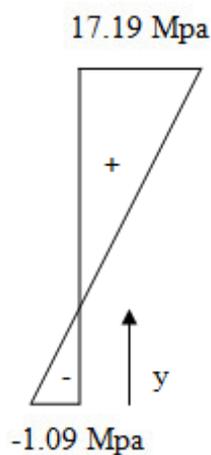


Figure 3.53 : Diagramme des contraintes sous « p2 » (combinaison rare)

$$\sigma_s = 17.19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = -1.09 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de y :**

$$1.09/y = 17.19/h-y$$

$$(1.75-y) \times (1.09) = 17.19y$$

$Y = 0.104 \text{ m} > 5 \text{ cm}$ donc il faut mettre des armatures passives (B.P.E.L)

$$B_t = 0.3068 \text{ m}^2$$

$$N_{bt} = \frac{1}{2} \sigma_i \times B_t = 2.63 \text{ M.N}$$

$$A_s = 21 \text{ cm}^2$$

On prendra 8HA20 avec une section nominale de 25.12 cm^2 .

3.4.7) Vérification De l'Efforts Tranchants

a) Vérification à l'E.L.S

- **Vérification à LA Contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau < \min(\tau_1 ; \tau_2)$

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

V : l'effort tranchant réduit

b_n : largeur nette d'about

Z : bras de levier

I : moment d'inertie par rapport au centre de gravité ($I = 0.138 \text{ m}^4$)

$$Z = 1.575 \text{ m} ; b_n = 0.43 \text{ m} ;$$

$$B_n = b_0 - 0.5 \Phi_g$$

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

L'inclinaison α du câble N2

$$y = a \times x^2 \text{ on prendre : } x = L/2 = 16.7 \text{ m}$$

y : l'ordonnée du câble moyenne au about

$$a = y/x^2 = 1/16.7^2 = 3.58 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc } \alpha = y' = 2.a.x = 2(0.00358)(16.7) = 6.78^\circ$$

$$V = V_{\max} \text{ en E.L.S} = 0.811 \text{ M.N}$$

P : c'est p (x=0) dans la phase mise en tension d'après le B.P.E.L on considère :50% de la force de précontrainte et en tenant compte des pertes instantanées σ_i seulement .

$$P=0.5 (1.02 p_0 - 0.8 \Delta p_i)$$

$$\Delta p_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p0}} \cdot p_0 = \frac{161.78}{1416} \cdot 9.45 = 1.08 \text{ M.N}$$

$$P=0.5 (1.02 \times (9.45) - 0.8 \times (1.08)) = 4.38 \text{ M.N}$$

$$V=0.811 - 4.38 \times \sin \times (6.78) = 0.29 \text{ M.N}$$

$$\tau(0) = \frac{0.42}{0.43 \times 1.575} = 0.62 \text{ M.N}$$

$$\tau \leq \text{Min}(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2)$$

Avec :

$$\bar{\tau}_1^2 = \sigma_x \sigma_t + 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t))$$

Avec :

σ_t : Contrainte normale transversale $\sigma_t = 0$

$$P=0.98 \times P_0 - 1.2 \times \Delta p$$

$$\Delta p = \frac{\Delta \sigma}{\Delta p_0} \cdot p_0 = \frac{274.09}{1416} \cdot 9.45 = 1.83 \text{ Mpa}$$

$$p = 0.98 (9.45) - 1.2 (1.83) = 7.065 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_x(0) = \frac{7.065}{0.8415} = 8.39 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 \cdot 2.7 (2.7 + \frac{2}{3} (8.39))$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 8.96 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_1 = 2.99 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_x = 8.39 \text{ MPa} < 0.4 f_{c28} = 14 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 \cdot f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) f_{tj} \Rightarrow \bar{\tau}_2^2 = \frac{2 \cdot 2.7}{35} (0.6 \times 35 - 8.39) \cdot 2.7$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 5.25 \text{ MPa.} \Rightarrow \bar{\tau}_2 = 2.29 \text{ MPa.}$$

D'où $\tau = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_1 = 2.29 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de la compression :**

La condition qui doit vérifier est :

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

$$\sigma_x = 8.39 \text{ Mpa} < 0.4 \cdot (35) = 14 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

- **Vérification à l'ELU :**

Justification de la compression de la bielle du béton :

Il faut vérifier que :

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

$$V_u = 1.09 \text{ MN.}$$

$$P = 7.065 \text{ MN.}$$

$$V_{ru} = V_u - P \cdot \sin \alpha = 1.09 - 7.065 \cdot \sin(6.78^\circ) = 0.25 \text{ M.N}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ru}}{b_n \times Z} = \frac{0.25}{0.43 \times 1.575} = 0.37 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ Mpa} < \frac{35}{4.15} = 5.83 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifier}$$

- **Détermination du ferrailage transversal :**

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

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

- **L'inclinaison des bielles :**

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x} = \frac{2 \times 0.37}{8.39} = 0.088$$

$$\beta_u = 5.03^\circ \quad \text{selon le B. P. E. L} \quad \beta_u \text{ à } 30^\circ$$

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

$$\frac{A_t}{0.43 \times S_t} \cdot \frac{500}{1.15} \geq (0.68 - 2.7/3) \cdot \tan(30^\circ)$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq -8.28 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte le ferrailage minimum

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.4 \cdot \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} = 0.4 \cdot \frac{0.43 \times 1.15}{500}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 4.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend comme ferrailage **4T14 = 6.16 cm²**

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

$$S_t \leq \text{Min} (0.8h ; 3b_0 ; 1) = S_t \leq \text{min} (1.2 ; 1.41 ; 1) = 1 \text{ m.}$$

On prend $S_t = 50 \text{ cm.}$

CHAPITRE 4

ETUDE DU TABLIER

A PONT EN BETON ARME

Le calcul des éléments de réductions consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

4.1) CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES

4.1.1) Poutre seule

$G = 4.541 \text{ t/ml}$
 $R_a = R_b = 37.92 \text{ t.}$
 $M_0(x) = R_a x - G x^2/2.$
 $T(x) = R_a - G x$

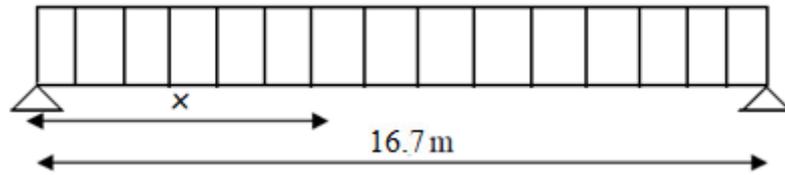


Figure 4.1 : Poutre seule

Tableau 4.1 : M, T, R de la poutre

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	37.92	37.92
0.25 L	118.74	16.34	0
0.50 L	158.30	0	0

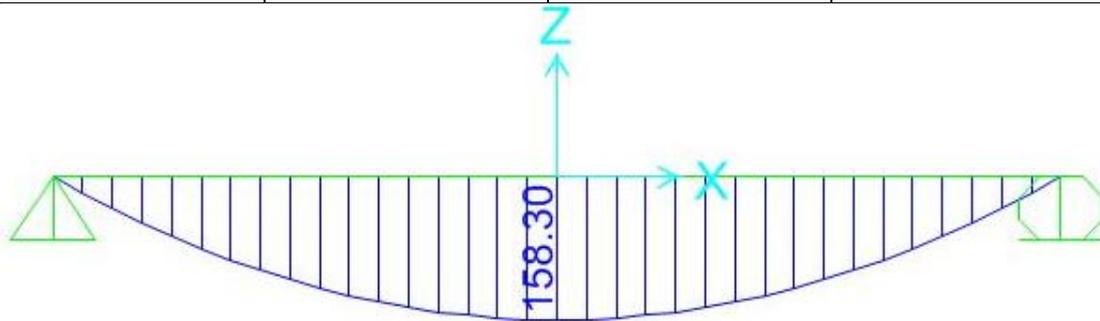


Figure 4.2 : Diagramme de moment fléchissant sous la poutre seule

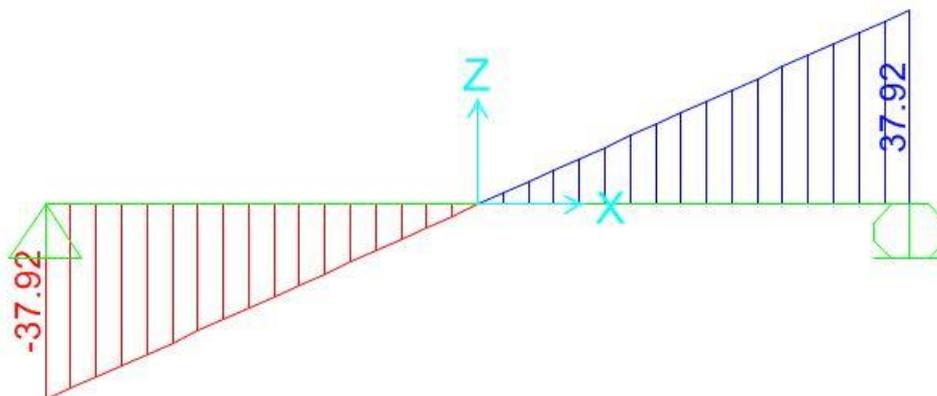


Figure 4.3 : Diagramme d'effort tranchant sous la poutre seule

4.1.2) Dalle

$$G = 1.562 \text{ t/ml}$$

Tableau 4.2 : M, T, R de la dalle

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.0 L	0	13.04	13.04
0.25 L	40.87	6.53	0
0.50 L	54.45	0	0

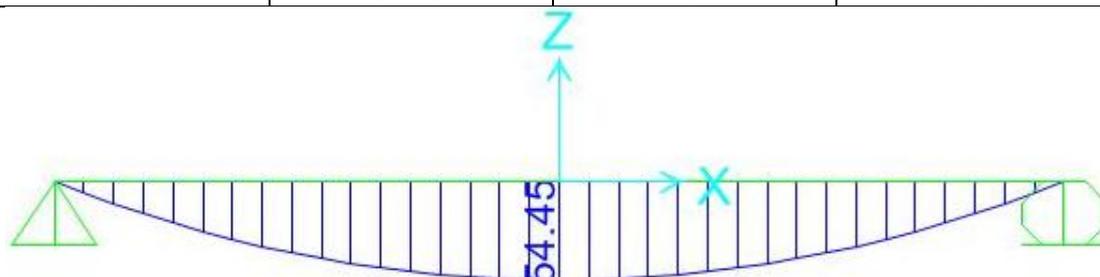


Figure 4.4 : Diagramme de moment fléchissant de la dalle

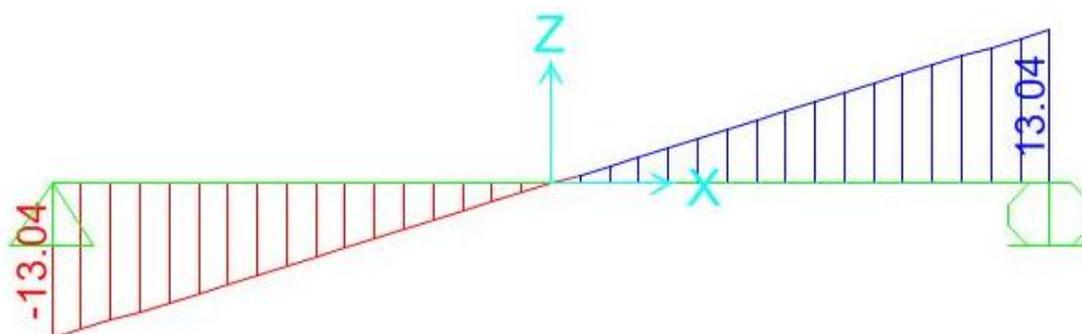


Figure 4.5 : Diagramme d'effort tranchant de la dalle

4.1.3) Superstructure

CCP = poids de revêtement + 2 × (poids de trottoir + Glissière de sécurité + Garde corps).

