

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider-Biskra
Faculté des sciences et de la technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Réf :/2024



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع :/2024

Mémoire de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité: Voies et Ouvrages d'Art "V.O.A"

THEME

**Étude du tablier du pont d'Oumache RN03 à 3 voies
avec poutres isostatiques en béton précontraint**

Etudiantes :

**BENDAHMANE Ibtissam
BAOUIA Nour elhouda**

Encadreur :

Pr. HOUHOU Mohamed Nabil

PROMOTION : Juin 2024

Remerciements

Nous remercions Dieu de nous avoir donné la patience, la santé, le courage d'arriver jusque-là.

*Nous remercions notre encadreur : **Houhou Nabil**
Qui nous a aidé à réaliser ce travail.*

*Nous remercions le professeur **Belounar lamine** et le professeur **Remadna Mohamed Saddek** pour leur aide durant toute la période de préparation de ce mémoire.*

Nous remercions aussi les membres de jury qui ont pris la peine de lire et d'examiner notre travail.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil et hydraulique pour la formation qu'ils ont assurée durant ces cinq années universitaires.

إهداء

" وَأَنْ لَّيْسَ لِلْإِنْسَانِ إِلَّا مَا سَعَى،

وَأَنْ سَعْيُهُ سَوْفَ يُرَى "

من قال ان لها نالها وانا لها ان ابت رُغما عنها اتيتُ بها

لم تكن الرحلة قصيرة ولا ينبغي لها ان تكون، لم يكن الحلم قريبا ولا الطريق كان محفوفاً
بالتسهيلات لكني فعلتها ونلتها

الحمد لله حبا وشكرا وامتنانا، الذي بفضلها ها انا اليوم انظر الى حلما طال انتظاره وقد
أصبح واقعا افتخر به

اهدي هذا النجاح الى ملاكي الطاهر وقوتي بعد الله، الى من تمنيت رؤية فرحة نجاحي في
عينها الي فقيدتي "امي " رحمها الله وجعل مثواها الجنة

الى من دعمني بلا حدود واعطاني بدون مقابل الى من غرس في روحي مكارم الاخلاق
"ابي الغالي "

الي ضلعي الثابت وامان ايامي الى من شددت عضدي بهم

"اخي " ادامك الله ضلعا ثابتا لي

"اختي الكبرى" التي امننت بقدراتي وامان ايامي حفصها الله ورعاها

"اختي فطيمة" التي شاركتني في مشواري الجامعي حفصها الله ورعاها

الى أجمل صدفة من ألف اختيار صديقاتي اللاتي كانت رحلتي معهن مليئة بالذكريات
والدروس دمتن لي صديقات يفتخر القلب برفقتهن

إبتسام

الإهداء :

بسم الله الرحمن الرحيم والصلاة والسلام على أشرف المرسلين
أولاً نحمد الله ونشكره على توفيقنا لتمامنا لهذا البحث

حوقو نبيل الذي لم يبخل علينا وأفادنا بعلمه وسهر معنا حتى
أتممنا بحثنا هذا، نشكر حضورنا الكريم خاصة أمي مصدر
قوتي

وأختي العزيزة غنية توأمي وأخي عصام وزوجته وسراج ونشكر
كل زملائي وبالأخص صديقاتي أحلام وابتسام وفتيمة

RESUME

Cette étude se concentre sur la construction d'un projet qui permettra de franchir l'Oued Djedi au PK 343+900, en utilisant un pont à poutres en béton précontraint.

Il fera une partie intégrante de la construction du dédoublement de la RN 03.

L'ouvrage est constitué d'une seule travée de 32.40m, de 09 poutres espacées de 1.50m en béton précontraint avec une dalle d'une épaisseur de 25 cm.

Nous avons procédé au dimensionnement de cet ouvrage enfin d'obtenir un pont, capable de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées (économique, technique, environnemental...).

Une fois que les sollicitations ont été calculées à l'aide de la méthode de **Guyon-Massonnet** nous effectuons le calcul de la précontrainte et déterminons le ferrailage des éléments constructifs du tablier, ainsi que leur vérification conformément aux règlements actualisés. Finalement, il sera nécessaire de déterminer les dimensions des appuis de pont.

ملخص

تركز هذه الدراسة على إنشاء مشروع لعبور وادي الجدي عند النقطة 343+900 PK ، باستخدام جسر بعوارض خرسانية سابقة الإجهاد.

سيشكل جزءاً لا يتجزأ من بناء الطريق السريع المزدوج RN 03

يتألف الهيكل من امتداد واحد بطول 32.40 متر، و 09 عوارض خرسانية سابقة الإجهاد متباعدة بمسافة 1.50 متر وبلاطة بسمك 25 سم.

قمنا بتصميم الجسر لتلبية جميع الشروط المفروضة (الاقتصادية والفنية والبيئية وغيرها) قدر الإمكان.

وبمجرد حساب الأحمال باستخدام طريقة غيون-ماسونيت، نقوم بحساب الإجهاد المسبق وتحديد التسليح للعناصر الإنشائية لسطح الجسر، بالإضافة إلى فحصها وفقاً لأحدث اللوائح. وأخيراً، سيكون من الضروري تحديد أبعاد دعائم الجسر .

SOMMAIRE

Contents

Introduction I :	
Chapitre II : Conception de l'ouvrage	7
Chapitre III : Caractéristiques des matériaux	7
I. Caractéristiques des matériaux :	14
Chapitre IV: Caractéristiques De la poutre.....	14
Caractéristiques géométriques de la poutre :	22
CHAPITRE V : Introduction :	27
➤ Les charges permanentes :	27
➤ Les charges variables :	27
1. Calcul des charges :	27
1.1 Calcul des charges permanentes (CP)	27
1.2 Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :	28
2. Calcul des surcharges :	29
➤ Système de charge A(L) :	30
➤ Système de charges B :	31
3. calcul des éléments de réductions dus aux charges permanentes.....	37
CHAPITRE VI: REPARATITIOON	27
LA METHODE DE GUYON-MASSONNET :	61
1) Paramètre d'entretoises (caractérise la souplesse de l'entretoisement) :	63
Chapitre VII: Etude de la précontrainte	72
1. Les principes de la précontrainte :	71
2. Mode de précontrainte :	71
3.1. Précontrainte par pré-tension :	72
3.2. Précontrainte par post-tension :	73
4. Pertes de la précontrainte :	73
5. Etude de la précontrainte :	74
6. calcul des pertes :	81
CHAPITRE .VIII.) ETUDE DE LA CULEE :	88
1.2 Calcule les poids propre de culée :	88
1-4 Le calcul des moments sur la culée se (ait par rapport au point 0) :	90
Etude et ferrailage de la culée :	94

1-Dalle de transition :	94
2-Corbeau:	96
3-Mur de garde- grève :	98
4-Mur en retour :	99
5-Mur frontal :	101

INTRODUCTION GENERALE :

En général, un pont est une structure élevée qui traverse un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, chemin de fer, canal, etc. Plusieurs types de pont peuvent être distingués selon la méthode de construction et les matériaux utilisés (béton armé, béton précontraint, ossature métallique, etc.) et la voie empruntée comme route (pont routier) qui permet la circulation des véhicules, un piéton (pont), une voie ferrée (pont ferroviaire), mais aussi les paramètres environnementaux qui ont été inclus dans la conception d'un pont comme le libre accès sous le pont, une bonne connaissance des principaux types de structures, l'étendue de leur champ d'utilisation et leurs méthodes de dimensionnement sont essentielles pour entreprendre des études de définition des ponts à un site donné. L'exécution des données nécessaires pour l'étude d'un ouvrage nécessitent plusieurs données comme le plan de situation, les caractéristiques géométriques du pont ainsi que les données géologiques et géotechniques...etc. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, l'ingénieur recherche des solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. L'ingénieur doit répondre aux aspects : technique, économique et esthétique de l'ouvrage pour qu'il puisse aboutir au meilleur choix de conception en respectant deux facteurs importants qui sont le délai et le coût. Dans notre travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont qui représente un passage supérieur d'une route rurale en appliquant les connaissances requises dans le domaine des travaux publics conformément aux réglementations techniques utilisées en Algérie et en exploitant des logiciels de calcul selon le besoin.

Dans le cadre de nos études, nous essayons d'effectuer la conception et l'étude d'un pont à une seule travée isostatique à poutres multiples en béton précontraint par post tension traversant un chemin rural sur franchissant **l'OUED DJEDDI sur RN 03 au PK 343+900** Wilaya de **Biskra**. Le mémoire sera divisé en douze chapitres suivant un cheminement logique des étapes de travail commençant par une recherche sur les ponts suivi par une conception du pont et présentation de l'ouvrage, ainsi une définition des caractéristiques des matériaux puis une évaluation des charges et surcharges et répartition transversale des efforts une étude de la précontrainte, et enfin étude de la culée En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est garanti par le respect des règles et de normes spécifiques. Mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

Introduction:

Afin de construire des routes, divers obstacles sont rencontrés : oueds ou rivières, montagnes, chemins de fer et autres voies. Afin de les surmonter, des constructions artificielles sont érigées, connues sous le nom d'Ouvrage d'Art.

Ponts, tunnels, buses, dalots.

Un pont est un édifice qui permet de traverser une dépression, un obstacle naturel ou une autre voie de circulation terrestre ou maritime.

Son contenu est divisé en deux parties principales :

- La Superstructure : Englobe tout ce qui se trouve au-dessus des appareils d'appui ou "Tablier".
 - L'infrastructure est composée de tout ce qui se trouve sous les appareils d'appui, comprenant la "Culée" qui sert d'appui de rive, la "Pile" qui sert d'appui intermédiaire et les "Fondations".
- Ponts à poutres en acier

I. Présentation générale du projet :

I. 1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage en question est un pont isostatique à poutre en béton précontraint franchissant Oued Djedi situé sur la RN 3, plus précisément au PK 343+900 à environ 5 km de La commune d'Oumache, dans la Wilaya de Biskra.

L'axe de la voie portée est droit (en plan).



Fig. I.1 : vue en plan de l'ouvrage sur Google Earth

I. 2. Description de l'ouvrage :

Il s'agit d'un pont à poutres (post tension) composé de dix travées isostatiques en béton Précontraintes, dont la portée de chaque travée est de 32,50 m.

- C'est un ouvrage de dédoublement.
- Notre ouvrage a une longueur totale de 365 mètres.
- La section transversale de la travée à une largeur de 14mètres et elle est formée par 9 poutres de 1.50 mètres d'hauteur.
- Une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur et 8 cm de revêtement.
- La largeur roulable est de 10.5 m avec deux trottoirs de 1.75m.
- Largeur totale : 14m

II. Reconnaissance du site :

II. 1. Les données naturelles : la reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type d'ouvrage correspondant ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

II.1.1. Données climatiques :

a) La température :

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis. L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone à température variante.

b) La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction), le site abritant notre ouvrage est tout prêt du littoral, donc il n'y a pas de neige

c) Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge, R.C.P.R article 3.2.1 :

-2,00 KN/m² pour les ouvrages en service

-1,25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction

II.1.2. Données géotechniques :

L'étude géotechnique, comme tout projet d'ouvrage d'arts, nous fournit les résultats de reconnaissance qui doivent fournir les informations les plus précises sur le terrain naturel afin de faire le bon choix du système d'ouvrage. Les recherches géologiques et géotechniques jouent un rôle essentiel dans la mise en place des fondations et leur fonctionnement mécanique, ce qui a permis de mettre en évidence les formations suivantes sur l'un des sondages.

- 0,00m - 2,50 m : Terre végétale.
- 2,50 m- 4,00 m : Alternance de-grés, durs et friables.
- 4,00m - 7,00 m : Marne argileuse brunes, fossilifères.
- 7,00m - 23,10 m : Facies calcaro-schisteux avec des passages très tendres fractures.

II.1.3. Données sismologiques :

On connaît bien l'activité sismique dans toute l'Algérie du Nord, notamment dans notre région d'étude. Situé à la frontière des communes de Tamezguida et Hamdania, le site du projet est situé dans la zone sismique II-b de l'annexe B du D.T.R. – R.P.O.A. 2008.



Fig.I.2 : zone sismique de l'ouvrage

II. 2. Les données fonctionnelles :

Ces données sont fixées par le maître de l'ouvrage, et on distingue :

- Données relatives à la portée : le profil en travers, le profil en long, et le tracé en plan
- Données relatives à l'obstacle franchis : les gabarits à respecter et les ouvertures

a) Le profil en long

Il exprime la variation de l'altitude de l'axe de roulement en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles. Ce pont comporte 10 travées de 32,40m ce qui nous donne une longueur totale de 356 m muni de deux culées remblayées et 9 piles.

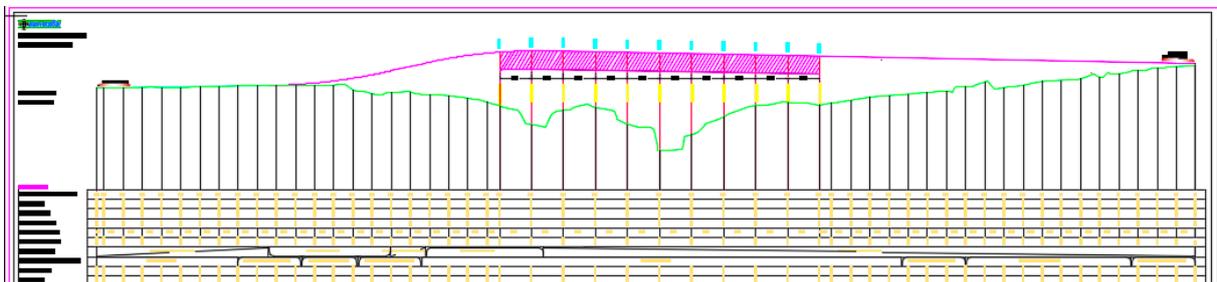


Fig.I.3 : profil en long

b) Le tracé en plan :

En plan, l'ouvrage est un pont à une légère courbure comme le montre la figure ci-dessous :

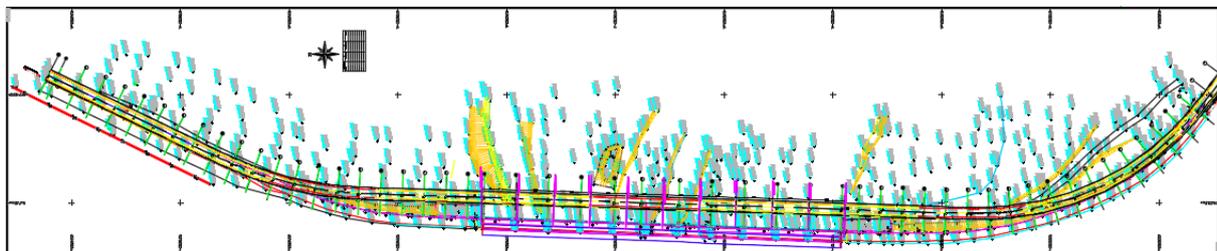


Fig.I.4 : tracé en plan

c. Le 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.

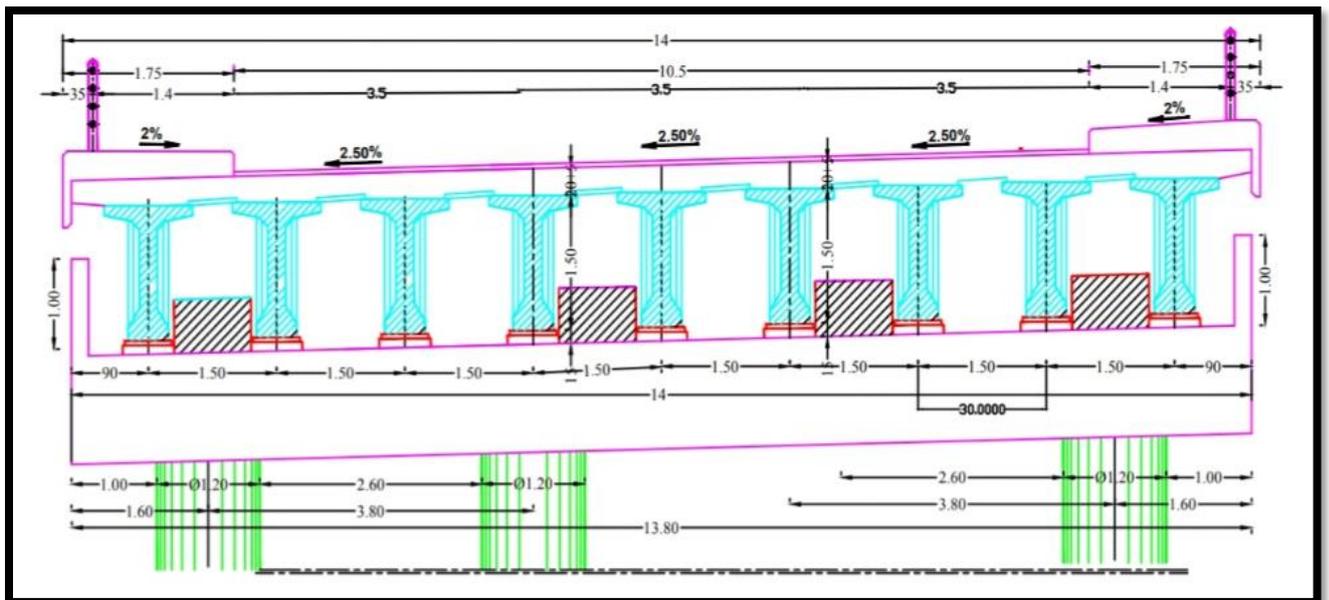


Fig.I.5 : profil en travers

II. 3. Données relatives à l'obstacle franchit :

Tirant d'air : Il s'agit d'espace libre à réserver sous l'intrados du tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre. On doit réserver sous l'intrados du tablier et le niveau des hautes eaux connues (NHEC) une distance de sécurité minimale qui **vaut 1,5m selon le RCPR.**

Chapitre II :

Conception de l'ouvrage

Introduction :

La conception d'un pont consiste en une approche interactive visant à optimiser techniquement et économiquement l'ouvrage projeté en fonction de toutes les contraintes à respecter et des différents types de ponts à envisager, afin de sélectionner le type de pont le plus adapté.

La solution qui découle de l'analyse de ces deux ensembles est choisie. Il s'agit d'une opération de synthèse qui implique de nombreux paramètres qui requièrent le jugement et l'expérience des ingénieurs responsables.

I. Choix de type de l'ouvrage :

Le choix d'un type d'ouvrage est conditionné par des critères techniques quantifiables suivants :

- L'économie.
- L'entretien et la réparation.
- L'exécution des travaux.
- La durée d'exécution.
- Le cout d'étude et la réalisation.
- L'esthétique.

Toutes en tenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles imposés à l'ouvrage comme :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails.....etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

II. Conception du tablier :

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme des tabliers à concevoir, mais nous limiterons aux variantes suivantes :

- Variante n° 1 : Pont mixte a poutres métalliques
- Variante n° 2 : Pont à poutres en béton précontraint à travée indépendante.

II.1. Variante n° 1 : Pont mixte à poutres métalliques:

Avantage :

- Une fois que les poutres sont en acier, la structure est plus légère, ce qui permet d'envisager un nombre réduit des appuis avec des formes simplifiées des poutres.
- La conception de ce type d'ouvrage nous permet encore sur le plan esthétique, une bonne symétrie en élévation.
- La structure résiste bien à la traction.

Inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Le coût de réalisation est élevé, grâce au prix d'aciers.
- Une nécessité constante des vérifications de la stabilité de la structure pendant les grands moments de montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier avec une demande de mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Une petite durée pour effectuer des entretiens périodiques.
- Sensible aux tassements différentiels.

II.2. Variante n° 2 : Pont à poutres en béton précontraint à travées indépendantes:

Dans la famille des ponts à poutre sous chaussée en béton, on trouve les ponts à poutre en précontraint du type VIPP. Où le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constantes, qui sont solidarifiées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ce type de pont nous permet d'avoir des travées indépendantes des portées comprises entre 30 à 50 mètres latéralement ou bilatéralement. Avec des poutres plus souvent parallèles et équidistantes. Ces poutres comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi confectionnées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes. Bien conseillés pour les ponts franchissant une rivière.

Avantage :

- Réduit le nombre d'appuis.
- Évite l'échafaudage et des coffrages difficiles à réaliser.

- Diminue la quantité des armatures.
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage Puisqu'il
- est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très
- économiques.

Inconvénients :

- La nécessité du personnel bien qualifiée pour l'exécution de la précontrainte.
- La difficulté de réparation des parties endommagées du béton.
- Ce type d'ouvrage est bien plus lourd que les ponts métalliques.
- La nécessité d'attendre 28 jours, pour qui le béton puisse acquérir ces qualités
- mécaniques.

a. Pont à poutre en béton précontrainte par pré-tension :

Par rapport à la précontrainte par post tension, la précontrainte par pré-tension assure une bonne adhérence entre l'acier de précontrainte et le béton. Elle présente également une économie en matière de gaines, de dispositifs d'ancrage et de l'opération d'injection de coulis.

Par ailleurs, ce procédé nécessite des installations très lourdes, ce qui limite le choix des formes des pièces à précontrainte. L'inconvénient majeur de ce procédé réside dans la difficulté de réalisation des tracés courbes pour les armatures de précontrainte et le réglage de l'intensité de l'effort de précontrainte une fois le béton est durci.

b. Pont à poutre en béton précontrainte par post-tension :

- Ce procédé à l'avantage de pouvoir mettre en place les armatures de précontrainte selon des tracés courbes sans perte de leurs positions après coulage de béton.
- Comme c'est sur la pièce elle-même que s'appuient les vérins de précontrainte, ce procédé ne demande aucune installation fixe.
- La précontrainte par post tension permet le choix des différentes formes pour les pièces à précontrainte
- Avant la mise en service de la pièce, ce procédé permet le réglage de l'effort de précontrainte suivant l'évolution des charges que va supporter l'élément.

Dans notre ouvrage on choisit un pont à poutre en béton précontrainte par post-tension .

III. Conception de la culée:

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant.

Les éléments constituant la culée :

- Mur garde grève
- La dalle de transition
- Le corbeau
- Le mur en retour
- Le mur frontal

La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories :

a. La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

b. La fonction technique :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

Il existe deux types de culées :

1. Culée enterrée:

La culée est constituée uniquement par un mur garde grève, un chevêtre et des poteaux

remblays qui remplacent le mur de front.

L'utilisation de ces culées nécessite un allongement du tablier souvent compensé par l'économie réalisée sur les appuis du fait d'une réduction considérable de la poussée des terres.

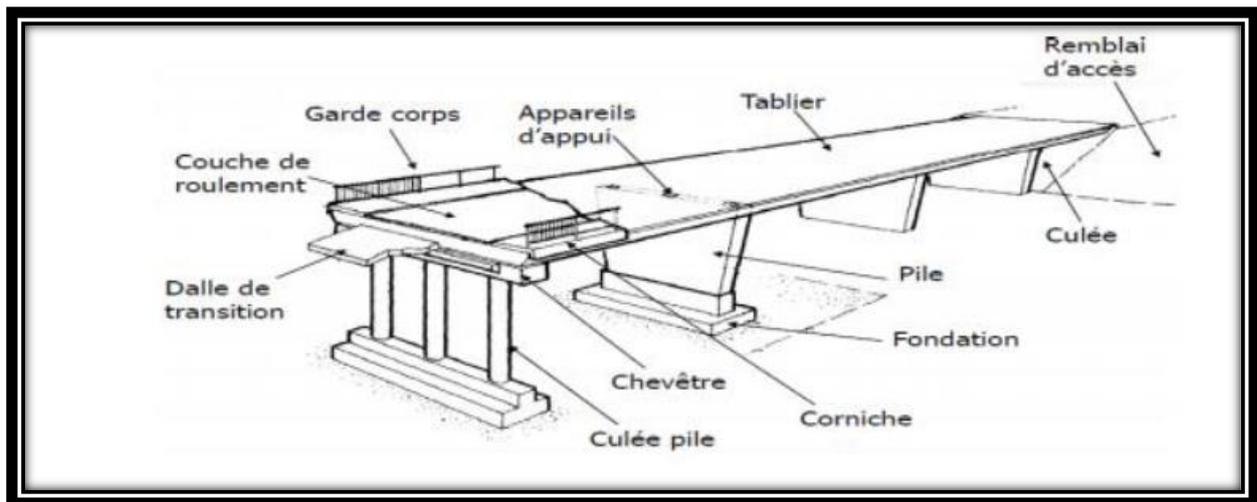


Fig. II.1.culée enterrée

2. Culée remblayée:

C'est le type de culée courante qui s'appuie sur le terrain par l'intermédiaire d'une semelle en béton armé.

Les murs en retour sont fondés sur le terrain ou accrochés en encorbellement sur le mur de front et ils participent à l'équilibre d'ensemble en stabilisant le mur de front.

Une culée remblayée assure à la fois une fonction porteuse et une fonction de soutènement de remblai.

Pour que l'effort transmis à la fondation ne soit pas déséquilibré, on peut jouer sur la dimension des murs en retour et celle de partie arrière de la semelle. Pour cela, il convient d'avoir présent à l'esprit la cinématique de construction d'une culée.

Une culée remblayée ne peut se concevoir que pour une hauteur limitée à une dizaine de mètres. Au-delà les quantités à mettre en œuvre deviennent trop importantes. Il sera plus économique d'allonger le tablier et de passer à des culées enterrées qui s'adaptent à des hauteurs de remblais quelconques.

