

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
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع...../2020

Mémoire de Master

Filière : TRAVAUX PUBLICS

Spécialité : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème

**Etude d'un pont à poutre en béton
précontraint su oued debil RN 60 Msila**

Nom et Prénom de l'étudiant :
Miloudi Mohamed Abdessalam

Encadreur : Pr .Belouнар lamine

Année universitaire : 2019 - 2020

DEDICACE

Je dédie cet humble travail à : Mes chers parents, mes deux perles qui m'ont soutenue, qui ont été pour moi le pilier solide durant toutes les années de mes études, que Dieu les garde et les protège. Une dédicace spéciale à mes frères ELHachemi, Khalil et Ilyes ,à ma sœur Nihel . Tous mes collègues de la promotion, mes copains Nadhir , Oussama et Walid . Mes oncles et mes tantes et toute ma famille. Je dédie mon mémoire, avec tous mes respects et mes reconnaissances, à toutes les personnes qui m'ont aidé pour l'achèvement de ce travail.

REMERCIEMENTS

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

*Nos remerciements les plus distingués à notre encadreur Mrs
Bolounar Lamine qui nous a donné de son temps, nous a honorés
par sa direction et ses orientations.*

*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 assuré durant
ces cinq années universitaires.*

*Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés, de près ou de loin,
à fournir ce mémoire de master.*

Islam

SOMMAIRE

CHAPITRE I: Présentation DE PROJET

.1) Introduction :	1
I.2) présentation de l'ouvrage	2
I.2.1) position de l'ouvrage	2
I.2.2) donné fonctionnelles	2
I.2.2.1) Profil en long	2
I.2.2.2 (profil en travers	2
I.2.2.3) tracé en plan	2
I.3) données naturelles	2
I.3.1) Les données topographique	2
I.3.2) les données sismiques	3
I.3.3) les données géologiques et géotechniques	3
I.4) décisions constructives	4
I.5) Photo en site	4

CHAPITRE II: CONCEPTION Générale

II.1) Introduction	5
II.2) Les caractéristiques de l'ouvrage	5
II.3) Variante 1 : pont à poutres en béton précontraintes	5
II.4) Conception des culées	11
II.4.1) Pré dimensionnement de la culée	12
II.4.2) Pré dimensionnement de la pile	13
II.5) Conception de des appuis	13
II.5.1) Le choix de types des piles fait appel à quatre critères	13

CHAPITRE III: Caractéristique DES Matériaux

III.1) Introduction	14
III.2.) LE BÉTON	14
III.3) L'ACIER	16

CHAPITRE IV Caractéristiques du tablier

IV.1) INTRODUCTION	19
IV.2) Dimensionnement des éléments du tablier	19
IV.3) Les caractéristiques de l'ouvrage	19
IV.4) Caractéristiques géométriques des poutres	20

CHAPITRE V: CALCHUL DES CHARGES

V.1) Calculer des charge.....	26
1 Poids de la dalle	26
2 Poids de la poutre.....	26
V.1.2). calcul du complément des charges permanentes.....	27
1 revêtement et étanchéité	27
2 Trottoir et la corniche	27
3 Garde-corps	27
V.2) Calcul des surcharges	28

CHAPITRE VI LES CHARGES LONGITUDINALE

VI.1) Introduction.....	36
VI.2) Calcul des éléments de réductions dus aux charges.	36
VI.2.1) Poutre seule	36
VI.2.2) La dalle	36
VI.2.3) Superstructure	37
VI.2.4) Tableau récapitulatif des M, T, R.....	37

CHAPITRE VII Répartition transversal des efforts

VII.1) Présentation de la méthode de (GUYON-MASSONNET).....	50
VII.1.2)-Principes fondamentaux de la méthode.....	50
VII.2) Calcul des moments fléchissant réels dans chaque poutre	58
VII.3) Combinaisons des charges pour le B.A.E.L	58

CHAPITRE VIII Modélisation du tablier

V.III.1) Introduction	60
VIII.2) MODELISATION	60
VIII.3) Les étapes de modélisation	60
VIII.3) Comparaison des résultats	74

CHAPITRE IX ETUDE DE LA PRECONTRAINT

IX.1-Introduction :.....	75
IX.1.1)-Principe De La Précontrainte Par << post-tension >>:.....	75
IX.1.2)-PROCEDE DE PRECONTRAINT PAR POST TENSION.....	75
IX.1.3) les caractéristiques du câble et béton.....	76
IX.2) CALCUL DE LA PRECONTRAINT.....	76
IX.3) vérification des contraintes normales (à mi-travée)	79
IX.4) position des câble	84
IX.5)-calcul des pertes :.....	86

IX.5.1) pertes instantanées.....	86
IX.5.2) pertes différées :.....	87
IX.6) FERRAILLAGE DE LA POUTRE :.....	89

CHAPITRE X

X.) INTRODUCTION.....	90
X.1) Étude de la flexion	90
X.2) Calcul des moments sur appuis et en travée a L'ELU	91
2.1) Sous charges permanentes.....	91
2.2) Sous surcharges.....	91
X.3) Calcul des moments a L'ELS	96
X.4) Calcul des efforts tranchants	96
X.4.1) Sous une charge repartie.....	96
X.4.2) sous une charge localisée.....	97
X.5.) ferrailage de la dalle	98
X5.1) Calcul des armatures a l'ELU	98
X5.2) Calcul des armatures a l'ELS	99
X.5.3) Plan de ferrailage de la dalle.....	100
X.6)Vérification des contraintes	100
X.7) vérification de non poinçonnement sous charge localisée	101
X.8) Condition relative au non emploi d'armature d'effort tranchant	102

CHAPITRE XI : conception et dimensionnement de la pile

XI.1) introduction	103
XI.2) Choix du type de fondations	103
XI.3) Pré-dimensionnement de la pile	104
XI.4) Répartition des charges et surcharge sur la pile	104
XI.4.1) Charge permanentes	104
XI.4.2) Répartition des surcharges sur pile (calcul des réactions max).....	104
XI.4.3) efforts horizontaux	106
XI.5) ETUDE DU CHEVETRE.....	107
XI.5.1) calcul du moment fléchissant et efforts tranchant	107
XI.5.1.2) ferrailage du chevêtre	108
XI.6)-Etude de fût	110
XI.6.1) vérification du flambement	110
XI.6.2) charges horizontales	110
XI.6.3) Evaluation des charges et surcharges	110
XI.6.4) ferrailage de fut	110
XI.6.5) Armatures transversale : (selon RPOA 2006).....	111
XI.7) vérification de la stabilité de la pile	111
XI.8) Ferrailage de la semelle	111

XI.8.1) Ferrailage dans le sens transversal	111
XI.8.2) Les armatures transversales	112
XI.8.3) Vérification des contraintes	113

CONCLUSION GENERALE

BOBLIOGRAPHIES

ANNEXE

Liste des tableaux

Chapitre IV

Tab .IV..1 Caractéristiques de la section d'about	21
Tab .5.1.2 suit des Caractéristiques de la section d'about	21
Tab .IV.2.1 Caractéristiques de la Section à mi-travé.....	22
Tab .IV.2.2 suit des Caractéristiques de la Section à mi-travée.....	22
Tab IV.3.1 : Caractéristiques de la section d'about	23
Tab IV.3.2 suit des Caractéristiques de la section d'about	23
Tab IV.4.1 Caractéristiques de la section à mi travée	23
Tab IV.4.2 suit des Caractéristiques de la section à mi travée avec hourdis.....	23
Tab. IV.5.1 : Caractéristique de la section médiane sans hourdis.....	24
Tab. IV.5.2 : Caractéristiques de la section médiane sans hourdi	24
Tab. IV.6.1 : Caractéristique de la section médiane avec hourdis.....	25
Tab. IV.6.2 : suit des Caractéristique de la section médiane avec hourdis.....	25

Chapitre V

Tab. V.1 : Poids totale de tablier.....	28
Tab. V.2 : tableau de coefficients a1.....	29
Tab. V.3 : tableau donnant V0	29
Tab. V.4 : donnant les valeurs de A(L).....	30
Tab. V.5 : tableau donnant le coefficient bc.....	31
Tab. V.6 : les Charges par essieu(t) du Bc.....	31
Tab. V.8 : coefficient bt.....	33

CHAPITRE VI

Tab. VI.1 : les moments et effort tranchant (poutre seule).....	36
Tab. VI.2 : la dalle.....	36
Tab. VI.3: la super structure.....	37
Tab. VI.4: Tableau récapitulatif des M, T, R.....	37
Tab. VI.5 : valeurs de Y_i pour cas ^o 1 de Bc a X=0.5L.....	38
Tab. VI.6 : valeurs de Y_i pour cas ^o 2 de Bc a X=0.5L.....	39
Tab. VI.7 : valeurs de Y_i de Bc a X=0.25L.....	42
Tab. VI. 8. : Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges	44
Tab. VI.9 : valeurs de Y_i pour effort tranchant a X=0.5 L.....	45
TAB. 10 Valeurs de Y_i pour effort tranchant a x=0.25.....	47
TAB.VI.11Tableau récapitulatif des efforts tranchants du aux surcharges.....	49

Chapitre VII

Tab.VII.1 : les valeurs de K0 pour $\theta = 1.15$	56
Tab.VII.2 : les valeurs de K1 pour $\theta = 1.15$	56
Tab.VII.3: Tableau donnant les valeurs de Kα pour $\theta = 1.15$	57
Tab.VII.4 : Les valeurs de Kα pour la position active des poutres.....	57
Tab.VII.5 : les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges.....	58
Tab.VII.6 : les combinaisons à l'E.LU.....	58
Tab.VII.7 : les combinaisons à l'E.LS.....	59

CHAPITER IX

TAP IX 1 : Caractéristiques géométrique de la section à mi – travée	76
TAB.IX.2 : Caractéristique nettes et homogène (section mi travée.....	78
TAB.IX.3 : Caractéristique nettes et homogène (section d'about).....	78
Tab. IX.4 tableau récapitulatif de y_i et α_i en fonction de X.....	85
Tab. IX.5 pertes dues au forttement.....	86
Tab. IX.6 pertes dues au recul d'ancrage	86
Tab. IX.7 pertes dues au raccourcissement élastique3.....	87
Tab. IX.8 tableau récapitulatif des pertes instantanées.....	87
Tab. IX.9 pertes dues à la relaxation des aciers	88
TAB.IX.10 pertes dues au fluage de béton.....	88
Tab. IX.11 Tableau récapitulatif des pertes différées.....	89
Tab. IX.12 Tableau récapitulatif des pertes.....	89

CHAPITER X

Tab.X.1. : les moments dans le Rectangle (A, A1, A2, A3).....	92
Tab.X.2. : les moments dans le Rectangle (B, B1, B2, B3).....	93
Tab. X.3. : les moments dans le Rectangle (D, D1, D2, D3).....	93
Tab. X.3. : les moments dans le Rectangle (C, C1, C2, C3).....	93
Tab. X.5 interpolation du moment M1 et M2 pour (Mc120).....	94
Tab. X.6 : interpolation du moment M1 et M2 pour Br.....	95
Tab. X.7 : combinaisons des charges à l'ELU	96
Tab. X.8 : combinaisons des charges à l'ELS.....	96
Tab.X.9. Tableau de combinaisons des efforts.....	98

ملخص

هذه المذكرة تقترح دراسة جسر بخرسانة مسبقة الاجهاد , يقع الجسر المعني على مستوى الطرق الولائي رقم 60 الرابط بين

ولاية مسيلة و حمام الدلعة هو طريق مزدوج يمر على وادي الديبل

الهدف من المشروع هو خلق طريق خارج بلدية حمام الدلعة و بهذا تتم دراسة دقيقة للعناصر التي يكون النفق حسب مختلف المؤثرات مؤثرات دائمة، مؤثرات ناتجة عن شحنات العربات ومؤثرات ناتجة عن الزلزال

تمت معالجة رقمية و تحليلية ببرنامج الحدين .SAP2000v14.2. أخيرا ،فإن النتائج المحصل عليها تم ترجمتها إدرسومات تمثل المقويق لمختلف العناصر المكونة للبنىق .

This memo suggests studying a bridge with pre-stress concrete, the bridge in question is located at the level of State Roads Number 60, the link between Masileh and Hamam al-

Daalou is a double road passing through Wadi al-Dubail The goal of the project is to create a road outside the municipality of Hamam Al-

Dalaa. In this way, the elements that make up the tunnel are studied carefully, according to the different influences of the permanent effects, the effects of cargoes and the effects of the earthquake finally, the results are translated into graphics representing SAP2000v14.2. Digitally and analytically processed into the enhanced metal program for the various building components.

Resume

La présente note suggère d'étudier un pont avec un béton préexistant, le pont en question au niveau des routes N° 60 est le lien entre le pont et le pont.

M'Sila et Hammam Eldaho sont deux voies qui passent dans la vallée d'Al Dabil.

L'objectif du projet est de créer une route en dehors de la municipalité de bain d'El Delaa, et donc d'étudier attentivement les éléments qui composent le tunnel en fonction des différentes influences permanentes, les effets des expéditions de véhicules et les effets du tremblement de terre.

Enfin, les résultats obtenus ont été traduits en graphiques SAP2000 v14.2.2. Le programme de sélection des différents éléments constitutifs de l'immeuble a été analysé numériquement et analytiques.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE PROJET

I.1) Introduction :

Les Ouvrages d'art est une construction artificielle de génie civil de grande importance liée à l'établissement et à l'exploitation d'une ligne de communication ou de transport terrestre, fluviale ou maritime (pont, viaduc, passerelle, tunnel) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, tranchée couverte, digue, descentes spéciales d'écoulement dans les régions montagneuses...) ou d'une adduction d'eau (buse, ponceau ou dalot) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires), par le franchissement d'un obstacle naturel ou artificiel. L'obstacle peut être une chaîne de montagne, un cours d'eau, une région industrielle ou encore une ville comprenant de nombreux bâtiments (circulation, etc.) De tels ouvrages sont qualifiés "d'art" parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur. Cette démarche du concepteur comprend de façon générale trois étapes :

1. le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi.
2. le choix d'une structure répondant aux exigences techniques esthétiques et économiques.
3. l'étude de détail de la solution retenue.

Dans ce mémoire nous allons faire l'étude d'un pont isostatique à poutre en béton précontraint franchissant l'OUED DBILE au PK 9+140 sur la RN 60 . possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages , de leurs pré-dimensionnement et de leurs sujétion d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui réponde à toutes les sujétions.

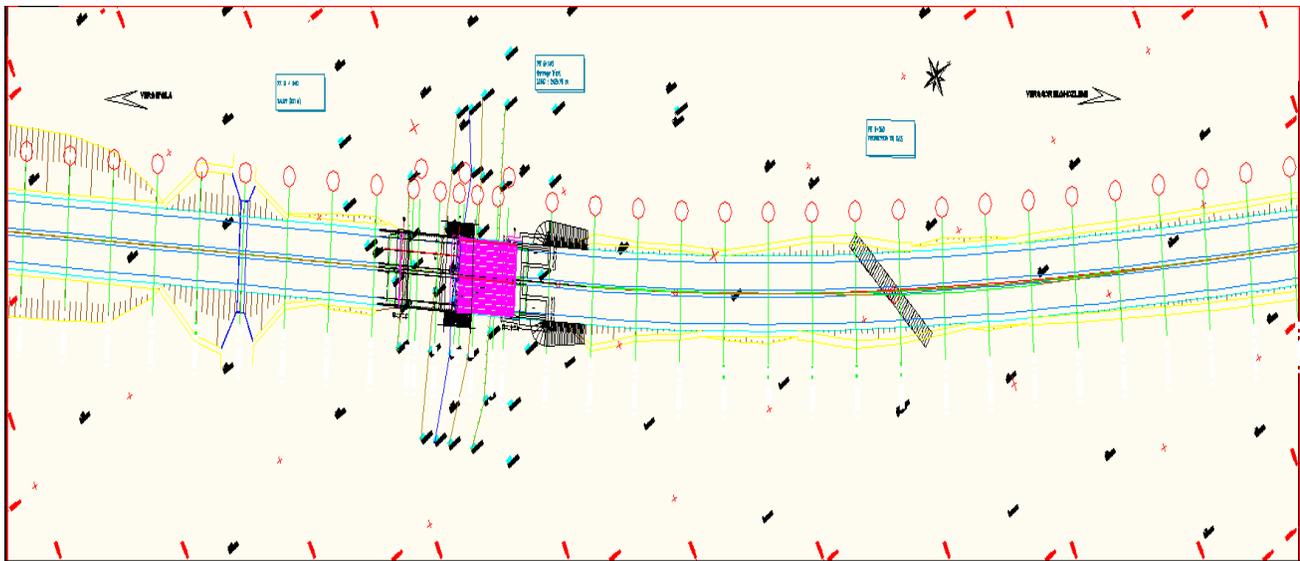


Figure 1.1. Situation du projet

I.2) Présentation de l'ouvrage

I.2.1) position de l'ouvrage :

Le présent travail porte sur la réalisation d'un pont, permettant le franchissement D'OUED DEBIL AU PK 9+140 , qui est représenté par un pont à poutres en béton précontraint de deux travées. Il fera partie intégrante de la construction du dédoublement de la RN 60 de dédoublement enter m'silla et hammam dalla sur 38 km .

I.2.2) donné fonctionnelles :

les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service

I.2.2.1) Profil en long

Le profil en long permet de définir l'altitude de l'axe du projet. Il s'agit d'une courbe dans l'espace représentant la cote de la fibre supérieure de la couche de roulement en fonction de l'abscisse curviligne du projet dans le plan topographique.

I.2.2.2)profil en travers

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

- Largeur roulable $L_r = 7.60$ m
- Nombre de voie de circulation (2×2voie)
- Deux trottoirs de 1.25 m de largeur chacune.
- Pente de 2.5 %

I.2.2.3) tracé en plan

le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Cet axe a un caractère conventionnel.

Le pont est un pont droit de longueur totale de 69.52 m

I.2.3) données naturelles

Les données naturelles rassemblent l'ensemble des éléments techniques de l'environnement influant directement sur la structure.

I.2.3.1) Les données topographique

le site investigué fait partie du lit de oued traversant la ville de hammam dala ,

du pont de vu topographique, le terrain est plat les coordonnées du centre du site prise par GPS

Longitude : 35.9332

Latitude : 4.3449

Altitude : 794 m

I.2.3.2) les données sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible f

Zone IIa : moyenne

Zone IIb : élevée

Zone III : très élevée

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la localité.

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation. selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 , la région de m'sila est située dans le groupe de communes A , de la zone II , de sismicité moyenne ,son sol classé dans la catégorie S3 (site meuble)

I.2.3.3) les données géologiques et géotechniques

- Contexte géologique :

- **Stratigraphie** : selon l'A.N.A.T la géologie de m'sila se présente comme suit :
- **Le quaternaire** : c'est des alluvions anciennes qui sont constituées essentiellement par des sédiments fins.
 - a) Alluvion : ce sont des limons de couleur grise , ces formation sont riches en matière sableuse , les graviers sont rares .
 - b) Cônes de déjection :il existe d'importants cônes de déjection qui sont situées sur le flanc nord-ouest du djebel tsegna et sur le versant sud-est de djebel frenane.
 - c) Les alluvions actuelles : elles sont peu représentées, elles existent au niveau des lits des oueds.
 - d) Les dunes : elle sont localisées dans la région centrale au sud et au sud-ouest du chott el hodna , au sud du zahrez el chergui et vers bou saada , elles sont formées de sable quartzueux fins parfois chargés de matériau argileux .
 - e) Chott : il est formé de limon gris à cristaux de gypse semblable aux roses des sbles .
- **Le tertiaire** : éocène : la formation de l'éocène varient suivant les zones, l'éocène débute par des calcaires blancs à intercalation de marnes se terminant par un ensemble conglomératique.
 - a) Miocène : les séries continentales sont constituées d'une alternance d'argile sableuse, de grés, de sables, de graviers et de conglomérats.
- **LE secondaire** :
 - a) Crétacé supérieur : il est largement représenté par des marnes et des calcaires , et largement répandu sur le territoire de la wilaya et présente toutes ses subdivisions stratigraphiques .
 - b) Le turonien : il constitue les sommets de tous les synclinaux ; il est caractérisé par des calcaires su lithographiques . à sa base et par des calcaires argileux en plaquette et par des marnes avec des intercalations calcaires.

I.4) décisions constructives

Il s'agit d'un pont de deux travées de 25.25m de longueur. Le schéma statique Représente des poutres isostatique sur des appareilles d'appuis. le tablier est composé de (07) poutres en béton précontrainte de 25.7m de longueur la dalle d'une épaisseur de 25 cm sera coulée sur coffrage perdu .la pente transversale de 2.5% sur tous la longueur de l'ouvrage est assurée par la variation des hauteurs du béton bitumineux .

I.5) Photo en site



Fig.2 Semelle de la culée

(Ce Project est en coutre)

CHAPITRE II

CONCEPTION GÉNÉRALE

II.1) Introduction

La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas possibles lors de l'exécution, et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Si pour ce la nous avons proposé les deux variantes suivantes :

- ❖ Pont à poutres en béton précontraint à travées indépendantes.
- ❖ Pont mixte à poutres métalliques.

II.2) Les caractéristiques de l'ouvrage :

- La portée de l'ouvrage25.25m
- Longueur des poutres précontraintes..... 25.7 m
- Hauteur des poutres 1.30 m
- Le nombre des poutres dans chaque travée..... 7 poutres
- L'entre axe de poutres..... 1.50 m
- Largeur de la chaussée..... 7.5 m
- Largeur des trottoirs..... 1.60 m
- Largeur totale du pont..... 10.5 m
- Épaisseurs du hourdis 0.25m

II.3) Variante 1 : pont à poutres en béton précontraintes :

A. Pont à poutres en béton précontraintes par post-tension :

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par post-tension. Ils sont d'autant plus intéressants que le nombre de poutres à réaliser est plus grand car des moyens de mise en place appropriés se justifient aisément.

-Pré dimensionnement selon S.E.T.R.A

❖ Elancement de poutre

$$\frac{L}{22} \leq H_p \leq \frac{L}{18}. \text{ on a: } L = 25.25\text{m. d'ou } 1.14 \leq H_p \leq 1.40. \text{ on prend } H_p = 1.3 \text{ m}$$

❖ Nombre de poutre (N)

$$N = \frac{La}{d} + 1$$

avec $La = 9$: entraxe entre les deux poutres de l'extrémité
 d : entraxe entre deux poutres $1.5 \leq d \leq 2.5$.
on prend $d=1.5$ donc : $N = 7$ poutres.

❖ Largeur de la table de compression (b)

$$0.6H_p \leq b \leq 0.9H_p \implies 0.78 \leq b \leq 1.17$$

Donc $b=1\text{m}$

❖ Epaisseur de table de compression (e)

$10 \leq e \leq 15$. on prend $e=11\text{ cm}$

❖ La largeur de talon L_t

$0 \leq L_t \leq 50$ on prend $L_t = 48\text{ cm}$

❖ Epaisseur de talon (e_t)

$e_t > 14\text{cm}$

on prend $e_t=15\text{cm}$

❖ Epaisseur de l'âme en travée (b_0)

$15 \leq b_0 \leq 25$ soit $b_0=21\text{ cm}$

❖ Epaisseur de l'âme à l'about (b_0)

$25 \leq b_0 \leq 35$ on prend $b_0 = 48\text{ cm}$

❖ Goussets

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armateurs
D'acier et les câbles de précontrainte

$$45 < \alpha < 60$$

- Gousset du talon :
En travée : $\alpha=57^\circ$ $e_0=20\text{cm}$
A l'intermédiaire : $\alpha= 56.3^\circ$ $e_0=9\text{cm}$
- Gousset de la table de compression :
En travée : $\alpha=11^\circ$ $e_0=6\text{cm}$
 $\alpha=45^\circ$ $e_0=10\text{ cm}$

A l'intermédiaire : $\alpha=11^\circ$ $e_0=6\text{cm}$
 $\alpha=45^\circ$ $e_0=3\text{ cm}$

A l'appui : $\alpha=12^\circ$ $e_0=6$ cm

❖ Hourdis (la dalle) h_0

$20 \leq h_0 \leq 30$ on fixe $h_0 = 25$ cm

B. Pont à poutres en béton précontraintes par pré-tension :

Les tabliers constitués de poutre préfabriquées précontraintes à fils ou torons adhérents offrent une solution intéressante pour franchir des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres. 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.

❖ Pré dimensionnement :

Selon un document de SETRA

➤ Entraxe entre deux poutres

$0.9 \leq d \leq 1.0$ on fixe l'entraxe $d=1$ m

➤ Le nombre des poutres

$$N = \frac{La}{d} + 1 \quad La=9 : \text{entraxe entre les deux poutres de l'extrémité}$$

➤ La hauteur des poutres

$$0,8 \leq H_t \leq 1,60$$

On fixe la hauteur des poutres $H_t=1.2$ m

➤ L'épaisseur de l'âme

$$E \geq 14 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur $E=15$ cm

➤ La largeur de talon

$$0,50 \leq L_t \leq 0,80 \text{ m}$$

On prend largeur de talon $L_t=0.60$

➤ L'épaisseur de talon :

on prend $E T=25$ cm.

➤ **L'épaisseur de l'hourdis**

$E H \geq 15 \text{ cm.}$

On prend une épaisseur $E H = 20 \text{ cm.}$

C. LES INCONVENIENTS ET LES AVANTAGES POUR VARIANTE 1 :

1. Les avantages:

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

2. Les inconvénients :

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

Variante 2 : pont mixte

L'appellation de (pont mixte) recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et la nature des poutres métalliques. Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métallique, en effet, ils couvrent une large gamme de portées, les poutres peuvent être placées sous la chaussée (pont à poutre sous chaussées), et la dalle peut être en béton armé avec hourdis ou béton précontraint, et elle est connectée à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs. On distingue les poutres en I à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis. Actuellement, ce sont les poutres en I les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple. La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes. [1]

➤ **Pré dimensionnement de la poutre :**

Le nombre de poutre est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier (Lu) et l'entre axe (λ) :

$$N = \frac{Lu}{\lambda}$$

Avec :

Lu : est la largeur du tablier égale à, =10 m

λ : l'espacement égale à,

➤ **Elancement de poutres :**

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de $L/25$ ce qui nous donne $h = 1$ m.

➤ **Epaisseur de l'âme des poutres :**

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.

On considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi-travée et sur appui :

- A mi -travée $8 \leq e_a \leq 14$ mm
 - Sur appui $e_a \leq 20$ mm
- On prend :
- Une épaisseur de 12 mm à mi travée.
 - Une épaisseur de 15 mm sur appui.

➤ **Semelles :**

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

➤ **semelle supérieure à mi-travée :**

La largeur de la semelle $200 \leq L_s-t \leq 500$ mm

L'épaisseur $12 \leq e_s-t \leq 40$ mm, on

- Une largeur de 200 mm.
- Une épaisseur de 20 mm.

➤ **Semelle supérieure sur appui**

La largeur de la semelle $400 \leq Ls-a \leq 900$ mm

L'épaisseur $20 \leq es-a \leq 40$ mm, on prendra donc :

- Une largeur de 500 mm.
- Une épaisseur de 20 mm

➤ **Semelle supérieure sur appui :**

La largeur de la semelle $600 \leq Ls-a \leq 1000$ mm

L'épaisseur $30 \leq es-a \leq 60$ mm, on prendra

- Une largeur de 600 mm.
- Une épaisseur de 30 mm.

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage. Pour un ouvrage d'importance, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines.

➤ **Les avantages et inconvénients**

1. Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.
- La rapidité d'exécution globale.

2. Les inconvénient

- Le cout est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Demande des mains d'ouvre qualifiées (surtout les soudeurs)
- La stabilité de la structure en place doivent être vérifiée à tous les stades importants du montages ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.

Analyse multicritère :

	pont à poutre en béton précontrainte		Pont mixte à poutre métallique
	Pré-tension	Poste-tension	
Economie	-	+	-
Entretien	+	+	-
Esthétique	+	+	+
Exécution	+	+	+

+ : favorable

- : peu favorable

Le type d'ouvrage pont à poutre en béton précontrainte par poste-tension.

II.4) Conception des culées :

Il existe deux types de culées :

a) Les Culées enterrées :

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est enterrée dans le remblai d'accès à l'ouvrage et assurent une fonction porteuse parce que elles sont sollicitées par des efforts horizontaux de poussée de terre et n'assure pas la fonction de soutènement du remblai d'accès (sauf en tête de remblai dans certains cas).

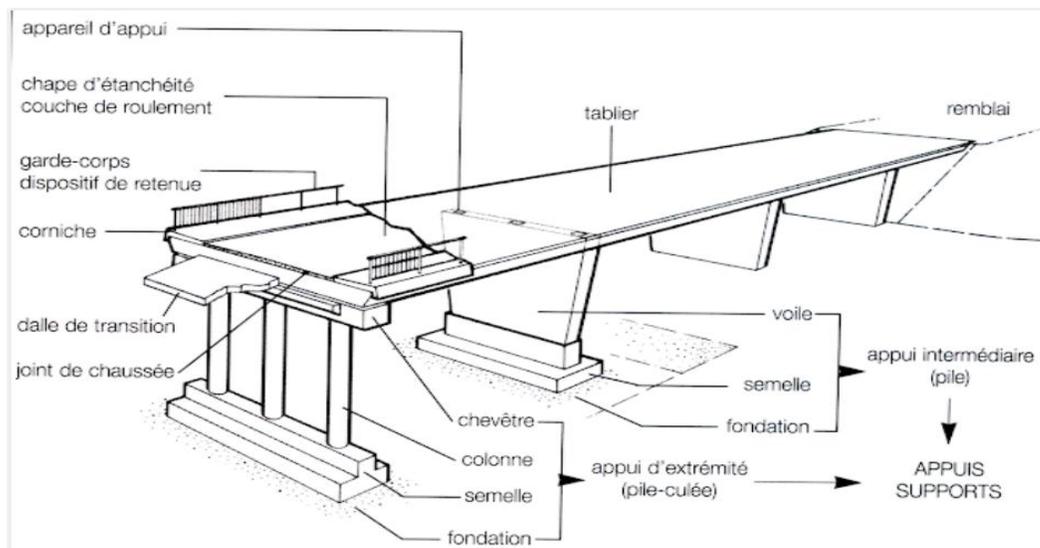


Fig II.1 Culées enterrées

❖ Culée à mur de front (remblayées) :

Est constituée par un ensemble de murs ou voile en béton armé, , elles assurent le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage et jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse

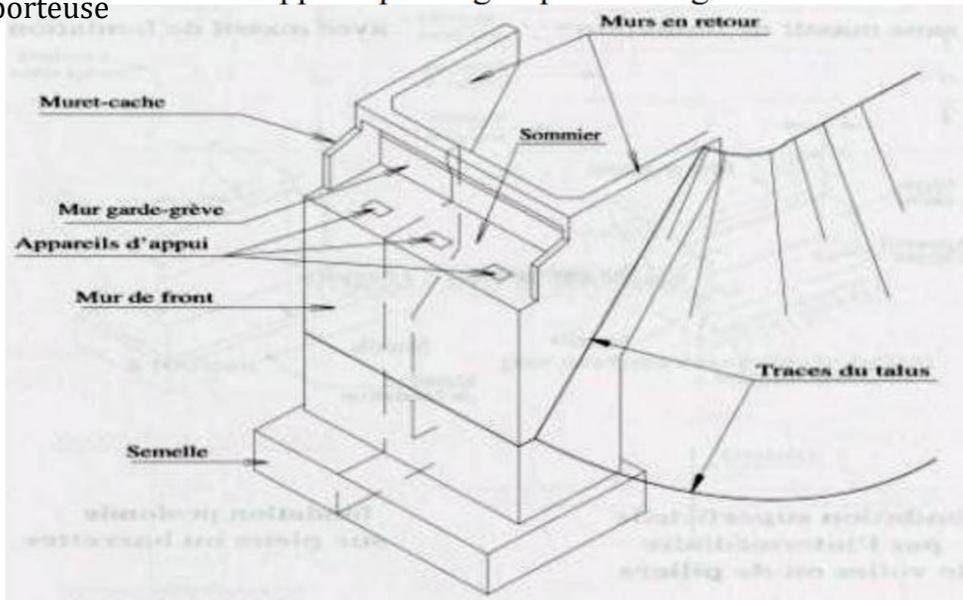


Fig II.2 Culées mur de front

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 culée remblayée

II.4.1) Pré dimensionnement de la culée :

➤ Mur garde grève :

La hauteur de murs

Hauteur : $H = \text{hauteur de (la poutre + la dalle)} + \text{hauteur de (l'appareil d'appui + dé d'appui)} = 1.3 + 0.25 + 0.20 = 1.75\text{m}$

Donc $H = 1.75\text{m}$

L'épaisseur (e) :

- pour une hauteur de $H \leq 1\text{m}$: $e = 0.20\text{m}$.
- pour une hauteur de $1\text{m} \leq H \leq 2\text{m}$: $e = 0.20\text{m}$ à 0.30m .
- pour une hauteur de $2\text{m} \leq H \leq 3\text{m}$: $e = 0.30\text{m}$.

On prend $e = 0.30\text{m}$

Longueur c'est largeur de tablier 10.5m

- **La semelle :**
- Epaisseur : 1,5m
- Largeur : 6m
- Longueur : 11,5m
- Béton de propreté : 0,20m

II.5) Conception de des appuis :

- 1- **les piles :** 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 ya deux types de piles ; les piles de type voile et les piles de type poteau.

II.5.1) Le choix de types des piles fait appel à quatre critères :

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

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

II.5.2) Pré dimensionnement de la pile :

- **chevêtre :** c'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux futs
- ❖ **Hauteur :** $1m < H < 1.6m$ on prend $H=1.2m$.
- ❖ **Largueur** est de 1.8 m
- ❖ **Longueur :** est égale à la longueur du tablier donc $L_{ch} = 10.5m$

- **Futs :** leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique sont dimensions géométrique
De diamètre généralement constant $e=1.2m$.
 L_2 est l'espacement entre les deux axes de futs .donc : $L_2=3.6m$.
Hauteur : $H = 14.25m$
- **Semelle :**
- ❖ Epaisseur : 1.5m
- ❖ Largeur : 6m
- ❖ Longueur : 10.5m
- ❖ éton de propreté : 0.20m

CHAPITRE III:

CARACTERISTIQUE DES MATÉRIAUX

III.1) Introduction :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements B.A.E.L 91 et B.P.E.L 91
Dans le but de fixer les principales caractéristiques mécaniques du béton,
Aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul

III.2.) LE BÉTON :

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables : le ciment, le sable, gravier, l'eau et des adjuvants (SIKA), le béton habituellement utilisé pour les poutres est un béton de classe B30/40, dont la résistance à la compression à 28 jours (f_{c28}) atteint 25 mpa, réalisé à partir d'un ciment de type HTS généralement dosé 400kg/m^3 , et la masse volumique du béton armé $\rho = 2.5\text{t/m}^3$.

❖ La résistance caractéristique à la compression :

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques à 28 jours, après la conservation dans les conditions i dailles.

Les règles BAEL donnent pour un âge $j < 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement.

$$F_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ mpa}, 25 \text{ mpa} & \text{Si } j \geq 28 \\ F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} F_{cj} & \text{Si } < 28j \end{cases}$$

Avec :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ mpa} & \text{pour le béton du tablier.} \\ 25 \text{ mpa} & \text{pour le béton d'appui et les fondations.} \end{cases}$$

❖ La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée de la résistance à la compression et joue un rôle important dans le comportement mécanique de béton : c'est cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence.

Les règles BAEL et BPEL donnent la relation :

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

Pour $f_{c28} = 35 \text{ mpa}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ mpa.}$$

❖ Déformation longitudinale du béton :

Le module de déformation longitudinale du béton « E_{ij} » définit par les règles BPEL comme suit :

- module de déformation instantané (courte durée < 24 heures) :

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

Donc $E_{tj} = \begin{cases} 36000 \text{ mpa pour les poutres.} \\ 32000 \text{ mpa pour les appuis} \end{cases}$

- **module de déformation différée (long durée) :**

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$E_{vj} = \begin{cases} 12000 \text{ mpa pour les poutres.} \\ 11000 \text{ mpa pour les appuis.} \end{cases}$

❖ **Déformation transversale du béton**

Elle donnée par la formule suivante :

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

ν : coefficient de poisson.

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

$\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

❖ **Contrainte admissible à la compression (ELU)**

Les règles BAEL donnent les valeurs des contraintes.

$$f_{bu} = \frac{-0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h, et fixé à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle inférieure à 1h.

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ en situation durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1,15$ en situation accidentelles.

❖ **Contrainte de cisaillement admissible :**

$$\tau_b = 2,3 \text{ mpa}$$

❖ **Contrainte admissible à la compression (ELS) :**

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

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ mpa}$$

III.3) L'ACIER

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

- Les aciers passifs.
- Les aciers actifs.

a) Les aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé, et sont tendues que sous des sollicitations extérieures.

✓ **La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE40**, la limite élastique de ces sont respectivement 400 mpa.

Leur module d'élasticité E_s est égale à 210000 mpa.

✓ **Contrainte limite de traction :**

Dans le calcul à l' ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel.

$\gamma_s = 1,15$ dans le cas durable.

Dans le calcul à l'ELS

En fissuration peu nuisible	Pas de limitation
En fissuration préjudiciable	$\sigma_s \leq \min (2/3f_e ; 110\sqrt{n ft_j})$, n=1 pour Treillis soudés et ronds lisses, n=1,6 Aciers à haute adhérence
En fissuration très préjudiciable	$\sigma_s \leq \min (f_e/2 ; 90\sqrt{n ft_j})$.

- Formule de σ_s .