$$C_{cp} = 3.338/4 = 0.834 \text{ t/ml}$$

Tableau 4.3 : M, T, R de superstructure

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.0 L	0	6.96	6.96
0.25 L	21.83	3.49	0
0.50 L	29.07	0	0

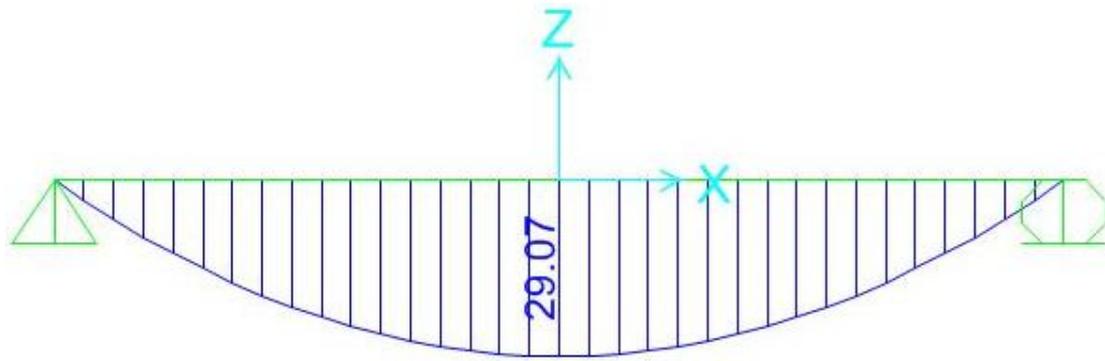


Figure 4.6 : Diagramme de moment fléchissant de la superstructure

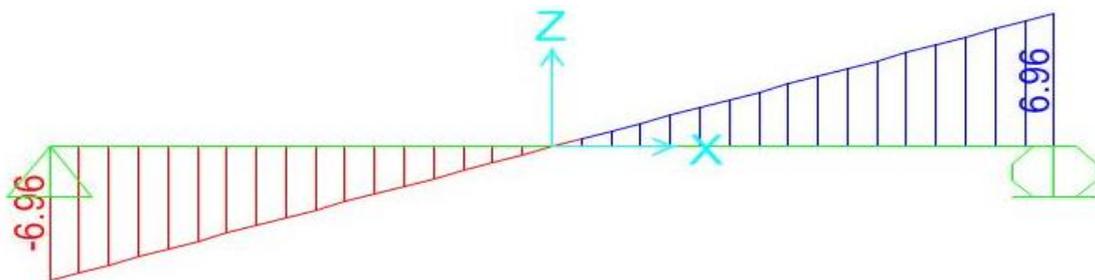


Figure 4.7 : Diagramme d'effort tranchant de la superstructure

4.1.4) Tableau récapitulatif des M, T, R :

Tableau 4.4 : Récapitulatif M, T, R

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.0 L	0	57.92	57.92
0.25 L	181.44	26.36	0
0.50 L	241.83	0	0

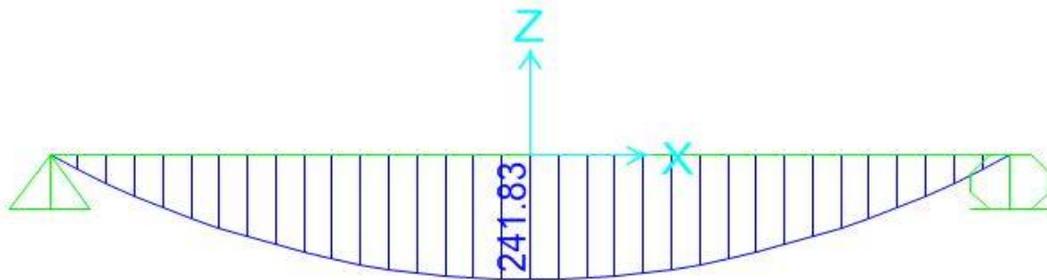


Figure 4.8 : Diagramme de moment fléchissant de la charge permanente

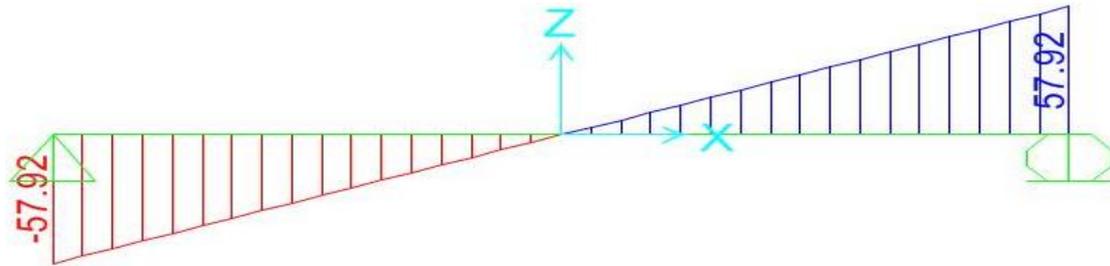


Figure 4.9 : Diagramme d'effort tranchant de la charge permanente

4.2.) MOMENT FLECHISSANT

4.2.1) Moment fléchissant à x=0,5L :

a) Surcharge A (L):

- Une voie chargée :

$$A(L) = 5.20 \text{ t/ml}, L=16.7 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = A(L) \times L^2/8$$

$$= 5.20 \times (16.7)^2/8$$

$$= 181.28 \text{ t.m}$$

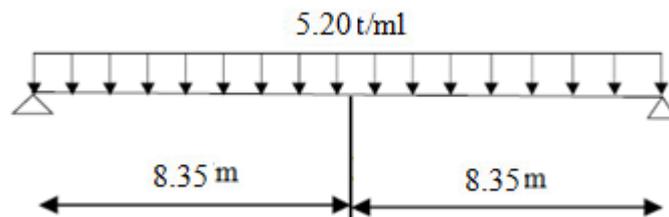


Figure 4.10 : Surcharge A (L) une voie chargée à x=0.5l

Deux voies chargées

$$A(L) = 10.4 \text{ t/ml}, L=16.7 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = A(L) \times L^2/8$$

$$= 10.4 \times (16.7)^2/8$$

$$= 362.56 \text{ t.m}$$

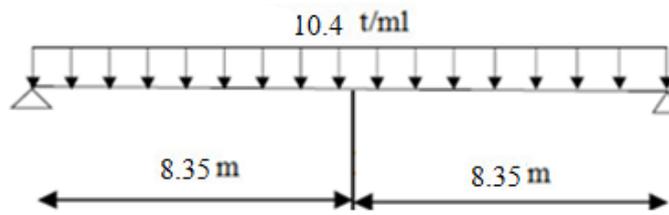


Figure 4.11 : Surcharge A (L) Deux voies chargées à x=0.5l

b) Surcharge des trottoirs :

Un trottoir chargé :

$$St = 0,1875 \text{ t/ml}, L = 16.7 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = St \times L^2/8$$

$$= 0,1875 \times (16.7)^2/8$$

$$= 6.54 \text{ t.m}$$

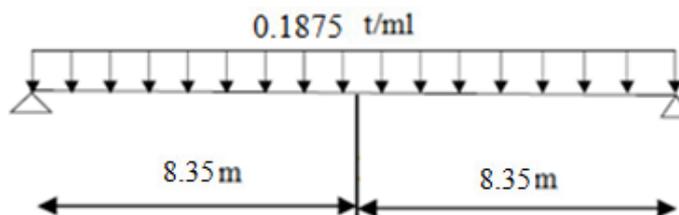


Figure 4.12 : Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé) à x=0.5l

Deux trottoirs chargés :

$$St = 0,375 \text{ t/ml}, L = 16,7 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = St \times L^2/8$$

$$= 0,375 \times (16,7)^2/8$$

$$13,08 \text{ t.m}$$

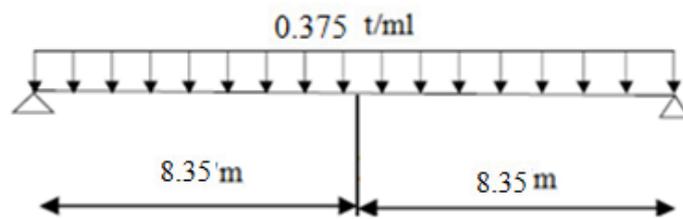


Figure 4.13 : Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés) à $x=0.5l$

c) Système B :

- **Système BC :**

La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi $R = 60 \text{ t}$.

Une voie chargée :

$$X_r/A = [(12 \times 1,5) + (6 \times 6) + (12 \times 10,5) + (12 \times 12) + (6 \times 16,5)]/60$$

$$X_r/A = 7,05 \text{ m}$$

$$d' = 10,5 - 7,05 = 3,45 \text{ m}$$

$$d'/2 = 1,725 \text{ m}$$

$$d = 4,5 - 3,45 = 1,05 \text{ m}$$

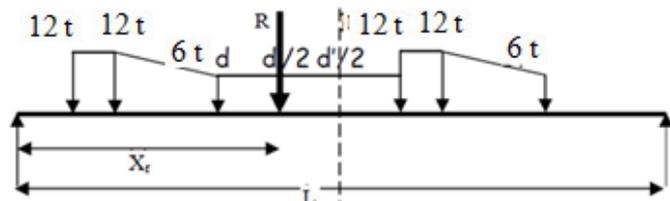


Figure 4.14 : Système BC (Une voie chargée) à $x=0.5l$

$$M_{\text{max}} \left((L+d')/2 \right) = R/L \left((L+d')/2 \right)^2 - \sum F_{ig} d_g$$

F_{ig} : force gauche

d_g : distance gauche

$$\sum F_{ig} d_g = 12 \times 10,5 + 12 \times 9 + 6 \times 4,5 = 261 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max}} = 364,69 - 261 = 103,69 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max p}} = M_{\text{max}} \times \delta \times bc = 103,69 \times 1,2 \times 1,081 = 135,99 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max p}} = 135,99 \text{ t.m}$$

- **Deux voies chargées :**

$$M_{\text{max p}} = M_{\text{max}} \times \delta \times bc \times 2 = 103,69 \times 1,1 \times 1,081 \times 2 = 249,33 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max p}} = 249,33 \text{ t.m}$$

- **Système Bt :**

Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médiane de la poutre.