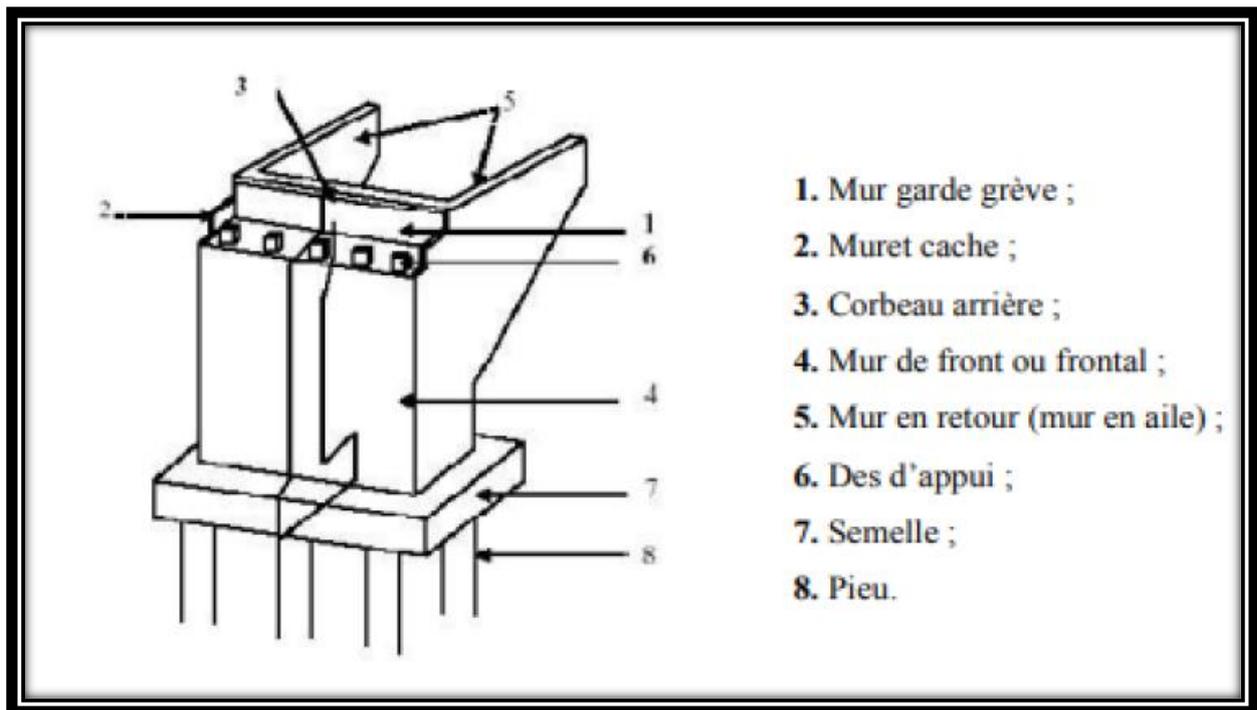


Fig. II.2.culée remblayée

Le choix de type de la culée par résulte d'analyse de :

- La nature et la mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Pour notre projet on choisit la culée remblayée.

I. Conception de la pile:

Est un appui intermédiaire, a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation. la conception des piles est fonction d'un très grand nombre des critères : mode de construction du tablier, urbain ou rural, hauteur de la brèche franchir, mode d'exécution des fondations, liaison avec le tablier.

Il y a deux types de piles ; les piles de type voile et les piles de type poteau.

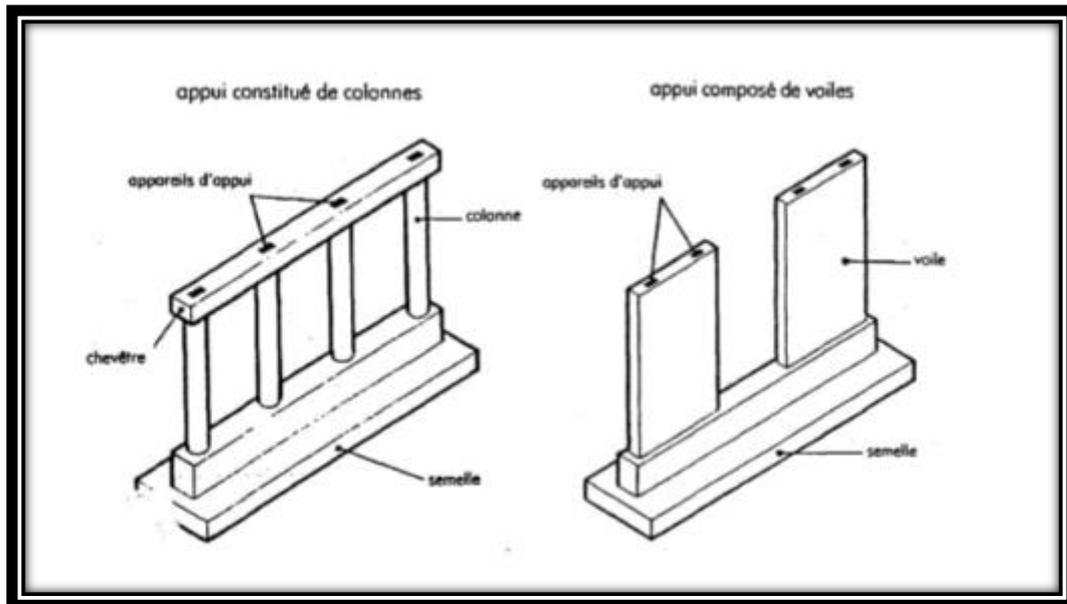


Fig.II.3.pile de type (poteau et voile)

Le choix de types des piles fait appel à quatre critères :

- critères géométriques.
- critères mécaniques.
- critères économiques.
- critères esthétiques.

Dans notre ouvrage on choisit une pile de type poteau (3 futs).

Conclusion :

Après avoir examiné attentivement les différentes options présentées précédemment, nous avons opté pour le pont à poutres en béton précontraint à travée indépendante, avec un type de culée "remblayée" et un type de pile "poteau". Cette variante présente de nombreux avantages qui répondent à ces critères aux exigences requises.

Chapitre III :
Caractéristiques des matériaux

I. Caractéristiques des matériaux :

I.1 Le béton :

Dans les matériaux plus utilisée dans le domaine des BTP en trouve le béton. Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions étudiées de ciment, de granulats (sable, gravier) et l'eau, le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction. Et, grâce à sa grande maniabilité et la facilité de mise en œuvre, il nous offre la possibilité d'avoir des formes diversifiées. Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé,

sauf que l'on utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges et surcharges. Le module

d'élasticité longitudinal est élevé, pour réduire les pertes de tension des aciers.

Pour le béton, le dosage du ciment sera de 400 kg/m³.

Densité : La masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} , elle est choisie a priori tenu compte des possibilités locales, et des règles de

contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

➤ La résistance caractéristique à la compression :

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$F_{c28} = \begin{cases} \begin{cases} 35 \text{ MPA} \\ 25 \text{ MPA} \end{cases} \dots \dots \text{si } j \geq 28j \\ f_{c28} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \dots \dots \text{si } j \geq 28j \end{cases}$$

Avec :

$$F_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPA} & \text{pour le béton de la superstructure} \\ 37 \text{ MPA} & \text{pour le béton d'appuieset la fondation} \end{cases}$$

➤ La résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{t28} = \begin{cases} 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7 \text{ MPa} \\ 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Contrainte de calcul à l'ELU :**

$$f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \theta \times \gamma_b$$

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 1 et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{en situation accidentales} \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} \begin{cases} 14.16 \text{ MPA en situation durables ou transitoires pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \\ 18.47 \text{ MPA en situation accidentales pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \end{cases} \\ \begin{cases} 19.83 \text{ MPA en situation durables ou transition pour } f_{c28} = 35 \text{ MPA} \\ 25.86 \text{ MPA en situation accidentales pour } f_{c28} = 35 \text{ MPA} \end{cases} \end{cases}$$

➤ **Contrainte de calcul pour l'E.L.S :**

$$\sigma_b = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quand au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur.

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU)

✓ **Module de déformation longitudinale du béton E :**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa}$$

Module de déformation différée (longue durée):

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa}$$

I.2 L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages de 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 afin de limiter la fissuration, et de répondre aux exigences normatives qui correspondent au ferrailage minimal d'une section de béton.

I.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).

➤ La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 sa limite élastique égale à 400 MPa. Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s , tel que :

$\gamma_s = 1 \Rightarrow$ situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$ situations durables ou transitoires.

➤ Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte limite de traction :

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

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3f_e}; 110(nf_{tj})^{\frac{1}{2}} \right)$

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2f_e}; 90(nf_{tj})^{\frac{1}{2}} \right)$

Avec : $n = 1$ Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1.6$ Aciers à haute adhérence.

I.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 :

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

f_{prg}: La limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1860 MPa

f_{peg}: La limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1650 MPa

Ses limites sont garanties par ALGA.

➤ La limite élastique :

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, on définira 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

➤ **Module de Young :**

Le module d'élasticité longitudinal **E_P** des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_P = 200\,000$ MPa pour les barres.

$E_P = 190\,000$ MPa pour les torons

Chapitre IV:

Caractéristiques De la poutre

Pré dimensionnement de la poutre :

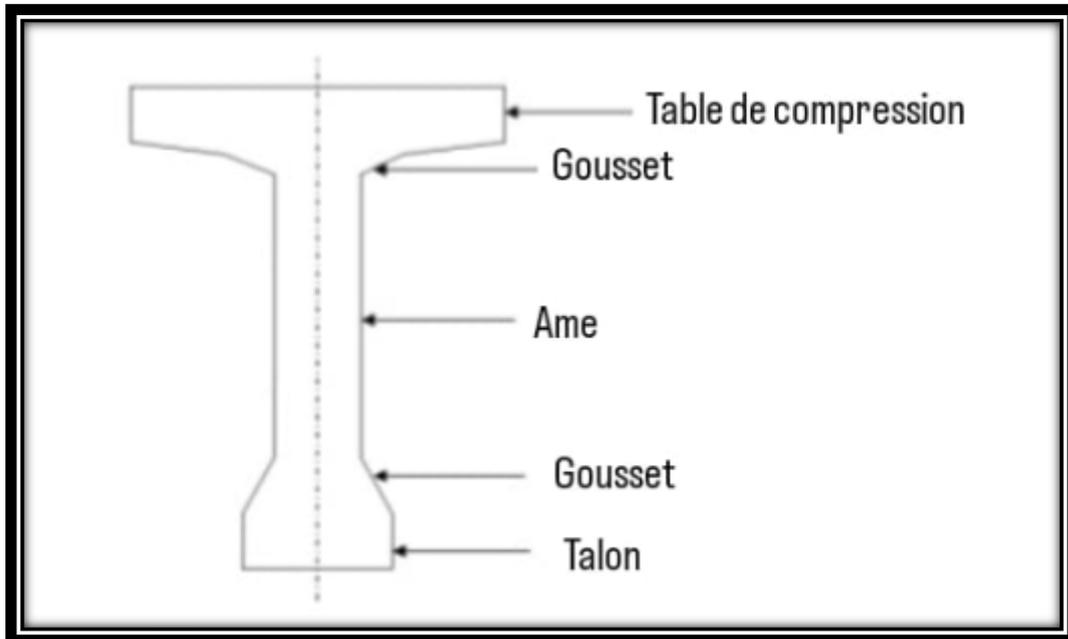


Figure IV-1 coupe transversale d'une poutre

1. Hauteur de la poutre :

L'élancement des poutres varie entre : $\frac{L}{22} \leq ht \leq \frac{L}{16}$

L : la longueur de la poutre.

L = 32.40m

$$\frac{L}{22} \leq Ht \leq \frac{L}{16}$$

$$1.47 \leq Ht \leq 2.025$$

On prend la hauteur de la poutre : $Ht=1.5m$

2. Nombre et espacement des poutres :

Le nombre des poutres dépend essentiellement de largeur du tablier et la position des Poutres de rive.

L'espacement entre les poutres est donné par la formule suivante :

$$1.5 \leq E \leq 2.5$$

On prend : $E = 1.50m$

Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante :

$$N = \frac{la}{E} + 1$$

Avec :

La : est la distance entre appuis de rive $La=12m$

E : Espacement entre les poutres (entre axe)

N : nombre de poutre $N= (12/ 1.5) +1 =9$ poutres

$N=9$ poutres

3. Epaisseur de l'hourdis(Hh)

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 précontrainte).

$Hh \geq 0.15m$ l'encrage de barrière nécessitant une épaisseur

$Hh=0.25m$.

4. Largeur de la table de compression(b) :

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre et réduire la largeur du l'hourdis coulée en place.

$$0.6ht < b \leq 0.7ht$$

$$0.9 < b \leq 1.05$$

Avec :

B : Largeur de la table de compression

On prend : $b=1.03m$

5. Epaisseur de la table de compression(e) :

$$10cm \leq e \leq 15cm$$

Dans notre cas, on prend $e=11cm$

6. Epaisseur de l'âme (b0) :

- Epaisseur de l'âme niveau de l'appui : $0.40 < b0 < 0.50 \Rightarrow b0=0.47m$
- Epaisseur de l'âme à mi travée : $0.15 \leq b0 \leq 0.25 \Rightarrow b0=0.21m$
- Epaisseur à l'intermédiaire : $0.25 < b0 \leq 0.35 \Rightarrow b0=0.35$

7. Largeur du talon :

$$0 \leq Lt \leq 60cm \Rightarrow \text{on prend } Lt=47cm$$

Donc $Lt=0.47m$

8. Epaisseur du talon (et) :

$$10cm \leq et \leq 20cm \Rightarrow \text{on prend } et=15c$$

Donc $e = 0.15m$

9. Membrure supérieure de la poutre :

9.1 Gousset :

9.1.1 Gousset de la table de compression :

- Travée :

$$\begin{cases} \alpha_1 = 45 \\ e_1 = 6cm \end{cases} \quad \begin{cases} \alpha_2 = 79.05^\circ \\ e_2 = 10cm \end{cases}$$

-A l'intermédiaire :

$$\begin{cases} \alpha_1 = 45 \\ e_1 = 6cm \end{cases} \quad \begin{cases} \alpha_2 = 79.05^\circ \\ e_2 = 3cm \end{cases}$$

-A l'appui :

$$\begin{cases} \alpha_0 = 79.05^\circ \\ e_0 = 6cm \end{cases}$$

9.1.2 Gousset du talon :

-Travée :

$$\begin{cases} \alpha_0 = 56.98^\circ \\ e_0 = 20cm \end{cases}$$

-A l'intermédiaire :

$$\begin{cases} \alpha_0 = 56.98^\circ \\ e_0 = 9cm \end{cases}$$

10. Hourdis (la dalle) h_0 :

$20 \leq h_0 \leq 30$ \longrightarrow On prend : 25cm

❖ **Détermination des caractéristiques de la poutre :**

NOTATION :

(Δ) : L'axe pris au niveau de la fibre inférieur extrême.

(I/Δ) : Moment d'inertie par rapport (Δ) .

$$I/\Delta = I_0 + B \cdot Z^2$$

S/Δ : Moment statique par rapport (Δ)

$$S/\Delta = B \cdot Z$$

I_0 : Moment d'inertie par rapport le centre de gravité.

-pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{12}$

-pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{36}$

$$V' = (S/\Delta)/B$$

$$V = h - V'$$

$$I_G = I\Delta - S/\Delta \cdot V'$$

B : section de la poutre

B (nette) : B (brute) - 5% B (brute)

S/Δ (nette) = S (brute) - 5% S/Δ (brute)

$$\rho = I_G / BVV'$$

i^2 = rayon de gyration.

$$I^2 = I_G / B$$

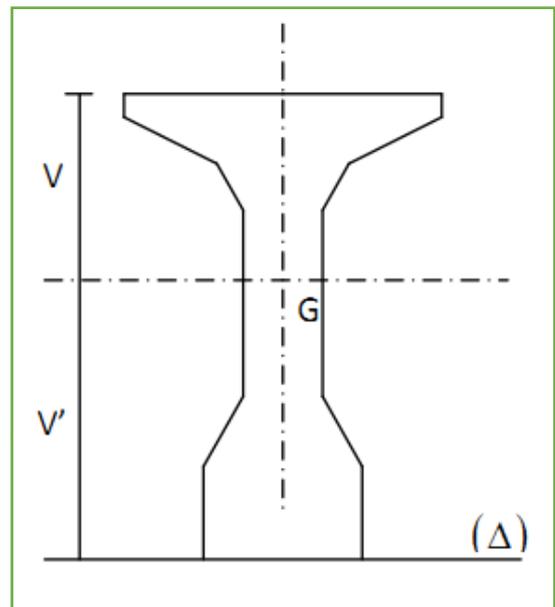
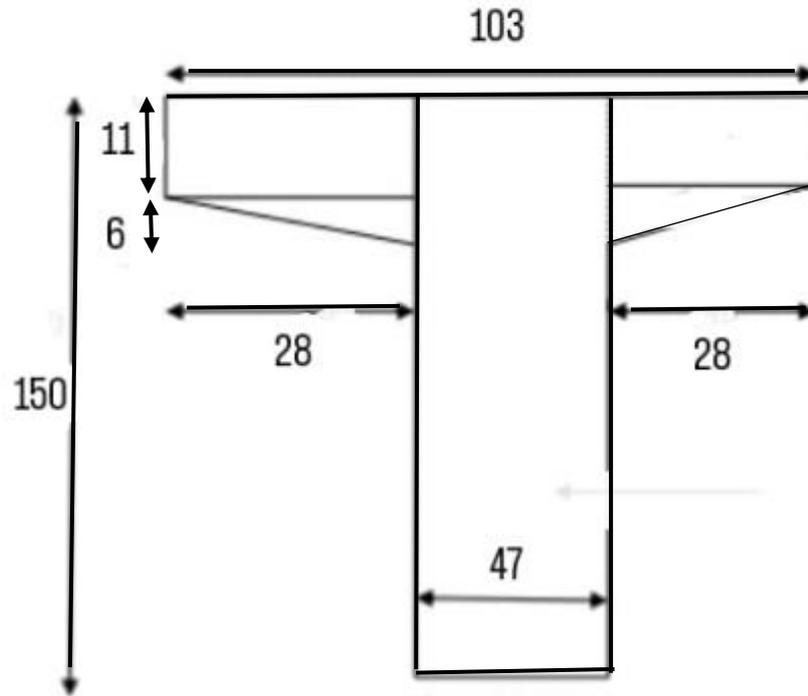


Figure IV-2 Position de l'axe

Caractéristiques géométriques de la poutre :

A/ Poutres sans hourdis :

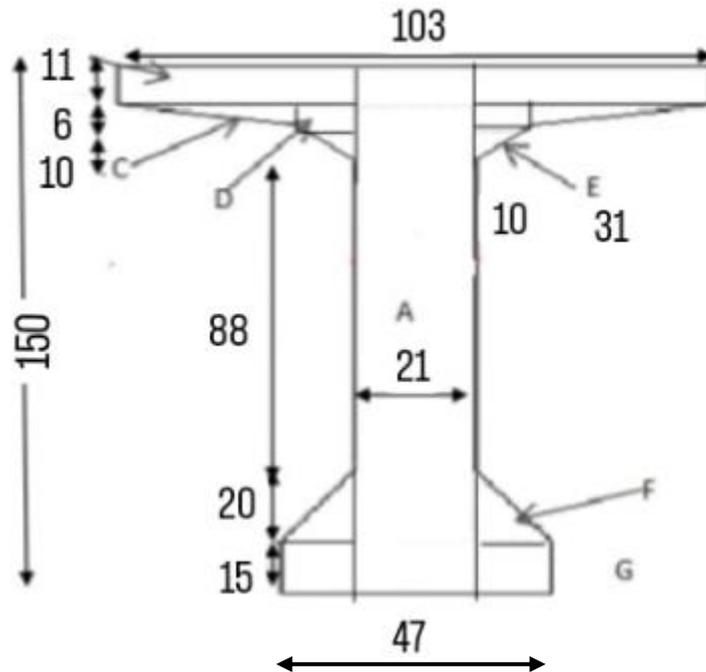
➤ Section d'about :



désignation	Dimension (cm)		B=b.h (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ (cm ⁴)
	b	h					
1x1	47	150	7050	75	528750	13218750	52875000
2x2	28	11	308	144,5	44506	3105,66667	6434222,67
3x2	28	6	168	137,5	23100	168	3176418
B brute			7526				
B nette			7149,7				
S/Δ brute					596356		
S/Δ nette					566538,2		
I/Δ brute							62485640,7
I/Δ nette							59361358,6

I _G (cm ⁴)	V'	V	i ² (cm ²)	ρ(%)
15230727,2	79,2394366	70,7605634	2023,74797	0,36093065

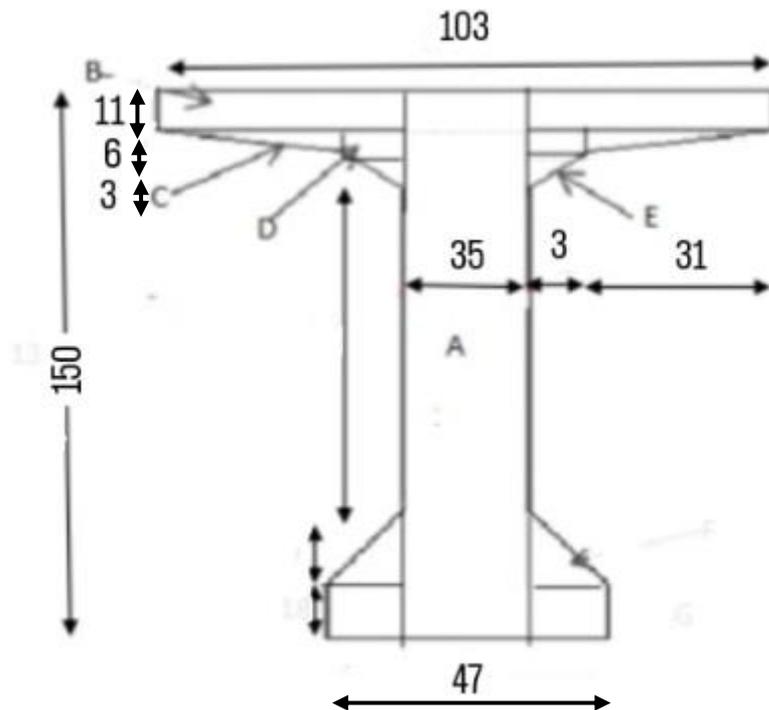
➤ Section à mi travée :



désignation	Dimension (cm)		B=b.h (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ (cm ⁴)
	b	h					
1x1	41	150	6150	75	461250	11531250	46125000
2x2	31	6	186	137,5	25575	186	3516748,5
3x2	10	6	60	136	8160	180	1109940
4x2	10	10	100	129,5	12950	277,777778	1677302,78
5x2	13	20	260	121,67	31634,2	2888,88889	3851822
6x2	13	15	195	7,5	1462,5	3656,25	14625
7x2	41	11	451	144,5	65169,5	4547,58333	9421540,33
B brute			7402				
B nette			7031,9				
S/Δ brute					606201,2		
S/Δ nette					575891,14		
I/Δ brute							65716978,6
I/Δ nette							62431129,7

I _G (cm ⁴)	V'	V	i ² (cm ²)	ρ(%)
16070951,2	81,8969468	68,1030532	2171,16336	0,38927652

➤ Section médiane :



désignation	Dimension (cm)		B=b.h (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ (cm ⁴)
	b	h					
1x1	35	150	5250	75	393750	9843750	39375000
2x2	31	6	186	137,5	25575	186	3516748,5
3x2	3	6	18	136	2448	54	332982
4x2	3	3	9	132	1188	2,25	156818,25
5x2	6	9	54	18	972	121,5	17617,5
6x2	6	15	90	7,5	675	1687,5	6750
7x2	34	11	374	144,5	54043	3771,16667	7812984,67
B brute			5981				
B nette			5681,95				
S/Δ brute					478651		
S/Δ nette					454718,45		
I/Δ brute							51218900,9
I/Δ nette							48657955,9

I _G (cm ⁴)	V'	V	i ² (cm ²)	ρ(%)
12913136	80,0285905	69,9714095	2159,02625	0,38556014

B /poutres avec hourdis :

➤ Section d'about :

désignation	Dimension (cm)		B=b.h (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ (cm ⁴)
	B	h					
Poutre			7050		528750		52875000
hourdis	150	25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750
B brute			10800				
B nette			10260				
S/Δ brute					1138125		
S/Δ nette					1081218,75		
I/Δ brute							152093750
I/Δ nette							144489063

I _G (cm ⁴)	V'	V	i ² (cm ²)	ρ(%)
32155924,5	105,381944	69,6180556	2977,40041	0,40583467

➤ **Section à mi travée :**

désignation	Dimension (cm)		B=b.h (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ (cm ⁴)
	B	h					
Poutre			7402		606201,2		65716978,6
hourdis	150	25	3750	162,5	609375	312,5	99023750
B brute			11152				
B nette			10594,4				
S/Δ brute					1215576,2		
S/Δ nette					1154797,39		
I/Δ brute							164740729
I/Δ nette							156503692

I _G (cm ⁴)	V'	V	i ² (cm ²)	ρ(%)
32242029	109,000735	65,9992647	2891,1432	0,40188434

➤ **Section médiane :**

désignation	Dimension (cm)		B=b.h (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ (cm ⁴)
	b	h					
Poutre			5981		478651		51218900,9
hourdis	150	25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750
B brute			9731				
B nette			9244,45				
S/Δ brute					1088026		
S/Δ nette					1033624,7		
I/Δ brute							150437651
I/Δ nette							142915768

I _G (cm ⁴)	V'	V	i ² (cm ²)	ρ(%)
28785140,7	111,810297	63,189703	2958,0866	0,41868053

CHAPITRE V :

Calcul des charges et surcharges

Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être :

- **Les charges permanentes** : aussi appelée charges mortes correspond à celles qui sont toujours présente sur l'ouvrage, qui correspond bien souvent, a son poids propre. En fait, c'est l'ossature d'un ouvrage qui reprend tous les efforts qui lui sont soumis et qui lui garantisse sa géométrie globale quel soit l'effort. En cas de exemple, sur un pont les charges permanentes sont : les poids propres des poutres, hourdis, de l'asphalte pour le revêtement de la chaussé, garde-corps etc.
- **Les charges variables** : sont des charges mobiles agissant sur la structure dans un moment donné. En comprend par-là, les surcharges due à l'exploitation de l'ouvrage et les actions accidentelles tel qui :
 - ✚ Le système A (L) ;
 - ✚ Le système de charges B (bc ; bt ; br) ;
 - ✚ Le système militaire Mc 120 ;
 - ✚ La surcharge du trottoir ;
 - ✚ La charge exceptionnelle D 240 ;
 - ✚ L'effet du séisme et du vent ;

1. Calcul des charges :

1.1 Calcul des charges permanentes (CP)

a) les poutres :

La longueur de poutre est 32.40m (D'après le plan)

Donc on a divisé la longueur sur deux.