✓ **Diagramme contrainte-déformation :**

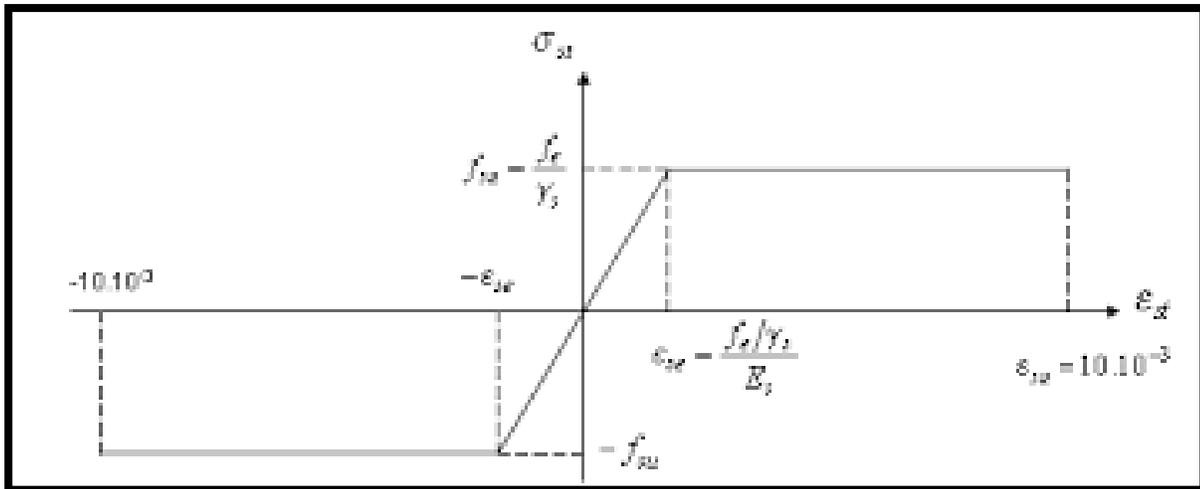


Diagramme contrainte-déformation

b) Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension . Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Le calcul de précontrainte initiale selon BPEL est donné par la formule suivante :

$$P_0 = (0,85 f_{prg} \ 0,95 f_{peg})$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

✓ **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 "des aciers de précontrainte est Pris égale :

200 000 mpa pour les barres.

190 000 mpa pour les torons.

✓ **Câble de précontrainte (TORONS)**

Les torons utilisés dans ce projet sont 12T15 super TBR de $\varphi = 15.7$ mm

- Résistance ultime $f_{prg} = 1770$ Mpa
- Limite élastique $f_{peg} = 1573$ Mpa
- Module d'élasticité $E_p = 190000$.
- Section droite d'un toron $A_p = 1800$ mm².
- Diamètre de gaine $\varnothing_g = 82$ mm.

CHAPITRE IV

CARACTÉRISTIQUES DU TABLIER

IV.1) INTRODUCTION :

Les poutres, des ponts à poutre en précontraint, sont précontraintes par câble ou par fils adhérents (post-tension ou pré-tension respectivement) .Elles sont souvent très économiques pour des portées comprises entre 25 et 50 m en précontraint par post tension : leur préfabrication pour notre à terre permet d'économiser l'utilisation souvent onéreuse d'un cintre.

Pour notre pont nous allons envisager des poutres par post tension avec un espacement (l'entraxe des poutres) de 1.5 m

IV.2) Dimensionnement des éléments du tablier :

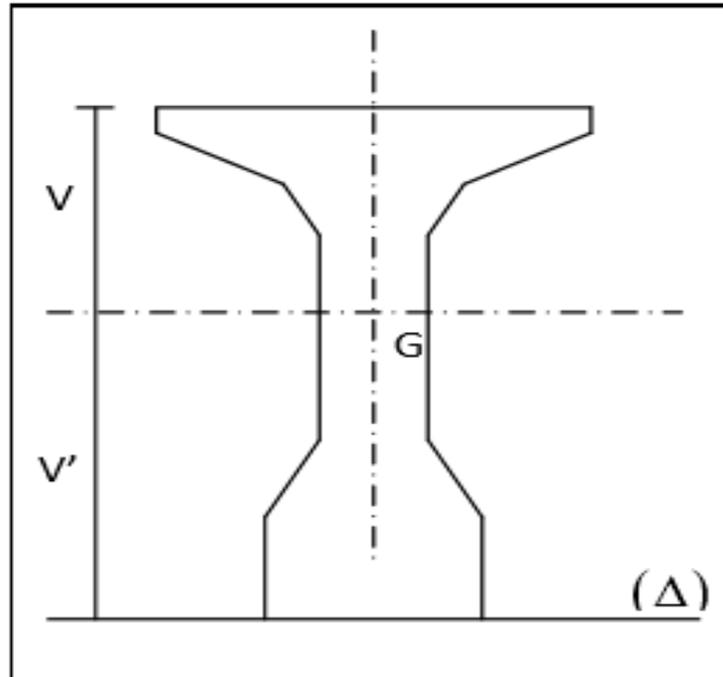
A. Hourdis (la dalle)

- Longueur de la dalle égale à l'élanement des poutres.
 $L_d=25.25$
- Largeur de la dalle ou de l'hourdis égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs
 $L_d= 10.5$
- Epaisseur de la dalle
 $20 \leq H \leq 30$ $H= 25$ cm

IV.3) Les caractéristiques de l'ouvrage :

- La portée de l'ouvrage
- Longueur des poutres précontraintes..... 25.25 m
- Hauteur des poutres 1.30 m
- Le nombre des poutres dans chaque travée..... 7 poutres
- L'entre axe de poutres..... 1.50 m
- Largeur de la chaussée..... 7.5 m
- Largeur des trottoirs..... 1.60 m
- Largeur totale du pont..... 10.5 m
- Épaisseurs du hourdis 0.25m

IV.4) Caractéristiques géométriques des poutres :



➤ NOTATION

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ

$$I\Delta = I_0 + B_i \cdot Z^2$$

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

S/Δ : Moment statique

$V' = \frac{S/\Delta}{B}$: distance du centre de gravité de la fibre inférieure.

$V = h - v'$: distance du centre de gravité de la fibre supérieure

I_0 : Moment d'inertie propre de la section considérée.

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

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

B : section de la poutre

$(B \text{ nette}) = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)}$.

$S/\Delta \text{ (nette)} = S/\Delta \text{ (brute)} - 5\% S/\Delta \text{ (brute)}$

$I/\Delta \text{ (nette)} = I/\Delta \text{ (brute)} - 10\% I/\Delta \text{ (brute)}$

- Rendement géométrique $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B}$

$i^2 = \frac{I_G}{B}$: rayon de giration

On calcule les sections médianes et d'abouts des poutres de rives et intermédiaires, avec et sans hourdis.

A. Section d'about :

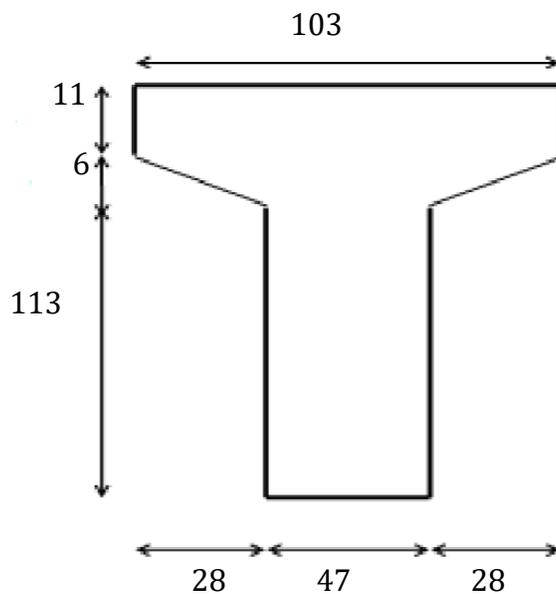
❖ Caractéristiques de la section d'about sans hourdis :

Designation	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B.Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B.Z ²
A	47	130	6110	65	397150	8604917	34419667
B*2	28	11	616	124,5	76692	6211,333	9554365
C*2	28	6	168	117	19656	336	2300088
B brute			6894				
b nette			6549,3				
S/Δ brute					493498		
S/Δ nette					468823,1		
I/Δ brute							46274120
I/Δ nette							41646708

Tab .IV..1 Caractéristiques de la section d'about

I _G (cm ⁴)	V'	V	P %	I ² (cm ²)
10947709	71,5837	58,4163	37.98	1588

Tab .IV.1.2 suit des Caractéristiques de la section d'about



B. Section à mi-travée:

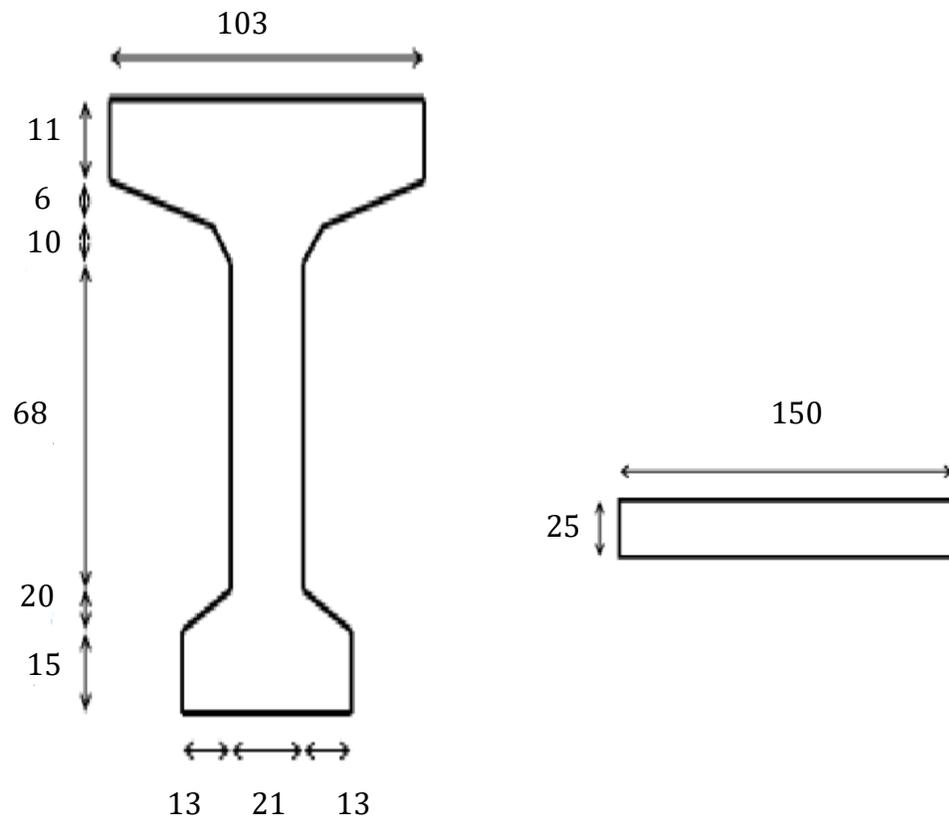
Caractéristiques de la Section à mi-travée sans hourdis

Désignation	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/ Δ =B.Z	I ₀ (cm ⁴)	I/ Δ =I ₀ +B.Z ²
A	21	130	2730	65	177450	3844750	15379000
B*2	41	10	820	125	102500	6833,333	12819333
C*2	34	6	204	117,3	23929,2	408	2807303
D*2	7	6	84	116,5	9786	126	1140195
E*2	7	10	70	106,33	7443,1	388,8889	791813,7
F*2	13	20	260	21	5460	5777,778	120437,8
G*2	13	15	390	7,5	2925	7312,5	29250
B brute			4558				
B nette			4330,1				
S/ Δ brute					329493,3		
S/ Δ nette					313018,6		
I/ Δ brute							33087333
I/ Δ nette							29778600

Tab .IV.2.1 Caractéristiques de la Section à mi-travée

I _G (cm ⁴)	V'	V	P %	I ² (cm ²)
9268589	72,28901	57,71099	48.74	2033

Tab .IV.2.2 suit des Caractéristiques de la Section à mi-travée



Section d'about avec hourdis :

❖ **Caractéristique de la section d'about avec hourdis :**

Désignation	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B.Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B.Z ²
poutre			6894		493498		46274120
hourdi	150	25	3000	140	420000	195312,5	58995313
B brute			9894				
b nette			9399,3				
S/Δ brute					913498		
S/Δ nette					867823,1		
I/Δ brute							105269433
I/Δ nette							94742489

Tab IV.3.1 : Caractéristiques de la section d'about

I _G (cm ⁴)	V'	V	P %	I ² (cm ²)
20927549	92,32848	47,67152	48,06	2115

Tab IV.3.2 suit des Caractéristiques de la section d'about

❖ **Section à mi-travée avec hourdis :**

Désignation	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B.Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B.Z ²
poutre			4558		329493,3		33087333
hourdi	150	25	3000	140	420000	195312,5	58995313
B brute			7558				
b nette			7180,1				
S/Δ brute					749493,3		
S/Δ nette					712018,6		
I/Δ brute							92082646
I/Δ nette							82874381

Tab IV.4.1 Caractéristiques de la section à mi travée

I _G (cm ⁴)	V'	V	P %	I ² (cm ²)
17758723	99,16556	40,83444	58,03	2349

Tab IV.4.2 suit des Caractéristiques de la section à mi travée avec hourdis

❖ **section médiane sans hourdis :**

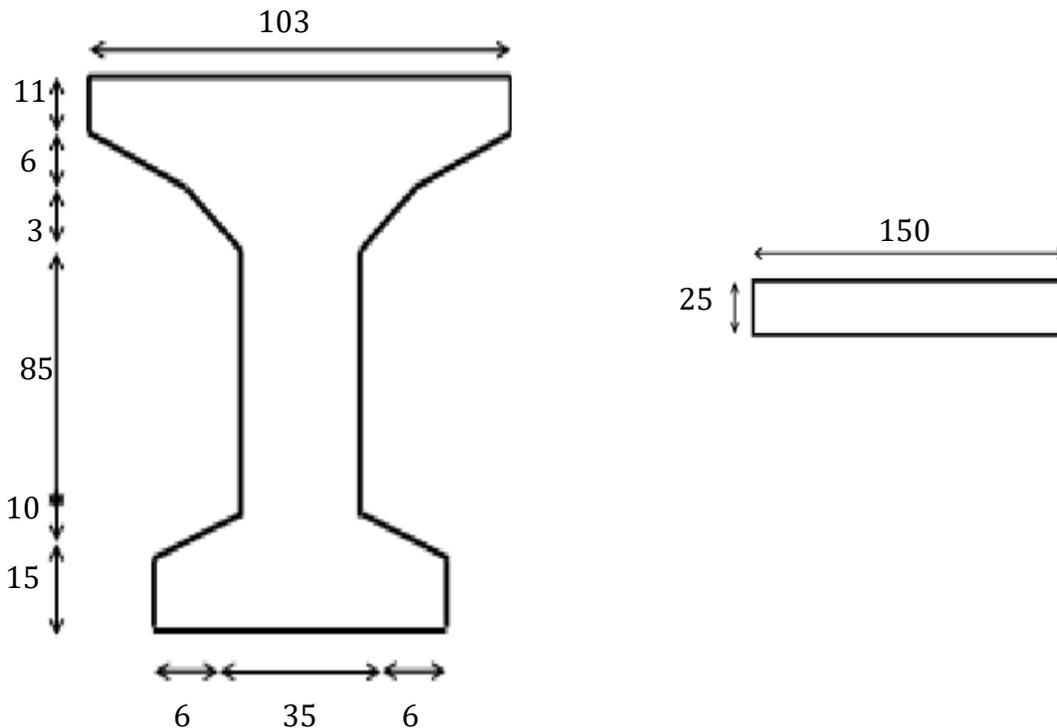
Caractéristique de la section médiane sans hourdis :

Désignation	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B.Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B.Z ²
A	35	130	4550	65	295750	6407917	25631667
B*2	34	11	680	125	85000	3771,167	10628771
C*2	31	6	186	117	21762	186	2546340
D*2	3	6	50	116,5	5825	54	678666,5
E*2	3	3	9	111,66	1004,94	2,25	112213,9
F*2	6	10	60	18,33	1099,8	166,6667	20326
G*2	6	15	180	7,5	1350	1687,5	11812,5
B brute			5715				
B nette			5429,25				
S/Δ brute					411791,7		
S/Δ nette					391202,2		
I/Δ brute							39629797
I/Δ nette							35666817

Tab. IV.5.1 : Caractéristique de la section médiane sans hourdis

I _G (cm ⁴)	V'	V	P %	I ² (cm ²)
9958329,1	72,05455	57,94545	41,74	1743

Tab. IV.5.2 : Caractéristiques de la section médiane sans hourdis



❖ **Caractéristique de la section médiane avec hourdis :**

Désignation	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B.Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B.Z ²
poutre			5715		411791,7		39629797
hourdi	150	25	3000	140	420000	195312,5	58995313
B brute			8715				
b nette			8279,25				
S/Δ brute					831791,7		
S/Δ nette					790202,1		
I/Δ brute							98625110
I/Δ nette							88762599

Tab. IV.6.1 : Caractéristique de la section médiane avec hourdis

I _G (cm ⁴)	V'	V	P %	I ² (cm ²)
19235846	95,44368	44,55632	51,91	2207

Tab. IV.6.2 : suit des Caractéristique de la section médiane avec hourdis

CHAPITRE V

CALCHUL DES CHARGES

V.1) Calculer des charge

Dans ce chapitre, nous allons calculer de la descente de charge du tablier afin de déterminer les efforts, Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. elles sont classées en deux catégories :

- Les charges permanentes
- Les surcharges

V.1.1 Calcul des charges permanentes

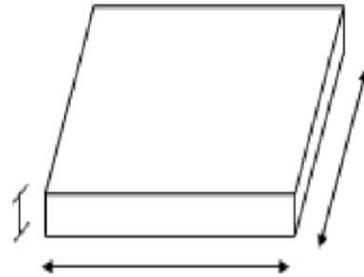
1 Poids de la dalle :

Longueur de la dalle: $L = 25.7\text{m}$.

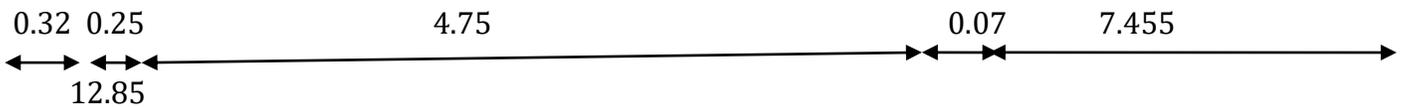
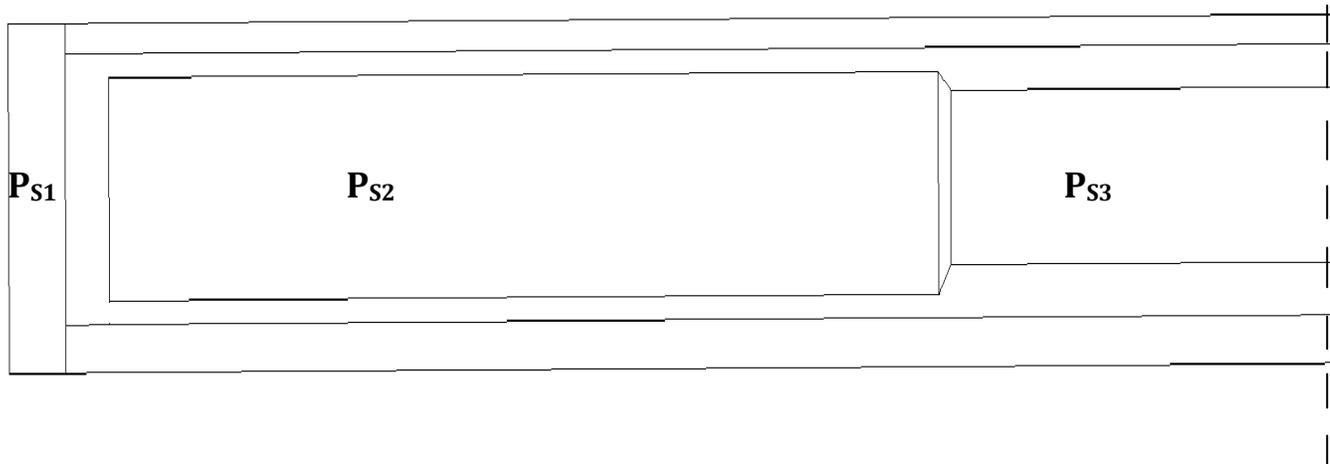
largeur de la dalle : $l = 10.5\text{m}$.

Epaisseur de la dalle: $e = 0.25\text{m}$.

$$P_D = 0.25 \times 10.5 \times 2.5 = 6.56 \text{ t/ml}$$



2 Poids de la poutre



Détails de la poutre coupe longitudinale

$$P=P_{S1}+P_{S2}+P_{S3}+P_{S1-2}+P_{S2-3}$$

PSi : Li poids volumique la surface de Si.

Tell que Li=longueur de la section

Donc :

$$PS1=2.5 \times 0.6894 \times 0.32=0.55 \text{ t}$$

$$PS2=2.5 \times 0.5715 \times 4.75=6.78 \text{ t}$$

$$PS3=2.5 \times 0.4558 \times 7.455=8.49 \text{ t}$$

$$PS_{1-2}=2.5 \times (0.5715+0.5715) \times 0.25/2=0.39\text{t}$$

$$PS_{2-3}=2.5 \times (0.5715 + 0.4558) \times 0.07/2=0.089\text{t}$$

Pour la totalité de la poutre :

$$P_t=2 \times (0.55+0.39+0.089+6.78+8.49)=32.59 \text{ t}$$

En mètre linéaire $p=32.59/25.7=1.26 \text{ t}$

Poids total des poutres est : $1.26 \times 7=8.82 \text{ t/ml}$

V.1.2. calcul du complément des charges permanentes :

.1. revêtement et étanchéité :

Poids du revêtement + chapes d'étanchéité

$$P=(0.08+0.02) \times 2.2 \times 7.5 =1.65 \text{ t/m}$$

2. Trottoir et la corniche :

$$S_t=0.374\text{m}^2 \text{ et } S_c=0.1055\text{m}^2$$

St : c'est la surface du trottoir transversalement

Sc : c'est la surface de la corniche transversalement.

$$S_c+S_t= 0.374+0.1055=0.4525$$

$$\text{Donc } P_{t+c}=0.4525 \times 2.5 \times 2 =2.2625 \text{ t/ml}$$

3. Garde-corps :

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

On a le complément des charges permanentes

$$CCP=2.2625+1.65+0.2=4.1125 \text{ t/ml}$$

Désignation	Eléments	Poids (t/ml)	Poids (t)
CP	Poutres	8.82	226.674
	dalle	6.56	168.592
CCP	trottoir	1.60	41.12
	Revêtement	1.65	42.405
	G corps.	0.200	5.14
	corniche	0.527	13.543
Poids totale de tablier		19.357	497.474

Donc on a les résultats suivants :

Tab. V.1 : Poids totale de tablier

V.2) Calcul des surcharges :

D'après le fascicule 61 du document technique réglementaire (D.T.R), La largeur roulable est définie comme étant la largeur comprise entre les bordures ; elle est de 7.5 m (2×3,75) m notre pont est de 1ère classe

Car : $L_r > 7 \text{ m}$

$$\text{La largeur de voie : } L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ m}$$

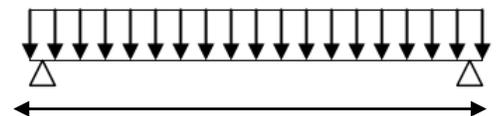
les surcharges utilisées pour le dimensionnement du tablier sont les suivantes :

- Surcharge A (L).
- Système BC.
- Système Bt.
- Système Br.
- Surcharge militaire MC120.
- Charge exceptionnelle D240.
- Surcharges sur trottoirs.
- Surcharges dues au vent et au séisme.

Systeme de charge A(L)

La chaussée du pont supporte une charge uniformément répartie A(L) employé pour la stabilité d'ensemble d'une structure

$$A(L) = 230 + \frac{3600}{L+12} \text{ (Kg/m}^2\text{)} , \text{ la portée } = 25.25$$



$$A(L) = 230 + \frac{3600}{25.25 + 12} = 1196.44 \text{ (Kg/m}^2\text{)} \quad A(L) = 1.19644 \text{ t/m}^2$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(l) est multipliée par les coefficients a1 du tableau suivant :

Valeurs de a1	Nombre de voies charges	1	2	3	4	>=5
Classe du pont	1ère	1.00	1.00	0.9	0.75	0.7
	2ème	1.00	0.90	-	-	-
	3ème	0.90	0.80	-	-	-

Tab. V.2 : tableau de coefficients a1

Ensuite, la charge A(L) est multipliée par le coefficient qui est donné par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} ; V \text{ (est la largeur de la voie) } = 3.75\text{m}$$

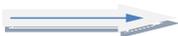
V_0 : ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Classe du pont	1ère	3.5m
	2ème	3.0m
	3ème	2.75m

Tab. V.3 : tableau donnant V_0

$$\text{Donc } a_2 = 3.5/3.75 = 0.933$$

- Pour une voie

Pont de classe 1  $a_1 = 1 \quad a_2 = 0.933$ pour $n = 1$

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L) = 1 \times 0.933 \times 1.1964 \times 3.75 = 4.1859 \text{ t/ml}$$

- Pour deux voies chargées : n2

$$A(L) = 1 \times 0.933 \times 1.1964 \times 7.5 = 8.3710 \text{ t/ml.}$$

Nombre de voies	a1	a2	A(L)t/m2	Largeur des voies	A(L)t/ml
1	1	0.933	1.1964	3.75	4.1859
2	1	0.933	1.1964	7.5	8.3710

Tab. V.4 : donnant les valeurs de A(L)

❖ Système de charges B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

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

❖ Système Bc

Il se compose de camions type comportant trois essieux. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est égal à deux. Dans le sens transversal on dispose sur la chaussée autant de files de camions que la chaussée comporte de voie de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable, comme le montre la figure suivante :

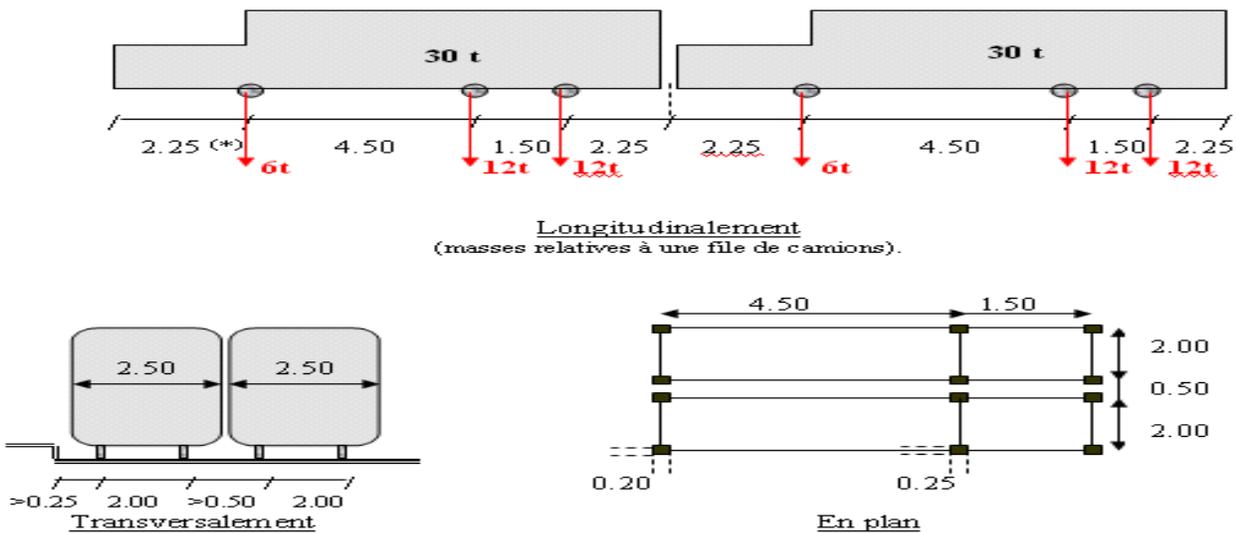


Fig. V.1 : système Bc

La valeur des charges du système Bc sont multipliées par les coefficients bc obtenus à partir du tableau :

Tableau les valeurs du coefficient bc

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1	0.95	0.8	0.7
	Troisième	1	0.8	0.95	0.8	0.7

Tab. V.5 : tableau donnant le coefficient bc

Et multiplier par un coefficient de majoration dynamique donné par :

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

L : portée du pont L=25.25 m.

Avec : G : sa charge permanente G=497.474 t

S: charge B maximal multipliée au préalable par bc.

➤ Pour une voie charge :

bc=1.2  S=60×1.2=72t

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 25.25} + \frac{0.6}{1+4 \frac{497.474}{72}} = 1.0870$$

➤ pour deux voies chargées :

bc=1.1  S=120×1.1=132t

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 25.25} + \frac{0.6}{1+4 \frac{497.474}{132}} = 1.1034$$

	bc	Charge par essieu (t)	
1	1.2	E.AV	6×1.2×1.087=7.8336
		E.AR	12×1.2×1.087=15.6528
2	1.1	E.AV	6×1.1×2×1.1034=14.56
		E.AR	12×1.1×2×1.1034=29.12

Tab. V.6 : les Charges par essieu(t) du Bc

❖ Système Br

Il se compose d'une roue qui porte une charge de 10 t, dont le côté transversale mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m. comme le montre la figure suivante :

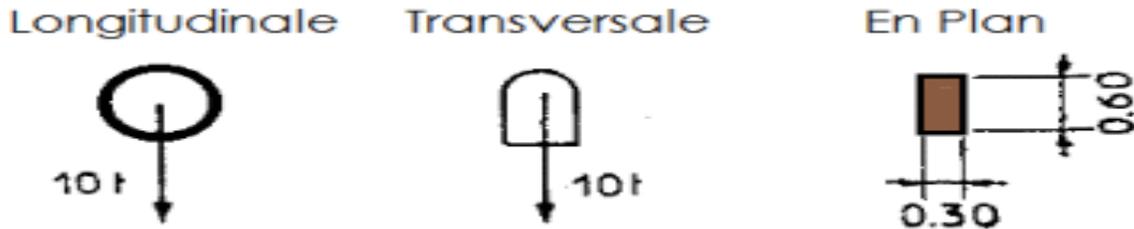


Fig. V.2 : Système Br

Le coefficient de majoration dynamique δ_c sera égale à :

$$S=10t$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.25} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{497.474}{10}} = 1.06$$

Désignation	s	δ_c	Roue (10t)
Br	10	1.0691	10×1.06=10.6

Système Bt

Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux Tandems.

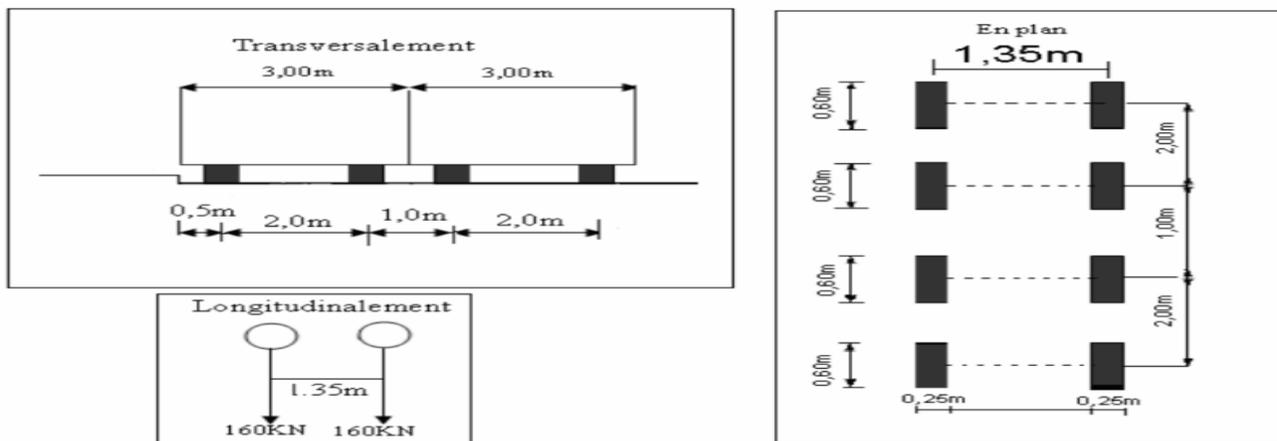


Fig. V.3 : Système Bt

Suivant la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt à prendre en compte sont multipliées par un coefficient bt dont les valeurs sont indiquées dans le tableau suivant (pour le pont de la 3ème classe il n'y a pas de coefficient bt):

Classe du pont	1 ère	2eme
bt	1.00	0.90

Tab. V.8 : coefficient bt

Et par le coefficient de majoration dynamique δ_c .

Le système Bt à une masse de 32t

- Pour une voie chargée :

$$S = s \times bt = 32 \times 1 = 32t \quad \delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.25} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{497.474}{32}} = 1.075$$

- Pour deux voies chargées:

$$S = s \times bt = 32 \times 2 \times 1 = 64t \quad \delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.25} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{497.474}{64}} = 1.084$$

Désignation	s	bt	δ_c	Essieu (16t)
1 tandem	32	1.00	1.075	17.22
2 tandem	64	1.00	1.084	34.76

❖ Système militaires Mc120:

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles de Charge totale égale à 1100 KN (110t).

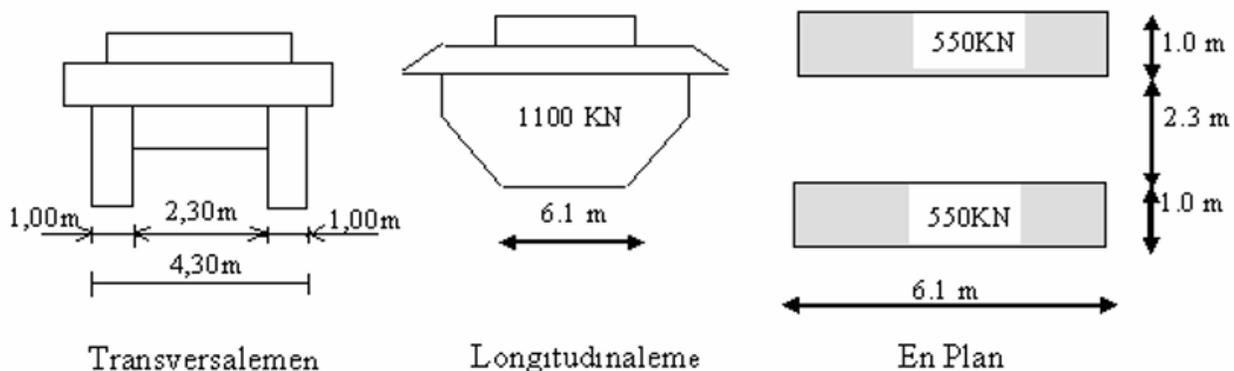


Fig. V.4 : système Mc120

Les charges militaires sont multipliées d'un coefficient de majoration dynamique

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

$$L=25.25 \quad G=497.474 \quad S=110 \quad \delta_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 25.25} + \frac{0.6}{1+4\frac{497.474}{110}} = 1.1$$

$$Q=110 \times 1.1=121$$

$$Q/ml= 121/6.1=19.83$$

❖ Système de charges exceptionnelles D240

Il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total.

Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

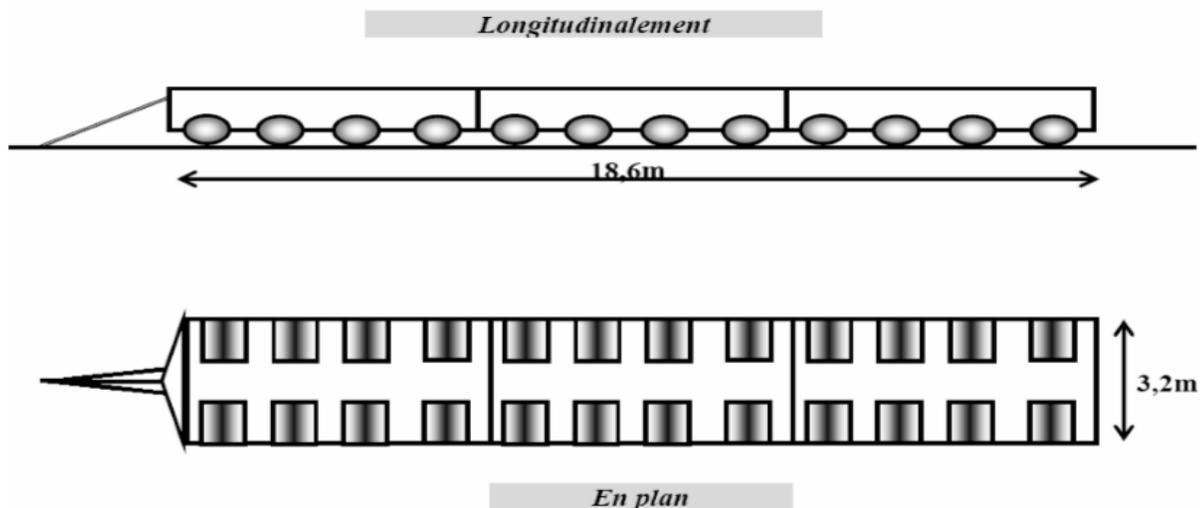


Fig. V.5 : convois

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

❖ **Surcharge sur le trottoir :**

C'est une charge uniformément répartie de 1 0kg/m , elles ne sont pas frappés de majoration pour effets dynamique.

Dans notre cas

Un trottoir chargé : $P=0.15 \times 1.6=0.24$ t/ml.

Deux trottoirs chargés : $P=2 \times 0.15 \times 1.6=0.48$ t/ml.

CHAPITRE VI

LES CHARGES LONGITUDINALE

VI.1) Introduction :

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

Les surcharges à prendre en compte : A (L), , Bt, Br, Mc120, D240 .