Un seul Tandem:

$$M_{\max} = R \times L/4 = 133.6 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bt = 133.06 \times 1.067 \times 1 = 141.48 \text{ t.m}$$

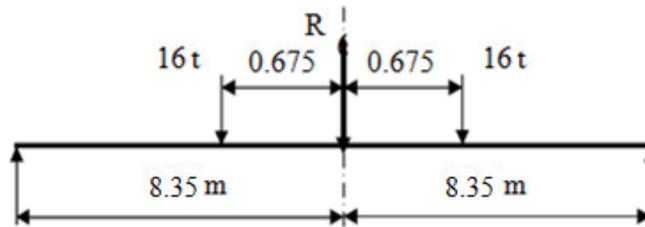


Figure 4.15 : Système Bt (Un seul Tandem) à $x=0.5l$

Deux Tandems:

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bt \times 2 = 133.6 \times 1.067 \times 1 \times 2 = 282.96 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 282.96 \text{ t.m}$$

- **Système Br :**

$$M = PL/4 = (10 \times 16.7)/4 = 41.75 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M \times \delta$$

$$M_{\max} = 41.75 \times 1.054 = 42.83 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 42.83 \text{ t.m}$$

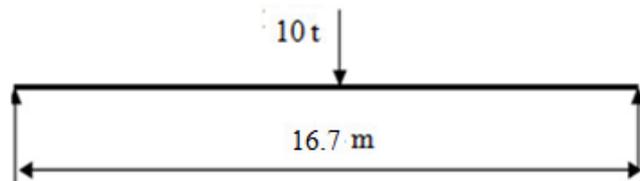


Figure 4.16 : Système Br à $x=0.5l$

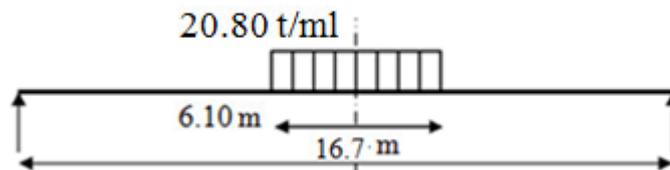
d) Système MC 120 :

Figure 4.17 : Système MC 120

$$M_{\max} = R \times L/2 - q \times (3.05)^2/2 = 63.4 \times 8.35 - 20.80 \times (3.05)^2/2 = 432.64 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta = 432.64 \times 1.076 = 465.52 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 465.52 \text{ t.m}$$

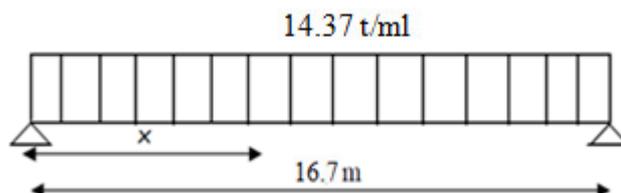
e) Charge exceptionnelle D240

Figure 4.18 : Charge exceptionnelle D240

$$M_{\max} = ql^2/8 = 14.37 \times 16.7^2 / 8 = 501.03 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 501.03 \text{ t.m}$$

4.2.2) Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :

Tableau 4.5 : Récapitulatif des moments dus aux surcharges

Désignation		Pour $x = 0.50L$	
		M_{\max} (t.m)	M_0 (t.m)
Surcharge A(l)	1 Voie Chargée	181.28	45.32
	2 Voies chargées	232.65	58.14
Trottoirs	1 Trottoir	6.54	1.635
	2 Trottoirs	13.08	3.27
Surcharge B _c	1 File	135.99	33.99
	2 1 Files	249.33	62.33
Surcharge B _t	1 Tandem	141.48	35.37
	2 Tandems	282.96	70.74
Surcharge B _r		42.83	10.71
Convoi Mc120		465.52	116.38
Charge exceptionnelle D240		501.03	125.25

Le moment maximum le plus défavorable sous combinaison suivante :

- A l'E.L.U:

$$l'E.L.U : 1.35 \times M_{cp} + 1.5 \times (M_{\text{surcharge (trottoirs)}} + M_{\max}(D240, Mc_{120}, B_c, B_t, B_r, A_l))$$

$$E.L.U : 1.35 \times (241.83) + 1.5 \times (3.27 + 125.25)$$

$$M_{\max} = 519.26 \text{ t.m}$$

- A l'E.L.S:

$$E.L.S = 241.83 + 3.27 + 125.25 = 370.35 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 370.35 \text{ t}$$

4.2.3) Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.00L$:

a) Surcharge A(L) :

$$T_{\max} = R_a = R_b = L \times q / 2.$$

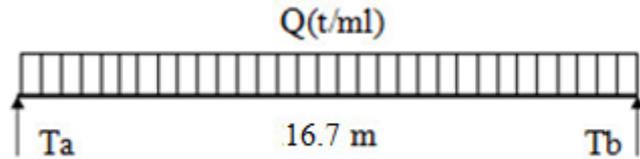


Figure 4.19 : Surcharge A (L) à $x=0.00l$

- Une voie chargée : $A (1L) = 5.20 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 43.42 \text{ t. D'où : } T_0 = 43.42/4 = 10.855 \text{ t.}$$

- Deux voies chargées :

$$T_{\max} = 86.84 \text{ t. D'où : } T_0 = 86.84/4 = 21.71 \text{ t.}$$

b) Surcharge sur trottoirs :

- 1 Trottoir chargé : $P_1 = 0,1875 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 1.565 \text{ t. D'où : } T_0 = 1.565/4 = 0.39 \text{ t.}$$

- 2 Trottoirs chargés : $P_2 = 0.375 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 3.13 \text{ t D'où : } T_0 = 3.13/4 = 0.78 \text{ t.}$$

c) Surcharge du type Bc

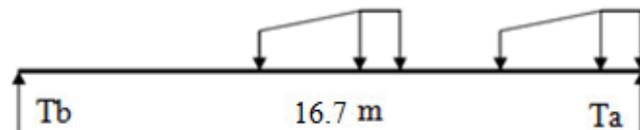


Figure 4.20 : Surcharge Bc à $x=0.00l$

$$T_a = 45.6 \text{ t.}$$

- Une file:

$$T_{\max} = 45.6 \times 1.2 \times 1.081 = 59.15 \text{ t. D'où : } T_0 = 59.15/4 = 14.78 \text{ t.}$$

- Deux files:

$$T_{\max} = 2 \times 45.6 \times 1.1 \times 1.081 = 108.44 \text{ t. D'où : } T_0 = 108.44/4 = 27.11$$

d) Surcharge du type Bt :

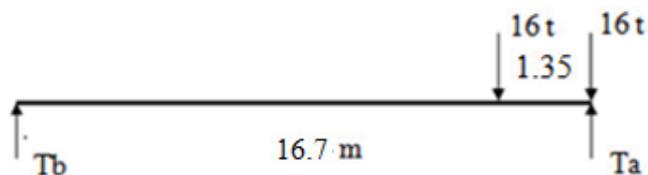


Figure 4.21 : Surcharge Bt à $x=0.00l$

$$T_a = (1 / 16.7) [16 \times 15.35 + 16 \times 16.7] = 30.71 \text{ t.}$$

- Un tandem

$$T_{\max} = 30.71 \times 1 \times 1.067 = 32.76 \text{ t. D'où : } T_0 = 32.76/4 = 8.20 \text{ t.}$$

- Deux tandems

$$T_{\max} = 2 \times 30.71 \times 1 \times 1.067 = 65.53 \text{ t. D'où : } T_0 = 65.53/4 = 16.38 \text{ t.}$$

e) Surcharge du type Br :

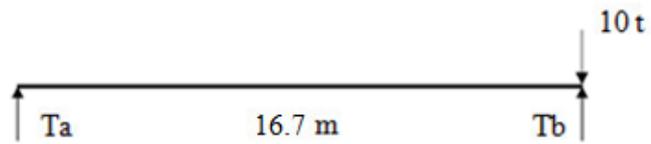


Figure 4.22 : Surcharge Br à $x=0.00l$

$T_{max} = 10 \times 1.054 = 10.54 \text{ t}$

$T_{max} = 10.54 \text{ t}$. D'où : $T_0 = 10.54 / 4 = 2.635 \text{ t}$

f) Surcharge du type Mc120 :

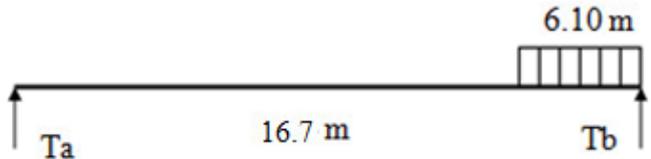


Figure 4.24 : Surcharge Mc120 à $x=0.00l$

$T_a = [110 \times (16.7 - 3.05)] / 16.7 = 89.81 \text{ t}$

$T_{max} = 89.81 \times 1.076 = 96.63 \text{ t}$. D'où : $T_0 = 96.63 / 4 = 24.15 \text{ t}$.

g) Convoi exceptionnel D240 :

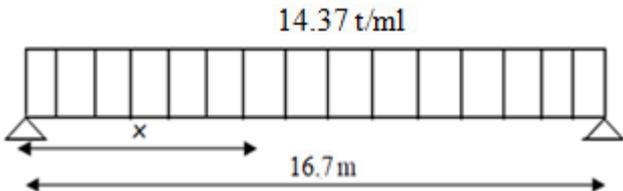


Figure 4.24 : Convoi exceptionnel D240 à $x=0.0l$

$T_{max} = T(x) = R_a - G x$

$T_{max} = 120$

$T_{max} = 120 \text{ t}$. D'où : $T_0 = 120 / 4 = 30 \text{ t}$.

4.2.4) Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges :

Tableau 4.6 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges

Désignation		Pour $x = 0.00L$	
		T_{max} (t.m)	T_0 (t.m)
Surcharge A(l)	1 Voie chargée	43.42	10.85
	2 Voies chargées	86.84	21.71
Trottoirs	1 Trottoir	1.56	0.39
	2 Trottoirs	3.13	0.78
Surcharge B _c	1 File	59.15	14.78
	2 1 Files	108.45	27.11
Surcharge B _t	1 Tandem	32.76	8.2
	2 Tandems	65.53	16.38
Surcharge B _r		10.54	2.635
Convoi Mc120		96.63	24.15
Charge exceptionnelle D240		120	30

- A l'E.L.U :

$$1.35 \times T_{cp} + 1.5 \times (T_{\text{surchage (trottoirs)}} + T_{\text{max}}(M_{c120}, B_c, B_t, B_r, A_i))$$

$$\text{E.L.U} : 1.35 (57.92) + 1.5(0.78+30)$$

$$T_{\text{max}} = 124.36 \text{ t.m}$$

- A l'E.L.S:

$$\text{E.L.S} = 57.92 + 0.78 + 30 = 88.7 \text{ t}$$

$$T_{\text{max}} = 88.7 \text{ t.m}$$

4.3) FERRAILLAGE DES POUTRES

On prend pour les différentes poutres les mêmes armatures longitudinales, du fait qu'il y a qu'une petite différence des efforts sollicitant. Ceci faciliter le ferrailage et il n'y aura qu'un seul de poutre.