L=16.2m pour faciliter le calcul de P.

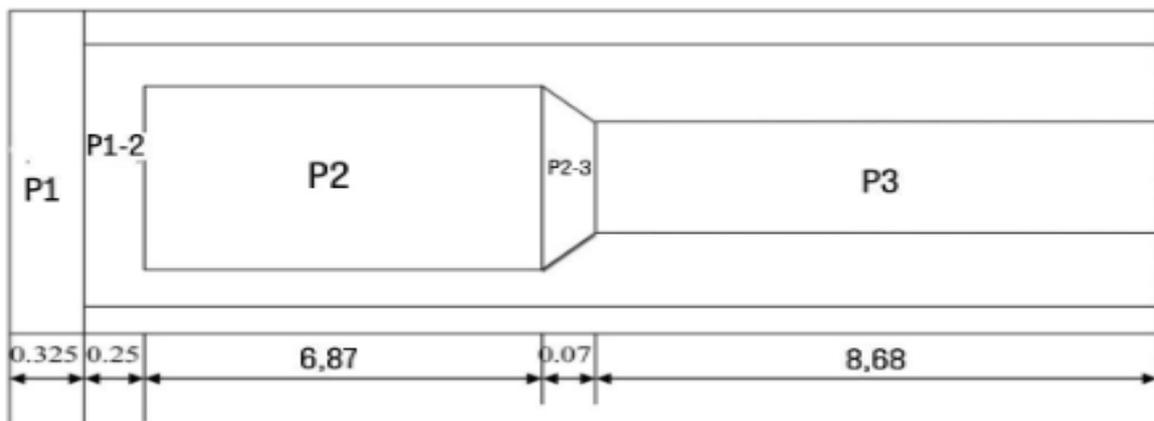


Fig. V.1 Dimensions de poutre (D'après le plan)

- 1) Section d'about = 0.7526m^2
- 2) Section médiane = 0.5981m^2
- 3) Section à mi travée = 0.7402m^2

$$P_t = (P_1 + P_2 + P_3 + P_{1-2} + P_{2-3}) \times 2$$

$$P = L_i \times \text{poids volumique} \times \text{la surface de } S_i$$

L_i : la longueur de section

$$\text{Donc : } P_1 = 0.325 \times 2.5 \times 0.7526 = 0.6115\text{t}$$

$$P_2 = 6.87 \times 2.5 \times 0.5981 = 10.2724\text{t}$$

$$P_3 = 8.68 \times 2.5 \times 0.7402 = 16.0623\text{t}$$

$$P_{1-2} = 0.25 \times 2.5 \times (0.7526 + 0.5981) / 2 = 0.4221$$

$$P_{2-3} = 0.07 \times 2.5 \times (0.5981 + 0.7402) / 2 = 0.1171$$

Pour la totalité de la poutre :

$$P_p = 2 \times (0.6115 + 10.2724 + 16.0623 + 0.4221 + 0.1171) = 54.9708\text{t}$$

Et en mètre linéaire : $P = 54.9708 / 32.4 = 1.6966 \text{ t/ml}$.

Poids totale des toutes les poutres est : $1.6966 \times 9 = 15.269\text{t/ml}$.

b) la dalle :

Epaisseur de la dalle est 25cm

$$P_d = \gamma \times e \times l$$

$$P_d = 2.5 \times 0.25 \times 14 = 8.75 \text{ t/ml}$$

Donc on a la charge permanente CP :

$$CP = P_p + P_d = 15.269 + 8.75 = 24.019\text{t/ml}$$

1.2 Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

a) revêtement et étanchéité :

Poids du revêtement + chapes d'étanchéité

$$P_r = (0.06\text{m} + 0.02\text{m}) \times 2.2\text{t/m}^3 \times 14\text{m} = 1.408 \text{ t/ml}$$

b) Trottoir et corniche :

S_t : la surface du trottoir transversalement.

S_c : la surface de la corniche transversalement.

$$S_t = 0.2 \times 1.75 = 0.35\text{m}^2$$

$$S_c = 0.3 \times 0.2 = 0.06\text{m}^2$$

$$S_{t+c} = 0.35 + 0.06 = 0.41\text{m}^2$$

Donc $P_{t+c} = +P_c = 0.41 \times 2.5 \times 2 = 2.05 \text{ t/ml}$

c) garde –corps :

$$0.1 \text{ t/ml} \times 2 = 0.2 \text{ t/ml}$$

d) Glissière de sécurité :

$$0.06 \text{ t/ml} \times 2 = 0.12 \text{ t/ml}$$

On a le complément des charges permanentes

$$\text{CCP} = 1.408 + 2.05 + 0.2 + 0.12 = 3.778 \text{ t/ml}$$

1.3 Poids propre total du tablier :

$$\frac{G}{ml} = \text{CP} + \text{CCP} = 24.019 + 3.778 = 27.797 \text{ t/ml}$$

$$G = \frac{G}{ml} \times L = 27.797 \times 32.40 = 900.623 \text{ t}$$

2. Calcul des surcharges :

On va calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées caractéristiques du pont :

✚ Classe du pont :

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

Tab.V.1 classe du pont

- La largeur roulable L_r de notre pont est égale à 10.5 m donc le pont est de 1ère classe

Cas : $L_r > 7 \text{ m}$.

- Nombre de voie : $N = \frac{L_c}{3} = \frac{10.5}{3} = 3.5$ donc $N = 3$ voies

- La largeur de voie : $L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{10.5}{3} = 3.5 \text{ m}$

➤ **Système de charge A(L) :**

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

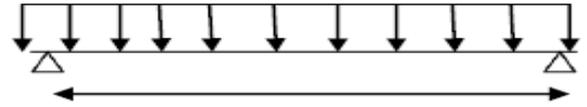
$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

Avec:

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} (\text{kg}/\text{m}^2), \text{ L : la portée} = 32.5\text{m}$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{32.5+12} = 1038.98 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$A(L) = 1.038 \text{ t}/\text{ml}$$



32.5m

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Classe	Nombre de voies chargées				
	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	5 voies
1	1.00	1.00	0.9	0.95	0.7
2	1.00	0.90	–	–	–
3	0.90	0.80	–	–	–

Tab. V.2 Coefficient de dégressivité transversal de la charge

Donc $a_1 = 0.9$

$a_2 = \frac{V_0}{V}$: est la largeur de la voie : $V=3.5\text{m}$.

V_0 : ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Classe du Pont	V_0
1 ère	3.5m
2 ème	3.0m
3 ème	2.75m

Tab. V.3 Tableau de V_0

Donc $a_2 = 3.5/3.5 = 1$

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

$$A(L) = 1.038 \times 0.9 \times 1 = 0.934$$

Donc, il y a les résultats dans le tableau :

Nombre de voies	a1	a2	A(L) $\times a1 \times a2$	Largeur de voie	A(L) (t/ml)
1	1	1	1,038	3,5	3,633
2	1	1	1,038	7	7,266
3	0,9	1	0,9342	10,5	9,8091

Tab. V.4 Les valeurs de A(L)

➤ **Système de charges B :**

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

- système Bc : ce compose de camions types.
- système Br : ce compose d'une roue isolée
- système Bt : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

□ **Système Bc :**

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation.

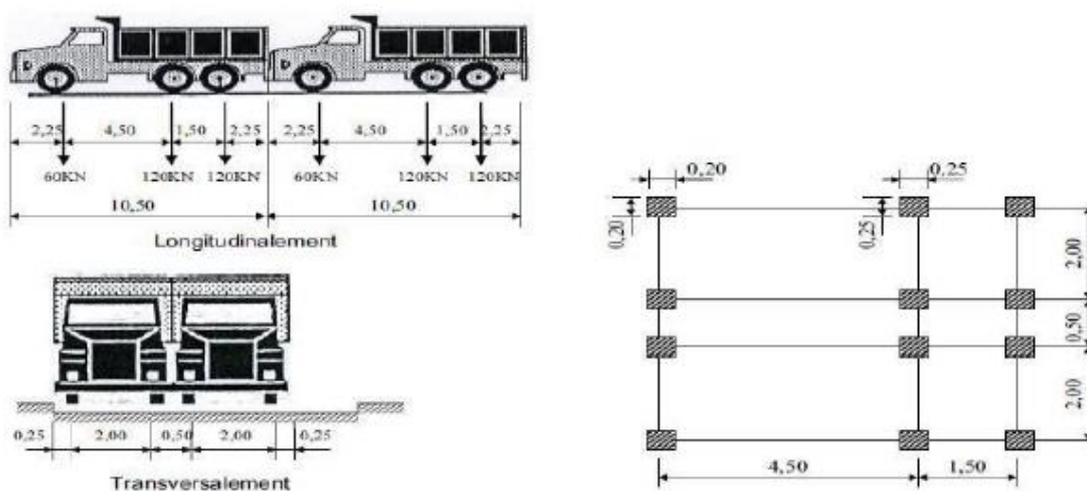


Fig. V.2 Système Bc

Chaque camion port trois essieux a roues simple ayant une masse totale de 30t donc

-Un essieu avant de 6t.

-Deux essieux arriérés de 12t chacune.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B c prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donner dans le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de fils considérés				
	1	2	3	4	≥ 5
1 ^{ère}	1.2	1.1	0.95	8	0.7
2 ^{ème}	1	1	-	-	-
3 ^{ème}	1	0.8	-	-	-

Tab .V.6 Tableau donnant le coefficient bc

Et multiplier par un coefficient de majoration dynamique δ_c donné par :

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

Avec : L : la portée du pont =32.5m.

G : sa charge permanent G=900.623t.

S : charge B maximal multipliée au préalable par bc. $S = 2 \times 30 \times \text{nombre de voies} \times bc$.

- Pour une voie chargée :

$$bc = 1.2 \quad \longrightarrow \quad S = 60 \times 1.2 = 72t.$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1+4 \cdot \frac{900.623}{72}} = 1.065$$

- Pour deux voies chargées :

$$bc = 1.1 \quad \longrightarrow \quad S = 120 \times 1.1 = 132t.$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1+4 \cdot \frac{900.623}{132}} = 1.075$$

- Pour trois voies chargées :

$$bc = 0.95 \longrightarrow S = 180 \times 0.95 = 171t.$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{900.623}{171}} = 1.081$$

N ^{bre} de voies chargée	b _c	charge par essieu (t)		
1	1,2	E. AV	6x1.2x1.065	7.668
		E. AR	12x1.2x1.065	15.336
2	1,1	E. AV	6x1.1x1.075	7.095
		E. AR	12x1.1x1.075	14.19
3	0,95	E. AV	6x0.95x1.081	6.1617
		E. AR	12x0.95x1.081	12.3234

Tab. V.7 Les charges par essieu (t) du Bc

□ **Système Br :**

Il se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact Rectangulaire (0,6×0,3) m²

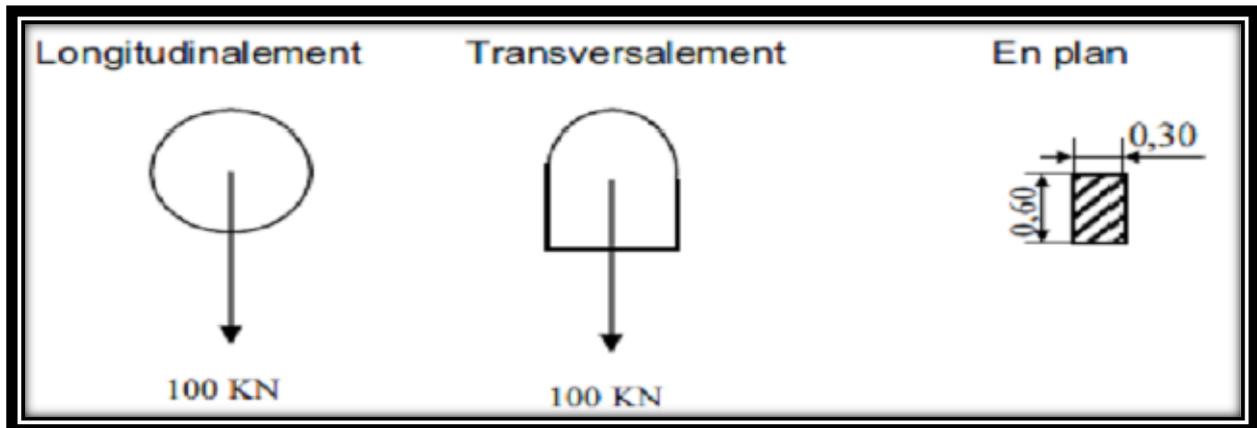


Fig. V.3 Système Br

La valeur du système Br est multipliée par le coefficient de majoration δ_c :

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{900.623}{10}} = 1.055$$

Désignation	S	δ_c	Roue (10t)
Br	10	1,055	10 x 1,055 = 10,55

Tab. V.8 Charge Br

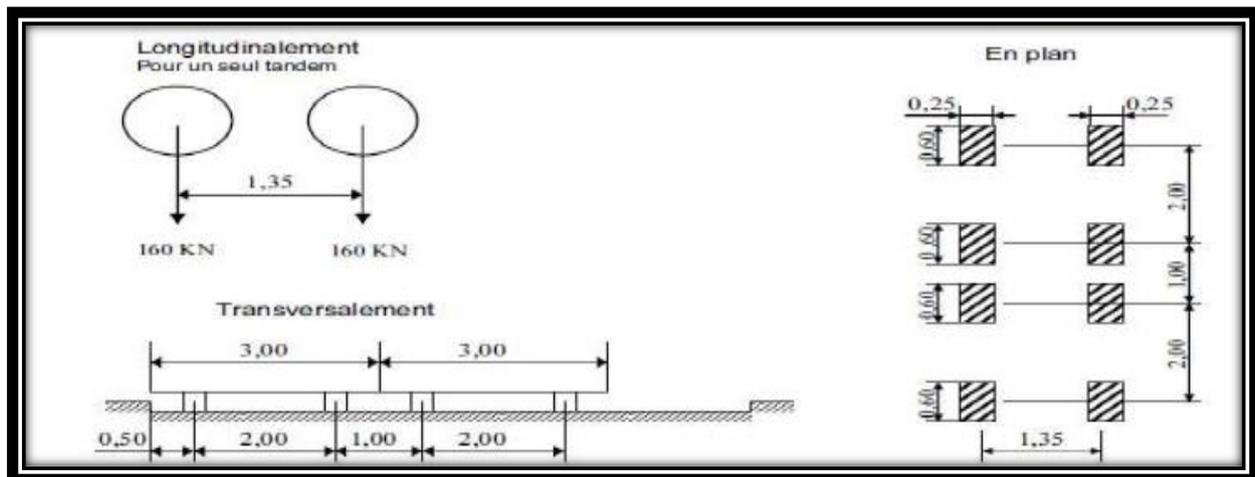


Fig. V.4 Système Bt

□ **Système Bt :**

Constitué d'un tandem qui comporte deux essieux ; le poids de chaque essieu étant 16t.

- **Longitudinalement** : un seul tandem est disposé.
- **Transversalement** : on dispose au plus 03 tandems pour les ponts supportant aux moins trois voies

Et par le coefficient de majoration dynamique δ_c :

- **Pour une voie chargée :**

$$S = s \times bt = 32 \times 1 = 32t$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1 + 4. \frac{900.623}{32}} = 1.059$$

- **Pour deux voies chargées :**

$$S = s \times bt = 32 \times 2 = 64t$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1 + 4. \frac{900.623}{64}} = 1.064$$

- **Pour trois voies chargées :**

$$S = s \times bt = 32 \times 3 = 96t$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1 + 4. \frac{900.623}{96}} = 1.069$$

Désignation	s	bt	δ_c	Essieu (16t)
1 tandem	32	1.00	1.059	16.944
2 tandem	64	1.00	1.064	34.048
3 tandem!	96	1.00	1.069	51.312

Tab. V.9 surcharge Bt

□ **Système militaire Mc 120 :**

Deux chenilles de masse 110t

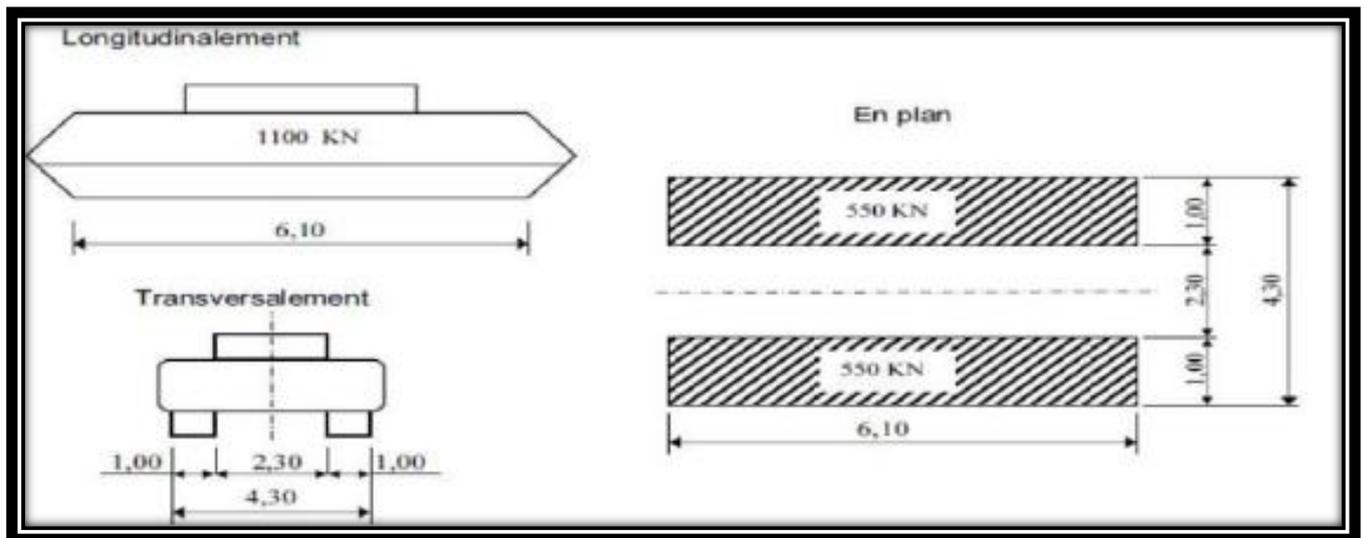


Fig. V.5 Système Mc120

Les charges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

$L=32.5m.$, $G=900.623t$, $S=110t$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{900.623}{110}} = \mathbf{1.071}$$

$$\mathbf{P = 110 \times 1.071 = 117.81}$$

$$Q/ml = 117.81 / 6.10 = 19.313t/ml$$

□ **Système des charges exceptionnelles D240 :**

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,60m de long.

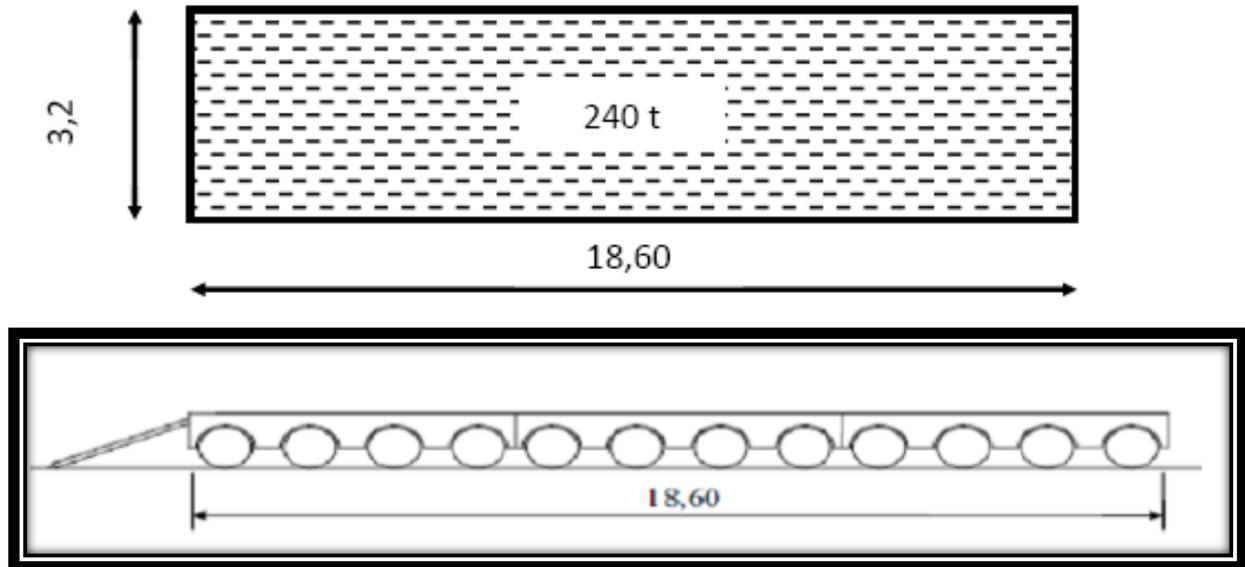


Fig. V.6 Système des charges exceptionnelles D240

$$Q/ml = 240/18.6 = 12.903 \text{ t/ml.}$$

□ **Surcharges sur le trottoir :**

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m² Largeur du trottoir est 1,75 m.

▪ **Pour 1 trottoir chargé :**

$$P = 0.15 \times 1.75 = 0.263 \text{ t/ml}$$

▪ **Pour 2 trottoirs chargés :**

$$P = 2 \times 0.263 = 0.526 \text{ t/ml}$$

□ **l'effort de freinage :**

L'effort de freinage correspondant à la charge A(L) est égale à :

$$Fr = F \times A(L), \text{ avec } F = \frac{1}{20 + 0.0035 \times S} \text{ et } S = Lr \times L \text{ (la surface chargée m}^2\text{).}$$

	A (L) (t)	S (m ²)	F	F _F (t)
1 voie	$3,633 \times 32,5 = 118,072$ 5	$3,5 \times 32,50 = 113,75$	0,049	5,785
2 voies	$7,266 \times 32,5 = 236,145$	$7 \times 32,50 = 227,5$	0,048	11,335
3 voies	$9,8091 \times 32,5 = 318,79$ 6	$10,5 \times 32,50 = 341,25$	0,047	14,983

Tab. V.10 Effort de freinage

3. calcul des éléments de réductions dus aux charges permanentes :

3.1) poutre seule :

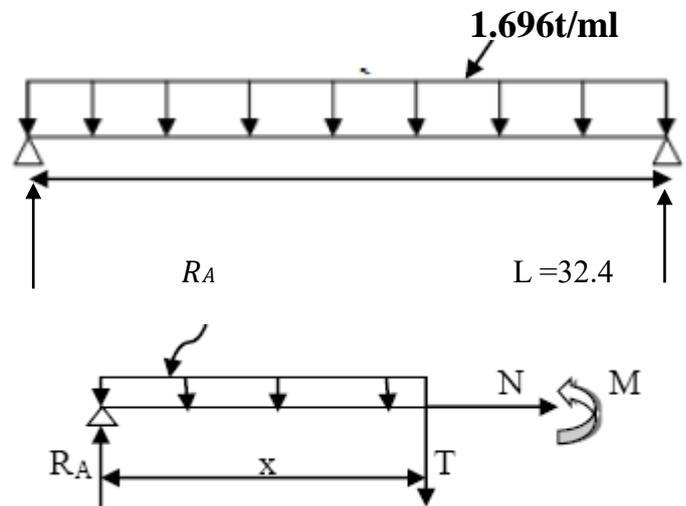
$$q = 1.696 \text{ t/ml}$$

$$R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = 27.475 \text{ t}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q \cdot x^2/2$$

$$T(x) = R_A - q \cdot x$$

R_B



Section(X)	X	M (t.m)	T (t)	RA(t)
0.00L	0	0	27.475	27.475
0.25L	8.1	166.910	13.737	
0.50L	16.2	222.546	0	

Tab. V.11 Poutre seule

3.2) la dalle :

Poutre intermédiaire et poutre de rive :

$$q = 2.5 \times 1.5 \times 0.25 = 0.938 \text{ t/ml}$$

Section(X)	X	M (t.m)	T (t)	R (t)
0.00L	0	0	15.196	15.196
0.25L	8.1	92.316	7.598	
0.50L	16.2	123.091	0	

Tab. V.12) La dalle

3.3) la superstructure :

$$G = 3.778 \text{ t/m}$$

$$P = 3.778/9 = 0.420 \text{ t/ml}$$

Section(X)	X	M (t.m)	T (t)	R (t)
0.00L	0	0	6.804	6.804
0.25L	8.1	41.334	3.402	
0.50L	16.2	55.112	0	

Tab. V.13) La superstructure

3.4) tableau récapitulatif des M, T, R :

Désignation	Section(X)	X	M (t.m)	T (t)	R (t)
poutre en général	0.00L	0	0	49.475	49.475
	0.25L	8.1	300.56	24.737	
	0.50L	16.2	400.749	0	

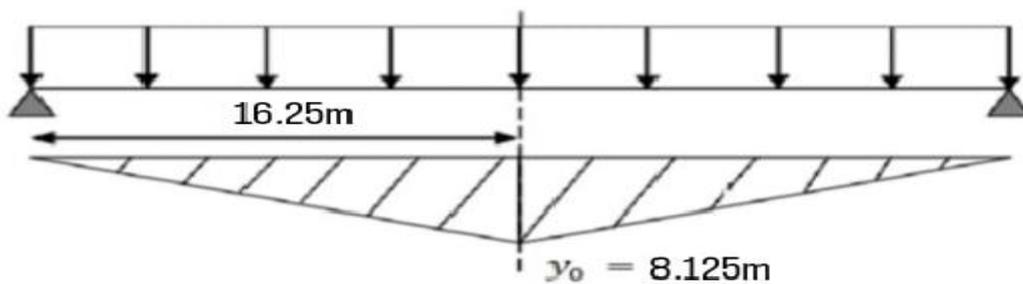
Tab. V.14 Tableau récapitulatif des M, T, R :