VI.2) Calcul des éléments de réductions dus aux charges :

VI.2.1) Poutre seule :

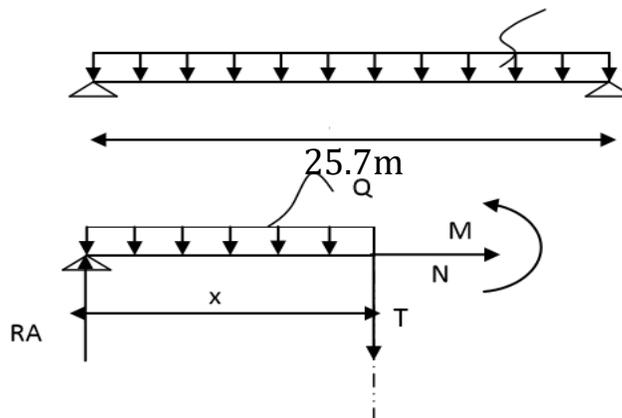
1.26 t

$Q = 1.26 \text{ t/ml}$

$R_a = R_b = 16.19 \text{ t}$

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

$T(x) = R_a - q.x$



Sections (x)	Longueur (m)	M (t.m)	R (t)	T (t)
0.00L	0	0	16.19	16.19
0.25L	6.425	78.013		8.09
0.50L	12.85	104.01		0

Tab. VI.1 : les moments et effort tranchant (poutre seule)

VI.2.2) La dalle :

Poutre intermédiaire et Poutre de rive : $q = 2.5 \times 1.5 \times 0.25 = 0.937 \text{ t/ml}$

Sections (x)	Longueur (m)	M (t.m)	R (t)	T (t)
0.00L	0	0	11.95	11.95
0.25L	6.425	57.58		5.97
0.50L	12.85	76.77		0

Tab. VI.2 : la dalle

VI.2.3) Superstructure :

$$G=4.1125 \text{ t/ml}$$

p = poids de la super structure divisé par le nombre de poutres. D'où

$$p = 4.1125/7 = 0.587 \text{ t/ml}$$

Sections (x)	Longueur (m)	M (t.m)	R (t)	T (t)
0.00L	0		7.54	7.54
0.25L	6.425	36.32		3.77
0.50L	12.85	48.42		0

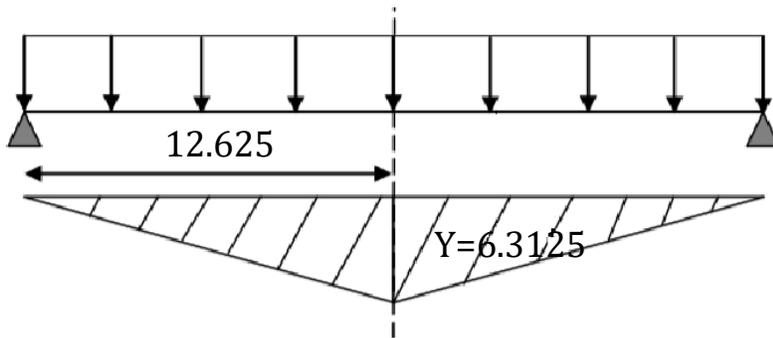
Tab. VI.3: la super structure

VI.2.4) Tableau récapitulatif des M, T, R :

Sections (x)	Longueur (m)	M (t.m)	R (t)	T (t)
0.00L	0		35.68	35.98
0.25L	6.425	171.91		17.83
0.50L	12.85	229.2		

Tab. VI.4: Tableau récapitulatif des M, T, R

❖ surcharge A(L) et trottoir



❖ Surcharge A(L)

$$Y=12.625\left(1-\frac{12.625}{25.25}\right)=6.3125 \text{ m} \gg S=\sum S_i=2\left(\frac{12.625 \times 6.3125}{2}\right)=79.69 \text{ m}^2$$

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

une voie chargée

$$M= 4.1859 \times 79.69=333.57 \text{ t.m}$$

deux voies chargées

$$M = 8.3710 \times 79.69 = 667.08 \text{ t.m}$$

❖ **Trottoirs**

$$M = q \times S$$

Un trottoir

$$M = 0.24 \times 79.69 = 19.125 \text{ t.m}$$

Deux trottoirs

$$M = 0.48 \times 79.69 = 38.25 \text{ t.m}$$

❖ **système B :**

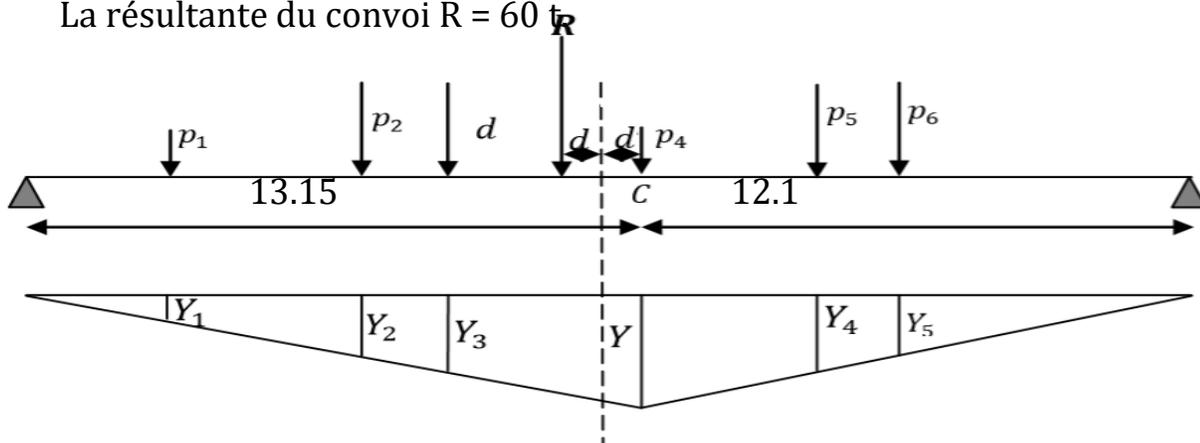
Théorème de barrée :

Le moment fléchissant maximum dans une poutre au passage d'un convoi ce produit au droit d'un essieu, telle façon que cet essieu soit symétrique par rapport au milieu de la poutre de la résultante des forces engagées sur la poutre

❖ **Système Bc :**

Cas 1° La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi $R = 60 \text{ t}$



Position de la résistance R :

$$X_1/O = \{(12 \times 1.5) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5)\} / 60$$

$$X_1/O = 7.05 \text{ m}$$

$$d = X - 6 = 1.05 \gg d' = \frac{d}{2} = 0.525$$

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

$$\text{Avec } x_0 = 12.625 - d' = 12.1 \text{ m} \gg Y = 12.1 \left(1 - \frac{12.1}{25.25}\right) = 6.3 \text{ m}$$

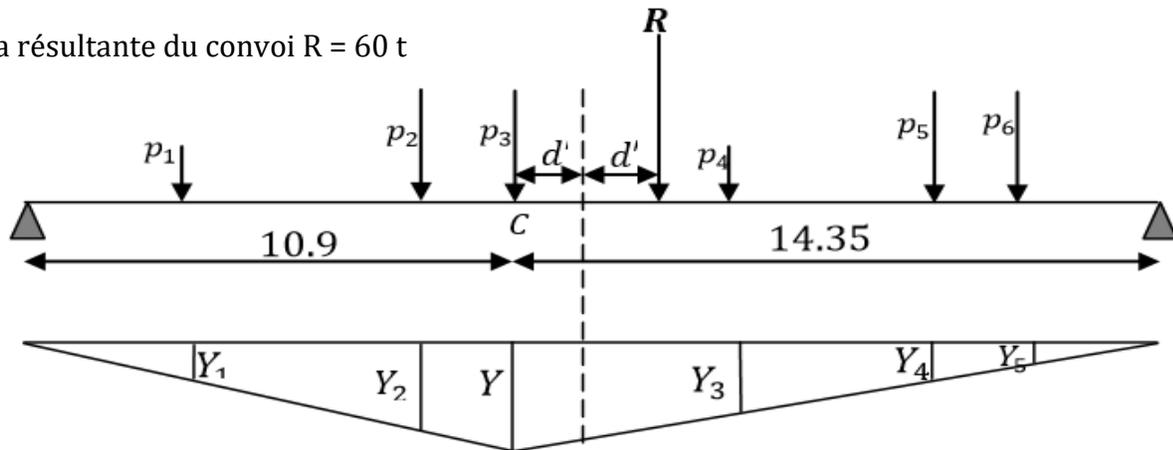
Y1	Y2	Y3	Y	Y5	Y6
1.27	1.988	4.144	6.3	3.96	3.176

Tab. VI.5 : valeurs de Y_i pour cas°1 de Bc a $X=0.5L$

$$M = \sum(P_i \times Y_i) = M = 204.636 \text{ t.m}$$

Cas2° La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi $R = 60 \text{ t}$



Position de la résistance R :

$$X_1/O = \{(12 \times 4.5) + (12 \times 6) + (6 \times 10.5) + (12 \times 15) + (12 \times 16.5)\} / 60$$

$$X_1/O = 9.45 \text{ m}$$

$$d = X - 6 = 3.45 \quad d' = d/2 = 1.725$$

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

$$\text{Avec } x_0 = 12.625 - d' = 10.9 \text{ m} \gg Y = 10.9 \left(1 - \frac{10.9}{25.25}\right) = 6.19 \text{ m}$$

Y1	Y2	Y	Y3	Y4	Y5
2.78	5.338	6.19	4.25	2.13	1.66

Tab. VI.6 : valeurs de Y_i pour cas°2 de Bc a $X=0.5L$

$$M = \sum(P_i \times Y_i) = M = 228.156 \text{ t.m}$$

Conclusion : le cas le plus défavorable est tel que La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.

$$\text{Donc on a : } M = \sum(P_i \times Y_i) \times bc \times D_c$$

- Un convoi

$$M = 228.156 \times 1.2 \times 1.0870 = 297.60 \text{ t.m}$$

- Deux convois

$$M = 228.156 \times 1.1 \times 1.1034 \times 2 = 553.84 \text{ t.m}$$

❖ **Système Bt**

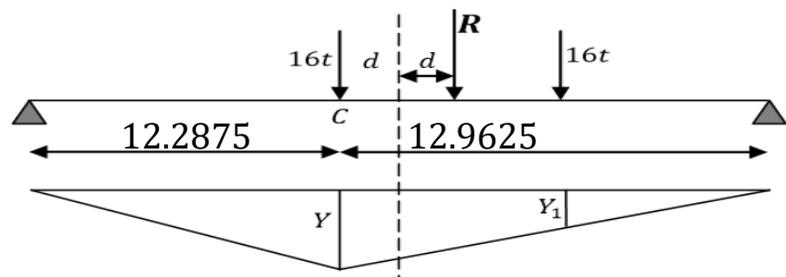
Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médiane de la poutre. La résultante du convoi $R = 32 \text{ t}$.

$$X_1/O = \left(16 \times \frac{1.35}{32}\right) = 0.675 \text{ m}$$

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

$$X_0 = 12.625 - d = 12.2875 \text{ m}$$

$$Y = 12.2875 \left(1 - \frac{12.2875}{25.25}\right) = 6.31 \text{ m}$$



$$\gg Y_1 = 5.65 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M = 16(Y + Y_1) \times bc \times D_c$$

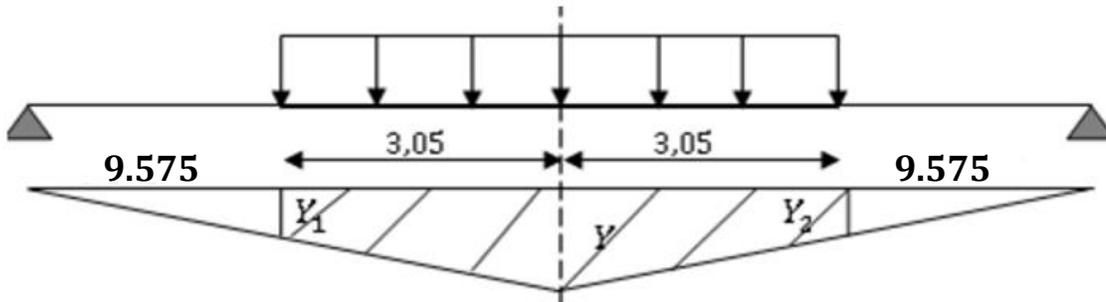
Un tandem

$$M = 16(6.31 + 5.65) \times 1.075 \times 1 = 205.715 \text{ t.m}$$

Deux tandems

$$M = 16(6.31 + 5.65) \times 1.084 \times 1 \times 2 = 414.86 \text{ t.m}$$

❖ **Système Mc120 :**

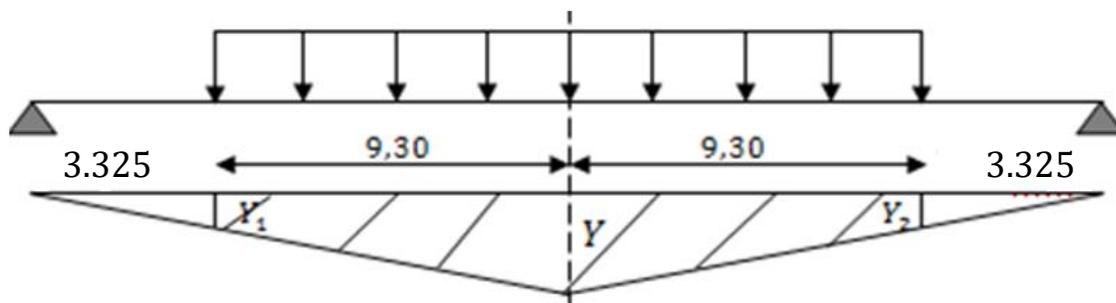


$$X = 12.625 \gg Y = 6.3125 \text{ m} \gg Y_1 = 4.7875 \text{ m}$$

$$S = 2 \times \left[\frac{6.3125 + 4.7875}{2} \right] \times 3.05 = 33.855 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times s \times \delta_c = 18.03 \times 33.855 \times 1.1 = 671.446 \text{ t.m}$$

❖ **Charge exceptionnelle D240**



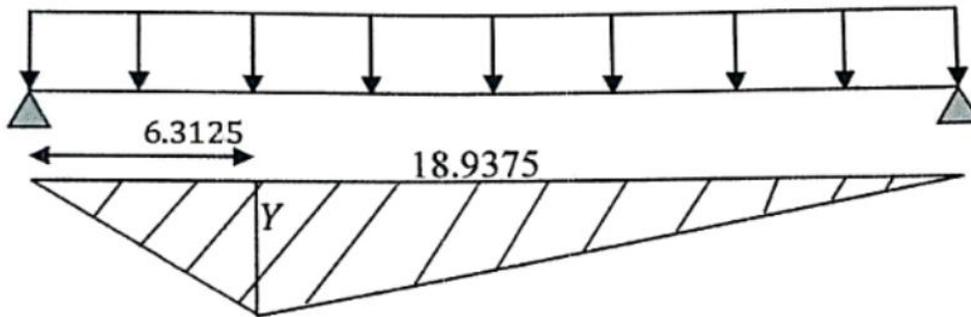
$$X = 12.625 \gg Y = 6.3125 \gg Y_1 = Y_2 = 1.662 \text{ m}$$

$$S = 2 \times \left[\frac{6.3125 + 1.0662}{2} \right] \times 9.30 = 74.163 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times s = 12.9 \times 74.163 = 956.923 \text{ t.m}$$

Moment fléchissant à $x=0.25L$

❖ Surcharge A(L) et trottoir



$$Y = x_0 \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) = 6.3125 \left(1 - \frac{6.3125}{25.25}\right) = 4.734 \text{ m}$$

$$S = \left(6.3125 \times \frac{4.734}{2}\right) + \left(18.9375 \times \frac{4.734}{2}\right) = 59.76 \text{ m}^2$$

➤ Surcharge A(L)

Une voie chargée

$$M = 4.1859 \times 59.76 = 250.14 \text{ t.m}$$

Deux voies chargées

$$M = 8.3710 \times 59.76 = 500.25 \text{ t.m}$$

➤ Trottoirs

$$M = q \times S$$

Un trottoir

$$M = 0.24 \times 59.76 = 14.3424 \text{ t.m}$$

Deux trottoirs

$$M = 0.48 \times 59.76 = 28.6848 \text{ t.}$$

Systeme B

➤ Systeme BC

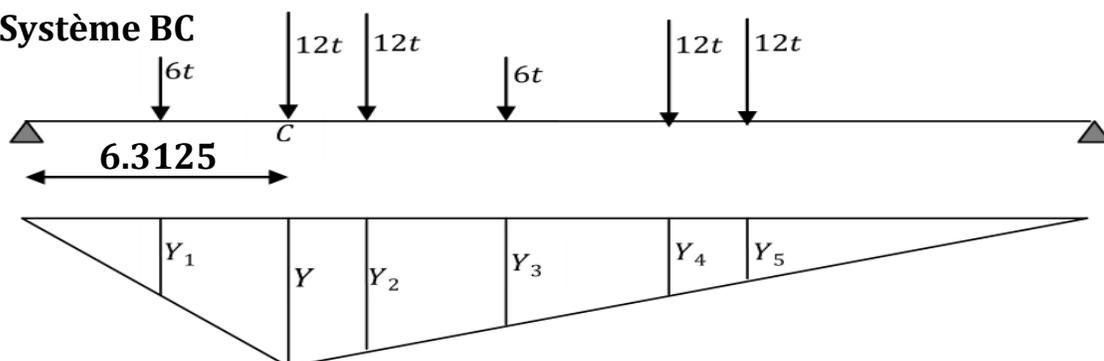


Fig 5.10 ligne d'influence pour le premier cas du Bc

$$Y = x_0 \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) = 6.3125 \left(1 - \frac{6.3125}{25.25}\right) = 4.734 \text{ m}$$

Y1	Y	Y2	Y3	Y4	Y5
1.36	4.734	4.36	3.23	2.11	1.734

Tab. VI.7 : valeurs de Y_i de Bc a $X=0.25L$

$$M = \sum(P_i \times Y_i) = 182.796 \text{ t.m}$$

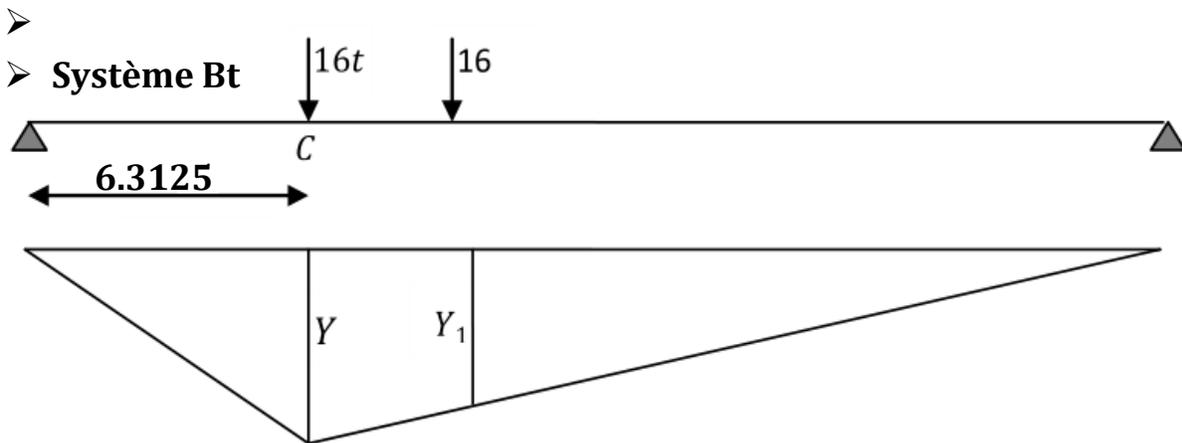
$$\text{Donc on a : } M = \sum(P_i \times Y_i) \times bc \times \delta_c$$

- Un convoi

$$M = 182.796 \times 1.2 \times 1.0870 = 238.43 \text{ t.m}$$

- Deux convois

$$M = 228.156 \times 1.1 \times 1.1034 \times 2 = 443.73 \text{ t.m}$$



$$Y = 4.734 \gg Y_1 = 4.39$$

$$\text{Donc : } M = 16(Y + Y_1) \times bc \times D_c$$

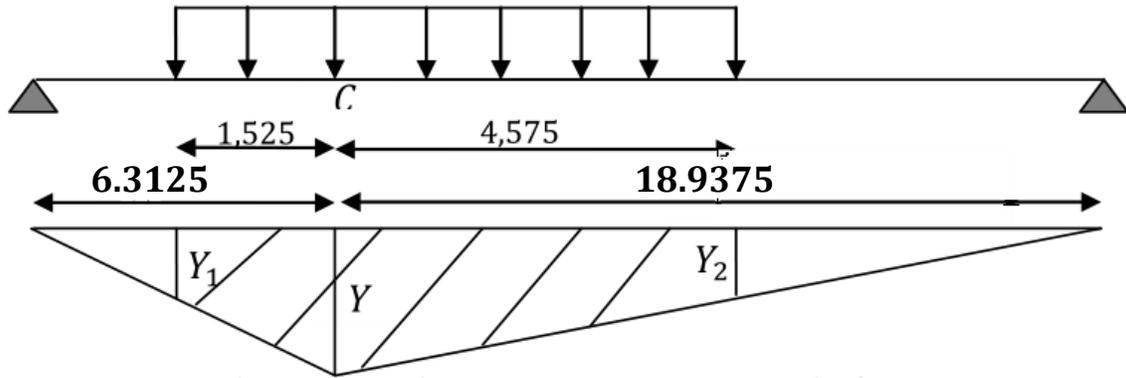
Un tandem

$$M = 16 \times (4.734 + 4.39) \times 1.075 \times 1 = 156.93 \text{ t.m}$$

Deux tandems

$$M = 16 \times (6.31 + 5.65) \times 1.084 \times 1 \times 2 = 317.49 \text{ t.m}$$

➤ **Système Mc120**

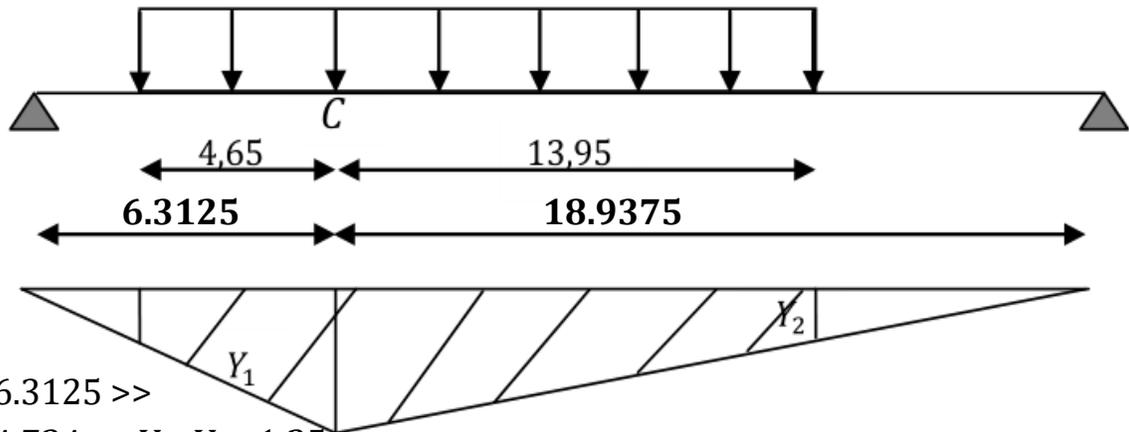


$$Y=4.734 \gg Y_1=Y_2=3.58$$

$$S = \left[(4.734 + 3.58) \frac{1.525}{2} \right] + \left[(4.734 + 3.58) \frac{4.575}{2} \right] = 25.36 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times s \times \delta_c = 18.03 \times 25.36 \times 1.1 = 502.96 \text{ t.m}$$

➤ **Charge exceptionnelle D240 :**



$$X=6.3125 \gg$$

$$Y=4.734 \gg Y_1=Y_2= 1.25 \text{ m}$$

$$S = \left[(4.734 + 1.25) \frac{4.65}{2} \right] + \left[(4.734 + 1.25) \frac{13.95}{2} \right] = 55.65 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times s = 12.903 \times 55.65 = 718.05 \text{ t.m}$$

- Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :

désignation		Pour x=0.5L		Pour x=0.25L	
		M max (t.m)	M ₀ =M/7	M max (t.m)	M ₀ =M/7
Surcharge A(L)	1voie chargées	333.57	47.65	250.14	35.73
	2voie chargées	667.08	95.29	500.25	71.46
Trottoirs	1trottoir	19.12	2.73	14.34	2.048
	2 trottoirs	38.25	5.46	28.6	4.085
Système Bc	1convois	297.60	42.51	238.49	34.07
	2 convois	553.84	79.12	443.73	63.39
Système Bt	1tandem	205.71	29.38	156.93	22.41
	2 tandems	414.86	59.26	317.49	45.35
Convoi mc120		671.446	95.92	502.96	71.85
Convoi D240		956.923	136.70	718.05	102.57

Tab. VI. 8. : Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges

Efforts tranchants:

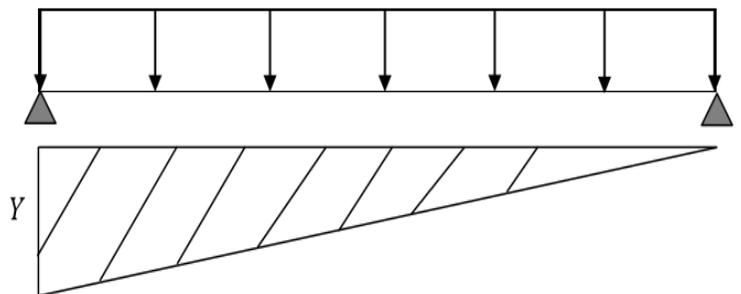
Efforts tranchants dus aux surcharges pour x = 0.00L

Surcharge A(L) :

$$Y = 1.00\text{m}$$

$$\rightarrow \sum S_i = \left(\frac{1.00 \times 25.25}{2} \right) = 12.625 \text{ m}$$

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



- Surcharge A(L)

Une voie chargée

$$T_{\max} = 4.1859 \times 12.625 = 52.84 \text{ t.m}$$

Deux voies chargées

$$T_{\max} = 8.3710 \times 12.625 = 105.73 \text{ t.m}$$

- Trottoirs

Un trottoir

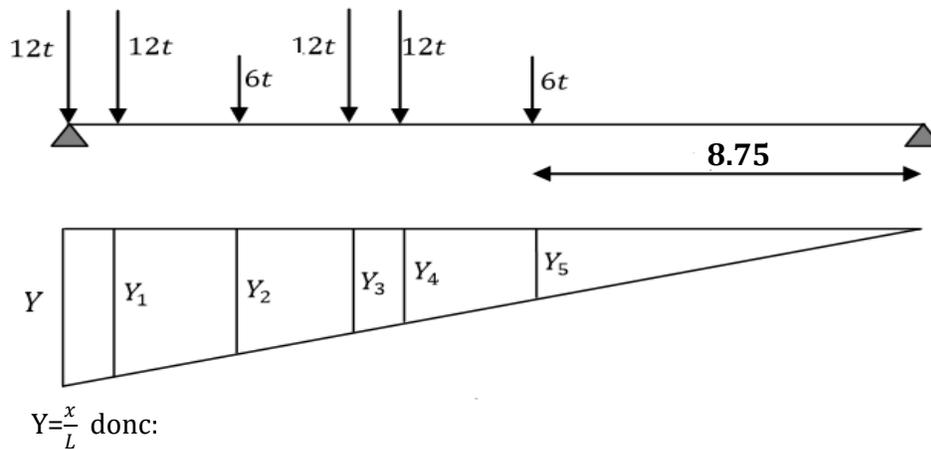
$$T_{\max} = 0.24 \times 12.625 = 2.525 \text{ t.m}$$

Deux trottoirs

$$T_{\max} = 0.48 \times 15.625 = 7.5 \text{ t.m}$$

Systeme B :

- Systeme B_c :



Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
1	0.94	0.76	0.58	0.52	0.35

Tab. VI.9 : valeurs de Yi pour effort tranchant a X=0.5 L

$$T_{\max} = \sum P_i \times Y_i = (12 \times 1 + 12 \times 0.94 + 6 \times 0.76 + 0.58 \times 12 + 12 \times 0.52 + 6 \times 0.35)$$

$$T_{\max} = 43.14 \text{ t}$$

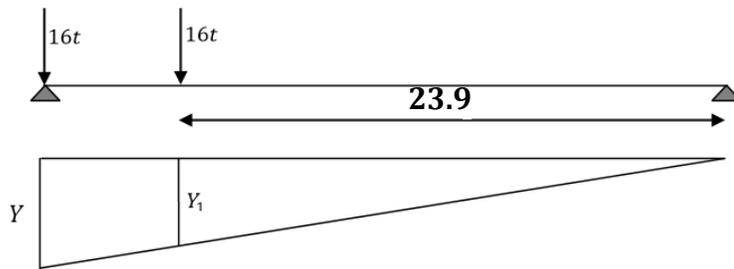
Un convoi

$$T_{\max} = 43.14 \times 1 \times 1.2 \times 1.0870 = 56.27 \text{ t.m}$$

-Deux convois

$$T_{\max} = 43.14 \times 1.1 \times 1.1034 \times 2 = 104.72 \text{ t.m}$$

Système Bt :



$$Y=1.00 \rightarrow Y_1=0.9465$$

$$T_{\max} = (16 \times 1 + 16 \times 0.9465) = 31.144 \text{ t}$$

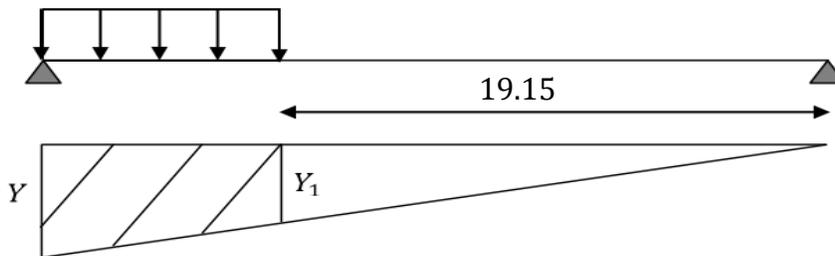
Un tandem :

$$T_{\max} = 31.144 \times 1.075 \times 1 = 33.47 \text{ t}$$

Deux tandems :

$$T_{\max} = 31.144 \times 1.084 \times 1 \times 2 = 67.64 \text{ t}$$

Système MC 120:

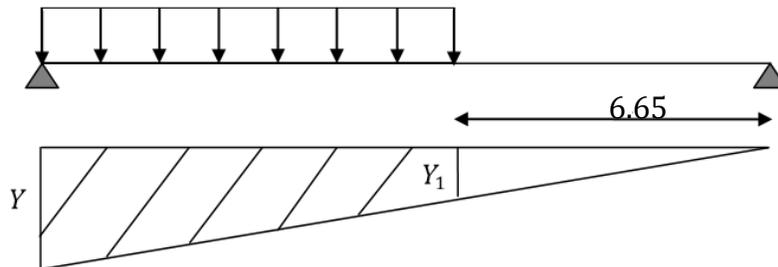


$$Y=1.00 \rightarrow Y_1=0.758$$

$$T_{\max} = \sum q_i \times S_i = 18.03 \times \left(\frac{Y+Y_1}{2} \right) \times 6.1 =$$

$$T_{\max} = 96.67 \text{ t}$$

Charge exceptionnelle D240 :

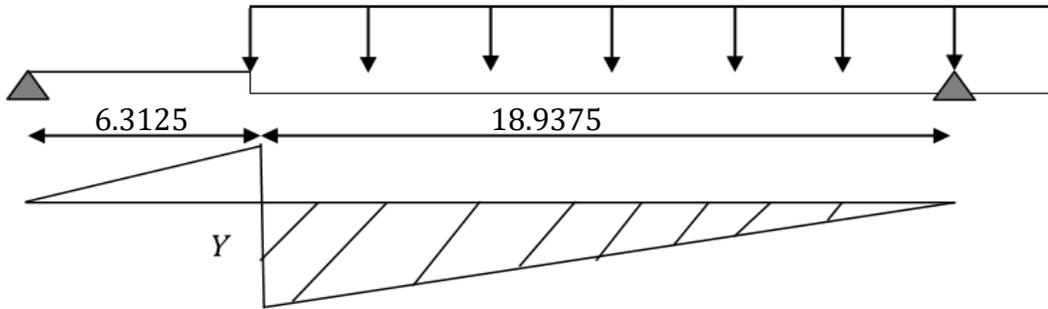


$$Y=1.00 \rightarrow Y_1=0.263 \text{ m}$$

$$T_{\max} = \sum q_i \times S_i = 12.9 \times \left(\frac{Y+Y_1}{2} \right) = 18.6 = 151.52 \text{ t}$$

Efforts tranchants pour $X=0.25$

Surcharge A(L) et trottoir :



$$Y = \frac{x}{L} = \frac{18.9375}{25.25} = 0.75 \rightarrow \sum Y_i = \left(\frac{0.75 \times 18.9375}{2} \right) \rightarrow \sum Y_i = 7.1 \text{ m}$$

$$T_{\max} = q \times \sum Y_i$$

- Surcharge A(L)

Une voie chargée

$$T_{\max} = 4.1859 \times 7.1 = 29.71 \text{ t.m}$$

Deux voies chargées

$$T_{\max} = 8.3710 \times 7.1 = 59.43 \text{ t.m}$$

- Trottoirs

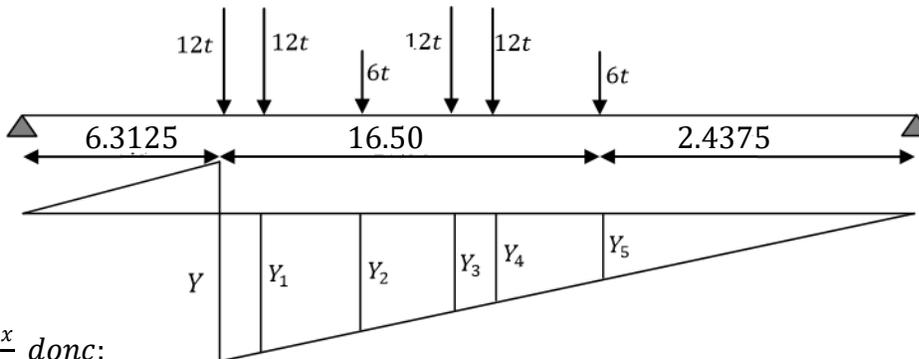
Un trottoir

$$T_{\max} = 0.24 \times 7.1 = 1.704 \text{ t.m}$$

Deux trottoirs

$$T_{\max} = 0.48 \times 15.625 = 3.408 \text{ t.m}$$

Système Bc :



$$Y = \frac{x}{L} \text{ donc:}$$

Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
0.75	0.69	0.51	0.334	0.275	0.1

TAB. 10 Valeurs de Y_i pour effort tranchant a $x=0.25$

$$T_{\max} = \sum P_i \times Y_i = (12 \times 0.75 + 12 \times 0.69 + 6 \times 0.51 + 12 \times 0.334 + 12 \times 0.275 + 6 \times 0.1)$$

$$T_{\max}=28.24t$$

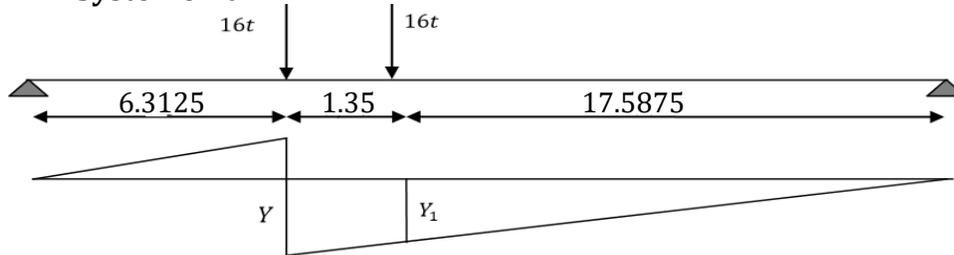
Un convoi

$$T_{\max}=28.24 \times 1 \times 1.2 \times 1.0870 = 36.83 \text{ t.m}$$

-Deux convois

$$T_{\max}=28.24 \times 1.1 \times 1.1034 \times 2 = 68.71 \text{ t.m}$$

- **Système Bt :**



$$Y=0.75 \rightarrow Y_1=0.7$$

$$T_{\max} = (16 \times 0.75 + 16 \times 0.7) = 23.2 \text{ t}$$

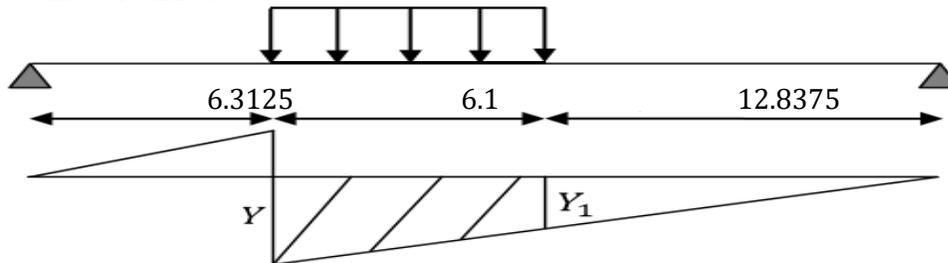
Un tandem :

$$T_{\max} = 23.2 \times 1.075 \times 1 = 24.9632 \text{ t}$$

Deux tandems :

$$T_{\max} = 23.2 \times 1.084 \times 1 \times 2 = 50.39 \text{ t}$$

Système MC 120:

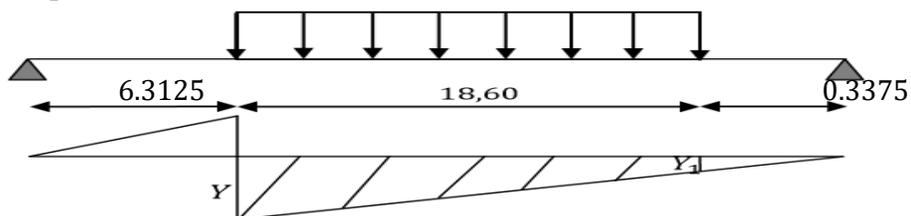


$$Y = 0.75 \rightarrow Y_1 = 0.51 \text{ m}$$

$$T_{\max} = \sum q_i \times S_i = 18.03 \times \left(\frac{Y+Y_1}{2} \right) \times 6.1 = 69.3 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 69.3 \text{ t}$$

Charge exceptionnelle D240 :



$$Y = 0.75 \rightarrow Y_1 = 0.0133 \text{ m}$$

$$T_{\max} = \sum q_i \times S_i = 12.9 \times \left(\frac{Y+Y_1}{2} \right) = 18.6 = 91.57 \text{ t}$$

Tableau récapitulatif des efforts tranchants du aux surcharges :

désignation		Pour $x=0L$		Pour $x=0.25L$	
		M max (t.m)	$M_0=M/7$	M max (t.m)	$M_0=M/7$
Surcharge A(L)	1voie chargées	52.84	7.54	29.71	4.24
	2voie chargées	105.73	15.10	59.43	8.49
Trottoirs	1trottoir	2.525	0.36	1.704	0.24
	2 trottoirs	7.5	1.071	3.408	0.48
Système Bc	1convois	56.27	8.038	36.83	5.26
	2 convois	104.72	14.96	68.71	9.81
Système Bt	1tandem	33.47	4.78	24.96	3.56
	2 tandems	67.64	9.66	50.39	7.19
Convoi mc120		96.67	13.81	69.3	9.9
Convoi D240		151.52	21.645	91.57	13.08

TAB.VI.11 Tableau récapitulatif des efforts tranchants du aux surcharges

CHAPITRE VII

REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS

VII.1) Présentation de la méthode de (GUYON-MASSONNET) :

Lorsque la rigidité torsion elle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable. C'est alors qu'on utilise la méthode de Guyon-Massonnet (développée originalement par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954). Cette méthode est une méthode de calcul des dalles ou de réseaux de poutres

VII.1.2)-Principes fondamentaux de la méthode

Premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel. Ce premier principe n'est nécessaire que pour les hypothèses mathématiques (continuité des fonctions). - Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme:

$$P(x) = P_1 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

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 :

$$W(x, y) = w \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

Cette dernière devient cylindrique de forme :

$$W_0(x, y) = W_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right).$$

Si la charge était uniformément répartie sur une largeur 2b. Cette méthode consiste à tracer pour chaque effort interne les lignes d'influence de son coefficient de répartition transversale, et cela, pour différentes excentricités de charge

$e = \left\{ \pm b, \pm \frac{3b}{4}, \pm \frac{b}{2}, \pm \frac{b}{4}, \pm 0 \right\}$ Pour les 9 sections de la largeur de la dalle.