Tableau 4.7 : Moments fléchissant et effort tranchants

	M (t.m)	T(t)
ELU	519.26	124.36
ELS	370.35	88.70

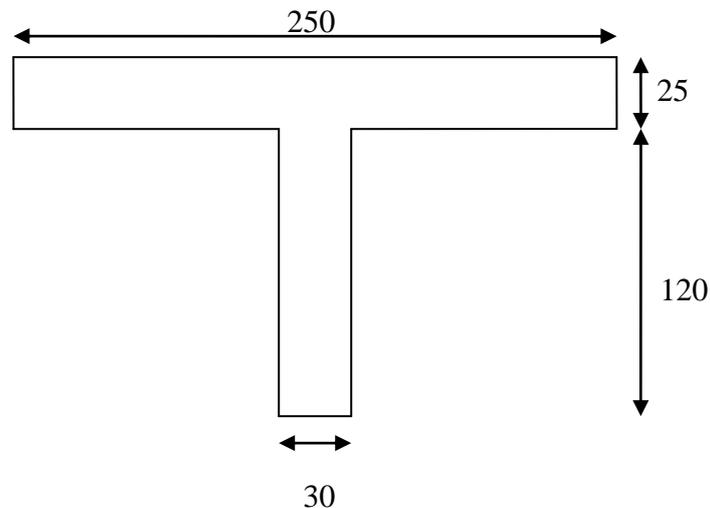


Figure 4.25 : Section de la poutre+dalle

$$H=1,45\text{m} ; D=0,9 \text{ h}=1,305 \text{ m}$$

$$f_{c28}=25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

a) Calcul à l'E.L.U :

$$\mu = M_u / b \times d^2 \times f_{bu} = 519.26 \times 10^{-2} / 2.5 \cdot (1.305)^2 \cdot 14.17 = 0.0860$$

Calculons le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 2.5 \cdot 0.25 \cdot 14.17 \cdot (1.305 - 0.25 / 2) = 10.45 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 10.45 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 5.1926 \text{ M.N.m}$$

$M_u < M_t$ donc l'axe neutre se trouve dans la table, alors le calcul se ramène à la détermination des armatures d'une section rectangulaire de largeur (b) de la table de compression.

$$\mu_{bu} = 0.0860 < \mu_r = 0.392 \text{ donc pas d'acier comprimés } A_c = 0$$

Pour une section à simples armatures :

$$A_{st} = M_u / Z \cdot \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.097$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 1.305 \cdot (1 - 0.039) = 1.25 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 348$$

$$A_{st} = 5.19 \cdot 10^4 / 1.25 \cdot 348 = 119.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc en prendre } 16T32 = 128.6 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à l'E.L.S :

Détermination des contraintes :

$$H = b \cdot h_0 / 2 - n \cdot A (d - h_0) \quad n = 15$$

$$H = -0.0027 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 + [(b - b_0) \cdot h_0 + 15A] \cdot y_1 - [(b - b_0) \cdot h_0 / 2 + 15A_d] = 0$$

la résolution est donnée par la formule suivante :

$$y_1 = -D + (D^2 + E)^{0.5}$$

$$D=[(b - b_0).h_0+15A] / b_0 = [(2,5 - 0,3).(0,25 + 15 \cdot 128,6 \cdot 10^{-4})/0,3 = 3,25$$

$$E=[(b - b_0).h_0+15A]+30Ad] / b_0 = [(2,5 - 0,3).(0,25)+15.128,6.10^{-4}] +30 \cdot 128,6.10^{-4}.1,305] /0,3=1,25$$

$$y_1 = -3,25+(3,25^2 + 1,25)^{0,5} = 0,186$$

$$I=[by^3 - (b-b_0) \cdot (y_1 - h_0)^3]/3 + 15 A (d-y_1)^2$$

$$I=[2,5 \cdot (0,186)^3 - (2,5 - 0,3) \cdot (0,186 - 0,25)^3]/3+15 \cdot 128,6 \cdot 10^{-4} (1,305-0,186)^2$$

$$I=0,247 \text{ m}^4$$

$$K=Ms/I$$

$$K= 370,35 \cdot 10^{-2} / 0,247=14,99$$

$$\bar{\sigma}_{bc}=K \cdot y_1 = 14,99 \cdot 0,186 = 2,78 \text{ Mpa} < 0,6 \cdot f_{c28}=21 \text{ Mpa (vérifier)}$$

$$\bar{\sigma}_{st}=15K (d-y_1)= 15 \cdot 14,99 \cdot (1,305 - 0,186)=255,65 \text{ Mpa} < 266,67 \text{ Mpa (vérifier)}$$

Armature supérieure

$$A_r=10\% A_{st} = 12,86 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 10 \text{ T } 14$

c) Calcul des armatures transversales :

Section about

$$b_0=0,3\text{m}$$

$$T_{\max}=124,36\text{t} = 1,2436 \text{ M.N}$$

$$\tau_u = T_{\max} / b_0 \cdot d = 1,2436 / 0,3 \cdot 1,305 = 3,17 \text{ Mpa}$$

Valeur limite de τ_u :

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0,1 f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 3,17 < 3,5 \text{ Mpa (verifier)}$$

Section et écartement des armatures de l'âme :

$$\Phi \leq \min (h/35 ; \Phi_2 ; h_0/10) \text{ ou } \Phi_2 : \text{diamètre des armatures longitudinales}$$

$$\Phi \leq \min (3.42 ; 3,2 ; 2,5)$$

$$\text{On prend } \Phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\delta_t \leq 0,8 f_e \cdot A_t / b_0 (\tau_u - 0,3 f_{ij} \cdot k)$$

$$K=1 \text{ (flexion simple)}$$

$$A_t = 4 \Phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\delta_t \leq 0,8 \cdot 400 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} / 0,3 (3,17 - 0,3 \cdot 2,7) = 0,20 \text{ m}$$

$$\text{avec } \delta_t = 20 \text{ cm}$$

d) Effet de l'effort tranchant :

Au niveau des appuis $T_u = 1.2436 \text{ M.N}$

Soit A : la section d'armatures supérieure au niveau de l'appui : $A = 4 \Phi 32 = 23,17 \text{ cm}^2$

Alors ; On doit vérifiée : $A \cdot \bar{\sigma}_s \geq T_u$

$$23,17 \cdot 10^{-4} \cdot 348 = 1,119 \text{ MN} > T_u = 1.2436 \text{ MN} \text{ (vérifiée)}$$

4.4) Jonction de l'ourdis et l'âme de la poutre

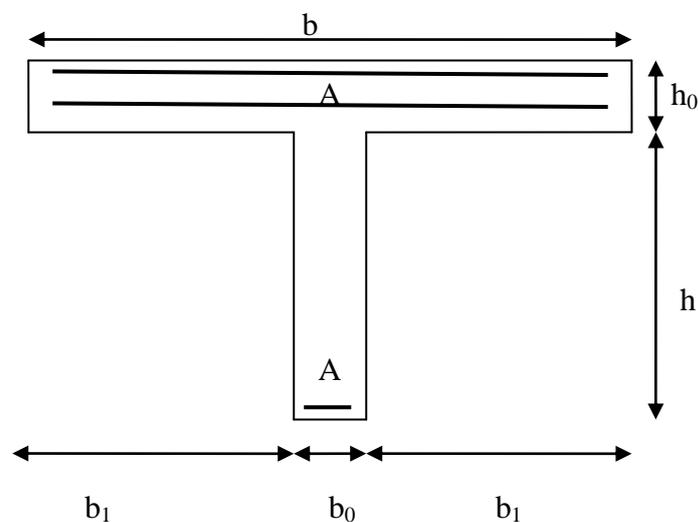


Figure 4.26 : Le ferrailage de section

$$b=2,5 ; b_0=0,30 \text{ m}$$

$$h_0=0,25 \text{ m}$$

$$b_1=1,10 \text{ m}$$

$$d= 0,9h=1,305 \text{ m}$$

$$h=1,20 \text{ m}$$

$$\tau_u = T_u \cdot b_t / 1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0 = 1.2436 \cdot 1,10 / 1,8 \cdot 2,5 \cdot 1,305 \cdot 0,25 = 0,23 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,23 < 2,5 \text{ Mpa (vérifiée)}$$

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

On doit vérifiée :

$$A \geq T_u \cdot b_l / 0,8 \cdot b \cdot h_0 \cdot f_e = 1.2436 \cdot 1,10 / 0,8 \cdot 2,5 \cdot 1,305 \cdot 400 = 13,1 \text{ cm}^2$$

Soit : 2..x6 ϕ 20

4.5) CALCUL DE LA CONTRE FLECHE :

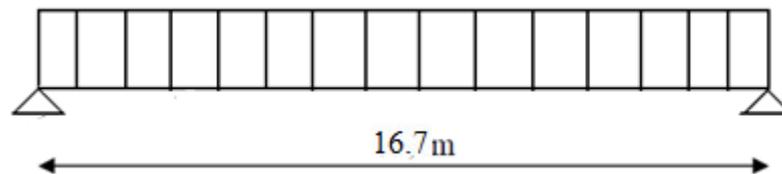


Figure 4.27 : Poutre seule

$$q = G_1 / 16,7 \cdot n$$

G_1 : poids des poutres

N : nombre de poutre

q : charge de chaque poutre / ml

$$q = (77,52 / 16,7) / 4 = 1,16 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = ql/2 = 9,69 \text{ t.}$$

L'équation de la flèche :

$$E.I.y = E.I.y_0 + E.I.\Theta_0 \cdot x + R_a (x^3/6) - q (x^4/24)$$

$$E.I.y=0 - (ql^3/24) \cdot x + ql/2 (x^3/6) - q (x^4/24)$$

Condition aux limites :

$$X=0 ; y =0 ; y_0= 0.$$

$$E.I.y= ql^3/24 \quad \text{d'ou} \quad y =-ql^3/24 E.I$$

$$\text{Avec : } E=11000 \cdot \sqrt{fc28} = 35981.72 \text{ Mpa} \quad I=21258301.07 \text{ cm}^2$$

Tableau 4.8 : Calcul de Y(m)

X(m)	0	2,0875	4,375	6,2625	8,35
E.I.y	0	527	798,9	1300,6	1720,92
Y(m)	0	0,077	0,14	0,19	0,25

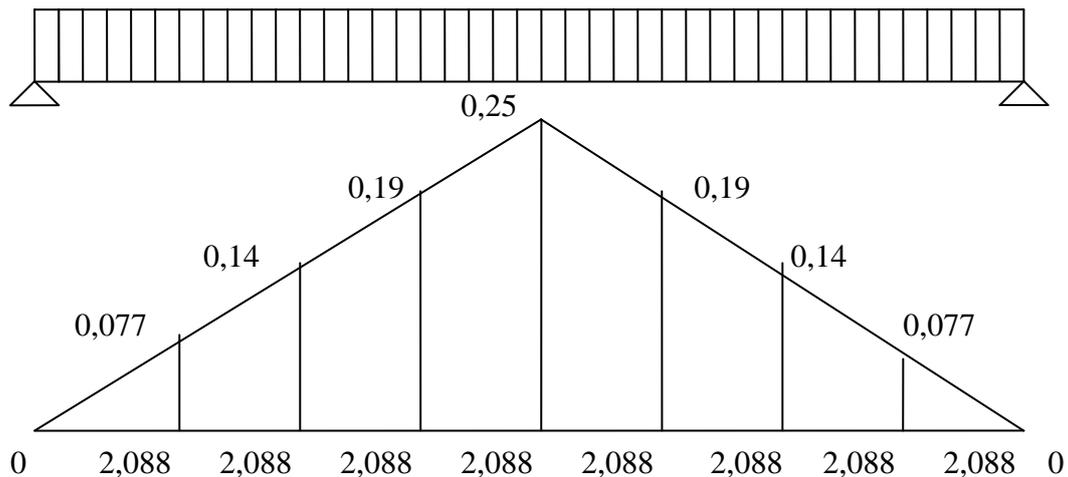


Figure 4.28 : Calcul de Y(m) de la poutre

4.6) LA MANUTENTION DES POUTRES

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

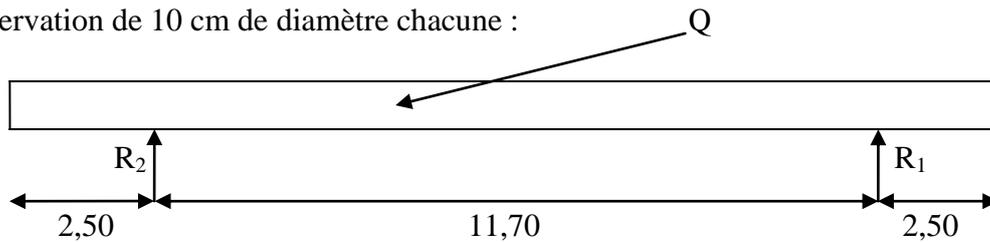


Figure 4.29 : La position des points de levage

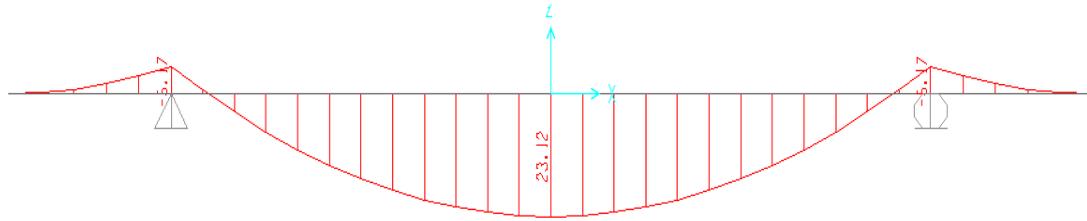


Figure 4.30 : Diagramme du moment fléchissant

$$M_{\max} = 23.12 \text{ t.m}$$

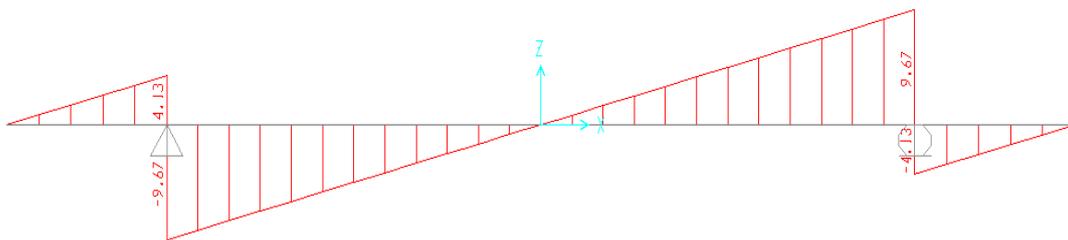


Figure 4.31 : Diagramme d'effort tranchant

$$T_{\max} = 9.67 \text{ t}$$

Section d'acier :