4. Calcul des éléments de réduction dus aux surcharges :

4.1 Moment fléchissant

4.1.1 Moment fléchissant à $x=0.5L$:

□ Surcharges A(L) et trottoir :



➤ Surcharges A(L) :

$$Y = 16.25 \left(1 - \frac{16.25}{32.50}\right) = 8.125$$

$$S = \sum S_i = 2 \left(\frac{16.25 \times 8.125}{2}\right) = 132.031 \text{m}^2$$

$$M = A(L) \times S$$

▪ pour une voie chargée :

$$M = 3.633 \times 132.031 = 479.669 \text{t.m}$$

▪ pour deux voies chargées :

$$M = 7.266 \times 132.031 = 959.337 \text{t.m}$$

▪ pour trois voies chargées :

$$M = 9.8091 \times 132.031 = 1295.105 \text{t.m}$$

➤ Trottoir :

$$M = q \times S$$

▪ Un trottoir :

$$M = 0.263 \times 132.031 = 34.724 \text{t.m}$$

▪ Deux trottoirs :

$$M = 0.526 \times 132.031 = 69.448 \text{t.m}$$

□ **Système B**

➤ **Système Bc :**

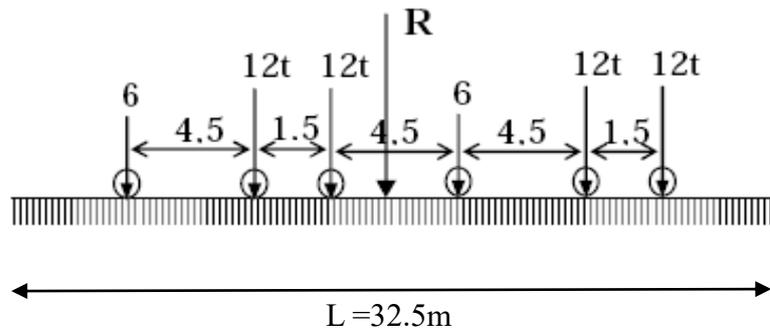
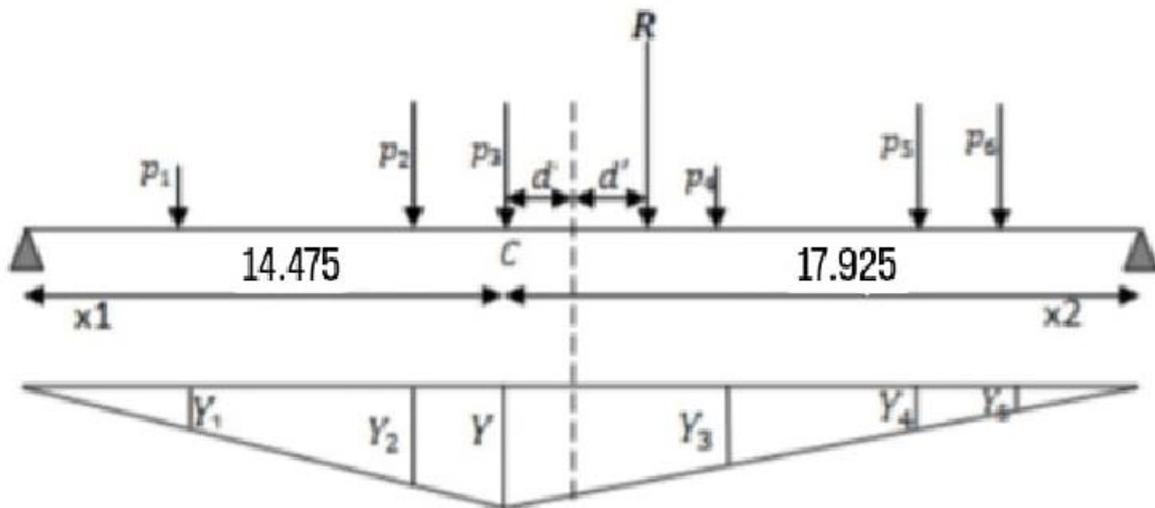


Fig. V.7 coupe Longitudinale

- **1^{ere} Cas :** La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.

Position de la résultante (R) du convoi R= 60 t.



- Position de Résistance R :

$$X = \{(4.5 \times 12) + (6 \times 12) + (10.5 \times 6) + (15 \times 12) + (16.5 \times 12)\} / 60 = 9.45$$

$$d = X - 6 = 3.45 \quad \longrightarrow \quad d' = d/2 = 1.725\text{m}$$

$$x_1 = 16.2 - (4.5 + 1.5 + 1.725) = 8.475\text{m}$$

$$x_2 = 32.4 - (16.5 + 8.475) = 7.425\text{m}$$

Les coordonnées Y sont calculées par l'équation suivant : $Y = x_0 (1 - \frac{x_0}{L})$

Avec $x_0 = 16.2 - d' = 14.475\text{m}$ \longrightarrow $Y = 14.475 (1 - \frac{14.475}{32.4}) = 8.008$

Pour déterminer les autres ordonnées (y_i), On applique théorème de t'hales.

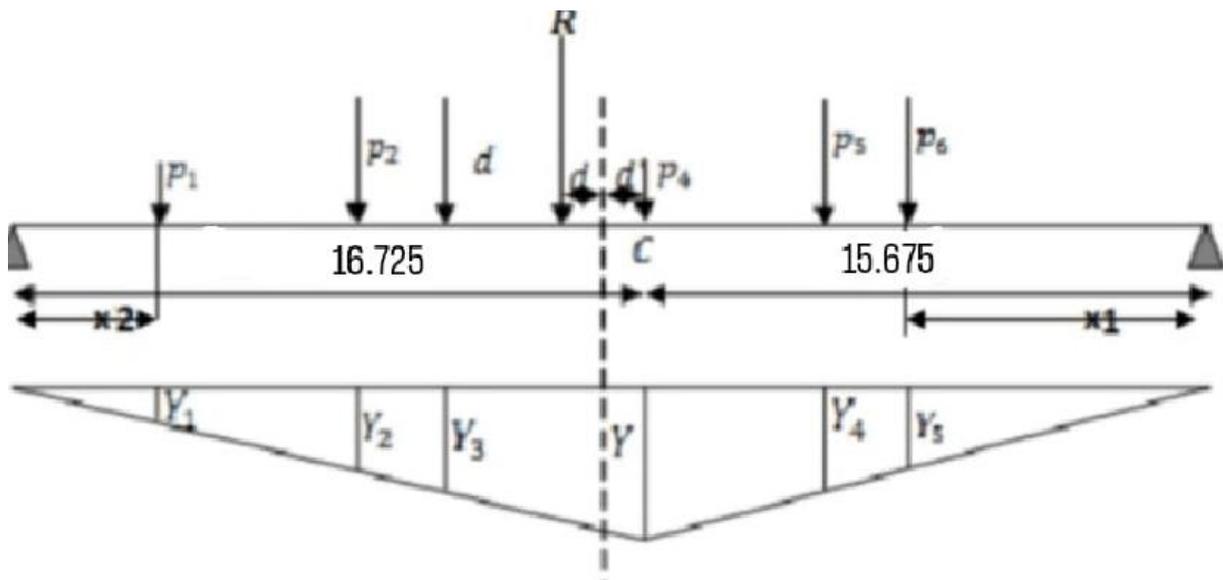
Y1	Y2	Y	Y3	Y4	Y5
4.689	7.178	8.008	5.998	3.987	3.317

Tab. V.15 Valeurs de Y_i cas 1 de Bc à $X=0.5L$

$M = \Sigma (p_i \times Y_i)$ \longrightarrow $M = 334.002\text{t.m}$

- **2^{ere} Cas :** La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre

Position de la résultante (R) du convoi $R = 60 \text{ t}$.



- Position de Résistance R :

$$X = \{(12 \times 1.5) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5)\} / 60 = 7.05$$

$$d = X - 6 = 1.05 \quad \longrightarrow \quad d' = d/2 = 0.525 \text{ m}$$

$$x_1 = 16.2 - (1.5 + 4.5 + 0.525) = 9.675 \text{ m}$$

$$x_2 = 32.4 - (16.5 + 9.675) = 6.225 \text{ m}$$

Les coordonnées Y sont calculées par l'équation suivant : $Y = x_0 \left(1 - \frac{x_0}{L}\right)$

$$\text{Avec } x_0 = 16.2 - d' = 15.675 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad Y = 15.675 \left(1 - \frac{15.675}{32.4}\right) = 8.091$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y_i), On applique théorème de t'haes

Y1	Y2	Y3	Y	Y4	Y5
3.011	5.188	5.914	8.091	5.768	4.994

Tab. V.16 Valeurs de Y_i cas 2 de Bc à $X=0.5L$

$$M = \Sigma (p_i \times Y_i) \quad \longrightarrow \quad M = 328.98 \text{ t.m}$$

Donc le cas le plus défavorable c'est le cas n°1: $M = 334.002 \text{ t.m}$

Alors on a : $M = \Sigma (p_i \times Y_i) \times \delta_c \times b_c$

✓ Un convoi :

$$M = 334.002 \times 1.2 \times 1.065 = 426.854 \text{ t.m}$$

✓ Deux convois :

$$M = 334.002 \times 1.1 \times 1.075 \times 2 = 789.915 \text{ t.m}$$

✓ Trois convois :

$$M = 334.002 \times 0.95 \times 1.081 \times 3 = 1029.01 \text{ t.m}$$

➤ **Système Bt :**

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

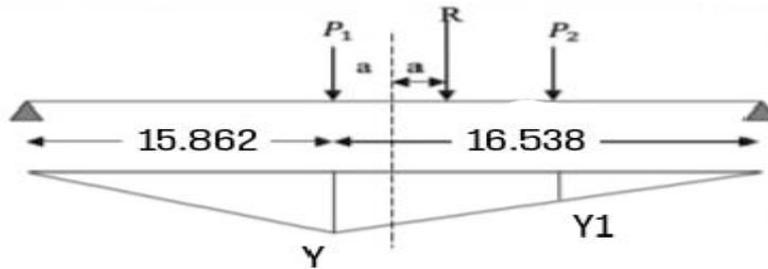
La résultante du convoi $R = 2 \times 16 = 32$ t.

$$X = 16 \times \frac{1.35}{32} = 0.675 \text{ m.}$$

$$d = x/2 = 0.3375 \text{ m.}$$

$$X_0 = 16.2 - d = 15.862 \text{ m.}$$

$$Y = 15.862 \left(1 - \frac{15.862}{32.4} \right) = 8.096$$



$$X_1 = 16.538 - 1.35 = 15.188 \text{ m}$$



$$Y_1 = 7.434 \text{ m}$$

Donc : $M = 16(Y + Y_1) \times \delta_c \times b_t$

✓ Un tandem :

$$M = 16(8.096 + 7.434) \times 1 \times 1.059 = 263.140 \text{ t.m}$$

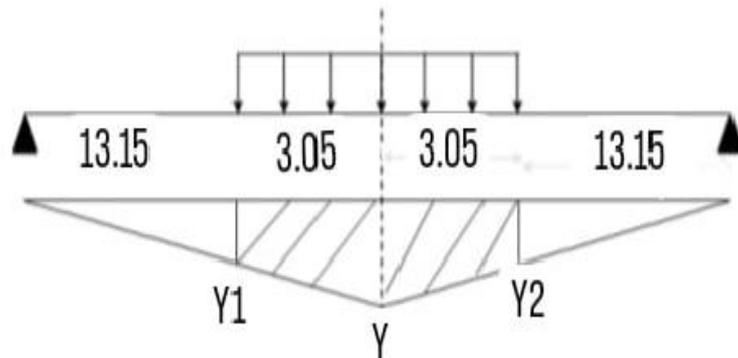
✓ Deux tandems :

$$M = 16(8.096 + 7.434) \times 1 \times 1.064 \times 2 = 528.765 \text{ t.m}$$

✓ Trois tandems :

$$M = 16(8.096 + 7.434) \times 1 \times 1.069 \times 3 = 796.875 \text{ t.m}$$

➤ **Système Mc120:**



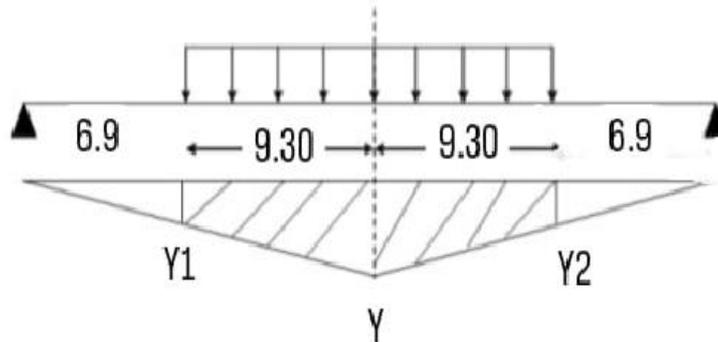
$$X = 16.2\text{m} \quad \longrightarrow \quad Y = 16.2 \left(1 - \frac{16.2}{32.4}\right) = 8.1\text{m}.$$

$$Y1 = Y2 = 6.575\text{m}.$$

$$S = 2 \left[\frac{8.1 + 6.575}{2} \right] \times 3.05 = 44.759\text{m}^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times S \times \delta_c = 19.313 \times 44.759 \times 1.071 = 925.805\text{t.m}.$$

➤ **Charge exceptionnelle D240:**



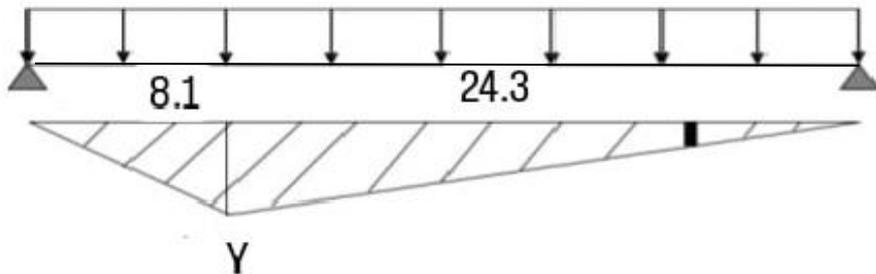
$$X = 16.2\text{m} \quad \longrightarrow \quad Y = 8.1\text{m} \quad \longrightarrow \quad Y1 = Y2 = 3.45\text{m}.$$

$$S = 2 \left[\frac{8.1 + 3.45}{2} \right] \times 9.3 = 107.415\text{m}^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times S = 12.903 \times 107.415 = 1385.976\text{t.m}.$$

4.1.3 moment fléchissant à $x=0.25L$:

□ **Surcharges A(L) et trottoir :**



$$Y = x \left(1 - \frac{x}{L}\right) = 8.1 \left(1 - \frac{8.1}{32.4}\right) = 6.075\text{m}$$

$$S = \left(8.1 \times \frac{6.075}{2}\right) + \left(24.3 \times \frac{6.075}{2}\right) = 98.415\text{m}^2$$

➤ **Surcharges A(L) :**

$$M = A(L) \times S$$

- Une voie chargée :

$$M = 3.633 \times 98.415 = 357.542\text{t.m.}$$

- Deux voies chargées :

$$M = 7.266 \times 98.415 = 715.083\text{t.m.}$$

- trois voies chargées :

$$M = 9.8091 \times 98.415 = 965.362\text{t.m.}$$

➤ **Trottoir :**

$$M = q \times S$$

- Un trottoir :

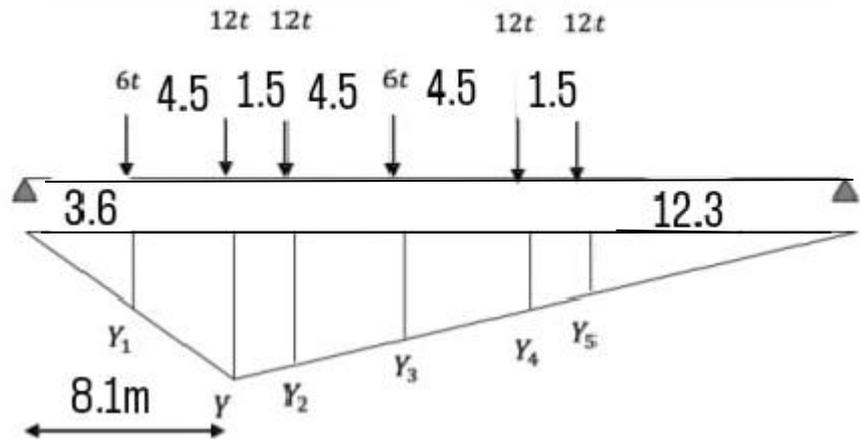
$$M = 0.263 \times 98.415 = 25.883\text{t.m.}$$

- Deux trottoirs :

$$M = 0.526 \times 98.415 = 51.766\text{t.m.}$$

□ **Systeme B**

➤ **Système Bc :**



$$Y = x \left(1 - \frac{x}{L}\right) = 8.1 \left(1 - \frac{8.1}{32.4}\right) = 6.075\text{m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y_i), On applique théorème de t'hales.

Y1	Y	Y2	Y3	Y4	Y5
2.7	6.075	5.7	4.575	3.45	3.075

Tab. V.17 Valeurs de Y_i de Bc a $x=0.25L$

$$M = \Sigma (p_i \times Y) \quad \longrightarrow \quad M = 263.25\text{t.m}$$

Donc on a : $M = \Sigma (p_i \times Y_i) \times \delta_c \times b_c$

✓ Un convoi :

$$M = 263.25 \times 1.2 \times 1.065 = 336.434\text{t.m}$$

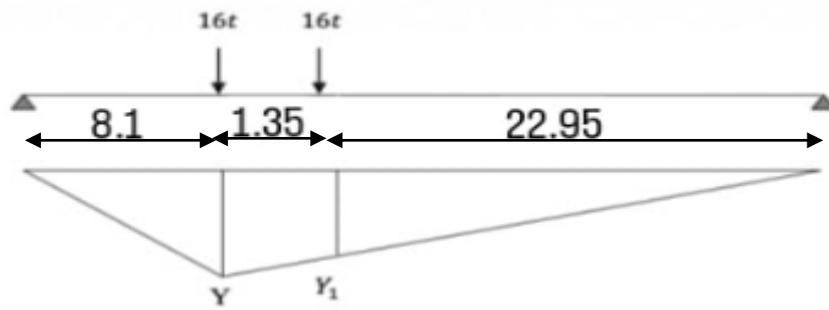
✓ Deux convois :

$$M = 263.25 \times 1.1 \times 1.075 \times 2 = 622.586\text{t.m}$$

✓ Trois convois :

$$M = 263.25 \times 0.95 \times 1.081 \times 3 = 811.034\text{t.m}$$

➤ **Système Bt :**



$$Y = 6.075\text{m} \quad \longrightarrow \quad Y1 = 5.737\text{m}$$

Donc : $M = 16(Y + Y1) \times \delta_c \times b_t$

✓ Un tandem :

$$M = 16(6.075 + 5.737) \times 1 \times 1.059 = 200.142\text{t.m}$$

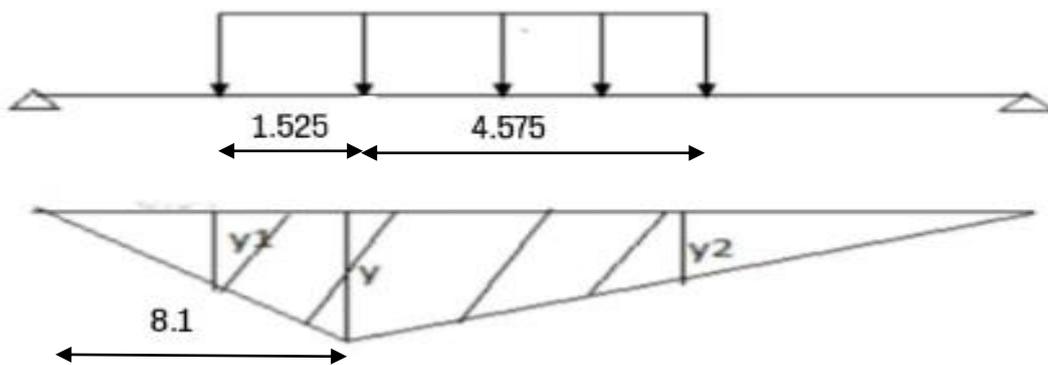
✓ Deux tandems :

$$M = 16(6.075 + 5.737) \times 1 \times 1.064 \times 2 = 402.175\text{t.m}$$

✓ Trois tandems :

$$M = 16(6.075 + 5.737) \times 1 \times 1.069 \times 3 = 606.097\text{t.m}$$

➤ **Système Mc120:**

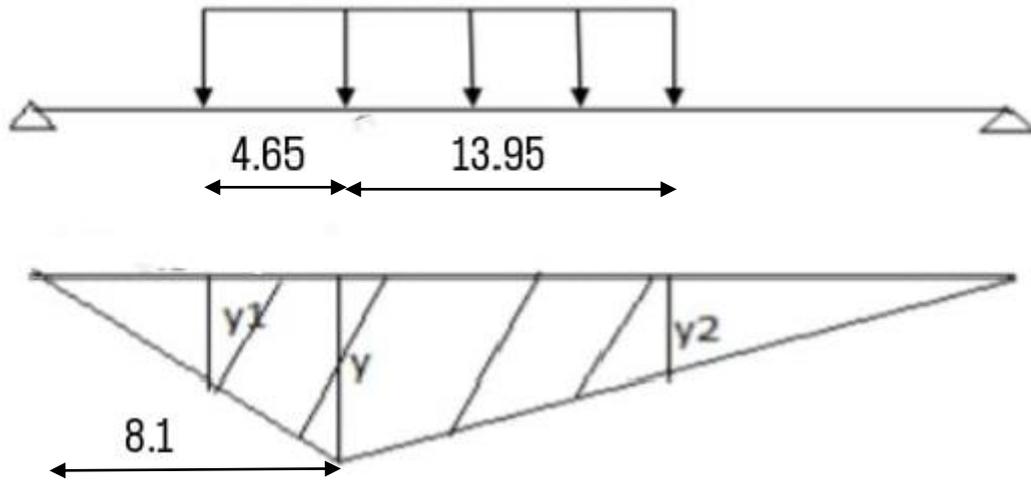


$$Y = 6.075\text{m} \quad \longrightarrow \quad Y1 = Y2 = 4.931\text{m}$$

$$S = \left[(4.931 + 6.075) \times \frac{1.525}{2} \right] + \left[(4.931 + 6.075) \times \frac{4.575}{2} \right] = 33.568\text{m}^2$$

Donc : $M = q \times S \times \delta_c = 19.313 \times 33.568 \times 1.071 = 694.328\text{t.m}$.

➤ **Charge exceptionnelle D240:**



$$Y = 6.075\text{m} \quad \longrightarrow \quad Y1 = Y2 = 2.587\text{m}$$

$$S = \left[(2.587 + 6.075) \times \frac{4.65}{2} \right] + \left[(2.587 + 6.075) \times \frac{13.95}{2} \right] = 80.557\text{m}^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times S = 12.903 \times 80.557 = 1039.427\text{t.m.}$$

- **Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :**

Désignation		pour $x=0.25L$		pour $x=0.5L$	
		Mmax (t.m)	M0=M/9 (t.m)	Mmax (t.m)	M0=M/9 (t.m)
Surcharges A(L)	1 voie chargée	357.542	39.727	479.669	53.296
	2 voies chargées	715.083	79.454	959.337	106.593
	3 voies chargées	965.362	107.262	1295.105	143.900
Trottoirs	1 trottoir	25.883	2.876	34.724	3.858

	2 trottoir	51.766	5.752	69.448	7.716

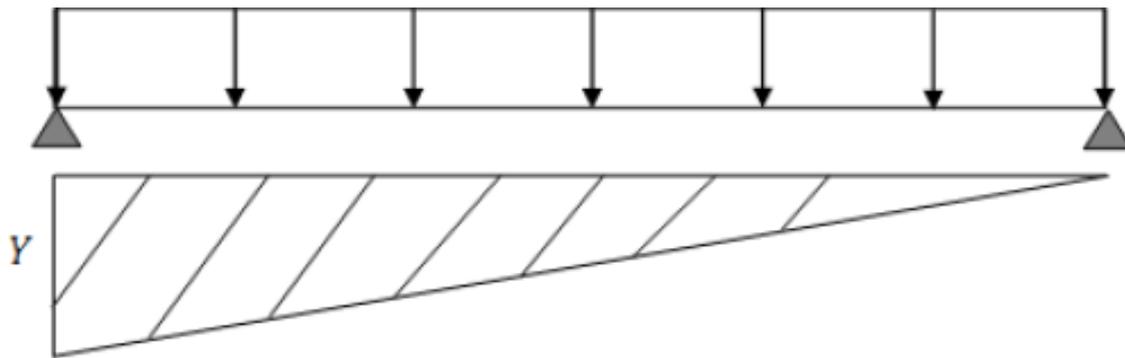
Système Bc	1 convoi	336.434	37.381	426.854	47.428
	2 convois	622.586	69.176	789.915	87.768
	3 convois	811.034	90.115	1029.01	114.334
Système Bt	1 tandem	200.142	22.238	263.140	29.237
	2 tandems	402.175	44.686	528.765	58.752
	3 tandems	606.097	67.344	796.875	88.542
Convoi Mc120		694.328	77.147	925.805	102.867
Convoi D240		1039.427	115.492	1385.976	153.997

Tab. V.18 Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges

4.2 Efforts tranchants :

4.2.1 Efforts tranchants pour $X = 0L$

□ **Surcharges A(L) et trottoir :**



$$Y = X / L = 1 \quad \longrightarrow \quad S = \Sigma S_i = \left(\frac{1 \times 32.4}{2} \right) = 16.2 \text{m}^2$$

$$T_{\max} = q \times \Sigma S_i$$

➤ **Surcharges A(L) :**

- une voie chargée :

$$T = 3.633 \times 16.2 = 58.855 \text{t}$$

- deux voies chargées :

$$T = 7.266 \times 16.2 = 117.709 \text{t}$$

- trois voies chargées :

$$T = 9.8091 \times 16.2 = 158.907 \text{t}$$

➤ **Trottoir :**

$$T = q \times S$$

- Un trottoir :

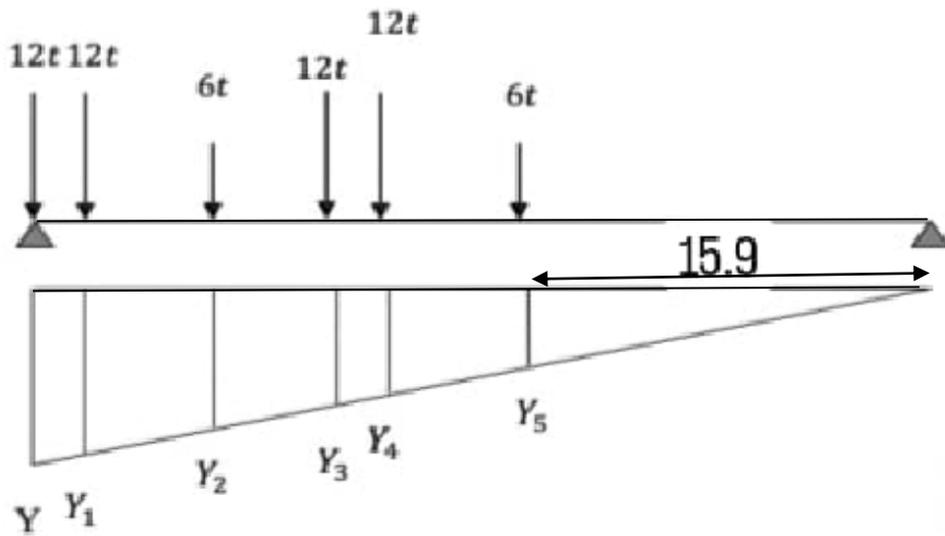
$$T = 0.263 \times 16.2 = 4.261 \text{ t}$$

- Deux trottoirs :

$$T = 0.526 \times 16.2 = 8.521 \text{ t}$$

□ **Système B**

➤ **Système Bc :**



$$Y = x/L = 1$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y_i), On applique théorème de t'hales.

Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
1	0.954	0.815	0.676	0.629	0.491

Tab. V.19 Valeurs de Y_i pour effort tranchant a $x= 0L$

$$T = \Sigma (p_i \times Y_i) = (12 \times 1 + 12 \times 0.954 + 6 \times 0.815 + 12 \times 0.676 + 12 \times 0.629 + 6 \times 0.491)$$

$$T_{\max} = 46.944 \text{ t}$$

✓ Un convoi :

$$T = 46.944 \times 1.2 \times 1.065 = 59.994t$$

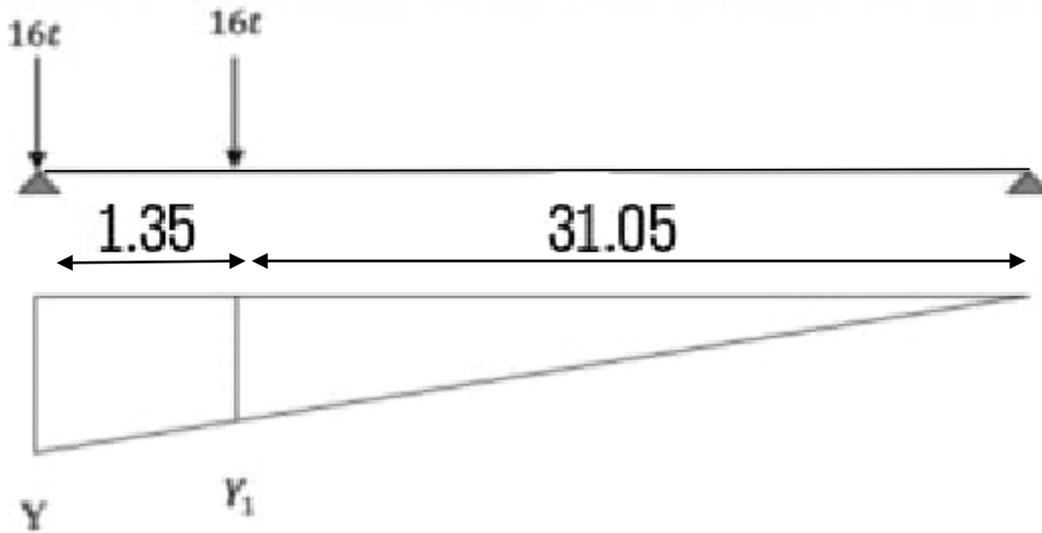
✓ Deux convois :

$$T = 46.944 \times 1.1 \times 1.075 \times 2 = 111.022t$$

✓ Trois convois :

$$T = 46.944 \times 0.95 \times 1.081 \times 3 = 144.627t$$

➤ **Système Bt :**



$Y = 1$ \longrightarrow $Y_1 = 0.958$

$T_{\max} = T_{\max} = (16 \times 1 + 16 \times 0.958) = 31.328t$

✓ Un tandem :

$T = 31.328 \times 1 \times 1.059 = 33.176t$

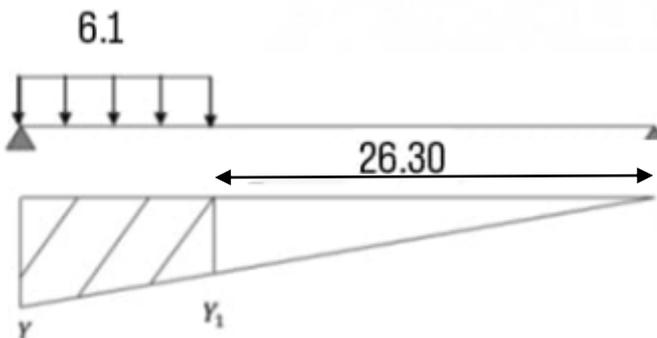
✓ Deux tandems :

$T = 31.328 \times 1 \times 1.064 \times 2 = 66.666t$

✓ Trois tandems :

$T = 31.328 \times 1 \times 1.069 \times 3 = 100.469t$

➤ **Système Mc120:**

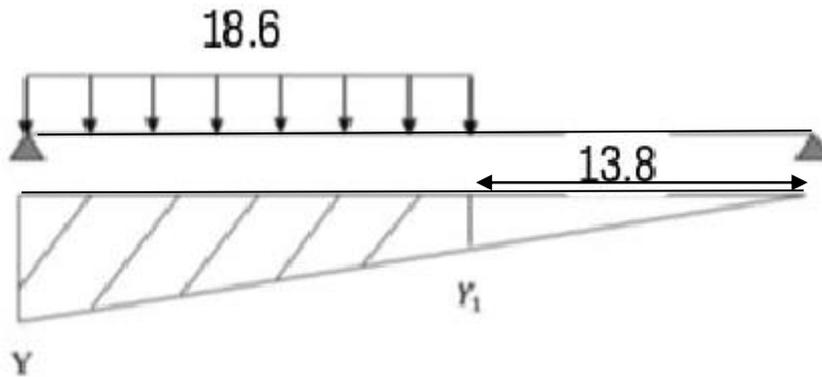


$Y = 1$ \longrightarrow $Y_1 = 0.812$

$T_{\max} = \Sigma (q_i \times s_i) = 19.313 \times [(Y+Y_1)/2] \times 6.1 = 19.313 \times [(1+0.812)/2] \times 6.1$

$$T_{\max} = 106.735t$$

➤ **Charge exceptionnelle D240:**



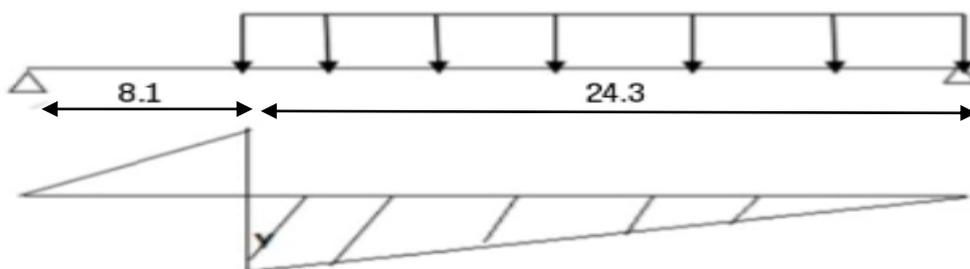
$$Y = 1 \quad \longrightarrow \quad Y_1 = 0.426$$

$$T_{\max} = \Sigma (q_i \times s_i) = 12.903 \times [(Y+Y_1)/2] \times 18.6 = 12.903 \times [(1+0.426)/2] \times 18.6$$

$$T_{\max} = 171.117t.$$

4.2.2) efforts tranchants pour X= 0.25 L

□ **Surcharges A(L) et trottoir :**



$$Y = x/L = 24.3/32.4 = 0.75 \quad \longrightarrow \quad \Sigma Y = (0.75 \times 24.3/2) = 3.112m$$

$$T_{\max} = q \times \Sigma S$$

➤ **Surcharges A(L) :**

- une voie chargée :

$$T = 3.633 \times 9.112 = 33.104t$$

- deux voies chargées :

$$T = 7.266 \times 9.112 = 66.208t$$

- trois voies chargées :

$$T = 9.8091 \times 9.112 = 89.380t$$

➤ **Trottoir :**

- Un trottoir :

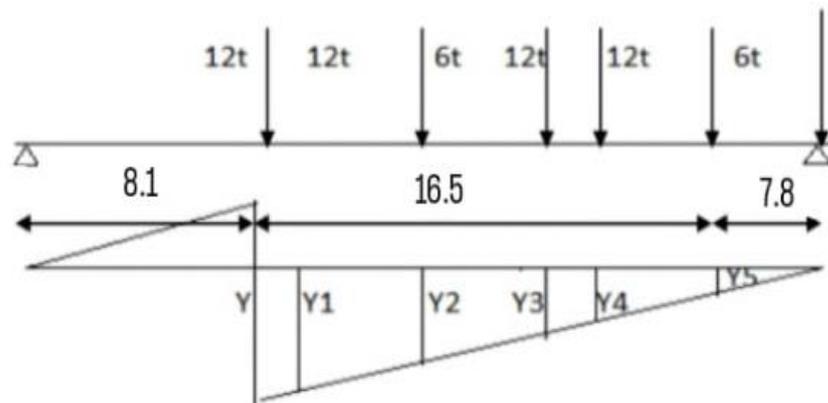
$$T = 0.263 \times 9.112 = 2.396 t$$

- Deux trottoirs :

$$T = 0.526 \times 9.112 = 4.793t$$

□ **Système B**

➤ **Système Bc :**



$$Y = x/L = 0.75$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y_i), On applique théorème de t'haies

Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
0.75	0.704	0.565	0.426	0.380	0.241

Tab. V.20 Valeurs de Y_i pour effort tranchant a $x= 0.25L$

$$T = \Sigma (p_i \times Y_i) = (12 \times 0.75 + 12 \times 0.704 + 6 \times 0.565 + 12 \times 0.426 + 12 \times 0.380 + 6 \times 0.241)$$

$$T_{\max} = 31.956t$$

✓ Un convoi :

$$T = 31.956 \times 1.2 \times 1.065 = 40.840t$$

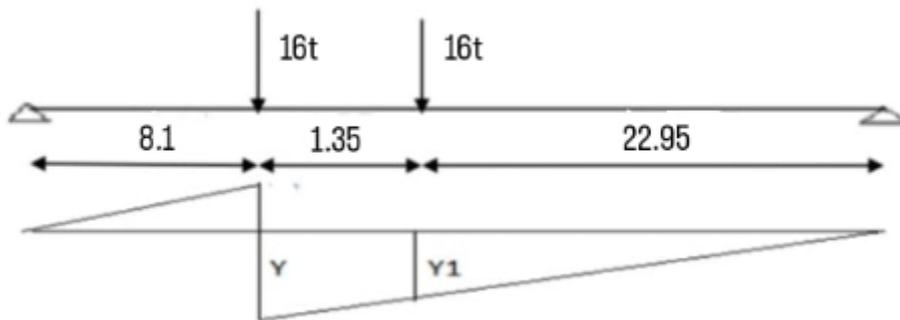
✓ Deux convois :

$$T = 31.956 \times 1.1 \times 1.075 \times 2 = 75.576t$$

✓ Trois convois :

$$T = 31.956 \times 0.95 \times 1.081 \times 3 = 98.452t$$

➤ **Système Bt :**



$$Y = x/L = 0.75 \quad \longrightarrow \quad Y1 = 0.708$$

$$T_{\max} = (16 \times 0.75 + 16 \times 0.708) = 23.328t$$

✓ Un tandem :

$$T = 23.328 \times 1 \times 1.059 = 24.704t$$

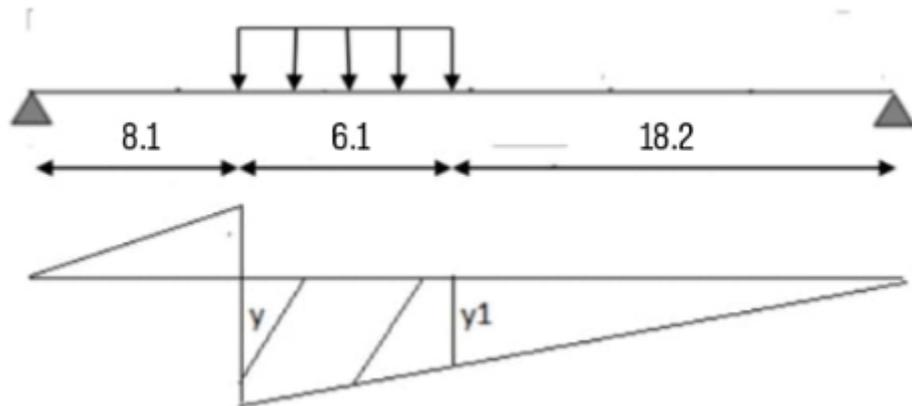
✓ Deux tandems :

$$T = 23.328 \times 1 \times 1.064 \times 2 = 49.642t$$

✓ Trois tandems :

$$T = 23.328 \times 1 \times 1.069 \times 3 = 74.813t$$

➤ **Système Mc120:**

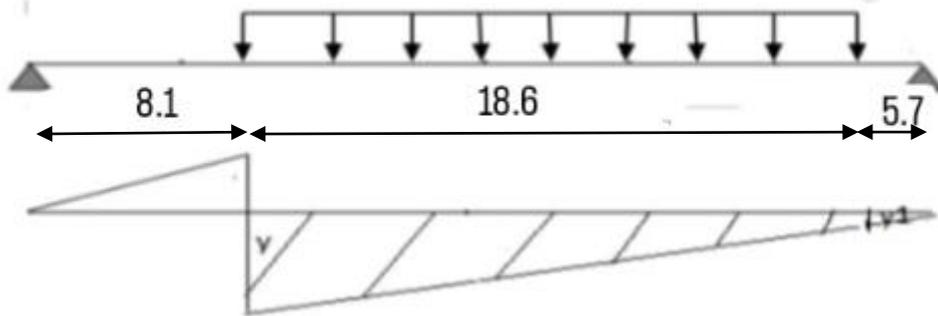


$$Y = 0.75 \quad \longrightarrow \quad Y1 = 0.562$$

$$T_{\max} = \Sigma (q_i \times s_i) = 19.313 \times [(Y+Y1)/2] \times 6.1 = 19.313 \times [(0.75+0.562)/2] \times 6.1$$

$$T_{\max} = 77.283t$$

➤ **Charge exceptionnelle D240:**



$$Y = 0.75 \quad \longrightarrow \quad Y1 = 0.176$$

$$T_{\max} = \Sigma (q_i \times s_i) = 12.903 \times [(Y+Y1)/2] \times 18.6 = 12.903 \times [(0.75+0.176)/2] \times 18.6$$

$$T_{\max} = 111.118t.$$

• **Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges :**

Désignation	pour $x=0L$	pour $x=0.25L$

		Tmax (t)	T0=T/9 (t)	Tmax (t)	T0=T/9 (t)
Surcharges A(L)	1 voie chargée	58,855	6,539	33,104	3,678
	2 voies chargées	117,709	13,079	66,208	7,356
	3 voies chargées	158,907	17,656	89,38	9,931
Trottoirs	1 trottoir	4,261	0,473	2,396	0,266
	2 trottoir	8,521	0,947	4,793	0,532

Système Bc	1 convoi	59,994	6,666	40,84	4,537
	2 convois	111,022	12,336	75,576	8,397
	3 convois	144,627	16,069	98,452	10,939
Système Bt	1 tandem	33,176	3,686	24,704	2,745
	2 tandems	66,666	7,407	49,642	5,516
	3 tandems	100,469	11,163	74,813	8,312

Convoi Mc120	106,735	11,86	77,283	8,587
Convoi D240	171,117	19,013	111,118	12,346

Tab. V .21 Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges

CHAPITRE VI:
REPARTITION
TRANSVERSALE DES EFFORTS

Par le passé les ponts à poutres en béton armé ou en béton précontraint étaient munis d'un nombre suffisant d'entretoises intermédiaires pour assurer l'indéformabilité de la section transversale . Actuellement, les ponts à poutres en béton armé sont rares. Pour des raisons économiques et de facilité de fabrication, les ponts à poutres ne comportent plus d'entretoise seuls les ponts en ossatures mixte entièrement métalliques sont généralement dotés d'entretoises ou de pièces de pont assurant une certaine indéformabilité de la section transversale .compte tenue de ce qui vient d'être dit, on peut classer les méthodes d'analyse Structurale en deux familles, selon que la section transversale peut être Considéré étant déformable ou indéformable

1. Les méthodes utilisées :

✚ Etude des tabliers de ponts à section droite indéformable :

- Méthode de calcul dite « entretoise rigide » due à J_COURBON.
- Analyse à partir de la théorie de torsion non uniforme.

✚ Etude des tabliers de ponts à section droite déformable.

- La méthode des ossatures plissées.
- La méthode de G-MASSONET.
- La méthode des matrices transferts de flexion transversale.

2. Choix de la méthode :

La méthode de l'entretoisement est définit comme suit :

$$r = \frac{n}{2} \cdot \frac{a}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{I_P}{I_E}}$$

Avec : n : nombre des poutres

a : distance d'entraxe des poutres.

l : portée de la poutre.

I P : Moment d'inertie d'une poutre.

I E : Moment d'inertie d'une entretoise.

- Si ($r < 0,30$), la rigidité de l'entretoise est infinie, ce qui fait que la répartition transversale est linéaire, telle est l'hypothèse de J_COURBON.
- Si ($r \geq 0,30$), la rigidité de l'entretoise est finie, ce la dit que la répartition transversal en est pas linéaire mais à allure parabolique, dans ce cas on utilisera la méthode de GMASSONET.

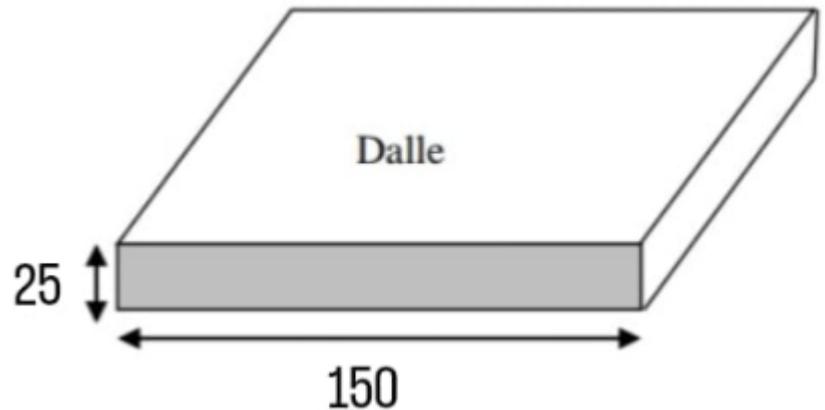
Application à Notre Projet:

$$n = 9, a = 1.5, L = 32.5$$

Remarque :

1- notre projet ne comporte pas d'entretoises, pour cela, le hourdis jouera le rôle des entretoises.

Moment d'inertie d'une entretoise (I E)



$$I_E = (d \cdot h^3) / 12 = (150 \cdot 25^3) / 12$$

$$I_E = 195312.5 \text{ cm}^4$$

2- la poutre préfabriquée présente des sections variables, donc on doit calculer son inertie moyenne équivalente :

$$I_p = I_0 + (I_m - I_0) \cdot \frac{8}{3\pi}$$

Avec :

I_0 : Moment d'inertie à la section d'about, avec hourdis.

I_m : Moment d'inertie à la section médiane, avec hourdis.

Pour une poutre intermédiaire :

$$I_0 = 32155924.5 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 322242029 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 32229012.27 \text{ cm}^4 = 0.3222901227 \text{ m}^4$$

$$r = \frac{9}{2} \times \frac{1.5}{32.5} \times \sqrt[4]{\frac{32229012.27}{195312.5}} = 0.744$$

$r > 0.3$, donc on utilise la méthode de **G-MASSONET**.

LA METHODE DE GUYON-MASSONNET :

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement. La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Cette méthode considère que la charge appliquée $p(x)$ est sous forme sinusoïdale telle que :

$$P(x) = P1. \text{Sin} (\pi x/L)$$

p : est la valeur constante du chargement.

L : portée du pont.

Sous l'effet de cette charge d'excentricité « e », qui agit sur une parallèle à l'axe du pont, ce dernier prend une déformée de forme :

$$W(x, y) = W0. \text{Sin} (\pi x/L).$$

Cette dernière devient cylindrique de forme :

$$W0(x, y) = W0. \text{Sin} (\pi x/L).$$

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités des charges :

$e = \{\pm b ; \pm 3.b/4 ; \pm b/2 ; b/4 ; \pm 0\}$. pour les neuf sections de la largeur de dalle

$y = \{\pm b ; \pm 3.b/4 ; \pm b/2 ; \pm b/4 ; \pm 0\}$. Il suffit de prendre la symétrie (ex. de : 0 à b).

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales ($K_\alpha ; \varepsilon_\alpha ; \mu_\alpha$) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

-leur rigidité à la flexion $BP = E. IP$

-leur rigidité à la torsion $CP = G. KP$

De même, toutes les entretoises sont identiques, et également caractérisées par :

-leur rigidité à la flexion $BE = E. IE$

-leur rigidité à la torsion $CE = G. KE$

E : Module de Young

G : Module de torsion. Avec $G = E/2(1+\nu)$; ν : Coefficient de Poisson

IP : Moment d'inertie de flexion des poutres.

KP: Moment d'inertie de torsion des poutres.

IE : Moment d'inertie de flexion des entretoises.

KE: Moment d'inertie de torsion des entretoises.

Par unité de longueur, ces rigidités deviennent :

$$\text{Rigide de flexion : } \begin{cases} \rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E.I_p}{b_1} \\ \rho_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{E.I_E}{L_1} \end{cases}$$

$$\text{Rigide de torsion : } \begin{cases} \gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{G.K_p}{b_1} \\ \gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G.K_E}{L_1} \end{cases}$$

Le comportement du pont est complètement défini par 2 paramètres principaux :

- Paramètre de torsion : $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$

- Paramètre de d'entretoisement : $\theta = \frac{b}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$

Dans le cas de pont à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, on tracera les lignes d'influences des différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

✓ Détermination des paramètres de calcul :

La largeur active est (2b) .Le pont est constitué de 9 poutre (n=9) espacées de b0=1.5 m (entre axe des poutres), donc la largeur active du pont sera :

$$2b=n \times b_0 = 9 \times 1.5 = 13.5 \text{ donc } b=6.75.$$

✓ Calcul les paramètres α et θ :

1) Paramètre d'entretoises (caractérise la souplesse de l'entretoisement) :

$$\theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

$$b=6.75 \quad \rho_P = \frac{E.I_P}{b_1}$$

$$L=32.5\text{m} \quad \rho_E = \frac{E.I_e}{L_1}$$

2) Calcul de I_P : les poutres de notre projet sont à inrtie variable.

$$I_P = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

I_0 : Moment d'inertie à la section d'about, avec hourdis.