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

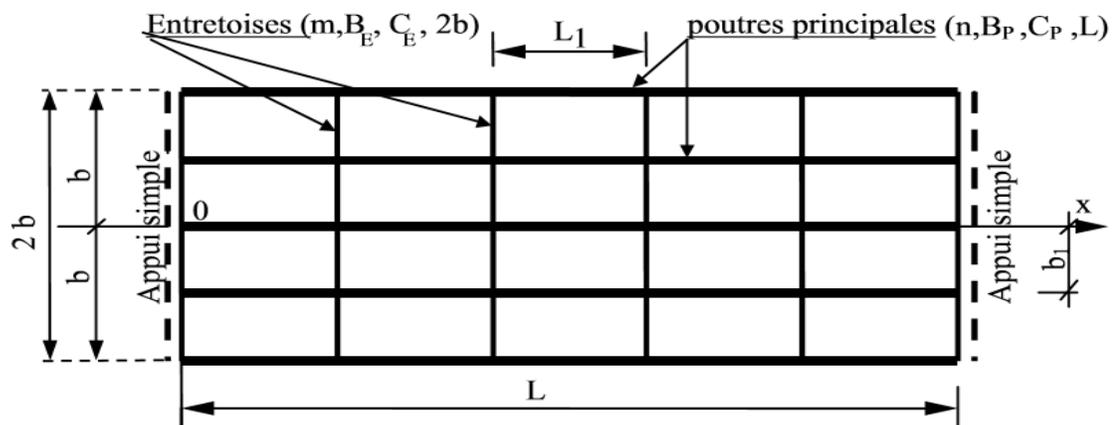


Figure 1: Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

- leur rigidité à la flexion $B_p = E \cdot I_p$
- leur rigidité à la torsion $C_p = G \cdot K_p$

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

- leur rigidité à la flexion $B_E = E \cdot I_E$
- leur rigidité à la torsion $C_E = G \cdot K_E$

E : Module de Young

G : Module de torsion. Avec $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

ν : coefficient de poisson

I_p : Moment d'inertie de flexion des poutres.

K_p : Moment d'inertie de torsion des poutres.

I_E : Moment d'inertie de flexion des entretoises.

K_E : Moment d'inertie de torsion des entretoises.

Par unité de longueur, ces rigidités deviennent :

$$\text{Rigidité de flexion : } \left\{ \begin{array}{l} P_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E \cdot I_p}{b_1} \\ P_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{E \cdot I_E}{L_1} \end{array} \right.$$

$$\text{Rigidité de torsion : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{G \cdot K_p}{b_1} \\ \gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G \cdot K_E}{L_1} \end{array} \right.$$

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

-Paramètre de torsion : $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \cdot \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$

-Paramètre d'entretoisement : $\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{(\rho_p / \rho_E)}$

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 7 poutres espacées de 1.5 m (entre-axe des poutres),

$$2b = n \times b_0 = 7 \times 1.5 = 10.5 \text{ donc } b = 5.25$$

❖ **Position active des poutres :**

D'après le schéma les positions actives des poutres seront données de la façon suivante :
(-0.857b, -0.571b, -0.286b, 0, 0.286b, 0.571b, 0.857b)

Calcul des paramètres α et θ :

Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{(\rho_p / \rho_E)}$$

$$b = 5.25 \quad \rho_p = \frac{E \cdot l_p}{b}$$

$$L = 25.25 \quad \rho_E = \frac{E \cdot l_E}{L}$$

Calcul d' I_p : les poutres de notre projet sont à inertie variable.

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

I_0 = d'inertie de la section d'about avec hourdis

I_m = d'inertie de la section à mi-travée avec hourdis.

$$I_0 = 20927549 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 17758723 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 0, 20927549 + (0, 27048355 - 0, 20927549) \frac{8}{3\pi} =$$

$$I_p = 18237347.48 \text{ cm}^4 = 0.1823734$$

❖ **Rigidité flexionnelle de la poutre**

$$\rho_p = \frac{E \cdot l_p}{b} = \frac{E \cdot 0.1823734}{1.5} = 0.1215E$$

❖ **Rigidité flexionnelle de la dalle**

$$I_E = I_d = \frac{b \times H^3}{12} = \frac{1 \times (0.25)^3}{12} = 1.30 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho_E = \frac{E \cdot l_E}{L} = \frac{E \cdot 0.00013}{1} = 1.30 \times 10^{-4} \cdot E$$

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{(\rho_p / \rho_E)} = \frac{5.25}{25.25} \sqrt[4]{\frac{0.12158E}{1.30 \times 10^{-4}}} = 1.149 \approx 1.15$$

$$\theta = 1.05$$

Calcul du paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \cdot \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$$

$\gamma_p = C_p / b_1$ = rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_E = \gamma_D = C_D / L_1$ rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

Avec :

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

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

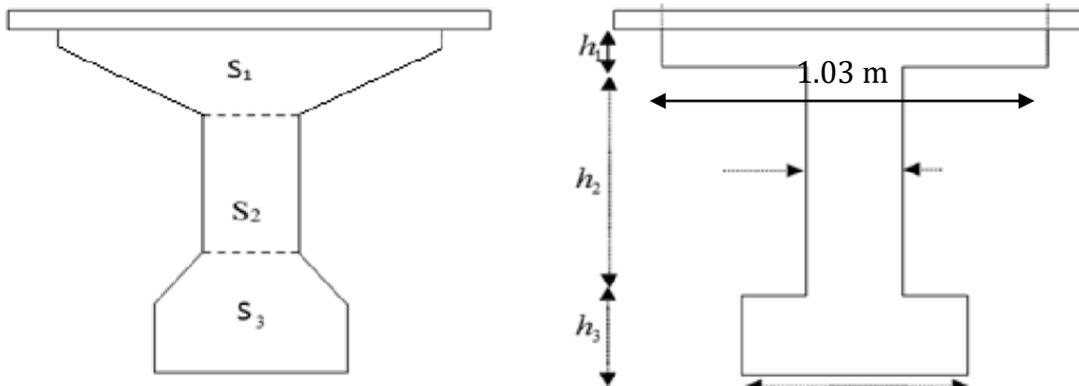


Fig.VI.1 : poutre équivalent

$$S_1 = 1751 \text{ cm}^2 = 103 \times h_1 = h_1 = 17.00 \text{ cm}$$

$$S_3 = 1645 \text{ cm}^2 = 47 \times h_3 = h_3 = 35.00 \text{ cm}$$

$$h_2 = 78 = 130 - (h_1 + h_3) = 130 - 17 - 35 = 78 \text{ cm}$$

Donc :

Section 1 :

$$\frac{a}{b} = \frac{103}{17} = 6.058 \gg k = 0.333$$

Section 2 :

$$\frac{a}{b} = \frac{47}{35} = 1.34 \gg k = 0.333 \gg \text{interpolation} \gg 0.180$$

Section 3

$$\frac{a}{b} = \frac{78}{18} = 4.333 \gg k = 0.333$$

$$C_p = (0.333 \times 1.03 \times 0.17^3 + 0.180 \times 0.47 \times 0.35^3 + 0.333 \times 0.18^3 \times 0.78 + \frac{1 \times 0.25^3}{6}) G$$

$$C_p = 0.00941 G$$

Rigidité torsionnelle de la dalle dans le sens transversale :

$$C_D = C_E = \frac{1}{6} \times a \times b^3 \times G = 0.166 \times 1.03 \times 0.25^3 \times G = 0.00267 G$$

Rigidité torsionnelle de la poutre dans le sens transversale :

$$\gamma_p = C_p / b_1 = \frac{0.00941 G}{1.5} = 0.00627 G$$

$$\gamma_E = \gamma_D = C_D / L_1 = \frac{0.00267 G}{1} = 0.00267 G$$

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

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

$$\gamma_p = 0.00627 \times \frac{E}{2.4} = 0.00261 E$$

$$\gamma_E = 0.00267 \times \frac{E}{2.4} = 1.11 \times 10^{-4} E$$

Donc on a :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_E}} = \frac{[(0.00261 E + 1.11 \times 10^{-4}) E]}{2 \times \sqrt{0.12158 E \times 1.30 \times 10^{-4} E}} = 0.34$$

Répartition transversale des moments fléchissant :

Les valeurs de k pour $\alpha = 0$; $\alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de Guyon-Massonet .

Pour un calcul rigoureux de k dans le cas où $0 \leq \alpha \leq 1$ on utilisera l'une des formules d'interpolation suivantes la valeur de θ .

$$\text{Si } 0 < \theta < 0.10 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.05}$$

$$\text{Si } 0.1 < \theta < 1 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$$

$$\text{Si } 1 < \theta < 2 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5}$$

Avec $\beta = 1 - e^{(0.065 - \theta)/0.663}$ est notre cas $\beta = 0.805$

Lorsque la valeur de θ ne figure pas sur les tables de (G-MASSONNET), les valeurs de K_0 et K_1 doivent subir une interpolation.

Soit : $\theta_1 \leq \theta \leq \theta_2$

$$K(\theta) = K(\theta_0) + \left(\frac{\theta - \theta_0}{\theta_1 - \theta_0}\right)(K(\theta_1) - K(\theta_0))$$

Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 1.10$

$\theta=1,10$				$\alpha=0$ \Rightarrow	$K=0$				
$Y \setminus e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,6652	0,088	0,9531	1,9518	2,5621	1,9518	0,9531	0,088	-0,6652
b/4	-0,477	-0,1515	0,2842	0,9925	1,9518	2,5643	1,918	0,7675	-0,4129
b/2	-0,2209	-0,1626	-0,0403	0,2842	0,9531	1,918	2,5717	2,0089	0,9824
3b/4	-0,0097	-0,0936	-0,1626	-0,1515	0,088	0,7675	2,0089	3,4539	4,3474
b	0,1709	-0,0097	-0,2209	-0,477	-0,6652	-0,4129	0,9824	4,3474	9,778

Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta = 1.10$:

$\theta=1,10$				$\alpha=1$ \Rightarrow	$K=1$				
$Y \setminus e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,3985	0,5848	0,9142	1,4075	1,7691	1,4075	0,9142	0,5848	0,3985
b/4	0,1969	0,3055	0,5103	0,8771	1,4075	1,8095	1,5003	1,074	0,7931
b/2	0,0985	0,1593	0,2783	0,5103	0,9142	1,5003	1,9915	1,8145	1,5263
3b/4	0,0527	0,0882	0,1593	0,3055	0,5848	1,074	1,8145	2,5695	2,7813
b	0,0303	0,0527	0,0985	0,1969	0,3985	0,7931	1,5263	2,7813	4,6078

Tableau donnant les valeurs de K0 pour $\theta = 1.20$

$\theta=1,20$				$\alpha=0 \Rightarrow$	$K=0$				
$Y \setminus e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,6677	0,0199	0,8805	2,005	2,7541	2,005	0,8805	0,0199	-0,6677
b/4	-0,3856	-0,1685	0,1841	0,8978	2,005	2,7777	1,9987	0,6851	-0,6038
b/2	-0,1317	-0,1424	-0,09	0,1841	0,8805	1,9987	2,7876	2,0114	0,662
3b/4	0,0279	-0,0594	-0,1424	-0,1685	0,0199	0,6851	2,0114	3,5547	4,3049
b	0,1439	0,0279	-0,1317	-0,3856	-0,6677	-0,6038	0,662	4,3049	10,6635

Tableau donnant les valeurs de K1 pour $\theta = 1.20$:

$\theta=1,20$				$\alpha=1 \Rightarrow$	$K=1$				
$Y \setminus e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,3352	0,5233	0,8834	1,4614	1,9124	1,4614	0,8834	0,5233	0,3352
b/4	0,1533	0,2534	0,4582	0,852	1,6414	1,9466	1,5432	1,0306	0,7182
b/2	0,0706	0,1217	0,2304	0,4582	0,8834	1,5432	2,1156	1,8501	1,4827
3b/4	0,0348	0,0621	0,1217	0,2534	0,5233	1,0306	1,8501	2,7114	2,8817
b	0,0188	0,0348	0,0706	0,1533	0,3352	0,7182	1,4827	2,8817	5,0266

Tableau donnant les valeurs de K0 pour $\theta = 1.15$

$\theta=1,15$	-5.25	-3.9375	-2.625	-1.3125	0	1.3125	2.625	3.9375	5.25
$Y \setminus e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,66645	0,05395	0,9168	1,9784	2,6581	1,9784	0,9168	0,05395	-0,66645
b/4	-0,4313	-0,16	0,23415	0,94515	1,9784	2,671	1,95835	0,7263	-0,50835
b/2	-0,1763	-0,1525	-0,06515	0,23415	0,9168	1,95835	2,67965	2,01015	0,8222
3b/4	0,0091	-0,0765	-0,1525	-0,16	0,05395	0,7263	2,01015	3,5043	4,32615
b	0,1574	0,0091	-0,1763	-0,4313	-0,66645	-0,50835	0,8222	4,32615	10,22075

Tab.VII.1 : les valeurs de K0 pour $\theta = 1.15$

Tableau donnant les valeurs de K1 pour $\theta = 1.15$:

$\theta=1,15$	-5.25	-3.9375	-2.625	-1.3125	0	1.3125	2.625	3.9375	5.25
$Y \setminus e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,66645	0,05395	0,9168	1,9784	2,6581	1,9784	0,9168	0,05395	-0,66645
b/4	-0,4313	-0,16	0,23415	0,94515	1,9784	2,671	1,95835	0,7263	-0,50835
b/2	-0,1763	-0,1525	-0,06515	0,23415	0,9168	1,95835	2,67965	2,01015	0,8222
3b/4	0,0091	-0,0765	-0,1525	-0,16	0,05395	0,7263	2,01015	3,5043	4,32615
b	0,1574	0,0091	-0,1763	-0,4313	-0,66645	-0,50835	0,8222	4,32615	10,22075

Tab.VII.2 : les valeurs de K1 pour $\theta = 1.15$:

Tableau donnant les valeurs de $K\alpha$ pour $\theta = 1.15$:

	K α								
$\theta=1,15$	-5.25	-3.9375	-2.625	-1.3125	0	1.3125	2.625	3.9375	5.25
Y\e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,06394	0,345556	0,906304	1,661225	2,181507	1,661225	0,906304	0,345556	-0,06394
b/4	-0,07771	0,096241	0,379982	0,898153	1,713704	2,208635	1,703771	0,916389	0,228682
b/2	-0,0242	0,018347	0,121149	0,379982	0,906304	1,703771	2,314574	1,906447	1,220046
3b/4	0,029304	0,011926	0,018347	0,096241	0,345556	0,916389	1,906447	3,000593	3,454627
b	0,079936	0,029304	-0,0242	-0,07771	-0,06394	0,228682	1,220046	3,454627	7,069966

Tab.VII.3: Tableau donnant les valeurs de $K\alpha$ pour $\theta = 1.15$:

Tableau Les valeurs de η pour la position active des poutres :

$\theta=1,15$	-5.25	-3.9375	-2.625	-1.3125	0	1.3125	2.625	3.9375	5.25	
Y\e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
p4=0	-	0,06394	0,345556	0,906304	1,661225	2,181507	1,661225	0,906304	0,345556	-0,06394
p5=1,5015	-	0,06997	0,08497	0,342529	0,823173	1,596873	2,135581	1,792154	1,05965	0,372133
p6=2,997	-	0,00903	0,016527	0,092005	0,299542	0,747332	1,480548	2,19887	2,216637	1,85355
p7=4,593	-	0,0546	0,020608	-0,00291	0,009335	0,140973	0,572811	1,563521	3,227428	5,26085

Tab.VII.4 : Les valeurs de $K\alpha$ pour la position active des poutres

VII.2) Calcul des moments fléchissant réels dans chaque poutre :

Moment à X=0.5 L		Poutre 4		Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		
Cas de charges		M0	K αm	M reel	K αm	M reel	K αm	M reel	K αm	M reel
2 trottoirs		5.46	0.041	0.22	0.69	3.76	2.01	10.97	4.12	22.495
A(L)	2 voies	95.29	1.32	125.78	1.33	126.73	1.32	125.73	1.36	129.59
Bc	1 fille	42.51	1.72	73.11	1.77	75.24	1.30	55.26	0.61	25.93
	2 filles	79.12	1.44	113.93	1.84	145.58	1.63	128.96	0.92	72.79
Bt	1 tandem	29.38	1.13	33.19	1.85	54.35	1.89	55.52	1.43	42.01
	2 tandems	59.26	1.43	84.74	1.49	88.29	1.20	71.11	0.796	47.17
MC120		95.92	1.67	160.18	2.23	213.90	2.57	246.51	2.31	221.57
D240		136.70	2.11	288.43	2.08	284.336	1.4	191.38	0.65	88.85

Tab.VII.5 : les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges

VII.3) Combinaisons des charges pour le B.A.E.L :

Combinaisons des moments à L'E.L.U :

ELU	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7
1.35G+1.6 (AL+TR)	511.02	518.204	528.14	552.756
1.35G+1.6(BC+TRT)	492.06	548.36	533.30	461.87
1.35G+1.6(BT+TRT)	445.356	456.7	440.748	420.88
1.35(G+MC)+1.6TRT	526.015	604.201	659.47	644.53
1.35(G+D240)+1.6(TRT)	699.15	699.28	585.335	465.35

Tab.VII.6 : les combinaisons à l'E.L.U

Combinaisons des moments à L'E.L.S :

ELS	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7
G+1.2 (AL+TR)	380.4	385.78	393.24	411.702
G+1.2 (BC+TR)	366.18	408.40	397.116	343.542
G+1.2 (BT+TR)	331.152	339.66	327.70	312.798
G+MC120+1.2TRT	389.644	447.612	488.874	477.764
G+D240+1.2TRT	517.89	518.048	433.74	345.044

Tab.VII.7 : les combinaisons à l'E.LS

La poutre la plus sollicitée étant la poutre N : 5

$$M_{\max}=1.35 (G+D240)+1.6(TRT)= 699.28 \text{ T.m}$$

CHAPITRE VIII

MODÉLISATION DU TABLIER

V.III.1) Introduction :

Pour l'évaluation du comportement global des structures en béton armé par l'analyse Pushover, plusieurs modèles analytiques bidimensionnels, sont considérés dans cette étude.

Ce chapitre est consacré à la modélisation linéaire et non linéaire du pont étudié, pour cela on utilise le code de calcul en élément finis «SAP 2000», c'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement les ouvrages de Génie civil. Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. IL offre de nombreuses possibilités d'analyse vis-à-vis des efforts statiques ou dynamiques, avec des compléments de conception et de vérification.

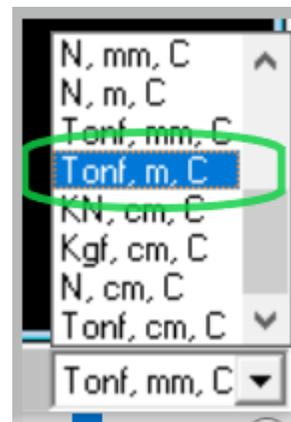
VIII.2) MODELISATION :

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec deux travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 7poutres de longueur de 27.5 m). Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, elles sont appuyés sur un appui simple de côté et d'autre coté sur un appui double, la dalle comme un élément coque (SHELL).

VIII.3) Les étapes de modélisation :

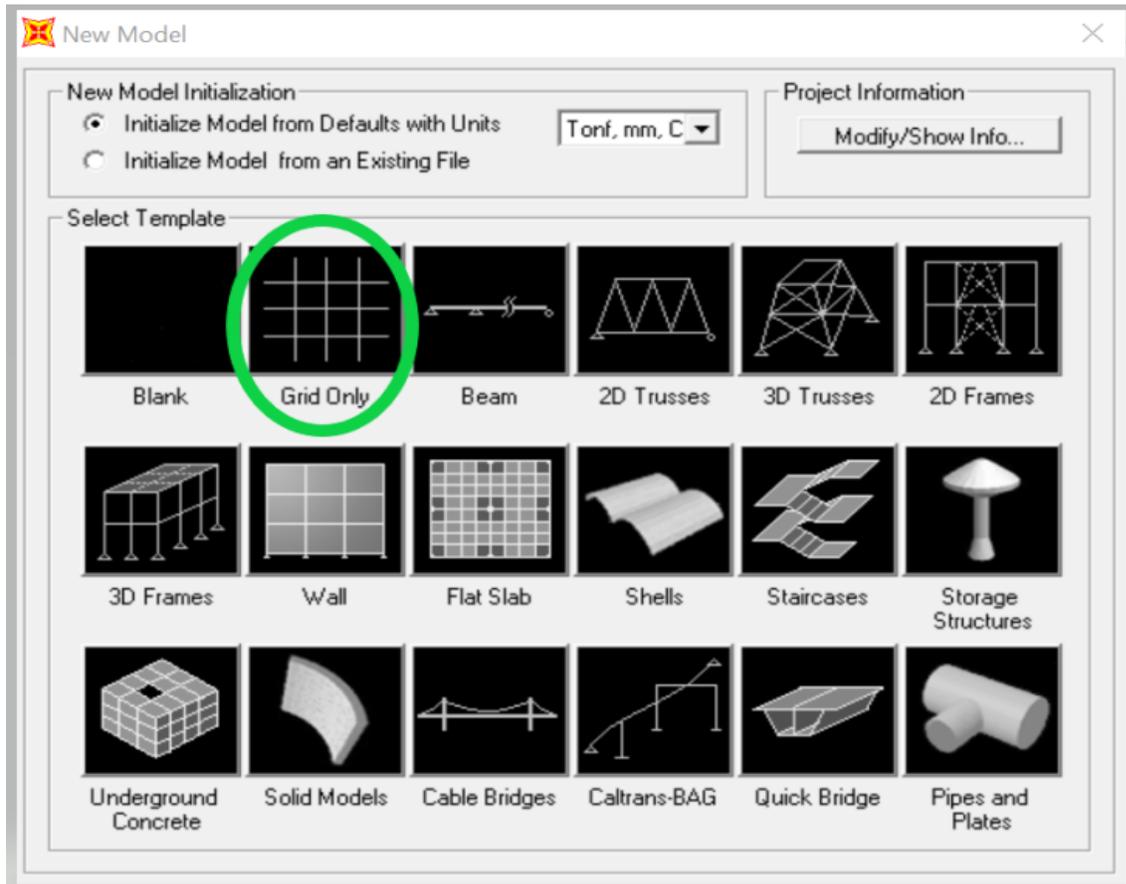
1 Choix de l'unité :

Il y a lieu de choisir unité avant d'entamer une session SAP2000, adoptons le Ton-m-c (tonne-mètre-Celsius).

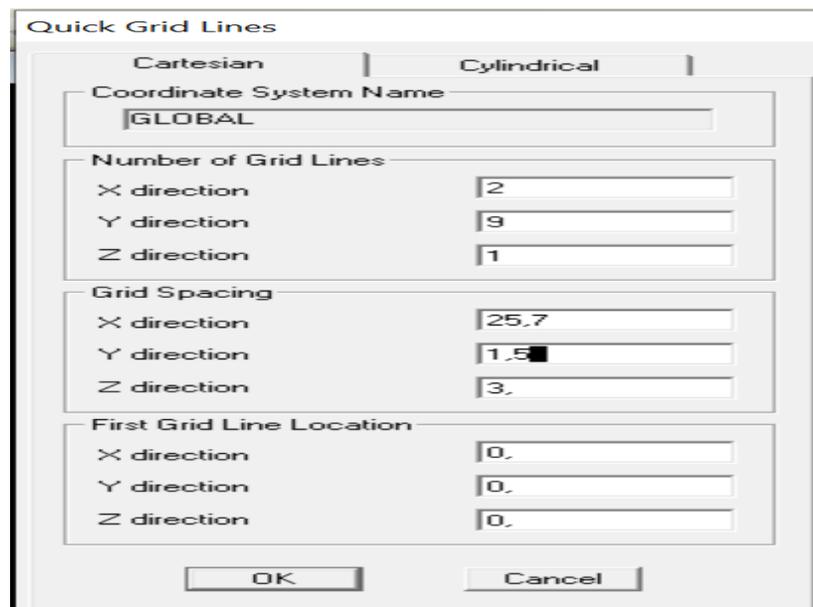


Création de la structure :

Importation d'un model à partir de la bibliothèque de SAP2000, le menu FILE/NEW MODEL, la boite suivante s'affiche :

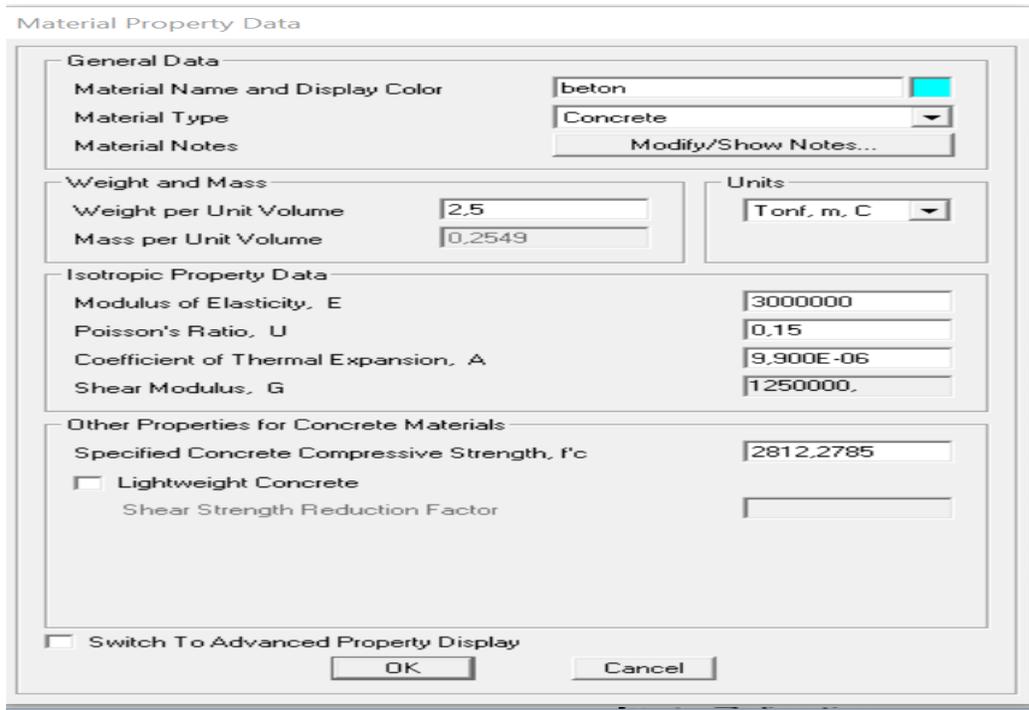


Dimension de travée :



Choix du matériau :

Définie \longrightarrow Matériels



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: beton ■

Material Type: Concrete

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2,5

Mass per Unit Volume: 0,2549

Units

Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 3000000

Poisson's Ratio, U: 0,15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 1250000,

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2812,2785

Lightweight Concrete

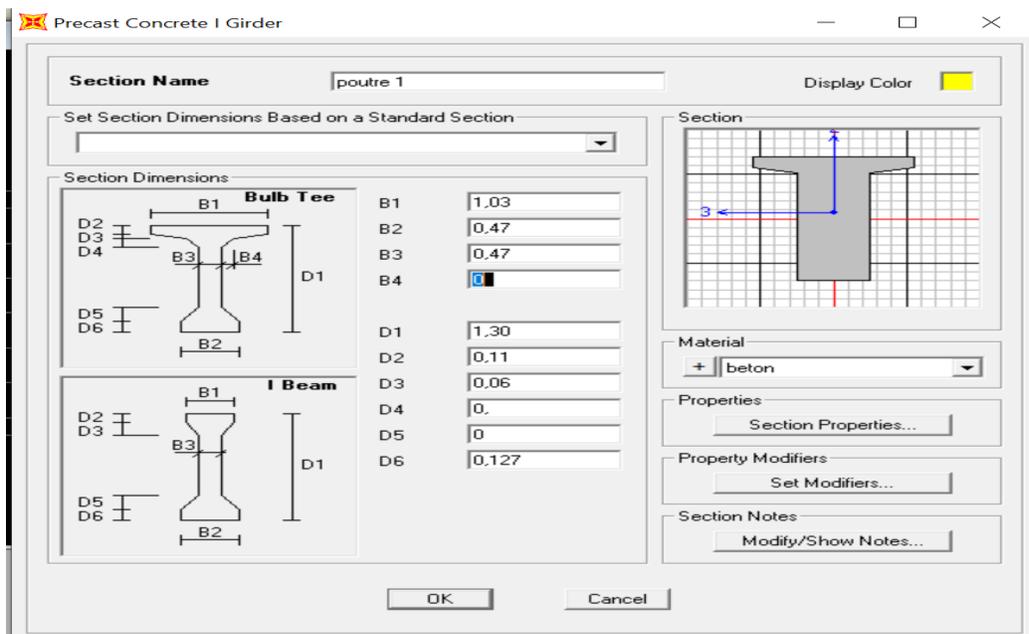
Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Modélisation de la poutre :

Définie \longrightarrow Frame section \longrightarrow Add new property
 \longrightarrow Concrete \longrightarrow Rectangular section

Section d'about



Precast Concrete I Girder

Section Name: poutre 1

Display Color: ■

Set Section Dimensions Based on a Standard Section:

Section Dimensions

Bulb Tee

D2, D3, D4, D5, D6

B1, B2, B3, B4, D1

I Beam

D2, D3, D4, D5, D6

B1, B2, D1

B1	1,03
B2	0,47
B3	0,47
B4	0
D1	1,30
D2	0,11
D3	0,06
D4	0
D5	0
D6	0,127

Section

Material

+ beton

Properties

Property Modifiers

Section Notes

Section médiane

Precast Concrete I Girder

Section Name: poutre 2

Display Color:

Set Section Dimensions Based on a Standard Section

Section Dimensions

Bulb Tee

I Beam

B1	1,03
B2	0,47
B3	0,35
B4	0,03
D1	1,3
D2	0,11
D3	0,06
D4	0,03
D5	0,10
D6	0,15

Section:

Material: + beton

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Section Notes: Modify/Show Notes...

OK
Cancel

Section a mi travée

Precast Concrete I Girder

Section Name: poutre3

Display Color:

Set Section Dimensions Based on a Standard Section

Section Dimensions

Bulb Tee

I Beam

B1	1,03
B2	0,47
B3	0,21
B4	0,1
D1	1,3
D2	0,11
D3	0,06
D4	0,1
D5	0,2
D6	0,15

Section:

Material: + beton

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Section Notes: Modify/Show Notes...

OK
Cancel

Nous allons sélectionner non prismatique pour mélanger les trois poutre

Nonprismatic Section Definition

Nonprismatic Section Name poutre -VAR1 Display Color

Section Notes Modify/Show Notes...

Start Section	End Section	Length	Length Type	EI33 Variation	EI22 Variation
poutre 1	poutre 1	0,325	Absolute	Linear	Linear
poutre 1	poutre 1	0,325	Absolute	Linear	Linear
poutre 1	poutre 2	0,25	Absolute	Linear	Linear
poutre 2	poutre 2	4,75	Absolute	Linear	Linear
poutre 2	poutre 3	0,07	Absolute	Linear	Linear
poutre 3	poutre 3	14,91	Absolute	Linear	Linear
poutre 3	poutre 2	0,07	Absolute	Linear	Linear

Add Insert Modify Delete

OK Cancel

Modélisation du tablier :

Définir \longrightarrow Area section

Cette option permet de déclarer le type de plaque, pour notre cas on utilise une plaque épaisse (Plat Thick) avec une épaisseur de 0.25m

Shell Section Data

Section Name dalle Display Color

Section Notes Modify/Show...

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Material

Material Name + beton

Material Angle 0,

Thickness

Membrane 0,25

Bending 0,25

Concrete Shell Section Design Parameters

Modify/Show Shell Design Parameters...

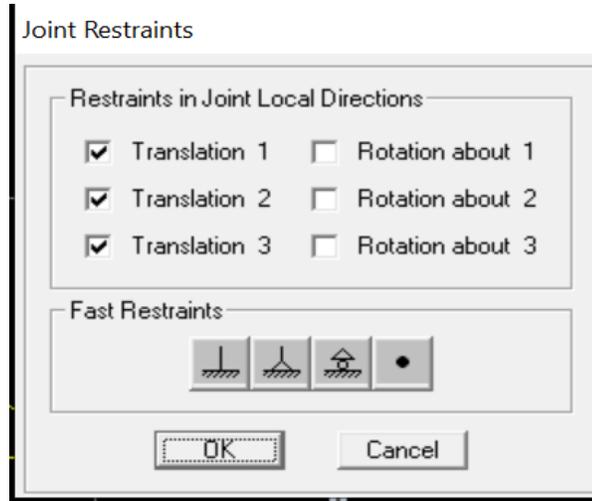
Stiffness Modifiers Temp Dependent Properties

Set Modifiers... Thermal Properties...

OK Cancel

Choix type d'appuis :

Assign → joint → restraint



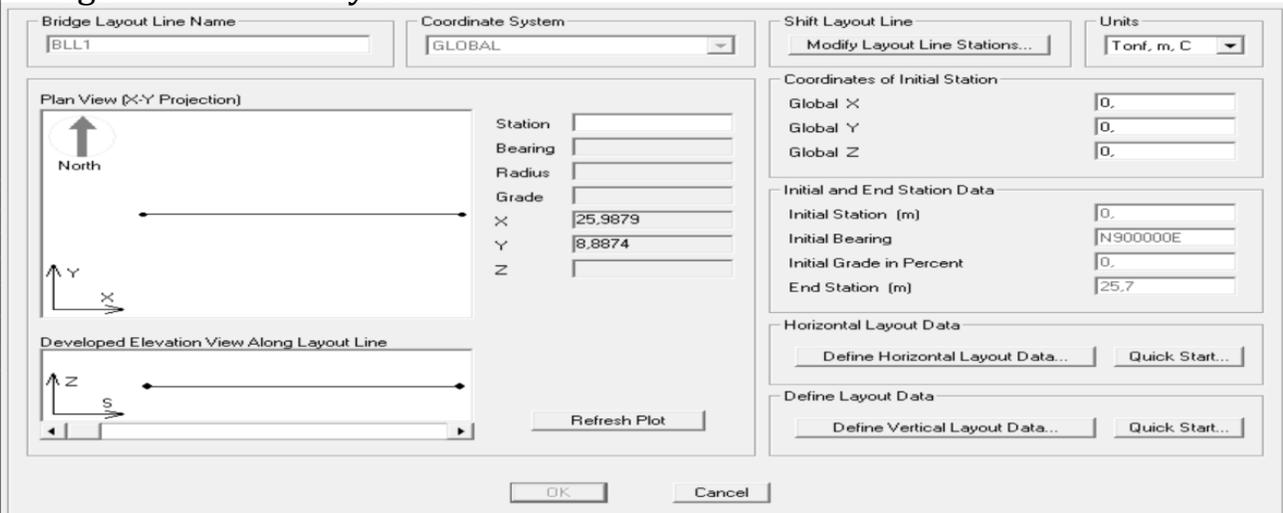
Après définir les matériaux et les éléments de notre structure en va dessiner ; les poutres, la dalle et défini l'appui.

Définition des charges mobiles :

On va définir les charges mobiles a partir le menu Bridge.
Pour créer les chargés tapées mobiles on passe par plusieurs

Définition de référence des voies (layout lines) :

Bridge → Layout line



Référence des voies chargée

❖ Définition du nombre et le types des voies :

Bridg \longrightarrow lanes

Bridge Lane Data

Lane Name: LANE1

Coordinate System: GLOBAL

Units: Tonf., m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths:
 Along Lane: 3,048
 Across Lane: 3,048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 4. of Span Length
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10. of Lane Length

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	25,7	3,75	0,
BLL1	0,	3,75	0,
BLL1	25,7	3,75	0,

Plan View (X-Y Projection)

Layout Line: Station, Bearing, Radius, Grade, X, Y, Z

Objects Loaded By Lane:
 Program Determined
 Group

Lane Edge Type:
 Left Edge: Interior
 Right Edge: Interior

Display Color: [Yellow]

OK Cancel

Définition type de chargement :

Bridge \longrightarrow véhicules

- Bridge Objects...
- Update Linked Bridge Model...
- Auto Update Linked Bridge Objects
- Lanes...
- Vehicles...**
- Vehicle Classes...
- Load Definitions...
- Moving Load Case Results Saved...
- Construction Scheduler...