$$A_s = T_u / (\sigma_{st} \sqrt{2}) = \frac{1,35 \cdot 9.67 \cdot 100}{348 \sqrt{2}} = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \text{ } \varnothing 14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE 5
ETUDE TECHNICO - ECONOMIQUE

5.1) INTRODUCTION

Notre objectif dans ce chapitre est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

L'examen de ces deux ensembles permet de retenir la solution qui apparaît en première vue comme la meilleure et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

D'après ce qui vient d'être dit et vu les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, on a exclu dès le début ;

- Les variantes de franchissement avec faibles portées (tablier en béton armé) car elles augmenteraient le coût de l'ouvrage par la multiplication du nombre d'appuis.
- Le pont en béton précontraint à poutres continues du fait des contraintes d'exécution et sa sensibilité au tassement différentiel des appuis.

5.2) MANAGEMENT DE PROJET

Un projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences telles que les contraintes de délais, de coûts et de ressources. (NORME ISO 10006)

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

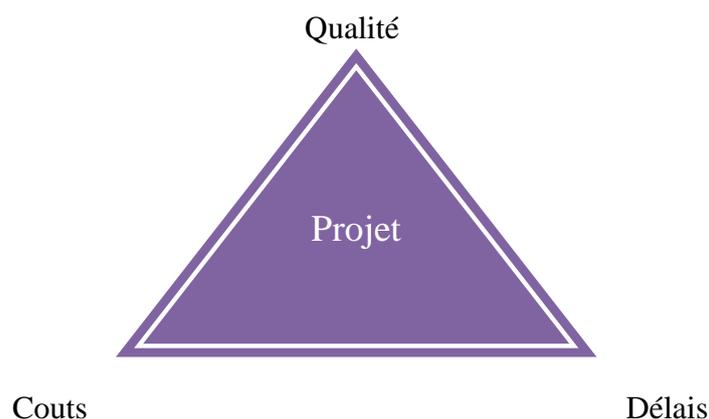


Figure 5.1 : Triangle d'or du projet

a) Gestion des délais

Dans le triptyque, le paramètre « délais » représente le respect de la date de livraison du projet essentiel, il caractérise la réussite ou l'échec calendaire du projet.

Ce paramètre « délais » sera respecté :

- Si l'on estime avec précision les délais d'approvisionnement et les durées de l'ensemble des tâches du projet, cette bonne estimation reposant sur une connaissance précise du plan de développement du projet.
- si l'on maîtrise les dépassements de durée (internes et externes) qui peuvent survenir sur la durée du projet, en les analysant et en les renégociant (contrôle des délais) ,
- si l'on répercute, dans le calendrier contractuel, toutes les nouvelles demandes exprimées par le client entraînant des écarts par rapport au contrat.

(OUDOT.S, 2009)

b) Gestion des coûts

Dans le triptyque, le paramètre « cout » représente l'objectif économique du projet, qu'il s'agisse des recettes ou des dépenses.

Ce paramètre essentiel caractérisera la réussite ou l'échec économique du projet

Ce paramètre « cout » sera respecté :

- si l'on estime avec précision le détail, poste par poste, des couts du projet. Une bonne estimation reposera sur une connaissance précise du développement projet, des achats à réaliser et des tâches à exécuter.
- si l'on maîtrise les dépassements de couts internes et externes qui peuvent survenir sur la durée du projet en les analysant et en les renégociant (contrôle des couts) ,
- si l'on négocie financièrement toutes les nouvelles demandes exprimées par le client entraînant des écarts par rapport au contrat de départ. (OUDOT.S, 2009)

c) Gestion de la qualité

La gestion de la qualité regroupe les processus de contrôle et d'assurance de la qualité.

Les processus de contrôle de la qualité sont en relation avec des normes et s'appliquent à un produit, à un matériau, à un service ou à un bien livrable du projet. Les processus d'assurance de la qualité permettent quant à eux de déterminer les causes des résultats insatisfaisants, de mettre en place les mesures correctives et préventives, et de garantir que les mécanismes d'évaluation de la performance du projet sont adéquats et réalisés. (OUDOT.S, 2009)

5.2.1) cycle de vie de projet

Les chefs de projet ou l'organisation peuvent diviser les projets en phases afin d'exercer une meilleure maîtrise, en maintenant les liens appropriés avec les opérations courantes de l'entreprise réalisatrice. L'ensemble de ces phases est connu sous le nom de cycle de vie du projet. Beaucoup d'organisations définissent un ensemble spécifique de cycles de vie à utiliser dans tous leurs projets.

(*Guide PMBOK, 2004*)

Le cycle de gestion est composé de cinq groupes de processus : Démarrage, Planification, Exécution, Suivi et maîtrise et Fermeture. Ces groupes permettent de réunir les processus selon une séquence de réalisation du projet, d'une de ses phases ou étapes et sont itératifs.

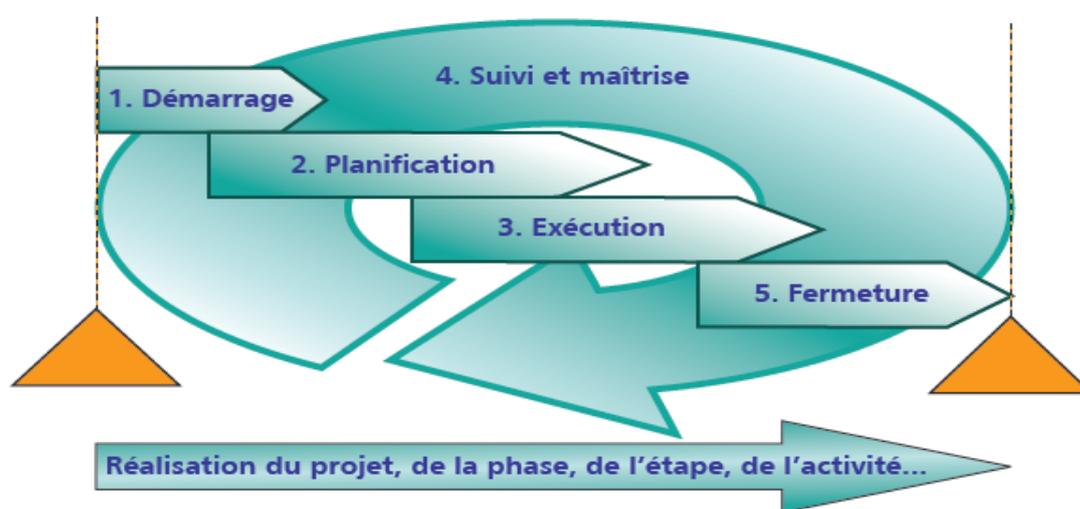


Figure 5.2 : Cycle de vie d'un projet (OUDOT.S, 2009)

a) Démarrage

Le démarrage vise d'abord et avant tout à permettre à l'organisation de s'engager en toute connaissance de cause dans un projet. Il a pour objet de définir le projet, notamment en matière de contenu (ce que le projet fera et ne fera pas), de coûts et de délais. Bien qu'exprimés plus en détail pour la phase ou l'étape en cours, ces mêmes objectifs et paramètres sont en premier lieu exprimés pour l'ensemble du projet.

À chacune des phases ou des étapes, le démarrage est l'occasion de prendre connaissance des conclusions et des décisions prises lors des phases ou des étapes précédentes et de confirmer les orientations du projet, en référence aux objectifs initiaux. (*QUEBEC, 2009*)

b) Planification

La planification permet d'énoncer les grandes lignes de l'ensemble du projet (biens livrables, échéances, etc.) et d'élaborer un plan de projet ayant pour objet de déterminer ce qui doit être fait et par qui. Il s'agit donc de planifier la réalisation du projet en mettant l'accent sur les objectifs, le contenu et le respect des délais et des coûts. Les paramètres issus du démarrage sont ainsi raffinés et détaillés afin d'assurer un niveau de compréhension suffisant et partagé par tous les intervenants du projet. Ce groupe de processus doit permettre la mise en commun des visions et de l'expérience des membres de l'équipe de projet afin de définir les activités du projet et de les organiser à l'intérieur d'une structure de mise en œuvre efficace.

(*QUEBEC, 2009*)

c) Exécution

L'exécution vise essentiellement à assurer la mise en œuvre et l'accomplissement de la planification établie pour réaliser la phase et, conséquemment, le projet. L'exécution couvre l'ensemble des biens livrables du projet. Du point de vue de la gestion de projet, et sans s'y limiter, les processus du groupe « Exécution » permettent principalement :

- de mettre en place l'équipe de projet;
- d'obtenir et de gérer les ressources externes faisant partie de l'équipe de projet;
- de coordonner les ressources pour la réalisation des activités du projet conformément au plan de gestion de projet;
- de mettre en œuvre les modifications au contenu qui ont été approuvées;
- de diffuser l'information requise au sujet du projet à l'équipe de projet et aux différents intervenants. (*QUEBEC, 2009*)

d) Suivi et maîtrise

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

Ce groupe de processus peut par exemple comprendre :

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

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

Les processus du groupe « Suivi et maîtrise » sont effectués tout au long du projet. Les activités qui en découlent s'appliquent donc à travers les quatre autres groupes de processus du cycle de gestion de projet : Démarrage, Planification, Exécution et Fermeture. (QUEBEC, 2009)

e) Fermeture

Les processus liés au groupe « Fermeture » servent principalement à constituer, à rassembler, à approuver et à diffuser les données qui formalisent l'achèvement du projet, de ses phases et de ses étapes. Lors de la fermeture, un bilan est notamment réalisé pour départager les écarts causés par des changements de contenu et ceux associés aux estimations et les planifications initiales. Le bilan d'une phase ou d'une étape qui se termine est le principal intrant au démarrage de la phase ou de l'étape suivante. Il faut voir dans la fermeture une occasion d'assurer la continuité du projet. (QUEBEC, 2009)

5.2.2) Parties prenantes

Suivant la nature du projet il peut exister plusieurs types de parties prenantes qui peuvent avoir des intérêts parfois divergents.