I_m : Moment d'inertie à la section médiane, avec hourdis.

$$I_0 = 32155924.5 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 32242029 \text{ cm}^4$$

$$I_P = 32229012.27 \text{ cm}^4 = 0.3222901227 \text{ m}^4$$

• Rigidité flexionnelle de poutre :

$$\rho_P = \frac{E.I_P}{b_1} = \frac{E \cdot 0.3222901227}{1.5} = 0.215E$$

• Rigidité flexionnelle de dalle :

$$I_E = I_d = (b \times h) / 12 = (1 \times) / 12 = 1.953 \times 10^4 E$$

$$\theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

$$\theta = \frac{6.75^4}{32.5} \sqrt{\frac{0.215}{1.302 \times 10^{-3}}} = 0.744$$

3) Calcul du paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \sqrt{\gamma_P \cdot \gamma_E}}$$

$\gamma_P = C_p / b_1$ rigidité torisonnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_E = \gamma_D = C_D / L1$ rigidité torisonnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

Avec :

$$= G \times \left[\sum K_i \alpha_i \times h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{6} \right]$$

a : plus grande dimension

h : plus petite dimension

a/b	1	1.2	1.5	1.75	2	2.25	2.5	3	4	4 ≤
K	0.141	0.166	0.196	0.213	0.229	0.240	0.249	0.263	0.281	0.333

Tab.VI.1: Tableau donnant les valeurs de K

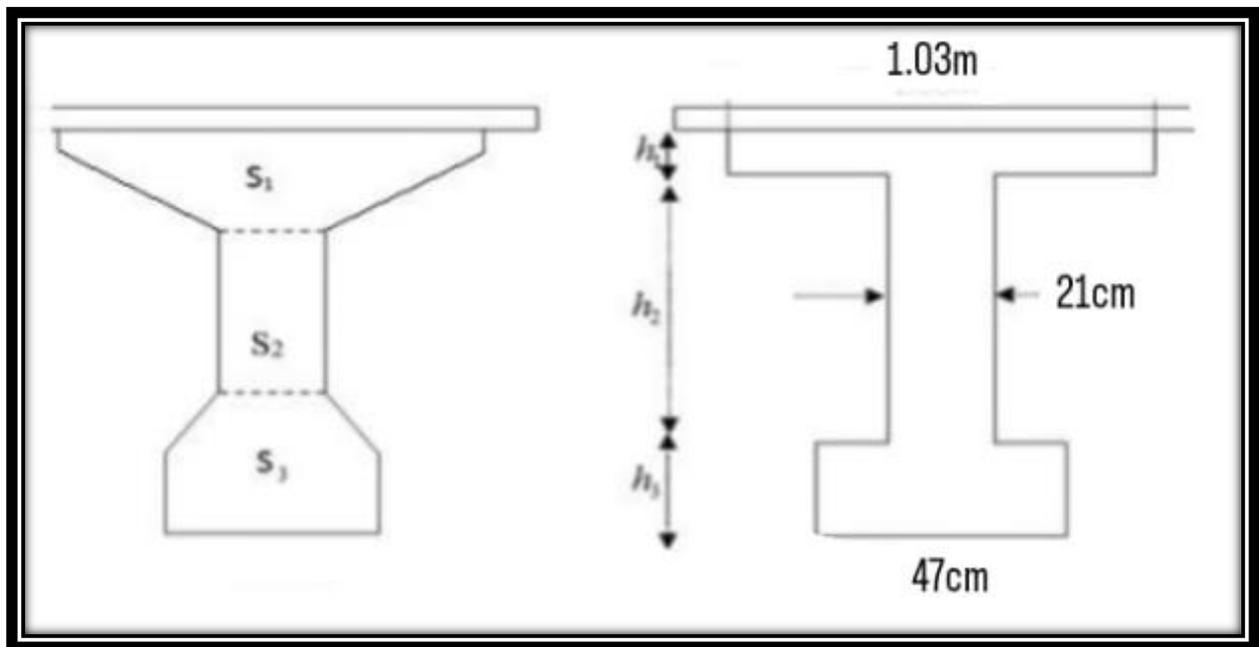


Fig. VI 1: Poutre équivalent

-pour le calcul de C_P on utiliser la poutre équivalent de section de la poutre mi travée :

$$S1 = (103 \times 11) + (6 \times 31) + (10 \times 10) + (31 \times 10) \times 2 + (21 \times 10) = 2249 \text{ cm}^2$$

$$S2 = (47 \times 15) + (13 \times 20) \times 2 + (21 \times 35) = 1645 \text{ cm}^2$$

$$S1 = 2249 \text{ cm}^2 = 103 \times h1 \rightarrow h1 = 21.835 \text{ cm}$$

$$S3 = 1645 \text{ cm}^2 = 47 \times h3 \rightarrow h3 = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h2 = 150 - (h1 + h3) = 150 - (21.835 + 35)$$

$$h2 = 93.165 \text{ cm}$$

Section1:

$$\frac{a}{b} = \frac{1.3}{0.2249} = 5.780 \gg K = 0.333$$

Section2:

$$\frac{a}{b} = \frac{47}{35} = 1.343 \gg K = 0.181$$

Section3:

$$\frac{a}{b} = \frac{93.165}{21} = 4.436 \gg K = 0.333$$

$$C_P = \{(0.333 \times 1.03 \times 0.21835^3) + (0.181 \times 0.47 \times 0.35^3) + (0.333 \times 0.21 \times 0.93165^3)\}$$

$$C_P = 0.0146$$

$$C_D = C_E = \frac{1}{6} \times a \times b^3 \times G$$

$$C_D = 0.0039G$$

$$\gamma_P = C_P / b = 0.0039G / 1 = 0.0039G$$

$$\gamma_E = \gamma_D = C_D / L =$$

$$= 0.0026G$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ avec } \nu = 0.2$$

$$G = \frac{E}{2(1+0.2)} = \frac{E}{2.4}$$

$$\gamma_P = 0.0039 \frac{E}{2.4}$$

$$\gamma_P = 0.00387E$$

$$\gamma_E = 0.0026 \frac{2.4}{E}$$

$$\gamma_E = 0.00108E$$

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{\sqrt[2]{\rho_P + \rho_E}}$$

$$\alpha = \frac{0.00387 + 0.00108}{\sqrt[2]{0.215 \times 0.00130}}$$

$$\alpha = 0.296$$

4) Répartition transversale des moments fléchissant :

- Pour α quelconque, l'interpolation n'est pas linéaire. Elle est donnée par Massonnet

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

- Pour plus de précision, Sattler a proposé les relations suivantes:

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,050} \leq \theta \leq 0,1$$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha (1 - e^{\theta_0}) \quad 0,1 \leq \theta \leq 1 \text{ avec } \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663}$$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} \quad \theta > 1$$

- K_0 et K_1 sont données par les tables de Guyon-Massonnet en fonction de θ , e et y (voire l'annexe).

$$K_0 = K_0(\theta, e, y) \quad K_1 = K_1(\theta, e, y)$$

θ : varie de 0 à 1 de 0,05 en 0,05

varie de 1 à 2 de 0,10 en 0,10

$$e = -b, \frac{-3b}{4}, \frac{-b}{2}, \frac{-b}{4}, 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b.$$

$$y = 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b. \quad \text{pour } y < 0 \text{ les valeurs sont symétriques.}$$

-Lorsque la valeur de θ ne figure pas sur les tables de Guyon-Massonnet, les valeurs de K_0 et

K_1 doivent subir une interpolation (voire l'annexe).

$$\text{Si } \theta_0 \leq \theta \leq \theta_1 \quad k(\theta) = k(\theta_0) + \left(\frac{\theta - \theta_0}{\theta_1 - \theta_0} \right) (k(\theta_1) - k(\theta_0))$$

- Les valeurs de K_0 et K_1 :

• $\theta = 0.70$

Théta=0.70		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

Tab.VI.2 Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta=0,70$

• $\theta = 0.75$

Théta=0.75		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,126	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,126
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,092	1,5732	1,814	1,5951	1,1305	0,6074
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292
b	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4324	-0,126	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762

Tab.VI.3 Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta=0,70$

• $\theta = 0.744$

Théta=0.744		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,108288	0,48084	1,060288	1,563672	1,799604	1,563672	1,060288	0,48084	-0,108288
b/4	-0,42358	0,064884	0,56816	1,089	1,563672	1,801736	1,590264	1,138048	0,62822
b/2	-0,497232	-0,180264	0,161408	0,56816	1,060288	1,590264	1,985588	2,04616	1,970192
3b/4	-0,463604	-0,33584	-0,180264	0,064884	0,48084	1,138048	2,04616	3,077056	4,01708
b	-0,401084	-0,463604	-0,497232	-0,42358	-0,108288	0,62822	1,970192	4,01708	6,624624

Tab.VI.4 Tableau donnant les valeurs de K0 pour $\theta=0.744$

• $\theta = 0.70$

Théta=0.70		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

Tab.VI.5 Tableau donnant les valeurs de K₁ pour $\theta=0.70$

• $\theta = 0.75$

Théta=0.75		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,667	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,667
b/4	0,4351	0,549	0,711	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,711	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,203	0,2741	0,3804	0,549	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
b	0,1452	0,203	0,2906	0,4351	0,667	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

Tab.VI.6 Tableau donnant les valeurs de K1 pour $\theta=0.75$

• $\theta = 0.744$

Théta=0.744		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,67192	0,806908	0,987548	1,198428	1,323268	1,198428	0,987548	0,806908	0,67192
b/4	0,440584	0,55398	0,714564	0,93842	1,198428	1,376284	1,309152	1,03846	1,026036
b/2	0,295832	0,385788	0,516804	0,714564	0,987548	1,309152	1,564704	1,592356	1,543272
3b/4	0,207644	0,27926	0,385788	0,55398	0,806908	1,15846	1,592356	2,006972	2,25128
b	0,14916	0,207644	0,295832	0,440584	0,67192	1,026036	1,543272	2,25128	3,121396

Tab.VI.7 Tableau donnant les valeurs de K1 pour $\theta=0.744$

- Les valeurs de $K\alpha$:

On applique la formule de **suttler** :

Si $0,1 \leq \theta \leq 1$

Théta=0.744		Alfa=0.296=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,31619118	0,65824023	1,0207131	1,3649577	1,54044911	1,3649577	1,02071315	0,65824023	0,31619118
b/4	0,0465762	0,33098108	0,6478124	1,0070756	1,36495771	1,570265	1,43732249	1,08386625	0,84465538
b/2	-0,06575839	0,12770169	0,3547644	0,6478124	1,02071315	1,4373225	1,75660227	1,79926385	1,73792233
3b/4	-0,09840548	-0,0011893	0,1277017	0,3309811	0,65824023	1,1491533	1,79926385	2,49486717	3,05638062
b	-0,1017188	-0,0984055	-0,065758	0,0465762	0,31619118	0,8446554	1,73792233	3,05638062	4,71866128

Tab.VI.8 Tableau donnant les valeurs de $K\alpha$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	-7	-5,25	-3,5	-1,75	0	1,75	3,5	5,25	7
0	0,31615	0,6582	1,0207	1,365	1,5405	1,365	1,02072	0,658221	0,316145
1,5	0,04653	0,331	0,6478	1,0071	1,365	1,5703	1,43734	1,083872	0,844632
3	-0,06581	0,1277	0,3547	0,6478	1,0207	1,4373	1,75663	1,799291	1,737948
4,5	-0,09845	-0,001	0,1277	0,331	0,6582	1,1492	1,79929	2,49493	3,056485
6	-0,10175	-0,098	-0,066	0,0465	0,3161	0,8446	1,73795	3,056485	4,718868

Tab.VI.9 Tableau donnant les valeurs de $K\alpha$ pour la position de la poutre

Les formules de calcul $K\alpha_m$:

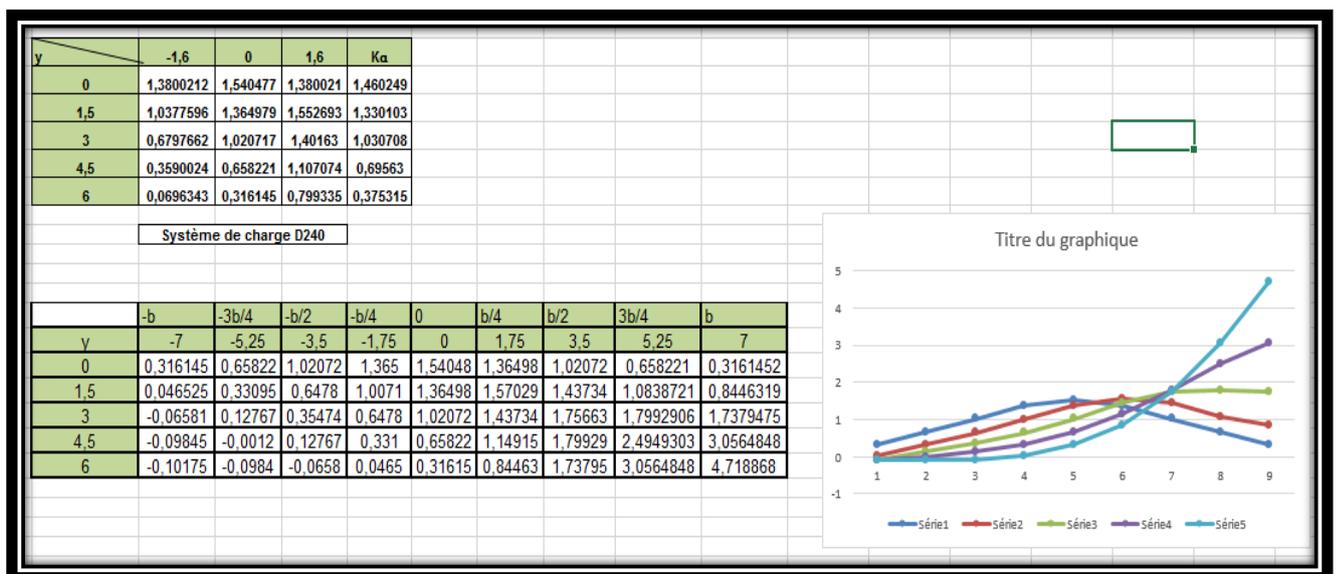


Fig.VI. 2 résultats d'Excel

$$\text{Trottoir} \quad \bar{K} = \frac{1}{4} [K\alpha(-b) + K\alpha\left(\frac{-3b}{4}\right) + K\alpha(b) + k\alpha\left(\frac{3b}{4}\right)]$$

$$\text{A(L)} \quad \bar{K} = \frac{1}{6} \left[\frac{K\alpha\left(\frac{-3b}{4}\right) + K\alpha\left(\frac{3b}{4}\right)}{2} + K\alpha\left(\frac{-b}{2}\right) + K\alpha\left(\frac{b}{2}\right) + K\alpha\left(\frac{-b}{4}\right) + K\alpha\left(\frac{b}{4}\right) + K\alpha(0) \right]$$

$$\text{BC} \quad \bar{K} = \frac{1}{6} [k_1 + K_2 + k_3 + k_4 + k_5 + k_6]$$

$$\text{Bt} \quad \bar{K} = \frac{1}{6} [k_1 + K_2 + k_3 + k_4 + k_5 + k_6]$$

$$\text{MC120} \quad \bar{K} = \frac{1}{2} \left(\frac{K_1 + K_2}{2} \times 1 + \frac{K_3 + K_4}{2} \times 1 \right)$$

$$\text{D240} \quad \bar{K} = \frac{1}{3.2} \left[\left(\frac{K_1 + K_2}{2} \times 1.6 \right) + \left(\frac{K_2 + K_3}{2} \times 1.6 \right) \right]$$

5) Les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :

Moments à X=0.5L		Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		Poutre 8		Poutre 9		
Cas de charges	M0	K am	M réel	K am	M réel	K am	M réel	K am	M réel	Kam	M réel	
2 trottoirs		7,716	0,487	3,758	0,576	4,444	0,899	6,937	1,363	10,517	1,894	14,614
A(L)	1 voie	53,296	1,162	61,930	1,122	59,798	1,030	54,895	0,885	47,167	0,726	38,693
	2 voies	106,593	1,162	123,861	1,122	119,598	1,030	109,791	0,885	94,335	0,726	77,386
	3 voies	143,9	1,162	167,212	1,122	161,456	1,030	148,217	0,885	127,351	0,726	104,471
Bc	1 voie	47,428	1,203	57,056	1,299	61,609	1,304	61,846	1,213	57,530	1,087	51,554

	2 voies	87,768	1,203	105,585	1,299	114,011	1,304	114,449	1,213	106,462	1,087	95,404
	3 voies	114,334	1,203	137,544	1,299	148,520	1,304	149,092	1,213	138,687	1,087	124,281
Bt	1tandem	29,237	1,202	35,143	1,200	35,084	1,152	33,681	1,039	30,377	0,902	26,372
	2tandems	58,752	1,202	70,620	1,200	70,502	1,152	67,682	1,039	61,043	0,902	52,994
	3 tandems	88,542	1,202	106,427	1,200	106,250	1,152	102,000	1,039	91,995	0,902	79,865
Mc120		102,867	1,076	110,685	1,364	140,310	1,561	160,575	1,669	171,685	1,770	182,074
D240		153,997	1,460	224,836	1,330	204,816	1,031	158,771	0,696	107,182	0,375	57,749

Tab.VI.10 Les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges

6) Combinaisons des charges pour le B.A.E.L :

a. Combinaisons des moments à L' E.L.U

E L U	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre 8	Poutre 9
1.35G+1.6 (AL+TRT)	820,94	812,82	795,63	767,97	737,92
1.35G+1.6 (BC+TRT)	773,47	792,13	797,03	786,11	769,62
1.35G+1.6 (BT+TRT)	723,68	724,49	721,68	711,40	698,55
1.35 (G+MC120)	696,81	736,80	764,16	779,16	793,18
1.35 (G+D240)	850,91	823,89	761,72	692,08	625,34

Tab. VI.11 Les combinaisons à l'ELU

b. Combinaisons des moments à L' E.L.S

E L S	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre 8	Poutre 9
G+1.2(AL+TRT)	610,63	604,55	591,65	570,91	548,37
G+1.2(BC+TRT)	575,03	589,03	592,70	584,51	572,14
G+1.2(BT+TRT)	537,69	538,30	536,19	528,48	518,84
(G+MC120)	516,15	545,78	566,04	577,155	587,54
(G+D240)	630,31	610,29	564,24	512,65	463,22

Tab.VI.12 Les combinaisons à l'ELS

La poutre plus sollicitée étant la poutre N°5

$$M_{\max} = 1.35 (G+D240) = 850,91 \text{t.m}$$

Chapitre VII:

Etude de la précontrainte

Introduction :

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie. La méthode consiste à soumettre les éléments à des efforts permanents de compression avant la mise en service par une précontrainte d'une intensité suffisante pour annuler tous les efforts de traction provoqués par les forces extérieures et le poids des éléments. Ainsi, la sollicitation totale résultante obtenue grâce à la précontrainte est une compression dans le béton. Appliquée aux éléments de béton elle leur permet de travailler à un taux plus élevé en tension, ce qui diminue leur volume, leur poids et favorise parfois une architecture.

1. Les principes de la précontrainte :

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

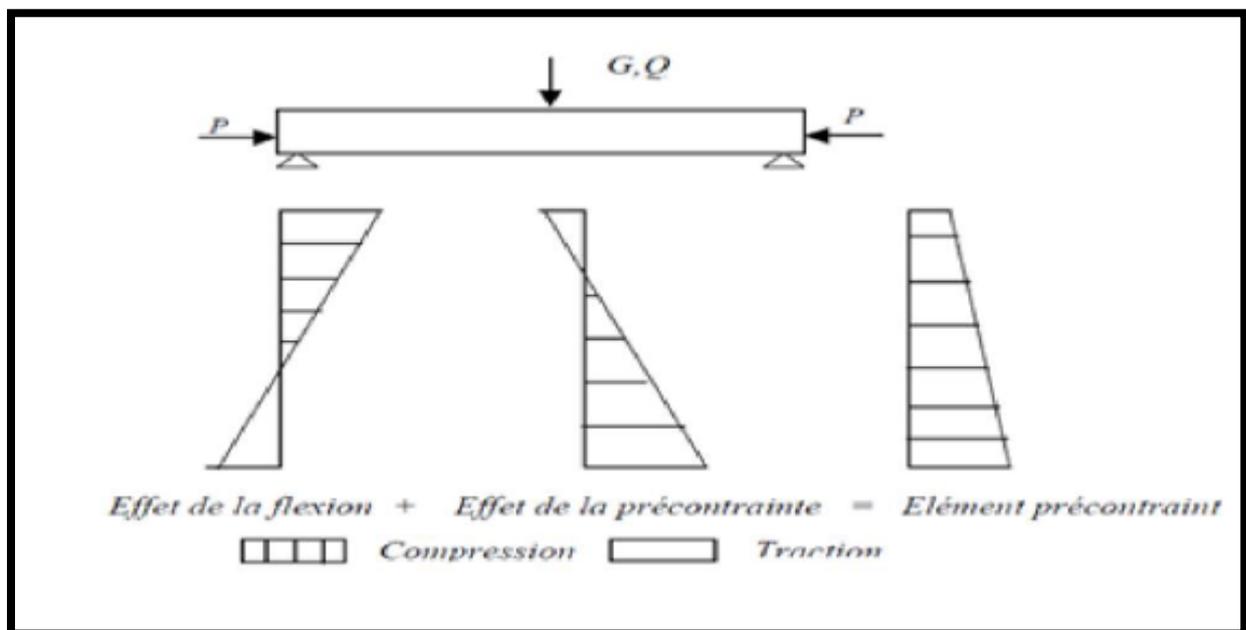


Fig.VII.1:Les diagrammes des contraintes des éléments

Cette précontrainte peut être :

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

2. Mode de précontrainte :

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets (Thonier, 1985) Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories : (Thonier, 1985

3.1. Précontrainte par pré-tension :

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton. Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

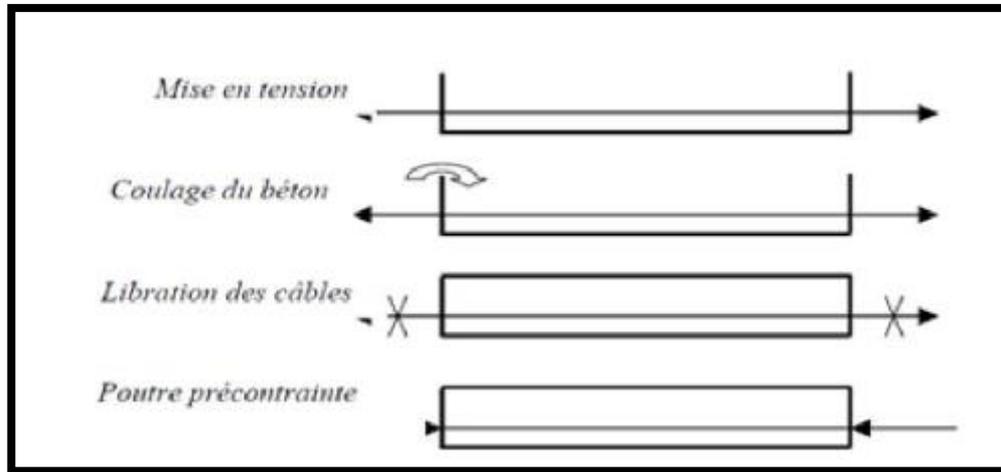


Fig.VII.2:Les étapes de réalisations par pré-tension

3.1.1. Les étapes générales de réalisation :

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

- dé-tension des armatures actives ;
- Découpage des fils situés entre deux éléments préfabriqués ;
- Manutention et stockage.

3.2. Précontrainte par post-tension :

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

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

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

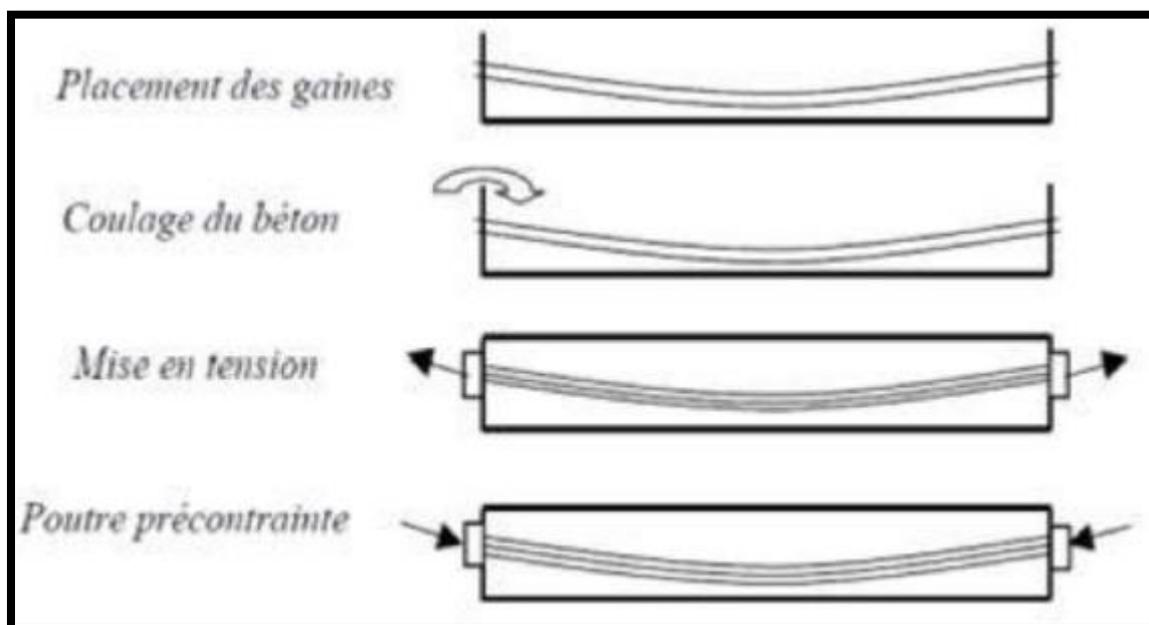


Fig.VII.3:Les étapes générales pour la post-tension

3.2.1 Les étapes générales de réalisation :

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

4. Pertes de la précontrainte :

La perte de la précontrainte est toute différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à un moment donné. Les pertes constituent un inconvénient non seulement en raison du moins bon rendement de l'acier et elles conduisent à une aggravation de l'état de sollicitation de béton.

4.1. Les pertes instantanées :

- Par glissement à l'ancrage $\Delta\sigma_g$.
- Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$.
- Par retrait du béton sur le banc $\Delta\sigma_r$.
- Par raccourcissement élastique lorsque de la détention $\Delta\sigma_b$.

4.2. Les pertes différées :

- Par retrait $\Delta\sigma_r$
- du fluage $\Delta\sigma_f$
- à la relaxation $\Delta\sigma_{pi}$

5. Etude de la précontrainte :

5.1. Données de calcul :

- **Le Béton :**

- A la compression $f_{c28} = 35MPa$
- A la traction $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7MPa$

- **L'acier de précontrainte :**

Les torons utilisés dans ce projet sont 12T15 super TBR de $\varphi = 15.2$ mm

- Résistance ultime $f_{prg} = 1860$ Mpa
- Limite élastique $f_{peg} = 1650$ Mpa
- Module d'élasticité $E_p = 190\ 000$ MPa.
- Section droite d'un toron $A_p = 1680$ mm².
- Diamètre de la gaine extérieure $\varnothing_g = 82$ mm.