Define Vehicles

Vehicles:

- AL
- BC
- BT
- MC120
- D 240**

Choose Vehicle Type to Add:

Add General Vehicle

Add Standard Vehicle

Add General Vehicle

Add Vehicle...

Modify/Show Vehicle...

Delete Vehicle

OK Cancel

- ✓ Add Standard Véhicule : définir le type de chargement selon les normes Américaine (AASHTO).
- ✓ Add General Véhicule : définir le type de chargement général

General Vehicle Data

Vehicle name: GEN1 Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	1.		0.	Zero Width		0.	One Point	

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

❖ Position des charges

Position du système Bc

General Vehicle Data

Vehicle name: BC Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		3.	One Point	
Trailing Load	Infinite		0.	Zero Width		3.	One Point	
Fixed Length	4.5		0.	Zero Width		6.	One Point	
Fixed Length	1.5		0.	Zero Width		6.	One Point	
Fixed Length	4.5		0.	Zero Width		3.	One Point	
Fixed Length	4.5		0.	Zero Width		6.	One Point	
Fixed Length	1.5		0.	Zero Width		6.	One Point	
Trailing Load	Infinite		0.	Zero Width				

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Position du système MC120

General Vehicle Data

Vehicle name: MC120 Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None (Modify/Show...)
 Uniform: None (Modify/Show...)

Load Plan

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	6.1		9.02	Fixed Width	1.	0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		0.	Zero Width				

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Position de système D240

General Vehicle Data

Vehicle name: D240 Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None (Modify/Show...)
 Uniform: None (Modify/Show...)

Load Plan

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	18.6		12.9032	Fixed Width	3.2	0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		0.	Zero Width				

Add Insert Modify Delete

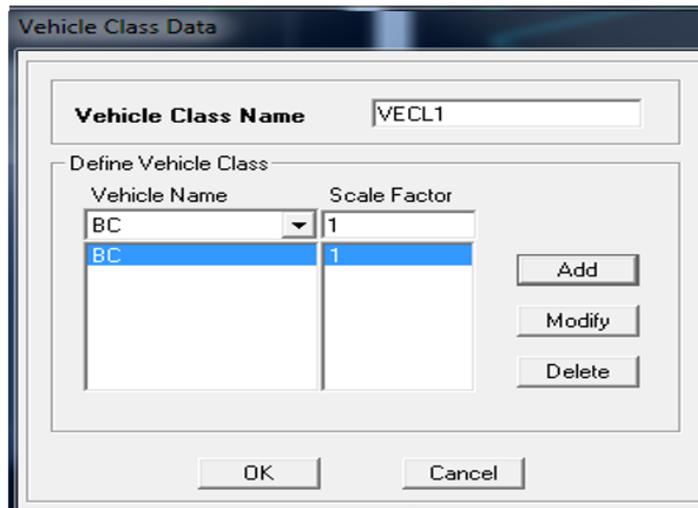
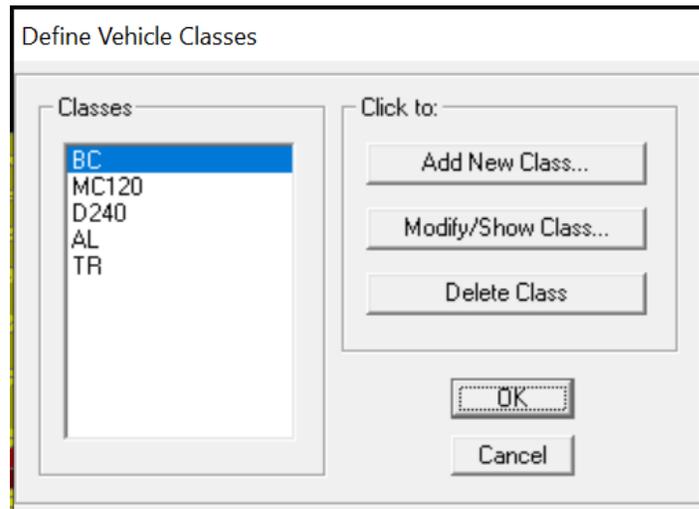
Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Définition des véhicules classes :

Bridge  véhicules classes, la boîte de dialogue suivante s'affiche



Une clique sur (Add New Class...), cette instruction permet de créer un nouveau cheminement, la boîte de dialogue (Véhicule Class Data) s'affiche :

- Véhicule Class Name : le nom de nouveau cheminement.
- Véhicule Name : le nom du chargement.
- Scale Factor : coefficient de sécurité.

Une clique sur Add et sur OK.

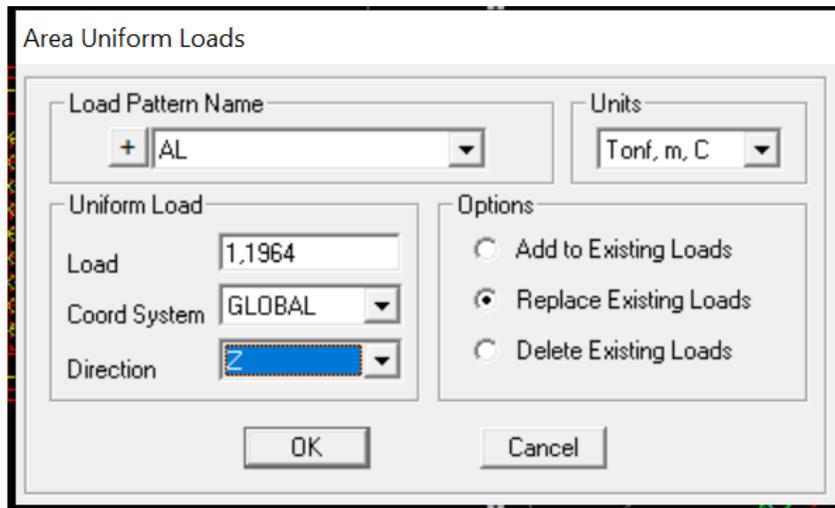
❖ Définir les surcharges routières :

Après sélectionner les maillages ou la disposition des surcharges sur le tablier on va définir les Surcharges à partir du menu **Assigna**.

Détermination des surcharges A(l) :

Sélectionner sur tout le tablier sans les trottoirs et puis

Assign → **Area loads** → **Uniform (Shell)**



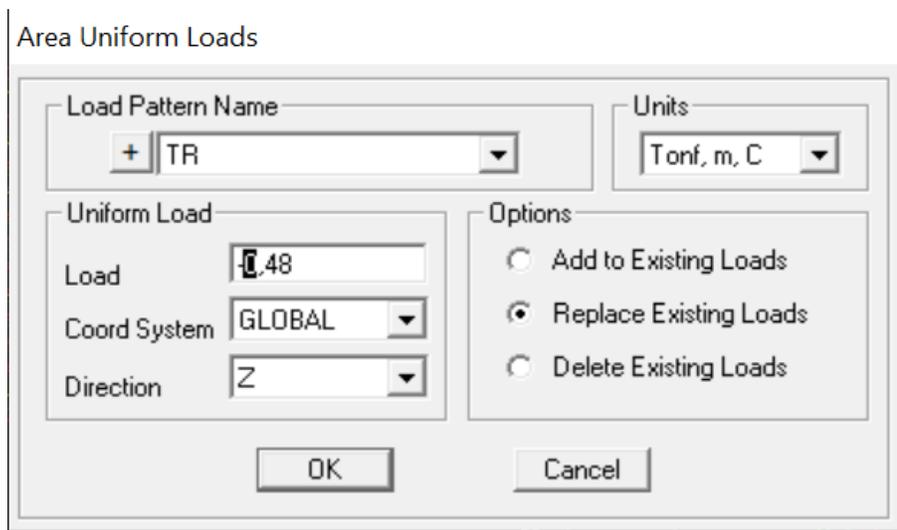
The screenshot shows the 'Area Uniform Loads' dialog box. It has a title bar 'Area Uniform Loads'. Inside, there are two main sections: 'Uniform Load' and 'Options'.
- 'Load Pattern Name': A dropdown menu with a '+' icon and the text 'AL'.
- 'Units': A dropdown menu with the text 'Tonf, m, C'.
- 'Uniform Load' section:
 - 'Load': A text input field containing '1.1964'.
 - 'Coord System': A dropdown menu with 'GLOBAL' selected.
 - 'Direction': A dropdown menu with 'Z' selected.
- 'Options' section:
 - Three radio buttons: 'Add to Existing Loads' (unselected), 'Replace Existing Loads' (selected), and 'Delete Existing Loads' (unselected).
At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Introduire la valeur de surcharge A(l)

Détermination des surcharges de trottoir:

Sélectionner sur tout le maillage de trottoirs

Assign → **Area loads** → **Uniform (Shell)**



The screenshot shows the 'Area Uniform Loads' dialog box. It has a title bar 'Area Uniform Loads'. Inside, there are two main sections: 'Uniform Load' and 'Options'.
- 'Load Pattern Name': A dropdown menu with a '+' icon and the text 'TR'.
- 'Units': A dropdown menu with the text 'Tonf, m, C'.
- 'Uniform Load' section:
 - 'Load': A text input field containing '0.48'.
 - 'Coord System': A dropdown menu with 'GLOBAL' selected.
 - 'Direction': A dropdown menu with 'Z' selected.
- 'Options' section:
 - Three radio buttons: 'Add to Existing Loads' (unselected), 'Replace Existing Loads' (selected), and 'Delete Existing Loads' (unselected).
At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Introduire la valeur de surcharge de trottoir

Détermination les surcharges de système Bc:

Ce type de surcharge passé par deux étapes :

1^{ère} étape : sélectionner les essieux avant des camions qui comportent les charges de 6t

et puis : Assign → Joint loads → Forces

The screenshot shows the 'Joint Forces' dialog box. The 'Load Case Name' is 'Bc'. The 'Units' are 'Ton, m, C'. The 'Coordinate System' is 'GLOBAL'. The 'Force Global Z' is set to -3. The 'Options' section has 'Replace Existing Loads' selected.

Introduire la valeur de surcharge les essieux avant de système Bc

2^{ème} étapes : sélectionner les essieux d'arrières des camions qui comportent les charges

de 12t et puis: Assign → Joint loads → Forces

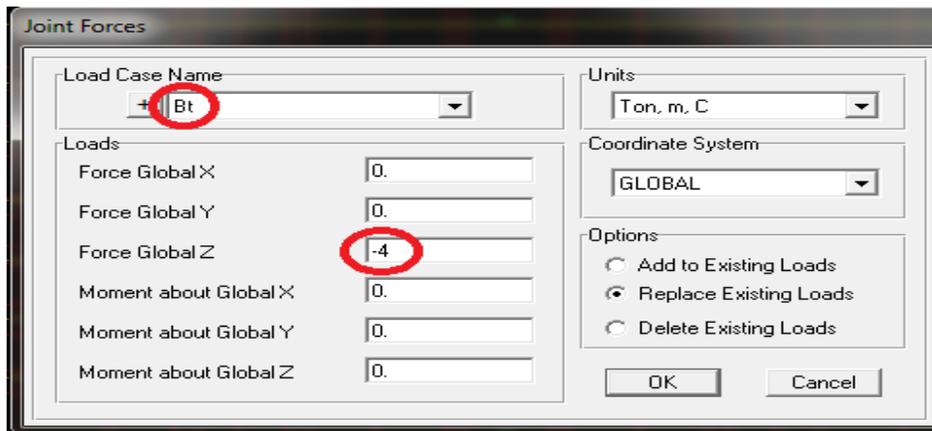
The screenshot shows the 'Joint Forces' dialog box. The 'Load Case Name' is 'Bc'. The 'Units' are 'Ton, m, C'. The 'Coordinate System' is 'GLOBAL'. The 'Force Global Z' is set to -6. The 'Options' section has 'Replace Existing Loads' selected.

Introduire la valeur de surcharge les essieux arrière de système Bc

Détermination les surcharges de système Bt:

Sélectionner les essieux de cette système :

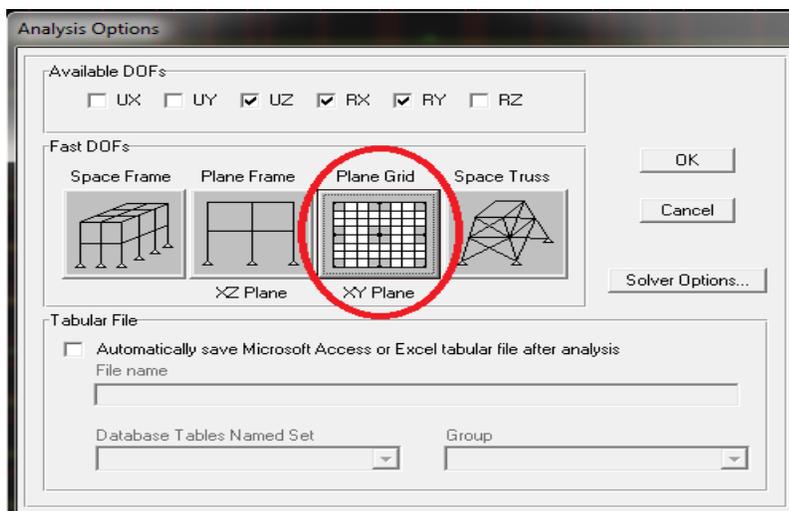
Assign → Joint loads → Forces



Introduire la valeur de surcharge les essieux du système Bt

Analyse de système :

Analyze → set analysis option → plan grid



La spécification des DDL

Démarrer l'analyse:

Analyze → set load cases to run

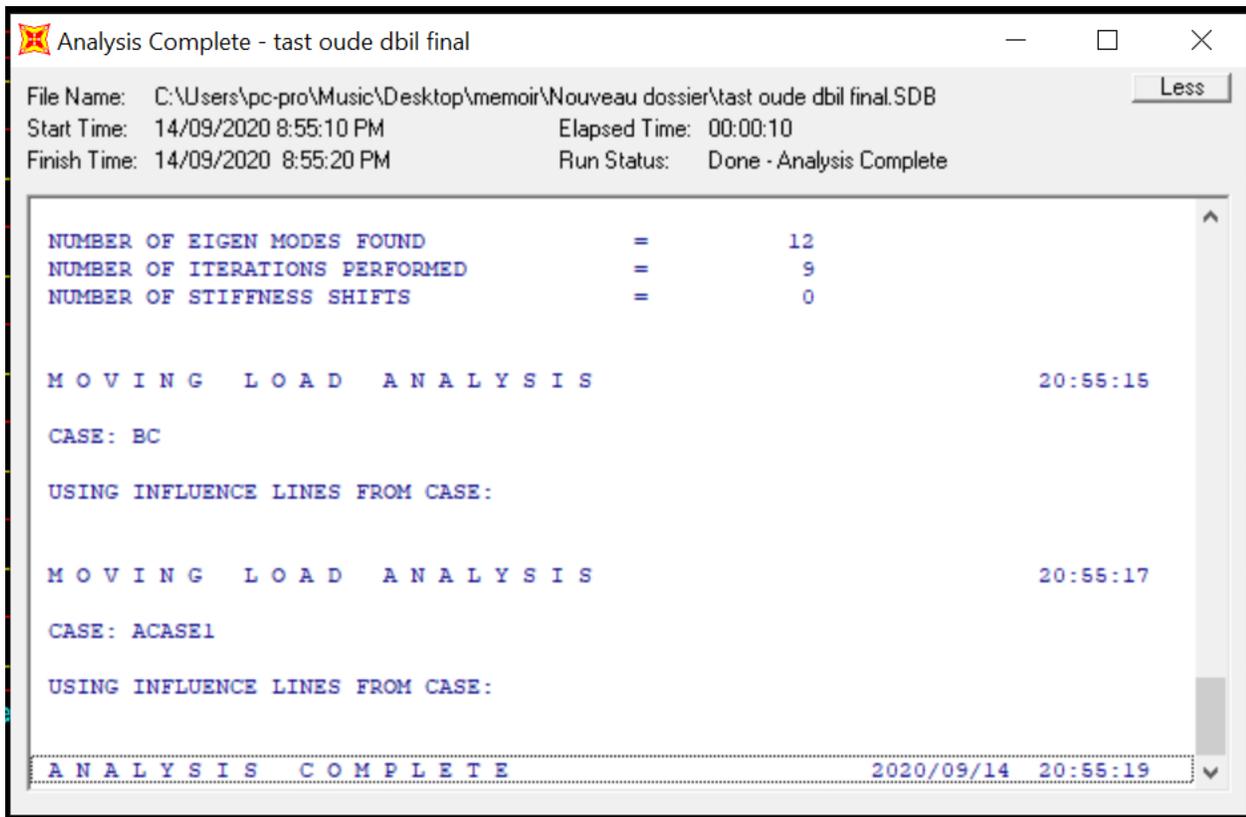
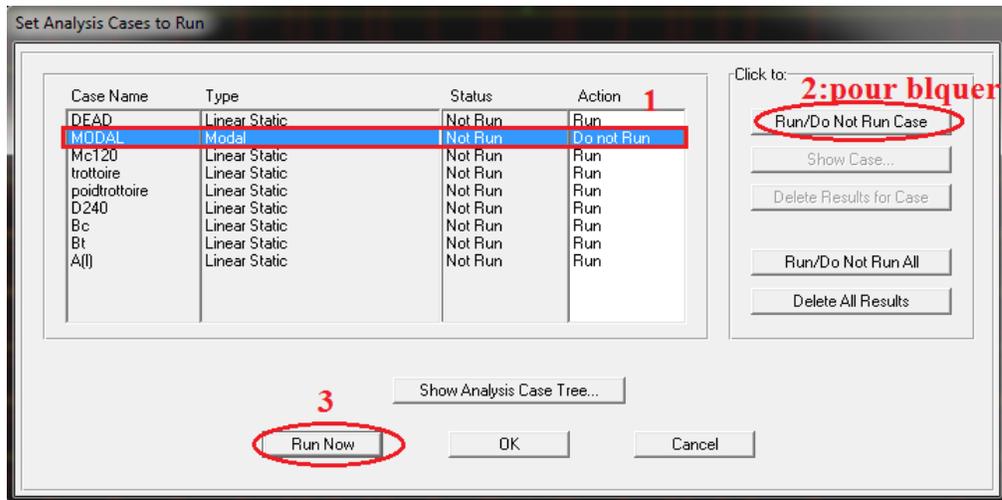


Tableau d'analyse

VIII.3) Comparaison des résultats :

○ Charge Bc

N° de poutre	GMASSONNET	SAP 2000	$\Delta M(\%)$
POUTRE 4	113.93	125.33	11.4
POUTRE 5	145.58	175.63	30.05
POUTRE 6	128.96	117.21	11.75
POUTRE 7	72.79	85.00	12.21

○ AL

N° de poutre	GMASSONNET	SAP 2000	$\Delta M(\%)$
POUTRE 4	125.78	98.76	27.02
POUTRE 5	126.73	107.06	19.67
POUTRE 6	125.73	109.85	15.88
POUTRE 7	129.59	111.19	18.4

○ D240

N° de poutre	GMASSONNET	SAP 2000	$\Delta M(\%)$
POUTRE 4	288.43	289.19	0.76
POUTRE 5	284.36	278.51	5.85
POUTRE 6	191.38	254.34	52.96
POUTRE 7	88.85	136.88	48.03

○ Charge MC120

N° de poutre	GMASSONNET	SAP 2000	$\Delta M(\%)$
POUTRE 4	160.18	166.75	6.57
POUTRE 5	246.51	284.03	37.52
POUTRE 6	213.90	220.01	6.11
POUTRE 7	221.57	275.2	53.63

CHAPITRE IX

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

.1-Introduction :

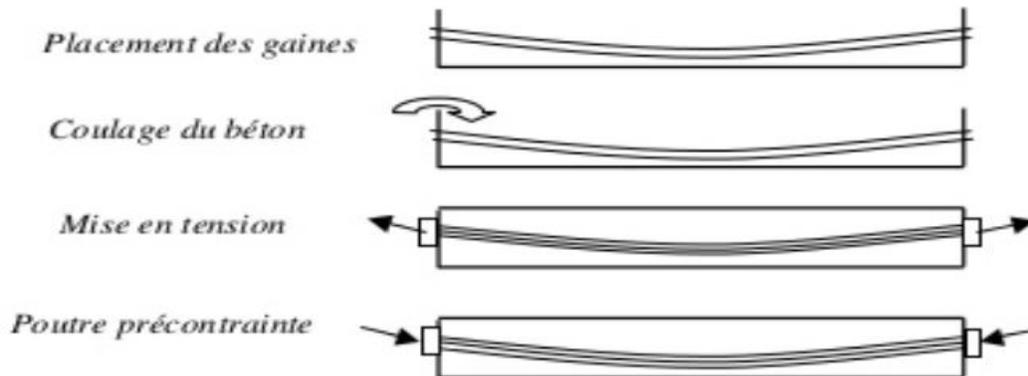
La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à exercer dans un matériau avant son exploitation, des contraintes opposées à celles produites par les charges extérieures qui le sollicitent. Le traitement mécanique appelé précontraint, exige généralement deux matériaux. Celui qui est précontraint et celui, qui produit la précontrainte. Dans le cas du béton précontraint, c'est le béton qui est précontraint et ce sont les aciers à haute résistance mis en tension qui produisent la précontrainte.

IX.1.1)-Principe De La Précontrainte Par << post-tension >> :

La précontrainte a pour objectif en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué de supprimer la sollicitation de traction dans le béton

le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la <<post –tension >>.ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte ,le câble anisi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câble contre la corrosion er assurer l'adhérence entr le câble et le béton.

IX.1.2)-PROCEDE DE PRECONTRAINTE PAR POST TENSION



- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines).
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- Mise en place d'étanchéité des gaines par collage de rubans adhésifs sur les raccords ou trous accidentels faits lors des travaux.
- Mise en place des plaques d'appui et des frottements adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement future des ancrages.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'études pour autoriser la mise en tension.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.

IX.1.3) les caractéristiques du câble et béton

- Les torons utilisés T15 super TBR
- Résistance ultime f_{prg} : 1770 MPa
- Limite élastique f_{peg} : 1573 MPa
- Module d'élasticité E_p : 1900000 MPa
- Section droite d'un toron A_p : 1800 mm²
- Diamètre de gaine pour 12T15 : $\phi_g = 82$ mm
 $f_{c28} = 35$ MPa
 $f_{t28} = 2.7$ MPa

IX.2) CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée avec un moment de 699t.m

Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée :

	Poutre seule	Poutre + hourdis
$S_{\Delta nette} / \text{cm}^3$	313018.6	712018.6
B_{nette} / cm^3	4330.1	7180.1
V / cm^2	57.71	40.83
V' / cm^2	72.28	99.16
I_G / cm^4	9268589	177758723
I^2 / cm^2	2033	2349
$\rho\%$	48.74	58.03

TAP IX.1 : Caractéristiques géométrique de la section à mi - travée

• Tension à l'origine :

$$\sigma_0 = \min(0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = \min(0.8 \times 1770 ; 0.9 \times 1573) = \min(1416 ; 1415,7)$$

$$\sigma_0 = 1415,7 = 1416 \text{ MPa}$$

• Effort à l'origine :

$$P_0 = \sigma_0 \times A_p = 1416 \times 1800 \times 10^{-6} = 2.548 \text{ MN}$$

• Calcul de P :

$$M_{\text{poutres}} = 100 \text{ t.m} = 1 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{min}} = M_{\text{poutre}} + M_{\text{tablier}} = 229.2 \text{ t.m} = 2.292 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{max}} = M_G + D240 + 1.2 M_{\text{trt}} = 517.89 \text{ t.m} = 5.1789 \text{ MN.m}$$

$$\Delta M = 4.07844 - 2.292 = 2.8869 \text{ MN.m}$$

On a :

$$P1 = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{S_{\text{net}}}{h} (v \bar{\sigma}_{ti} + v' \bar{\sigma}_{ts}).$$

$$P2 = \frac{M_{\text{max}} + \rho S v \bar{\sigma}_{ti}}{\rho v + v' + d'}$$

Les équations qui déterminent la précontrainte minimum ainsi établies ,il ne reste que les contraintes de traction admissibles $\bar{\sigma}_{ti}$ et $\bar{\sigma}_{ts}$ qui sont conventionnelles et dépendent de la class de la précontrainte es de la combinaison considérée , elle sont limitée par $-f_{tj}$ dans la zone d'enrobage et $-1.5 f_{tj}$ hors de cette zone

$$D'où \bar{\sigma}_{ti} = -2.7 \text{ MN} \text{ et } \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MN}$$

- **D'après béton précontrainte aux états limites ROBERT CHAUSSIN**

d_0 : enrobage d'acier précontraint

Avec d et d' : distances minimales entre le barycentre des câbles réels et les fibres extrêmes, Supérieure et inférieure, e_0 : excentrement des câbles, c'est la distance entre le centre de gravité de la section et le barycentre des câbles

$$d' = 1.5\phi = 1.5 \times 8.2 = 12.3 \text{ cm}$$

D'où :

$$P1 = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{S_{net}}{h} (v\bar{\sigma}_{ti} + v'\bar{\sigma}_{ts}).$$

$$P1 = \frac{2.8869}{0.5803 \times 1.5} + \frac{0.712018}{1.5} (0.4083 \times -2.7 + 0.9916 - 4.05) = 0.89 \text{ MN}$$

$$P2 = \frac{M_{max} + \rho S v \bar{\sigma}_{ti}}{\rho v + v' + d'}$$

$$P2 = \frac{517.86 + 0.5803 \times 0.712018 \times 0.4083 \times -2.7}{0.5803 \times 0.4083 + 0.9916 - 0.123} = 3.68 \text{ MN}$$

$P2 > P1$ donc :

Notre 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 $p1$ n'est plus suffisant.

Donc on fait le dimensionnement sur la section sur critique avec un balancement total de la charge permanente.

- **Calcul nombre des câbles :**

La précontrainte doit reprendre 100% du charges permanentes.

$$P_{min} = \sup(P1, P2) = 4.68 \text{ MN}$$

$$\text{Donc } e_0 = v' + d = 99.16 - 12.3 = 86.86 \text{ cm}$$

$$\text{Précontrainte minimale : } P_0 = \min(0.9 f_{peg}, A_p; 0.8 f_{prg}, A_p) = \min(0.9 \times 1573 \times 1800; 0.8 \times 1770 \times 1800)$$

$$P_0 = 2.23$$

Nombre de câble en prenant des pertes de précontrainte égale à 32%

$$N < \frac{P}{0.68 \times P_0} = \frac{4.68}{0.68 \times 2.23} < 2.96$$

On prend : n=2 câbles de 12K15

- **Vérification de la borne supérieure de précontrainte :**

Nous devons vérifier que P_0 n'est pas excessive, afin d'éviter le surplus de câbles

$$nP_0 \leq B_n \times \bar{\sigma}_{bc} - \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: la contrainte admissible du béton en service.

$$\rightarrow 2 \times 2.23 \leq 0.7180 \times 17.5 - \frac{2.8869}{0.5803 \times 1.5} \rightarrow 4.46 \leq 9.24 \text{ est vérifiée}$$

- **Calcul de la caractéristique géométrique nette et homogène :**

- **Section nette**

$$B_n = B_b - nB_\phi$$

$$S_n = S_b - nB_\phi \times \left(\frac{0.123 + 0.18}{2} \right)$$

$$I_n = I_b + (v'_b - v'_n)^2 \times B_n - [nI_\phi + B_\phi \sum_1^2 (v'_n - y_i)^2]$$

Tel que : n = nombre de trous par section

\emptyset =diamètre de la gaine

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

$$I_{\emptyset} = \frac{\pi \emptyset^4}{64}$$

$$\rho_n = \frac{I_n}{v_n v'_n B_n'}$$

$$V'_n = \frac{S_n}{B_n}, v = h - V'_n$$

Section homogène :

$$B_h = B_n + k.n.A_p$$

$$V'_h = \frac{V'_n B_n + K.A_p \cdot \sum y_i}{B_h}$$

$$I_h = I_n + (v'_h - V'_n)^2 \times B_h + K.A_p \cdot \sum (y_i - v')^2$$

Tel que : $k=5$ coefficient d'équivalence

n : nombre de câble

A_p : section d'un câble

Tableau récapitulatif (section mi travée)

Caractéristique	P seule	P+d	
	Nettes	Nettes	homogène
B(m²)	0.427	0.727	0.745
V'(m)	0.75	1.02	1.006
V(m)	0.55	0.48	0.494
I(m⁴)	0.0886	0.163	0.176
ρ	0.50	0.456	0.47

TAB.IX.2 : Caractéristique nettes et homogène (section mi travée)

Tableau récapitulatif (section d'about)

Caractéristique	P seule	P+d	
	Nettes	Nettes	homogène
B(m²)	0.639	0.939	0.957
V'(m)	0.73	0.94	0.925
V(m)	0.57	0.56	0.575
I(m⁴)	0.1005	0.193	0.20399
ρ	0.38	0.39	0.422

TAB.IX.3 : Caractéristique nettes et homogène (section d'about)

Détermination du nombre de câbles à l'about :

On doit vérifier l'inadéquation suivante :

$$\sigma_{sup} \geq \overline{\sigma_{ts}} = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa}$$

$$e_0 = -v' + d' = -0.7198 + 0.123 = -0.5968 \text{ m}$$

$$d'où \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M_{poutre}}{I_n} \times v + P \left(\frac{1}{B_n} + e_0 \cdot \frac{v}{I_n} \right) \\ \sigma_{inf} = \frac{M_{poutre}}{I_n} \times v' + P \left(\frac{1}{B_n} + e_0 \cdot \frac{v'}{I_n} \right) \end{cases} \rightarrow$$

$$\sigma_{sup} = \frac{1}{0.1005} \times 0.5082 + P \left(\frac{1}{0.639} + (-0.5968) \frac{0.5802}{0.1005} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{1}{0.1005} \times 0.7198 + P \left(\frac{1}{0.639} + (-0.5968) \frac{0.7198}{0.1005} \right) \dots \dots \dots (2)$$

De(1) on a : $5.77 - 1.88p \geq -4.05 \rightarrow np_0 (1 - 0.32) \leq 5.22 \rightarrow n \leq 3.44$

De(2) on a : $7.16 - 2.71p \geq 21 \rightarrow n \leq 2.98$

Conclusion : on prend 2 câbles à l'about

IX.3) vérification des contraintes normales (à mi-travée) :

a. En construction (poutre seule)

(50%) de mise en tension de deux câble, prêtes estimés à 10%

$F_{cj} = 20 \text{ MPa} : \bar{\sigma}_{bc} = 12 \text{ MPa}$

$\sigma_{p0} = \min (0.9 f_{peg}, A_p ; 0.8 f_{prg}, A_p) = \min (0.9 \times 1573 \times 1800 ; 0.8 \times 1770 \times 1800) = 1416 \text{ MPa}$

- Contraintes dues à la précontraintes :

En réalité ,P est caractérisé par trois valeurs :

$$\begin{cases} P1 = 1.02 p_0 - 0.8 \Delta_p \\ P2 = 0.98 p_0 - 1.2 \Delta_p \\ P_m = p_0 - \Delta_p \end{cases}$$

Ou :

P1: présente la précontraintes maximale

P2: la précontraintes minimale

P_m : la précontrainte moyenne

Δ_p : pertes de précontrainte.

Sauf dans la section de vérification particulières, on pourra faire les calculs avec

$P_m = P_0 - \Delta_p$. Donc $p = \sigma_{p0} \times A_p (0.9) \times 0.5 = 1.14 \text{ MN}$

$\sigma_{p0} = \frac{2p}{B_n} = 2 \times \frac{1.14}{0.427} = 5.34 \text{ MPa}$

- Contraintes dues au moment de précontraintes :

$M_p = p \sum (-v'_n + y_l) = 1.14 \times (-1.137) \times = -1.296 \text{ MN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times v = \frac{-1.296 \times 0.55}{0.088} = -8.1 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times v' = \frac{-1.296 \times 0.75}{0.088} = 11.04 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Contraintes dues au poids propre de la poutre :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times v = \frac{1 \times 0.55}{0.088} = 6.25 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times v' = \frac{-1 \times 0.75}{0.088} = -8.52 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = 5.34 - 8.1 + 6.25 = 3.49 \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ CV}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 5.34 + 11.46 - 8.52 = 8.28 \leq \bar{\sigma}_{cs} = 12 \text{ CV}$$

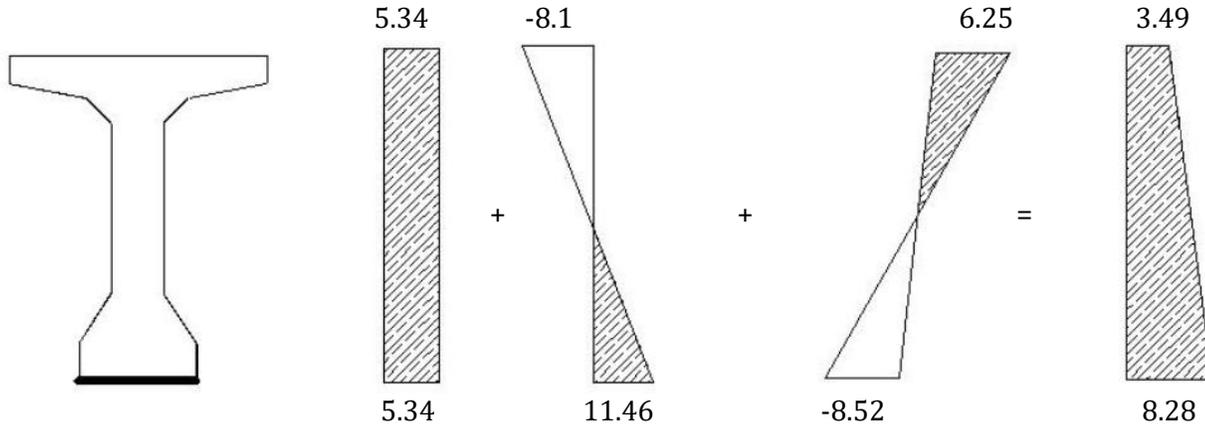


Fig. VIII.3 : contrainte total à 50% de mise en tension

100% de mise en tension des câble 1 et 2, les pertes estimées à 20 %
 $F_{cj} = 35 \text{ MPa}$: $\bar{\sigma}_{bc} = 21$

- Contraintes dues à la précontraintes

$$p = \sigma_{p0} \times A_p (0.8) \times 1 = 2.04 \text{ MN}$$

$$\sigma_{p0} = \frac{2p}{B_n} = 2 \times \frac{2.04}{0.427} = 9.55 \text{ MPa}$$

- Contraintes dues au moment de précontrainte :

$$M_P = p \sum (-v'_n + y_i) = 2.04 \times (-1.137) \times = -2.32 \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times v = \frac{-2.32 \times 0.55}{0.088} = -14.5 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times v' = \frac{2.32 \times 0.75}{0.088} = 19.77 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Contraintes dues au poids propre de la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = 6.25 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = -8.52 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Contraintes totales :

$$\sigma_{sup} = 9.55 - 94.5 + 6.25 = 1.3 \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ CV}$$

$$\sigma_{inf} = 9.55 + 11.77 - 8.52 = 20.8 \leq \bar{\sigma}_{cs} = 21 \text{ CV}$$

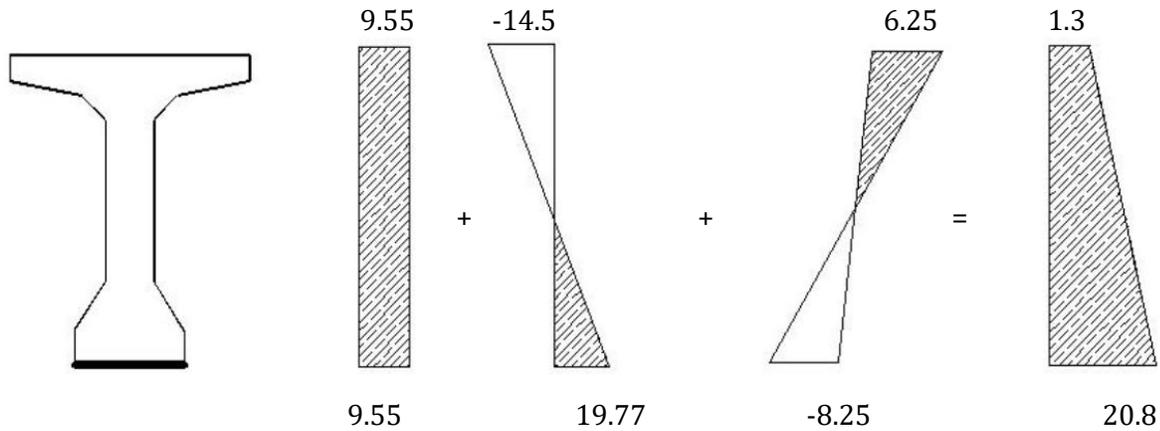


Fig VII.4 contrainte totale à 100% de mies en tension

Conclusion : les contraintes étant vérifiées lorsque le béton aura atteint une résistance de 350 bars on tire les câbles 1 et 2 à 100% de leur lise en tension

- b. Vérification des contraintes en service :
 - mise en tension des câbles 1 et 2 à 100%
 - Pretes estimées à 32 %
 - $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.5 f_{cj} = 17.5 \text{ MPa}$
 - Caractéristiques homogènes (P+d) .