Dans certains projets certaines parties prenantes peuvent jouer plusieurs rôles à la fois.

a) Le maître d'ouvrage (ou Porteur du projet ou Commanditaire)

Personne physique ou morale pour le compte de qui l'objet du projet est réalisé, responsable de la définition des objectifs du projet et de la décision d'investir dans le projet.

Le terme maître d'ouvrage est issu des projets de construction de bâtiments ou de génie civil, il s'est répandu dans des projets de tous ordres (développement informatique, campagne commerciale.)

Le porteur du projet peut être :

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

(CASANOVA.G et ABECASSIS.D)

b) Le maître d'œuvre du projet (ou Réalisateur)

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

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

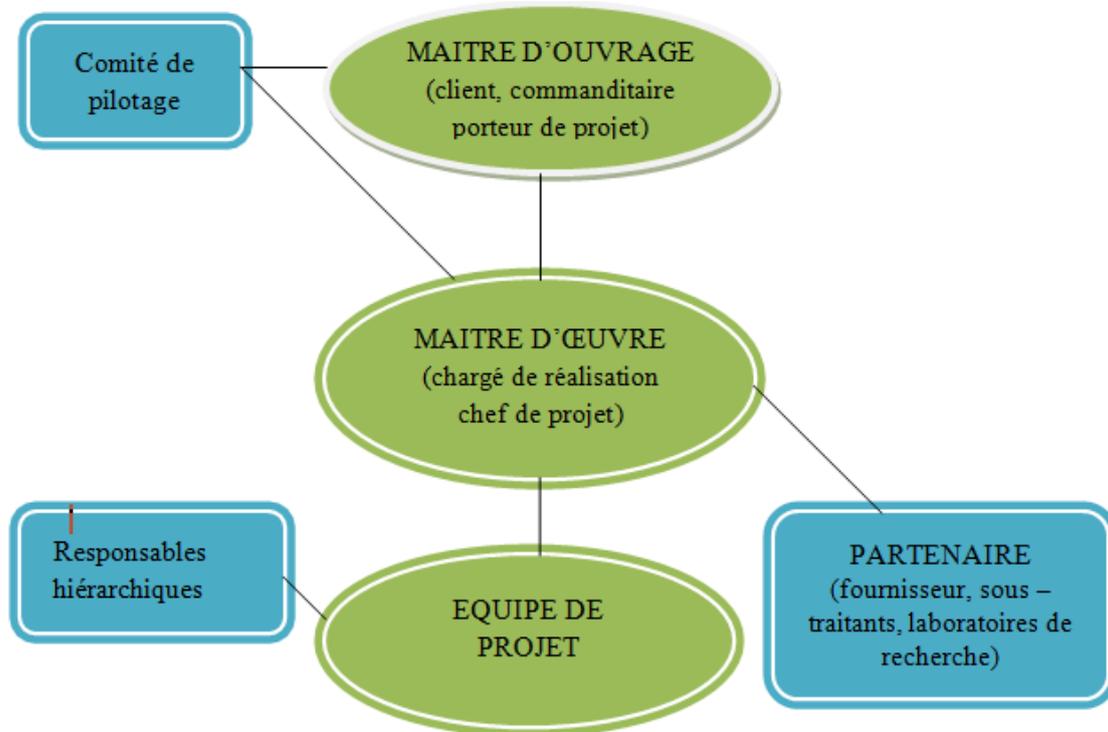


Figure 5. 3: Le maître d'œuvre du projet (CASANOVA.G et ABECASSIS.D)

c) L'équipe projet

Elle est choisie par le chef de projet.

Elle comprend les personnes prenant une part active dans la réalisation du projet, les responsables de lots de travaux ou de tâches.

Elle doit être limitée en taille (une dizaine de personnes par exemple).

(CASANOVA.G et ABECASSIS.D)

d) Les responsables hiérarchiques

Lorsque les membres de l'équipe sont «mis à disposition» pour la durée du projet, ils dépendent de leurs responsables hiérarchiques.

(CASANOVA.G et ABECASSIS.D)

e) Partenaires

Le chef de projet peut avoir besoin de partenaires en plus des membres de son équipe projet qui peuvent être des fournisseurs, des sous-traitants ou des laboratoires de recherches ou tout autre partenaire utile au projet.

(CASANOVA.G et ABECASSIS.D)

f) Le comité de pilotage

Il intervient pour des décisions «politiques» importantes que le chef de projet ne peut prendre seul.

Il est choisi par le maître d'ouvrage.

(CASANOVA.G et ABECASSIS.D)

5.2.3) Définir la structure des tâches WBS

(Work Breakdown Structure)

« WBS » est un mode de découpage qui organise et définit la totalité du contenu d'un projet.

Elle se présente sous forme d'organigramme dont le premier niveau est le projet entier, dans les niveaux suivants le projet est découpé de façon arborescente et hiérarchique.

Les éléments du deuxième niveau sont souvent les livrables. Les éléments qui se trouvent au niveau inférieur de la WBS sont appelés lots de travaux et correspondent à des résultats livrables du projet.

(Annexe)

a) Les éléments de WBS

La phase : c'est le premier niveau de découpage qui regroupe plusieurs tâches et donne lisibilité globale du projet.

La tâche : est le petit élément de découpage, chaque tâche doit être :

- Identifiée et codifiée,
- Quantifiée en termes de délai et de ressources

b) L'ordonnement

Puisqu'on définit toutes les tâches du projet, on est prêt de les organiser entre elles afin de respecter la logique d'exécution du projet, tout en prenant en considération les tâches qui peuvent être exécutées en parallèle.

c) Les dépendances

Ce sont les différentes relations que peuvent exister entre les tâches.

- Début – début



Activité A doit commencer avant que l'activité B puisse commencer.

- Début- Fin



Activité A doit commencer avant que l'activité B puisse finir.

- Fin – Début



Activité A doit être achevée avant que l'activité B puisse commencer.
Ex: Ferrailage avant coulage du béton.

- Fin à Fin



Activité A doit être achevée avant que l'activité B puisse s'achever.

5.2.4) Plan des ressources

La deuxième étape dans la phase planning est de créer un plan de ressources, qui décrit tous les types de ressources nécessaires pour mener à bien le projet. Pour créer on va passer par les étapes suivant :

- Définir la liste des ressources
- Quantifier les ressources
- Construire une annexe aux tâches
- Affecter les ressources aux tâches

a) Définir la liste des ressources

A ce niveau on va essayer de documenter une liste détaillée de toutes les ressources nécessaires pour achever le projet.

Les ressources se divisent en trois grandes catégories :

- Ressources humaines,
- Ressources matérielles,
- Ressources en matériaux.

Chaque catégorie est énumérée, ensuite pour chaque catégorie, on va dresser toutes les ressources nécessaires qui sont identifiées par un code individuel.

b) Quantifier les ressources

Chaque ressource est caractérisée par :

La disponibilité : elle correspond au calendrier qui comprend les jours de congés, aux horaires de travail, aux périodes de disponibilité et aux taux de participation de chaque ressource au projet.

Le cout : on affecte un cout à chaque ressource qui est mesuré généralement par :

- Les ressources humaines DA/h
- Les équipements DA/h
- Les matériaux DA/m³

c) Construire une annexe des ressources

Après l'assemblage de tous les renseignements, nous sommes prêts à construire l'annexe de ressources.

Tableau 5.1 : Tableau de ressources de pont béton armé

Nom de la ressource	Type	Etiquette matériel	Capacité max	Tx.standard	Cout utilisation
Béton dose a 150 kg/m3	Matériel	M ³		6 960.00 DA	0.00 DA
Béton dose a 350 kg/m3	Matériel	M ³		14 500.00 DA	0.00 DA
Coffrage de poutre	Matériel	ML		30 000.00 DA	0.00 DA
Coffrage de pré- dalle	Matériel	ML		1 500.00 DA	0.00 DA
Coffrage	Matériel	ML		2 500.00 DA	0.00 DA
Ingénieur	Travail		5	250.00 DA/h	0.00 DA
Ingénieur topo	Travail		1	250.00 DA/h	0.00 DA
Ingénieur labo	Travail		4	250.00 DA/h	0.00 DA
Ouvrier	Travail		40	150.00 DA/h	0.00 DA
Poclain	Travail		1	4 500.00 DA/h	0.00 DA
Camion	Travail		2	3 500.00 DA/h	0.00 DA
Niveleuse	Travail		1	3 000.00 DA/h	0.00 DA
Citerne d'eau	Travail		2	3 500.00 DA/h	0.00 DA
Chargeur	Travail		1	3 000.00 DA/h	0.00 DA
Acier	Matériel	TONNE		123 000.00 DA	0.00 DA
Feutre bitumineux	Matériel	M ²		3 200.00 DA	0.00 DA
Chape d'étanchéité	Matériel	M ²		3 500.00 DA	0.00 DA
Malaxseur	Travail		8	2 500.00 DA/h	0.00 DA
Brise roche	Travail		1	4 000.00 DA/h	0.00 DA
Group d'électrogène	Travail		1	1 250.00 DA/h	0.00 DA
Grue	Travail		1	4 500.00 DA/h	0.00 DA
Amenee du materiel et l'installation du chantier	Travail		1	0.00 DA/h	200 000.00 DA
Replie du matériel et des installations du chantier	Travail		1	0.00 DA/h	100 000.00 DA
Garde corps métallique	Matériel	ML		12 000.00 DA	0.00 DA
Tuyaux en pvc pour descentes d'eau	Matériel	ML		1 500.00 DA	0.00 DA
Joint de chaussée	Matériel	ML		7 000.00 DA	0.00 DA
Glissière de securite	Matériel	ML		5 600.00 DA	0.00 DA
Appareils d'appui	Matériel	U		38 500.00 DA	0.00 DA
Bordures de trottoirs	Matériel	U		1 500.00 DA	0.00 DA
Coffrage de pile	Matériel	ML		30 000.00 DA	0.00 DA
Déblais	Matériel	M ³		750.00 DA	0.00 DA
Mise en remblais	Matériel	M ³		1 100.00 DA	0.00 DA

Tableau 5.2 : Tableau de ressources de pont béton précontrainte

Nom de la ressource	Type	Etiquette matériel	Capacité max	Tx.standard	Cout utilisation
Béton dose a 150 kg/m3	Matériel	M ³		6 960.0 DA	0.00 DA
Béton dose a 350 kg/m3	Matériel	M ³		14 500.0 DA	0.00 DA
Béton dose a 400 kg/m3	Matériel	M ³		17 500.0 DA	
Coffrage de poutre	Matériel	ML		30 000.0 DA	0.00 DA
Coffrage de pré dalle	Matériel	ML		1 500.0 DA	0.00 DA
Coffrage	Matériel	ML		2 500.0 DA	0.00 DA
Ingénieur	Travail		5	250.0 DA/h	0.00 DA
Ingénieur topo	Travail		1	250.0 DA/h	0.00 DA
Ingénieur labo	Travail		4	250.0 DA/h	0.00 DA
Ouvrier	Travail		34	150.0 DA/h	0.00 DA
Poclain	Travail		1	4 500.0 DA/h	0.00 DA
Camion	Travail		2	3 500.0 DA/h	0.00 DA
Niveleuse	Travail		1	3 000.0 DA/h	0.00 DA
Citerne d'eau	Travail		2	3 500.0 DA/h	0.00 DA
Chargeur	Travail		1	3 000.0 DA/h	0.00 DA
Acier	Matériel	TONNE		123 000.0 DA	0.00 DA
Feutre bitumineux	Matériel	M ²		3 200.0 DA	0.00 DA
Chape d'étanchéité	Matériel	M ²		3 500.0 DA	0.00 DA
Malaxseur	Travail		7	2 500.0 DA/h	0.00 DA
Brise roche	Travail		1	4 000.0 DA/h	0.00 DA
Group d'électrogène	Travail		1	1 250.0 DA/h	0.00 DA
Grue	Travail		1	4 500.0 DA/h	0.00 DA
Verrain de terrage	Travail		1	6 000.0 DA/h	0.00 DA
Les câbles 12 t 15	Matériel	TONNE		600 000.0 DA	0.00 DA
Amenée du matériel et l'installation du chantier	Travail		1	0.0 DA/h	200 000.00 DA
Replie du matériel et des installations du chantier	Travail		1	0.0 DA/h	100 000.00 DA
Garde corps métallique	Matériel	M.L		12 000.0 DA	0.00 DA
Tuyaux en pvc pour descentes d'eau	Matériel	M.L		1 500.0 DA	0.00 DA
Joint de chaussée	Matériel	M.		7 000.0 DA	0.00 DA
Glissière de sécurité	Matériel	ML		5 600.0 DA	0.00 DA
Appareils d'appui	Matériel	U		38 500.0 DA	0.00 DA
Bordures de trottoirs	Matériel	U		1 500.0 DA	0.00 DA
Déblais	Matériel	M ³		750.0 DA	
Mise en remblais	Matériel	M ³		1 100.0 DA	0.00 DA

d) Affecter les ressources aux taches

On utilise Ms project (Annexe)