- **Calcul des contraintes :**

$$f_{c28} = 35MPa.$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \longrightarrow f_{t28} = 2.7MPa$$

Contrainte	Calcul	Résultats (MPa)
$\overline{\sigma}_{ci}$	0.5×35	17.5
$\overline{\sigma}_{cs}$	0.6×35	21
$\overline{\sigma}_{ts}$	1.5×-2.7	-4,05
$\overline{\sigma}_{ti}$	1×-2.7	-2,7

Tableau

VII.1:Récapitulatif de contraintes admissibles

5.1.1. Les sollicitations de calcul :

Les moments à considérer sont celle de la section définie au titre (la section de calcul), de valeur cite au (Tableau VI-12) (poutre 5 sous la charge D240) à l'ELS.

$$M_{\max} = 6.3031 \text{ MN.m}$$

$$M_{\min} = 4.0075 \text{ MN.m}$$

$$\Delta M = 2.2956 \text{ MN.m}$$

Avec :

M_{max} : Moment à l'ELS de la charge D240

M_{min} : Moment dû à la charge permanente.

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 2.2956 \text{ MN.m}$$

/	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V (cm)	V'(cm)	ρ(%)	h (cm)
Poutre seule	5681.95	12913136	69.9714095	80.0285905	38.56	150
Poutre + hourdis	9244.45	28785140.7	63.189703	111.810297	41.87	175

Tableau VII.2: Caractéristiques géométriques de la poutre médiane

✚ Valeur maximale de la tension à l'origine :

$$\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg})$$

$$\sigma_{p0} = \min(0.8 \times 1860 ; 0.9 \times 1650)$$

$$\sigma_{p0} = \min(1488 ; 1485)$$

$$\Rightarrow \sigma_{p0} = 1485 \text{ MPa}$$

✚ Effort à l'origine :

$$P_0 = \sigma_{p0} \times A_p = 1485 \times 1680 \times 10^{-6}$$

$$\Rightarrow P_0 = 2.4948 \text{ MN}$$

✚ Calcul de P :

$$PI = \bar{\sigma}_m B + \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$PII = \frac{\bar{\sigma}_m \frac{I}{\sqrt{t}} + M_M}{c + \sqrt{t} - t'}$$

$$d' = t' = 1.5\Phi = 1.5 \times 8.2 = 12.3 \text{ cm}$$

$$C = \rho V = 0.4187 \times 0.63 = 0.26$$

$$PI = -2.7 \times 0.9244 + \frac{2.2956}{0.4187 \times 1.75} = 0.63 \text{ MN}$$

$$PII = \frac{-2.7 \frac{0.287}{1.118} + 6.3031}{0.26 + 1.118 - 0.123} = 4.47 \text{ MN}$$

$PII > PI \longrightarrow$ La section est sur critique le fuseau de passage du câble à une de ses frontières

qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_i n'est plus suffisant.

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

$$P_{min} = \max(PI ; PII) = 4.47 \text{ MN}$$

✚ Détermination de l'excentricité « e_0 » :

$$e_0 = -(V' - d') = -(111.81 - 12.3) = -99.5 \text{ cm}$$

$$e_0 = -0.995 \text{ m}$$

✚ Détermination du nombre de câble :

$$n = P_0 / P$$

Avec :

P : Précontrainte développées pour un câble

N : Nombre des câbles.

$$P = \sigma_{p0} \times A_p = 1485 \times 1680 \times 10^{-6}$$

$$\Rightarrow P = 2.49 \text{ MN}$$

$$P_0 \geq \frac{\sup (P_I ; P_{II})}{0.68}$$

$$P_0 \geq \frac{4.47}{0.68} = 6.57 \text{ MN} \quad \longrightarrow \quad P_0 = 6.57 \text{ MN}$$

$$n = \frac{6.57}{2.49} = 2.63$$

On prend le nombre du câble égal à **3 (12T15)**

 **La nouvelle valeur de la précontrainte :**

$$P_0 = n \times P \qquad P_0 = 3 \times 2.49 \qquad P_0 = 7.47 \text{ MN}$$

✓ **Calcul des caractéristiques géométriques pour la section nette à 0.5L**

$$B_n = B_b - nB_\emptyset$$

$$B_\emptyset = \frac{\pi \varphi^2}{4}$$

$$S_{\Delta g} = B_\emptyset \times Y$$

$$I_{\Delta g} = S_{\Delta g} \times Y$$

$$S_{\Delta \text{net}} = S_{\Delta b} - S_{\Delta g}$$

$$I_{\Delta \text{net}} = I_{\Delta b} - I_{\Delta g}$$

\emptyset : diamètre de la gaine = 8.2cm

n : nombre des câbles = 3

 **Section sans hourdis :**

Désignation	B (cm ²)	Y (cm)	S Δ (cm ²)	I Δ (cm ⁴)
Section brute	5981		478651	51218900,9
Gaine	158,43	14	2218,02	31052,28
Section nette	5822,57		476432,98	5118784,62

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B_n} = 81.82 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - B \times V'^2 = 12208581.56 \text{ cm}^4$$

$$V = h - V' = 68.18\text{cm} \quad i^2 = \frac{I_G}{B_n} = 2096.8 \longrightarrow i = 45.79 \quad \rho = \frac{I_G}{V.V'.B} = 0.3758 = 37.58\%$$

✚ Section avec hourdis :

Désignation	B (cm ²)	Y (cm)	S Δ (cm ²)	I Δ (cm ⁴)
Section brute	9731		1088026	150437651
Gaine	158,43	14	2218,02	31052,28
Section nette	9572,57		108580,98	150406598,7

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B_n} = 113.43\text{cm} \quad I_G = I_{\Delta} - B \times V'^2 = 27242420.05\text{cm}^4$$

$$V = h - V' = 61.57\text{cm} \quad i^2 = \frac{I_G}{B_n} = 2845.88 \longrightarrow i = 53.34 \quad \rho = \frac{I_G}{V.V'.B} = 0.4074 = 40.74\%$$

6. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

✓ à la mise en tension :

$$\left\{ \begin{array}{l} P1 = 1.02P0 - 0.8\Delta P0 = 0.9P0 \\ P1 = 0.9 \times 7.47 = 7.0218\text{MN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P2 = 0.98P0 - 1.2\Delta P0 = 0.86P0 \\ P2 = 0.86 \times 7.47 = 6.42\text{MN} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} P1 = 7.0218\text{MN} \\ P2 = 5.08\text{MN} \end{array} \right.$$

✓ en exploitation :

$$\left\{ \begin{array}{l} P1 = 1.02P0 - 0.8\Delta P0 = 0.82P0 \\ P1 = 0.82 \times 7.47 = 6.13\text{MN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P2 = 0.98P0 - 1.2 \Delta P0 = 0.68P0 \end{array} \right.$$

$$P2 = 0.68 \times 7.47 = 5.08 \text{ MN}$$

✓ en construction :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P1}{B} + \frac{(P1 \times ep + Mm) \times V}{I} \geq \sigma t = -4.05 \text{ MPa} \\ \frac{P1}{B} - \frac{(P1 \times ep + Mm) \times V'}{I} \leq \sigma c = 21 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{7.0218}{0.924} + \frac{(7.0218 \times (-0.995) + 4.0075) \times 0.63}{0.287} = 1.06 \text{ MPa} \geq \sigma t = -4.05 \text{ MPa (C.V)} \\ \frac{7.0218}{0.924} - \frac{(7.0218 \times (-0.995) + 4.0075) \times 1.118}{0.287} = 19.2 \text{ MPa} \leq \sigma c = 21 \text{ MPa (C.V)} \end{array} \right.$$

✓ en exploitation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P2}{B} + \frac{(P2 \times ep + Mm) \times V}{I} \leq \sigma c = 21 \text{ MPa} \\ \frac{P2}{B} - \frac{(P2 \times ep + Mm) \times V'}{I} \geq \sigma t = -4.05 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{5.08}{0.924} + \frac{(5.08 \times (-0.995) + 6.303) \times 0.63}{0.287} = 8.23 \leq \sigma c = 21 \text{ MPa (C.V)} \\ \frac{5.08}{0.924} - \frac{(5.08 \times (-0.995) + 6.303) \times 1.118}{0.287} = 0.63 \geq \sigma t = -4.05 \text{ MPa (C.V)} \end{array} \right.$$

7. DISPOSITION DES CÂBLES :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

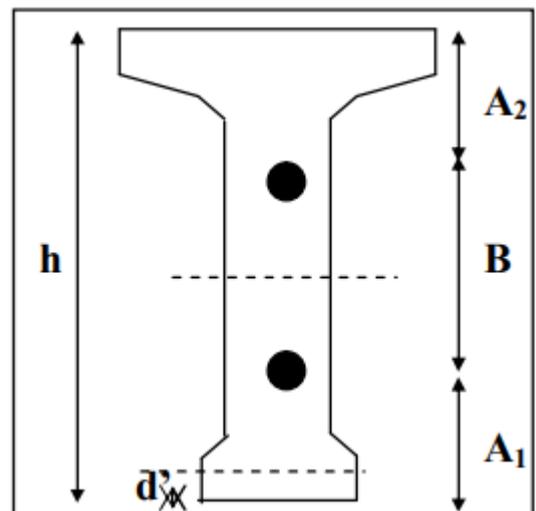
✓ Tracé des câbles 1 et 2 Sortant de l'about :

On fixe $B = 0.5 \text{ m}$

$A_1 = 0.52 \text{ m}$

$$Y_g = \frac{A_1 + B + A_1}{2} = 0.77 \text{ m}$$

$$A_2 = 1.5 - (0.5 + 0.52) = 0.48 \text{ m}$$



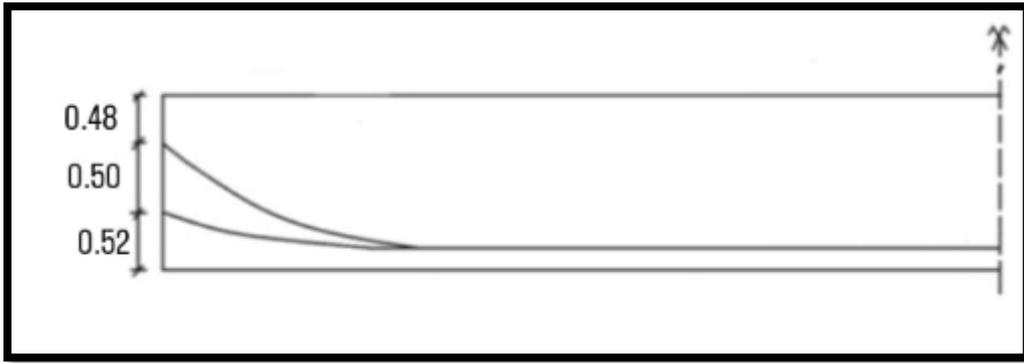


Fig.VII.4 : Tracé des câbles

Cette parabole a une équation de deuxième degré : $y = ax^2 + b$

Pour le câble n°1 on a : $y = a_1 x^2 + b_1$

Pour $x = 0 \longrightarrow y_1 = b_1 = 0.52\text{m}$

Pour $x = 1/2 \longrightarrow y_1 = 0.10 = a (16.2)^2 + 0.52$; $a = - 0.0016$

D'où : $y = - 0.0016 x^2 + 0.52$

Pour le câble n°2 on a : $y = a_1 x^2 + b_1$

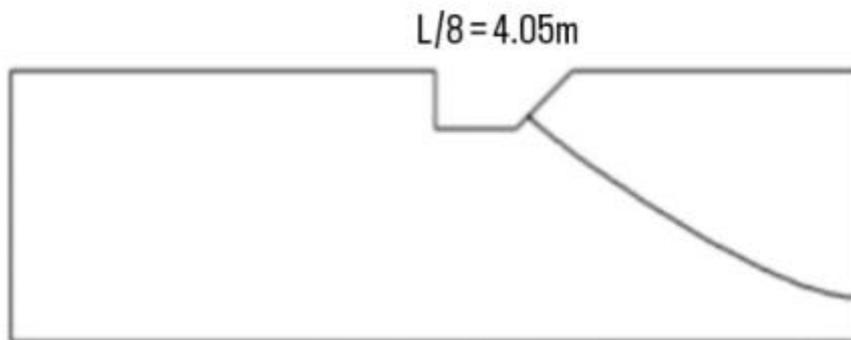
Pour $x = 0 \longrightarrow y_1 = b_1 = 1.12\text{m}$

Pour $x = 1/2 \longrightarrow y_1 = 0.1 = a (16.2)^2 + 1.12$; $a = - 0.00388$

D'où : $y = - 0.00388 x^2 + 1.12$

Pour le câble n°3 on a :

$Y = a_3 x^2 + b_3$. De même procédure on trouve $y = - 0.00445 x^2 + 1.35$



Disposition de câble n°3

Si on prend la dérivation de cette équation par rapport x on trouve:

$$\frac{dy}{dx} = 2ax = \text{tg } \alpha$$

Tableau récapitulatif d'y₁ et α₁ en fonction de X

câble	Position (m)	0	1/8	1/4	3/8	1/2
		0	4,05	8,1	12,15	16,2
1	Y _i (m)	0,52	0,494	0,415	0,283	0,1
	α _l (rd)	0	0,013	0,026	0,038	0,052
2	Y _i (m)	1,12	1,061	0,885	0,591	0,18
	α _l (rd)	0	0,029	0,058	0,087	0,11
3	Y _i (m)	1,35	1,277	1,058	0,69	0,18
	α _l (rd)	0	0,036	0,072	0,11	0,14
Valeur moyenne des 3 câbles	α _i moyenne	0	0,026	0,052	0,078	0,1

Tableau VII.3: tableau récapitulatif de y_i et α_i en fonction de X

8. calcul des pertes :

8.1. Les pertes instantanées :

a) pertes dues au frottement :

Elles sont dues au frottement du câble de précontrainte avec la gaine lors de la mise en tension. Sa formule est donnée par :

$$\sigma_{pfrot} = \sigma p_0 e^{-(f \cdot \alpha(x) + \varphi x)} \quad \text{et} \quad \Delta \sigma_{pfrot} = \sigma p_0 (1 - e^{-(f \cdot \alpha + \varphi \cdot l)})$$

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'origine = 1485 MPa

F : coefficient de frottement fils sur gaine = 0.16

φ : Coefficient de frottement en ligne droite = 0.002

X : longueur.

α : L'angle de relevage du câble en radians

On calcule les pertes par frottements à 0.5 L et 0.25 L

Abcisse (m)	0	8,1	16,2
Câble n°1	0	29,92	59,25
Câble n°2	0	37,35	72,42

Câble n°3	／	40,59	79,18
Valeur moyenne pour 2 câbles	0	33,63	65,83
Valeur moyenne pour les 3 câbles	／	35,95	70,28

Tableau VII.4: pertes dues au fortement

b) pertes dues au recul d'ancrage :

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif,

Si $d \leq \frac{L}{2}$ il faut tirer câble par les extrémités afin d'obtenir de tension plus si élevées.

Si $d \geq \frac{L}{2}$ il faut tirer le câble par une seule extrémité.

$$d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \left(\frac{f \cdot \alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

σ_{p0} : Tension à l'origine

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

E_p : Module d'élasticité de l'acier = 190000 MPA

L : longueur du câble.

Remarque :

Pour les 03 câbles $d > \frac{L}{2}$, donc il faut tirer les 03 câbles d'une seule extrémité.

N° câble	α (rd)	L (m)	$f \frac{\alpha}{L} + \varphi$	d (m)
1	0,026	32,41	0,00213	18,985
2	0,056	32,48	0,00276	16,678
3	0,071	20,63	0,00255	17,35

Calcul des pertes dues au recul d'ancrage :

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_p0 \left(f \cdot \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) \times d$$

Abcisse (m)	0	8,1	16,2
Câble n°1	120,008	68,806	17,6045
Câble n°2	112,74	57,985	3,23
Câble n°3	—	70,07	8,71
Valeur moye .pour 2 câbles	116,374	63,396	10,417
Valeur moye. pour les 3 câbles	—	65,62	9,848

Tableau VII.5: Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections

c) Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Elles résultent des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes.

$$\Delta\sigma_{racc} = \left(\frac{n-1}{2n} \right) \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b$$

n: Le nombre de câble de précontrainte.

σ_b : Contrainte moyenne du béton au niveau du câble.

E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte, $E_p=190000$ MPa.

$E_{bi} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} =$ à 28j = 35981.73 MPa : module de déformation longitudinale instantanée du béton à 28 jours.

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0}=1485$ MPa.

Calcul de l'enrobage :

$$d'_1 = 1.5 \times \phi_g = 0.123 \text{ m}$$

$$d'_2 = 1.5 \times \phi_g + \phi_g = 0.205 \text{ m}$$

Excentrait des câbles :

$$1^{\text{ère}} \text{ famille} = e_0 = - (v_p - d'1) = - (0.8037 - 0.123) = -0.68\text{m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ famille} = e_0 = - (v_{p+h} - d'2) = - (1.125 - 0.205) = -0.92\text{ m}$$

✓ **Perte raccourcissent instantané du béton pour les câble 1ère famille :**

$$\sigma_b(y) = \frac{P}{B_n} + \left(\frac{M_{gp-p} \times e_0}{I_n} \right) \times e_0$$

$$P = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f) = 1680 \times 10^{-6} (1485 - 65.83) = 2.38\text{MN}$$

$$\sigma_b(y) = \frac{2.38}{0.852247} + \left(\frac{2.225 - 2.38 \times 0.68}{0.122085} \right) \times 0.68 = 6.17\text{MN}$$

$$\sigma_{b0} = (\sigma_{b0})_1 + (\sigma_{b0})_2$$

$$\sigma_{b \text{ racc}} = \frac{E_p}{E_{bi}} \left[\frac{1}{2} \times 6.17 + 6.17 \right] = 48.87\text{MPa}$$

✓ **Perte raccourcissent instantanée du béton pour les câble 2ème famille :**

$$P = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f) = 1680 \times 10^{-6} (1485 - 70.28) = 2.37\text{MN}$$

$$\sigma_b(y) = \frac{2.37}{0.957257} + \left(\frac{4.007 - 2.37 \times 0.92}{0.272424} \right) \times 0.92 = 8.64\text{MN}$$

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{E_p}{3E_{bij}} \times \frac{M_g \times e_p}{I_g} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \times \frac{n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{recul})}{B} \times \left(1 + \frac{B \times e^2}{I_g} \right)$$

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{190000}{3 \times 35981.73} \times \frac{4.007 \times 0.92}{0.272424} + \frac{190000}{3 \times 35981.73} \times \frac{1 \times 1680 \times 10^{-6} (1485 - 70.28 - 0)}{0.957257} \times \left(1 + \frac{0.957257 \times 0.92^2}{0.272424} \right) = 41.14\text{MN}$$

Les pertes instantanées totales pour $X = \frac{L}{2}$

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_b + \Delta\sigma_{racc}$$

Pour les câbles de la 1ère famille :

$$\Delta\sigma_i = 65.83 + 10.417 + 48.87 = 125.117\text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta p_0} = \frac{125.117}{1485} \times 100 = 8.41\% \Delta p_0$$

Pour les câbles de la 2ème famille :

$$\Delta\sigma_i = 70.28 + 9.848 + 41.14 = 121.268\text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta p_0} = \frac{121.268}{1485} \times 100 = 8.16\% \Delta p_0$$

8.2. Les pertes différées :

a) pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. la Perte due au retrait est donnée par :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r (1 - r(t)) E_p$$

$\varepsilon_r = 3.10^{-4}$ étant le retrait total du béton.

$r(t)$: fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$r(t) = t / (t + 9 r(m))$. Avec $r(m) = B_n / p$.

B_n : la section nette

p : le périmètre de la section

Pour les câbles de la 1^{ère} famille :

$$B_n = 5822.57 \text{ cm}^2$$

$$p = 642 \text{ cm}$$

$$\text{A 28 jours : } r(m) = 5822.57 / 642 = 9.07 \text{ cm}$$

$$r(t) = 28 / (28 + 9 (9.07)) = 0.255$$

$$\Delta\sigma_r = 3.10^{-4} (1 - 0.255) 190000 = 42.465 \text{ MPa}$$

Pour les câbles de la 2^{ème} famille :

$$B_n = 9572.57 \text{ cm}^2$$

$$p = 992 \text{ cm}$$

$$\text{A 28 jours : } r(m) = 9572.57 / 992 = 9.65 \text{ cm}$$

$$r(t) = 28 / (28 + 9 (9.65)) = 0.243$$

$$\Delta\sigma_r = 3.10^{-4} (1 - 0.243) 190000 = 43.149 \text{ MPa}$$

b) pertes dues à la relaxation de l'acier :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times \rho 1000 \times \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}$$

$\rho 1000$: Relaxation des aciers à 1000 heures en % = 2.5% pour les torons à basse relaxation.

$\mu_0 = 0.43$ Pour les aciers TBR

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

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

Pour les câbles de la 1^{ère} famille :

$$\sigma_{pi} = 1485 - 125.117 = 1359.88 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{1359.88}{1860} - 0.43 \right) \times 1359.88 = 61.42 \text{MPa}$$

Pour les câbles de la 2^{ème} famille :

$$\sigma_{pi} = 1485 - 121.268 = 1363.732 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{1363.732}{1860} - 0.43 \right) \times 1363.732 = 62.02 \text{MPa}$$

c) pertes dues au fluage:

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b - \sigma_M) \frac{E_p}{E_i}$$

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 35981.72$$

$$E_p = 190000 \text{MPa}$$

$$\sigma_M = \frac{Mg \cdot ep}{I} + \frac{\sigma_{pi} \cdot Ap}{B} \times \left(1 + \frac{ep^2}{i^2} \right)$$

Pour les câbles de la 1^{ère} famille :

$$\sigma_M = \frac{2.225 \times 0.68}{0.122085} + \frac{1359.88 \times 1680 \times 10^{-6}}{0.852257} \times \left(1 + \frac{0.68^2}{0.20968} \right) = 20.98 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

$$\Delta\sigma_d = 42.465 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 61.42$$

$$\Delta\sigma_d = 93.64 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\sigma_b = \sigma_M - \frac{\Delta\sigma_d \cdot Ap}{B} \times \left(1 + \frac{ep^2}{i^2} \right)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = (41.371 + 6.317 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}) \times \frac{190000}{35981.73}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 226.128 \text{MPa}$$

Pour les câbles de la 2^{ème} famille :

$$\sigma_M = \frac{4.007 \times 0.92}{0.272424} + \frac{1363.732 \times 1680 \times 10^{-6}}{0.957257} \times \left(1 + \frac{0.92^2}{0.284588} \right) = 23.04 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

$$\Delta\sigma_d = 43.149 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 62.02$$

$$\Delta\sigma_d = 94.83 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\sigma_b = \sigma_M - \frac{\Delta\sigma_d \cdot Ap}{B} \times \left(1 + \frac{ep^2}{i^2} \right)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = (45.421 + 6.974 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}) \times \frac{190000}{35981.73}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 249.03 \text{MPa}$$

Les pertes différées totales pour L/2 :

Pour les câbles de la 1^{ère} famille :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

$$\Delta\sigma_d = 42.465 + 226.128 + \frac{5}{6} 61.42$$

$$\Delta\sigma_d = 319.77 \text{MPa}$$

Pour les câbles de la 2^{ème} famille :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

$$\Delta\sigma_d = 43.149 + 249.03 + \frac{5}{6} 62.02$$

$$\Delta\sigma_d = 343.89 \text{MPa}$$

Pertes de précontrainte totales de tous les câbles :

$$\Delta\sigma_{total} = \frac{n(\Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d)^{1^{\text{ère}} \text{ famille}} + n(\Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d)^{2^{\text{ème}} \text{ famille}}}{\sum n}$$

$$\Delta\sigma_{total} = 390.644 \text{MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{total}}{\Delta p_0} \times 100 = \frac{390.644}{1485} \times 100 = 26.3\% \Delta p_0 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Chapitre VIII :
Etude De La Culée

1.1) Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblais).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Tableau de coefficient de poussée pour les déformations est présenté dans le tableau ci-dessous :

Action de séisme	K_h	K_v	K_y	θ^0	λ
Condition statique	0	0	1	0	0,33
H+V+	0,1	0,03	1,02	5,545	0,4
H+V-	0,1	-0,03	0,99	5,886	0,388

Tableau.VIII.1 de coefficient de poussée

1.2 Calcule les poids propre de culée :

a) Poids propre du mur garde-grève :

- ✓ Hauteur: H = hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui. Donc: Hauteur: $H = 1,91\text{m}$
- ✓ Epaisseur (couronnement) : H culée = $8,41 > 6\text{m}$. $e = 0,30\text{m}$ (selon SET RA).
- ✓ Longueur = la largeur du tablier - 2 (l'épaisseur du mur en retour) $L = 13,4\text{m}$.

$$PGG = \gamma_b \cdot e \cdot H \cdot L$$

$$PGG = 2,5 \cdot 0,3 \cdot 1,91 \cdot 13,4$$

$$PGG = 19,19 \text{ t}$$

b) Poids de la dalle de transition :

- ✓ La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève.

La longueur se donne par la formule suivante:

$$l = \min(6\text{m}, \max(3\text{m}, 0,6H))$$

H: hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) = 6.91 m. Donc: $l = 5$ m.

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30 cm, et appuyé sur le corbeau, elle est mise en place avec une pente de 10%.

$$P_{DDT} = \gamma_b \cdot e \cdot l \cdot L$$

$$P_{DDT} = 2,5 \cdot 0,3 \cdot 5 \cdot 8$$

$$P_{DDT} = 30\text{t}$$

c) Poids du corbeau :

- ✓ Longueur = largeur du tablier - 2 (l'épaisseur du mur en retour).

$$P_c = \gamma_b \cdot S \cdot L$$

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = (h_1 \cdot e) + (h_2 \cdot e) / 2$$

$$S = [(1,0, 3) + ((0,253 \cdot 0, 3) / 2)] = 0,04\text{m}^2$$

$$P_c = 2,5 \cdot 0,04 \cdot 13,4$$

$$P_c = 11,4\text{t}$$

d) Poids propre du mur frontal :

Longueur: et celle du tablier = 14 m

$$P_f = \gamma_b \cdot e \cdot H \cdot L$$

$$P_f = 2,5 \cdot 1,2 \cdot 5 \cdot 14$$

$$P_f = 210\text{t}$$

e) Poids propre du mur en retour :

Le mur en retour a une épaisseur constante de 0,40 m pour un bon ferrailage et un bon bétonnage.