- Contraintes dues à la précontrainte :

$$p = \sigma_{p0} \times A_p (0.68) \times 1 = 1.73 \text{ MN}$$

$$\sigma_{p0} = \frac{2p}{B_n} = 2 \times \frac{1.73}{0.745} = 4.64 \text{ MPa}$$

- Contraintes dues au moment de précontrainte :

$$M_p = p \sum (-v'_n + y_i) = 1.73 \times (-1.71) \times = -2.95 \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{M_{poutre}}{I_n} \times v = \frac{-2.95 \times 0.494}{0.0880.176} = -8.28 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = \frac{M_{poutre}}{I_n} \times v' = \frac{2.32 \times 0.75}{0.088} = 16.86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Contraintes dues au poids permanentes ($M_{min} = M_G$) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{M_{min}}{I_n} \times v = \frac{-2.95 \times 0.494}{0.176} = 5.86 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = - = \frac{M_{min}}{I_n} \times v = \frac{-2.95 \times 0.494}{0.176} = \text{MPa} \end{array} \right.$$

- Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = 4.64 - 8.28 + 5.86 = 2.23 \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ CV}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 4.64 + 16.86 - 11.94 = 9.56 \leq \bar{\sigma}_{cs} = 17.5 \text{ CV}$$

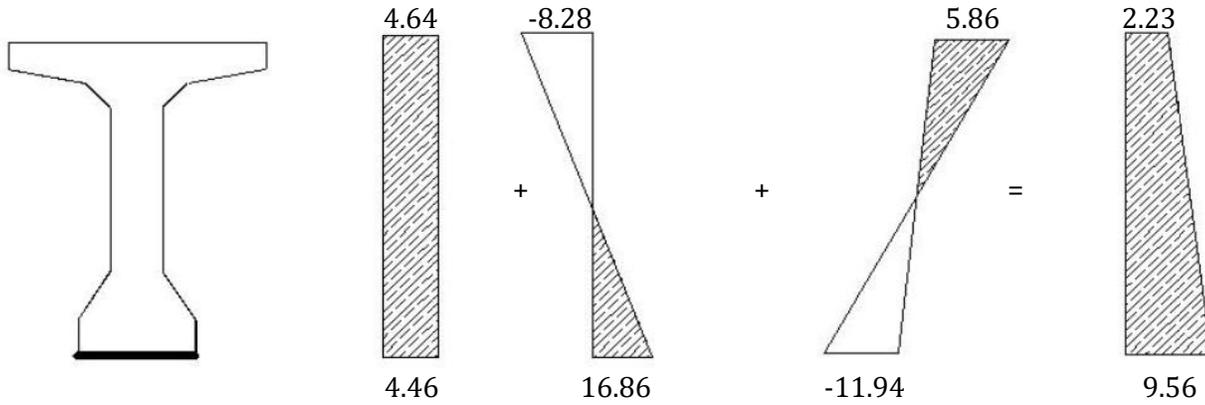


Fig. IX.5 contrainte totale sous G et P

- ✓ Sou D240

$$M = (G + D240 + 1.2 \text{TRROT}) = 517.86 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{5.1786}{0.176} \times 0.494 = 14.535 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -\frac{5.1786}{0.176} \times 1.006 = -29.60 \text{ MPa}$$

- Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = 4.64 - 8.28 + 14.535 = 10.89 \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ CV}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 4.64 + 16.86 - 29.60 = -8.1 \leq \bar{\sigma}_{cs} = 17.5 \text{ CV}$$

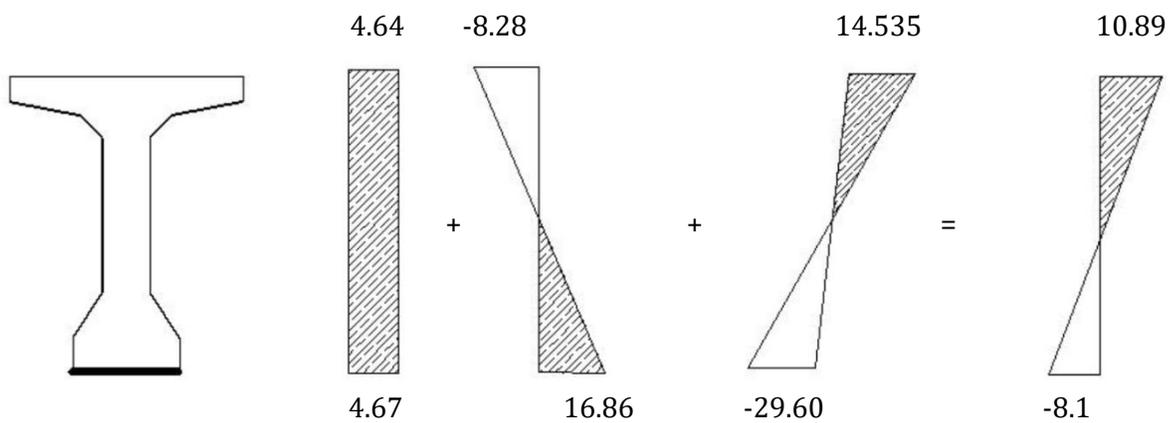


Fig. VIII.6 contrainte totale de d240

- ✓ Sous BC

$$M = (G + 1.2 \text{BC} + 1.2 \text{TRROT}) = 4.084 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{4.084}{0.176} \times 0.494 = 11.362 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -\frac{4.2084}{0.176} \times 1.006 = 23.138 \text{ MPa}$$

- Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = 4.64 - 8.28 + 11.362 = 7.722 \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ CV}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 4.64 + 16.86 - 29.60 = -1.638 \leq \bar{\sigma}_{cs} = 17.5 \text{ CV}$$

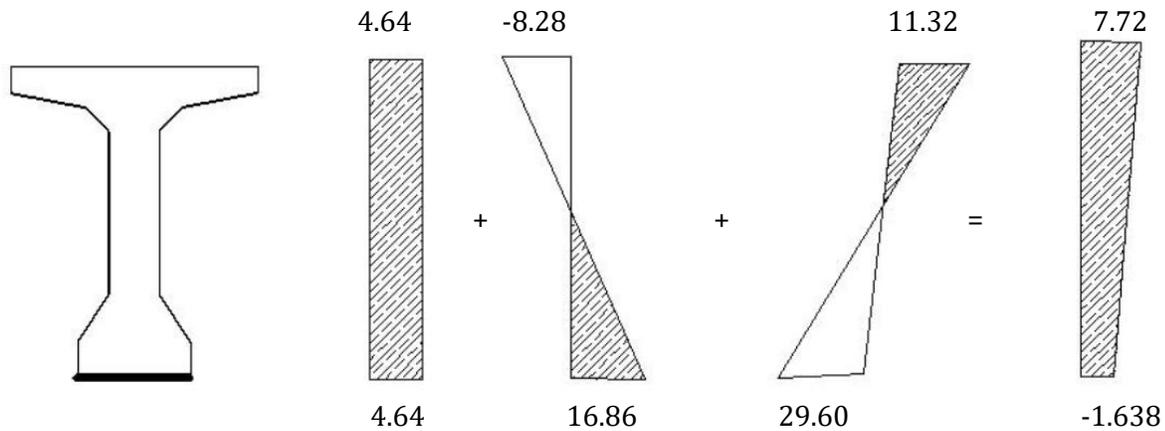


Fig. IX.7 contrainte totale de BC

- Sous Mc120

$$M = (G + 1.2 \text{ Mc120} + 1.2 \text{ TROT}) = 4.476 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{4.476}{0.176} \times 0.494 = 12.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -\frac{4.476}{0.176} \times 1.006 = -25.58 \text{ MPa}$$

- Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = 4.64 - 8.28 + 12.56 = 8.92 \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ CV}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 4.64 + 16.86 - 25.58 = -4.08 \leq \bar{\sigma}_{cs} = 17.5 \text{ CV}$$

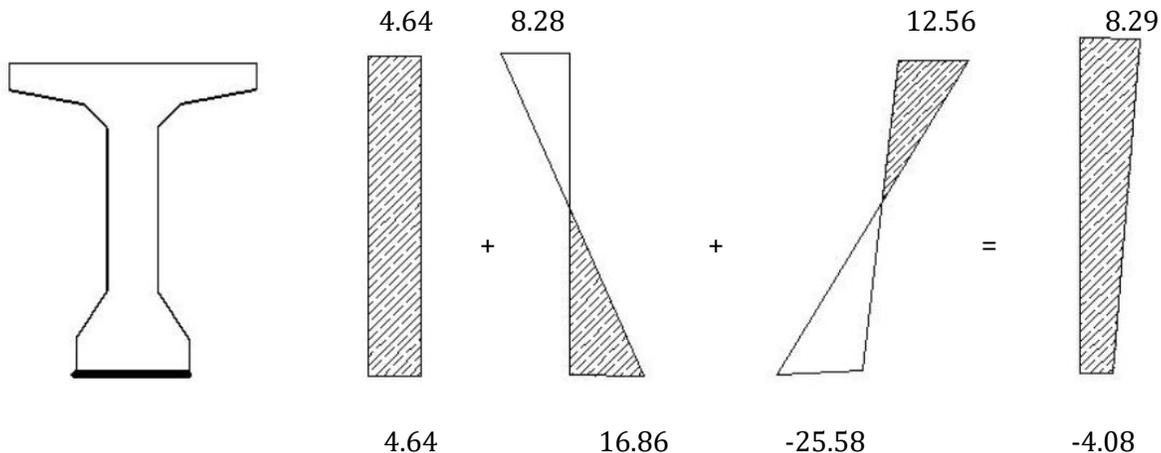


Fig. IX.8 contraintes total (Mc120)

✓ Sous AL

$$M = (G + 1.2 AL + 1.2 TROT) = 3.804 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{3.80}{0.176} \times 0.494 = 10.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -\frac{3.80}{0.176} \times 1.006 = -21.72 \text{ MPa}$$

• Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = 4.64 - 8.28 + 10.66 = 7.02 \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ CV}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 4.64 + 16.86 - 21.72 = -0.22 \leq \bar{\sigma}_{cs} = 17.5 \text{ CV}$$

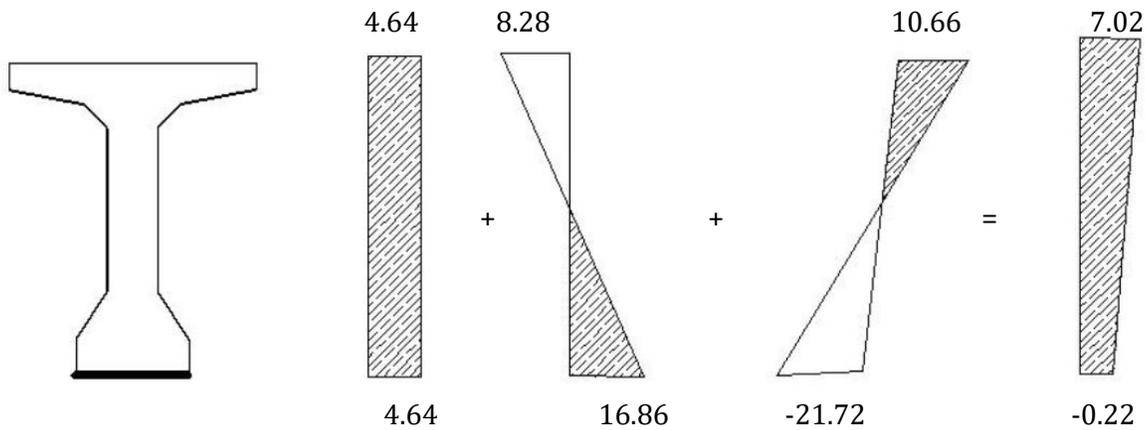


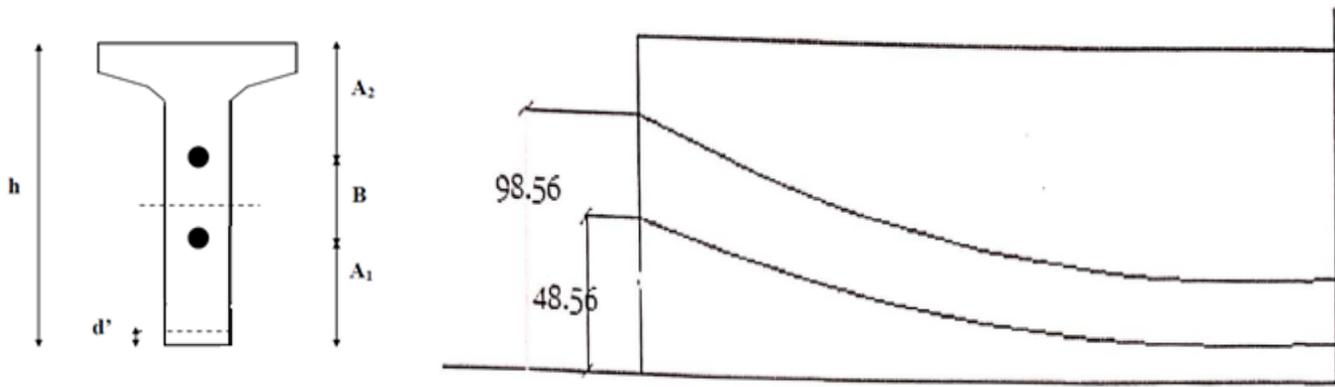
Fig. IX.9 contraintes total (AL)

IX.4) position des câble :

Les câbles seront disposées à l'about de telle façon que :

- leur répartition doit à peu près uni forme
- leur centre de gravité coïncide avec celui de la section
- respect des distances par rapport aux fibres supérieures et inférieures et des entasse de câble

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



$$e_1 = y_1 - d_1 = 47.036 - 10 = 37.036 \text{ cm}$$

$$e_2 = y_2 - d_2 = 95.89 - 18 = 77.86 \text{ cm.}$$

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

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

Pour $x=0 \rightarrow y_1 = b_1 = 0.47036 \text{ m}$

Pour $x=1/2 \rightarrow y_1 = 0.10 = a(12.85)^2 + 0.47036 \quad a = 0.00242$

D'où : $y = -0.00242x^2 + 0.47036$

Pour le câble 2 on a :

$Y = a_2 x^2 + b_2$. De même procédure on trouve $y = -0.00471 x^2 + 0.9589$

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

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

Tableau récapitulatif de y_1 et α_1 en fonction de X

câble	Position (m)	0	1/8	1/4	31/8	1/2
1	Y_i (m)	0.47036	0.44	0.37	0.25	0.10
	α_i (rd)	0	0.015	0.030	0.045	0.061
2	Y_i (m)	0.9856	0.911	0.771	0.536	0.18
	α_i (rd)	0	0.029	0.059	0.089	0.118

Tab. IX.4 tableau récapitulatif de y_i et α_i en fonction de X

IX.5)-calcul des pertes :

IX.5.1) 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 :

$$\sigma_{p \text{ frot}} = \sigma_{p0} \times e^{-(f \cdot \alpha + \varphi \cdot x)} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma_{p \text{ frot}} = \sigma_{p0} - \sigma_{p \text{ frot}}$$

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'origine =1416 MPa

F : coefficient de frottement fils sur gaine =0.18

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

On utilise le tracé de câble 1

X(m)	0	1/4	1/2
$\sigma_{p \text{ frot}}$	1416	1390.89	1366.23
$\Delta\sigma_{p \text{ frot}}$	0	25.11	49.77

Tab. IX.5 pertes dues au frottement

b- pertes dues au recul d'ancrage :

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

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

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

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

Avec :

g : intensité de recule d'encrage 6 mm

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte = $1,9 \times 10^5$ MPa

L : longueur du câble.

$$g \times E_p = 6 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 1140 \text{ MN. Donc } d = \sqrt{\frac{0,006 \times 1,9 \cdot 10^5 \times 6,425}{25,11}} = 17,07 \text{ m}$$

$d < L/2$ donc : on tire les câbles par les deux extrémités

Les pertes par recul d'ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rec} = 2\sigma_{p0} \left(f \times \frac{\alpha}{l} + \varphi \right) \times d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de « Thalès » appliqué au diagramme des tensions : $\Delta\sigma_{reel} = \Delta\sigma_{rec} \left(1 - \frac{x_i}{d} \right)$

X(m)	0	1/4	1/2	d
$\Delta\sigma_{rec} \text{ MPa}$	115.51	71.98	28.45	0

Tab. IX.6 pertes dues au recul d'ancrage

c- pertes dues au raccourcissement élastique de béton :

$$\Delta\sigma_{\text{élastique}} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b = \frac{2-1}{2 \times 2} \times \frac{1.9 \times 10^5}{1100 \sqrt[3]{f_{cj}}} \sigma_b = 1.32 \sigma_b$$

σ_b : contrainte parabole du béton

$$\sigma_b = \frac{p}{b_n} + \frac{p_{ep}^2}{In} + \frac{M_{poutre}}{In}, \quad P = Ap (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott})$$

X(m)	0	1/4	1/2
P(MN)	2.54	2.5	2.45
e_p	-0.264	-0.36	-0.627
M_{poutre} (MN.m)	0	0.78	1
I(m ⁴)	0.1006	0.0886	0.0886
B(m ²)	0.639	0.4277	
(σ_b Mpa)	5.73	6.336	9.52
$\Delta\sigma_{\text{élastique}}$	7.56	8.36	12.56

Tab .Ix.7 pertes dues au raccourcissement élastique

Tableau récapitulatif des pertes instantanées

X(m)	0	1/4	1/2
$\Delta\sigma_{frott}$	0	25.11	49.77
$\Delta\sigma_{gliss}$	115.51	71.98	28.45
$\Delta\sigma_{\text{élastique}}$	7.56	8.36	12.56
$\Delta\sigma_{pi}$	123.07	105.45	90.78
$\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{p0}} \%$	8.69	7.44	6.41

Tab. IX .8 tableau récapitulatif des pertes instantanées

IX5.2) pertes différées :

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage. Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage.

a- pertes par retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps du à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton. Les câbles de précontrainte solidaires du béton subissent le même raccourcissement. L'expression de cette perte est prise égale à :

$$\Delta\sigma_r = E_\alpha \cdot \varepsilon_r$$

Avec :

$$\varepsilon_r := 3 \times 10^{-4}$$

$$E_\alpha : 1.9 \times 10^5$$

$$\Delta\sigma_r = 1.9 \times 10^5 \cdot 3 \times 10^{-4} = 57 \text{ MPA}$$

De 3 à 7 jours il y a une dissipation de 15% du retrait du béton

à l'infini on a une dissipation de 100% du retrait du béton

$$\Delta\sigma_r = (1 - 0.15) \times 57 = 48.45 \text{ MPA}$$

b- pertes par relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{relaxation}(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (U - U_0) \times \Delta\sigma_{pi}(x), \text{ Avec :}$$

σ_{pi} : Tension initiale nette

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi} \cdot \mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}, \quad \mu_0 = 0.43 \text{ pour TBR}$$

X(m)	0	1/4	1/2
σ_{pi}	1292.93	1310.55	1325.11
μ	0.73	0.74	0.75
$\Delta\sigma_{relax}$	58.18	60.94	63.51

Tab. IX. 9 pertes dues à la relaxation des aciers

c- pertes du fluage du béton :

Le fluage de béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une charge fixe appliquée indéfiniment, elle entraîne une perte de tension dans les câbles de précontrainte donnée par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{fluage} = [\sigma_b^M - \sigma_b^F] \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec ;

σ_b^M : Contrainte maximale dans le béton ; après les pertes instantanées.

σ_b^F : Contrainte finale dans le béton ; après les pertes différées.

$$\sigma_b^F = \frac{P^F}{b_h} + \frac{p_{ep}^F}{I_h} + \frac{M_{G.eP}}{I_h}$$

$$P^F = AP (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i - \Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{relax})$$

$$\sigma_b^M = \frac{P^M}{b_h} + \frac{p_{ep}^M}{I_h} + \frac{M_{G.eP}}{I_h}$$

$$P^M = AP (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i)$$

Pertes \ X(m)	0	1/4	1/2
P^M	2.33	2.36	2.38
σ_b^M	5.26	6.05	9.03
P^F	2.13	2.16	2.18
σ_b^F	4.8	5.28	7.66
$\Delta\sigma_{fluage}$	52.22	59.62	88.12

TAB.IX .10 pertes dues au fluage de béton

Tableau récapitulatif des pertes différées

X(m)	0	1/4	1/2
$\Delta\sigma_{rete}$	48.45	48.45	48.45
$\Delta\sigma_{relax}$	58.18	60.94	63.61
$\Delta\sigma_{fluage}$	52.11	59.92	88.12
$\Delta\sigma_{fidd}$	159.74	169.21	200.18

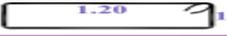
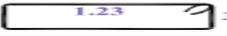
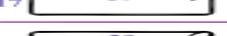
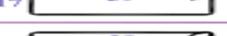
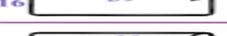
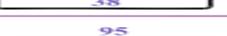
Tab. IX. 11 Tableau récapitulatif des pertes différées

Tableau récapitulatif des pertes :

X(m)	0	1/4	1/2
$\Delta\sigma_{rete}$	123.07	105.45	90.78
$\Delta\sigma_{relax}$	159.74	169.21	200.18
$\Delta\sigma_{fluage}$	282.81	274.66	290.96
$\Delta\sigma_{fidd}$	19.97	19.39	20.55

Tab. IX. 12 Tableau récapitulatif des pertes

IX.6) FERRAILLAGE DE LA POUTRE :

N° repère	Nuance	Ø	Nbrs	Long	Façonnage	Poids
1	HA	14	01	03.38		04.08
2	HA	14	01	02.94		03.55
3	HA	14	01	03.32		04.01
4	HA	14	02	01.34		03.24
5	HA	14	02	01.20		02.90
6	HA	10	01	01.32		0.81
7	HA	10	01	01.32		0.81
8	HA	10	01	01.30		0.80
9	HA	10	01	01.20		0.74
10	HA	08	04	0.59		0.93
11	AD	14	04	02.67		12.90
12	HA	14	05	01.77		10.69
13	AD	06	04	0.75		0.67
14	AD	06	04	01.25		01.11
15	AD	06	04	01.50		01.33
16	AD	06	04	95		0.84
POIDS TOTAL						49.41 Kg.

CHAPITRE X

ETUDE DE L'HOURLDI

X.) INTRODUCTION:

L'hourdis est une dalle en béton armé qui est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement) et les surcharges à transmettre aux poutres. Il assure la répartition transversale des efforts.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. On suppose que le pont soit rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

X.1) Étude de la flexion :

a- Charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle :

Dans ce cas on calcule le rapport I_x/I_y qui est désigné par la lettre grec ρ selon cette valeur, la dalle va travailler dans deux sens si ($\rho \geq 0.4$) sinon elle travaille dans un seul sens, celui de la petite cotée.

La dalle que je calculerai est divisée sur des panneaux dont ses dimensions sont selon la petite

Cotée $I_x=1.5\text{m}$ et $I_y=25.25\text{m}$ selon sa grande cotée, donc $\frac{I_x}{I_y} = \rho = 0.059$

$$\longrightarrow M_{0x} = g \times \frac{l_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

b- Charge localisée, concentrée P, placée au centre de la dalle :

Dans ce cas, la dalle travaille dans les deux directions quel que soit le rapport ρ . La charge localisée est répartie sur un rectangle de répartition de dimension ($u \times v$).

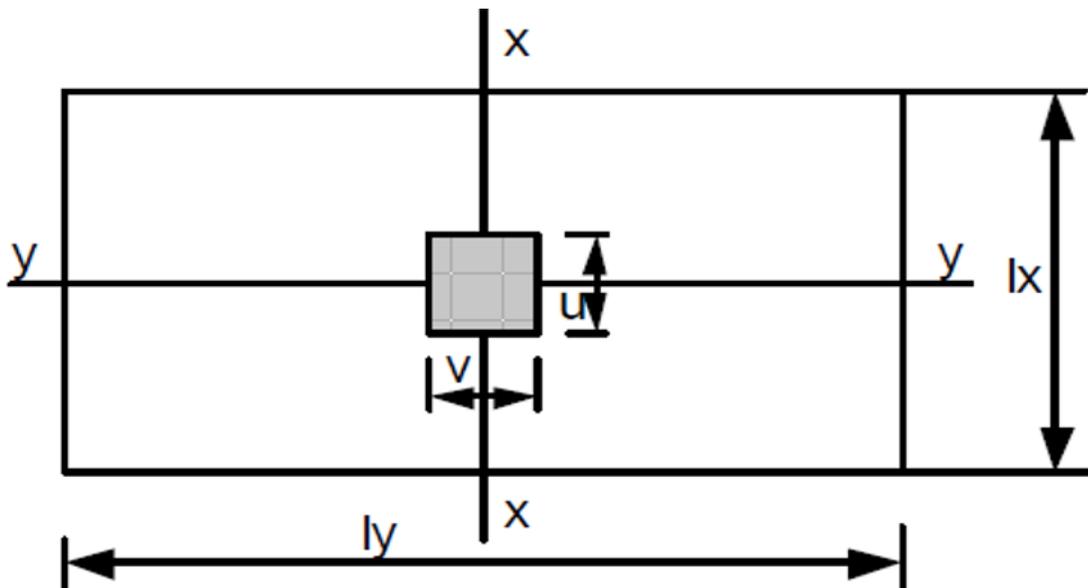


Fig. X.1 : Charge localisée, concentrée P, placée au centre de la dalle, se diffusant sur un rectangle de répartition ($u \times v$)

Les moments par unité de largeur au centre de la dalle se calculent par les expressions suivantes :

$$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2).p$$

$$M_{0y} = (M_2 + \nu M_1).p$$

ν : Coefficient de Poisson= 0 a l'ELU et 0.2 a l'ELS.

M1 et M2 sont des coefficients dont les valeurs ont été calculées par Pigeaud, en 1921, et mises sous forme d'abaques en fonction des rapports $\rho, u/I_x$ et ν/I_y . Plus récemment, en 1985, les abaques de Pigeaud ont été rétablis avec des meilleures précisions par J.P. Mougin.

$$\begin{cases} U = u + 2 E \\ V = v + 2 E \end{cases}$$

IX.2) Calcul des moments sur appuis et en travée a L'ELU :

2.1) Sous charges permanentes :

$$g = g_{\text{ dalle }} + g_{\text{ revet }} = (2.5 \times 0.25) + (2.2 \times 0.08) = 0.801 \text{ t/m}^2$$

$$M_{0x} = g \times \frac{l_x^2}{8} = 0.225 \text{ t.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.225 \times 0.85 = 0.191 \text{ t.m/ml} \\ M_{ax} = -0.5 M_{0x} = 0.225 \times -0.5 = -0.112 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

X) 2.2 Sous surcharges:

- A(L) :

$$q_{A(1)} = 1.19644 \text{ t/m}^2$$

$$M_{0x} = g \times \frac{l_x^2}{8} = 0.1433 \text{ t.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.1433 \times 0.85 = 0.121 \text{ t.m/ml} \\ M_{ax} = -0.5 M_{0x} = 0.1433 \times -0.5 = -0.0761 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

- D240

$$\begin{aligned} U &= 3.2 + 2 \times E \\ V &= 18.6 + 2 \times E \end{aligned}$$

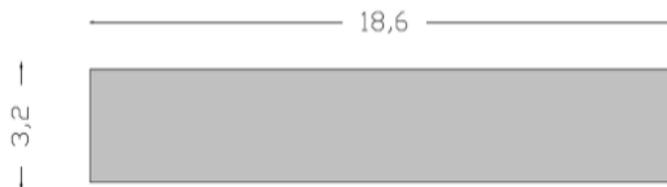


Fig.X.2 système D240

$$E = 3/4 (\text{épaisseur de la chaussée}) + 1/2 (\text{épaisseur de la dalle})$$

$$E = 3/4(8) + 0.5 \times 25 = 18.5$$

$$U = 3.2 + 2 \times 18.5 = 3.57$$

$$V = 18.6 + 2 \times 18.5 = 18.97$$

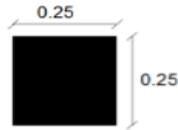
$$q_{D240} = \frac{240}{3.57 \times 18.97} = 3.54 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow M_{0x}=1.25 \text{ m/ml}; \begin{cases} M_{tx}=0.86. \text{ m/ml} \\ M_{ax}=-0.625. \text{ m/ml} \end{cases}$$

• Bc

$$U_1=0.25+0.37=0.62$$

$$V_1=0.25+0.37=0.62$$



$$q_{BC}=\frac{6}{0.62 \times 0.62}=15.60 \text{ t/m}^2$$

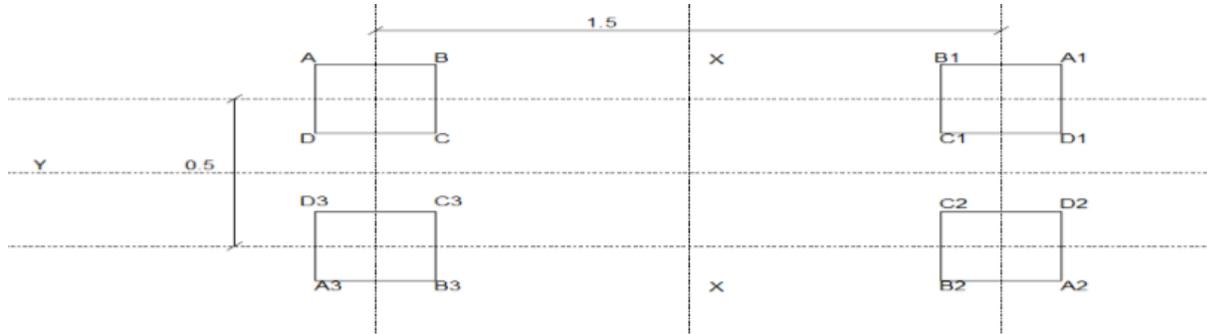


Fig. X.3 système Bc

$$M=M_A+M_B+M_D+M_C$$

✓ Rectangle (A.A1.A2.A3):

$$U=0.5+U_1=1.12$$

$$V=1.5+V_1=2.12$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{Lx} = 0.74 \\ \beta = \frac{V}{Lx} = 0.74 \end{array} \right. \rightarrow Q_{\text{rect}(A)} = q_{AB} \times U \times V = 15.60 \times 1.12 \times 2.12 = 37.04 \text{ t}$$

lx/ly	0.059
M1	0.08
M2	0.02

Tab.X.1. : les moments dans le Rectangle (A, A1, A2, A3)

✓ Rectangle (B, B1, B2, B3):

$$U=1.12 \text{ m}; V=1.5-V_1=0.88$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{Lx} = 0.74 \\ \beta = \frac{V}{Lx} = 0.034 \end{array} \right. \rightarrow Q_{\text{rect}(A)} = q_{AB} \times U \times V = 15.60 \times 1.12 \times 0.88 = 15.33 \text{ t}$$

lx/ly	0.059
M1	0.104
M2	0.045

Tab.X.2. : les moments dans le Rectangle (B, B1, B2, B3)

✓ Rectangle (D, D1, D2, D3):

$$U=1.12-U_1=0.5\text{m}; V=2.12$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{Lx} = 0.33 \\ \beta = \frac{V}{Lx} = 0.083 \end{array} \right. \longrightarrow Q_{\text{rect}(A)} = q_{AB} \times U \times V = 15.60 \times 0.5 \times 2.12 = 16.53 \text{ t}$$

lx/ly	0.059
M1	0.115
M2	0.014

Tab. X.3. : les moments dans le Rectangle (D, D1, D2, D3)

✓ Rectangle (C, C1, C2, C3):

$$U=1.12-U_1=0.5\text{m}; V=1.5-V_1=0.88$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{Lx} = 0.74 \\ \beta = \frac{V}{Lx} = 0.034 \end{array} \right. \longrightarrow Q_{\text{rect}(A)} = q_{AB} \times U \times V = 15.60 \times 0.5 \times 0.88 = 6.864 \text{ t}$$

lx/ly	0.059
M1	0.173
M2	0.059

Tab. X.3. : les moments dans le Rectangle (C, C1, C2, C3).

Moment final:

$$M_{0x} = 0.08 \times 37.04 - 0.104 \times 15.33 - 0.1154 \times 16.53 + 0.1736 \times 8.6 = 0.65 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = 0.02 \times 37.04 - 0.045 \times 15.31 - 0.0146 \times 16.53 + 0.059 \times 6.86 = 0.21 \text{ t.m}$$

Calcul du coefficient δ'_b (pour le calcul des éléments du tablier)

$$\delta'_b = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l'} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G'}{S'}}$$

b

l_r : largeur roulable = 7.60 m

l_0 : entre axe des poutres de rive = 9 m

$$l'=9 \text{ m}$$

$$G' = (G_T - G_P) \frac{l'}{l} = (497.474 - 229.2) \times \frac{9}{25.25} = 95.62 \text{ .t}$$

$$S' = \max (b_c \times B_c ; b_t \times B_t ; B_r) = 2 \times 1.1 \times 30 = 66 \text{ t}$$

$$D'o\grave{u} : \delta'_b = 1.15$$

$$M_x : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 0.65 = 0.552 \text{ t.m/ml} \\ M_a = -0.5 M_{0x} = 0.65 \times -0.5 = -0.32 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

$$M_y : \begin{cases} M_{ty} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 0.21 = 0.178 \text{ t.m/ml} \\ M_{ay} = -0.5 M_{0x} = 0.21 \times -0.5 = -0.105 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

$$M_x : \begin{cases} M_{tx} = 0.552 \times b_c \times \delta'_b = 0.552 \times 1.1 \times 1.15 = 0.69 \text{ t.m/ml} \\ M_a = -0.32 \times b_c \times \delta'_b = -0.404 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

$$M_y : \begin{cases} M_{ty} = 0.178 \times b_c \times \delta'_b = 0.293 \text{ t.m/ml} \\ M_{ay} = -0.105 \times b_c \times \delta'_b = -0.132 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

• **MC120 :**

$$Q_{MC120} = 55 \text{ t}$$

$$U = 1 + 0.37 = 1.37$$

$$V = 6.1 + 0.37 = 6.47$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.91 \\ \beta = \frac{V}{L_x} = 0.25 \end{cases}$$

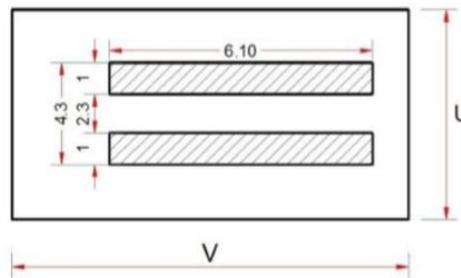


Fig. X.4 système Mc120

lx/ly	0.057
M1	0.051
M2	0.00536

Tab. X.5 interpolation du moment M1 et M2 pour (Mc120)

$$M_{0x} = 0.051 \times 55 = 2.805 \delta'_{Mc120} \text{ en t.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.00536 \times 55 = 0.295 \delta'_{Mc120} \text{ en t.m/ml}$$

$$Mc120 \longrightarrow S' = 110 \text{ t} \longrightarrow \delta'_{Mc120} = 1.28$$

$$M_x: \begin{cases} M_{tx} = 3.06 \text{ t.m/ml} \\ M_{ax} = -1.79 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

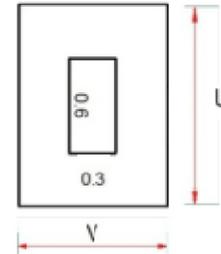
$$M_y: \begin{cases} M_{ty} = 0.25 \text{ t.m/ml} \\ M_{ay} = -0.15 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

• **Br :**

$$Q_{Br} = 10 \text{ t}$$

$$U = 0.6 + 2 \times 0.16 = 0.92$$

$$V = 0.3 + 2 \times 0.16 = 0.62$$



$$\begin{cases} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.61 \\ \beta = \frac{V}{L_x} = 0.024 \end{cases}$$

$$M_{0x} = M_1 \times Q_{Br}$$

$$M_{0y} = M_2 \times Q_{Br}$$

lx/ly	0.057
M1	0.1077
M2	0.00736

Tab. X.6 : interpolation du moment M1 et M2 pour Br

$$M_{0x} = 0.1077 \times 10 = 1.077 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.00736 \times 10 = 0.736 \text{ t.m/ml}$$

$$M_x: \begin{cases} M_{tx} = 0.915 \text{ t.m/ml} \\ M_{ax} = -0.54 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

$$M_y: \begin{cases} M_{ty} = 0.626 \text{ t.m/ml} \\ M_{ay} = -0.368 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

Tableau de combinaisons des charges à l'ELU :

comb \ M	M _{tx}	M _{tx}	M _{ay}	M _{ty}
1.35G+1.6A(l)	0.0294	0.451		
1.35 (G+D240)	0.25	1.41		
1.35G+1.6Bc	0.83	1.41	0.24	0.41
1.35 (G+Mc120)	2.56	4.38	0.2	0.34
1.35G+1.6Br	0.99	1.68	0.74	1.002

Tab. X.7 : combinaisons des charges à l'ELU

X.3) Calcul des moments a L'ELS :

Dans ce cas on prend ν (coefficient de poisson) =1.5 dans les équations des moments

Isostatiques pour les charges concentrées :

$$M_{OX} = (M1 + M2 \nu).P$$

$$M_{OY} = (M2 + M1 \nu).P$$

Tableau de combinaisons des charges à l'ELS:

comb \ M	M _{tx}	M _{tx}	M _{ay}	M _{ty}
G+1.2A(l)	0.2	0.336		
G+D240	0.73	1.05		
G+1.2Bc	0.49	0.85	0.19	0.32
G+Mc120	2.26	3.86	0.227	0.441
G+1.2Br	0.76	1.28	0.55	0.942

Tab. X.8 : combinaisons des charges à l'ELS

X.4) Calcul des efforts tranchants :

X.4.1) Sous une charge repartie :

On a : $\frac{I_x}{I_y} = \rho = 0.059 < 0.4$ donc $T_a = T_{ax}$ ($T_{ay}=0$)

- **Sous poids permanente :**

$$T_{ax} = q \cdot \frac{I_x}{2} = 0.801 \times \frac{1.5}{2} = 0.600 \text{ t/ml.}$$

- **Sous A(L) :**

$$T_{ax} = q \cdot \frac{lx}{2} = 0.89 \times \frac{1.5}{2} = 0.89 \text{ t/ml.}$$

- **Sous D240**

$$T_{ax} = 3.02 \text{ t.ml.}$$

X.4.2) sous une charge localisée

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sur le bord de la dalle par unité de longueur sont égales à :

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } U \geq V \rightarrow T_a \begin{cases} T_{ax} = \frac{Q}{3U} \\ T_{ay} = \frac{Q}{2U+V} \end{cases}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas : } U < V \rightarrow T_a \begin{cases} T_{ax} = \frac{Q}{2V+U} \\ T_{ay} = \frac{Q}{3V} \end{cases}$$

- **Sous Br :**

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

$$U = 0.92 \quad V = 0.62$$

$$U \geq V \Rightarrow \begin{cases} T_{ax} = 3.62 \text{ t/ml.} \\ T_{ay} = 4.06 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