5.2.5) Devis Estimatif

Tableau 5.3: Devis Estimatif de pont en béton armé établi avec Ms project 2003

N	Désignation des articles	Côut total
	Installation	200 000.00 DA
1	Amenée du matériel et l'installation du chantier	200 000.00 DA
	Préfabrication	14 451 740.00 DA
2	poutre de 16.7 m	12 008 390.00 DA
3	Pré – dalles	1 543 400.00 DA
4	Dallettes de trottoirs	774 550.00 DA
5	Bordures	125 400.00 DA
	Terrassement	1 357 250.00 DA
6	Déblais en terrain meuble	1 029 750.00 DA
7	Mise en remblais	327 500.00 DA
	Travaux des fondations	2 761 460.00 DA
8	reglage des fouilles	532 000.00 DA
9	béton de propreté	64 160.00 DA
10	Réalisation de la semelle	2 165 300.00 DA
	Les elements porteures	5 945 750.00 DA
11	Les culées	3 181 800.00 DA
12	Pile	1 363 450.00 DA
13	Chevêtre	756 900.00 DA
14	appareil d'appui en néoprène	643 600.00 DA
	super structure	3 245 550.00 DA
15	Pose de poutre de béton armé L=16.7 m	94 400.00 DA
16	Pose de pré-dalles	120 000.00 DA
17	la dalle	3 031 150.00 DA
	Equipements	3 510 200.00 DA
18	pose de dallettes préfabriquées pour trottoirs	78 400.00 DA
19	Fourniture et pose de corniches préfabriquées en béton	773 100.00 DA
20	pose de gardes corps métalliques	813 600.00 DA
21	Pose de tuyaux en PVC pour descentes d'eau	106 900.00 DA
22	Couche d'étanchéité sur dale	910 200.00 DA
23	Feutre bitumineux pour étanchéité	808 800.00 DA
24	Pose de joint de chaussée	590 780.00 DA
25	Glissiere de securite	386 880.00 DA
	Clôture du projet	100 000.00 DA
26	Replie du matériel et des installations du chantier	100 000.00 DA
	TOTAL H.T	32 143 530.00 DA
	TVA 17%	546 4400.10 DA
	TOTAL TTC	37 607 930.10 DA

Tableau 5.4: Devis Estimatif de pont en béton précontrainte établi avec Ms project 2003

N	Désignation des articles	Côut total
	Installation	200 000.0 DA
1	Amenée du matériel et l'installation du chantier	200 000.0 DA
	Préfabrication	19 629 050.0 DA
2	poutre de 33.4 m	17 813 700.0 DA
3	Pré – dalles	915 400.0 DA
4	Dallettes de trottoirs	774 550.0 DA
5	Bordures	125 400.0 DA
	Terrassement	1 085 600.4 DA
6	Déblais en terrain meuble	898 000.0DA
7	Mise en remblais	187 600.4 DA
	Travaux des fondations	1 356 639.1 DA
8	reglage des fouilles	141 999.1 DA
9	béton de propreté	33 040.0 DA
10	Réalisation de la semelle	1 181 600.0 DA
	Les elements porteures	3 657 400.0 DA
11	Les culées	3 181 800.0 DA
12	appareil d'appui en néoprène	475 600.0 DA
	super structure	3 189 950.0 DA
13	Pose de poutre précontrainte L=33.4 m	41 200.0 DA
14	Pose de pré-dalles	117 600.0 DA
15	la dale	3 031 150.0 DA
	Equipements	3 989 280.0 DA
16	pose de dallettes préfabriquées pour trottoirs	78 400.0 DA
17	Fourniture et pose de corniches préfabriquées en béton	773 100.0 DA
18	pose de gardes corps métalliques	813 600.0 DA
19	Pose de tuyaux en PVC pour descentes d'eau	106 900.0 DA
20	Couche d'étanchéité sur dale	910 200.0 DA
21	Feutre bitumineux pour étanchéité	808 800.0 DA
22	Pose de joint de chaussée	111 400.0 DA
23	Glissiere de securite	386 880.0 DA
	Clôture du projet	100 000.0 DA
24	Replie du matériel et des installations du chantier	100 000.0 DA
	TOTAL H.T	33 207 919.5 DA
	TVA 17%	564 5346.315 DA
	TOTAL TTC	38 853 265.815 DA

5.3) Etude technico-économique

Tableau 5.5 : Les différentes entre les deux variantes

	Variante 1	Variante 2
Nbr des poutres	6	8
Nbr de pré dalle	5	6
Déblais en terrain meuble	30 m ³	45 m ³
Mise en remblais	7 m ³	9 m ³
La pile	1	/
Nbr appareil d'appui	12	16
Nbr joint de chaussée	2	3

5.3.1) Variante 1 : Ponts à poutre précontrainte par post tension

Ils sont souvent utilisés depuis 1947, se sont largement développés. Quelquefois le pont comporte une seule travée, le plus souvent il est constitué d'une suite de travées indépendantes, à poutres presque toujours préfabriquées.

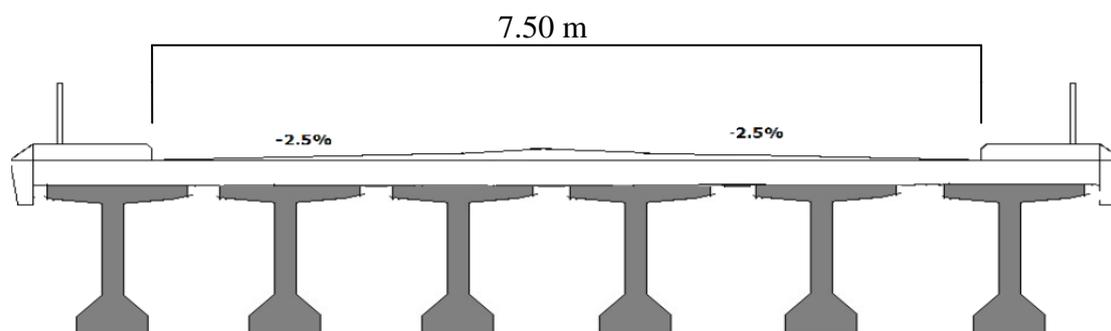


Figure 5.4 : Profil transversal du tablier de Ponts à poutre précontrainte

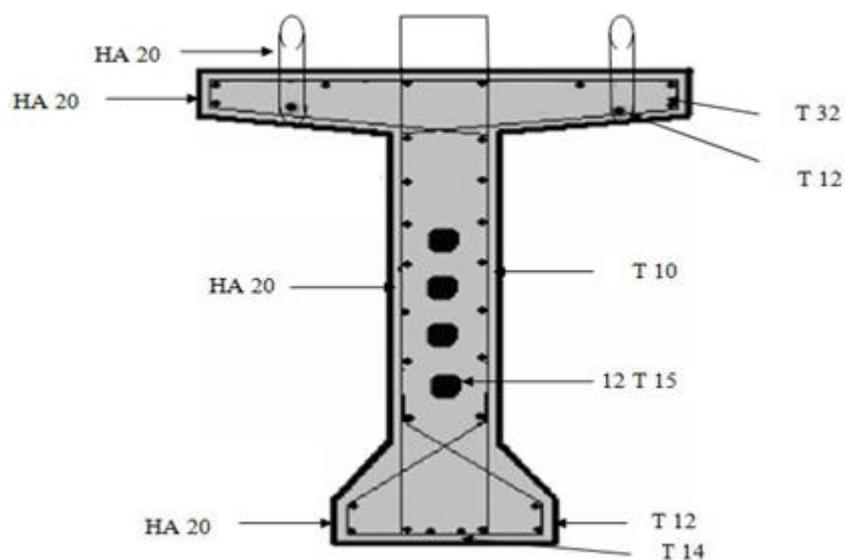


Figure 5.5 : Ferrailage de poutre béton précontrainte a mi travée

Tableau 5.6 : Le béton précontraint du pont

	Béton (m ³)	Acier(Kg)					
		T10	T12	T14	T20	T32	12 T 15
1 poutre	20.50	603.87	470.67	161.36	239.55	1264.55	1800
1 poutre	20.50	4540					
6 poutres	123	27240					

a) Avantages et les inconvénients :

a1) Avantages

Les avantages qu'offre ce type d'ouvrage sont liés pratiquement à la préfabrication :

- Tout d'abord, le béton coulé en atelier ou sur le chantier à poste fixe est en général de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudage, les conditions de contrôle sont beaucoup plus faciles. Dans le cas exceptionnel où la valeur souhaitée de la résistance de béton à 28 jours n'est pas atteinte, il est facile de rejeter l'élément préfabriqué, alors qu'une structure coulée en place exigerait une démolition ou renforcement coûteux.
- En seconde lieu, les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, et sont donc mieux amortis, l'on également disposer d'un équipement fixe de vibration,
- De plus, la préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage
- Ils sont souvent très économiques, pour des portées allant des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par poste tension pour des nombres des poutres accès important (15 poutres au plus)
- Une durabilité certaine, confirmée par les statistiques de cas pathologiques enregistrés sur les ponts. Les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type, d'après ce qui constaté, ils étaient le plus souvent dus à des défauts d'exécution plutôt qu'à une mauvaise conception.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.
- - La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.

a2) inconvénient :

- Le principal inconvénient des suites de travées indépendantes provient de la présence d'un joint de chaussée au dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc...).
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.
- La nécessité pour disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Les accessoires (gaine, manchons d'extrémité évent, tubes d'injection ...etc) et très chères
- Le type de cet ouvrage est moins esthétique.
- Le coût très élevé car tous les accessoires de la précontrainte sont importé

5.3.2) Variante 2 : Ponts à poutre béton armé

Ce type de l'ouvrage a été largement employé au début des programmes de travaux autoroutier