Il a une longueur de 7.6 et hauteur de 6.91 m celle de la culée.

$$P_R = \gamma_b \cdot S \cdot L$$

Tel que (S : surface de mur en retour).

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$SI = 2,46,91 = 16,584 \text{ m}$$

$$S2 = 5,2 \cdot 1,5 = 7,8 \text{ m}$$

$$S3 = (3,67 \cdot 5,2 / 2) = 9,542 \text{ m}$$

$$S = 33,93 \text{ m}^2;$$

Poids des deux murs retour est :

$$P_R = 2,5 \cdot 33,93 \cdot 0,4 = 67,86 \text{ t}$$

f) Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma_b \cdot e \cdot l \cdot L$$

$$P_s = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 6 \cdot 12,2$$

$$P_s = 274,5 \text{ t}$$

g) Poids des terres :

g. 1. Sur la dalle de transition :

$$P = \gamma_s \cdot H \cdot l \cdot L$$

$$P = 1,8 \cdot 0,5 \cdot 5 \cdot 8$$

$$P = 36 \text{ t}$$

g. 2. Sur la semelle :

$$P = \gamma_s \cdot H \cdot l \cdot L$$

$$P = 1,8 \cdot 5 \cdot 2,4 \cdot 8,41$$

$$P = 181,66 \text{ t}$$

h) Poids des surcharges :

$$P = \gamma_q \cdot l \cdot L$$

$$P = 1,2 \cdot 5 \cdot 8$$

$$P = 48 \text{ t}$$

1-3 Selon RPOA (règlement parasismique pour les ouvrages d'art) on a:

- ✓ L'effort sismique horizontal : $H_s = K_{h0} P(t)$.
- ✓ L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm K_v) \cdot P(t)$.

1-4 Le calcul des moments sur la culée se (ait par rapport au point 0) :

M_s : désigne le moment stabilisant due aux charges verticales.

$M_s = (\text{efforts verticaux} \times \text{bras de levier horizontal})$.

M_f : désigne le moment renversant due aux charges horizontales.

$M_f = (\text{efforts horizontaux} \times \text{bras de levier vertical})$.

a) Valeurs des moments (stabilisants et renversants) dues aux charges permanents :

Sollicitation Désignation		Efforts P(t)	Kh.P(t)	(1 ± Kv).P(t)	H(m)	V(m)	Mr (t,m)	Ms (t,m)
Mur garde grève	C.S	19,19	0	19,19	3,45	7,455	143,06145	66,2055
	H+V+	19,19	1,919	19,76	3,45	7,455	147,3108	68,172
	H+V-	19,19	1,919	18,61	3,45	7,455	138,73755	64,2045
Mur frontal	C.S	210	0	210	3	4	840	630
	H+V+	210	21	216,3	3	4	865,2	648,9
	H+V-	210	21	203,7	3	4	814,8	611,1
Mur en retour	C.S	67,86	0	67,86	6,5	5,435	368,8191	441,09
	H+V+	67,86	6,786	69,89	6,5	5,435	379,85215	454,285
	H+V-	67,86	6,786	65,82	6,5	5,435	357,7317	427,83
Dalle de transition	C.S	30	0	30	6,1	7,51	225,3	183
	H+V+	30	3	30,9	6,1	7,51	232,059	188,49
	H+V-	30	3	29,1	6,1	7,51	218,541	177,51
Semelle	C.S	274,5	0	274,5	3	0,75	205,875	823,5
	H+V+	274,5	27,45	282,73	3	0,75	212,0475	848,19
	H+V-	274,5	27,45	266,26	3	0,75	199,695	798,78
Corbeau	C.S	11,4	0	11,4	3,74	7,18	81,852	42,636
	H+V+	11,4	1,14	11,74	3,74	7,18	84,2932	43,9076
	H+V-	11,4	1,14	11,06	3,74	7,18	79,4108	41,3644
Poids des terres sur DDT	C.S	36	0	36	6,1	7,76	279,36	219,6
	H+V+	36	3,6	37,08	6,1	7,76	287,7408	226,188
	H+V-	36	3,6	34,92	6,1	7,76	270,9792	213,012
Poids des terres sur semelle	C.S	181,6	0	181,6	4,8	4,95	898,92	871,68
	H+V+	181,6	18,16	187,05	4,8	4,95	925,8975	897,84
	H+V-	181,6	18,16	176,152	4,8	4,95	871,9524	845,5296
Poids des surcharges	C.S	48	0	48	7,4	8,41	403,68	355,2
	H+V+	48	4,8	49,44	7,4	8,41	415,7904	365,856
	H+V-	48	4,8	46,56	7,4	8,41	391,5696	344,544

Tableau.VIII.2: Valeurs des moments dues aux charges permanents

b) Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres :

Sous séisme la pousse dynamique globale, comportant à la fois l'effet statique et dynamique de la pousse active des terres et a pour valeur :

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 \cdot L$$

Ka : Coefficient de poussée des terres.

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; Poids volumique de remblai.

Sollicitation Désignation		Efforts P(t)	Kh.P(t)	(1 ± Kv).P(t)	H(m)	V(m)	Mr (t,m)	Ms (t,m)
MGG+MF	C.S	0,5*1,8*0,33*6,91 ² *8	113,44	/	/	3,8	431,072	/
	H+V+	0,5*1,8*0,4*6,91 ² *9	137,57	/	/	3,8	522,766	/
	H+V-	0,5*1,8*0,388*6,91 ² *10	133,39	/	/	3,8	506,882	/
SEMELLE	C.S	0,5*1,8*0,33*1,3 ² *12,2	4,015	/	/	0,5	2,0075	/
	H+V+	0,5*1,8*0,4*1,3 ² *12,3	4,87	/	/	0,5	2,435	/
	H+V-	0,5*1,8*0,388*1,3 ² *12,4	4,72	/	/	0,5	2,36	/

Tableau.VIII.3 : Valeurs des sollicitations dues aux poussées des terres

c) valeurs des moments renversant dû es aux surcharges de remblais :

Lorsque le terre-plein supporte une charge uniforme d'intensité q, la poussée dynamique active

globale correspondante est prise égale à ;

$$P_{ad}(q)=q \cdot K_{ad} \cdot H.L$$

Sollicitation Désignation		Efforts P(t)	Kh.P(t)	(1 ± Kv).P(t)	H(m)	V(m)	Mr (t,m)	Ms (t,m)
MGG+MF	C.S	1,2*0,33*6,91*8	21,89	/	/	4,955	108,46495	/
	H+V+	1,2*0,4*6,91*8	26,53	/	/	4,955	131,45615	/
	H+V-	1,2*0,388*6,91*8	25,738	/	/	4,955	127,53179	/
SEMELLE	C.S	1,2*0,33*1,3*12,2	6,28	/	/	0,75	4,71	/
	H+V+	1,2*0,4*1,3*12,3	7,61	/	/	0,75	5,7075	/
	H+V-	1,2*0,388*1,3*12,4	7,38	/	/	0,75	5,535	/

Tableau.VIII.4 Valeurs des sollicitations dues aux surcharges des remblais.

d) La somme de toutes les sollicitations est résumée dans le tableau suivant:

Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux :

Sollicitation Désignation		$V=\sum Kh.P(t)$	$H=\sum (1 \pm Kv).P(t)$	$\sum Mr (t, m)$	$\sum Ms (t, m)$
TOTAL	C.S	145,625	878,55	546,25445	3632,9115
	H+V+	264,435	904,89	1007,051405	3741,8286
	H+V-	233,345	852,182	986,995545	3523,8745

Vérification de stabilité au renversement :

En conditions statiques le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) $F_e = 1,5$.

$$\triangleright \frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1,5 \text{ Condition statique.}$$

En conditions sismique le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) $F_v = 1$.

$$\triangleright \frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1 \text{ Condition sismique.}$$

Conditions statiques:

C.S :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{3632,9115}{546,25446} = 6,65 \geq 1,5 \quad (C.V)$$

Condition sismique :

H⁺V⁺ :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{3741,8286}{1007,051405} = 3,716 \geq 1 \quad (C.V)$$

H⁺V⁻ :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{3523,8745}{986,995545} = 3,570 \geq 1 \quad (C.V)$$

Dans les (03) cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées donc stabilité de la culée est assurée.

Ferraillage des éléments de la culée :

Les éléments de la culée seront ferraillés selon les règles du BAEL

a) Béton :

Poids volumique du béton: $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$

Résistance à la compression: pour un béton âgé de 28 jours, on a :

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ pour le béton de la superstructure et le béton des appuis (culées+pile) et des fondations.

Résistance à la traction

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (35) = 2,7 \text{ MPa. (} f_{c28} = 35 \text{ MPa).}$$

Contrainte admissible à la compression (EL U) :

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\theta = 1$ lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures.

Contrainte de service

$E_b = 0.5 f_{c28}$ Ouvrage fini.

$E_b = 0.5 f_{c28}$ En construction situation accidentelle.

Coefficient de poisson

$\nu = 0$ pour béton fissuré (ELU).

$\nu = 0,2$ pour béton non fissuré (ELS).

b) Acier

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence ($f_e=400$).

Limite élastique est égale $f_e=400$ MPa.

Module d'élasticité $E_s = 210\,000$ MPa.

Contraintes limites à la traction

ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s=1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,5$ Situation durable ou transitoire.

ELS :

En fissuration préjudiciable:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right). \\ \text{En fissuration très préjudiciable : } \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right). \end{array} \right.$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = J$ pour les armatures rondes lisses.

$\eta = J, e$ pour les armatures hautes adhérence.

Etude et ferrailage de la culée :

1-Dalle de transition :

La dalle de transition est appuyée sur le corbeau (appui double) et sur le sol appui élastique.

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contacte directe avec le sol).

Evaluation des efforts :

- Poids de la dalle de transition: $g_1 = \gamma_b \cdot e_d = 2,5 * 0,3 * 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$
- Poids du remblai: $g_2 = \gamma_s \cdot e_{re} = 1,8 * 0,5 * 1 = 0,9 \text{ t/m}^2$
- Poids propre du revêtement: $g_3 = \gamma_{bi} \cdot e_{re} = 2,2 * 0,08 * 1 = 0,176 \text{ t/m}^2$

$\gamma_{bi} = 2,2 \text{ t/m}^2$: Poids volumique du béton bitumineux

- Poids total: $G = g_1 + g_2 + g_3 = 1,826 \text{ t/m}^2$
- Surcharges: $Q = 1,2 * 1 = 1,2 \text{ t/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charges permanentes } G = 1,826 \text{ t/m}^2 \\ \text{Surcharge } Q = 1,2 \text{ t/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_G = \frac{qL^2}{8} = 5,70 \text{ t.m/ml} \\ M_Q = \frac{qL^2}{8} = 3,75 \text{ t.m/ml} \\ V_G = \frac{qL}{2} = 4,56 \text{ t/ml} \\ V_Q = \frac{qL}{2} = 3 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

Combinaison des efforts:

ELU:

$$M_{ELU} = 1,35 M_G + 1,6 M_Q = 13,69 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{ELU} = 1,35 V_G + 1,6 V_Q = 10,95 \text{ t/ml.}$$

ELS:

$$M_{ELS} = M_G + 1,2 M_Q = 10,2 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{ELS} = V_G + 1,2 V_Q = 8,16 \text{ t/ml.}$$

a) Ferrailage de la dalle de transition

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU pour une bande de 1ml de largeur.

ferrailage vertical :

Supposent section rectangulaire

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ d = 0,9 * h = 0,9 * 0,3 = 0,27 \text{ cm} \\ f_{c28} = 35 \text{ MPa} \end{array} \right.$$
$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$M_u = 13,69 \text{ t.m/ml (sous l'effet de la combinaison maximale).}$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}; \text{ Avec } \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \cdot 35}{1,1,5}; f_{bu} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}; \mu = \frac{13.69}{1.(0.27^2).19.83} \cdot 10^{-2} = 0.095$$

$\mu = 0.095 < \mu = 0.186 \Rightarrow$ Donc le calcul se fait selon le pivot A.

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues,

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} \text{ avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} Z = d(1 - 0,4\alpha) \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,095)}) = 0,125; \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,095)}) = 0,125; \\ Z = 0,27(1 - 0,4.0,125) = 0,26m. \end{cases}$$

$$D'où A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = \frac{13.69}{0,26.348} \cdot 10^{-2} = 15.13 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité:

$$A_{s \min} = 0,23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}; \quad A_{s \min} = 0,23 \frac{100.27.2,7}{400} = 4,19 \text{ cm}^2$$

$A_u = 15.13 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 4.19 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On prend **8HA16** de section **16.08 cm²**

Le ferrailage horizontal :

$$A_t = A_s / 3 = 16,08 / 3 = 5,36 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12** de section **5,65 cm²**

2-Corbeau:

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Evaluation des charges et surcharges:

- Réaction due à la dalle de transition: $R_1 = q \cdot L / 2 = 0,3 \times 5 \times 2,5 / 2 = 1,87 \text{ t/ml}$.
- Réaction des poids des terres: $R_2 = q \cdot L / 2 = 0,5 \times 5 \times 1,8 / 2 = 2,25 \text{ t/ml}$
- Réaction due au revêtement: $R_3 = q \cdot L / 2 = 0,08 \times 5 \times 2,2 / 2 = 0,44 \text{ t/ml}$.
- Poids propre de corbeau: $R_4 = \gamma_b \cdot S \cdot L = 0.34 \times 2,5 \times 1 = 0.85 \text{ t/ml}$.
- Réaction due aux surcharges sur remblai: $R_5 = q \cdot L / 2 = 5 \times 1,2 / 2 = 3 \text{ t/ml}$.

Avec: L : longueur de la dalle de transition.

Combinaison:

Réactions:

$$R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 12.11 \text{ t/ml}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 9.015 \text{ t/ml}$$

Moments:

$$M_{ELU} = [1,35(RI + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5] \times (L/4=0,075) = 12,11 * 0,075 = 0.908 \text{ t. m/ml.}$$

$$M_{ELS} = [(RI + R2 + R3 + R4) + 1,2 R5] \times 0,075$$

$$= 9,015 * 0,075 = 0,676 \text{ t. m/ml}$$

a) Ferrailage:

On suppose que le corbeau comme une console encastree dans le mur garde grève.

Le corbeau est sollicite par une flexion simple.

Ferrailage vertical :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec, $Mu=0.908 \text{ t. m/ml}$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,30 = 0,27 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.908}{1 * 0.27^2 * 19.83} \cdot 10^{-2} = 0.0063$$

$= 0.0063 < \mu = 0.186 \Rightarrow$ Donc le calcul se fait selon le pivot A

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} z = d \cdot (1 - 0.4 * \alpha_u) \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_u}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} z = 0.27 \cdot (1 - 0.4 * 7.89 * 10^{-3}) = 0.27 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0063}) = 7.89 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$D'où $A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = \frac{0.908}{0.27 * 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$$

b) Condition de non fragilité:

$$A_{s \min} = 0.23 \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \cdot \frac{100 * 27 * 2.7}{400} = 4.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 4.19 \text{ cm}^2 > 0.97 \text{ cm}^2 \text{ C. N. V}$$

Donc $A_s = 4,19 \text{ cm}^2$. On prend: **4HA12** pour $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

Ferrailage horizontal :

$$A_t = A_s/3 = 4.52/3 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit: 2HA10 pour $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$,

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de

HA25 tous les **1 m**.

3-Mur de garde- grève :

- Evaluation des efforts s'agissant sur mur garde-grève :

1-Poussée des terres :

$$P_t = 1/2 * \gamma * K_a * H^2$$

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= \text{tg}^2(180/4 - 30/2) = 0.33$$

$$P_t = 1/2 * 1.8 * 0.33 * 1.91^2 = 1.08 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{P_t} = P_t * H/3 = 1.08 * 1.91/3 = 0.69 \text{ t.m/ml}$$

2-Poussée due aux charges locales B_C :

$$M_q = \frac{12 * K_a * b_c * \sigma_{bc}}{(0.75 + 2.h)} * [(0.25 + h) * \ln(1 + 4.h) - h]$$

$$K_a = 0.33, b_c = 1.1, \sigma_{bc} = 1$$

$$M_q = 2.62 \text{ t.m/ml}$$

-Moment du aux la force de freinage :

$$M_{fr} = \frac{6 * h}{0.25 + 2 * h}$$

$$M_{fr} = 2.815 \text{ t.m/ml}$$

Combinaison :

ELU :

$$M_{ELU} = 1.35 (M_{P_t}) + 1.6 (M_q + M_{fr})$$

$$= 1.35 (0.69) + 1.6 (2.62 + 2.815) = 9.627 \text{ t.m/ml}$$

ELS :

$$M_{ELS} = 7.212 \text{ t.m/ml}$$

Ferrailage du mur garde grève :

Ferrailage vertical :

$$\mu = \frac{Mu}{b * d^2 + f_{bu}} = \frac{9.627}{1 * 0.27^2 + 19.83} * 10^{-2}$$

$$\mu = 0.0483 < 0.186 f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; b = 1 ; d = 0.27$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0.062$$

$$Z = 0.27 (1 - 0.4 * (0.062)) = 0.263$$

$$A_s = \frac{9.627}{0.261 * 348} = 10.52$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 * 100 * 27 * 2.7}{400} = 4.191 < 10.52 \text{ C.V}$$

Donc $A_s = 10.52 \text{ cm}^2$. On prend: **7HA14** pour $A_s = 10.78 \text{ cm}^2$

Ferrailage horizontal :

$$A_t = A_s / 3 = 10.78 / 3 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA10 pour $A_t = 3.93 \text{ cm}^2$,

4-Mur en retour :

-Efforts horizontal :

$$l = 7\text{m} ; H = 9.5\text{m} ; e = 0.4$$

1-Poussée des terres :

$$P_t = 1/2 \gamma_s \cdot K_a \cdot H^2$$

$$= 1/2 * 1.8 * 0.33 * 6.91^2 * 1$$

$$P_t = 14.18 \text{ t/ml}$$

2-Poussée des surcharges :

$$P_{sr} = q \cdot K_a \cdot H$$

$$= 1.2 * 0.33 * 6.91 * 1$$

$$= 2.74 \text{ t/ml}$$

3-Poussée de la surcharge concentrée :

$$P_{sc} = q * 2t$$

$$= 1.2 * 2$$

$$= 2.4 \text{ t/ml}$$

-Les moments :

$$M_{pt} = P_t * H / 3$$

$$= 14.18 * 6.91 / 3$$

$$= 32.66 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{Psr} = P_{sr} * H / 2 = 2.74 * 6.91 / 2 = 9.47 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{P_{sc}} = P_{sc} * H = 19.58 \text{ t.m/ml}$$

Combinaison des efforts :

$$M_{ELU} = 1.35 * M_{Pt} + 1.6 * (M_{P_{sr}} + M_{P_{sc}}) = 90.57 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = M_{Pt} + 1.2 * (M_{P_{sr}} + M_{P_{sc}}) = 67.52 \text{ t.m}$$

-Efforts verticaux :

1-Poids propre :

$$P_G = \gamma_b \cdot S \cdot e \cdot H \cdot 1 \text{ ml} = 2.5 * 0.4 * 6.91 * 1 = 6.91 \text{ t/ml}$$

2-Poids propre de la superstructure :

$$P_s = 0.3 * 1 = 0.3 * 7 = 2.1 \text{ t/ml}$$

3-Poids de surcharge concentrée :

$$P_{sc} = q * 4 \text{ t} = 1.2 * 4 = 4.8 \text{ t/ml}$$

-Les moments :

$$M_G = P_G * l/2 = 6.91 * 7/2 = 24.19 \text{ t.m/ml}$$

$$M_s = P_s/2 = 2.1/2 = 1.05 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{sc} = P_{sc} * l = 4.8 * 7 = 33.6 \text{ t.m/ml}$$

Combinaison des efforts :

$$M_{ELU} = 1.35 * (M_G + M_s) + 1.6 * (M_{sc}) = 87.83 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELS} = (M_G + M_s) + 1.2 * (M_{sc}) = 65.65 \text{ t.m/ml}$$

Ferraillage horizontal :

$$M_U = 90.57 \text{ t.m/ml}$$

$$M_U = 90.57/6.91 = 13.11 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{13.11}{1 * 0.36^2 * 19.83} * 10^{-2}$$

$$\mu = 0.051 < 0.186 \text{ donc Pivot A}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0.065$$

$$Z = 0.27 * (1 - 0.4 * (0.062)) = 0.263$$

$$A_s = \frac{13.11}{0.263 * 348} = 14.32$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 * 100 * 27 * 2.7}{400} = 4.191 < 14.31 \text{ C.V}$$

Donc $A_s = 14.31 \text{ cm}^2$. On prend: **10HA14** pour $A_s = 15.39 \text{ cm}^2$

Le ferrailage vertical :

$$M_U = 87.83 \text{ t.m/ml}$$

$$M_U = 87.83/6.91$$

$$= 12.71 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 + f_{bu}} = \frac{12.71}{1 \cdot 0.36^2 + 19.83} * 10^{-2}$$

$$\mu = 0.05 < 0.186 \text{ donc Pivot A}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0.064$$

$$Z = 0.27(1 - 0.4 * (0.064)) = 0.263$$

$$A_s = \frac{13.11}{0.263 * 348} = 14.32$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 * 100 * 27 * 2.7}{400} = 4.191 < 14.32 \text{ C.V}$$

Donc $A_s = 14.32 \text{ cm}^2$. On prend: **5HA20** pour $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$

5-Mur frontal :

Condition statique :

a -Effort normal :

$$N = \sum(1 \mp kv)P = 210 \text{ t}$$

$$ELU = 1.35 * N_G + 1.6 N_Q / L ; N_Q = 0$$

$$ELU = 1.35 * 210 / 8.41$$

$$ELU = 33.71 \text{ t/ml}$$

b-moment :

$$M_{net} = \sum Mr - \sum Ms = 630 - 0 = 630 \text{ t.m}$$

$$ELU = 1.35 * M_{net} / L = 101.13 \text{ t/ml}$$

Condition sismique :

a -Effort normal :

$$N = \sum(1 \mp kv)P = 420 \text{ t}$$

$$ELU = 1.35 * N_G + 1.6 N_Q / L ; N_Q = 0$$

$$ELU = 1.35 * 420 / 8.41 = 67.42 \text{ t.m/ml}$$

b-moment :

$$M_{net} = \sum Mr - \sum Ms = 1260 - 168 = 1092 \text{ t.m}$$

$$ELU = 1.35 * M_{net} / L = 175.29 \text{ t.m/ml}$$

-Ferrailage de la flexion composée :

Donnée :

$$b = 1 \text{ m} ; h = 1.2 ; d' = 5 \text{ cm}$$

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique

-Condition sismique : $N \leq 0$ (E.T)

-comprimé :

$$A = (0.337 * h - 0.81 * d') * b * h * f_{bu}$$

$$A = (0.337 * 1.2 - 0.81 * 0.05) * 1 * 1.2 * 19.83 = 8.66$$

$$B = 67.42 * (1.08 - 0.05) - 199.976 = -130.533$$

Donc $A > B$

Section partiellement comprimé

Le calcul soumis à la flexion simple

Ferrailage vertical :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec, $Mu = 175.29 \text{ t.m/ml}$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 * 1.2 = 1.08 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{175.29}{1 * 1.08^2 * 19.83} \cdot 10^{-2} = 0.076$$

$= 0.076 < \mu = 0.186 \Rightarrow$ Donc le calcul se fait selon le pivot A

$$A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} z = d \cdot (1 - 0.4 * \alpha_u) \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_u}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} z = 1.08 \cdot (1 - 0.4 * 0.099) = 1.04 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.076}) = 0.099 \end{cases}$$

$$D'où $A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_s} = \left[\frac{175.29}{1.04^2} - 67.42 \right] * \frac{1.15}{400} * 10^2 = 27.21 \text{ cm}^2$$$

b) Condition de non fragilité:

$$A_{s \min} = 0.23 \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \cdot \frac{100 \cdot 108 \cdot 2.7}{400} = 16.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 16.77 \text{ cm}^2 < 27.21 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

Donc $A_s = 27.21 \text{ cm}^2$. On prend: **9HA20** pour $A_s = \mathbf{28.27 \text{ cm}^2}$

Ferrailage horizontal :

$$A_t = A_s / 3 = 28.27 / 3 = 9.42 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: 5HA16 pour } A_t = 10.05 \text{ cm}^2$$

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, aussi comment applique toutes les règlements (B.P.E.L et B.A.E.L ...etc.) et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (Excel, A-CAD.....etc.)

Dans ce mémoire nous avons fait la conception et l'étude d'un tablier d'un pont à poutre en béton précontraint par post tension.
d'autre part.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde Professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'ENTP.

En perspectives :

L'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit. La sécurité et le confort des usagers sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible.

Enfin, il est évident que la connaissance et la recherche n'ont pas de limites, la raison pour laquelle nous espérons bien avoir la chance d'explorer les autres domaines de travaux publics et contribuer au développement de ce domaine en Algérie.

BIBLIOGRAPHIE :

DOCUMENT :

- ✓ CONCEPTION DES PONTS : CALGARO ET BERNARD GELY.
- ✓ FASCICULE 61 TITRE II DU CPC : PROGRAMME DE CHARGES ET
EPREUVES DES PONTS-ROUTES.
- ✓ LE BAEL 91 REVISE 99 : Règles techniques de conception et de calcul des
Ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✓ COURS PRATIQUE DE BÉTON PRÉCONTRAIT : DREUX.G –MAZARS.J &
RIMBOEUF.M « Règles BPEL »
- ✓ DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE DTR B C 2 48
« REGLESPARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 » (VERSION 2003)

COURS :

- ✓ COUR D'OUVRAGES D'ARTS : (DIMENSIONNEMENT) PAR **MONGE BEN
OUÉZDOU**
- ✓ COURS ET TD PONT « ETUDE DE LA CULÉE » PAR **DRAM .A**

LOGICIELS :

- ✓ AUTO CAD 2013
- ✓ EXCEL2013
- ✓ WORD2013