- **Sous BC**

$$U = 0.62 \text{ m. } V = 0.62$$

$$U = V \Rightarrow \begin{cases} T_{ax} = 3.5 \text{ t/ml.} \\ T_{ay} = 3.5 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

- **Sous Mc120 :**

$$U = 1.32 \text{ et } V = 6.42$$

$$U < V \Rightarrow \begin{cases} T_{ax} = 3.88 \text{ t/ml.} \\ T_{ay} = 2.85 \text{ t/ml} \end{cases}$$

-Tableau de combinaisons des efforts tranchants :

COMB \ EFFORTS	T_{ax}	T_{ay}
1.35G+1.6A(l)	2.23	
1.35 (G+D240)	4.88	
1.35G+1.6Br	6.60	7.30
1.35G+1.6Bc	5.53	5.7
1.35 (G+Mc120)	5.73	3.86

Tab.X.9. Tableau de combinaisons des efforts

X.5.) ferrailage de la dalle

X5.1) Calcul des armatures a l'ELU :

a- selon X-X

- **en travée :**

$M_{U,max} = 4.38 \text{ t.m/ml}$ on calcule le moment réduit qui vaut :

$F_{c28} = 35 \text{ Mpa}$. $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$ $b = 100 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}$ $d = 0.9 \times h = 22.5$

$$\mu_u = \frac{M_{U,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.38 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83} = 0.043 < 0.186 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83$$

Position relative de la fibre neutre α_u :

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0.054 \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha_u = 0.98$$

Alors, la section est de :

$$A_s = \frac{M_{U,max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{4.38 \times 10^4}{0.98 \times 19.83 \times 348} = 5.70 \text{ cm}^2 \quad , f_{su} = \frac{f_e}{1.15}$$

- **Sur appui:**

$$M_{U,max} = 2.56 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu_u = 0.25 \rightarrow \alpha_u = 0.031 \rightarrow \beta = 0.98$$

$A_S = 3.33$

b- Selon YY:

- En travée:

$$M_{U,max} = 1.002 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu_u = 0.022 \rightarrow \alpha_u = 0.027 \rightarrow \beta = 0.98$$

$A_S = 1.63 \text{ cm}^2$

- Sur appui

$$M_{U,max} = 0.740 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu_u = 7.30 \times 10^{-3} \rightarrow \alpha_u = 0.027$$

$\beta = 0.98 \rightarrow A_S = 0.964 \text{ cm}^2$

Espacement max:

$$e \leq \min(3hd; 33 \text{ cm}) = \min(60, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm (C.V)}$

X5.2) Calcul des armatures a l'ELS :

a- Selon XX :

$M_{s,max} = 3.86 \text{ t.m/ml}$, calcule le moment réduit qui vaut :

$$\mu_u = \frac{M_{U,max}}{b.d^2.\sigma_{st}} \quad , \quad A_{Ser} = \frac{M_{U,max}}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

Les fissurations préjudiciables donc on a :

$$\sigma_{st} = \left(\frac{2}{3}\right) \times fe; 110\sqrt{1.6ftj} = 201.63 \text{ Mpa} , \mu_u = 3.78 \times 10^{-3} \quad \beta = 0.998$$

$A_{Ser} = 8.525 \text{ cm}^2$

- Sur appui :

$$M_{s,max} = 2.26 \text{ t.m/ml}$$

$\mu_u = 2.21 \times 10^{-3} \rightarrow \beta = 0.9 \rightarrow A_{Ser} = 5.53 \text{ cm}^2$

b- selon YY :

- en trvée :

$$M_{s,max} = 0.949 \text{ t.m/ml}$$

$\mu_u = 9.29 \times 10^{-4} \rightarrow \beta = 0.9 \rightarrow A_{Ser} = 2.32 \text{ cm}^2$

- Sur appui :

$$M_{s,max} = 0.55 \text{ t.m/ml}$$

$$, \mu_u = 5.38 \times 10^{-4} \rightarrow \beta = 0.899 \rightarrow A_{ser} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Espacement max:

$$e \leq \min(3hd; 33 \text{ cm}) = \min(60, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm (C.V)}$$

$$A = \max(A_{su}; A_{ser}) = A_{ser}$$

$$A_x: \begin{cases} A_{tx} = 8.52 \text{ cm}^2 \text{ /soit 5HA16} \\ A_{ax} = 5.53 \text{ cm}^2 \text{ /soit 5HA12} \end{cases}$$

$$A_y: \begin{cases} A_{ty} = 2.32 \text{ cm}^2 \text{ / soit 5HA10} \\ A_{ay} = 1.34 \text{ cm}^2 \text{ /soit 5HA10} \end{cases}$$

IX.5.3) Plan de ferrailage de la dalle

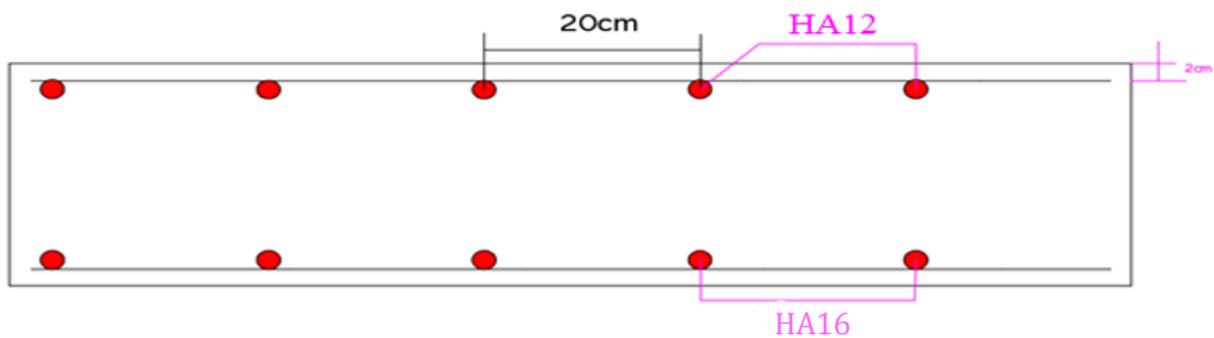


Fig.X.6 Ferrailage principale de la dalle coupe longitudinale du tablier

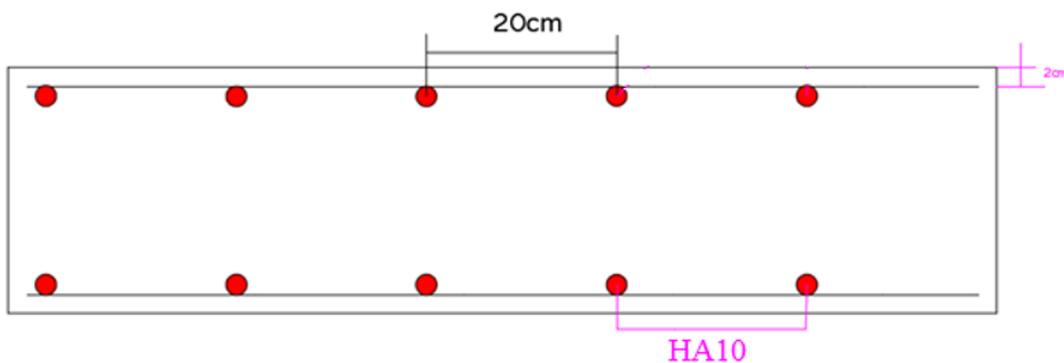


Fig. X.7: Ferrailage répartition de la dalle Coupe transversale du tablier

X.6 Vérification des contraintes :

$$\checkmark \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{l} y_1$ $\sigma_{st} = n \frac{M_s}{l} (d - y_1)$ et $z_1 = d \cdot \frac{y_3}{3}$ la vérification des contraintes

Sera faire sous l'effet du moment maximum :

$$\sigma_{bc} = \frac{3.86}{\frac{1 \times 0.25^3}{12}} 0.06 = 1.77 \text{ MPa} \leq 15 \text{ C.V}$$

$$\sigma_{st} \cdot 15 \cdot \frac{3.86}{\frac{1 \times 0.25^3}{12}} (0.225 - 0.06) = 88.1 \leq 201.63 \text{ CV}$$

X.7) de non poinçonnement sous charge localisée :

Afin de ne pas disposer d'armatures d'efforts tranchants (armatures transversales), l'épaisseur du hourdis doit vérifier la condition :

$$H_d \geq \frac{Q_u}{0.045 U_c \frac{f_c 28}{\gamma_b}}$$

Q_u : Charge de calcul vis-à-vis de l'ELU

$$Q_u = \gamma_{Q1} \cdot \delta_B \cdot Q \text{ avec, } Q = \begin{cases} 10 \text{ t pour Br} \\ 8 \text{ t pour bt} \\ 6 \text{ t pour BC} \end{cases}$$

$\gamma_{Q1} = 1.6$ à l'ELU pour le système B

$\delta = \delta_B$: Coefficient de majoration dynamique pour le système B.

U_c : Périmètre du rectangle de répartition

$U_c = 2(u+v)$. U et V : dimension du rectangle de répartition

γ_b = Coefficient de sécurité pour la résistance du béton = 1.5 en général et = 1.15 pour les situations accidentelles. Ici, on prend 1.5

- Sous Br :

$$Q_u = 1.6 \times 1.106 \times 10 = 17.69 \text{ t} \longrightarrow u_c = 2(0.92 + 0.62) = 3.08 \text{ m}$$

$$\frac{17.69 \times 10^{-2}}{0.045 \times 3.08 \times \frac{25}{1.5}} = 0.076 \text{ m.} \quad \text{Alors, la condition ci-dessus est vérifiée.}$$

En effet:

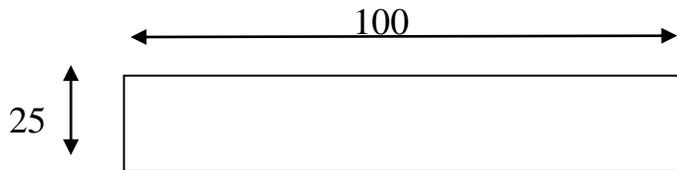
$$h_d (= 0.2) \geq \frac{Q_u}{0.045 \cdot U_c \frac{f_c 28}{\gamma_b}} = 0.076 \text{ C.V} \quad \text{pas des armatures transversales}$$

X.8) Condition relative au non emploi d'armature d'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangente τ est t.q :

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b_d \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

Dans ce cas on prend une bande de 1m de largeur et 0.25 m d'hauteur (l'épaisseur de la dalle) :



T_{\max} : est obtenu d'après la combinaison la plus défavorable :

$$1.35G + 16Br = 6.49 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{6.49 \times 10^4}{1000 \times 25} = 0.259 \leq 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ C.V}$$

Donc pas d'armature d'effort tranchant.

CHAPITRE XI

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

X.1) introduction :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des Charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du Pont Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et Mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de Sollicitations agissants sur la pile.

Le dimensionnement des éléments de la pile fait appel à trois critères

- un critère de résistance mécanique.
- un critère de robustesse.
- un critère d'esthétique.

X.2) Choix du type de fondations :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure.

Les éléments de fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radier), soit l'intermédiaire d'autres organes (cas les semelles sur pieux par exemple). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

1. Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharge au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les principaux types de fondation à rencontrer en pratique sont les : les fondations superficielles et les fondations profondes où les pieux se distinguent selon leur mode de réalisation : pieux forés, pieux battus, pieux moulés sur place avec chemise récupérée, ou laissé sur place.

D'après les données géologiques du site (cités précédemment), le type de fondation recommandé est les fondations superficielle .

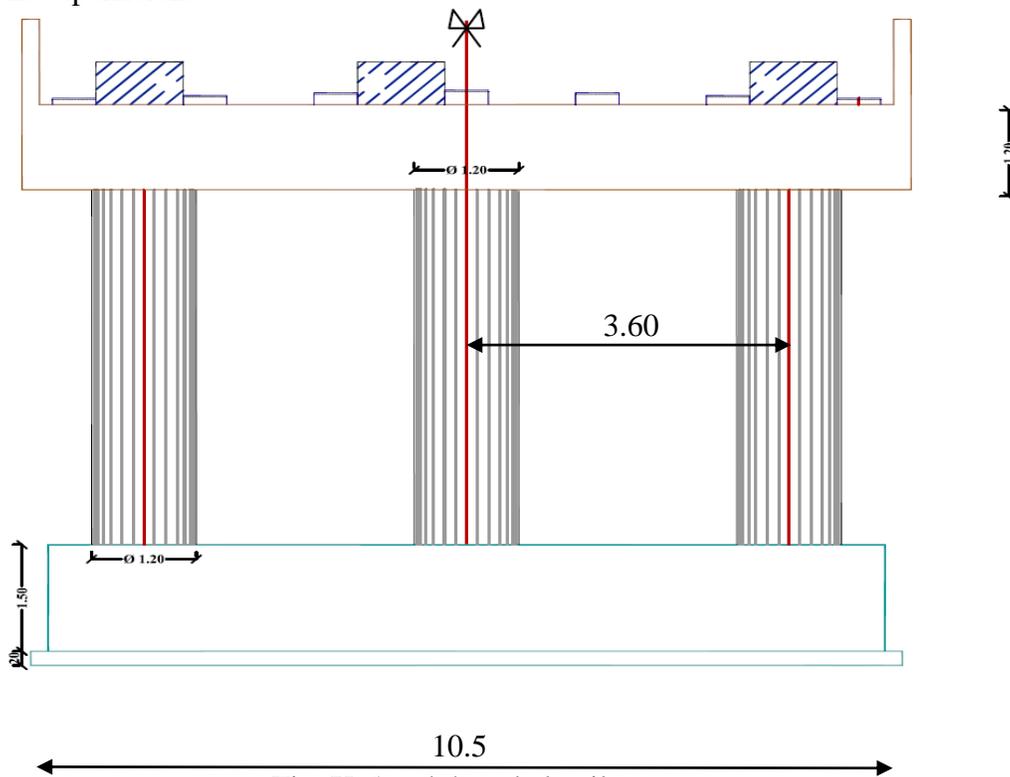


Fig .X .1 schéma de la pile

X.3) Pré-dimensionnement de la pile :

- La hauteur de la pile : $H_p = 16.95$ m , fut avec raidisseur $H_t = 14.25$ m
- **Chevêtre :** C'est l'élément sur lequel on pose les poutres, on fixe le chevêtre par les dimensions suivantes :
 - Longueur : $1\text{m} < H < 1.6$ m on prend $H = 1.2$ m.
 - Largeur : 1.8 m
 - Longueur : $L_{ch} = 10.5$ m
- **futs :**
 - Diamètre: $\varnothing = 1.2$ m
 - Hauteur : $H = 14.25$ m
 - Avec Raidisseur : $h = 7.45$ m, épaisseur de 0.15 m
 - L'espacement entre deux axes de futs : $L = 3.60$ m
- **Semelle :**
 - Longueur: 10.50 m
 - Largeur : 6 m
 - Epaisseur: 1.5 m
 - Béton de propreté : 0.20 m

X.4) Répartition des charges et surcharge sur la pile :

X.4.1) Charge permanentes :

Poutre: $g_1 = 8.82$ t/ml
Dalle : $g_2 = 6.56$ t/ml
Revêtement : $g_3 = 1.65$ t/ml
Trottoirs + corniche + GC+BA GC : $g_4 = 2.327$ t/ml
 $g_t = 19.357$ t/ml

$$R = \frac{1}{2} \times 19.357 \times 25.25 = 244.38 \text{ t}$$

$$G = 488.76 \text{ t}$$

$$\text{Chevêtre : } p_c = 2.16 \times 2.5 \times 10.5 = 56.7$$

$$\text{Le fut : } p_f = 3 \times 16.11 \times 2.5 = 120.82 \text{ t}$$

$$\text{Semelle : } p_s = 10.5 \times 1.5 \times 6 \times 2.5 = 236.25 \text{ t}$$

$$\text{Poids des terres sur semelle} = 2 \times 0.6 \times ((10.5 \times 6) - (3 \times \pi / 3.60 \times 1.2^2)) = 71.07 \text{ t}$$

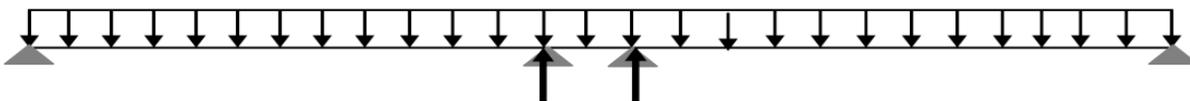
$$\text{Poids propre des plots + des appuis} = 4.6 \text{ t}$$

$$\text{Total : } p = 978.2 \text{ t}$$

X4.2) Répartition des surcharges sur pile (calcul des réactions max)

- **La surcharge A(I)**

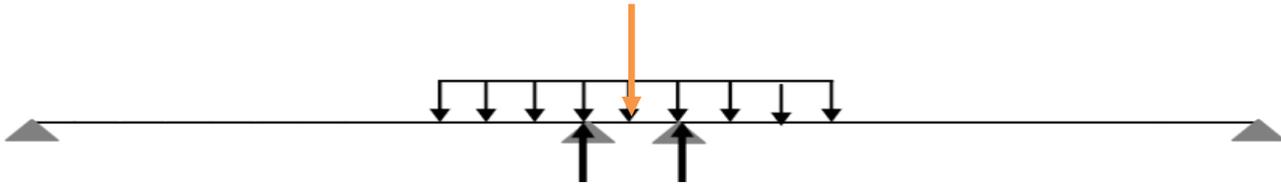
La portée e de pont est de 25.25 m.



$$q=8.8 \text{ t/ml}$$

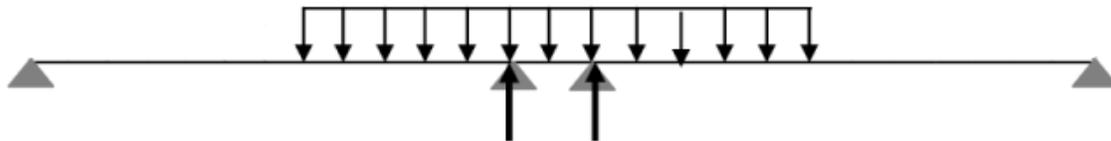
$$R_D=R_G=\frac{ql}{2} = \frac{8.8 \times 25.25}{2} = 111.1 \text{ t} \longrightarrow R=R_G+R_d=222.2$$

- **Charge Mc120 :** $\delta = 1.1$



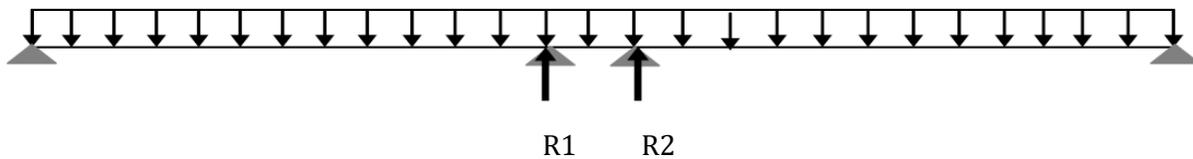
$$RT2=(110/25.25)23.725 \times 1.1=103.35 \text{ t.}$$

- **Surcharge D240 :**



$$R=240 \times 20.6 / 25.25 = 195.8 \text{ t}$$

- **Surcharge sur trottoirs :** $q=0.15 \times 2 \times 2 = 0.6 \text{ t/ml}$



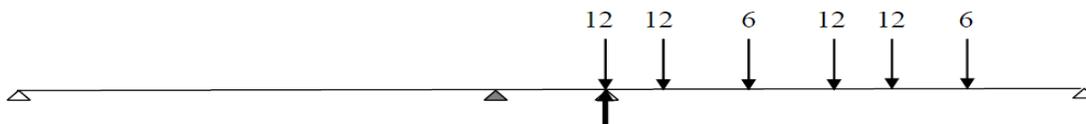
$$R=0.6 \times 25.25 = 15.15 \text{ t}$$

- **Surcharge BC :**

$$S=2 \times 2 \times 30 = 120 \text{ t, } bc=1.1, \delta=1.103$$

1^{er} Cas :

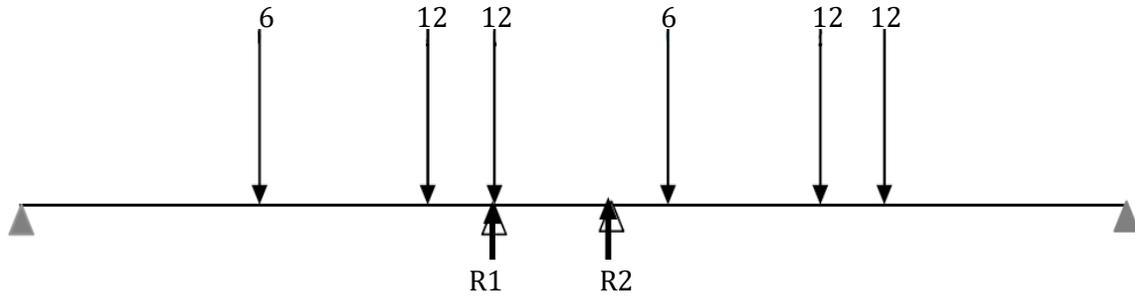
- 2 vois chargées sur une seule travée :



$$R_T = \frac{1}{25.25} (12 \times (25.25 + 23.75 + 14.75 + 13.25) + 6 \times (8.75 + 19.25)) = 43.24 \text{ t}$$

$$R_t = 43.24 \times 1.1 \times 1.103 = 52.46 \text{ t}$$

2^{eme} cas :



$$R_1 = 1/25.25 \times (12 \times (25.25 + 23.75) + 6 \times (19.25)) = 27.86 \text{ t}$$

$$R_1 = 27.86 \times 1.1 \times 1.103 = 33.80 \text{ t}$$

$$R_2 = 1/25.25 \times 12 \times (16.95 + 15.45) + 6 \times (21.45) = 20.49 \text{ t}$$

$$R_2 = 20.49 \times 1.1 \times 1.103 = 24.86 \text{ t}$$

$$R_t = 33.80 + 24.86 = 58.66 \text{ t}$$

X.4.3) efforts horizontaux :

- Freinage système A(L) :

$$H_{AL} = \frac{1}{20 + 0.0035s} \times A \times s.$$

$$H_{AL} = \frac{1}{20 + 0.0035 \cdot (8 \times 25.25)} \times 1.19 \times (8 \times 25.25) = 11.60 \text{ t}.$$

$$M = 11.67 \times (0.2 + 1.8 + 1.2 + 10.50) = 158.92 \text{ t.m}$$

- Freinage du a Bc (camion de 30 t) :

$$H_{bc} = \frac{p}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ t}.$$

$$M = 15 \times (0.2 + 1.8 + 1.2 + 10.5) = 205.5 \text{ t.m}$$

Tableau des charges d'exploitation :

Désignation	Al	Bc	D240	Mc120	Trottoirs
N(t)	222.2	58.66	195.8	103.3	15.15
H(t)	11.6	15	/	/	/
h(m)	10.5	10.5	/	/	/
M(m.t)	158.92	205.5	/	/	/

Tab.X.1 les charges d'exploitation :

Réaction total :

A L'ELS :

$$R_1 = R_{cp} + 1.2(R(A(l)) + RST) = 529.22 \text{ t}$$

$$R_2 = R_{cp} + R_{d240} + 1.2RST = 458.38 \text{ t}$$

A L'ELU :

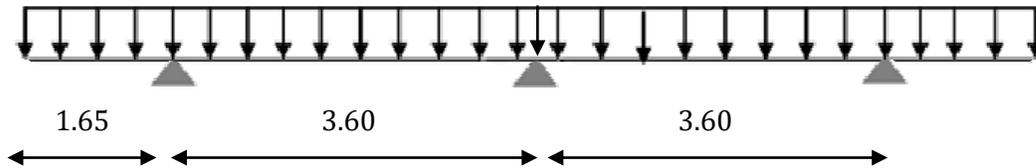
$$R_1 = 1.35R_{cp} + 1.6(R(A(l)) + RST) = 709.7 \text{ t}$$

$$R_2 = 1.35R_{cp} + 1.35R_{d240} + 1.6RST = 612.45 \text{ t}$$

Réaction max

$$R_{MAX}=709.7$$

X.5) ETUDE DU CHEVETRE



Evaluation Des efforts :

$$P_1=709.7/10.5=67.59 \text{ t/ml}$$

$$P_2=56.7/10.5=5.4 \text{ t/ml}$$

$$P_T=67.59+5.4=72.99 \text{ t/ml}$$

$$P_U=1.35(72.99)=98.53 \text{ t/ml}$$

$$P_S=67.59+5.4=72.99 \text{ t/ml}$$

X.5.1) calcul du moment fléchissant et efforts tranchant

E.L.U

a- moment fléchissant

• Moment sur appui :

$$M_0=-98.53 \times \frac{(1.65)^2}{2} = -134.12 \text{ tm}$$

$$M_1=1/3.60^2 \times (-98.53 \times \frac{3.60^3}{3.60} \times 2 + 2 \times 3.60 \times 134.12) = -122.54 \text{ t.m}$$

$$M_3=M_0=-134.12$$

• Moment en travée:

$$M(x)=P.L.\frac{x}{2} - p.\frac{x^2}{2}M_0(1-\frac{x}{L} - \frac{M_1x}{L})$$

$$M'(x)=P.\frac{L}{2} - P.X + \frac{M_0}{L} - \frac{M_1}{L} = 0 \longrightarrow X=\frac{L}{2} + \frac{M_0}{P.L} - \frac{M_1}{L}$$

On prend la valeur absolue de M_0 et M_1

$$X=\frac{3.60}{2} + \frac{134.12-122.54}{98.53 \times 3.60} = 1.83 \text{ m}$$

$$M(x)=(98.53 \times 3.60 \cdot \frac{1.83}{2} - 98.53 \cdot \frac{1.83^2}{2} - 134.12(1 - \frac{1.83}{3.60} - \frac{122.54 \times 1.83}{3.60})) = 31.34 \text{ t.m}$$

b- Effort tranchant :

$$T_{0G}=98.53 \times 1.65 = 162.57 \text{ t}$$

$$T_{0D}=98.53 \times \frac{3360}{2} + \frac{134.12-122.54}{3.60} = 180.57 \text{ t}$$

$$T_{IG} = 98.53 \times \frac{3360}{2} - \frac{134.12 - 122.54}{3.60} = 174.13 \text{ t}$$

E.L.S

c- moment fléchissant

• **Moment sur appui :**

On doit calcul M1, M2 et M3 et d'après la méthode des trios moments :

$$M_0 = -72.99 \times \frac{(1.65)^2}{2} = -99.53 \text{ tm}$$

$$M_1 = 1/3.60^2 \times (-72.99 \times \frac{3.60^3}{3.60} \times 2 + 2 \times 3.60 \times 99.53) = -84.54 \text{ t.m}$$

$$M_3 = M_0 = -99.53$$

• **Moment en travée:**

$$M(x) = P.L \cdot \frac{x}{2} - p \cdot \frac{x^2}{2} M_0 \left(1 - \frac{x}{L} - \frac{M_1 x}{L}\right)$$

$$M'(x) = P \cdot \frac{L}{2} - P \cdot x + \frac{M_0}{L} - \frac{M_1}{L} = 0 \longrightarrow X = \frac{L}{2} + \frac{M_0}{P \cdot L} - \frac{M_1}{L}$$

On prend la valeur absolue de M0 et M1

$$X = \frac{3.60}{2} + \frac{99.53 - 84.54}{72.99 \times 3.60} = 1.85 \text{ m}$$

$$M(x) = (72.99 \times 3.60 \cdot \frac{1.83}{2} - 72.99 \times \frac{1.85^2}{2} - 99.53 \left(1 - \frac{1.83}{3.60}\right) - \frac{84.54 \times 1.85}{3.60}) = 23.69 \text{ t.m}$$

d- Effort tranchant :

$$T_{0G} = 72.99 \times 1.65 = 120.43 \text{ t}$$

$$T_{0D} = 98.53 \times \frac{3360}{2} + \frac{134.12 - 122.54}{3.60} = 135.54 \text{ t}$$

$$T_{IG} = 98.53 \times \frac{3360}{2} - \frac{134.12 - 122.54}{3.60} = 112.21 \text{ t}$$

Résultats

E.L.S : M_{max} = 23.69 t.m ; M_{min} = -84.54 t.m ; T_{max} = 135.54 t

E.L.U M_{max} = 31.34 ; M_{min} = -134.12 ; T_{max} = 180.57 t

X5.1.2) ferrailage du chevêtre :

➤ **Hypothèses de calcul :**

- Béton $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Limite élastique de l'acier $f_e = 400 \text{ Mpa}$

- Largeur de la section $b=1,8$ m
- Hauteur totale $h=1,2$ m
- Enrobage $0,03$ m

Sur appuis :

$$M_U=134.12 \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}=1.58$$

$$\mu_u = \frac{M_{U,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{134.12 \times 10^4}{105 \times 117 \times 14.2} = 0.065 < 0.186$$

$$\text{Avec : } F_{bu} = \frac{0.85 \times f_c 28}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0.084 \quad \beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.96$$

Alors la section est de :

$$A_s = \frac{M_{U,max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{134.12 \times 10^4}{0.96 \times 117 \times 348} = 34.31 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 10H25} \quad , f_{su} = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

Sur travée :

$$M_u = 31.34$$

$$\mu_u = \frac{M_{U,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31.34 \times 10^4}{105 \times 117 \times 14.2} = 0.015 < 0.186 \quad \text{donc pas de nécessité d'armature comprimée}$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0.018 \quad \beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.99$$

Alors la section est de :

$$A_s = \frac{M_{U,max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{31.34 \times 10^4}{0.99 \times 117 \times 348} = 20.22 \text{ cm}^2 \quad \text{8HA20} \quad , f_{su} = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ Les armatures transversales

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \leq \tau = \min(0.1 f_c 28, 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle dans le béton.

v_u : Effort tranchant maximum à l'appui à l'E.L.U

$$\tau_u = \frac{180.57 \times 10^4}{1800 \times 1170} = 0.85 < 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S inférieur

à 20c d'après << S.E.T.R.A >>

$$A_t = \frac{s_t(\tau_u - 0.3 f_c 28 K)}{0.9 f_e} \gamma_s b_0 =$$

Avec $K=1$ pas reprise de bétonnage *

$$F_e=400 \text{ Mpa}$$

$$F_{ij}=2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_t=5.36 \text{ cm}^2$$

X.6)-Etude de fût :

Les fûts sont les éléments intermédiaires entre le tablier et les fondations dont le rôle est de transmettre les efforts dus aux charges et aux surcharges ainsi que l'effort du séisme, de la Température et du freinage. Pour le calcul, on considérera les fûts comme étant des consoles Encastrées à leurs bases.

Le ferrailage du fût se fait suivant les sollicitations dont l'effort normal est minimal et le Moment polaire est maximal.

X.6.1) vérification du flambement :

$$L_c=0.7 \times 14.25 = 9.97 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{L_c}{i} \quad \text{telle que } i = \frac{D}{3.6} \text{ donc } i = \frac{1.2}{3.60} = 0.33$$

$$\gamma = \frac{9.97}{0.33} = 30.12 < 50 \text{ donc il ya pas risque de flambement .}$$

X.6.2) charges horizontales

Effort de freinage revenant à la pile = $30/2 = 15 \text{ t}$ (un seul camion sur le tablier freiné)

Soit par fut = $15 \times (1/3) = 5 \text{ t/ fut}$

X.6.3) Evaluation des charges et surcharges :

$$V = T_{0G} + T_{0D} = 162.57 + 180.57 = 343.14 \text{ t}$$

$$H = 5 \text{ t}$$

$$M = [15 \times (0.2 + 1.2 + 14.25) \times 1/3] = 78.25 \text{ t.m (pour chaque fut)}$$

$$\text{ELS : } v = 343.14 \text{ t}$$

$$\text{ELU : } v = 1.35 \times 343.14 = 463.23 \text{ t}$$

$$M = 78.25 \text{ t.m}$$

$$M = 1.35 \times 78.25 = 105.63 \text{ t.m}$$

X.6.4) ferrailage de fut :

Le fut est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion

Composée on fait seulement le ferrailage du fut le plus sollicité :

$$M_r = 105.63 \text{ t.m, } N_r = 463.23 \text{ t s}$$

Selon l'abaque de wather on a : $h/d = 0.03/1.2 = 0.02$

H : enrobage

D : diamètre de pile

$$\frac{N_r}{\pi \times R^2 \times \beta} = 0.16 \quad , \quad \frac{M_r}{\pi \times R^2 \times \beta \times d} = 0.03$$

$\beta = 25 \text{ MPa}$ on tire de l'abaque la valeur de $\omega = 0.22$

$$\omega = \frac{f_a}{\pi \times r \times r} \times \frac{\sigma_f}{\beta}$$

ω : degré mécanique d'armature.

F_a : aire totale de l'armature passive

$$F_a = \frac{\pi \times r^2 \times \beta \times \omega}{\sigma_f} = 135.22 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 17\text{HA}32 \quad F_a = 136.7 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage géométrique doit être compris les limites de :

$$0.5\% \leq PG \leq 3\% \quad \text{selon RPOA 2006}$$

$$pG = A_s / B = 0.01367 / 1.2 = 1.13 \%$$

A_s : section d'acier.

B : section de béton

X.6.5) Armatures transversale : (selon RPOA 2006)

L'espaceur maximale = $\min(12 \phi, B, 20 \text{ cm}) = \min(23.4, 150, 20) = 20 \text{ cm}$

$$\phi t = \phi / 3 = 38.4 / 3 = 12.8 \text{ mm}$$

On prend : $\phi t = 14 \text{ mm}$ avec un espaceur de : 15 cm (zone de jonction)
22 cm (zone de courante)

X.7) vérification de la stabilité de la pile :

- Au glissement

$$\frac{H}{V} \leq \frac{\tan \varphi}{1.5}$$

φ : angle de frottement interne = 20°

$$H = 15 \text{ T}$$

V : poids de tablier + pile = 978.2 t

$$\text{Donc : on a } \frac{H}{V} = \frac{15}{978.2} = 0.015 \leq \frac{\tan \varphi}{1.5} = 0.24 \quad \text{C.V}$$

X.8) Ferrailage de la semelle :

Les semelles ont pour rôle de transmettre au sol, les efforts apportés par les éléments de la structure, cette transmission peut être directe (cas de bon sol pour les semelles superficielles), ou indirecte (Assurée par l'intermédiaire d'autre organe (les pieux), cas des fondations profondes).

• **Caractéristiques géométriques :**

- Longueur : $L = 10.5 \text{ m}$
- Largeur : $l = 6.00 \text{ m}$
- Hauteur : $h_s = 1.50 \text{ m}$

X.8.1) Ferrailage dans le sens transversal :

Sollicitations :

D'après l'étude de la stabilité de la pile, la réaction maximale $R t_{MAX} = 709.7 \text{ t.m}$

Donc :

$$M = 254.4 \text{ t.m}$$

$$N = 978.2 \text{ t}$$

La section d'armatures est déterminée par l'application de la méthode des bielles, cette Méthode reste valable quand :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta \geq 45^\circ \\ d \geq \frac{5.25}{2} - \frac{2.55}{4} = 2.33 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{tg}\theta = \frac{d}{\frac{b}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{105}{2.33} = 45.064^\circ$$

$\theta \geq 45.064$ on Peut appliquée la méthode des bielle

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{254.3}{978.2} = 0.342 \leq \frac{b}{4} = 0.4$$

$$A_i = \frac{1.1 \times p \times (b' - \frac{b}{4})}{2 \times d \times \sigma_s} =$$

ELS

$$A_i = \frac{1.1 \times 345.66 \times (5.25 - \frac{2.55}{4})}{2 \times 105 \times 348} = 165 \text{ cm}^2$$

ELU

$$A_i = \frac{1.1 \times 709.7 \times (5.25 - \frac{2.55}{4})}{2 \times 105 \times 348} = 187.36 \text{ cm}^2$$

Soit :

$${}_2A = \max (165; 187.36) \text{ cm}$$

On adopte : **19HA32** \Rightarrow ${}_2A = 165.8 \text{ cm}$

X8.2) Les armatures transversales :

$$T_u = H = 1.35 \times 134.12 + 1.6 \times 15 = 205.0657 \text{ t}$$

$$\tau_u < \tau_{u, \text{lim}} = \min (0.1 f_{c28} ; 3 \text{ Mpa}) = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{205.065 \times 10^4}{1000 \times 105} = 1.95 \text{ MPa} < 2.7 \text{ Mpa}$$

On calcule les armatures perpendiculaires aux armatures principales.

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{(\tau - 0.5K)b_0}{0.8 \cdot f(\sin\alpha + \cos\alpha)} = 3.28 \times 10^{-3}$$

$$S_t < \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\text{On fixe : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_t > 6.56 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage transversal supérieur :**

$$A_u = \frac{A_u}{10} = 10.89 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage dans le sens longitudinal :**

$$A_{ij} = \frac{A_i}{3} = 3.36 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA10

- **Cadre de construction :**

Horizontalement :

$$A_{th} \geq 0.002 \times S_{th} \times h$$

On pose ;

$$S_{th} = 20 \text{ cm} \quad A_{th} = 6 \text{ cm}^2$$

On prend : **6HA12** → $A_{th} = 6,79 \text{ cm}^2$

Verticalement :

$$A_{th} \geq 0,002 \times S_v \times h$$

On fixe $S_v = 20 \text{ cm}$ donc : On prend: **6HA12** → $A_{th} = 6,79 \text{ cm}$

X.8.3) Vérification des contraintes :

L'inclinaison des bielles est : $\theta = 45.06$

- **Contraintes de compressions dans les bielles :**

$$\sigma/b = \frac{p}{a \times b \times \sin \theta} = 2.11 \text{ MPa} \leq 0.9 \times f_c = 22.52 \text{ MPa}$$

- **Contraintes de cisaillement dans les bielles :**

$$\tau_u = \frac{p}{a \times b \times d} = 0.143 \text{ Mpa} \leq 0.1 \times f_c = 2.5 \text{ Mpa}$$

toutes les conditions sont vérifiées

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion Générale

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part. L'ingénieur doit donc faire preuve de rigueur et d'un sens de l'observation très développé.

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances et ceci en complétant la formation acquise au sein du département de génie civil, aussi grâce aux calculs effectués manuellement, nous avons acquis des ordres de grandeurs très importantes qui nous serviront dans le domaine professionnel.