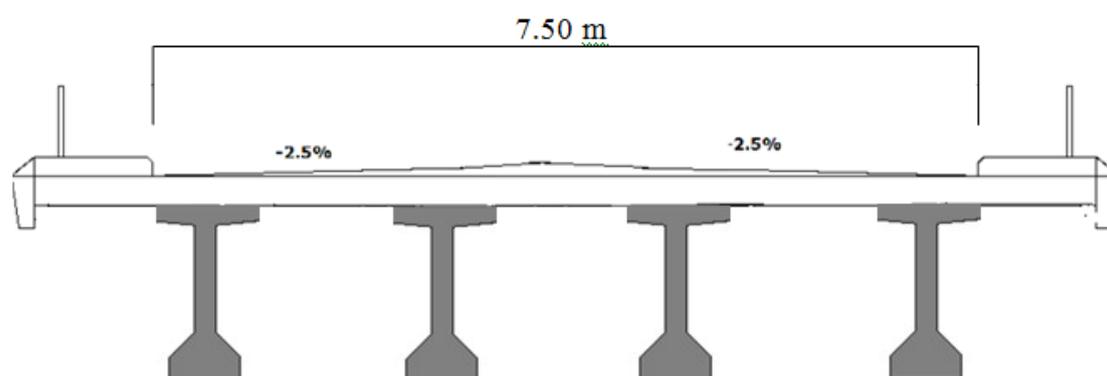


Figure 5.6 : Profil transversal du tablier de Ponts à poutre béton armé

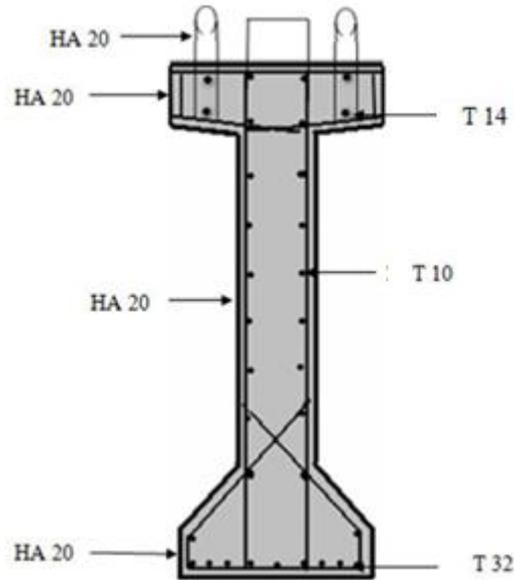


Figure 5.7 : Ferrailage de poutre béton armé a mi travée

Tableau 5.7 : Le béton armé du pont

	Béton (m^3)	Acier(Kg)			
		T 10	T14	T20	T32
1 poutre	15.50	520.76	322.72	186.26	2345.26
1 poutre	15.50	3375			
8 poutres	124	27000			

a) Avantages et les inconvénients :

a1) Avantages

- portée allant de 10 à 20m
- Economique du point de vue de consommation du matériau
- pour les portée moyennes ou faibles, ils sont les plus économiques

a2) Les inconvénients

- Gamme de portée limitée
- les structures continues sont très rigides aux tassements différentiels
- pour une longueur d'ouverture de 33.4 m on sera amené à réaliser 2 travées avec des poutres sous chaussées, ce que nécessite un appui intermédiaire implantés sur le profil en travers
- La pile intermédiaire se trouve dans le lit d'oued.

5.4) Analyse multicritère

Pour cette analyse nous résumerons notre étude des variantes en cinq points importants

Tableau 5.8 : Analyse multicritère

Critère	coefficient	Pont en B.A	Pont en B.P
Economie	3	5	4
entretien	1.5	4	5
esthétique	1	3	5
exécution	2	6	3
Délai	3	3	4
Résultats	X	45	42.5

Tableau 5.9 : Echelle de l analyse multicritère

Echelle	6	5	4	3	2	1	0
mention	excellent	Très bonne	bonne	Moyenne	passable	Pas bonne	médiocre

- **Présentation du choix**

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

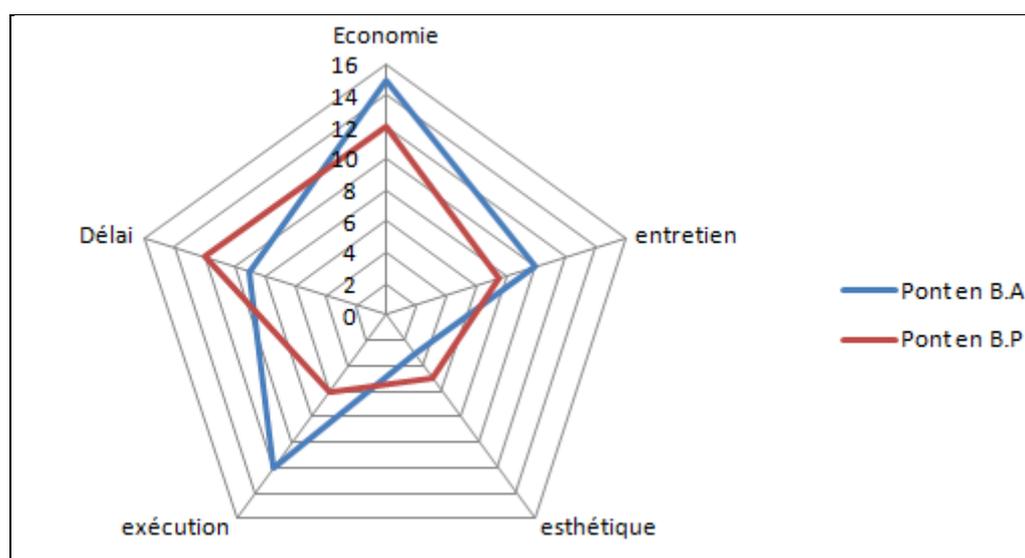


Figure 5.8 : Présentation de choix par le graphique radar

a) Pour le pont BP : les points sensibles de cette variante sont : « L'économie et l'exécution ».

- Economie : le procédé n'est rentable et économique que si le nombre de poutres à construire est important, et permet donc une industrialisation de la fabrication et amortissement du matériel utilisé.
On considère souvent que le procédé devient intéressant pour un minimum de 12 à 15 poutres.
- Exécutions : elle nécessite l'emploi d'un matériel spécial de transport et de mise en place des poutres sur leurs appuis et nécessite aussi l'occupation d'une aire de stockage et de fabrication suffisamment vaste.

b) Pour le pont en BA : les points sensibles de cette variante sont : « esthétique et le délai ».

- Délai : la durée de construction est plus longue car le nombre de poutres à construire est très important, plus la durée de construction de la pile au centre du pont qui est longue.
- Esthétique : mauvaise par rapport le béton précontraint.

5.5) CONCLUSION

Après l'étude des différents points des deux variantes à notre avis le procédé de la variante 2 (pont à poutres béton armé) est rentable et économique car les matériaux de construction sont disponibles et moins chères malgré la durée de construction qui est très longue.

Par contre la variante 1 (pont à poutres en béton précontrainte) nécessite l'emploi d'un matériel spécial et l'occupation d'une aire suffisamment vaste mais son délai d'exécution est réduit.

On considère que l'exécution de la variante 2 est plus rentable et économique malgré que son esthétique est simple.

CONCLUSION GENERALE

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

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

- Il fallait proposer des variantes et pour notre cas, on a proposé deux qui sont : pont à poutre en béton armé et pont à poutre en béton précontrainte par post-tension.
- Après le passage de pré dimensionnement du tablier pour les deux variantes, notamment la poutre a été dimensionnée comme élément **I** à mi travée et en **T** aux appuis conformément selon les normes et les réglementations.
- Ensuite on détermine les différentes sollicitations entre les moments fléchissant et les efforts tranchants pour les deux variantes, ces derniers vont être utilisées comme des données dans les calculs de ferrailage.
- Pour 1^{ere} variante (l'utilisation de la technique de béton précontrainte) : cette étude a nous permis de déterminer le câblage nécessaire (acier actif) qui supporte les différentes charges appliquées ainsi que vérifier les différentes conditions. Pour le câblage de poutre on a trouvé des torons **12T15**.
- Pour 2^{eme} variante : nous permis de déterminer le ferrailage nécessaire qui supporte les différentes charges appliquées ainsi que vérifier les différentes conditions.
- Après on passe sur des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution la variante choisie était celle du pont à poutre en béton armé.

A l'issue de ce qui se passe, on peut déduire certain point essentiel dans un projet d'ouvrage d'art :

- l'élaboration et l'exécution d'un projet d'ouvrage d'art nécessitent une bonne reconnaissance de site ainsi la nature d'obstacle franchi.
- la conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées
- un projet de pont ne peut être établi que par ou avec un ingénieur expérimenté, possédant une solide culture technique dans les domaines de modélisation des structures, des normes et des conception et de calcul et de propriété physique et mécanique des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthode d'exécution.
- Le béton et l'acier sont les matériaux privilégiés pour la construction d'un pont
- Le recours à la fabrication permet de faciliter l'exécution, de gain le délai et nécessite moins de mains d'œuvre toute en garantissant une meilleure qualité, ont grandement orienté la conception des ponts modernes.

Pour cela, la culture technique de domaines des ouvrages d'arts constitue une source d'information indispensable à chacune des étapes de la naissance d'un pont. A cet effet, cette reconnaissance permet:

- au stade d'étude : de bien définir le projet (recherche sur les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural.
- Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur le plan technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possible, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.
- au stade de l'exécution : de réaliser les travaux avec des minimum de financement possible (choix des moyens et des matériels adaptés à la conception choisie, et les techniques de procédées...etc.)

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

BIBLIOGRAPHIE

- 1) **AMERICAN NATIONAL STANDARD**, 2004 : Guide du Corpus des connaissances en management de projet, PMBOK Troisième édition, ANSI/PMI 99-001-2004.
- 2) **BENAYAD.K et BENADLA.I.**, 2009 : Etude d'un viaduc à l'Autoroute Est-Ouest K76 Tronçon W7 à Tlemcen .mémoire d'Ingénieur d'état. Université Abou-Bekr Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
- 3) **BERNARD-GELY (A.) et CALGARO (J.A.)**, 1994 : Conception des pont Presses des Ponts et Chaussées 620 624.1 20/01.
- 4) **BERNARD-GELY (A.) et CALGARO (J.A.)**, 2009 : Conception des ponts - Démarche de conception in Techniques de l'Ingénieur, traité Construction c4496.
- 5) **CACI**, 2009 : Mutation, Publication trimestrielle éditée par la chambre Algérienne de commerce et d'industrie, Numéro 57 - 03/06.
- 6) **CASANOVA.G et ABECASSIS.D** : Gestion de projet- les parties prenantes d'un projet, Université de Lorraine, France.
- 7) -Document technique réglementaire D.T.R Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.Ministre des travaux publics.
- 8) **L.T.P.O.**, 2008 : Rapport d'étude géotechnique d'O.A n°1 sur la RN 94 au PK 28+400 Moulay Slissen , Sidi bel abbes, Algérie.
- 9) **LACROIX .M.R et all.**, 1980 : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, programmes de charges et épreuves des ponts-routes. Fascicule N° 61 titre II.
- 10) **LACROIX .M.R et all.**, 2000 : BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. BAEL 91 révisé 99.
- 11) **LACROIX .M.R et all.**, 2000 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule n° 62 (Titre I - Section II), BPEL 91 révisé 99.
- 12) **MAACHOU.O.**, 2013: Cours de béton précontrainte. Université Abou-Bekr Belkaïd, Tlemcen, Algérie.

- 13) **MINISTERE DES TRANSPORT QUEBEC**, 2009: Guide de gestion des projets routiers », Direction du Soutien aux Opérations, (Canada).
- 14) **OUDOT.S**, 2009 : Cours de Management des systèmes / gestion de projet, école de management Euromed Marseille, France
- 15) **SETRA, 1974** : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes : Appuis des tabliers Numéro PP73.
- 16) **YAZID.A.**, 2005 : Béton précontraint. Centre Universitaire de Bechar, Algérie.

WEBOGRAPHIE

- 1) www.mtp.gov.dz/fr/permalink/3906.html
- 2) maps.google.com

ANNEXE