Nous avons fait suivre tous les calculs et les étapes nécessaires pour concevoir un pont qui remplisse tous les critères demandés en veillant au bon respect des normes de sécurité.

BIBLIOGRAPHIC

BIBLIOGRAPHIC

DOCUMENTS:

- CALCULE DE HOURDIS DE PONT BULLETIN REDIGE PAR (M.THENZO MAI 1972)
- COUR D'OUVRAGES D'ARTS : (DIMENSIONNEMENT) PAR M.BEN OUEZDOU. (TUNIS. OCTOBRE 2009)
- DOCUMENTS SETRA. (GUIDE DE CONCEPTION PRAD)
- FASCICULE 62 - TITRE I
- FASCICULE 61 TITRE II
- LE BAEL 91 REVISE 99.
- LE BPEL.
- PROJET ET CONSTRUCTION DES PONT (JEAN-ARMAND GALGARO aout 1999)
- REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN DES OUVRAGES D' ARTS (RPOA)

COURS:

- COURS DE BETON PRECONTRAIT <<ABD EL AZIZ YAZID>>
- COURS ET TD PONTS << UNIVERSITE MED KHEIDAR BISKRA>>

THESES:

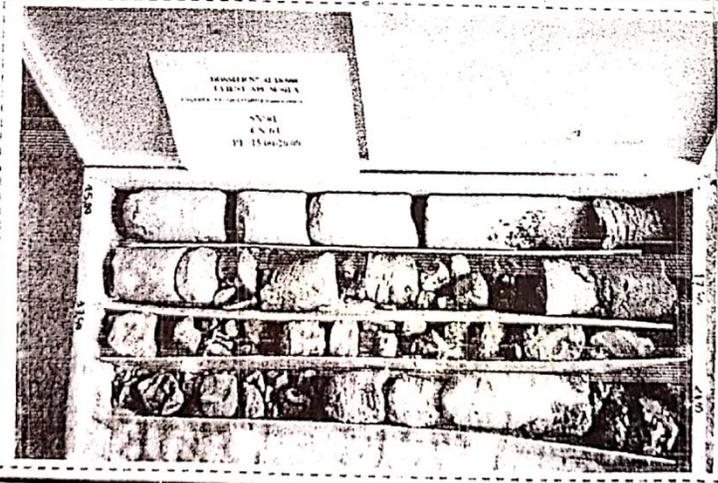
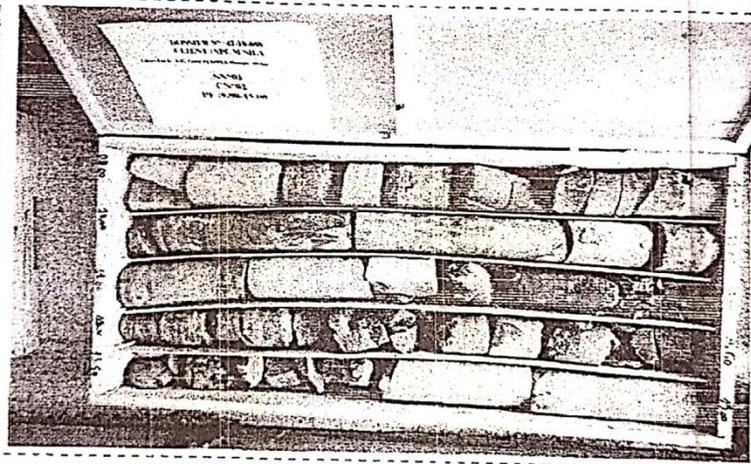
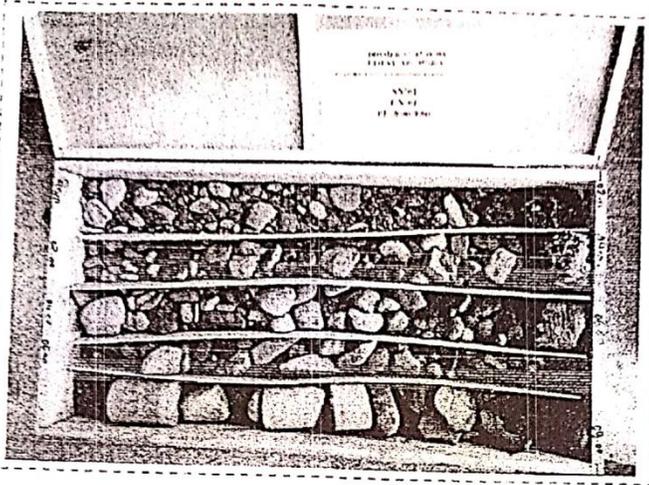
- THESES DE FIN D'ETUDE (ENSTP).
- THESES DE FIN D'ETUDE (UNIVERSITE MED KHEIDAR BISKRA).
- THESES DE FIN D'ETUDE (UNIVERSITE DE Tlemcen)

LOGICIELS

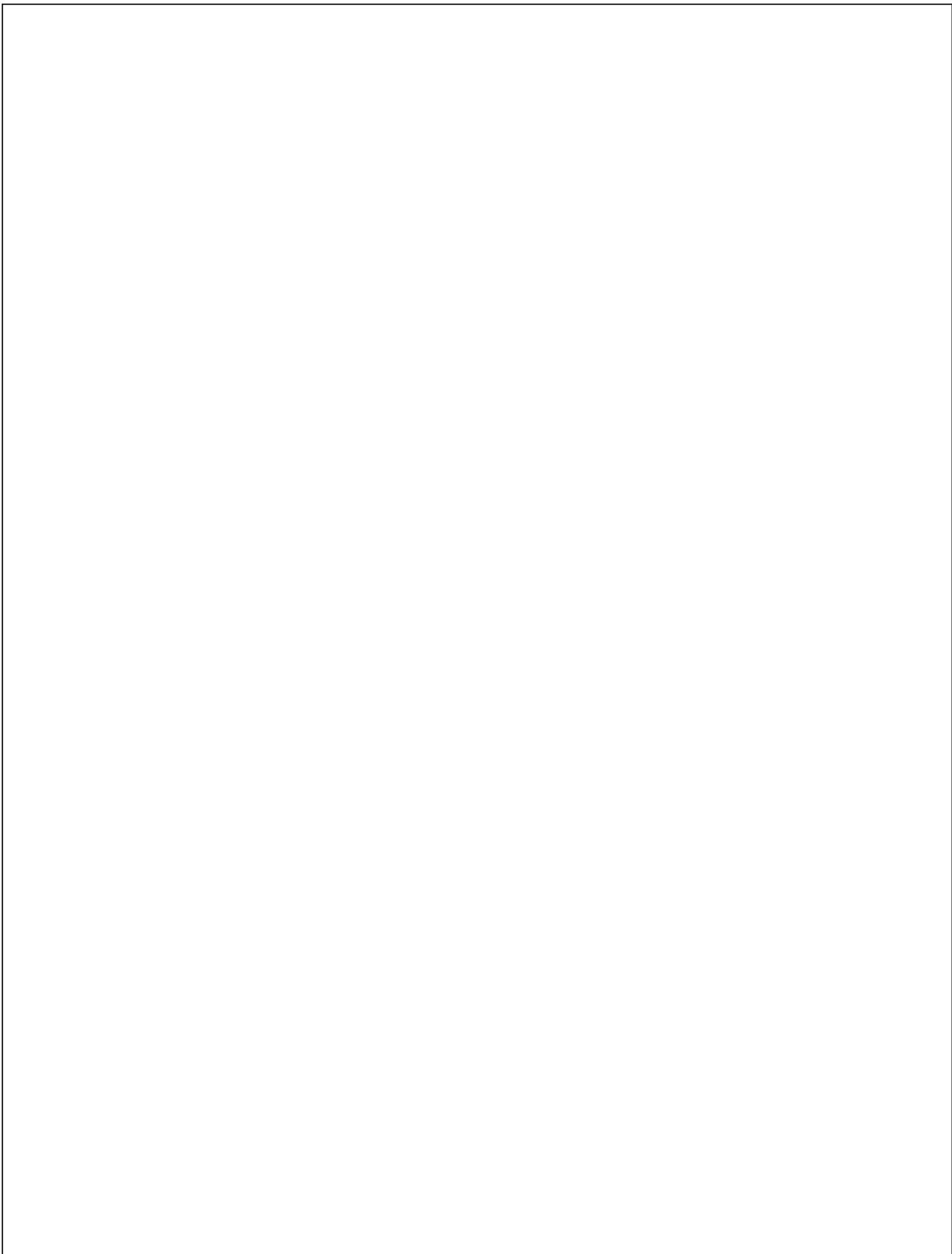
- OFFICE 2007.
- SAP2000 V14.
- AUTOCAD 2013

ANNEXE

LES SONDAGES CAROTTES



L.C.T.P. Laboratoire Central des Travaux Publics			
Etabli le : 27/02/2019	Etude de sol d'un Ouvrage d'Art RN 60/MSILA	Antenne de M'sila : S.AJCH.M	16 / 23





Projet : E/G Sur OUED DEBILE
Endroit :

Sondage : SN :01

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) : néon

Coordonnées GPS:
X:
Y:
Z:

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Dossier N° : 42-18-088
Client : DTP M'sila

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche

Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1+N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
			25	50	75	100								
1.5														
3.0														
4.5														
6.0														
7.5														
8.0	-8.00													
8.5	-8.50													
9.0	-9.50													
9.5	-9.50													
10.5	-11.00													
11.0	-11.50													
12.0	-11.50													
13.0	-13.00													
13.5	-13.00													
15.0	-15.00													
15.0	-15.00													
16.5	-17.30													
18.0	-17.30													
19.5	-19.50													
20.0	-20.50													
21.0	-20.00													
22.5														
24.0														
25.5														

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédiments fins
L : Limite d'Atterberg (WL, LP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (Gd, QN)
AC : Analyse chimique

CIS : Claielement rectiligne
TR : Claielement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
CE0 : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Réus à l'enfoncement

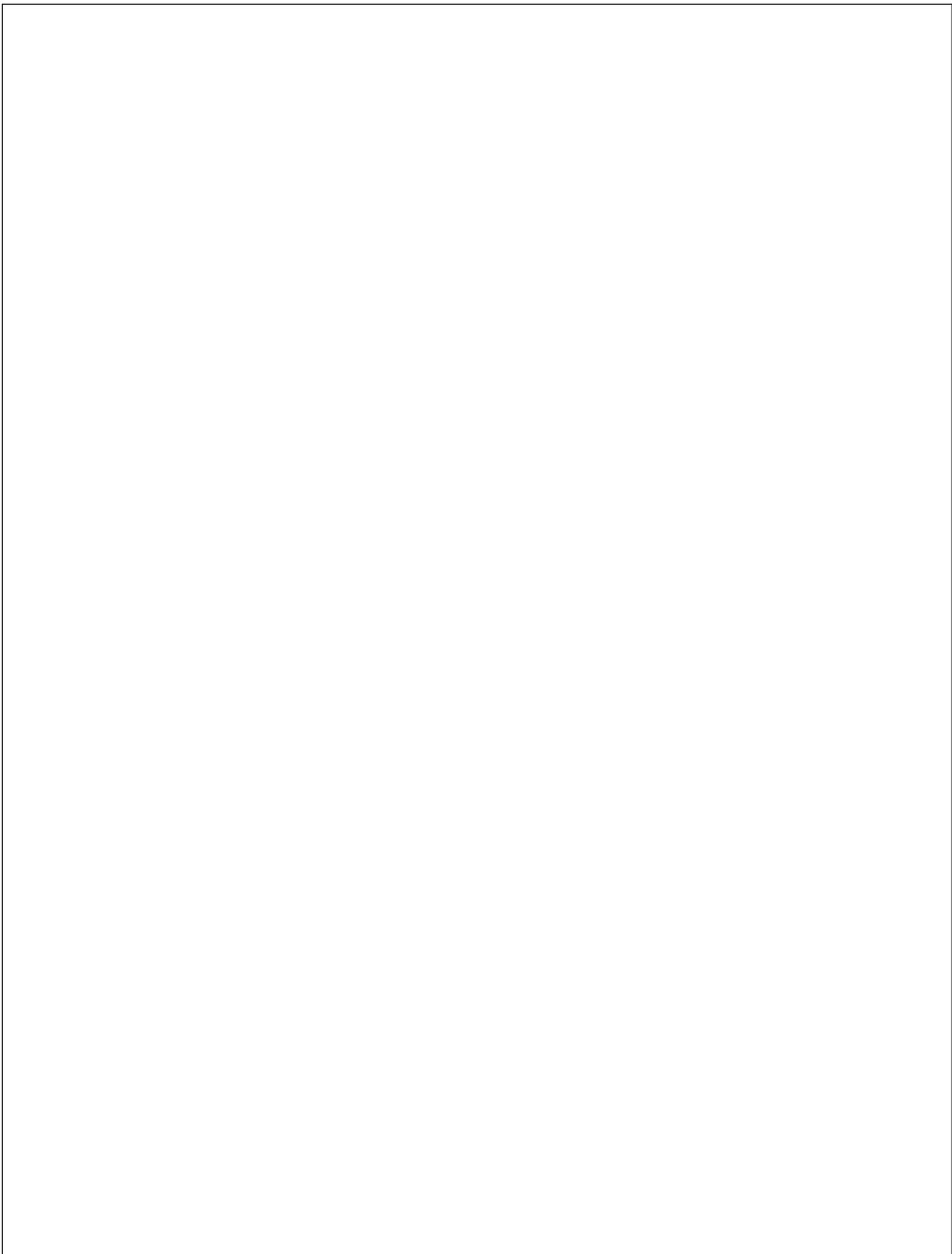
Préparé par: adjabi

Vérifié par: aidi

07/03/2019

Page : 1 de 1





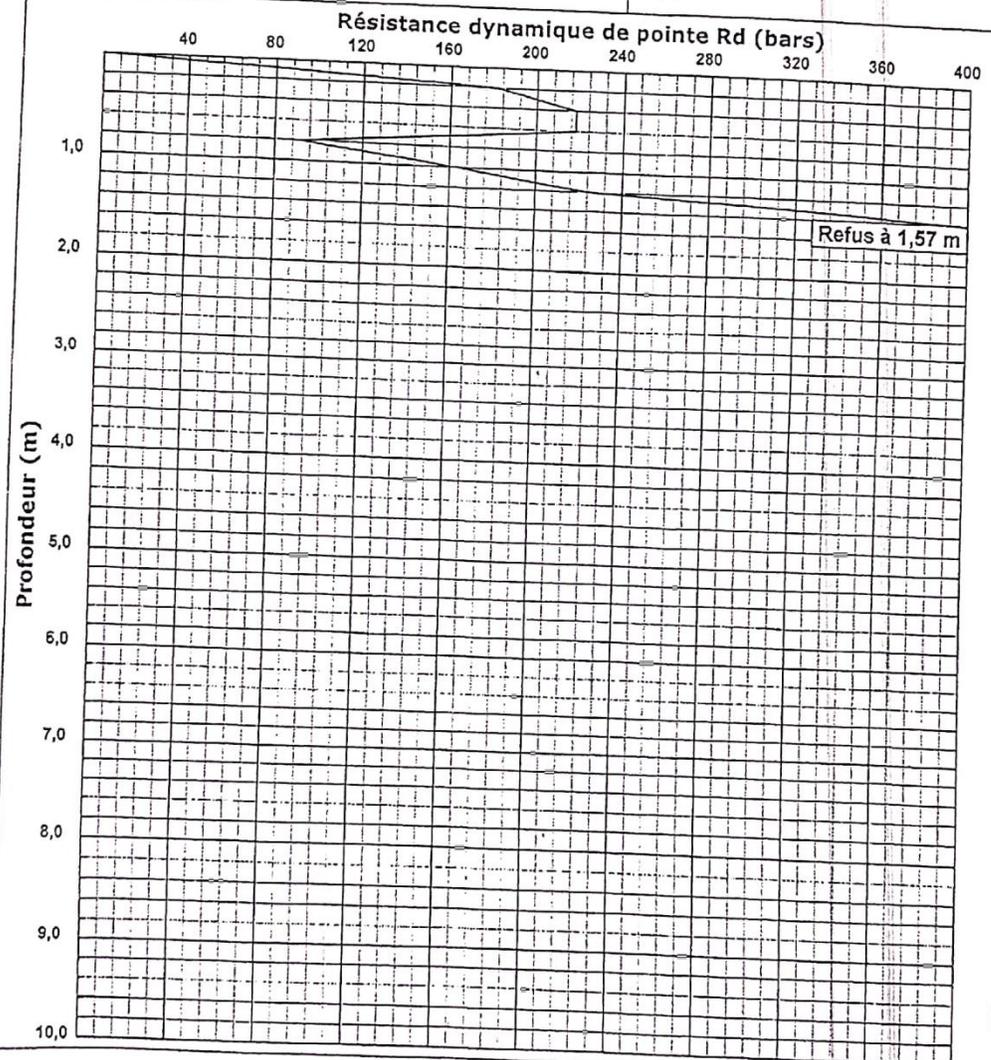


المختبر المركزي للأبحاث العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : E.G sur OUED ELDEBIL
N°DOSSIER : 42-18-088
LIEU : AIN DJRED
CLIENT : DTP M'SILA
DATE ESSAIS : 03/03/2019 au 03/03/2019

Référence essai : 02
Localisation :
Coordonnées GPS :
X :
Y : Z :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse endume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

© SolTests 2013



INTITULE : E.G sur OUED ELDEBIL

N°DOSSIER : 42-18-088

LIEU : AIN DJRED

CLIENT : DTP M'SILA

DATE ESSAIS : 03/03/2019 au 03/03/2019

Référence essai : 04

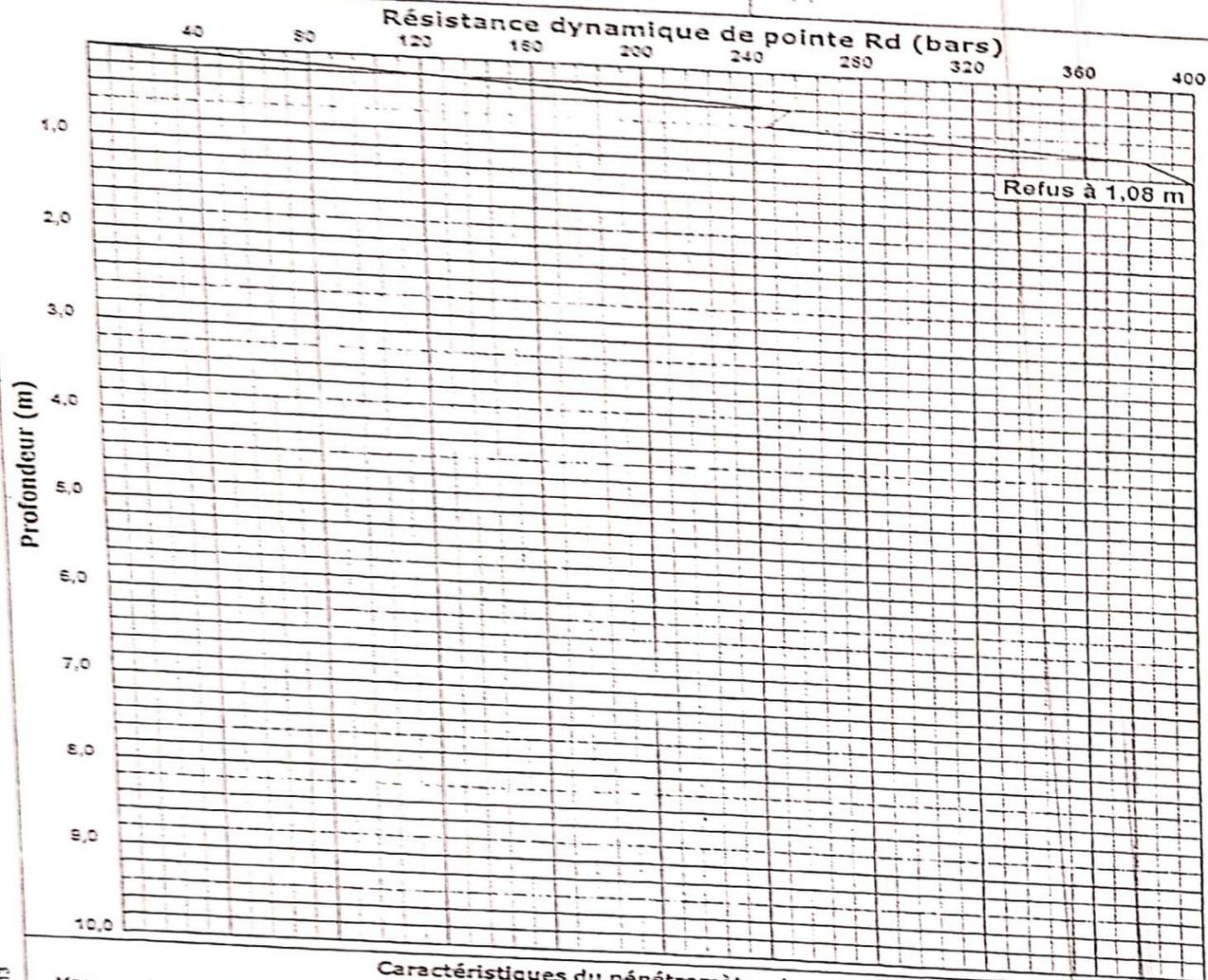
Localisation :

Coordonnées GPS :

X :

Z :

Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m) : 0 kg

Masse du Mouton (m) : 63,5 kg

Hauteur de chute (H) : 50 cm

Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'une tige (m') : 6,28 kg

Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Rattage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : E.G sur OUED ELDEBIL

N°DOSSIER : 42-18-688

LIEU : AIN DJRED

CLIENT : DTP M SILA

DATE ESSAIS : 03/03/2019 au 03/03/2019

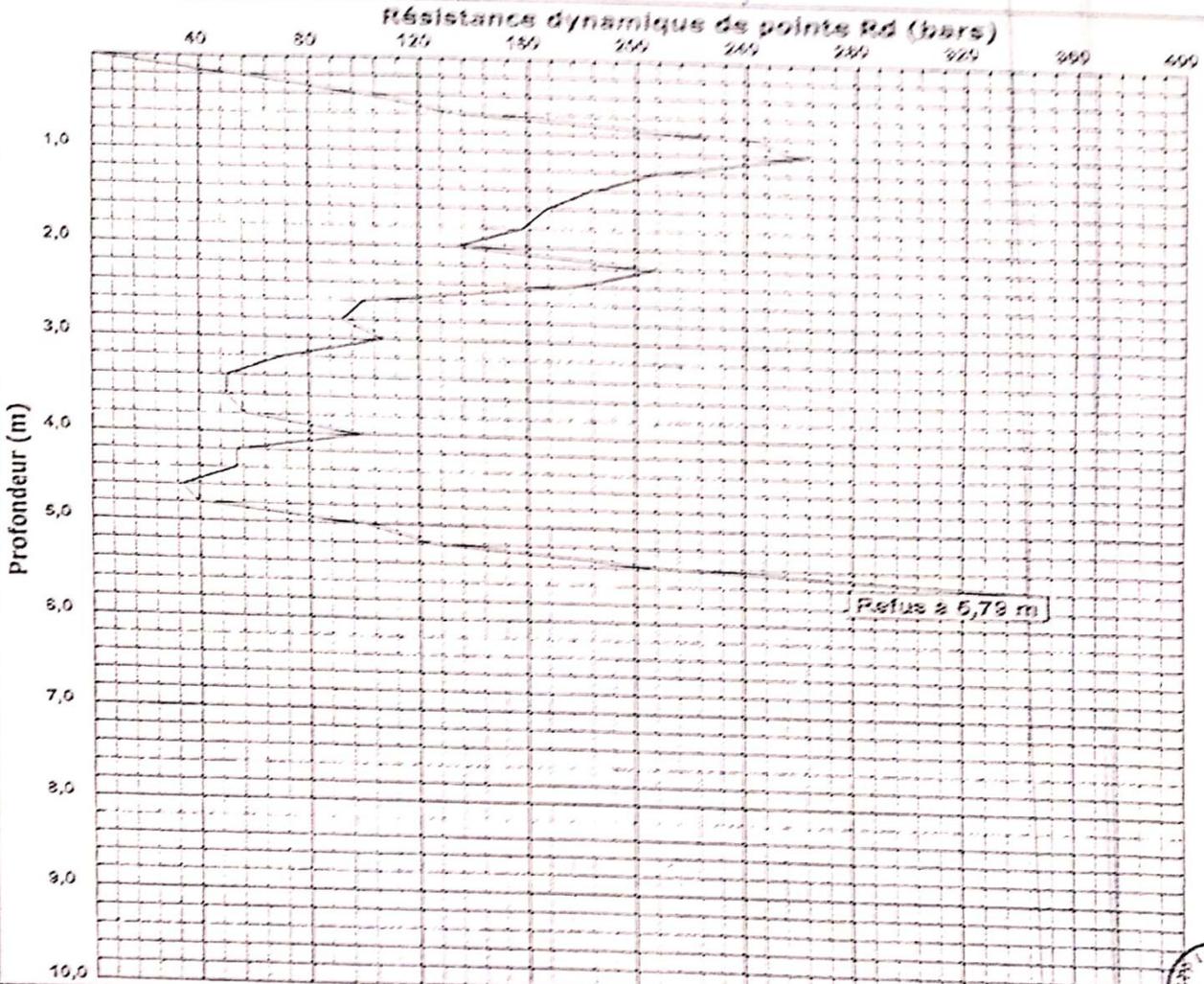
Référence essai : 05

Localisation :

Coordonnées GPS :

X :

Z :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enduite + guidage Mouton (m) : 0 kg

Masse du Mouton (m) : 63,5 kg

Hauteur de chute (H) : 50 cm

Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'une tige (m) : 6,28 kg

Enfoncement (s) : 20 cm

Formule de Betzang :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{g}{N} \times (m + \sum m_i)}$$





المختبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : E.G sur OUED ELDEBIL

N°DOSSIER : 42-18-088

LIEU : AIN DJRED

CLIENT : DTP M'SILA

DATE ESSAIS : 03/03/2019 au 03/03/2019

Référence essai : 06

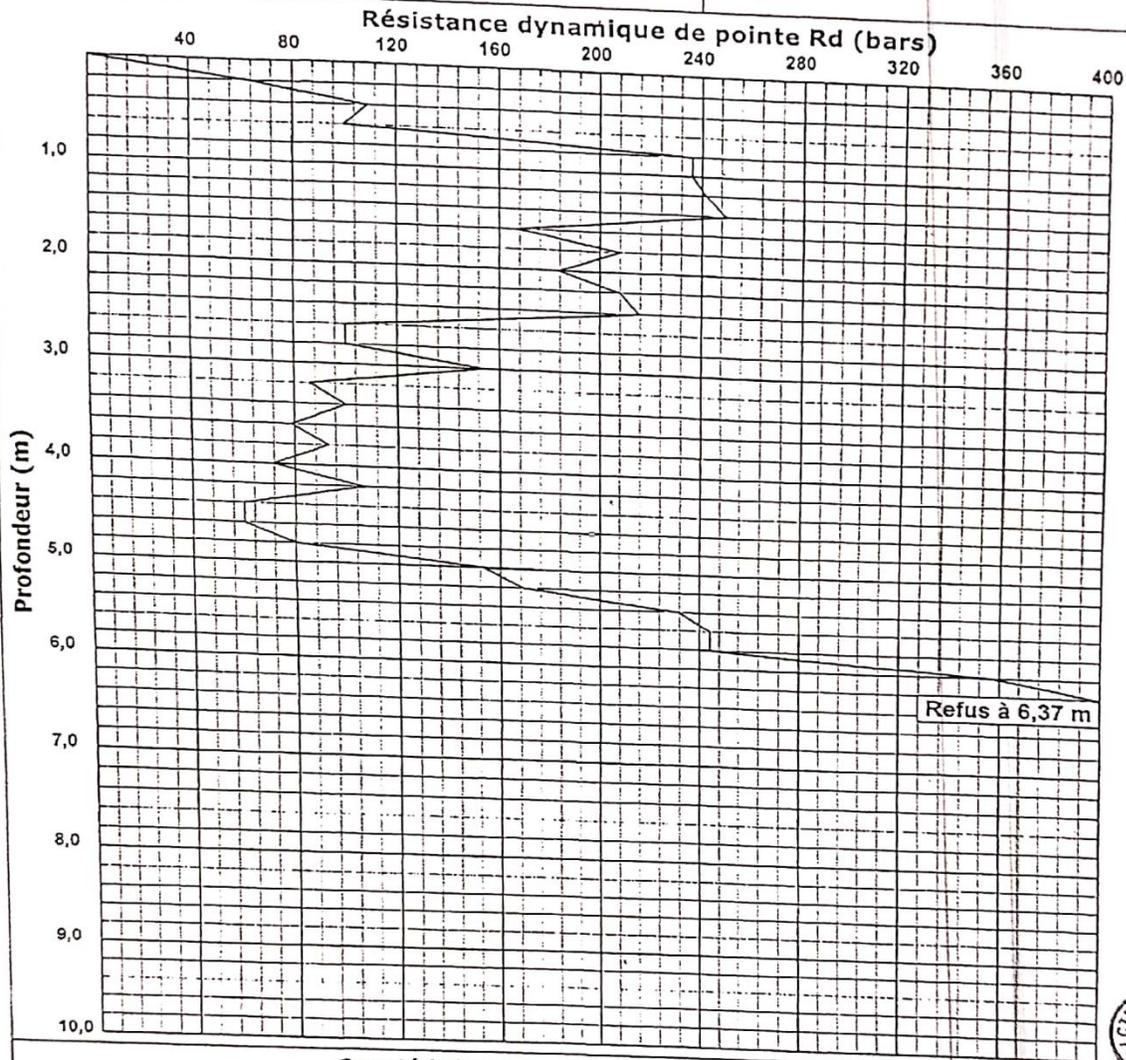
Localisation :

Coordonnées GPS :

X :

Z :

Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse endume + guidage Mouton (m') : 0 kg

Masse du Mouton (m) : 63,5 kg

Hauteur de chute (H) : 50 cm

Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'une tige (m') : 6,28 kg

Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

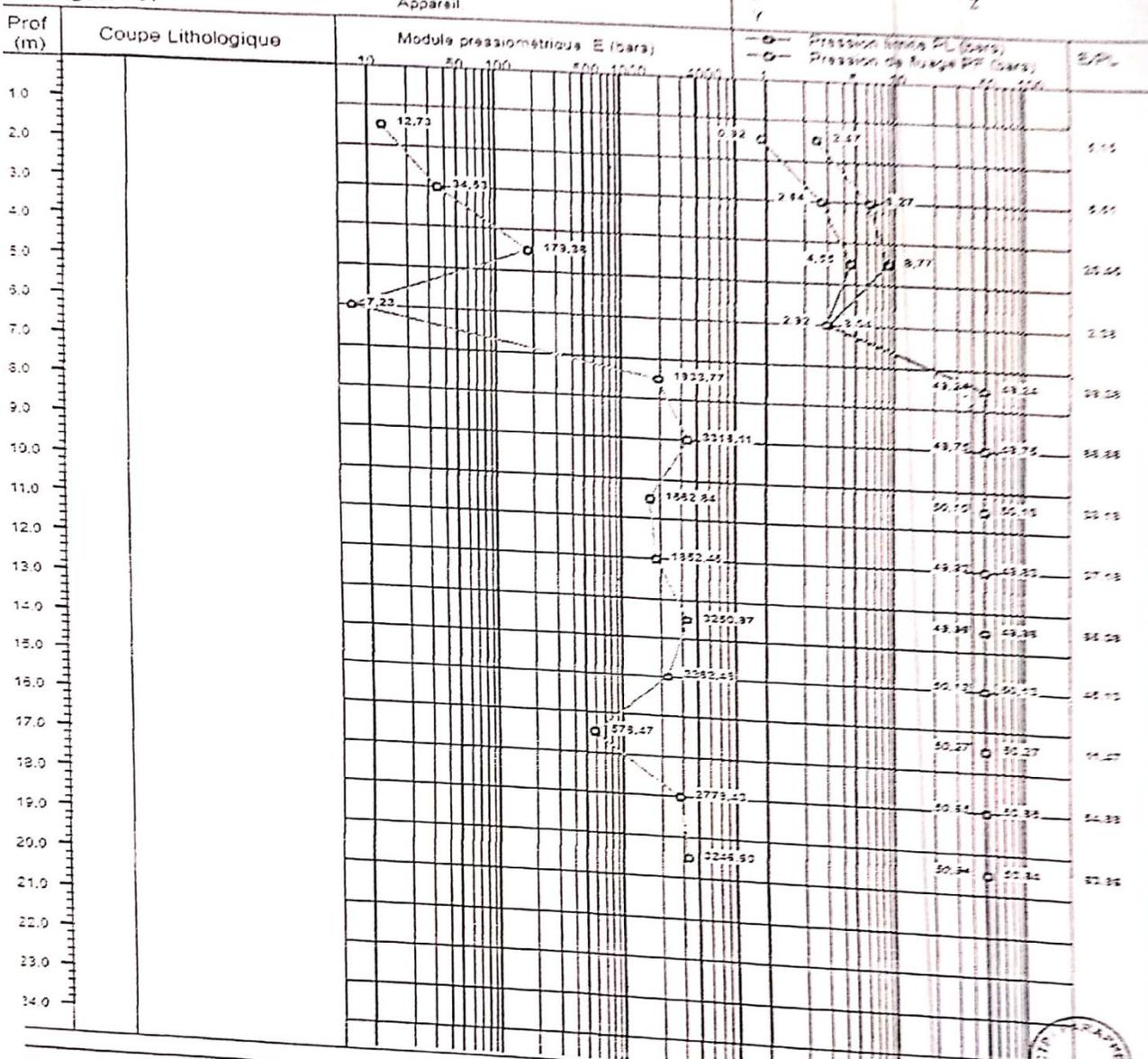
$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$



2020/9/17 18:13

Projet: Es Ouvrage d'art réalisation de dédoublement RN 60
N° Dossier: 42-12-028
Lieu: DEBIL
Client: DTP M'sila
Sondage N°: 01

Date: 15/10/19
Profondeur nappes / Tm (m)
Coordonnées GPS



Remarque:

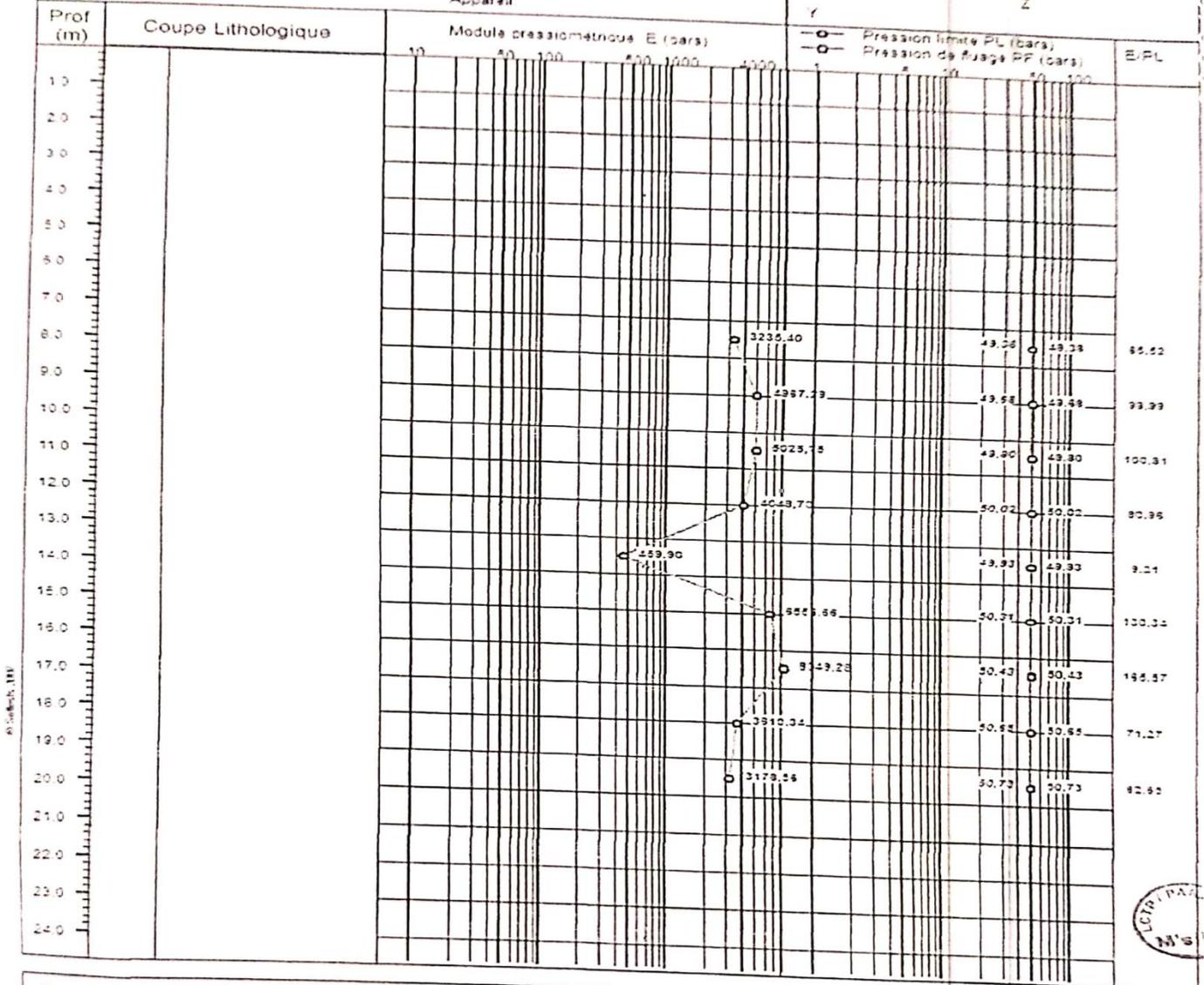


2020/9/17 18:14

Projet: O-4 DEUD DEBIL
N° Dossier: 42-18-088
Lieu: DEBIL
Client: DTP M'sila
Sondage N°: 02

Date essai:
Profondeur nœud / TH (m):
Coordonnées GPS:

X Y Z



Remarque: