

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

Conception et étude d'un pont sur l'autoroute
EST-OUEST (tronçon LAKHDARIA-
LARBATACHE) PK 149+182

Encadré par :

MR. BOUZIANE Nacer

Présenté par :

**NOUAR Essadek
SAADI Athmane-Smail**

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Nous prions ALLAH le tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné suffisamment de force et beaucoup de patience afin de mener dans les meilleures conditions ce modeste travail.

Monsieur BOUZIANE NACER a bien voulu accepter de nous encadrer. Nous tenons à lui exprimer notre profonde gratitude pour l'intérêt qu'il a constamment manifesté à l'égard de nos recherches et l'aide qu'il nous a apportée tout au long de nos travaux.

Nous prions également les membres du jury d'accepter nos remerciements pour nous avoir fait l'honneur de juger et d'évaluer ce mémoire.

Nous ne saurions oublier Messieurs DJERRIR BOUAZIZ, SAIDI HOCINE, KHADRAOUI CHEMSEDDINE ainsi que tous les ingénieurs de la SAPTA et en particulier Monsieur HACENE pour l'aide aimable qu'ils nous ont apportée dans nos travaux.

Nous tenons aussi à exprimer notre gratitude pour le personnel de SNC LAVALIN, en particulier Messieurs MRAIN Yahia Brahim et OUKIL Issam.

Nous ne saurions oublier Monsieur SAADI Ahmed pour son aide précieuse.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

A la mémoire de mon grand-père,

A mes chers parents,

A mes frères et sœurs,

A toute ma famille, en particulier Issa.

A Chiheb, Hamza et Yacine,

A tous mes amis de l'école: mon binôme Sadech, madou(toki) , El Omda, Moumen (noukhou), Najib (Iagra3), Tichou(le Parisien),Mahdi(Stalone stanislavski),Hakim(jonny), Mansour (el matador), Omar (mzabi), Barhoma, Van, Faycal (Yuri Boyka), Youcef (Gaga), Nazim(check noris), Salah (booukhanouchouche),et a toute la promotion 2010/2011.

Abderahman(Bryce tagchen), Azedine(King), Abdennour(Tedd), Souhaib(Fabio Stinsson), Hamou(Mha), Adel (pipez),lamine , Hamid(dawla islamiya),Amine (fariha),Kamel,Hamza CHIRAK, Oussama, Hamza, l'bras, Mohamed, Bilel,Lotfi,Fethi,Lokman,Ahmed(zventawzen) Brahim(Déga)et sans oublier Ayoub(Ikhobza),Walid (1 et 2), Bacou,et Zadi.

A toute la promotion 2011/2012,

Et enfin à tous mes amis,

Je dédie ce travail

SAADI Athmane- Smail

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 : généralité et présentation du projet

1. Introduction	01
2. Présentation du projet	02
2.1. Les données fonctionnelles	02
2.1.1. Tracé en plan	02
2.1.2. Le profil en long	03
2.1.3. Profil en travers	03
2.2. Données naturelles	04
2.2.1. Données géologiques (géotechniques)	04
2.2.2. Données topographique	04
2.2.3. Données climatiques	05
2.2.4. Données sismologique	05

CHAPITRE 2 : Conception générale

1. Introduction	06
2. Choix du type d'ouvrage	06
2.1. Critères de choix du type d'ouvrage	06
2.2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage	06
3. Conception de tablier	06
3.1. Variante (I)	07
3.1.1. Implantation des appuis	07
3.1.2. Pré-dimensionnement	07
3.2. Variante (II)	11
3.2.1. Implantation des appuis	11
3.2.2. Pré-dimensionnement	11
3.3. Variante (III)	16
3.3.1. Implantation des appuis	16
3.3.2. Pré-dimensionnement	17
4. Analyse multicritères	20
4.1. L'entretien	20
4.2. L'esthétique	20
4.3. L'exécution	20
4.4. L'économie	21

CHAPITRE 3 : Caractéristiques des matériaux

1. Introduction	24
2. Le béton	24
2.1. Définitions	24
2.2. Les Caractéristiques mécaniques du béton	24
3. Les aciers	27
3.1. Les aciers passifs	27
3.2. Les aciers actifs	29

CHAPITRE 4 : Charge et surcharge

1. Introduction	30
2. Charges permanentes	30
2.1. Calcul de la charge permanente (CP)	30
2.2. Calcul du complément des charges permanentes (CPP)	32
2.3. Les sollicitations maximums dues au les charges permanentes	33
3. Les surcharges	33
3.1. Caractéristiques du pont	33
3.2. Surcharges réglementaires	33
3.2.1. Système de charge A(I)	33
3.2.2. Système de charge Bc	34
3.2.3. Système de charge Mc120 (charges militaires)	37
3.2.4. Système de charge D240 (charge exceptionnelle)	38
3.2.5. Autre charges	39

CHAPITRE 5 : étude transversale

1. Introduction	42
2. Détermination des paramètres de calcul	42
2.1. La largeur active du pont	42
2.2. Les positions des poutres	42
2.3. Calcul du paramètre d'entretoisement θ	43
3. Répartition du moment fléchissant	46
3.1. Calcul du coefficient de répartition de moment fléchissant $K\alpha$	46
3.2. Calcul de $K_{\alpha moy}$	48
3.3. Les combinaisons des charges	50
4. Répartition de l'effort tranchant	50

CHAPITRE 6 : Etude de la précontrainte

1. Introduction	55
2. Procédure de la précontrainte par post-tension	56
2.1. Calcul de la précontrainte	56
2.2. Mise en œuvre des câbles et ancrages	56
2.3. Programme de mise en tension des câbles	57
2.4. Montage de la précontrainte	57
2.5. Injection des câbles	58
3. Etude et dimensionnement de la précontrainte	58
3.1. Détermination de l'intensité de la précontrainte	58
3.2. Calcul du nombre de câbles	59
3.3. Détermination du nombre de câble à l'about	60
3.4. Vérification des contraintes normales	61
3.5. Disposition constructives des câbles	64
3.6. Caractéristiques géométriques nettes des sections	65
4. Trace des câbles	66
4.1. Traçage des câbles	66
4.2. Vérification de l'angle de relevage selon le BPEL	69

5.	Calcul des pertes	70
5.1.	Perte instantanées	71
5.2.	Pertes différées	74
5.3.	Justification de la poutre a l'ELS	77
5.4.	Justification des contraintes tangentielles	78
6.	Ferraillage passif de la poutre	80
6.1.	Armature longitudinale dans les zones tendues	80
6.2.	Armature de peau	81
6.3.	Cadres du talon	82
6.4.	Armatures supérieurs de la table de compression	82
6.5.	Etude de la plaque d'about (Justification dans la zone de régularisation)	83

CHAPITRE 7 : Etude de la dalle

1.	Introduction	86
2.	Etude de la flexion générale	86
2.1.	Calcul des coefficients de répartition	86
2.2.	Calcul des moments fléchissant transversaux M_y	88
3.	Etude de la flexion localisée	92
3.1.	Moments dans l'hourdis dus à la flexion localisée	92
3.2.	Calcul des moments	94
3.3.	Moment de continuité sur appui	97
4.	Ferraillage de l'hourdis	98
4.1.	Ferraillage transversal	98
4.2.	Ferraillage longitudinale	99
5.	Etude de l'effort tranchant	100
5.1.	Calcul l'effort tranchant	100
5.2.	Vérification de la contrainte de cisaillement	102

CHAPITRE 8 : Calcul des déformations

1.	Introduction	103
2.	Calcul des flèches	103
3.	Calcul des rotations	105
4.	Calcul des déplacements	106

CHAPITRE 9 : les équipements du pont

1.	Introduction	107
2.	Les appareils d'appuis	107
2.1.	Description	108
2.2.	Dimensionnement	108
2.3.	Vérification des appareils d'appuis	111
3.	Les dés d'appuis	113
3.1.	Dimensionnement des dés d'appuis	113
3.2.	Ferraillage du dé d'appui	114
4.	Joint de chaussée	115
4.1.	Introduction	115
4.2.	Calcul du souffle	115
4.3.	Calcul des déplacements	116
4.4.	Choix de type de joint	116

5. Les plots parasismiques	117
5.1. Conception des plots parasismiques	117
6. L'évacuation des eaux	118

CHAPITRE 10 : Conception et étude de l'infrastructure

1. Conception des appuis	119
1.1. Conception de pile	119
1.1.1. Types de piles	119
1.1.2. Fondation	120
1.1.3. Implantation des piles	121
1.1.4. Pré dimensionnement de la pile	121
1.2. Conception de culée	124
1.2.1. Fonction mécanique	124
1.2.2. Choix de la morphologie	124
1.2.3. Pré dimensionnement	125
2. Détermination des sollicitations sismiques	127
2.1. Détermination des sollicitations sismiques longitudinales	127
2.1.1. Les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier	127
2.1.2. Les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui	130
2.2. Cumul des actions	132
2.3. Détermination des sollicitations sismiques transversale	132
2.3.1. Les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier	132
2.3.2. Les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui	132
2.4. Détermination des sollicitations sismiques verticale	133
2.4.1. Les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier	133
2.4.2. Les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui	134
2.4.3. Cumul des actions	134
2.5. Combinaisons des directions	135
2.5.1. Combinaisons d'actions en pied de fût	135
2.5.2. Combinaisons d'actions en base de la semelle	136
3. Etude des appuis	138
3.1. Etude de la pile	138
3.1.1. Répartition des charges et surcharges sur la pile	138
3.1.2. Etude et ferrailage des éléments de la pile	141
3.2. Etude de la culée	160
3.2.1. Le mur garde grève	160
3.2.2. La dalle de transition	165
3.2.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition	168
3.2.4. Le mur latéral	170
3.2.5. Le mur en retour	172
3.2.6. La semelle	174
3.2.7. Les pieux	177

CHAPITRE 01

GENERALITE ET PRESENTATION DU PROJET

1. Introduction :

Le développement économique et social intégré de l'Algérie nécessite inévitablement le concours de l'ensemble des secteurs d'activités. Parmi ces secteurs, celui des travaux publics est considéré comme l'élément moteur qui mérite une attention particulière de la part des pouvoirs publics et doit bénéficier d'un budget assez conséquent pour faciliter la réalisation d'infrastructures nécessaires au pays permettant les échanges entre les différentes régions et la fluidité de la circulation.

Ainsi, la réalisation de l'autoroute EST-OUEST constitue un projet structurant composé de plusieurs ouvrages d'art dont le pont d'une portée de 107,55 mètres qui traverse la localité de LARBATACHE à celle de LAKHDARIA .Cet ouvrage d'art objet de la présente étude vise à franchir une brèche d'une profondeur de 20 m .Ce choix a été dicté par les différentes contraintes naturelles rencontrées sur le site nécessitant ainsi la réalisation de cet ouvrage dont l'importance et l'utilité ne sont plus à démontrer.

Pour ce faire, nous envisageons de proposer plusieurs variantes parmi lesquelles nous sommes tentés de retenir celle qui répond le mieux aux exigences techniques, esthétiques et économiques.

Ces différents éléments que nous considérons à notre point de vue comme étant essentiels feront l'objet d'une étude et d'une analyse très approfondies dans les chapitres suivants.

C'est ainsi que nous verrons dans un premier chapitre la présentation du projet.

Par la suite on va s'intéresser à la conception générale, suivie d'un chapitre consacré au choix et caractéristiques des matériaux utilisés dans la réalisation de l'ouvrage.

Il est nécessaire de consacrer aussi un chapitre où l'on va étudier les questions relatives aux charges et surcharges devant être supportées par le tablier afin de déterminer les sollicitations maximales, la même démarche sera retenue pour l'étude transversale.

Notre attention sera aussi portée sur un chapitre destiné à l'étude de la précontrainte, suivi d'un autre chapitre où l'on sera amené à traiter du problème de la dalle et les déformations de cette dernière. Les équipements du tablier méritent d'être analysés compte tenu de leurs importances.

Au cours du dernier chapitre, nous aborderons l'étude de l'infrastructure (la pile sur laquelle repose le tablier et la culée).

2. Présentation du projet :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à réaliser la conception et l'étude de l'ouvrage OA149/1, il est situé sur l'AutoRoute EST-OUEST à la wilaya de BOUIRA dans le tronçon LARBATACHE-LAKHDARIA au niveau de PK149+182.000.



La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

- Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

2.1. Les données fonctionnelles :

2.1.1. Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessiné sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 107.55m, et un rayon de courbure de 780m.

L'ouvrage présente un biais de 100gr.

2.1.2. Le profil en long :

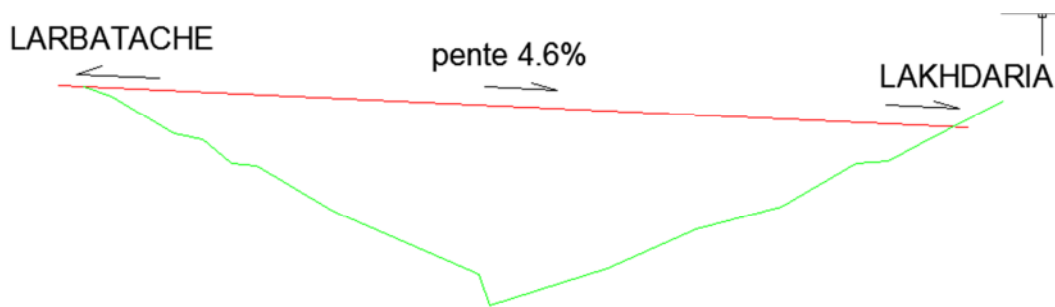
Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant de nombreux paramètres, liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière unidirectionnelle présente une pente de 4.61%.

Point de départ : PK149+128.225

Point d'arrivée : PK149+235.775

La hauteur de la brèche le plus grande est environ de 20m.



Profil en long de l'ouvrage

2.1.3. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal, il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de modifier (par exemple : l'élargissement) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de notre tablier est définie par :

- Largeur utile : $L = 13.25\text{m}$
- Largeur roulable : $L_r = 12\text{m}$
- Nombre de voie de circulations = 3voie (sens unique)
- Largeur de trottoir(1) = 0.5m
- Largeur de trottoir(2) = 0.75m
- Le divers : 3.1% (unique)

2.2. Données naturelles :

2.2.1. Données géologiques (géotechniques):

Les données géotechniques du sol sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement pour le choix du type de fondation mais elles constituent l'un des éléments de la conception de projet.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui donne les informations sur le terrain naturel tel que les paramètres mécaniques de résistance, paramètre rhéologique pour les problèmes de tassement et le fluage et la perméabilité pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles.

Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés au niveau de la rive gauche (vers LARBATACHE) présentent la structure suivante :

Profondeur (m)	Nature du sol
0 – 1.8	Argileux graveleuse
1.8 – 17.8	Schistes fortement altérés
> 17.8	Schistes faiblement altérés

Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés au niveau de la rive droite (vers LAKHDARIA) présentent la structure suivante :

Profondeur (m)	Nature du sol
0 – 2.2	Argileux graveleuse
2.5 – 11.7	Schistes totalement altérés
11.7 – 23.4	Schistes fortement altérés
> 23.4	Schistes faiblement altérés

Après la discussion dans la campagne géotechnique nous proposons d'utiliser les fondations profondes (pieux qui travaillent par point) pour les piles et les culées.

2.2.2. Données topographique :

L'implantation de l'ouvrage dépend essentiellement de la forme de terrain qui influe sur la conception générale, A partir le levé topographique on peut remarquer que notre site est accidenté et y a difficulté qui peut déranger les travaux d'exécution.

2.2.3. Données climatiques :

- Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, titreII) :

- 2 kn/m² pour les ouvrages en service.
- 1.25kn/m² pour les ouvrages en cour de construction.

L'effet du vent est pris en considération à cause de la hauteur des piles.

- La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

- La température :

Les effets de température sont bien avidement pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui ($\pm 30^{\circ}\text{C}$).

2.2.4. Données sismologique :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage, dénommé aussi accélération à la base.

Selon le règlement parasismique Algérien (RPOA version 2008), la région de l'ouvrage est classée dans la catégorie (zone sismique) « II a », c.-à-d. une zone de séismicité moyenne, Notre ouvrage est considéré comme une partie du groupe 1 (pont stratégique) auquel correspond à une accélération $A = 0,25$

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Coefficient d'accélération

CHAPITRE 02

CONCEPTION GENERALE

1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique, le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

2. Choix du type d'ouvrage :

Pour franchir une brèche donnée, on recherche la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse, pour obtenir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétion, leur limites et leurs couts, Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur.

2.1. Critères de choix du type d'ouvrage :

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante :

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....).
- Selon l'obstacle à franchir.
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Selon leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

2.2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

3. Conception de tablier :

Nous proposons les 3 variantes suivantes :

Variante 1 : Pont a poutre précontraint par post-tension.

Variante 2 : Pont mixte (bipoutre).

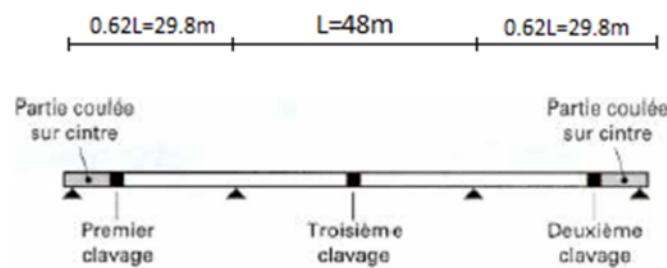
Variante 3 : pont vousoir construit par encorbellement.

3.1. Variante (I) :

3.1.1. Implantation des appuis :

Les ouvrages les plus courants comportent donc une série de travées égales encadrées par des travées de rive dont les portées mesurent 60% à 70% des portées principales.

Cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la conception des matériels de pose ou de bétonnage et améliore les rendements.



Implantation des appuis et culées

Comme il est indiqué dans le schéma ci-dessus, on prend la portée intermédiaire est symétrique de longueur de 48m, par contre la longueur des travées de rives est égale à 39.8m (0.62L).

Cette distribution offrira des avantages qui suivent:

- Du point de vue statique : pour avoir de valeur approchée du moment sur toute les travées.
- Du point de vue esthétique : le pont surgira avec une belle apparence.

Pile/culée	Pk
C1	149+128.225
P1	149+158.025
P2	149+206.025
C2	149+235.775

PK des appuis et culées (pont voussoir)

3.1.2. Pré-dimensionnement :

Remarque :

La justification des éléments du tablier, se fait selon le document « **SETRA** »

(Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs)

- **Élancement :**

Pour des tabliers de hauteur constante est généralement comprise entre un $1/20$ à $1/25$ de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,20 m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.

$$L/25 \leq h \leq L/20 \Rightarrow 1.92 \leq h \leq 2.4$$

(L : la longueur de la travée principale)

On prend : **H=2.2m**

- **Hourdis supérieur :**

Les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson.

$$C \approx B / 4 \Rightarrow C \approx 3.275$$

On prend : C=3.3m

Alors l'entraxe des âmes égal : D=6.5m

Son épaisseur en extrémité e1 dépend du dispositif de retenue choisi

On prend : e1=24cm

La largeur de l'encorbellement (b') : mesurée au début du gousset, on prend b'=2.8m

À l'encastrement on prend une épaisseur plus importante égal : b'/7 à b'/8

$$0.35 < e2 < 0.4 \Rightarrow \text{on prend : } e2=40\text{cm}$$

Son épaisseur à mi- portée e4 est égale à D/25 ou D/30 avec un minimum de 20 cm

On prend : e4=25cm

À l'encastrement, la valeur e3 peut être estimée en mètre à $0,10 + D/25$

On obtenu : e3=36cm

A la fin, on a vérifié également : $e3 > e2 - 0,10 \text{ m}$ et $e3 > 1,5 e4$

Alors e3 doit supérieur a 37.5 => on prend e3=40cm

- **Épaisseur des âmes :**

Les âmes sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile, l'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 %.

L'épaisseur de l'âme est conditionné à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

$$Ea = L/275 + 1.25xB/L - 0.125 \approx 0.39$$

On prend : $Ea=40\text{cm}$

- **Hourdis inferieur :**

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile.

- A la clé : le hourdis inférieur doit être aussi mince que possible pour limiter le poids propre du caisson (18 à 22 cm)

On prend : $Ec=22\text{cm}$

- Sur pile : varie de 35 à 80 cm

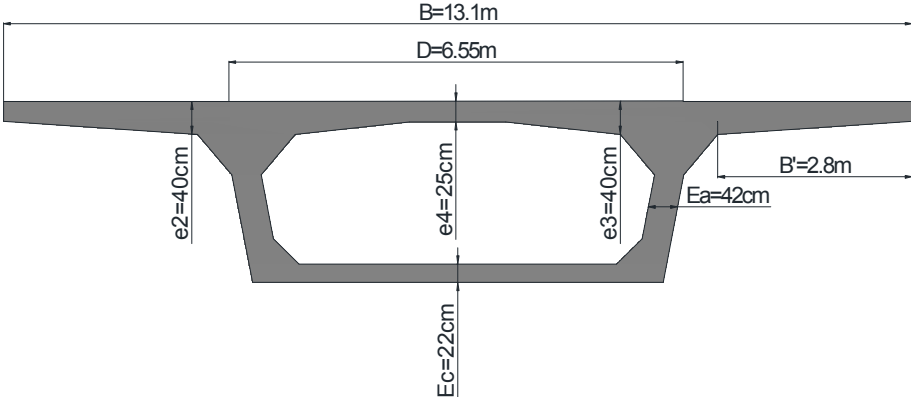
On prend : $Ep=50\text{cm}$

- **Goussets :**

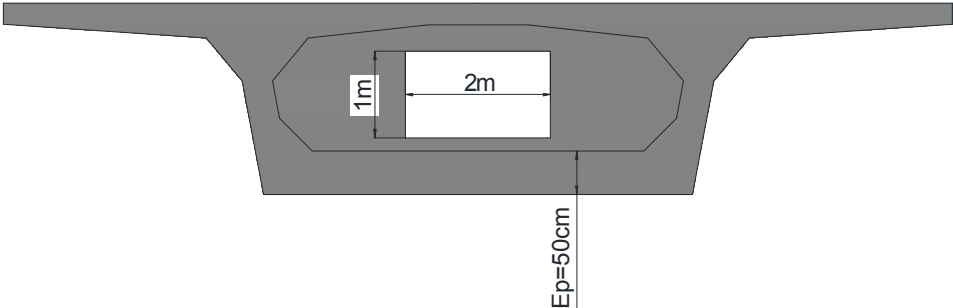
- **Les goussets du hourdis supérieur :** doivent être dimensionnés de telle sorte qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles de fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdis sur les âmes. Il présente un angle α compris entre 30 et 45°.
- **Les goussets du hourdis inférieur :** trouvent leur utilité soit pour placer l'ancrage des câbles de fléaux soit pour y disposer tout ou une partie des câbles de continuité. Leur pente est alors comprise entre 40 et 45°.

- **Les entretoises :**

Les ponts construits par encorbellements successifs comportent d'importantes entretoises au droit des piles et des culées, alors les voussoirs sur piles et sur culées sont des voussoirs plein d'une ouverture de 2m de largeur et de 1m de hauteur pour permettre une circulation à l'intérieur du caisson.



Description du voussoir en travée

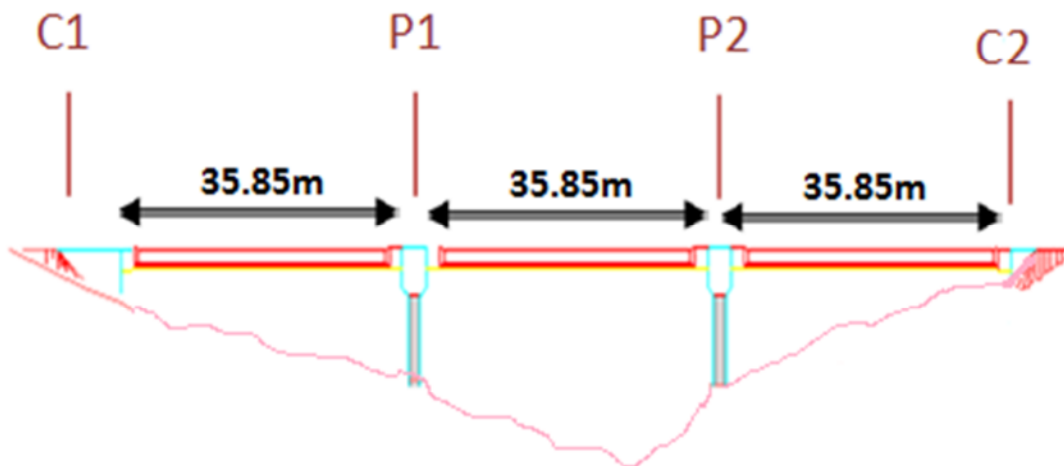


Description du voussoir sur pile

3.2. Variante (II) :

3.2.1. Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y a 3 travées de même longueur : $L = 35.85\text{m}$



Implantation des appuis (VIPP)

Pile/culée	Pk
C1	149+128.225
P1	149+164.075
P2	149+199.925
C2	149+235.775

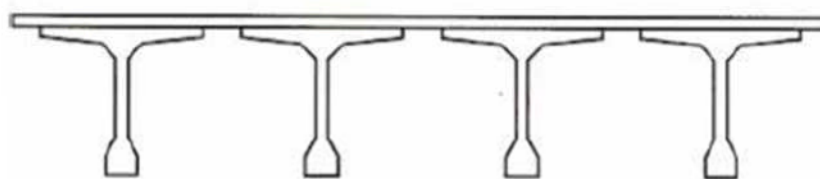
PK des appuis et culées (VIPP)

3.2.2. Pré-dimensionnement :

- Hauteur de la poutre :

L'élanement usuel se situe aux environs du $1/17$ de la portée, ce qui fixe la hauteur totale du tablier (poutre + hourdis).

Alors la hauteur total de tablier : $L/17 \approx 2.1\text{m}$



Poutres + hourdis général

La hauteur des poutres se déduira du choix adopté pour le type de hourdis et de l'épaisseur même du hourdis.

Dans notre cas on prend un hourdis général, alors la hauteur de la poutre se déduit de la hauteur totale du tablier en retranchant l'épaisseur du hourdis.

On prend : **H = 1.8m**

- **Largeur de la table de compression (b) :**

La largeur de la table de compression dépend de nombreux critères, parfois antagonistes.

Pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention et prévenir tout risque de Déversement, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur H,

$$b > H.60\%$$

Donc on prendra : **b = 1.4m**

- **Épaisseur de la table de compression (e1, e2) :**

L'épaisseur à extrême est faible que possible avec une dimension nécessaire pour la bonne mise en place des armatures passives.

$$\Rightarrow e1 = 10\text{cm}$$

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15, alors l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité.

On prendra : **e2 = 15cm**

- **Espacement des poutres (λ) et nombre de poutre (N) :**

L'espacement des poutres varie en pratique entre 2,50 et 3,50 mètres, exceptionnellement 4,00 mètres. Dans notre tablier nous avons choisis un hourdis général coulé par-dessus les poutres, qui implique un espacement un peu petit.

$$\lambda = 1.95\text{m}$$

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

Il est déterminé par la relation suivante :

$$N = (La / \lambda) + 1$$

La : entraxe entre les poutres d'extrémité, égal :

la largeur de tablier – la table de compression = 11,7m

$$N = (11.7/1.95) + 1 \Rightarrow \mathbf{N = 7 \text{ poutres.}}$$

- **Épaisseur du hourdis (H_0) :**

Évidemment l'épaisseur de l'hourdis varie proportionnellement avec l'entraxe des poutres, et l'épaisseur recommandée est comprise entre 18 et 25cm.

Pour notre dalle, nous avons choisi une épaisseur de **$H_0 = 22\text{cm}$**

- **Largeur du talon (L_t):**

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

$$\sum L_t = \frac{l L^2}{h t^2 k} \quad \text{avec : } 1100 < K < 1300$$

l : largeur du tablier

L : portée de la travée

h : hauteur totale du tablier

$$\Rightarrow \sum L_t = \mathbf{3.82m}$$

Alors on divise $\sum L_t$ sur le nombre de poutre transversale (7 poutres) et on trouvera la largeur du talon donc : **$L_t = 60\text{cm}$**

- **L'épaisseur du talon (e_t) :**

La partie verticale du talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m pour des largeurs de talons variant de 0,60 m à 0,90 m donc dans notre cas on prendra :

La dimension du pied du talon : **$e_t = 20\text{cm}$**

- **Épaisseur de l'âme en travée (b_0):**

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres.

Pour un coffrage en métallique la vibration est externe, l'épaisseur varie entre 20 et 22cm.

On prendra : **$b_0 = 20\text{cm}$**

- **Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b1) :**

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement et cette épaisseur sera la même que celle du talon c'est-à-dire : **b1 = 60cm**

- **Goussets :**

a- Gousset de la table de compression :

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,
- il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme
- il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

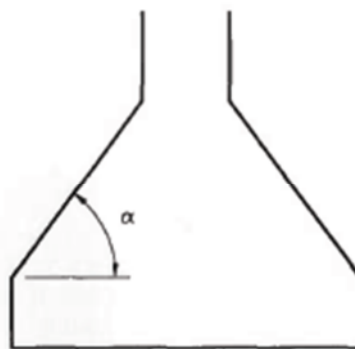
On prendra : $\alpha_1 = 26.56^\circ \Rightarrow b = 20\text{cm}$

$$h = 10\text{cm}$$

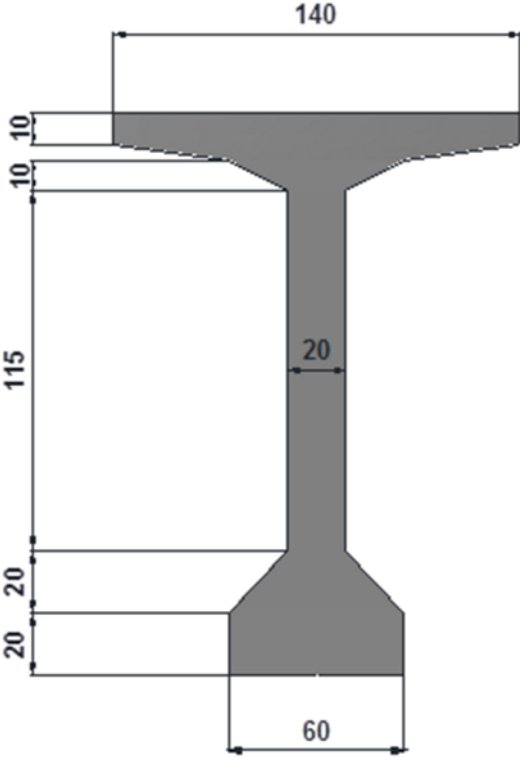
b- Gousset du talon :

Le pan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte, la tangente de l'angle à est normalement comprise entre 1 et 1,5.

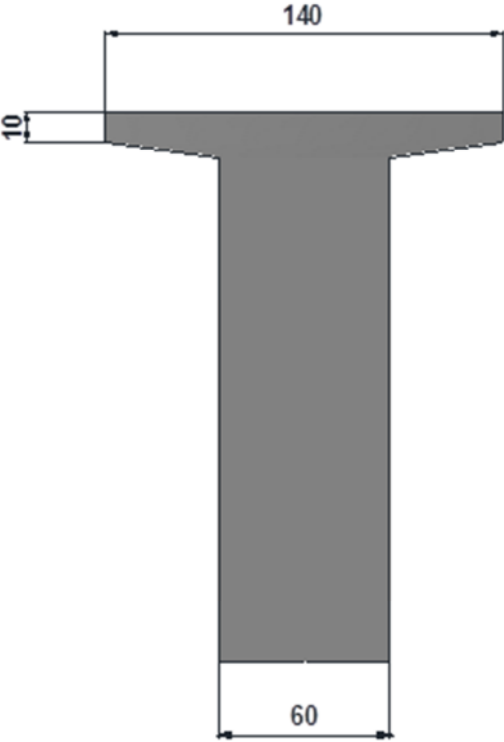
En travée : $\alpha = 45^\circ \Rightarrow e3 = 20\text{cm}$



Forme de talon



Section a mi travée

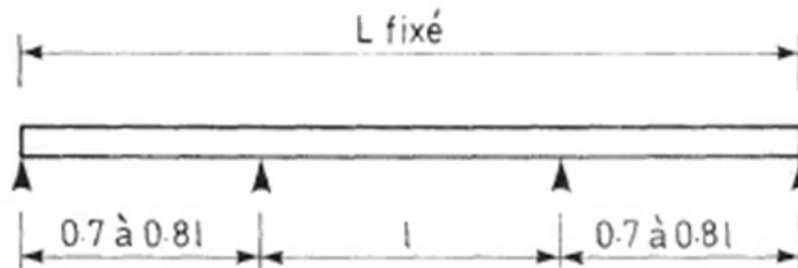


Section d'about

3.3. Variante (III) :

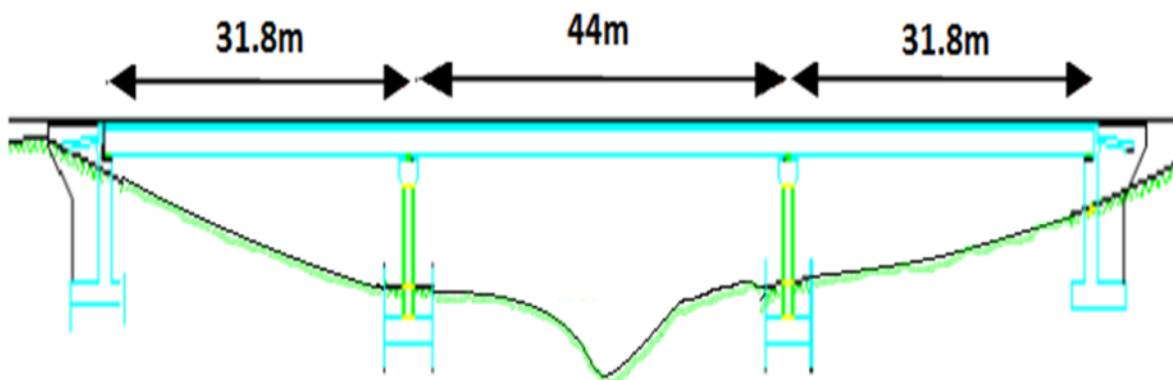
3.3.1. Implantation des appuis :

Dans le franchissement d'un prêche par un ouvrage à trois travées avec la longueur totale de l'ouvrage est fixée, la répartition la plus favorable des travées est la suivante :



Choix des portées

D'après ce schéma, on prend la portée intermédiaire est de longueur $l=44\text{m}$, par contre la longueur des travées de rives est égal à : $0.72l=31.8\text{m}$.



Implantation des appuis

Pile/culée	Pk
C1	149+128.225
P1	149+160
P2	149+204
C2	149+235.775

PK des appuis (pont vousoir)

3.3.2. Pré-dimensionnement :

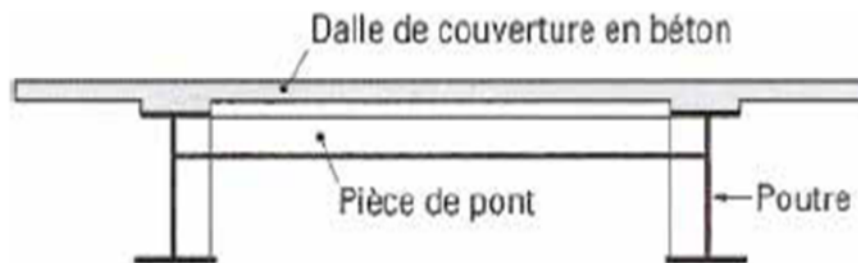
a. Les poutres :

- Espacement des poutres (b) :

Le tablier est assez large (13.1m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ) qui sont alors appelées pièces de pont, alors Les poutres sont souvent implantées au maximum à 2.5m (longueur des encorbellements latéraux : $a < 2.5m$).

On prendra : **a=2.3m**.

Alors l'espacement des poutres : **b=8.5m**.



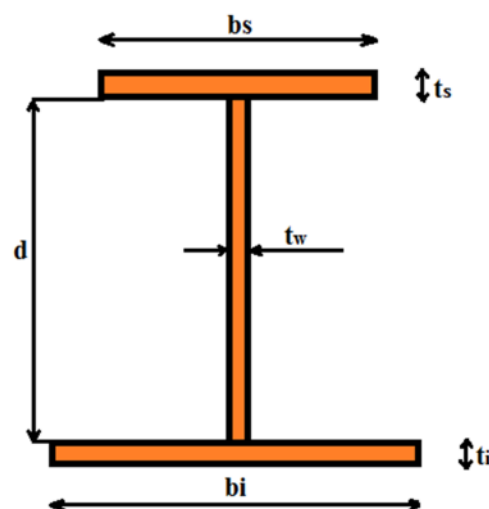
Coupe transversale (cas ouvrage à pièces de pont)

- La hauteur des poutres (h) :

L'élançement optimal d'un pont mixte bipoutre de travées continues est égale à : $l/h = 28$

Donc la hauteur de la poutre est : $h = l/28 \Rightarrow h = 1.57m$

On prendra : **h=1.60m**



Section d'une poutre

- **Epaisseur d'âme :**

L'épaisseur de l'âme, notée t_w , est presque toujours supérieure ou égale à 12 mm afin de limiter le nombre de ses raidisseurs.

$$t_w = 20\text{mm}$$

- **Les semelles :**

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

- de résistance.
- d'instabilité.

La largeur b_s de la semelle supérieure et la largeur b_i de la semelle inférieure peuvent être estimées par les formules moyennes suivantes :

$$b_s (\text{mm}) = 1/7 (40L + 1600)$$

$$b_i (\text{mm}) = 10L + 200$$

$$\Rightarrow b_s = 480\text{mm}$$

$$\Rightarrow b_i = 640\text{mm}$$

Le rapport de la largeur b d'un voile à son épaisseur t doit satisfaire à la condition:

$$\frac{b}{t} \leq 0,9 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Avec : E module d'élasticité de l'acier, f_y sa limite d'élasticité.

On obtenu :

$$t_s = 28\text{mm}$$

$$t_i = 36\text{mm}$$

b. La dalle :

Dans notre cas (ouvrage à pièces de pont) la dalle est d'épaisseur constante de 22cm

c. Pièces de pont :

- **l'espacement :**

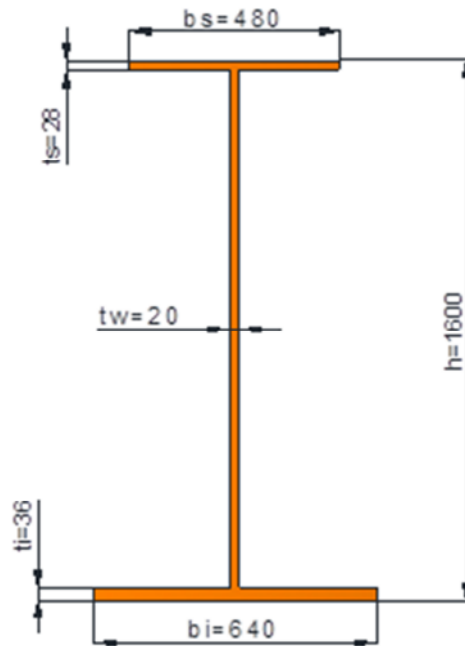
L'espacement des pièces de pont est en général d'environ **4 Mètres**

- âme :

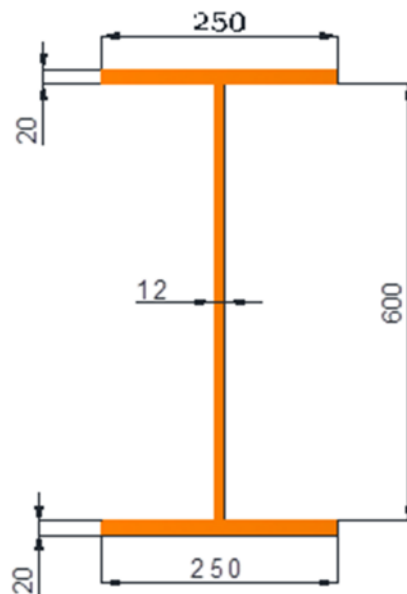
- épaisseur : 10 à 12 mm (**12mm**)
- hauteur : de l'ordre de 1/10 à 1/15 de la portée, (**0.6m**)

- membrures :

- largeur : 220 à 300 mm (**250mm**)
- l'épaisseur : environ 20 mm (**20mm**)



Profilé de poutre



Profilé Pièces de pont

4. Analyse multicritères :

Dans cette analyse, on tiendra compte des 4 critères principaux, qui sont :

- L'économie.
- L'entretien.
- L'esthétique.
- L'exécution.

Et on essaiera aussi de prendre en considération le délai de réalisation de chaque variante.

4.1. L'entretien :

- Pont mixte (bipoutre) :

Le grand problème des ponts mixtes est l'entretien périodique contre la corrosion justifiée, mais ce problème a été réglé par l'utilisation des peintures de protection à caractéristique résistante au phénomène d'oxydation.

- Pont à poutre multiples (précontraint par poste tension) :

On peut noter à l'actif de ce type d'ouvrage l'absence à peu près complète de pathologie structurale grave et les désordres que l'on a pu constater par le passé étaient principalement dus à une mauvaise injection des câbles de précontrainte.

- Pont à voussoirs (hauteur constante) :

Ce mode des ponts ne demande aucun entretien périodique.

4.2. L'esthétique :

Ces trois types de ponts ont une forme relativement naturelle et s'intègrent de manière satisfaisante dans le paysage.

4.3. L'exécution :

- Pont mixte (bipoutre) :

- Rapidité d'exécution de ce type
- Possibilité de franchir des grandes portées (30-100m)
- La construction est effectuée de manière simple par la réalisation des appuis (culées et piles) puis la mise en place des poutres (PRS) à l'aide d'une grue et on termine par le coulage d'une dalle en béton armé.
- Précision d'usinage des poutres.

- **Pont à poutres multiples (précontraint par poste tension) :**

La construction d'un pont à poutres ne demande pas des grands moyens sauf pour la préfabrication des poutres dans des moules spéciales et parfois on a affaire à l'indisponibilité de ces dernier pour des portées importantes, sans oublié bien sur la complexité des moyens de transports pour ce genre de poutres.

- **Pont à voussoirs (hauteur constante) :**

La construction de ce pont se passe par plusieurs étapes et de manière très compliqué, elle demande une main d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique ; la première étape est la construction des piles pour poser les voussoirs successivement et la mise en tension des câbles de précontraintes qui demande des techniques bien soignée.

4.4. L'économie :

Il est très difficile de donner des éléments d'estimation qui ne deviennent pas trop rapidement obsolètes, Au cours de ces dernières années, le coût des ponts a largement fluctué en fonction de l'évolution, parfois erratique, de celui des matériaux de base (béton et acier), en fonction de conditions économiques générales qui ont plus ou moins favorisé la mise en concurrence, des entreprises, et en fonction de l'évolution du coût de la main d'œuvre qui a d'ailleurs, directement influencé sur la conception des ouvrages dans le sens d'une simplification des formes.

Le coût d'un pont résulte de la somme des coûts de ses trois parties principales, à savoir :

- **Le tablier**, dont le coût augmente grossièrement comme le carré de la portée.
- **Les appuis** (piles et culées) hors fondations, qui sont d'assez faible importance dans le budget total, même si leur coffrage a été travaillé sur le plan architectural.
- **Les fondations**, dont l'estimation précise est toujours délicate, car, malgré les sondages, leur exécution réserve souvent des surprises ; cependant, pour une brèche donnée, ce poste diffère assez peu d'une solution à l'autre.

Dans notre cas on a estimé juste le cout de tablier qui est dominante dans le cout total :

- **Le Tablier :**

Tabliers en béton précontraint :

Le volume de béton est estimé à partir de l'épaisseur équivalente du tablier (e) et de sa surface utile, l'épaisseur équivalente du tablier est l'épaisseur d'une dalle pleine fictive qui aurait la même largeur que le hourdis supérieur du tablier en question et dont la section transversale aurait la même aire. Elle est donnée par les formules suivantes :

- **Ponts à poutres précontraintes par post-tension :**
e (m) = 0,55 à 0,60

▪ **Pont-route construits en encorbellement :**

$$e \text{ (m)} = 0,4 + 0,0035 L \quad (L : \text{la plus grande portée})$$

La quantité totale de béton est donc facilement obtenue à partir de la précédente épaisseur équivalente, en la multipliant par la largeur utile du hourdis supérieur prise en considération et la longueur totale de l'ouvrage. Il faut ensuite lui ajoute les quantités d'acier suivantes (valables quel que soit le type d'ouvrage) :

- **Aciers passifs :** 120 à 140 kg par m³ de béton
- **Aciers actifs :** 45 kg par m³ de béton.

Tablier en ossature mixte :

- La dalle couverture en béton armé est estimée a partir de sa géométrie (épaisseur, largeur, longueur)
- Le tonnage d'acier d'un pont mixte à deux poutres en I peut être estimé à l'aide de la formule statistique suivante :

$$q \text{ (kg/m}^2\text{)} = 0.6 X^{1.3} + 70$$

q : désigne la masse d'acier par mètre carré de surface utile de tablier

X : la portée principale dans le cas de travées continues de rapport de portées optimal.

D'après ça, le devis estimatif et quantitatif des trois tabliers est donné dans le tableau ci-après :

Quantité et prix unitaire	Pont mixte	Pont voussoir	Pont a poutre
Epaisseur équivalente (m)	/	0.776	0.55
Largeur utile (m)	/	13.1	/
Surface utile (m ²)	/	1408.9	/
Volume de béton tablier (m ³)	309.96	1093.3	774.89
Tonnage d'acier PRS (t/m ²)	0.15215	/	/
Tonnage d'acier PRS total (t)	214.36	/	/
Tonnage d'acier passif (t)	40.294	142.129	100.735
Tonnage d'acier actif (t)	/	49.198	34.887
Prix unitaire acier passif (da/t)	150000	150000	150000
Prix unitaire acier actif (da/m ³)	/	12000	10000
Prix unitaire de béton (da/m ³)	21000	32000	27000
Prix unitaire acier PRS (da)	390000	/	/
Prix unitaire d'appareil d'appuis (da)	90000	90000	90000

Prix unitaire de joint de chaussée (da/ml)	80000	80000	80000
Cout total béton (da)	65091600	34985600	20112030
Cout total acier PRS (da)	83600400	/	/
Cout total acier passif (da)	6044100	21319350	15110250
Cout total acier actif (da)	/	13119600	7748900
Cout total joint de chaussée (da)	1920000	1920000	3840000
Cout total des appareils d'appuis (da)	720000	720000	3780000
Cout final de tablier (da)	157376100	72064550	50591180

Ci-dessous, un tableau comparatif des trois variantes sur la base de cinq critères :

	VIPP	Bipoutre	voussoir
Economie	+	-	-
Entretien	+	-	+
Esthétique	-	+	+
Exécution	+	+	-
Durabilité	+	-	+

+ : favorable

- : peu favorable

Après avoir analysé les variantes adéquates à notre ouvrage, d'après les données à notre disposition notre choix s'est porté sur le tablier à **poutre précontrainte par post tension**.

CHAPITRE 03

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Introduction :

La conception et le calcul des ouvrages sont conditionnés par :

- Le choix et la détermination des caractéristiques des matériaux ;
- La Connaissance des propriétés de ces matériaux ;
- Le choix des techniques de mise en ouvres ;
- Le choix des méthodes d'essais.

Dans ce chapitre, nous présenteront les caractéristiques du béton et d'aciers utilisées pour cet ouvrage.

2. Le béton :

2.1. Définitions :

- **Le béton** : c'est un matériau composite obtenu en mélangeant un ensemble de constituants à savoir : du ciment (comme liant), du gravier et de l'eau et éventuellement des adjuvants.
- **Le béton armé** : c'est un matériau composite constitué de béton et d'acier qui lie la résistance à la compression du béton à la résistance à la traction de l'acier.
- **Le béton précontraint** : c'est du béton plus torons (acier actifs) plus a de l'acier ordinaire (passifs).

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup du béton armé sauf qu'on l'utilise sous contrainte plus élevée.

Remarque :

Nous avons utilisés les règles B.A.E.L 91 (Béton Armé Aux Etats Limites) révisées 99, pour le calcul en béton armé de l'ouvrage.

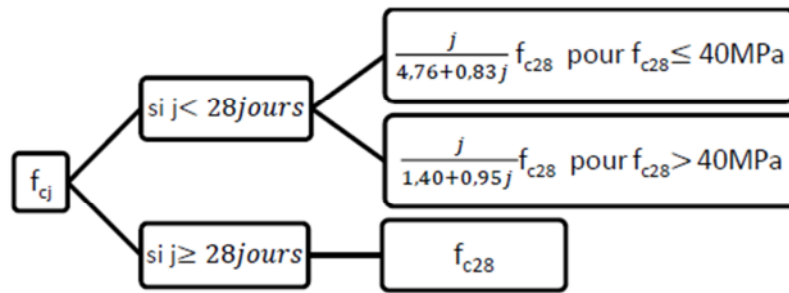
2.2. Les Caractéristiques mécaniques du béton :

- **La résistance Caractéristique à la compression :**

La résistance à la compression du béton (f_{cj}) est la caractéristique la plus importante, elle est souvent utilisée seul pour caractériser le béton.

Cette résistance varie avec l'âge j du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours (f_{c28}).

Pour j jours, la résistance caractéristique à la compression se calcule par les relations suivantes :



Pour notre ouvrage :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{pour le béton de la superstructure.} \\ 30 \text{ MPa} & \text{pour le béton des appuis et fondation.} \end{cases}$$

- **La résistance Caractéristique à la traction :**

Elle se déduit conventionnellement par la relation :

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

$$\text{Donc : } f_{t28} = \begin{cases} 2.7 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 2.4 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Contraintes admissibles :**

Nous fixons les valeurs des contraintes qui ne peuvent être dépassées en aucun point de l'ouvrage, ces contraintes sont appelées contraintes admissibles.

- **Contraintes admissibles à la compression :**

a- **Calcul a l'ELU :**

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

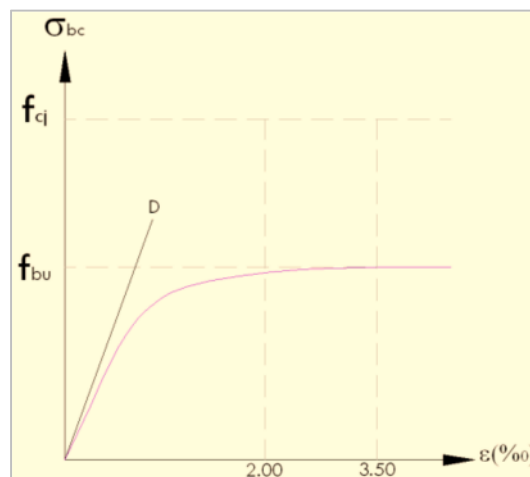


Diagramme parabole-rectangle du béton

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

Avec : $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoire} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } T > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h \leq T \leq 24h \\ 0.85 & \text{si } T < 1h \end{cases}$$

Où T : la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

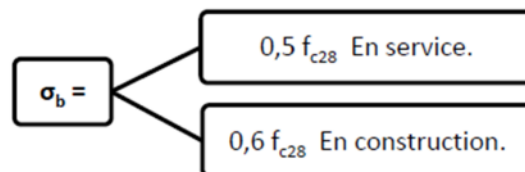
Donc :

f_{c28} (MPa)	γ_b	f_{bu} (MPa) $\theta = 1$	f_{bu} (MPa) $\theta = 0.9$	f_{bu} (MPa) $\theta = 0.85$
35	1.5	19,83	22,03	23,33
	1.15	25,86	28,74	30,43
30	1.5	17,00	18,89	20,00
	1.15	22,17	24,64	26,08

Les différentes valeurs de contrainte admissible de compression à l'ELU

b- Calcul à L'ELS :

Pour le calcul à l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique (voire le diagramme président de béton –figure 1-) :



f_{c28} (MPa)	σ_b en service (MPa)	σ_b en construction (MPa)
35	17.50	21
30	15	18

Les différentes valeurs de contrainte admissible de compression à l'ELS.

- Déformation du béton :

a- Déformation longitudinale E :

Selon l'article 2.1.4 du Fascicule 62~Titre 1(Section II), pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charge routière), le module de déformation instantané du béton est :

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

Pour les charges de longue durée (tel que PP, superstructure, précontrainte...), et en tenant compte des effets du fluage, le module de déformation élastique du béton est :

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

f_{c28} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)
35	35982	12103
30	34180	11496

Les valeurs de module d'élasticité

b- Déformation transversale G :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Ou ν représente le coefficient de poisson :

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{pour le calcul des sollicitations} \\ 0,2 & \text{pour le calcul des déformations} \end{cases}$$

3. Les aciers :

L'acier est un alliage fer-carbone, et selon le pourcentage de carbone on obtient des aciers doux (0,15 à 0,25%) ou des aciers mi-durs et durs (0,25 à 0,4%).

Les aciers utilisés en précontrainte sont de deux natures différentes :

- Les aciers passifs.
- Les aciers actifs.

3.1. Les aciers passifs :

a- Définitions :

Les Armatures passives ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément.

Ils sont nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

b- Caractères des armatures passives :

Les caractères des armatures passives à prendre en compte dans les calculs sont les suivants:

- **Module de déformation longitudinale :**

Le module de déformation longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200000 MPa.

- **Limite d'élasticité garantie :**

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée « Fe ».

Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des barres HA (Haute Adhérence) de nuance FeE400, sa limite d'élasticité $F_e = 400\text{MPa}$.

- **Contrainte limite de traction σ_s :**

CALCUL A L'E.L.U :

Selon Fascicule 62-Titre 1(Section II) article 2.3, pour les justifications à l'ELU, la contrainte de traction admissible de l'acier vaut :

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

Avec : γ_s est coefficient de sécurité égal à $\begin{cases} 1,15 & \text{cas général} \\ 1,00 & \text{combinaison accidentelle} \end{cases}$

CALCUL A L'ELS :

Pour le calcul aux ELS nous adoptons le domaine élastique linéaire, et nous ne limitons pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- En fissuration peu nuisible : Pas de limitation
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min [2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}]$ pour les HA
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min [1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}]$ pour les HA

Avec : η est coefficient numérique, dit coefficient de fissuration égal à 1,6 pour les HA

- **Diagramme contraint – déformation :**

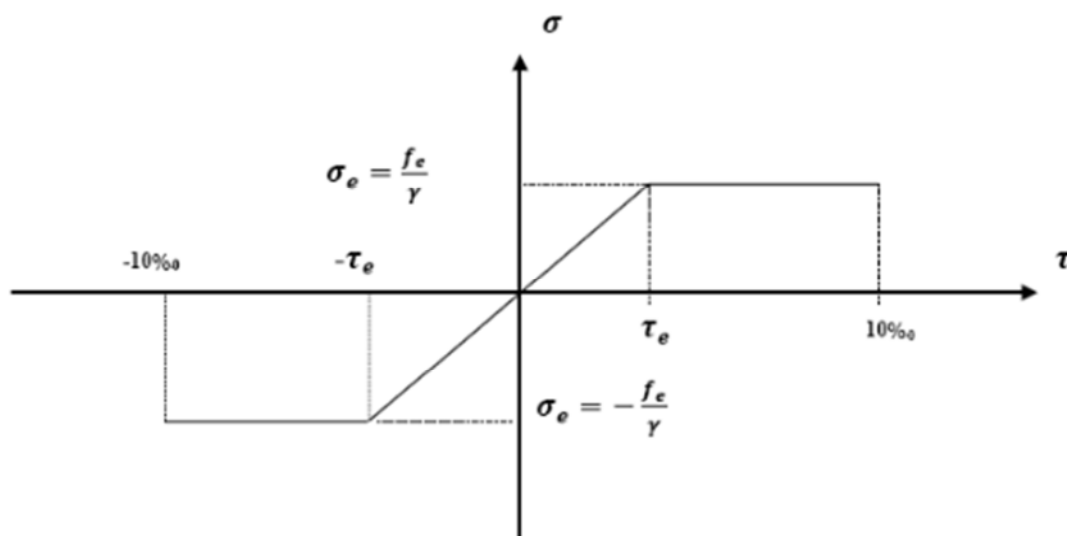


Diagramme contraintes déformations

3.2. Les aciers actifs :

Les aciers actifs sont les aciers de la précontrainte, ils sont mis à des tensions. A l'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante, les armatures de précontrainte exige un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles ont été classés par : Catégorie (fils, barres, torons) et Classe de résistance.

- Caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles :

Les torons utilisés dans ce projet sont T15 Super TBR (très basse relaxation) de paramètre qui indiqué dans le tableau suivant :

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Diamètre nominale	ϕ	15.2	mm
Section nominale	A_p	140	mm ²
Charge de rupture garantie du câble	f_{prg}	1860	MPa
Charge à 0.1% de déformation garantie	f_{peg}	1644	MPa
Module de la déformation élastique	E_p	195	GPa
Relaxation à 1000 heures	ρ_{1000}	2.5	%

Paramètres de câble précontraint

- Conduit et cône d'ancrage pour câbles de précontrainte :

On utilisera Les conduits et les cônes d'ancrage OVM pour câbles de précontrainte en post-tension ils doivent être conformes à la norme Européenne à ses équipements correspondants.

Les paramètres indiqués dans le tableau suivant :

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Coefficient de frottement en courbe	f	0.18	rd ⁻¹
Coefficient de perte de tension	φ	0.002	m ⁻¹
Perte par recul du cône d'ancrage	g	6	mm

CHAPITRE 04

CHARGES ET SURCHARGES

1. Introduction :

Les charges ou bien les actions sont des forces et/ou couples appliquées à une construction :

- Soit directement :
 - Charges permanentes
 - Charges d'exploitation.
 - Charges climatique, etc.
- Soit indirectement (résultant des déformations imposées à la structure) :
 - Effet thermo-hygrométrique (retrait, fluage, variation de température).
 - Déplacement (tassements) d'appuis, etc.,

Les différents types des charges et surcharges appliquées sur notre tablier sont :

- Charges Permanentes.
- Surcharges Civils de type A(l) et B.
- Convoi Militaire Mc120.
- Convoi exceptionnelle D240.

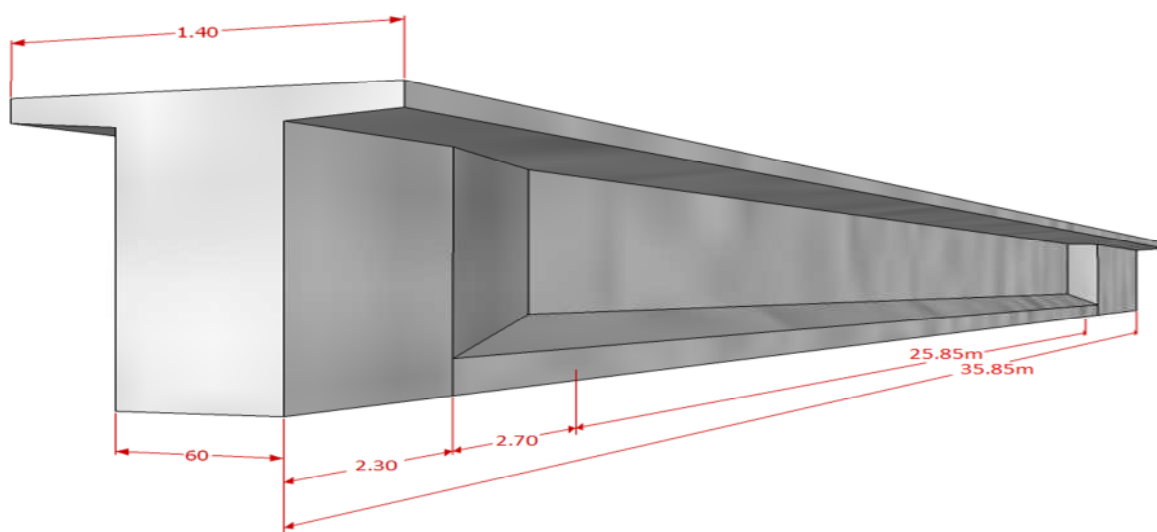
2. Charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre des éléments porteurs (CP) tels que les poutres et la dalle, et le poids des équipements fixes non porteurs de toute nature tel que les corniches et les garde-corps(CCP).

Remarque : Pour le calcul des charges et surcharges, nous avons suivis le : D.T.R (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes)

2.1. Calcul de la charge permanente (CP):

- Les poutres :



Une des poutres de notre tablier

Pour calculer le poids propre de la poutre, nous la divisons en trois parties (selon la variation de la section), comme il est indiqué au-dessous :



Les trois parties de la poutre -variation de la section transversale

$$\text{Section : } \begin{cases} \text{a l'about : } S1 = 1,18\text{m}^2 \\ \text{a mi travée : } S2 = 0,66\text{m}^2 \end{cases} \text{ et donc : } S3 = \frac{S1+S2}{2} = 0.92\text{m}^2$$

$$P_{\text{poutre}} = 2 \times (P1 + P2 + P3)$$

$$P1 = 1.18 \times 2.3 \times 2.5 = 6.785 \text{ t}$$

$$P2 = 0.66 \times 12.925 \times 2.5 = 21.32625 \text{ t}$$

$$P3 = 0.92 \times 2.7 \times 2.5 = 6.21 \text{ t}$$

Donc pour une seule poutre :

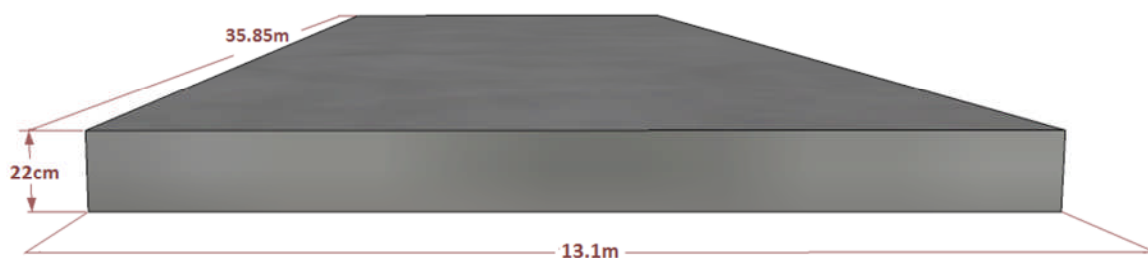
$$P_{\text{poutre}} = (6.785 + 21.32625 + 6.21) \times 2 = 68.6425 \text{ t}$$

$$P_{\text{poutre}} \text{ (par ml)} = 1.914 \text{ t/ml}$$

$$\text{Pour la somme des poutres : } P_p = 1.914 \times 7 \Rightarrow P_p = \mathbf{13.403 \text{ t/ml}}$$

- **La dalle :**

Epaisseur de la dalle est de 22cm



La dalle

$$P_D = 0.22 \times 13.1 \times 2.5 \Rightarrow P_D = \mathbf{7.205 \text{ t/ml}}$$

D'où la charge permanente :

$$CP = P_p + P_D = 13.403 + 7.205$$

$$\Rightarrow \mathbf{CP = 20.608 \text{ t/ml}}$$

2.2. Calcul du complément des charges permanentes (CPP) :

- Les longrines :

On a deux longrines de 0.75m et 0.5m, la première longrine comporte une corniche car il est dans la face extérieure du pont.

$$S_{\text{longrine}} = 0.145 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{longrine}} = 0.145 \times 2.5 \Rightarrow P_{\text{longrine}} = 0.3625 \text{ t/m}$$

- La corniche :

C'est un équipement très sensible, il participe à l'aspect architectural de l'ouvrage, en plus de son rôle architectural elle a un rôle très important, Elle assure la protection du bord de la dalle et permet l'ancrage ou l'accrochage d'autres équipements.

$$S_{\text{corniche}} = 0.177 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{corniche}} = 0.177 \times 2.5$$

$$\Rightarrow P_{\text{corniche}} = 0.443 \text{ t/ml}$$

- Le revêtement et l'étanchéité :

Le tablier est revêtu d'une couche de béton bitumineux BB d'épaisseur : 8.5cm, surmontant une couche d'étanchéité de 0.5cm d'épaisseur.

$$P_{\text{BB}} = 0.085 \times 12 \times 2.4 \Rightarrow P_{\text{BB}} = 2.448 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{E}} = 0.005 \times 12 \times 2.2 \Rightarrow P_{\text{E}} = 0.132 \text{ t/ml}$$

- Les dispositifs de retenue :

Des dispositifs de retenue pour véhicules qui sont les barrières de sécurité

Le poids de barrière : $P_{\text{DR}} = 0.1 \text{ t/ml}$

	Eléments	Poids (t/ml)	Poids (t)
CP	Poutres	13.403	480.497
	Dalle	7.205	258.299
CCP	longrines	0.725	25.991
	Revêtement + étanchéité	2.58	92.493
	Barrière	0.2	7.17
	Corniche	0.443	15.881
Poids total du tablier (G)		24.556	880.344

Charge permanente (G)

2.3. Les sollicitations maximums dues au les charges permanentes :

$$R_A = R_B = (G \times L)/2$$

$$\Rightarrow R_{MAX} = 440.172 \text{ t}$$

$$\text{Le moment max à } (L/2) : M_{MAX} = (G \times L^2)/8$$

$$\Rightarrow M_{MAX} = 3714.617 \text{ t.m}$$

3. Les surcharges :

3.1. Caractéristiques du pont:

- Classe du pont :

La classe et du pont se détermine en fonction de la largeur roulable(Lr), pour notre pont : Lr=12m, et d'après le D.T.R les ponts qui ont une largeur roulable supérieur ou égale à 7m sont classés à la 1ère classe.

Donc notre pont est de **la 1ère classe**.

- Nombre des voies :

Il est égal à la partie entière de la fraction suivante : $N = Lc/3$

$$N = 10.5/3 = 3.5$$

Donc nous avons **03 voies** de circulation, avec une largeur de $V_0 = 3.5 \text{ m}$

3.2. Surcharges réglementaires :

3.2.1. Système de charge A(l) :

D'après LE D.T.R :

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

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

Ou l : la portée de la poutre = 35.85 m

$$\text{Donc : } A (L) = 0.9823 \text{ t/ml}$$

Et a1, a2 sont des coefficients de correction.

a1 est déterminé en fonction de la classe du pont, et de nombre de voies chargées, comme il est indiqué dans le tableau suivant :

nb de voies chargées		1	2	3
Classe du pont	1ère	1	1	0.9
	2ème	1	0.9	-
	3ème	0.9	0.8	-

Les valeurs du coefficient a_1

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Pour un pont de la 1ère classe : $V_0 = 3,5$

Alors : $a_2 = 1$

- **Pour une voie chargée :**

$$A(l)_{1V} = A(l) \times 3.5 \times a_2 \times a_1$$

$a_1 = 1$ {pont de 1ère classe, 1 voie chargée}

Donc : $A(l)_{1V} = 0.9823 \times 3.5$

$$\Rightarrow A(l)_{1V} = 3.4382 \text{ t/ml}$$

- **Pour deux voies chargées :**

$$A(l)_{2V} = A(l) \times 7 \times a_1 \times a_2$$

$a_1 = 1$ {pont de 1ère classe, 2 voies chargées}

Donc : $A(l)_{2V} = 6.8764 \text{ t/ml}$

- **Pour trois voies chargées :**

$$A(l)_{3V} = A(l) \times 10.5 \times a_1 \times a_2$$

$a_1 = 0.9$ {pont de 1ère classe, 2 voies chargées}

$$\Rightarrow A(l)_{3V} = 9.2832 \text{ t/ml}$$

▪ **Les sollicitations maximums dues au Système de charge A(l) :**

$$R_A = R_B = (A(l) \times L)/2$$

$$\text{Le moment max à } (L/2) : M_{MAX} = (A(l) \times L^2)/8$$

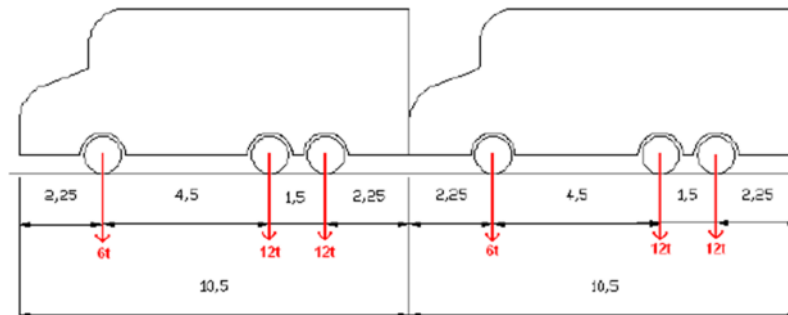
Le tableau ci-dessous donne les différentes valeurs de R_{MAX} et M_{MAX} pour les différents cas de charges possibles :

Cas de charges	Une voie chargée	Deux voies chargées	Trois voies chargées
R_{MAX} (t)	59.911	119.822	161.76
M_{MAX} (t.m)	521.975	1043.951	1409.334

Les sollicitations maximums dues au Système de charge A(l)

3.2.2. Système de charge Bc :

On dispose sur la chaussée au plus autant des files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation-dans notre cas nous avons deux voies ,donc le nombre de files maximum est égale à deux-, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré, et tous les camions sont orientés dans le même sens. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par fil est limité par deux.



Vue longitudinale d'un fil des convois de type Bc

- Coefficients de majoration dynamique (bc, δ):

Le calcul de sollicitation se fait en considérant les charges mobiles comme étant statique, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et Mc sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

- Le coefficient bc :

Il dépend de la classe du pont, et le nombre de voies chargées.

NB FILES CONSIDERES		1	2	3
Classe du pont	1ère	1.20	1.10	0.95
	2ème	1.00	1.00	-
	3ème	1.00	0.8	-

Valeurs de bc

- Le coefficient δ :

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

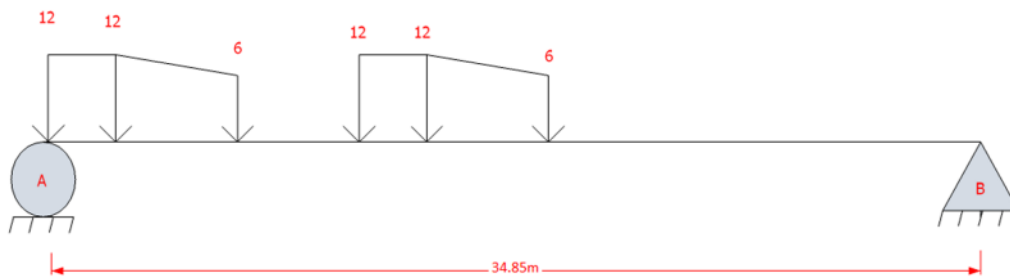
G : la charge permanente

L : longueur de l'élément exprimée en mètre (34.85m).

$$S: \text{ charge maximal } \Rightarrow \begin{cases} \text{pour une file chargée : } S1 = 60 \times 1.2 = 72 \\ \text{pour deux files chargées : } S2 = 120 \times 1.1 = 132 \\ \text{pour trois files chargées : } S3 = 180 \times 0.95 = 171 \end{cases}$$

- Les sollicitations maximums dues au Système de charge Bc :

L'effort tranchant max (réaction max) :



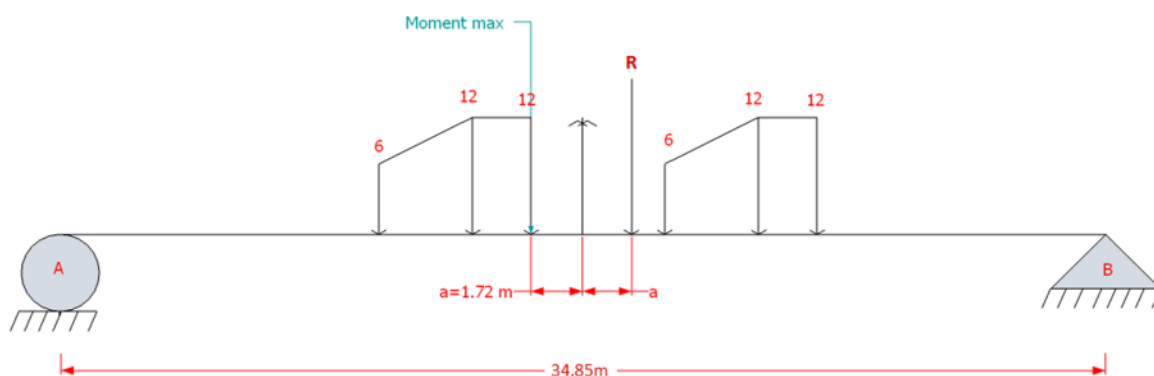
Disposition de file de convoi de type bc pour une réaction maximum

La réaction max sur l'appui A

$$R_{Bc} = R_A \times bc \times \delta$$

Le moment max :

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu est la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre (Théorème de Barré).



Disposition de file de convoi pour un moment maximum.

$$M_{Bc} = M_R \times bc \times \delta$$

Le tableau ci-dessous donne les différentes valeurs de R_{MAX} et M_{MAX} pour les différents cas de charges possibles :

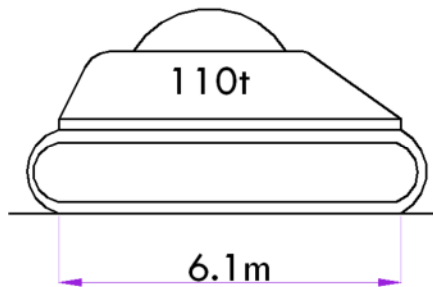
	bc	S	δ	R_{MAX} (t)	M_{MAX} (t.m)
Une voie chargée	1.2	72	1.0626	61.029	472.266
Deux voies chargées	1.1	132	1.0725	112.935	873.930
Trois voies chargées	0.95	171	1.0788	147.160	1138.776

Les sollicitations maximums dues au Système de charge Bc

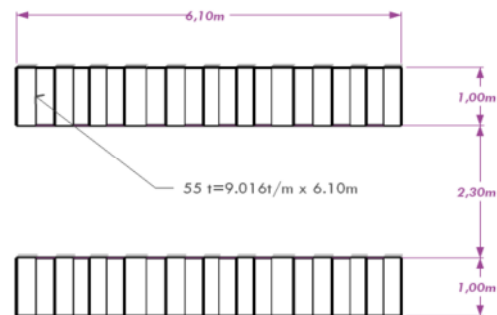
3.2.3. Système de charge Mc120 (charges militaires) :

Le convoi militaire de type mMc120 est composée de deux chenilles, et présente les caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110 t.
- Longueur d'une chenille : 6.10m.
- Largeur d'une chenille : 1.00m.
- Distance entre axe des deux chenilles : 3.30m.



Convoi Mc120 longitudinalement



Espace d'impact convoi Mc120

Le coefficient δ :

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

G : la charge permanente

L : longueur de l'élément exprimée en mètre (34.85m).

S : charge maximale (110 t)

$$\Rightarrow \delta = 1.0689$$

- Les sollicitations maximums dues au Système Mc120 :

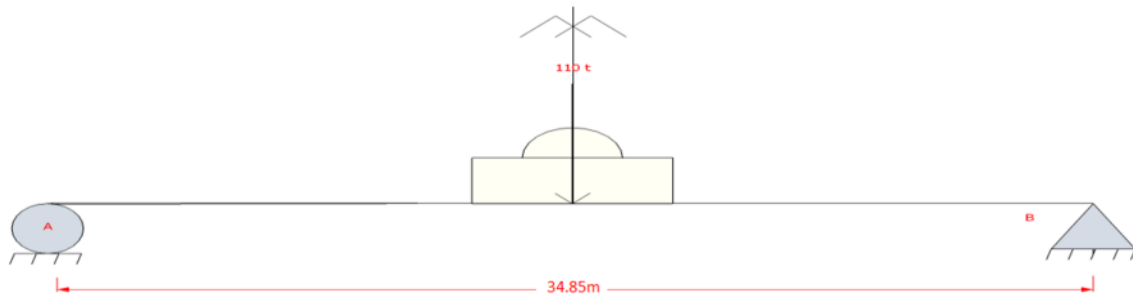
L'effort tranchant max (réaction max) :



Disposition de Mc120 pour une réaction maximum

$$R_A = 100.373 \text{ t} \Rightarrow R_{MAX} = R_A \times \delta = 107.292 \text{ t}$$

Le moment max à (L/2) :



Disposition de mc120 pour un moment maximum

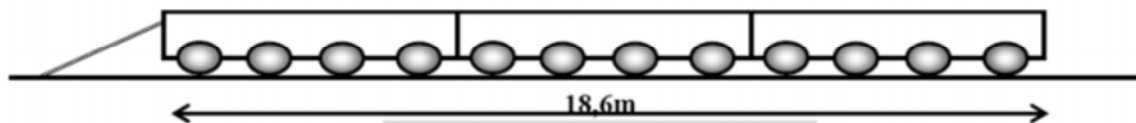
$$M(l/2) = 874.5 \text{ t/m} \Rightarrow M_{\text{MAX}} = M(l/2) \times \delta = 934.782 \text{ t.m}$$

3.2.4. Système de charge D240 (charge exceptionnelle) :

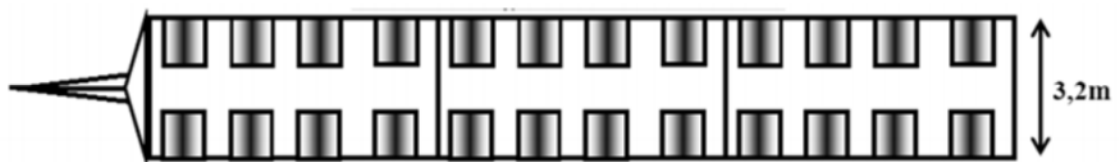
Le convoi exceptionnel de type D240t a les caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 240 t.
- Sa Longueur: 18.60m.

Ce type de convoi est très lourds, donc il est supposé rouler sur les ponts à une vitesse égale a 10Km/ce qui justifie l'absence de coefficient dynamique, ainsi la force de freinage.



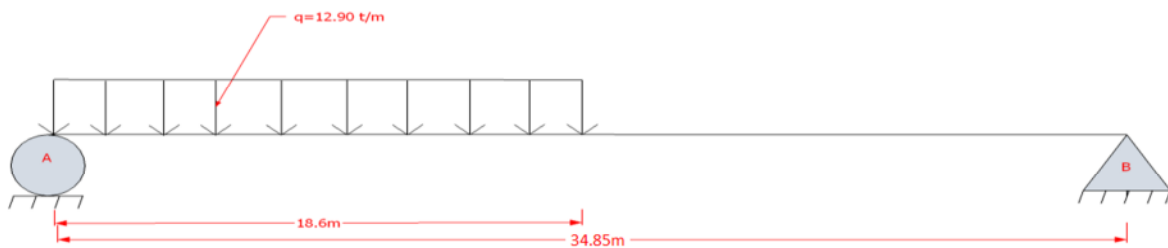
Système D 240 longitudinalement



Système D 240 en plan

- Les sollicitations maximums dues au Système D240 :

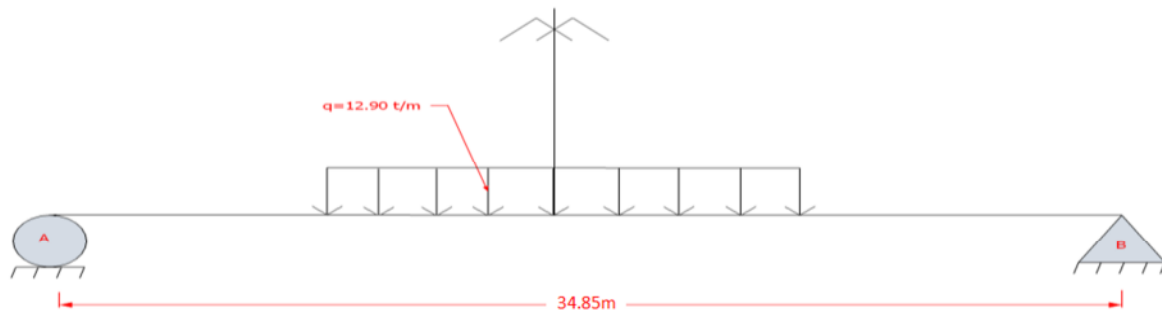
L'effort tranchant max (réaction max) :



Disposition de D240 pour une réaction maximum

$$R_{\text{MAX}} = R_A = 175.954 \text{ t}$$

Le moment max à (L/2) :



Disposition de D240 pour un moment max maximum

$$M_{MAX} = M (l/2) = 1533 \text{ t.m}$$

Tableau récapitulatif des moments et réactions dus aux charges et surcharges :

Les charges		Réaction Max (t)	Moment Max (t.m)
Charge permanente		440.172	3835.006
Surcharge A(l)	Une voie	59.911	521.975
	Deux voies	119.822	1043.951
	Trois voies	161.76	1409.334
Surcharge Bc	Une voie	61.007	472.096
	Deux voies	112.864	873.379
	Trois voies	147.043	1137.870
convoi	Mc120	107.234	934.283
	D240	175.954	1533

3.2.5. Autre charges :

- **Forces de freinage :**

a- **Effort du au système A (l) :**

$$F_A = A (l) \times \frac{S}{20+0.0035 \times S}$$

$$A (l) = 0.9823 \text{ t/m}^2$$

$$S : \text{surface chargé par m}^2 (35.85 \times 103.5 = 376.425 \text{m}^2)$$

$$A (l) = 0.9823 \times 376.425 = 369.762 \text{ t}$$

$$F_A = \frac{1}{20+0.0035 \times 376.425} \times 369.762 \Rightarrow F_A = 17.345 \text{ t}$$

b- Effort du au système Bc :

Chaque essieu d'un camion du système B peut développer un effort de freinage égal à son poids. ($F_{Bc} = 30 \text{ t}$)

- Force centrifuges :

Elles sont calculées uniquement à partir du système Bc

Les effets des forces centrifuges ne sont pas cumulés avec les effets du freinage, on prend le plus défavorable.

La valeur de la force centrifuge développé par un essieu, une fraction de son poids égale à :

- $\frac{80}{R}$ Pour : $R > 400\text{m}$
- $\frac{R+150}{6R+350}$ Pour : $R < 400\text{m}$

Pour notre ouvrage nous avons un rayon de courbure égal à $R(\text{m}) = 780\text{m}$.

La valeur de la force centrifuge est égal à : $\frac{80}{R} \times 30 \Rightarrow F_c = 3.077 \text{ t}$

- Le vent (W) :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, lorsque le vent souffle le pont n'est supposé porter aucune charge de chaussée ou de trottoir et les efforts du vent et des charges ne sont pas susceptibles de se cumuler.

En général, la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale:

- $P=2.00\text{kN/m}^2$ pour les ouvrages en service.
- $P=1.25\text{kN/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

Surface latérale de l'ouvrage $S = 35.85 \times 2.895$ (la hauteur : poutre + dalle + trottoir+60cm)

$$S = 103.785\text{m}^2$$

$$\Rightarrow H_v = 20.757 \text{ t}$$

- Effets thermiques :**a- Variations linéaires :**

La différence de température prise en compte est comme suit: $\Delta T = \pm 40^\circ\text{C}$.

Le coefficient de dilatation du béton est pris égal à: $\alpha = 10^{-5} \text{ C}^{-1}$

La variation linéaire de température est utile également pour justifier les organes d'appuis et les appuis de l'ouvrage.

b- Gradient thermique :

Les efforts dus au gradient thermique sont évalués sur la base d'une différence de température entre les fibres extrêmes du tablier de $+12^{\circ}$ et -6° avec prise en compte du module instantané de déformation longitudinale du béton.

CHAPITRE 05

ETUDE TRANSVERSALE

1. Introduction :

Après le calcul de charges et de surcharges, ainsi la descente de charges longitudinalement dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre à la répartition transversale de ces charges et surcharges.

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable, Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges $e = (\pm b ; \pm 3b/4 ; \pm b/2 ; \pm b/4 ; 0)$ en fonction des positions y des bandes étudiées par la théorie $y = (0 ; +b/4 ; +b/2 ; +3b/4 ; +b)$.

2. Détermination des paramètres de calcul :

2.1. La largeur active du pont :

La dalle fictive qui modélisera le pont et fera l'objet de notre étude, aura une largeur de $2b$, et comptant un nombre entier de distances entre axes des poutres. Elle est alors supérieure à la largeur réelle du pont.

Soit n le nombre de poutres, et b_0 la distance entre axes des poutres :

$$2b = n \times b_0 = 7 \times 1,95 = 13.65\text{m}$$

Donc : **$b=6.825\text{m}$**

2.2. Les positions des poutres :

Nous étudierons la moitié de la dalle fictive soit une largeur $b = 6.825\text{m}$, comportant 4 poutres.

Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont ; la position de la poutre n°i sera donc $1,95 i$.

La position active d'une poutre est le rapport entre sa position et la largeur de la dalle b .

La position active de la poutre P_x sera : $\frac{1.95 \times x}{6.825} b$

Poutre	Position(m)	Positon active
P_0	0.00	0.00
P_1	1.95	0.285b
P_2	3.90	0.571b
P_3	5.85	0.857b

Numérotation des poutres et positions actives

2.3. Calcul du paramètre d'entretoisement θ :

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

Avec :

ρ_P : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur.

ρ_D : rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur.

L : portée de la travée.

- Calcul la Rigidité flexionnelle de la poutre (ρ_P) :

$$\rho_P = (E I_p / b_0)$$

b_0 : c'est l'entre-axe des poutres

I_p : Moment d'inertie de poutre

Les poutres ont une inertie variable donc l'inertie à prendre pour le calcul de I est :

$$I_p = I_0 + 8(I_M - I_0) / 3\pi$$

I_0 : inertie de la section sur appui avec hourdis

I_M : inertie de la section à mi- travée avec hourdis

$$I_0 = 63500151.97 \text{ cm}^4$$

$$I_M = 50373788.30 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 52358148.43 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors : } \rho_P = (E I_p / b_0) = E \times 52358148.43 / 195$$

$$\Rightarrow \rho_P = 268503,3253E$$

- Calcul la Rigidité flexionnelle de la dalle (ρ_D) :

$$\rho_D = E I_D / l_1$$

$$I_D = (L d^3 / 12) = 195 \times (22)^3 / 12 = 173030 \text{ cm}^4$$

l_1 : distance entre axes des entretoises (les dalles)

$$\rho_D = E I_D / l_1 = E \times 173030 / 195$$

$$\Rightarrow \rho_D = 887,3333E$$

$$\text{Donc : } \theta = 0,8168$$

2.4. Calcul du paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_P \times \rho_D}}$$

Avec :

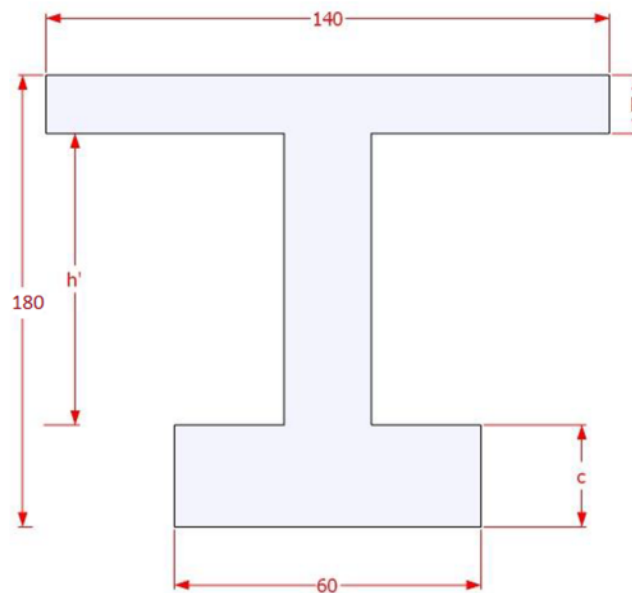
γ_P : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur $\gamma_P = C_P / b_0$.

γ_D : rigidité torsionnelle de la dalle par unité de largeur. $\gamma_D = C_D / L_1$.

- Calcul la Rigidité torsionnelle de la poutre (C_P) :

$$C_P = G/3 \times (\sum b_i h_i^3 + (bh^3/2))$$

Détermination de la poutre équivalente :

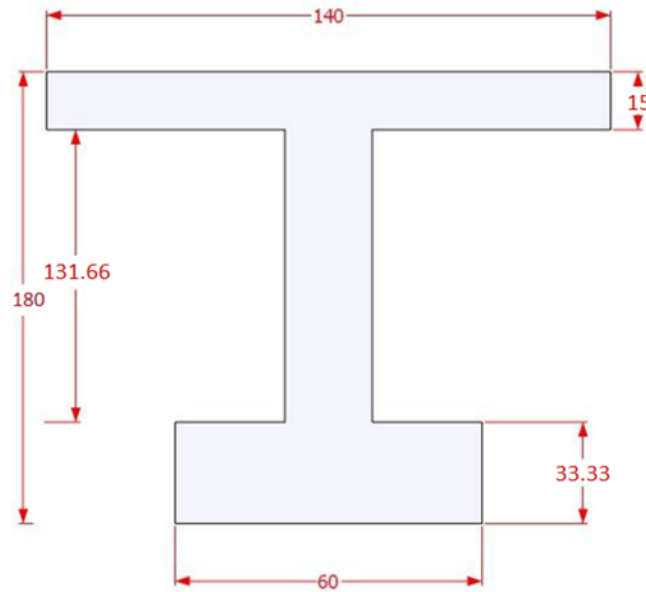


La section équivalente

$$b = \frac{\text{la section de la table de compression}}{\text{la largeur de la table de compression}} = 2100/140 = 15 \text{ cm}$$

$$c = \frac{\text{la section du talon}}{\text{la largeur du talon}} = 1600/60 = 33.33 \text{ cm}$$

$$h' = h - (b + c) = 131.66 \text{ cm}$$



$$C_p = G/3 \times ((195 \times 22^3)/2 + 140 \times (15)^3 + 60 \times (33.33)^3 + 131.66 \times (17.468)^3)$$

$$C_p = G/3 \times (1038180 + 472500 + 2221555,62222 + 701787,1157)$$

$$\Rightarrow C_p = G \times 1477995,7348$$

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

Avec:

ν : Coefficient de poisson dépend de la nature des matériaux ; pour le béton précontraint :

$$\nu = 0.20$$

$$D'où : G = 0.4166 \times E$$

$$C_p = 615831,55617^E$$

- Calcul la Rigidité torsionnelle de la dalle (C_D):

$$C_D = 2 \times G \times I_D = 346060 \times G = 144191.666 \times E$$

$$\Rightarrow C_D = 144191.666E$$

Alors on obtient :

$$\gamma_p = C_p / b_0 \Rightarrow \gamma_p = 3158,1105E$$

$$\gamma_D = C_D / L_1 \Rightarrow \gamma_D = 739,4444E$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,12625$$

3. Répartition du moment fléchissant :

3.1. Calcul du coefficient de répartition de moment fléchissant $K\alpha$:

Ils dépendent :

- Du paramètre de l'entretoisement θ
- Du paramètre de torsion α
- De l'excentricité relative (e/b) de la charge linéaire
- De l'ordonnée relative (y/b) de la section où on veut étudiée le moment

Vu que la valeur de θ trouvée est de 0.8168, nous aurons besoin des tables de GUYON-MASSONNET donnant les valeurs de K_0 et K_1 pour les valeurs de θ égales à 0.80 et 0.85 (Voire les tableaux correspondants dans l'annexe).

On procède par interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de K_0 pour $\theta = 0.8168$.

$y \setminus e$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2984	0,3788	1,0576	1,6707	1,9732	1,6707	1,0576	0,3788	-0,2984
b/4	-0,1475	0,0179	0,5286	1,1092	1,6707	1,9549	1,6536	1,0498	0,3805
b/2	-0,4615	-0,1848	0,1258	0,5286	1,0576	1,6536	2,0757	2,0325	1,8009
3b/4	-0,3238	-0,2691	-0,1848	-0,0015	0,3788	1,0498	2,0325	3,1607	4,1453
b	-0,1636	-0,3238	-0,4615	-0,5029	-0,2984	0,3805	1,8009	4,1453	7,2643

Valeurs de coefficient de répartition transversale k_0 pour $\theta=0,8186$

Cette table donne les valeurs du coefficient K_0 pour $\theta = 0.8168$ en fonction des positions y des bandes étudiées par la théorie $y = (0 ; +b/4 ; +b/2 ; +3b/4 ; +b)$; et des excentricités des charges $e = (\pm b ; \pm 3b/4 ; \pm b/2 ; \pm b/4 ; 0)$.

De la même manière, nous déterminons les valeurs de K_1 :

$y \setminus e$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6122	0,7635	0,9775	1,2407	1,4035	1,2407	0,9775	0,7635	0,6122
b/4	0,3788	0,4959	0,6712	0,9289	1,2407	1,4562	1,3523	1,1523	0,9872
b/2	0,2399	0,326	0,4593	0,6712	0,9775	1,3523	1,6503	1,6505	1,5612
3b/4	0,1598	0,2244	0,3261	0,4959	0,7635	1,1523	1,6505	2,1301	2,3819
b	0,1100	0,1598	0,2399	0,3788	0,6122	0,9872	1,5612	2,3819	3,4239

Valeurs de coefficient de répartition transversale k_1 pour $\theta=0,8186$

On a déterminé Les valeurs de K_α pour ($\alpha=0$ et $\alpha=1$) dans le cas de $\theta = 0.8168$, donc pour un calcul rigoureux de K_α nous utiliserons les formules d'interpolation de Sattler :

- Si : $0 < \theta < 0.1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.05}$
- Si : $0.1 < \theta < 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$
- Si : $1 < \theta < 2 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5}$

Où : $\beta = 1 - e^{(0.065-\theta)/0.665}$

Puisque dans notre cas $0.1 < \theta < 1$; on utilise la formule : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$

Avec : $\beta = 0.6771 \Rightarrow \alpha^\beta = 0,2462$

$\Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) 0.2462$

y\e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,07421	0,47356	1,03790	1,56485	1,83300	1,56485	1,03790	0,47356	-0,07421
b/4	-0,01791	0,13559	0,56376	1,06487	1,56485	1,83219	1,57944	1,07511	0,52990
b/2	-0,28886	-0,05906	0,20793	0,56376	1,03790	1,57944	1,97100	1,93850	1,74189
3b/4	-0,20476	-0,14761	-0,05906	0,12090	0,47356	1,07511	1,93850	2,90698	3,71117
b	-0,0962	-0,20476	-0,28886	-0,28583	-0,07421	0,52990	1,74189	3,71117	6,31886

Valeurs de coefficient de répartition transversale k_α pour $\theta=0,8186$

Pour obtenir les coefficients de répartition K_α pour chacune des quatre poutres, nous utiliserons l'interpolation linéaire entre leurs positions actives données précédemment et les valeurs du tableau précédent.

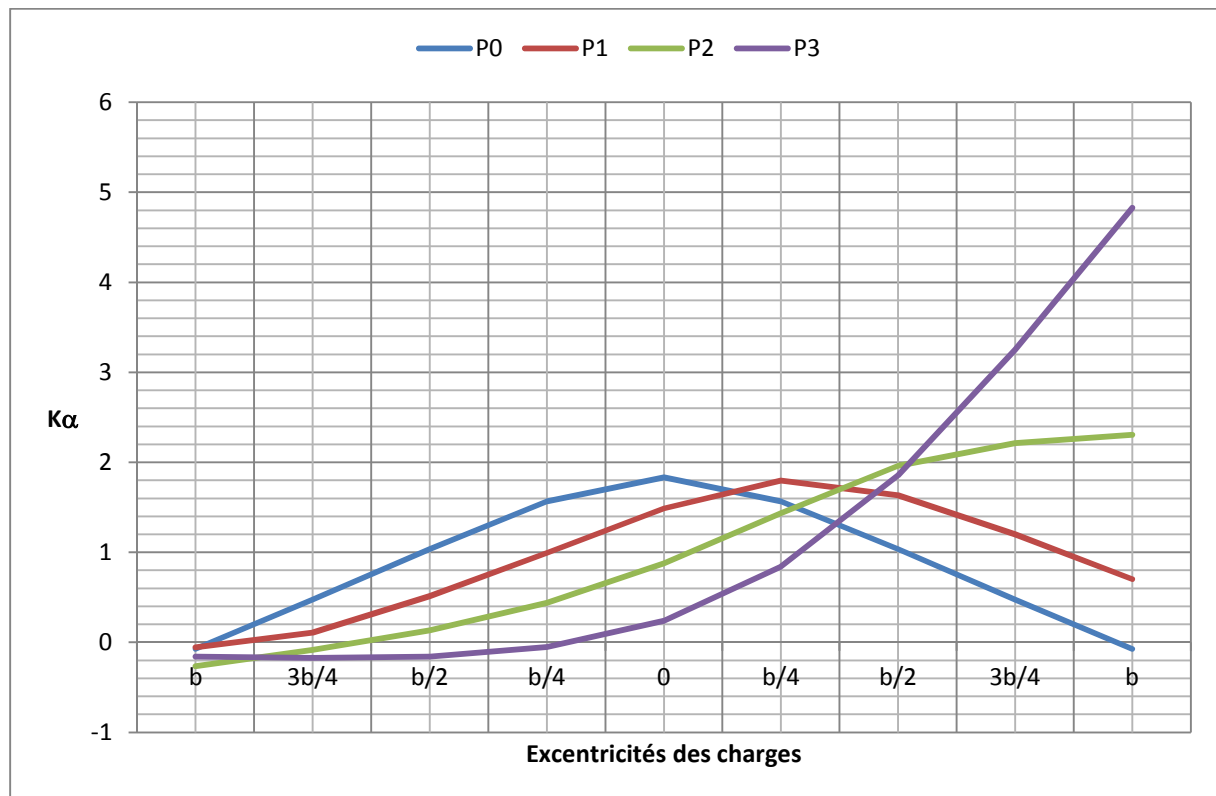
y\e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P0	-0,07421	0,47356	1,03790	1,56485	1,83300	1,56485	1,03790	0,47356	-0,07421
P1	-0,05662	0,10779	0,51293	0,99328	1,4895	1,79608	1,63538	1,19845	0,70304
P2	-0,26483	-0,08436	0,13165	0,43723	0,87666	1,43535	1,96171	2,21521	2,30454
P3	-0,15827	-0,1721	-0,15754	-0,05340	0,2388	0,84145	1,85424	3,25163	4,82875

Valeurs de coefficient de répartition transversale k_α pour chaque poutre

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition.

L'ordonnée de chaque point du diagramme représente la valeur de K_α pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse.

Le coefficient K_α représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par répartition équitable sur l'ensemble des poutres.



3.2. Calcul de $K_{\alpha \text{ moy}}$:

- Pour les surcharges concentrées :

Dans le cas des charges concentrées ; la valeur sera directement lue sur le graphe, pour le système Bc par exemple ; on prendra la moyenne des valeurs trouvées pour les deux charges.

$$K_{\alpha \text{ moy}} = \frac{\sum K_i}{n}$$

Avec n nombre de charges du convoi.

- Pour une charge uniformément répartie:

Pour les charges réparties la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

$$K_{\alpha \text{ moy}} = \frac{S}{L}$$

Avec S : aire du graphe sous la largeur chargée, et L : largeur chargée.

Remarque : Pour faciliter le travail, nous avons utilisé le logiciel AutoCAD pour calculer les ordonnées k au droit des surcharges et les surfaces des lignes d'influences surchargées.

Les résultats relatifs à chaque poutre sont détaillés dans le tableau qui suit :

Désignation		$K_{\alpha moy}$			
		Poutre 0	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3
A(l)	1 voie	1.0947	1.4988	1.9729	2.2341
	2 voies	1.3917	1.4923	1.4842	1.3188
	3 voies	1.2292	1.1951	1.0526	0.8388
Bc	1 voie	0.9349	1.3959	2.1099	2.8085
	2 voies	1.2709	1.5708	1.8225	1.9664
	3 voies	1.3751	1.4424	1.4750	1.3815
Mc120		1.1735	1.5329	1.8178	2.0487
D240		1.0491	1.5814	2.0105	2.3372

K_{α} pour chaque cas de charge

Les moments longitudinaux à mi-travée dus chaque chargement étant calculés, et divisés par le nombre de poutres, pour donner les moments équitablement répartis, qui sont à leur tour multipliés par le coefficient de répartition transversale, pour donner le moment réel supporté par chaque poutre.

Désignation	M_0 (t.m)	Poutre 0		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		
		$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	
CP	547.858	1.0000	547.858	1.0000	547.858	1.0000	547.858	1.0000	547.858	
A(l)	1 voie	74.567	1.0947	81.628	1.4988	111.761	1.9729	147.113	2.2341	166.590
	2 voies	149.135	1.3917	207.551	1.4923	222.554	1.4842	221.346	1.3188	196.679
	3 voies	201.333	1.2292	247.478	1.1951	240.613	1.0526	211.923	0.8388	168.878
Bc	1 voie	67.442	0.9349	63.051	1.3959	94.142	2.1099	142.295	2.8085	189.410
	2 voies	124.768	1.2709	158.567	1.5708	195.985	1.8225	227.389	1.9664	245.343
	3 voies	162.552	1.3751	223.525	1.4424	234.465	1.4750	239.764	1.3815	224.565
Mc120	133.469	1.1735	156.625	1.5329	204.594	1.8178	242.619	2.0487	273.437	
D240	219	1.0491	229.752	1.5814	346.326	2.0105	440.299	2.3372	511.846	

Valeur des moments fléchissant réels de chaque poutre

3.3. Les combinaisons des charges :

Combinaisons		Poutre 0	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3
ELS	G + 1.2 A(l)	844,831	836.593	813.473	783.872
	G + 1.2 Bc	816.088	829.216	835.574	842.269
	G + Mc120	704.483	752.452	790.477	821.295
	G + D240	777.610	894.184	988.157	1059.704
ELU	1.35 G + 1.6 A(l)	1135.573	1124.589	1093.762	1054.294
	1.35 G + 1.6 Bc	1097.248	1114.752	1123.230	1132.157
	1.35 G + 1.35 Mc120	951.052	1015.810	1067.144	1108.748
	1.35 G + 1.35 D240	1049.773	1207.148	1334.012	1430.600

Combinaisons des moments vis-à-vis a l'ELS et l'ELU

D'après le tableau La poutre la plus sollicitée étant la poutre 3 sous la 4^{ème} combinaison :

A L'ELS : $M_{MAX} = 1059.704 \text{ t.m}$; A L'ELU : $M_{MAX} = 1430.600 \text{ t.m}$

4. Répartition de l'effort tranchant :

La répartition de l'effort tranchant se fait de la même manière utilisée pour le moment fléchissant, sauf que la répartition est différente pour les sections sur appui et les sections en travée.

Pour les sections sur appui on utilise le coefficient de répartition ε'_α :

$$\varepsilon'_\alpha = \varepsilon'_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon'_0) \alpha \quad \text{si : } |y| + |e| \leq 3b/4$$

$$\varepsilon'_\alpha = \varepsilon'_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon'_0) \sqrt{\alpha} \quad \text{si : } |y| + |e| > 3b/4$$

Pour les autres sections ; on utilise le coefficient de répartition ε_α :

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha \quad \text{si : } |y| + |e| \leq 3b/4$$

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \sqrt{\alpha} \quad \text{si : } |y| + |e| > 3b/4$$

Les valeurs de $\varepsilon_0, \varepsilon_1, \varepsilon'_1$ sont données comme pour K pour des valeurs de θ déterminées.

y \ e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,04697	0,0604	0,1682	0,2657	0,3139	0,2657	0,1682	0,0604	-0,0470
b/4	-0,07955	-0,0001	0,0840	0,1762	0,2657	0,3111	0,2632	0,1672	0,0608
b/2	-0,0733	-0,0293	0,0199	0,0840	0,1682	0,2632	0,3305	0,3235	0,2864
3b/4	-0,0518	-0,0429	-0,0293	-0,0001	0,0604	0,1672	0,3235	0,5030	0,6593
b	-0,0269	-0,0518	-0,0733	-0,0795	-0,0470	0,0608	0,2864	0,6593	1,1562

Les valeurs de ε_0 pour $\theta=0,8168$.

y \ e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0430	0,0738	0,1258	0,2370	0,4186	0,2257	0,1258	0,0738	0,0430
b/4	0,0242	0,0410	0,0705	0,1234	0,2271	0,4244	0,2358	0,1379	0,0801
b/2	0,0157	0,0257	0,0423	0,0737	0,1328	0,2428	0,4465	0,2607	0,1512
3b/4	0,0137	0,0211	0,0333	0,0553	0,0949	0,1648	0,2862	0,4949	0,2868
b	0,0176	0,0255	0,0383	0,0604	0,0974	0,1570	0,2483	0,3789	0,5449

Les valeurs de ε_1 pour $\theta=0.8168$.

y \ e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0113	0,0261	0,0960	0,2539	0,6137	0,2539	0,0960	0,0261	-0,0113
b/4	0,0119	0,0031	0,0659	0,0991	0,2568	0,6170	0,5462	0,0924	0,0031
b/2	-0,0069	-0,0006	0,0115	0,0406	0,1100	0,2703	0,3412	0,2588	0,0541
3b/4	0,0020	0,0065	0,0146	0,0317	0,0684	0,1463	0,1762	0,6508	0,1946
b	0,0176	0,0255	0,0383	0,0604	0,0974	0,1570	0,1739	0,3789	0,5449

Les valeurs de ε'_1 pour $\theta=0.8168$.

On extrait par interpolation linéaire les valeurs relatives à $\theta=0.8168$, et on calcul par les formules ci-dessus les valeurs des coefficients.

y \ e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0150	0,0621	0,1628	0,2621	0,3271	0,2606	0,1628	0,0621	-0,0150
b/4	-0,0426	0,0145	0,0823	0,1696	0,2608	0,3254	0,2597	0,1567	0,0676
b/2	-0,0416	-0,0098	0,0279	0,0803	0,1637	0,2606	0,3717	0,3012	0,2383
3b/4	-0,0285	-0,0201	-0,0071	0,0196	0,0648	0,1663	0,3103	0,5001	0,5269
b	-0,0111	-0,0243	-0,0336	-0,0298	0,0043	0,0950	0,2728	0,5597	0,9390

Les valeurs de ε_α pour $\theta=0.8168$.

y \ e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0343	0,0561	0,1590	0,2642	0,3517	0,2642	0,1590	0,0561	-0,0343
b/4	-0,0555	0,0010	0,0817	0,1665	0,2646	0,3498	0,2989	0,1406	0,0403
b/2	-0,0497	-0,0191	0,0170	0,0785	0,1608	0,2641	0,3343	0,3005	0,2038
3b/4	-0,0327	-0,0253	-0,0137	0,0112	0,0614	0,1597	0,2712	0,5555	0,4942
b	-0,0111	-0,0243	-0,0336	-0,0298	0,0043	0,0950	0,2464	0,5597	0,9390

Les valeurs de ε'_α pour $\theta=0.8168$.

Les cellules colorées, sont celles pour lesquelles la deuxième condition est vérifiée.

Nous passons maintenant aux positions réelles des poutres.

y \ e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
p0	-0,0343	0,0561	0,1590	0,2642	0,3517	0,2642	0,1590	0,0561	-0,0343
p1	-0,0546	-0,0018	0,0724	0,1539	0,2497	0,3375	0,3040	0,1634	0,0636
p2	-0,0448	-0,0209	0,0082	0,0593	0,1324	0,2343	0,3163	0,3734	0,2868
p3	-0,0234	-0,0249	-0,0222	-0,0064	0,0369	0,1320	0,2605	0,5573	0,6848

Les valeurs de ε'_α pour $\theta=0.8168$ pour chaque poutre.

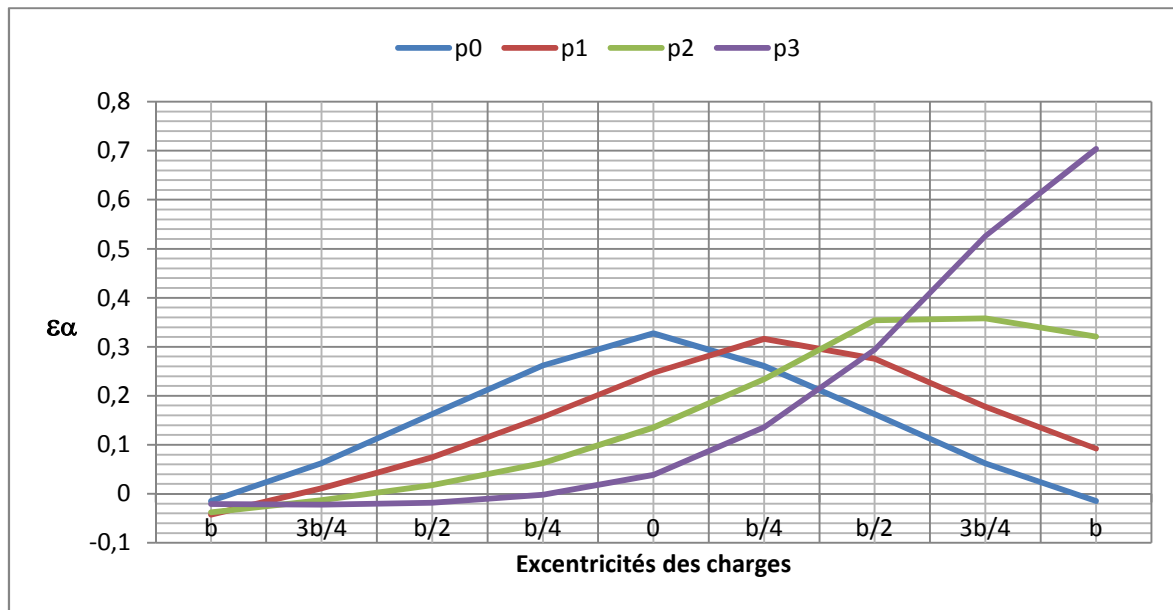
y \ e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
p0	-0,0150	0,0621	0,1628	0,2621	0,3271	0,2606	0,1628	0,0621	-0,0150
p1	-0,0425	0,0110	0,0745	0,1568	0,2470	0,3162	0,2757	0,1774	0,0920
p2	-0,0379	-0,0127	0,0179	0,0630	0,1354	0,2337	0,3542	0,3580	0,3208
p3	-0,0210	-0,0219	-0,0184	-0,0016	0,0389	0,1357	0,2942	0,5256	0,7035

Les valeurs de ε_α pour $\theta=0.8168$ pour chaque poutre.

Les coefficients relatifs aux convois sont calculés de la même façon que pour les K_α .

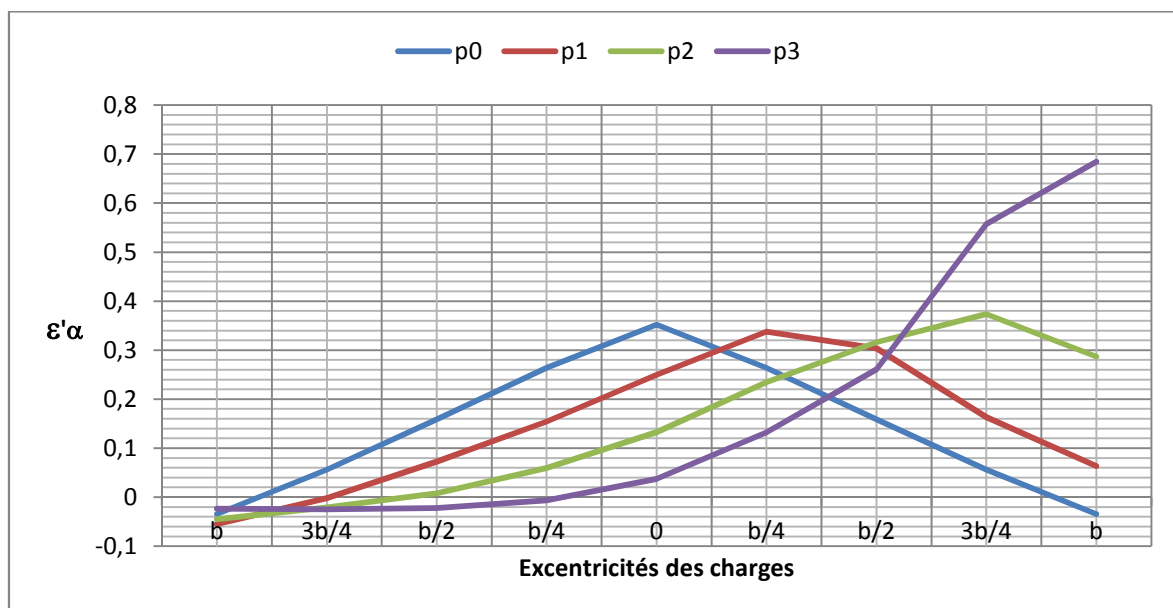
Désignation		$\varepsilon_{\alpha, moy}$			
		Poutre 0	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3
A(l)	1 voie	0.1747	0.2692	0.3363	0.3573
	2 voies	0.2336	0.2495	0.2468	0.2118
	3 voies	0.2024	0.1958	0.1733	0.1379
Bc	1 voie	0.1455	0.2470	0.3501	0.4141
	2 voies	0.2110	0.2634	0.2982	0.2875
	3 voies	0.2312	0.2388	0.2348	0.2007
Mc120		0.1924	0.2548	0.2969	0.3285
D240		0.1661	0.2647	0.3426	0.3737

Les valeurs de ε_α pour chaque poutre.



Désignation		$\varepsilon'_{\alpha moy}$			
		Poutre 0	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3
A(I)	1 voie	0.1725	0.2871	0.3231	0.3512
	2 voies	0.2389	0.2593	0.2392	0.2072
	3 voies	0.2047	0.2009	0.1658	0.1322
Bc	1 voie	0.1422	0.2579	0.3375	0.4113
	2 voies	0.2149	0.2759	0.2271	0.2796
	3 voies	0.2372	0.2475	0.1689	0.1943
Mc120		0.1946	0.2537	0.2992	0.3367
D240		0.1634	0.2820	0.3251	0.3683

Les valeurs de ε'_α pour chaque poutre.



On multiplie l'effort tranchant dû aux surcharges et équitablement réparti sur l'ensemble des poutres par les coefficients calculés, on obtient l'effort tranchant réel.

Désignation		T/poutre	T réel (t)			
			P0	P1	P2	P3
CP		62,8817	62,8817	62,8817	62,8817	62,8817
A(l)	1 voie	8,5587	1,4763	2,4572	2,7653	3,0058
	2 voies	17,1174	4,0893	4,4385	4,0944	3,5467
	3 voies	2,3108	0,4730	0,4642	0,3831	0,3054
Bc	1 voie	8,7152	1,2393	2,2476	2,9414	3,5845
	2 voies	16,1234	3,4649	4,4484	3,6616	4,5081
	3 voies	21,0061	4,9826	5,1990	3,5479	4,0814
Mc120		15,3191	2,9811	3,8864	4,5834	5,1579
D240		25,1362	6,8898	7,8601	6,2287	4,2756

Valeurs des efforts tranchants réels a : x = 0 (max)

Désignation		T/poutre	T réel (t)			
			P0	P1	P2	P3
CP		62,8817	62,8817	62,8817	62,8817	62,8817
A(l)	1 voie	8,5587	1,4952	2,3040	2,8782	3,0580
	2 voies	17,1174	3,9986	4,2707	4,2245	3,6254
	3 voies	2,3108	0,4677	0,4524	0,4004	0,3186
Bc	1 voie	8,7152	1,2680	2,1526	3,0512	3,6089
	2 voies	16,1234	3,4020	4,2469	4,8080	4,6354
	3 voies	21,0061	4,8566	5,0162	4,9322	4,2159
Mc120		15,3191	2,9474	3,9033	4,5482	5,0323
D240		25,1362	4,1751	6,6535	8,6116	9,3934

Valeurs des efforts tranchants réels a : x = 0.25L (max)

CHAPITRE 06

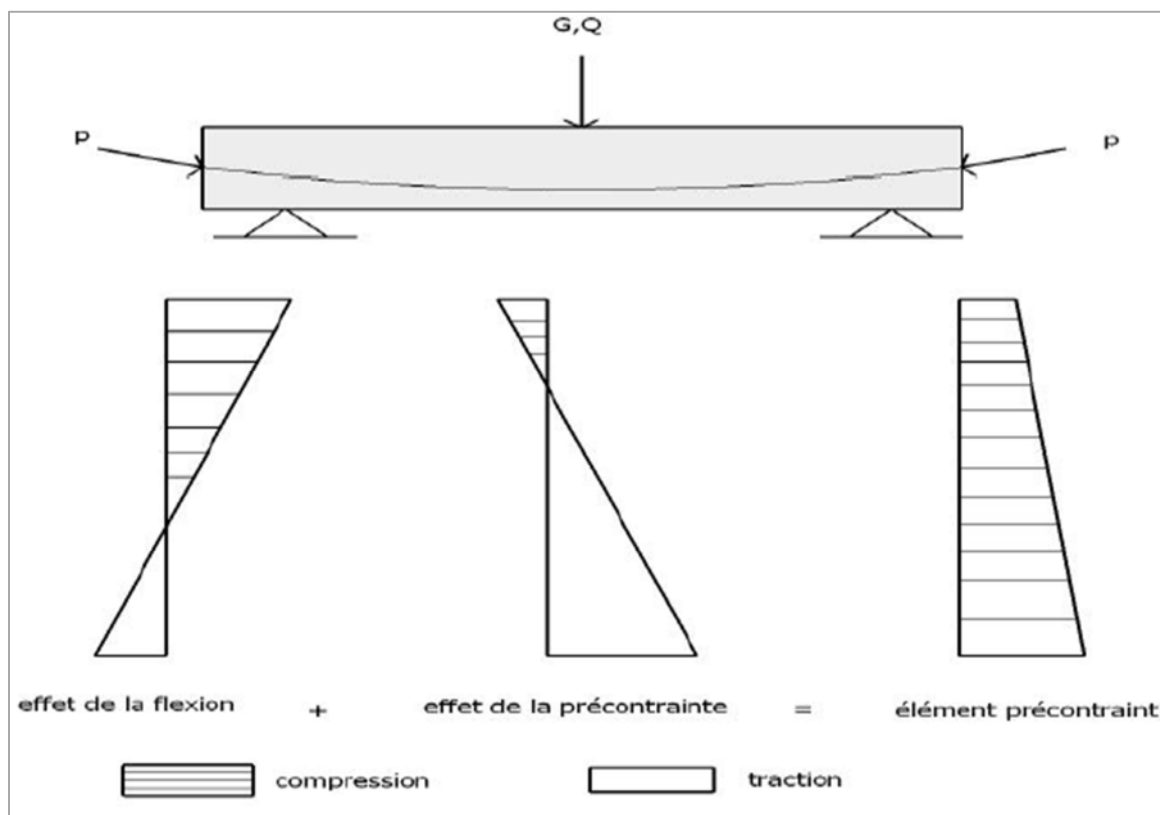
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

1. Introduction :

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé. Aujourd'hui, il est partie prenante plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. Certains ouvrages tels que les ponts de grande portée seraient inimaginables aujourd'hui sans l'utilisation de béton précontraint.

Le béton précontraint est obtenu à partir de deux matériaux : le béton et les aciers à haute résistance sont mis en tension et produisent la précontrainte. Cette mise en tension de l'acier peut se faire avant ou après la coulée du béton.

La précontrainte peut donc être appliquée au béton de deux manières différentes : par pré-tension ou post-tension de l'acier.



Principe de la précontrainte

D'autres types de précontrainte peuvent être utilisés dans les structures spéciales :

Précontrainte extérieure, précontrainte par bobinage, précontrainte thermique et précontrainte chimique.

Comme notre ouvrage est réalisé en précontrainte par post-tension, nous allons aborder en détail ce type de précontrainte.

2. Procédure de la précontrainte par post-tension :

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension ». Ce type de précontrainte consiste à la mise en tension dans les 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, les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

Nous pouvons résumer les étapes du procédé de la poste-tension comme suit :

2.1. Calcul de la précontrainte :

Après le choix de tracé des câbles La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives :

- Phase de mise en tension :

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension ; complétée par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

- Variation dans le temps de la tension dans le câble :

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

2.2. Mise en œuvre des câbles et ancrages :

Les cloches d'ancrage et les trompettes avec le frettage sont fixés au coffrage au moyen de deux vis de la plaque d'about préfabriquée. L'utilisation des plaques d'ancrages préfabriquées a pour rôle d'assurer la diffusion de la précontrainte. Les pièces sont exécutées avec un béton de haute qualité. La zone d'ancrage des câbles de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité, et pour que les mises en tension puissent se faire facilement.

Les fiches sur les encrages et celles sur les dispositions constructives contiennent les informations et recommandations valables pour chaque type et notamment : la distance minimale admissible entre axes des ancrages et entre ces axes et le parement le plus proche, ainsi que les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place du vérin de mise en tension.

Le tracé du câble doit répondre aux indications du calcul et aux exigences d'une bonne exécution. Il faut éviter des variations brusques de courbures. Pour le respect de ses limites, nous procédons à la fixation de la gaine, car c'est important de la maintenir sur des supports à intervalles suffisamment rapprochés pour que le tracé reste régulier malgré les sollicitations exercées sur la gaine par le bétonnage.

2.3. Programme de mise en tension des câbles :

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de $0,9 f_{c28min}$.

2.4. Montage de la précontrainte :

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose de gaines ;
- Montage des ancrages ;
- Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage) ;
- Pré blocage des ancrages fixés ;
- Bétonnage ;
- Mise en tension des câbles ;
- Coupe des sur longueurs ;
- Injection ;
- Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe. Le vérin prend appui sur la « plaque d'about ». Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte. Pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but d'assurer une adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion. L'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

2.5. Injection des câbles :

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi qu'une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.

La recette d'un coulis de ciment est :

25 kg de ciment + 6 kg de sable 0.2mm (tamisé) + 12 litre d'eau + Plastifiant.

Les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour :

- Laver la gaine, débarrasser éventuellement les fils de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements ;
- Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement ;
- Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis.

3. Etude et dimensionnement de la précontrainte:

3.1. Détermination de l'intensité de la précontrainte :

Le calcul se fait à l'ELS sur la poutre la plus sollicitée, et il sera mené au niveau de la section la plus dangereuse, donc nous tenons compte dans le calcul les caractéristiques géométriques de la section médiane (qui a une inertie petite relativement à celle de la section d'about).

Caractéristique	Sans hourdis	Avec hourdis
V (cm)	81.2	66.9
V' (cm)	98.8	135.1
I_G nette (cm ⁴)	25294382.577	45336409.47
B nette (cm ²)	6270	10345.5
ρ	0.5028	0.4848

Rappel aux caractéristiques géométriques de la section nette à mi-travée

Détermination de la valeur de P0 (effort à l'origine) :

On utilise l'acier de type T15 TBR (très basse relaxation)

$f_{prg} = 1860$ MPa ; $f_{peg} = 1644$ MPa.

Contrainte à l'origine correspondante : $\sigma = \min(0.80 f_{prg}, 0.90 f_{peg})$

$\sigma = \min(0.80 \times 1860; 0.90 \times 1644) = \min(1488; 1480) = 1480$ MPa

L'effort a l'origine : $P_0 = \sigma \times A_p$

Avec : A_p (de 7T15) = 980mm²

$$\Rightarrow P_0 = 1.4504 \text{ MN}$$

En estimant les pertes de précontrainte à 25%, le nombre de câbles sera:

$$P_1 = 0.75 \times P_0 \Rightarrow P_1 = 1.0878 \text{ MN}$$

- **L'enrobage :**

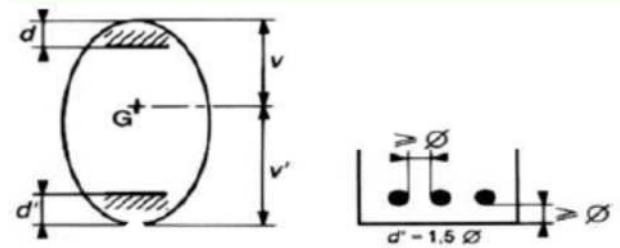
$$d = 1,5 \Phi$$

Avec Φ : diamètre de la gaine

(Pour 7T15 : $\Phi = 71\text{mm}$)

$$d = 1,5 \times 71 = 106.5\text{mm}$$

On accepte : $d = 11\text{cm}$



enrobage des câbles

La valeur minimale de précontrainte (P) :

M_{\min} : moment fléchissant sous G (547.858 t.m)

M_{\max} : moment fléchissant max sous G + D240 (914.026 t.m)

$$P = \max (P_1 ; P_2) \Rightarrow \begin{cases} P_1 = \frac{M_{\max} - M_{\min} + B \sigma_t}{\rho \times h} & \text{section sous critique} \\ P_2 = \frac{M_{\max} + (I \sigma_t) / v'}{\rho \times v + (v' - d)} & \text{section sur - critique} \end{cases}$$

$$P_1 = 3.737 \text{ MN} ; P_2 = 5.260 \text{ MN}$$

$$P = \max (3.737 ; 5.260) \Rightarrow P = 5.260 \text{ MN}$$

$P_2 > P_1$: alors la section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_1 n'est plus suffisant, La précontrainte doit reprendre 100 %

3.2. Calcul du nombre de câbles :

$$P \leq N P_1 \Rightarrow N \geq P/P_1$$

Ou N : représente le nombre de câble

$$\Rightarrow N \geq 4.84$$

On prend 5 câbles de 7T15

L'effort à l'origine des câbles : $P = 5 \times 1.4505 = 7.2525 \text{ MN}$

3.3. Détermination du nombre de câble à l'about :

Les câbles en zone d'about doivent être tirés à 100% avant la mise en place de la dalle, et pour le calcul, nous utiliserons les caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée (section critique).

$$M_{\text{poutre}} = 290.683 \text{ t.m}$$

$$e_0 = - (v' - d') = - (0.988 - 0.11) = - 0.878 \text{ m.}$$

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} \geq \sigma_{\text{bt}}$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} \leq \sigma_{\text{bc}}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{Sup}} = \frac{M_{\text{pout. V}}}{I_n} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I_n} \right) \geq \sigma_{\text{bt}} = -1.5 \text{ ftj} \\ \sigma_{\text{Inf}} = \frac{M_{\text{pout. V}'}}{I_n} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V'}{I_n} \right) \leq \sigma_{\text{bc}} = 0.6 \text{ fcj} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{Sup}} = 9.33 + P (-1.22) \geq -4.05$$

$$\sigma_{\text{Inf}} = -11.35 + P (5.02) \leq 21$$

$$\sigma_{\text{Sup}} \Rightarrow P \leq 10.97$$

$$\sigma_{\text{Inf}} \Rightarrow P \leq 6.44$$

$$\text{Donc : } P = 6.44 \text{ MN}$$

Nous estimons les pertes de tension à 13% de P_0

$$\text{Donc : } P_1 = 0.87 P_0 = 0.87 \times 1.45 = 1.26 \text{ MN.}$$

$$N = \frac{P}{P_1} = 5.11 \approx 5 \text{ cables de (7T15).}$$

3.4. Vérification des contraintes normales :

Nous devons l'inégalité suivante dans chaque phase (étape) d'exécution de la précontrainte (il y a cinq étapes à vérifier) :

$$\sigma = \sigma_g + \sigma_p + \sigma_{Mp} \leq \sigma_{max}$$

Sachant que :

σ : contrainte de fibre supérieure (σ_{sup}) ou contrainte de fibre inférieure (σ_{inf}) selon V et V'

σ_g : Contraintes dues au poids propre = $M_g.V / I_G$

σ_p : Contraintes dues à la précontrainte = N/B_n

σ_{Mp} : Contraintes dues au moment de la précontrainte = $M_p.V / I_G$

σ_{max} : contraintes maximale (admissible)

$$\Rightarrow \sigma = \frac{M_p V}{I_g} + \frac{N}{B_n} + \frac{M_g V}{I_g} \leq \sigma_{max}$$

Telles que :

N : effort de la précontrainte (N = nombres de câbles x P_0 x pertes% x mise en tension%)

M_p : moment dû à la précontrainte (M = N x e)

M_g : moment dû au poids propre.

Contraintes admissibles en service :

Sous combinaison rare :

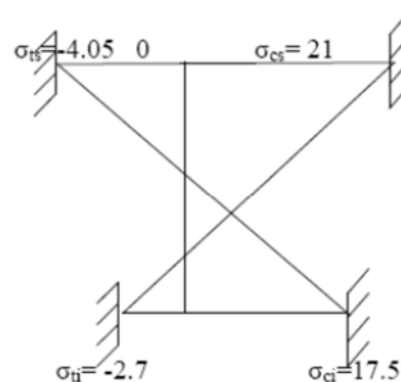
$$\sigma_{cs} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$$

Sous combinaison permanente :

$$\sigma_{ci} = 0.5 f_{c28} = 17.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$



Contraintes admissibles en service

Contraintes admissibles en construction :

Sous combinaison rare

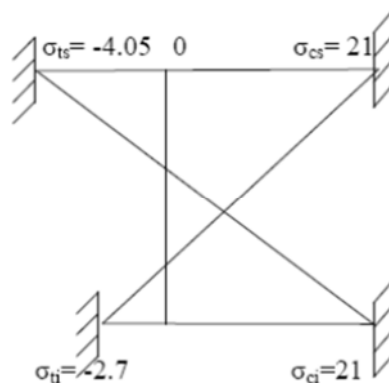
$$\sigma_{cs} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$$

Sous combinaison permanente

$$\sigma_{ci} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$



Contraintes admissibles en construction

a- Phases de vérification :**- Premier phase :**

Après le septième jour de coulage de béton, la mise en tension est de 50% des cinq câbles.

Les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 10%.

Nous prendrons dans cette phase le poids de la poutre seule et ses caractéristiques géométriques à mi-travée.

$$f_{c7} = 23.1788\text{MPa}$$

$$f_{t7} = 1.99\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c7} = 13,9\text{MPa}$$

$$\sigma_{bt} = -1,5 f_{t7} = -2,98\text{MPa}$$

- Deuxième phase :

La mise en tension des cinq câbles est de 100% à 21 jours.

Les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 15%.

$$f_{c21} = 33.123\text{MPa}$$

$$f_{t21} = 2.587\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c21} = 19,8738\text{MPa}$$

$$\sigma_{bt} = -1,5 f_{t21} = -3.881\text{MPa}$$

- Troisième phase :

À 28 jours, nous posons les poutres sur leurs appuis définitivement, et nous coulons l'hourdit sur place.

Nous prendrons le poids de la poutre avec hourdit, vu que l'hourdis n'est pas assez encore résistant, donc on prend l'inertie de la poutre seule.

$$f_{c28} = 35\text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2.7\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21\text{MPa}$$

$$\sigma_{bt} = -1,5 f_{t28} = -4.05\text{MPa}$$

- **Quatrième phase (ouvrage à vide) :**

Même hypothèses que l'étape précédente, seulement qu'on prend cette fois-ci le poids de l'ouvrage à vide (Mg), et l'inertie de la poutre avec hourdis.

Les pertes sont estimées de 25%

(En exploitation la combinaison quasi permanente)

$$\sigma_{bc} = 0,5 f_{c28} = 17.5\text{MPa}$$

$$\sigma_{bt} = -1,5 f_{t28} = -4.05\text{MPa}$$

- **Cinquième phase (ouvrage en service) :**

Même données que l'étape précédente, mais l'ouvrage est en service, donc on prend la combinaison max à l'ELS pour la poutre la plus sollicitée (Mg+Md240).

Les pertes sont estimées de 25%

(En exploitation la combinaison est fréquente)

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21\text{MPa}$$

$$\sigma_{bt} = -f_{t28} = -2.7\text{MPa}$$

b- Application numérique :

designation	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
N (MN)	3.263	6.164	5.802	5.439	5.439
Mp (MN.m)	2.771	5.235	4.927	6.593	6.593
Mg (MN.m)	2.906	2.906	4.534	5.478	9.140
σ_{inf} (MPa)	4.676	18.925	10.788	8.580	-2.331
σ_{sup} (MPa)	5.639	2.358	7.991	3.612	9.016
σ_{min} (MPa)	-2.98	-3.881	-4.05	-4.05	-2.7
σ_{max} (MPa)	13.9	19.873	21	17.5	21
Vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Vérification des contraintes

Conclusion :

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles.

3.5. Disposition constructives des câbles :

Principe de positionnement des câbles :

On subdivise la moitié de la poutre en trois zones :

Zone d'about : A l'about on va prendre un espace e de 30 cm entre deux câbles successifs et on détermine A de façon à ce que le point d'application de la résultante des forces de précontrainte sortant sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment très faible et presque nul).

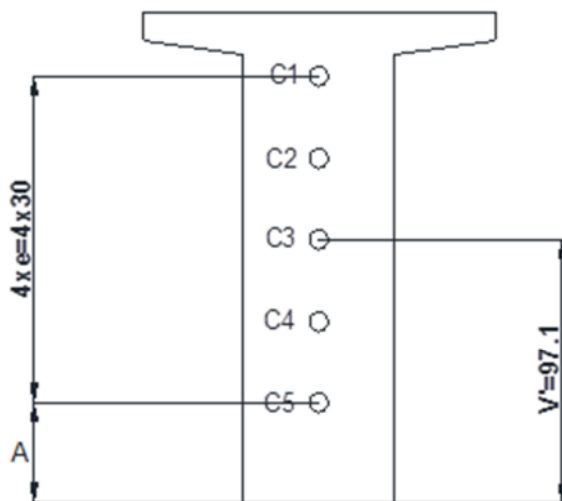
Zone centrale : dans cette zone, les câbles sont placés à l'excentricité maximale (avec signe négatif) afin d'obtenir un moment maximum négatif, tout en respectant l'enrobage.

Zone intermédiaire : c'est la zone de relevage, où le moment diminue progressivement et il s'annule à l'about.

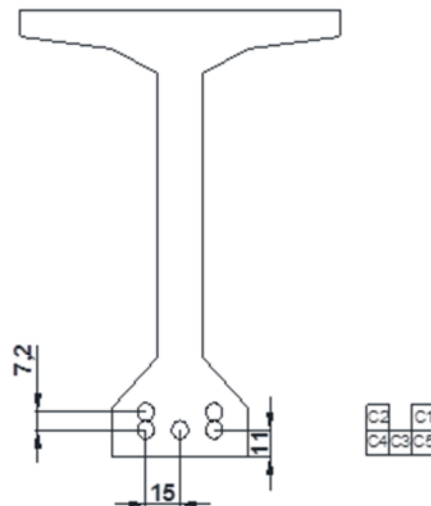
Calcul de A :

On a un câble qui coïncide avec le centre de gravité, donc on a deux câbles qui sont placés en haut du centre de gravité et deux en bas du centre de gravité.

$$\begin{cases} YG = V' = 0.971m \\ YG = 2 \times d + A = 0.971m \end{cases} \Rightarrow A = 0.371m = 37.1 \text{ cm.}$$



Disposition des câbles en section d'about



Disposition des câbles à mi-travée

Détermination de $d_{\text{réel}}$:

Nous allons calculer maintenant notre d réel suivant notre disposition des câbles.

$$d_{\text{réel}} = 3 \times d_1 + 2 \times (d_1 + \varnothing_g) = 13.88 \text{ cm.}$$

Détermination de e_0 :

$$e_0 = -(V' - d') = -(0.971 - 0.371) = -0.6m = -60\text{cm.}$$

3.6. Caractéristiques géométriques nettes des sections :

- **Caractéristiques géométriques de poutre seule à l'about :**

B nette	11597.23
Périmètre	630.6
I_G nette	35214971.26
V	82.9
V'	97.1
ρ	0,377

- **Caractéristiques géométriques de poutre à l'about avec hourdis :**

B nette	15928,06
Périmètre	784.6
I_G nette	63301342.53
V	79.8
V'	122.2
ρ	0,407

- **Caractéristiques géométriques de poutre seule à mi- travée :**

B nette	6397.04
Périmètre	671.9
I_G nette	26591107.30
V	78.5
V'	101.5
ρ	0,521

- **Caractéristiques géométriques de poutre à mi- travée avec hourdis :**

B nette	10687.04
Périmètre	825.9
I_G nette	47330068.69
V	64,6
V'	137,4
ρ	0,498

4. Trace des câbles :

Après qu'on a fixé le repaire sur la section d'about, et avoir écrit l'équation des câbles sous forme générale qui est :

$$Y(x) = ax^2 + bx + c$$

Nous utiliserons les conditions aux limites de chaque câble pour déterminer les constants de l'équation.

En fin nous tracerons pour chaque demi-câble leur tracé, et on déduit l'autre côté par symétrie.

4.1. Traçage des câbles :

- Trace de câble C1 :

Pour :

$$\begin{cases} X = 0 & Y(0) = 1.571 \\ X = 17,925 & Y(17,925) = 0.182 \\ X = 17,925 & Y'(17,925) = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$Y(x) = 4.323 \cdot 10^{-3} x^2 - 0.155 x + 1.571$$

position	X_i	Y_i	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{degré})$	$\cos\alpha$
$0x(L/2)$	0	1,571	-0,15497908	-8,87965467	0,98801476
$0,1x(L/2)$	1,7925	1,30709	-0,13948117	-7,9916892	0,99028826
$0,2x(L/2)$	3,585	1,07096	-0,12398326	-7,10372373	0,99232392
$0,3x(L/2)$	5,3775	0,86261	-0,10848536	-6,21575827	0,99412123
$0,4x(L/2)$	7,17	0,68204	-0,09298745	-5,3277928	0,99567978
$0,5x(L/2)$	8,9625	0,52925	-0,07748954	-4,43982733	0,99699919
$0,6x(L/2)$	10,755	0,40424	-0,06199163	-3,55186187	0,99807913
$0,7x(L/2)$	12,5475	0,30701	-0,04649372	-2,6638964	0,99891936
$0,8x(L/2)$	14,34	0,23756	-0,03099582	-1,77593093	0,99951967
$0,9x(L/2)$	16,1325	0,19589	-0,01549791	-0,88796547	0,99987991
$1x(L/2)$	17,925	0,182	0	0	1

Les abscisses et les angles en tous points du demi-câble 1

- Trace des câbles C2 :

$$\text{Pour : } \begin{cases} X = 0 & Y(0) = 1.271 \\ X = 17,925 & Y(17,925) = 0.182 \\ X = 17,925 & Y'(17,925) = 0 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } Y(x) = 3.389 \cdot 10^{-3} x^2 - 0.121 x + 1.271$$

position	X_i	Y_i	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{degré})$	$\cos\alpha$
0(L/2)	0	1,271	-0,12150628	-6,96180269	0,99262719
0,1(L/2)	1,7925	1,06409	-0,10935565	-6,26562242	0,99402663
0,2(L/2)	3,585	0,87896	-0,09720502	-5,56944215	0,99527931
0,3(L/2)	5,3775	0,71561	-0,08505439	-4,87326188	0,99638506
0,4(L/2)	7,17	0,57404	-0,07290377	-4,17708161	0,9973437
0,5(L/2)	8,9625	0,45425	-0,06075314	-3,48090134	0,9981551
0,6(L/2)	10,755	0,35624	-0,04860251	-2,78472108	0,99881913
0,7(L/2)	12,5475	0,28001	-0,03645188	-2,08854081	0,9993357
0,8(L/2)	14,34	0,22556	-0,02430126	-1,39236054	0,99970474
0,9(L/2)	16,1325	0,19289	-0,01215063	-0,69618027	0,99992618
1(L/2)	17,925	0,182	0	0	1

Les abscisses et les angles en tous points du demi-câble 2

- Trace des câbles C3 :

$$\text{Pour : } \begin{cases} X = 0 & Y(0) = 0.971 \\ X = 17,925 & Y(17,925) = 0.11 \\ X = 17,925 & Y'(17,925) = 0 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } Y(x) = 2.679 \cdot 10^{-3} x^2 - 0.096 x + 0.971$$

position	X_i	Y_i	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{degré})$	$\cos\alpha$
0(L/2)	0	0,971	-0,09606695	-5,50423518	0,99538912
0,1(L/2)	1,7925	0,80741	-0,08646025	-4,95381166	0,99626464
0,2(L/2)	3,585	0,66104	-0,07685356	-4,40338815	0,99704822
0,3(L/2)	5,3775	0,53189	-0,06724686	-3,85296463	0,99773978
0,4(L/2)	7,17	0,41996	-0,05764017	-3,30254111	0,99833927
0,5(L/2)	8,9625	0,32525	-0,04803347	-2,75211759	0,99884661
0,6(L/2)	10,755	0,24776	-0,03842678	-2,20169407	0,99926178
0,7(L/2)	12,5475	0,18749	-0,02882008	-1,65127055	0,99958473
0,8(L/2)	14,34	0,14444	-0,01921339	-1,10084704	0,99981543
0,9(L/2)	16,1325	0,11861	-0,00960669	-0,55042352	0,99995386
1(L/2)	17,925	0,11	0	0	1

Les abscisses et les angles en tous points du demi-câble 3

- Trace des câbles C4 :

$$\text{Pour : } \begin{cases} X = 0 & Y(0) = 0.671 \\ X = 17,925 & Y(17,925) = 0.11 \\ X = 17,925 & Y'(17,925) = 0 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } Y(x) = 1.746 \cdot 10^{-3} x^2 - 0.0626 x + 0.671$$

position	X_i	Y_i	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{degré})$	$\cos\alpha$
0(L/2)	0	0,671	-0,06259414	-3,5863832	0,99804163
0,1(L/2)	1,7925	0,56441	-0,05633473	-3,22774488	0,99841362
0,2(L/2)	3,585	0,46904	-0,05007531	-2,86910656	0,99874649
0,3(L/2)	5,3775	0,38489	-0,0438159	-2,51046824	0,99904024
0,4(L/2)	7,17	0,31196	-0,03755649	-2,15182992	0,99929484
0,5(L/2)	8,9625	0,25025	-0,03129707	-1,7931916	0,99951029
0,6(L/2)	10,755	0,19976	-0,02503766	-1,43455328	0,99968657
0,7(L/2)	12,5475	0,16049	-0,01877824	-1,07591496	0,99982369
0,8(L/2)	14,34	0,13244	-0,01251883	-0,71727664	0,99992164
0,9(L/2)	16,1325	0,11561	-0,00625941	-0,35863832	0,99998041
1(L/2)	17,925	0,11	0	0	1

Les abscisses et les angles en tous points du demi-câble 4

- Trace des câbles C5 :

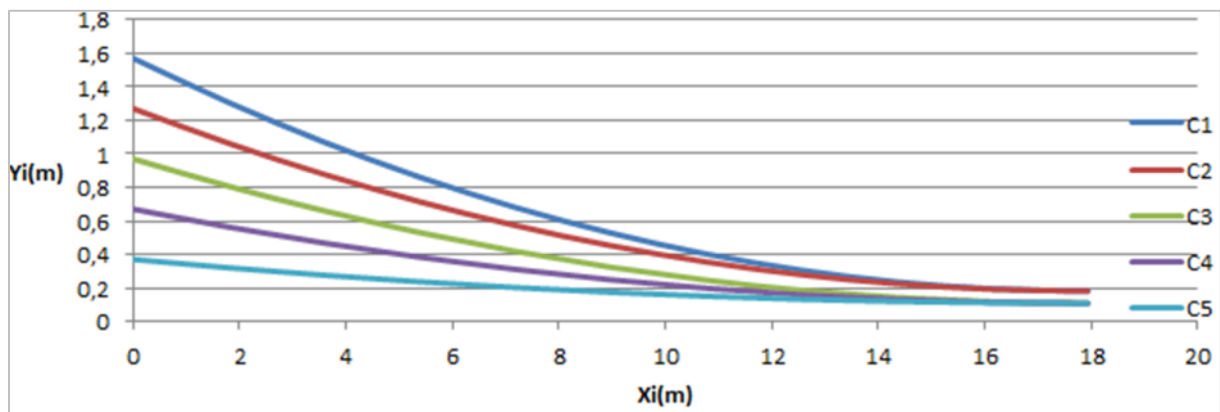
$$\text{Pour : } \begin{cases} X = 0 & Y(0) = 0.371 \\ X = 17,925 & Y(17,925) = 0.11 \\ X = 17,925 & Y'(17,925) = 0 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } Y(x) = 0.812 \cdot 10^{-3} x^2 - 0.0291 x + 0.371$$

position	X_i	Y_i	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{degré})$	$\cos\alpha$
0(L/2)	0	0,371	-0,02912134	-1,66853122	0,999576
0,1(L/2)	1,7925	0,32141	-0,02620921	-1,5016781	0,99965656
0,2(L/2)	3,585	0,27704	-0,02329707	-1,33482498	0,99972864
0,3(L/2)	5,3775	0,23789	-0,02038494	-1,16797186	0,99979223
0,4(L/2)	7,17	0,20396	-0,0174728	-1,00111873	0,99984735
0,5(L/2)	8,9625	0,17525	-0,01456067	-0,83426561	0,999894
0,6(L/2)	10,755	0,15176	-0,01164854	-0,66741249	0,99993216
0,7(L/2)	12,5475	0,13349	-0,0087364	-0,50055937	0,99996184
0,8(L/2)	14,34	0,12044	-0,00582427	-0,33370624	0,99998304
0,9(L/2)	16,1325	0,11261	-0,00291213	-0,16685312	0,99999576
1(L/2)	17,925	0,11	0	0	1

Les abscisses et les angles en tous points du demi-câble 5

Nous pouvons donc représenter les équations des câbles comme suit :



Tracé des câbles

4.2. Vérification de l'angle de relevage selon le BPEL :

Il faut que l'angle de relevage α vérifie la condition suivante :

$$\text{Arc sin} \left(-\frac{T-T_M}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{arc sin} \left(\frac{T+T_M}{P} \right)$$

Telles que :

T_m : l'effort tranchant du poids propre

T_M : l'effort tranchant la plus défavorable

$$T_m = T (G) = 0.6288 \text{ MN}$$

$$T_M = T (G+D240) = 0,7074 \text{ MN}$$

T: Effort tranchant limité que peut supporter la section d'appuis.

Avec :

$$T = \tau \times b_n \times 0.8 \text{ h}$$

$$b_n = b - n \text{ k } \phi$$

$n = 1$ nombre de câble par lit

$k = 0.5$ pour gaine injectée du ciment

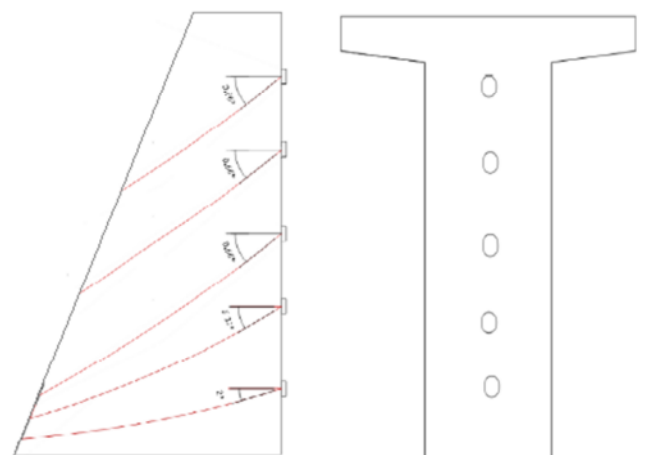
$\phi = 7.2\text{cm}$ Diamètre de la gaine

$$b_n = 0.6 - 1 \times 0.5 \times 0.072$$

$$b_n = 0.564\text{m}$$

τ : Effort de cisaillement limité

$$\tau = (0.4 f_{tj} (f_{tj} + 2\sigma_x/3))^{1/2}$$



Les angles de relevage

Donc la contrainte normale au niveau de fibre neutre σ_x

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = 5.439/1.588 = 3.424 \text{ MPa}$$

$$\tau = (0.4 \times 2.7 (2.7 + 2(3.424)/3))^{1/2} \Rightarrow \tau = 2.319 \text{ MPa}$$

$$\Leftrightarrow T = 2.1136 \text{ MN}$$

L'inégalité donne le résultat suivant :

$$-14.983^\circ \leq \alpha \leq 30.2789^\circ$$

Telles que :

$$-14.983^\circ \leq (1.668 ; 3.586 ; 5.504 ; 6.961 ; 8.879) \leq 30.2789^\circ$$

Donc: Les angles de relevage étant Vérifiés

5. Calcul des pertes :

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

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

1. Les pertes instantanées :
 - Pertes dues au frottement.
 - Pertes dues au recul à l'ancrage.
 - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.
2. Les pertes différées :
 - Pertes dues au retrait du béton.
 - Pertes dues au fluage.
 - Pertes dues à la relaxation des aciers.

5.1. Perte instantanées :

- Pertes dues au frottement du câble sur la gaine :

La tension $\sigma_p(x)$ d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements par la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

La perte de tension par frottement, dans la section considérée, est égale à :

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

Alors :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha + \varphi l)})$$

Telles que :

α : la déviation angulaire totale en radian = $\theta(x) - \theta(0)$

l : Longueur en courbe des câbles.

f : Coefficient de frottement du câble en courbe, tel que $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur, telle que $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0} = 1480 \text{ MPa}$

Remarque :

- Pour faciliter le calcul de la longueur du courbe l , nous avons utilisé le logiciel AutoCAD
- La perte due au frottement est nul en zone d'ancrage ($x=0$)

Section	N° cable	l (m)	α (rad)	$f\alpha + \varphi l$	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_f$ moy (MPa)
L/4	C1	8.9982	0.07748954	0,03194452	46,5307278	38,4241802
	C2	8.9845	0.06075314	0,02890457	42,1664198	
	C3	8.9762	0.04803348	0,02659843	38,8467496	
	C4	8.9683	0.03129707	0,02357007	34,4758127	
	C5	8.9637	0.01456067	0,02054832	30,1011909	
L/2	C1	17.9965	0,15497908	0,06388923	91,5988221	75,8287403
	C2	17.9690	0,12150628	0,05780913	83,1314835	
	C3	17.9525	0,09606695	0,05319705	76,6741355	
	C4	17.9367	0,06259414	0,04714035	68,148812	
	C5	17.9275	0,02912134	0,04109684	59,5904485	

Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

- Pertes dues au recul d'ancrage :

La Perte de tension due au recul d'ancrage est donnée :

$$\Delta\sigma_g(x) = \sigma_p(x) - \sigma'_p(x)$$

$$\Delta\sigma_g(x) = \sigma_{p0} (e^{-\lambda x} - e^{-\lambda(2d-x)})$$

Avec :

$$\lambda = \frac{8(y(1/2)-y(0))}{L^2} + \varphi$$

Le glissement a l'ancrage se répercute jusqu'à une distance d :

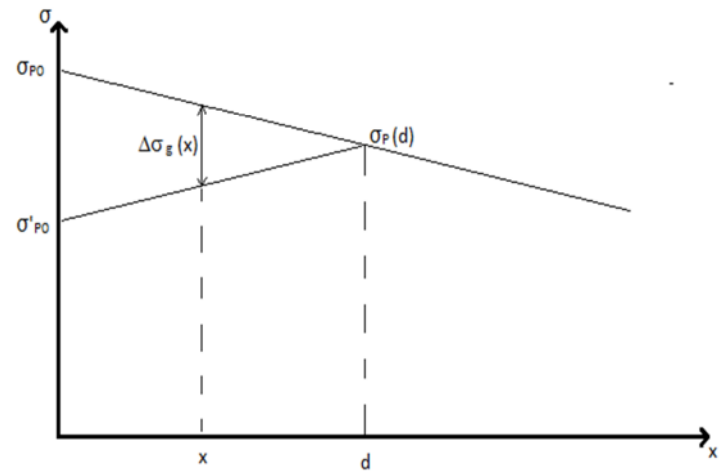
$$d = \sqrt{\frac{g Es}{\sigma_{p0} \lambda}}$$

Avec :

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

Es : module d'élasticité de l'acier 195000 MPa.

σ_{p0} : Contrainte de tension de l'ancrage 1480 MPa.



Action du glissement sur la contrainte

	C1	C2	C3	C4	C5
λ	0,00355628	0,00322015	0,00296469	0,00262856	0,00229243
d	14,9095449	15,6683854	16,3294855	17,3421561	18,5700835

On remarque que d(C5) ont une valeur supérieur a la demi portée, on en déduit que le tirage fera d'un seul côté uniquement, l'autre côté faisant office d'ancrage dit « mort ».

Les résultats des pertes sont donnés dans le tableau suivant :

$\Delta\sigma_g(x)$	0	l/4	l/2
C1	148,911277	59,3735916	0
C2	142,057363	60,7778221	0
C3	136,580276	61,5985089	0
C4	128,963227	62,2979441	0
C5	120,793891	62,4811802	4,194845966
moy	135,461207	61,3058094	0,838969193

- Pertes dues au raccourcissement instantané de béton :

Les pertes dues au raccourcissement instantané de béton a la mise en tension de n câble sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \frac{n-1}{2n} \frac{E_s \sigma_{bj}}{E_{bi}}$$

E_{bi} : module de déformation longitudinale instantanée du béton = $11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

σ_{bj} : la variation contrainte de béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.

Dans notre cas c'est la contrainte due à la mise en tension des câbles alors :

$$\sigma_{bj} = \frac{P_i}{Bn} + \frac{P_i e^2}{I_g}$$

On tire les câble sur deux phase (alors deux pertes due au raccourcissement de béton) :

À 7eme jours ; la mise en tonsion est 50% :

$$P_i = n A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_g)/2$$

$$E_{i7} = 11000 \sqrt[3]{f_{c7}} = 31363,39 \text{ MPa}$$

À 28eme jours ; la mise en tonsion est 50% :

$$P_i = n A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_g)/2$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981,73 \text{ MPa}$$

Les résultats des pertes sont donnés dans le tableau suivant :

	le jour	pi	σ_{bj}	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_i$ total
0	7	3,294120043	2,84063411	7,06458898	13,2224214
	28	3,294120043	2,84063411	6,15783244	
l/4	7	3,381661526	10,783386	26,8180226	50,1938892
	28	3,381661526	10,783386	23,3758666	
l/2	7	3,438164112	15,1773098	37,7456059	70,6464749
	28	3,438164112	15,1773098	32,900869	

- **Totalité des pertes instantanées :**

Récapitulatif des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \Delta\sigma_f(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_i(x)$$

Le tableau ci-dessous résume les pertes instantanées :

section	Frottement	Recul	Raccourcissement	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)	% de perte
0	0	135,461207	13,2224214	148,683628	0,1004619
l/4	38,4241802	61,3058094	50,1938892	149,923879	0,1012999
l/2	75,8287403	0,83896919	70,6464749	147,314184	0,0995366

Tableau récapitulatif des pertes instantanées

5.2. Pertes différées :

- **Pertes dues au retrait de 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 et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

La perte finale due au retrait du béton est donnée selon (article 3.3.2.1 de BPEL 91) par la relation :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r (1 - r(j)) E_s$$

ε_r : Le coefficient de retrait final du béton est de 0,0004.

j : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

$r(j)$: fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$$r(j) = j / (j + 9 r(m)).$$

Avec : $r(m) = B_n / p$.

B_n : la section nette.

Comme dans notre cas les cinq câbles sortent de l'about de la poutre, donc on prend B_n la section à l'about.

p : le périmètre de la section d'about.

Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

	le jour	Bn (cm ²)	P (cm)	r(m)	r(j)	Δσr
0	7	11596,425	630,6	18,38950967	0,0405784	74,8348851
	28	11596,425	630,6	18,38950967	0,14469866	66,7135042
1/4	7	6559,28496	671,9	9,762293435	0,07379246	72,2441882
	28	6559,28496	671,9	9,762293435	0,24166965	59,1497677
1/2	7	6559,28496	671,9	9,762293435	0,07379246	72,2441882
	28	6559,28496	671,9	9,762293435	0,24166965	59,1497677

- **Perte de tension due au fluage du béton :**

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps.

La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à:

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{(\sigma_b + \sigma_m) E_p}{E_{ij}}$$

σ_b : la contrainte finale du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans l'ouvrage soumis aux seules action permanentes (état a vide)

σ_m : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma(\sigma_b, \sigma_m) = \frac{P_i}{B_n} + \frac{P_i e^2}{I_g} + \frac{M_g e}{I_g}$$

$$P_i = n A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})$$

Les résultats des pertes sont donnés dans le tableau suivant :

désignation	0	1/4	1/2
σ _b (MPa)	4,106156116	8,45996623	12,6271519
σ _m (MPa)	4,106156116	0,3499328	2,83728678
Δσ _{fl} (MPa)	44,50594542	47,7445175	83,8082434

- **Pertes dues à la relaxation des aciers :**

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{relax} = (6/100) \rho_{1000} [(\sigma_{pi}(x) / f_{prg}) - \mu_0] \sigma_{pi}(x)$$

Avec: $\rho_{1000} = 2.5\%$ et $\mu_0 = 0,43$ (pour câble à très basse relaxation (TBR))

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

Avec :

$\Delta\sigma_{pi}(x)$: la contrainte totale des pertes instantanée.

Le tableau suivant donne les résultats pour les différentes sections :

désignation	0	1/4	1/2
$\Delta\sigma_{pi}(x)$	148,683628	149,923879	147,314184
$\sigma_{pi}(x)$	1331,31637	1330,07612	1332,68582
$\Delta\sigma_{relax}$	0,57065843	0,56879646	0,57271723

- **Totalité des pertes instantanées :**

Récapitulatif des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fi} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relax}$$

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats des pertes différées :

désignation	0	1/4	1/2
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	74,83488512	72,2441882	72,2441882
$\Delta\sigma_{fi}$ (MPa)	44,50594542	47,7445175	83,8082434
$\Delta\sigma_{relax}$ (MPa)	0,570658425	0,56879646	0,57271723
$\Delta\sigma_d$ (MPa)	119,8163792	120,462703	156,529696
% de perte	0,0809570129	0,081393718	0,105763308

Tableaux récapitulatifs des pertes différées

Donc la perte totale (instantanée et différée) :

Perte	0	1/4	1/2
Instantanée	148,683628	149,923879	147,314184
Différée	119,8163792	120,462703	156,529696
Total (MPa)	268,500007	270,386582	303,84388
% de perte	0,18141892	0,182693636	0,20529992

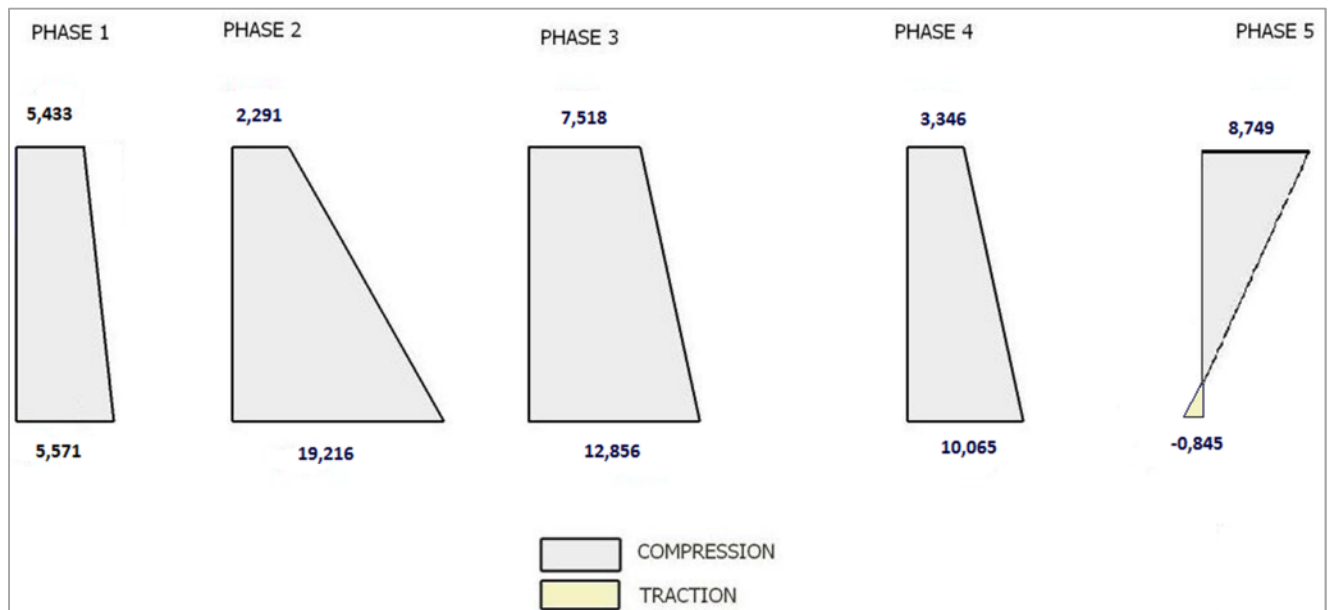
5.3. Justification de la poutre a l'ELS :

Justification des contraintes normales :

Comme avant de calcul des pertes, ont vérifié les contraintes à mi- travée :

désignation	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
Perte instantanée	50%	100%	100%	100%	100%
Perte différée	0%	40%	40%	100%	100%
P réel (MN)	6,89108	6,22336	6,22336	5,76316	5,76316
σ_{inf} (MPa)	5,57114	19,21639	12,85656	10,06514	-0,84569
σ_{sup} (MPa)	5,43362	2,29112	7,51803	3,34607	8,74899
σ_{min} (MPa)	-2.98	-3.881	-4.05	-4.05	-2.7
σ_{max} (MPa)	13.9	19.873	21	17.5	21
Vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Vérification des contraintes



Contraintes normales en différente phases

5.4. Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumules aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase.

La contrainte tangentielle dans une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{\text{réd}} \times S}{b_n \times I}$$

$V_{\text{réd}}$: effort tranchant réduit.

S : moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section située au dessus de l'axe neutre, (pour les étapes 1, 2, 3 on prend le moment statique de la poutre seule, et pour les étapes 4 et 5 on prend celle de la poutre + hourdis).

B_n : épaisseur nette de l'âme.

I : moment d'inertie de la section considérée.

Pour la vérification, on calcul la contrainte de la résistance du béton.

$$\tau^2 \leq \bar{\tau}^2 = 0,4 \times f_{tj} \times \left(f_j + \frac{2}{3} \sigma_t \right)$$

f_{tj} : la résistance de la traction du béton à l'âge j .

σ_t : la contrainte de la précontrainte appliquée.

$$V_{\text{réd}} = T_G + T_p.$$

T_G : effort tranchant (MN).

$T_p = \% \text{ de la mise en tension} \times A_p \times \sigma_i (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2 + \sin \alpha_3 + \sin \alpha_4 + \sin \alpha_5)$.

$$B_n = b - nk \phi.$$

Avec :

$n = 1$ nombre de câble par lit.

$K = 0,5$ pour gaine injectée du ciment.

$\phi = 7,2\text{cm}$ Diamètre de la gaine.

$$b_n = 0,6 - 1 \times 0,5 \times 0,072$$

$$\Rightarrow b_n = 0,564 \text{ m}$$

Calcul de P_1 : $P_1 = P_0 - \Delta P_0$

$P/\text{câble} = 1,378 \text{ MN/câble}$.

Calcul de τ : $V_{\text{réd}} = V_{\text{ser}} - \sum P_i \sin \alpha_i$.

Avec : $V_{\text{ser}} = 0,247 \text{ MN}$.

$V_{\text{réd}} = 0,247 - 1,378 \times (\sin 1.668 + \sin 3.586 + \sin 5.504 + \sin 6.961 + \sin 8.879)$

$V_{\text{réd}} = 0,024 \text{ MN}$.

$S = 6396,42 \times 98,8 = 0,631966 \text{ m}^3$

$I = 0,2529438 \text{ m}^4$.

$$\tau = \frac{0,069 \times 1,9588}{0,564 \times 0,6324}$$

Calcul de σ_x : $P = 2(P/\text{câble}) = 2,756 \text{ MN}$.

$$\sigma_t = \frac{P}{B} = \frac{2,756}{0,564} = 4,886 \text{ MN}$$

$F_{tj} = 1,99 \text{ MPA}$.

$\bar{\tau}^2 = 2,126 \text{ MPA}$.

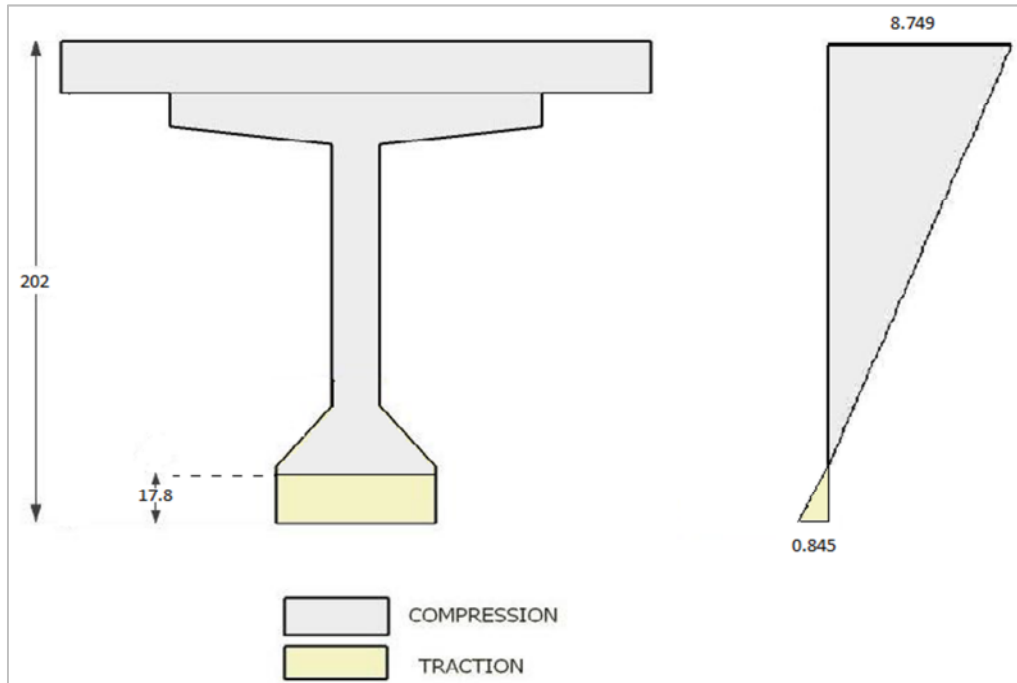
Pour les autres phases nous suivrons les mêmes étapes de calcul, le résumé des résultats est donné dans le tableau suivant :

N°PHASE	PHASE 1	PHASE 2	PHASE 3	PHASE 4	PHASE 5
P_1	1,378	1,245	1,245	1,153	1,153
$V_{se} \text{ (MN)}$	0,247	0,247	0,501	0,628	0,707
$V_{\text{réd}} \text{ (MN)}$	0,024	-0,27	-0,083	0,034	0,069
$S \text{ (m}^3\text{)}$	1,13123	1,13123	1,13123	1,9588	1,9588
$I \text{ (m}^4\text{)}$	0,35345	0,35345	0,35345	0,6324	0,6324
F_{tj}	1,99	2,587	2,700	2,700	2,700
τ^2	0,093	2,480	0,196	0,357	0,436
$\bar{\tau}^2$	2,126	3,436	4,103	3,901	3,901
$\tau^2 \leq \bar{\tau}^2$	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

6. Ferrailage passif de la poutre :

6.1. Armature longitudinale dans les zones tendues :

C'est pour équilibrer les sollicitations de traction dans la zone tendue, (c'est le principe de béton armé).



Désignation de la zone tendue

$$\sigma_{\text{sup}} = 8.749 \text{ MPa} ; \sigma_{\text{inf}} = 0.845 \text{ MPa}$$

On peut déduire la hauteur de la zone tendue par :

$$\text{La hauteur de la partie tendue : } h_t = \frac{h}{1 + \frac{\sigma_{\text{sup}}}{\sigma_{\text{inf}}}} = 17.8 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} f_{tj}}{\sigma_{Bt} f_e}$$

Avec :

B_t : surface du béton tendu ($0,1068 \text{ m}^2$).

N_{Bt} : Effort résultant équivalent à la contrainte de traction exercée sur l'aire du béton tendu

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

Dans notre cas :

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$N_{Bt} = 0.5 \times B_t \times \sigma_{Bt} = 0,045 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 4.6725 \text{ cm}^2$$

Nous prenons **4 HA14** avec une section nominale de **6.16 cm²**.

6.2. Armature de peau :

Le ferrailage de peau est nécessaire afin de répartir les efforts de retrait et des variations de température.

- Longitudinalement :

$A_s \geq \max [3\text{cm}^2 \times \Omega \text{ (le périmètre)} ; 0,1\%B \text{ (B : section de béton de la poutre)}]$

$A_s \geq \max (3 \times 6.719 ; 0,001 \times 6396.4) = \max (20.157\text{cm}^2 ; 6.396\text{cm}^2)$

$\Rightarrow A_s \geq 20.157 \text{ cm}^2$

Avec un maximum : $A_s \leq 5\% \times B = 319.82\text{cm}^2$

On disposera :

4 HA14 HA en nappe inférieure dans le talon (armature dans la zone tendu)

2 HA12 HA sur les deux périmètres latéraux du talon

6 HA12 HA en la table de compression

8 HA12 HA sur les deux périmètres latéraux de l'âme

Avec une section nominale de $24.25\text{cm}^2 \geq 20.157\text{cm}^2$

- Transversalement :

Ecartement maximum entre les armatures transversales est donné par :

$$S_t \leq \min (0,8 h ; 3 \times b ; 1\text{m})$$

b : l'épaisseur brute minimale de l'âme.

$$S_t \leq \min (1.44\text{m} ; 60\text{cm} ; 1\text{m})$$

Donc : $S_t \leq 60\text{cm}$

Nous prenons par exemple un écartement de 10 cm au droit des appuis pour atteindre 40cm au centre.

$$\frac{A_t}{b_r S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.14 \sqrt{f_{cj}})}{0.9 \times f_e}$$

Avec:

b_r : largeur réduite (sans gaine) = 0.528 m

$\gamma_s = 1,15$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,955}{0.6 \times 1.8 \times 0.9} = 0,9825 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.26 \text{ cm}^2$$

Nous choisirons les cadres de **HA10** espacés de 10cm à l'about jusqu'à 40cm au centre.

6.3. Cadres du talon :

Les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre.

$$\sigma_{28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

Soit $c=5$ cm: l'enrobage nécessaire de la section à mi travée de la poutre

$$A_t \geq c \times \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{st}} \times 100 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous choisirons **4 cadres HA10/ml** avec une section nominale de **3,14 cm²**.

Nous fixerons l'espacement $St = 15$ cm à l'about et à 20cm en travée.

6.4. Armatures supérieurs de la table de compression :

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

$$\text{Le poids propre : } q_1 = 0,101 \times 2,5 = 0,2525 \text{ t/ml}$$

$$\text{Le béton frais hourdis : } q_2 = 0.154 \times 2.5 = 0,385 \text{ t/ml}$$

Une surcharge de 450 kg/m² (fascicule 61 titre2) provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction.

$$q_3 = 0,45 \times 0,7 \times 1,2 = 0,378 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow q = \sum q = 1.0155 \text{ t/ml}$$

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

Le moment est :

$$M = \frac{q l^2}{2} = 0.2488 \text{ t.m/ml}$$

$$D'où : A_s = \frac{M}{z \times \sigma_s} = \frac{0.2488 \times 100}{0,135 \times 347.826} = 0.529 \text{ cm}^2$$

Nous perdrons des cadres de **HA10** tous les 20 cm.

6.5. Etude de la plaque d'about (Justification dans la zone de régularisation) :

Les effets de surface et d'éclatement qui se manifestent dans ces zones exigent une vérification de l'état des contraintes du béton.

Effet de surface :

Au voisinage immédiat de S_a , il y lieu de disposer une section d'acier A_s , d'où :

$$A_s = 0.04 \frac{\gamma F_{j0}}{\sigma_s}$$

$F_{j0} = 1.4504$ MN : représente la force l'origine ancrage au niveau j

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 266.667 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0.04 \frac{1.15 \times 1.4504}{266.667} = 2.502 \text{ cm}^2$$

Nous choisirons **1 cadre HA14/ml** avec une section nominale de **3.08 cm²**.

Plan vertical : Soit un cadre de **HA14** autour de chaque plaque d'ancrage.

Plan horizontal : Soit un cadre de **HA14** autour de chaque plaque d'ancrage.

Effet d'éclatement :

- Vérification des contraintes du béton :

A l'intérieur de chaque prisme symétrique, la contrainte de traction de béton est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a_i}{d_i}\right) \frac{F_{j0}}{bd_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{cej} = \frac{F_{j0}}{bd_i} \leq 2/3 f_{cj}$$

Avec :

σ_{tej} : Contrainte maximale d'éclatement.

a_i : dimension moyenne dans le plan d'étalement des gaines d'ancrages placés à ce niveau i

d_i : hauteur du prisme symétrique associé au niveau i

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{0.21}{0.30}\right) \frac{1.45}{0.6 \times 0.30} = 1.208 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tej} \leq 1.25 f_{tj} = 3.375 \text{MPa (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

$$\sigma_{cej} = \frac{1.45}{0.6 \times 0.3} = 8.055 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cej} \leq 2/3 f_{cj} = 23.33 \text{MPa v\u00e9rifi\u00e9e}$$

- **Ferraillage d'\u00e9clatement :**

La r\u00e9sultante des contraintes d'\u00e9clatement est donn\u00e9e par :

$$R_i = 0.25 \left(1 - \frac{a_i}{d_i}\right) F_{j0} \gamma_s$$

Pour chaque niveau d'ancrage j, nous calculerons une section d'aciers d'\u00e9clatement :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \sigma_s}$$

Le coefficient K_j prenant les valeurs :

$K_j = 1$; si i est un niveau extr\u00eame.

$K_j = 1,5$; si i est un niveau interm\u00e9diaire.

$$R_i = 0.25 \times \left(1 - \frac{21}{30}\right) \times 1.4504 \times 1.15 = 0.125 \text{MN}$$

$$A_{ej} = \frac{0.125}{1 \times 266.67} = 4.691 \text{ cm}^2$$

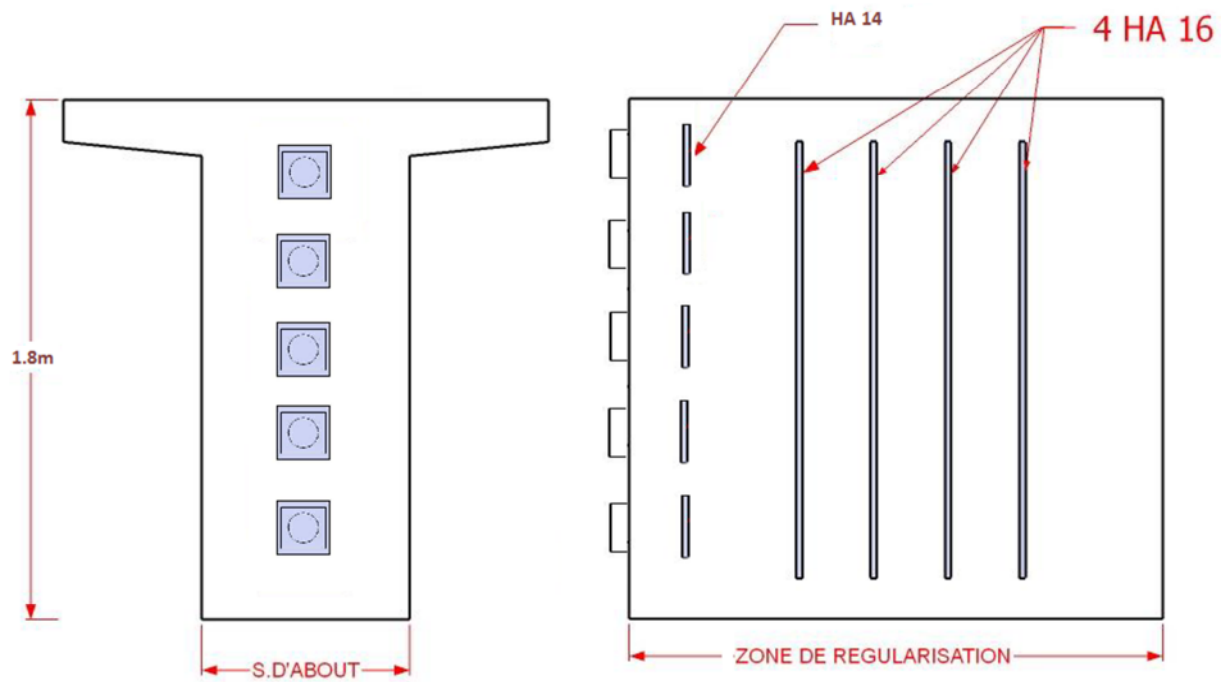
Nous disposons, en d\u00e9finitif, une section d'aciers transversale sur une zone de longueur \u00e9gale \u00e0 $\max(d_j)$ en aval de S_a (30cm).

$$A_e = \sup \left(A_{ej}, 0.15 \frac{\gamma F_{j0}}{\sigma_s} \right) = \sup(4.691 ; 9.382) = 9.382 \text{cm}^2$$

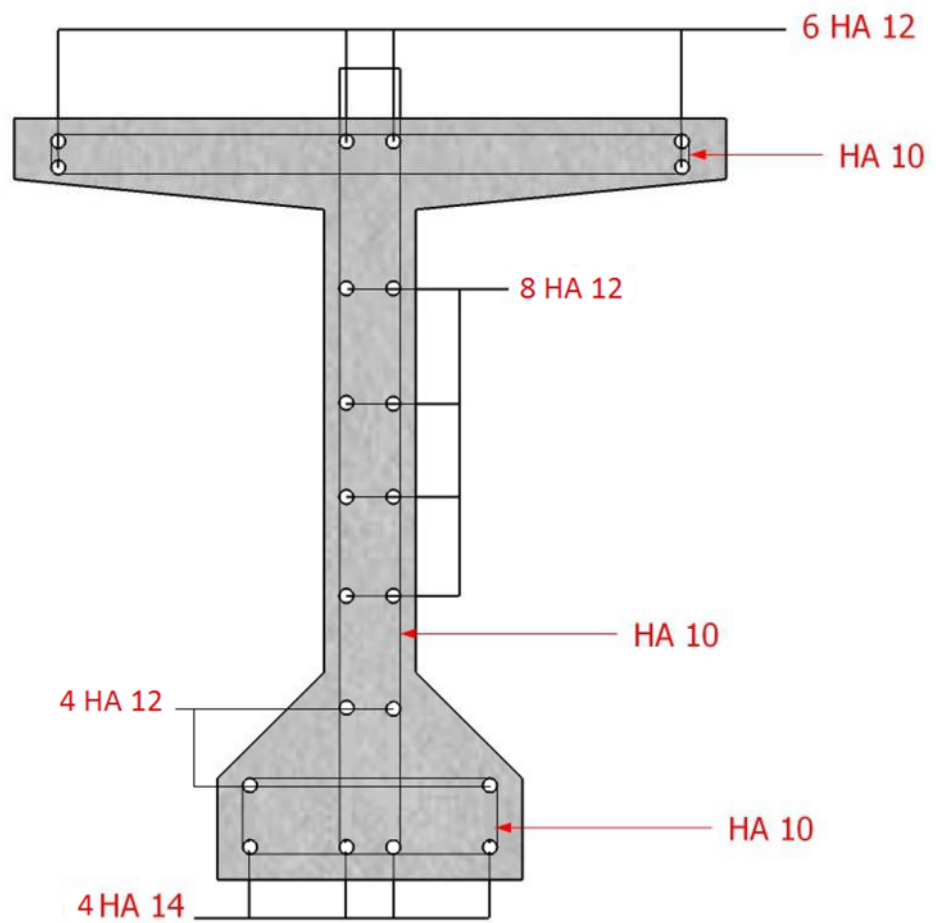
Donc nous choisirons **4 cadres HA14/ml** avec une section nominale de **12.32cm²**.

Plan vertical : 4 cadres de HA14 chaque plaque d'ancrage.

Plan horizontal : 4 cadres de HA14 autour de chaque plaque d'ancrage.



Ferrailage transversal dans la zone de régularisation



Ferrailage passif de la poutre

CHAPITRE 07

ETUDE DE LA DALLE

1. Introduction :

L'ourdis de notre tablier est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place.

Par ailleurs, il assure l'entretoisement des poutres et la transmission transversale des charges et des surcharges aux poutres (les éléments porteurs).

Les moments correspondants seront donnés par l'effet local dans l'ourdis (flexion simple).

Donc nous avons à étudier deux types de flexions :

- Flexion transversal des hourdis
- Flexion longitudinale.

2. Etude de la flexion générale :

2.1. Calcul des coefficients de répartition :

μ_α est donné par la formule d'interpolation :

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$$

μ_0 et μ_1 donnée par les tableaux de GUYON-MASSONNET par interpolation linéaire pour la valeur $\theta=0,8168$:

y\l e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-875,66	-548,61	-149,62	471,39	1484,10	471,39	-149,62	-548,61	-875,66
b/4	-448,18	-366,67	-245,08	10,82	533,44	1446,87	278,08	-604,21	-1383,14
b/2	-170,65	-179,81	-172,21	-103,87	96,80	516,08	1218,49	-323,19	-1751,92
3b/4	-34,65	-48,09	-57,69	-52,21	0,72	94,63	293,86	597,32	-1533,86
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Les valeurs de $\mu_0 \cdot 10^{-4}$ pour $\theta=0.8168$

y\l e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	-261,65	-228,90	-141,85	136,20	932,28	136,20	-142,08	-228,90	-261,65
b/4	-174,16	-182,43	-179,82	-116,09	143,19	920,18	99,39	-217,30	-369,23
b/2	-109,13	-126,82	-148,09	-158,55	-108,20	133,13	878,09	-8,37	-464,85
3b/4	-57,03	-70,74	-90,14	-113,39	-126,87	-87,75	114,26	744,49	-440,08
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Les valeurs de $\mu_1 \cdot 10^{-4}$ pour $\theta=0.8168$

On obtient après l'interpolation μ_α :

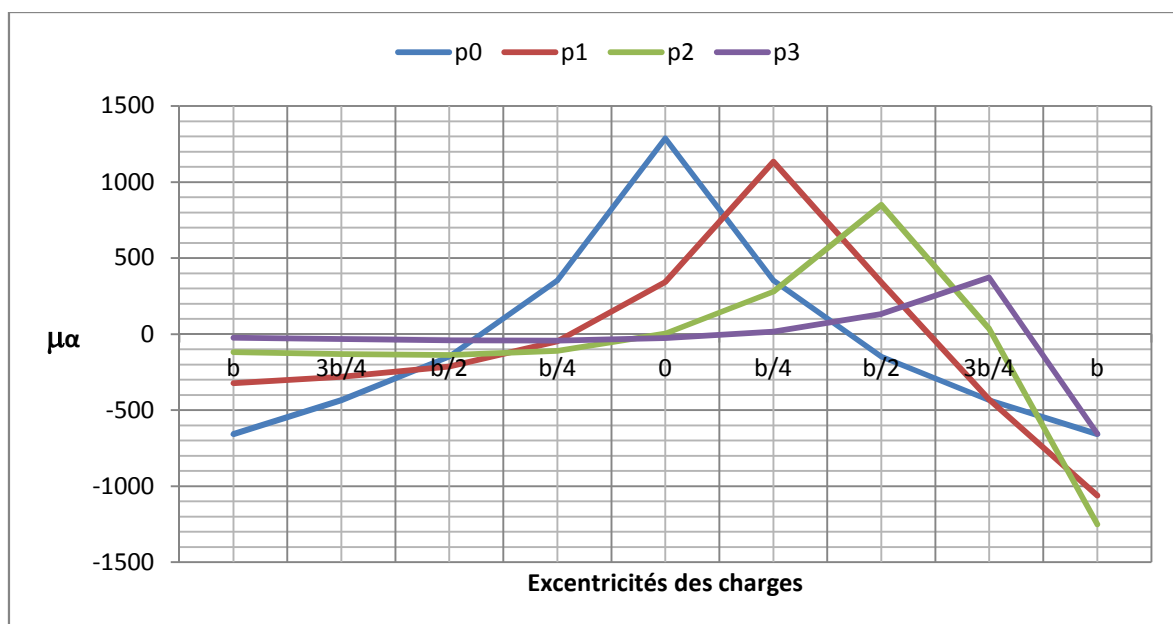
$y \setminus e$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-657,50	-435,02	-146,86	352,30	1288,04	352,30	-146,94	-435,02	-657,50
b/4	-350,82	-301,21	-221,89	-34,26	394,78	1259,74	214,59	-466,74	-1022,89
b/2	-148,79	-160,98	-163,64	-123,30	23,96	380,02	1097,54	-211,33	-1294,62
3b/4	-42,60	-56,14	-69,22	-73,95	-44,61	29,83	230,04	649,61	-1145,24
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Les valeurs de $\mu_\alpha \cdot 10^{-4}$ pour $\theta=0.8168$

$y \setminus e$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
p0	-657,50	-435,02	-146,86	352,30	1288,04	352,30	-146,94	-435,02	-657,50
p1	-321,96	-281,18	-213,57	-46,98	343,81	1134,06	340,73	-430,26	-1061,71
p2	-118,45	-131,03	-136,67	-109,20	4,37	283,27	849,69	34,64	-1251,94
p3	-24,34	-32,08	-39,55	-42,25	-25,49	17,04	131,45	371,20	-654,42

Les valeurs de $\mu_0 \cdot 10^{-4}$ pour chaque poutre

À partir du tableau des valeurs de μ_α , on trace les lignes d'influence de chaque poutre, et on détermine les valeurs maximales positives et négatives de μ_α pour les différents types de chargement.



Le tableau suivant résume les valeurs de μ_α maximales positives et négatives :

Désignation		Poutre 0		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
		μ^+	μ^-	μ^+	μ^-	μ^+	μ^-	μ^+	μ^-
A(l)	1 voie	0.0219	0.0278	0.0615	0.0295	0.0514	0.0145	0.0185	0.0038
	2 voies	0.0665	0.0278	0.0517	0.0295	0.0388	0.0103	0.0147	0.0032
	3 voies	0.0553	0.0255	0.0512	0.0191	0.0388	0.0106	0.0147	0.0032
Bc	1 file	0.0590	0.0364	0.0702	0.0497	0.0812	0.0132	0.0193	0.0037
	2 files	0.0672	0.0364	0.0670	0.0497	0.0530	0.0110	0.0158	0.0036
	3 files	0.0589	0.0364	0.0571	0.0271	0.0411	0.0105	0.0158	0.0035
Mc120		0.0657	0.0419	0.1017	0.0381	0.0272	0.0145	0.0173	0.0036
D240		0.0169	0.0277	0.0553	0.0307	0.0529	0.0145	0.0198	0.0038

2.2. Calcul des moments fléchissant transversaux My :

D’après la méthode de Gayon-Massonet, le moment transversal est donné par la relation :

$$My = P \cdot b \cdot \mu_\alpha \cdot \sin (\pi x / L)$$

Avec:

b : demi-largeur du pont.

x : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale.

L : la portée de la travée.

P : le poids de la charge à étudier.

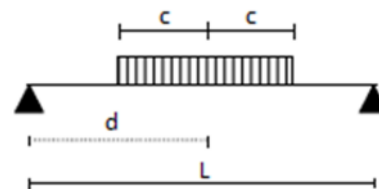
μ_α : Coefficient de répartition transversale

Pour m=1:

Pour une charge partiellement répartie (q) :

$$P = \frac{4xq}{\pi} \times \sin \frac{\pi c}{L} \times \sin \frac{\pi d}{L}$$

$$My = \frac{4xq}{\pi} b \sin \frac{\pi c}{L} \sin \frac{\pi d}{L} \sin \frac{\pi x}{L} \mu_\alpha$$

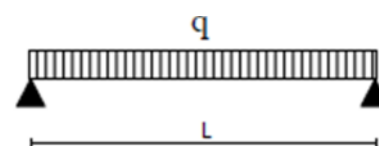


Pour une charge uniformément répartie (q) :

$$c = L/2 ; d = L/2$$

$$P = \frac{4xq}{\pi} \times \sin^2 \frac{\pi}{2}$$

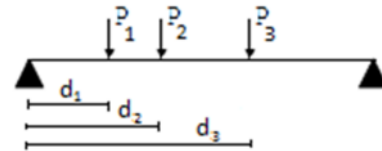
$$My = \frac{4xq}{\pi} b \sin^2 \frac{\pi}{2} \sin \frac{\pi x}{L} \mu_\alpha$$



Pour une charge concentrée (p) :

$$P = 2/L \sum p_i \sin \frac{\pi d_i}{L}$$

$$M_y = 2b/L \sum p_i \sin \frac{\pi d_i}{L} \sin \frac{\pi x}{L} \mu_\alpha$$



Le moment fléchissant transversal est maximum à mi- portée (x=l/2) :

- Poids propre de la dalle :

$$g = 7.205 \text{ t/m}^2$$

$$P = \frac{4 \times g}{\pi} \times \sin^2 \frac{\pi}{2}$$

$$P = 9.173$$

$$M_y = 62.61 \mu_\alpha$$

- Surcharge Bc:

$$P = 2/L \sum p_i \sin \frac{\pi d_i}{L}$$

pi	di	Sin (πxdi/L)	Pi x Sin (πxdi/L)
6	9.7	0.7671	4.6026
12	14.2	0.9580	11.496
12	15.7	0.9879	11.8548
6	20.2	0.9688	5.8128
12	24.7	0.7925	9.51
12	26.2	0.7031	8.4372
		Σ	51.7134

Position des charges

$$\Rightarrow P = 2,9677 \text{ t}$$

$$M_y = 20.255 \mu_\alpha$$

$$\text{Pour un file : } M_y = 20.255 \times 1.2 \times 1.0622 \mu_\alpha = 25.817 \mu_\alpha$$

$$\text{Pour deux files : } M_y = 20.255 \times 2 \times 1.1 \times 1.0718 \mu_\alpha = 47.760 \mu_\alpha$$

$$\text{Pour trois files : } M_y = 20.255 \times 3 \times 0.95 \times 1.0779 \mu_\alpha = 62.223 \mu_\alpha$$

- **Surcharge A (I) :**

$$A (L) = 0.9823 \text{ t/m}^2$$

$$P = \frac{4xa(l)}{\pi} \times \sin^2 \frac{\pi}{2}$$

$$My = \frac{4xq}{\pi} b \sin^2 \frac{\pi}{2} \sin \frac{\pi}{2} \mu_{\alpha}$$

$$P = 1.2507$$

$$My = 8.536 \mu_{\alpha}$$

$$\text{Pour un file : } My = 8.536 \times 1 \times 1 \times 3.5 \mu_{\alpha} = 29,876 \mu_{\alpha}$$

$$\text{Pour deux files : } My = 8.536 \times 1 \times 1 \times 7 \mu_{\alpha} = 59,752 \mu_{\alpha}$$

$$\text{Pour trois files : } My = 8.536 \times 0.9 \times 1 \times 10.5 \mu_{\alpha} = 80,665 \mu_{\alpha}$$

- **Surcharge Mc120 :**

$$q = 18,0327 \text{ t/ml}$$

$$P = \frac{4xq}{\pi} \times \sin \frac{\pi c}{L} \times \sin \frac{\pi d}{L}$$

$$c = 3.05 ; d = L/2$$

$$P = 6,2335 \text{ t/ml}$$

$$My = 6,2335 \times 6.825 \times 1.0683 \times \mu_{\alpha}$$

$$My = 45,449 \mu_{\alpha}$$

- **Surcharge D240 :**

$$q = 12.9 \text{ t/ml}$$

$$P = \frac{4xq}{\pi} \times \sin \frac{\pi c}{L} \times \sin \frac{\pi d}{L}$$

$$c = 9.3 ; d = L/2$$

$$p = 12,2156 \text{ t/ml}$$

$$My = 83,372 \mu_{\alpha}$$

Alors le moment fléchissant transversal pour chaque poutre :

Désignation		My	Poutre 3			
			$\mu+$	M+	$\mu-$	M-
A(l)	1 voie	29.876	0.0185	0.5527	0.0038	0.1135
	2 voies	59.752	0.0147	0.8783	0.0032	0.1912
	3 voies	80.665	0.0147	1.1858	0.0032	0.2581
Bc	1 voie	25.817	0.0193	0.4982	0.0037	0.0955
	2 voies	47.760	0.0158	0.7546	0.0036	0.1719
	3 voies	62.223	0.0158	0.9831	0.0035	0.2178
Mc120		45,449	0.0173	0.7863	0.0036	0.1636
D240		83,372	0.0198	1.6508	0.0038	0.3168

Le moment fléchissant transversal au niveau de poutre3

Désignation		My	Poutre 2			
			$\mu+$	M+	$\mu-$	M-
A(l)	1 voie	29.876	0.0514	1.5356	0.0145	0.4332
	2 voies	59.752	0.0388	2.3184	0.0103	0.6154
	3 voies	80.665	0.0388	3.1298	0.0106	0.8550
Bc	1 voie	25.817	0.0812	2.0963	0.0132	0.3408
	2 voies	47.760	0.0530	2.5313	0.0110	0.5254
	3 voies	62.223	0.0411	2.5574	0.0105	0.6533
Mc120		45,449	0.0272	1.2362	0.0145	0.6590
D240		83,372	0.0522	4.3520	0.0145	1.2089

Le moment fléchissant transversal au niveau de poutre2

Désignation		My	Poutre 1			
			$\mu+$	M+	$\mu-$	M-
A(l)	1 voie	29.876	0.0615	1.8374	0.0295	0.8813
	2 voies	59.752	0.0517	3.0892	0.0295	1.7627
	3 voies	80.665	0.0512	4.1300	0.0191	1.5407
Bc	1 voie	25.817	0.0702	1.8123	0.0497	1.2831
	2 voies	47.760	0.0670	3.1999	0.0497	2.3737
	3 voies	62.223	0.0571	3.5529	0.0271	1.6862
Mc120		45,449	0.1017	4.6222	0.0391	1.7770
D240		83,372	0.0553	4.6105	0.0307	2.595

Le moment fléchissant transversal au niveau de poutre1

Désignation		My	Poutre 0			
			$\mu+$	M+	$\mu-$	M-
A(l)	1 voie	29.876	0.0219	0.6543	0.0278	0.8305
	2 voies	59.752	0.0665	3.9735	0.0278	1.6611
	3 voies	80.665	0.0553	4.4608	0.0255	2.0569
Bc	1 voie	25.817	0.0590	1.5232	0.0364	0.9397
	2 voies	47.760	0.0672	3.2095	0.0364	1.7385
	3 voies	62.223	0.0589	3.7238	0.0364	2.3013
Mc120		45,449	0.0587	2.6678	0.0419	1.9043
D240		83,372	0.0169	1.4090	0.0277	2.3094

Le moment fléchissant transversal au niveau de poutre0

Donc les moments transversaux maximums sont :

Le moment transversal positif max est donné par la surcharge **Mc120** pour la position de poutre 1 : **M+ = 4.6222 t.m**

Le moment transversal négatif max est donnée par la surcharge **D240** pour la position de poutre1 : **M- = 2.595 t.m**

3. Etude de la flexion localisée :

3.1. Moments dans l'hourdis dus à la flexion localisée :

Pour l'étude de la flexion localisée, nous démarrerons du principe que la dalle travaille dans les deux sens X, Y, donc nous avons deux moments, et pour les déterminer nous utiliserons les abaques PIGEAUD.

Les abaques PIGEAUD permettent de déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle, rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque d'où l'on peut déduire, par combinaisons diverses de rectangles chargés, ceux correspondant aux surcharges civiles (Bc) ou militaire (système Mc 120 appelé communément char de 110 tonnes).

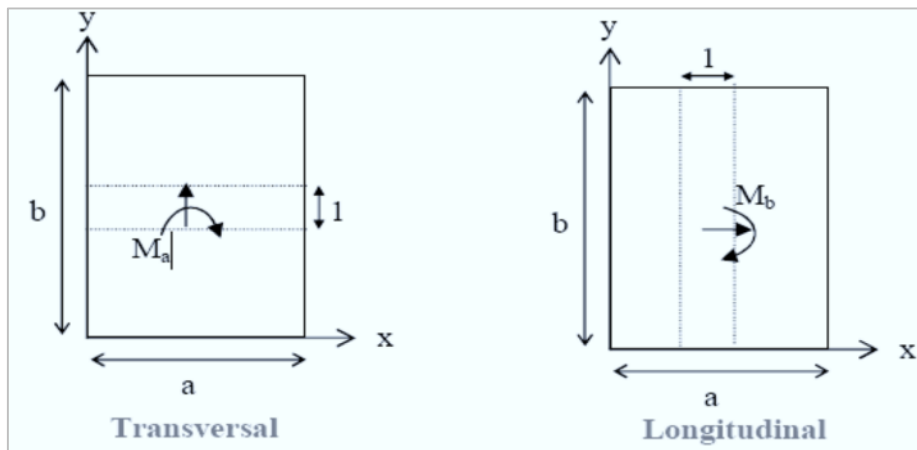
L'abaque (n° 61) est la reproduction de l'abaque PIGEAUD relatif à une charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle. Il est à utiliser pour le calcul des moments dus à la charge permanente et des moments dus aux surcharges du système A.

Moment Ma et Mb au centre de la dalle :

Les abaques donnent les moments Ma et Mb qui sont :

Ma : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal »

Mb : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal ».



Ma et Mb

Pour le calcul des moments dues aux surcharges les abaques nous donnent directement ces moments en fonction de E, a et b où :

E : la hauteur de répartition

a : la petite portée lx

b : la grande portée ly

- **Calcul de E :**

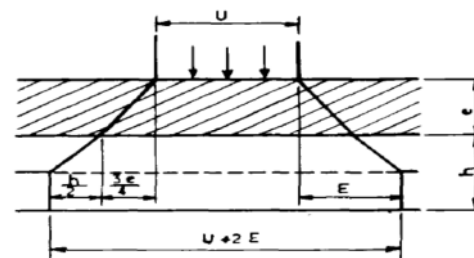
$E = \frac{3}{4}(\text{épaisseur de la chaussée}) + \frac{1}{2}(\text{épaisseur de la dalle})$

$E = \frac{3}{4}(8.5) + \frac{1}{2}(22) = 0,17 \text{ m}$

$\begin{cases} l_x = a = 1.95 \text{ m} \\ l_y = b = 35.85 \text{ m} \end{cases}$

Donc :

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,0544 ; \rho' = 18.384$



Diffusion de la charge sur l'hourdis

3.2. Calcul des moments :

Charge permanente :

Poids propre des hourdis : $0.22 \times 2.5 = 0.55 \text{ t/m}^2$

Poids propre de revêtement : $0.085 \times 2.4 = 0.204 \text{ t/m}^2$

Poids total = $(0.55 + 0.204) \times 35.85 \times 1.95 = 52,710 \text{ t}$

- Moment due au poids propre :

Le poids propre étant une charge uniformément répartie nous utiliserons les abaques Pigeaud **abaque n°61** (voir annexe), donnant les moments M1 et M2 en fonction de :

$$\rho = 0.0544$$

M1 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée $l_x = a$.

M2 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée $l_y = b$.

Les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre de la dalle seront donc :

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) P$$

ν : Coefficient de poisson, = 0.15 pour le béton armé

$$\text{D'après l'abaque n°61 : } \begin{cases} M_1 = 0.0065 \\ M_2 = 0.0065 \end{cases}$$

(Le panneau travaille dans un seul sens, celui de la petite portée $M_1 = M_2$)

Moment transversal M_a :

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) P = [0,0065 + (0,15 \times 0,0065)] \times 52,710 = 0,394 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{En travée} = 0,8 \times M_a = 0,3152 \text{ t.m}$$

(0,8 : Coefficient de réduction pour encastrement partiel sur appuis)

$$\text{Sur appui} = -0,5 \times M_a = -0,197 \text{ t.m}$$

Moment longitudinal M_b :

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) P = [0,0065 + (0,15 \times 0,0065)] \times 52,710 = 0,394 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{En travée} = 0,8 \times M_b = 0,3152 \text{ t.m}$$

$$\text{Sur appui} = -0,5 \times M_b = -0,197 \text{ t.m}$$

- **Moment due à la surcharge A(l) :**

$$A(l) = 0.9823 \text{ t/m}^2$$

$$A(l)_{\text{max}} = 0.9823 \times 35.85 \times 1.95 = 68.67 \text{ t}$$

Moment transversal Ma :

$$M_a = (M_1 + 0.15M_2) \times P = (0.0065 + 0.15 \times 0.0065) \times 68.67 = 0.5133 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{En travée : } M_a = 0.8 M_a = 0.4106 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Sur appui : } M'_a = -0.5M_a = -0.2566 \text{ t.m/ml}$$

Moment longitudinal Mb :

$$M_b = (M_2 + 0.15M_1) \times P = (0.15 \times 0.0065 + 0.0065) \times 68.67 = 0.5133 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{En travée : } M_b = 0.8 M_b = 0.4106 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Sur appui : } M'_b = -0.5 M_b = -0.2566 \text{ t.m/ml}$$

- **Moment du à la surcharge Bc (trois voies chargées) :**

$L = \inf [\text{sup (entre axe des poutres de rive, longueur roulable) ; portée de la poutre}]$

$$L = \inf [\text{sup (11.7 ; 12) ; 31}] \text{ d'où : } L = 12\text{m}$$

$$\text{Poids propre de l'hourdis : } 0,22 \times 12^2 \times 2,5 = 79.2 \text{ t}$$

$$\text{Poids propre de revêtement : } 0,085 \times 12^2 \times 2,4 = 29.376 \text{ t}$$

$$\text{Poids propre de la superstructure : } 1.387 \times 12 = 16.644 \text{ t}$$

$$\Sigma G = 125.22 \text{ t}$$

$$S : \text{ surcharge maximales : } 3 \times 30 = 90 \text{ t}$$

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 12} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{125,22}{90 \times 0,95}} \Rightarrow \delta = 1.205$$

Moment transversal Ma :

Les abaques de Thenoz donnent les moments pour des valeurs de $a \geq 2\text{m}$ et nous avons dans notre cas $a = 1.95$ qui ne figure pas dans les abaques on prend $a = 2\text{m}$.

Le moment M_a est en fonction de :

$$\begin{cases} a = 2\text{m} \\ E = 0,17\text{m} \\ b = \text{infini}(35.85\text{m}) \end{cases}$$

D'après l'abaque n°9 (voir annexe) :

$$M_a = M \times bc \times \delta \times 0,8 \times 1,2 = 2,48 \times 0,95 \times 1,205 \times 0,8 \times 1,2$$

(1.2 : Coefficient de pondération des surcharges)

$$M_a = 2,7254 \text{ t.m/ml}$$

Moment longitudinal M_b :

D'après l'abaque n°25(voir annexe) :

$$M_b = M_b \times bc \times \delta \times 0,8 \times 1,2 = 1,24 \times 0,95 \times 1,205 \times 0,8 \times 1,2$$

$$M_b = 1,3627 \text{ t.m/ml}$$

- Moment du à la surcharge M_{c120} :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 12} + \frac{0,6}{1+4 \frac{125,22}{110}} \Rightarrow \delta = 1,2257$$

Moment transversal :

$$b = \text{infini (35.85m)} ; a = 2\text{m} ; E = 0,17$$

D'après l'abaque N°35 (voir annexe) :

$$M_a = 2,39 \times 1,2 \times 1,2257 \times 0,8 = 2,812 \text{ t.m/ml}$$

Moment longitudinal :

Le moment longitudinal est néant.

- Moment du à la surcharge D_{240} :

Le convoi D_{240} est une charge uniformément répartie sur un rectangle ($U' \times V'$) au milieu de la dalle.

$$\rho = 1,95/35,85 = 0,544$$

$$U' = U + 2 E = 1,95 + (2 \times 0,17) = 2,29 \text{ m}$$

$$V' = V + 2 E = 18,6 + (2 \times 0,17) = 18,94 \text{ m}$$

$$\text{D'après l'abaque n°61 : } \begin{cases} M_1 = 0,0065 \\ M_2 = 0,0065 \end{cases}$$

$$P = 4,0322 \times 18,94 \times 2,29 = 174,889 \text{ t}$$

Moment transversal M_a :

$$M_a = (M1 + \nu M2) P = [0,0065 + (0,15 \times 0,0065)] \times 174.878 \times 0.8 = 1.0457 \text{ t.m/ml}$$

Moment longitudinal M_b :

$$M_b = (M2 + \nu M1) P = [0,0065 + (0,15 \times 0,0065)] \times 174.878 \times 0.8 = 1.0457 \text{ t.m/ml}$$

3.3. Moment de continuité sur appui :

Pour déterminer les moments de continuité dans les dalles de couverture des ponts à poutres sous chaussée ; on considère les cas de charges symétrique par rapport aux appuis de la dalle qui sont les poutres principales, les abaques utilisés dans les documents SETRA déterminant les moments fléchissant maximaux produits au milieu des côtés encastré de la dalle ; par les surcharges réglementaires (titre II CPC) en fonction de :

- l'épaisseur E ($\frac{1}{2}$ épaisseur de la dalle + $\frac{3}{4}$ épaisseur de la chaussée)
- du demi largeur ' A ' de l'appui constitué par une poutre principale, ' A ' est la demi-largeur de l'âme augmentée s'il y a lieu d'un gousset dessinée à 45°
- des dimensions : a et b de la dalle, b est parallèle à l'axe de l'ouvrage, et a perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

Moment de continuité sur poutre (M_{cp}) :

On note pour un pont de 1^{ère} classe, les cas de charge les plus défavorable sont les systèmes B_c et M_{c120}

- Système B_c :

$$b = \text{infini} (35.85\text{m}) ; a = 2\text{m} ; E = 0.17\text{cm} ;$$

$$A = 20\text{cm}$$

$$\text{D'après l'abaque N°5 : } M_{cp} = 2600 \text{ kg.m/ml}$$

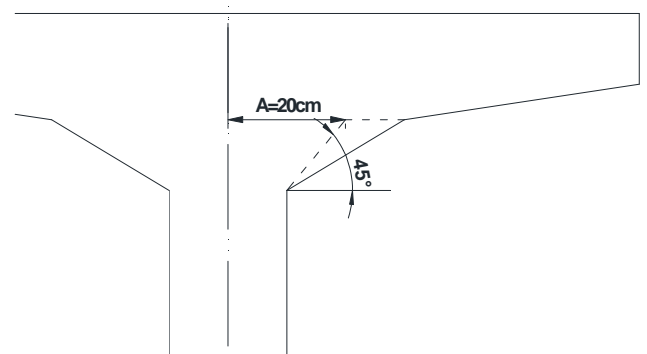
$$M'_{cp} = 2.6 \times 0.95 \times 1.205 \times 1.2 = 3.571 \text{ t.m/ml}$$

- Système M_{c120} :

$$b = \text{infini} (35.85\text{m}) ; a = 2\text{m} ; E = 0.17\text{cm} ; A = 20\text{cm}$$

$$\text{D'après l'abaque N°26 : } M_{cp} = 1900 \text{ kg.m/ml}$$

$$M'_{cp} = 1.9 \times 1,2257 \times 1.2 = 2.794 \text{ t.m/ml}$$



Largeur des appuis de la dalle A

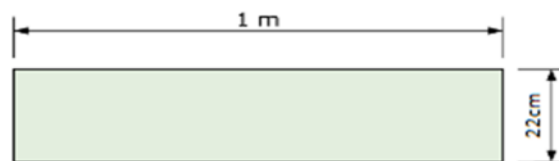
4. Ferrailage de l'hourdis :

Tableau récapitulatif des moments à prendre en compte pour ferrailer l'hourdis :

Moment max		longitudinalement		Transversalement	
		M+	M-	M+	M-
Flexion générale	Surcharge (t.m)	\	\	4.6222	2.595
Flexion localisé	CP (t.m)	0,3152	0,197	0,3152	0,197
	Surcharge (t.m)	1.3627	\	2.7254	3.571
M _{ELS} (t.m)		1.950	0.197	8.2078	7.0772
M _{ELU} (t.m)		2.6058	0.266	11.026	9.4828

4.1. Ferrailage transversal :

On aura à ferrailer l'hourdis en flexion simple, et pour cela nous étudierons une section rectangulaire de largeur de 1m.



La section de la dalle a étudié

Le ferrailage se fait à l'aide du logiciel calculette BA, les résultats obtenus sont :

- Ferrailage de la nappe inferieure :

Avec un enrobage de 3cm

A ELS: $M = 0.08207 \text{ MN.m} \Rightarrow A_s = 23.59 \text{ cm}^2$

A ELU: $M = 0.11026 \text{ MN.m} \Rightarrow A_s = 18.6 \text{ cm}^2$

Soit : **5HA25** ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$).

Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1 \times 0.19 \times 0.23 \times 2.7}{400} = 2.62 \text{ cm}^2$$

On ne constate que : $24.54 \text{ cm}^2 \geq 2.62 \text{ cm}^2$ (la condition est vérifiée).

- **Ferraillage de la nappe supérieure :**

Avec un enrobage de 3cm

A ELS: $M = 0.07077\text{MN.m} \Rightarrow A_s = 20.15 \text{ cm}^2$

A ELU: $M = 0.09482\text{MN.m} \Rightarrow A_s = 15.72 \text{ cm}^2$

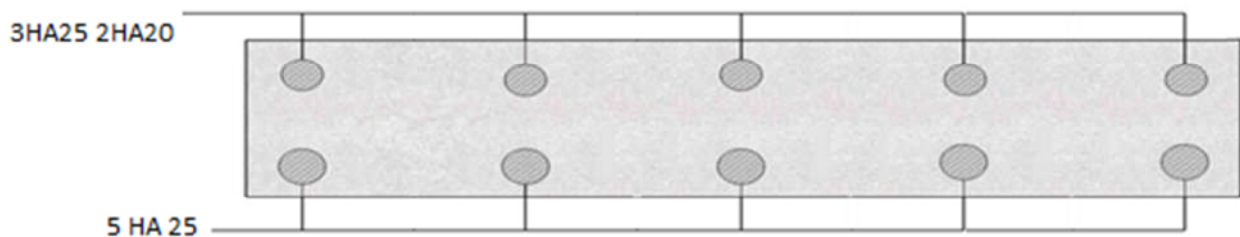
Soit : **3HA25 et 2HA20** ($A_s = 21.01 \text{ cm}^2$).

Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1 \times 0.19 \times 0.23 \times 2.7}{400} = 2.62\text{cm}^2$$

On ne constate que : $21.01 \text{ cm}^2 \geq 2.62 \text{ cm}^2$ (la condition est **vérifiée**).



4.2. Ferraillage longitudinale :

- **Ferraillage de la nappe inférieure :**

Avec un enrobage de 3cm

A ELS: $M = 0.0195\text{MN.m} \Rightarrow A_s = 5.19 \text{ cm}^2$

A ELU: $M = 0.02606\text{MN.m} \Rightarrow A_s = 4.03 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA14** ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$).

Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1 \times 0.19 \times 0.23 \times 2.7}{400} = 2.62\text{cm}^2$$

On ne constate que : $6.16 \text{ cm}^2 \geq 2.62 \text{ cm}^2$ (la condition est **vérifiée**).

- **Ferraillage de la nappe supérieure :**

Avec un enrobage de 3cm

A ELS: $M = 0.00197\text{MN.m} \Rightarrow A_s = 0.49 \text{ cm}^2$

A ELU: $M = 0.00266\text{MN.m} \Rightarrow A_s = 0.40 \text{ cm}^2$

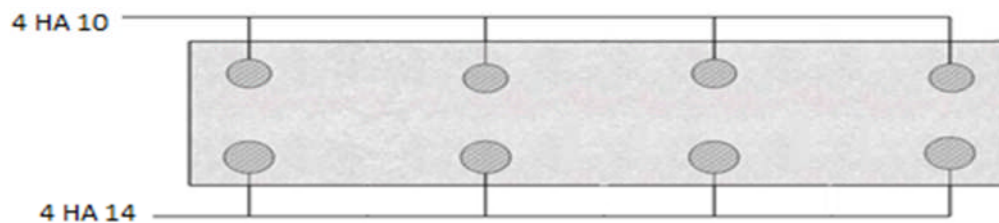
Soit : **4HA10** ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$).

Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1 \times 0.19 \times 0.23 \times 2.7}{400} = 2.62\text{cm}^2$$

On constate que : $3.14 \text{ cm}^2 \geq 2.62 \text{ cm}^2$ (la condition est **vérifiée**).



5. Etude de l'effort tranchant :

5.1. Calcul l'effort tranchant :

- **Effet de Poids propre :**

Nous calculons les efforts tranchant en employant la formule approchée donnée par Pigeaud :

$$P = 1.95 \times 35.85 \times (0.22 \times 2.5 + 0.085 \times 2.4) = 52.71\text{t}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du côté de dimension "a" est :

$$T_a = \frac{P}{2a+b} = 52.71 / (1.95 + 2 \times 35.85) = 0.715 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du côté de dimension "b" est :

$$T_b = \frac{P}{3a} = 52.71 / (3 \times 35.85) = 0.49 \text{ t/ml}$$

- **Effet des surcharges A(l) :**

$$A(l) = 0.9823 \text{ t/m}^2$$

$$P = 0.9823 \times 35.85 \times 1.95 = 68.67 \text{ t}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du côté de dimension "a" est :

$$T_a = \frac{P}{2a+b} = 68.67/(1.95+2 \times 35.85) = 0.932 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du côté de dimension "b" est :

$$T_b = \frac{P}{3a} = 68.67/(3 \times 35.85) = 0.638 \text{ t/ml}$$

- **Surcharge de type Bc :**

$$P = 6 \text{ t}$$

$$\text{Impact réel : } U \times V = (0.25 \times 0.25) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$\text{Impact diffusée : } U' \times V' = (0.59 \times 0.59) = 0.3481 \text{ m}^2$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du côté de dimension "a" est :

$$T_v = \frac{P}{2V'+U'} = 6/(0.59 + 2 \times 0.59) = 3.389 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du côté de dimension "b" est :

$$T_u = \frac{P}{3V'} = 6/(3 \times 0.59) = 3.389 \text{ t/ml}$$

$$T_v = T_v \times \delta_{Bc} \times 1.2 = 3.389 \times 1.205 \times 1.2 = 4.9 \text{ t/ml}$$

$$T_u = T_u \times \delta_{Bc} \times 1.2 = 3.389 \times 1.205 \times 1.2 = 4.9 \text{ t/ml}$$

- **Effet du système Mc120 :**

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

$$\text{Impact réel : } U \times V = (6.10 \times 1.00) = 6.1000 \text{ m}^2$$

$$\text{Impact diffusée : } U' \times V' = (6.44 \times 1.34) = 8.6296 \text{ m}^2$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du côté de dimension "a" est :

$$T_v = \frac{P}{2V'+U'} = 55/(1.34+2 \times 6.44) = 3.867 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du côté de dimension "b" est :

$$T_u = \frac{P}{3V'} = 55/(3 \times 6.44) = 2.846 \text{ t/ml}$$

$$T_v = T_v \times \delta_{Mc120} = 3.867 \times 1,2257 = 4.739 \text{ t/ml}$$

$$T_u = T_u \times \delta_{Mc120} = 2.846 \times 1,2257 = 3.488 \text{ t/ml}$$

- **Effet du convoi D240 :**

$$P = 4.03 \times 18.6 \times 1.95 = 146.168t$$

$$\text{Impact réel : } U \times V = (18.6 \times 1.95) = 36.27 \text{ m}^2$$

$$\text{Impact diffusée : } U' \times V' = (18.94 \times 2.29) = 43.372 \text{ m}^2$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du côté de dimension "a" est :

$$T_v = \frac{P}{2V' + U'} = 146.168 / (2.29 + 2 \times 18.94) = 3.638 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du côté de dimension "b" est :

$$T_u = \frac{P}{3V'} = 146.168 / (3 \times 18.94) = 2.572 \text{ t/ml}$$

Récapitulatif des efforts :

On remarque que la surcharge Bc est un effet très important sur la dalle donc la combinaison à faire pour avoir le Tmax est : $1.35T_G + 1.6T_{Bc}$

- **Transversalement :**

$$T_a = 1.35 \times 0.49 + 4.9 \times 1.6 = 8.501 \text{ t}$$

- **Longitudinalement :**

$$T_b = 1.35 \times 0.715 + 4.9 \times 1.6 = 8.805 \text{ t}$$

5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = T / (b \times z) \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

τ_b : contrainte de cisaillement dans l'hourdis

$\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton

$$\bar{\tau}_b = \min [0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}] = 3.5 \text{ MPa.}$$

b : 100 cm

Z = 0,198 cm

D'où :

$$\tau_b = \frac{8.805 \times 10^{-2}}{1 \times 0.198} = 0.4447 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 3.5 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte de cisaillement est vérifiée dans les deux sens

CHAPITRE 08

CALCUL DES DEFORMATIONS

1. Introduction :

La résistance mécanique et la déformation sont des caractéristiques importantes du béton, car elles jouent un grand rôle non pas seulement pour la stabilité, mais aussi la durabilité des ouvrages.

L'ingénieur attache une importance particulière aux caractéristiques de résistance mécanique et de déformation des matériaux, car leur connaissance lui est indispensable pour réaliser des constructions à la fois sûres et économiques.

Dès la fin de la mise en œuvre, le béton est soumis à des déformations, même en absence de charges.

Les différentes déformations que peut subir une construction en béton sont :

- Les flèches et les rotations qui sont due essentiellement aux charges permanentes et les surcharges.
- Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température).

2. Calcul des flèches :

2.1. Fléché due au poids propre :

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie ($q=3,608$ t/ml)

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 q l^4}{384 E_v I}$$

$$l = 34.85\text{m}$$

E_v : module d'élasticité différée du béton = 12102,94 MPa

$I = 45336409.47 \text{ cm}^4$ (poutre avec hourdis à mi- travée).

$$\Rightarrow f_G = 12.63\text{cm}$$

2.2. Contre-flèche de précontrainte :

f_p est donné par :

$$f_p = \frac{-5 \mu l^4}{384 E_v I}$$

$$P_i = P \times e \times \cos \theta$$

$$\mu = (8 \times e \times P_i) / L^2$$

	e (m)	θ (rad)	P (MN)	μ	f_i (m)
f_1	1,389	-0,154979	1,1388184	0,0104194	0,0364715
f_2	1,089	-0,121506	1,1441349	0,0082071	0,0287277
f_3	0,861	-0,096067	1,1473183	0,0065069	0,0227763
f_4	0,561	-0,062594	1,1503757	0,004251	0,0148799
f_5	0,261	-0,029121	1,1521443	0,0019808	0,0069334

Alors la flèche total du a la précontrainte : **$f_p = -10,978$ cm**

2.3. Flèche due aux surcharges :

La flèche est maximal à mi- travée pour le convoi D240 ($M = 366.168$ t.m)

La flèche due à ce chargement est donnée par la formule :

$$f_q = \frac{5 M_{d240} l^2}{48 E_i I}$$

E_i : module d'élasticité différée du béton = 35981.73MPa

$$\Rightarrow f_q = \mathbf{2.84cm}$$

2.4. Flèche de construction :

On adopte pour le font du coffrage, une flèche dite flèche de construction qui est vers le bas pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte.

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_g)$$

$$\Rightarrow f_c = \mathbf{1,239 cm}$$

2.5. La flèche totale :

- En service à vide :

$$f = f_p + f_G + f_c = -10,978 + 12.63 + 1.239 = \mathbf{2,891cm}$$

- En service en charge :

$$f = f_p + f_G + f_c + f_q = 2.891 + 2.84 = \mathbf{5.731cm}$$

Vérification de la flèche admissible :

$$F = 5.731cm \leq L/500 = \mathbf{6,97 cm}$$

Donc la condition de flèche limite à l'ELS est vérifiée.

3. Calcul des rotations :

3.1. Rotation sous poids propre :

$$\theta_G = \frac{q l^3}{24 \times E_V \times I}$$

I : moment d'inertie (poutre avec hourdis) à l'about = 0,5715 m⁴

$$\Rightarrow \theta_G = 9.199 \times 10^{-3} \text{rd}$$

3.2. Rotation sous l'effet de la précontrainte :

$$\theta_p = -\frac{1}{2EI} \int_0^l M dx$$

On calcul les moments de précontrainte ($M = N \times e$) pour : $x = 0L$, $x = L/2$

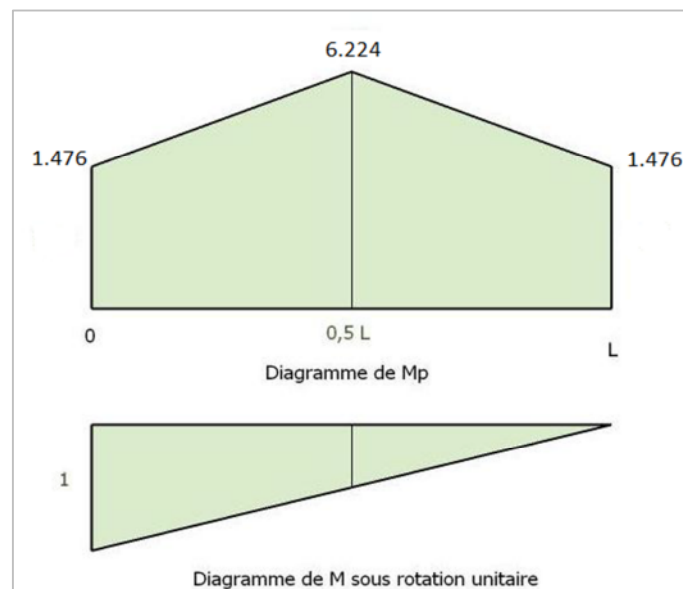
Tel que :

N : effort de précontrainte $N_i = P_i \sum \cos \theta_i$

e : excentricité.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section	e(m)	Pi(MN)	$\sum \cos \theta_i$	N(MN)	M(MN.m)
0L	0.25	1.187	4.973	5.904	1.476
L/2	1.08	1.152	5	5.763	6.224



$\int_0^l M dx$: Représente l'aire du diagramme des moments de précontrainte ($A = 138.0225$)

$$\text{Alors : } \theta_p = -\frac{A}{2EI}$$

$$\theta_p = -9.977 \times 10^{-3} \text{rd}$$

3.3. Rotation sous surcharge :

Le cas le plus défavorables de surcharge seul (convoie D240), La rotation est donnée par :

$$\theta_q = \frac{q l^3}{24 \times E_i \times I}$$

$$\theta_q = 11.06 \times 10^{-3} \text{rd}$$

3.4. La rotation totale :

- En service à vide :

$$\theta = \theta_p + \theta_G = -0.778 \times 10^{-3} \text{rd}$$

- En service en charge :

$$\theta = \theta_p + \theta_G + \theta_q = 10.282 \times 10^{-3} \text{rd}$$

4. Calcul des déplacements :**4.1. Déplacement du à une rotation d'appui :**

$$\Delta h_{\text{rot}} = \frac{\theta \times h}{2} = \frac{10.282 \times 10^{-3} \times 202}{2} = 1.03 \text{cm}$$

4.2. Déplacement du à Retrait :

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 4.10^{-4}$

$$\Delta h_{\text{ret}} = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{0.0004 \times 34.85}{2} = 0.69 \text{cm}$$

4.3. Déplacement du à Fluage :

$$\Delta h_{\text{fluage}} = \frac{L \times (\sigma_b + \sigma_m)}{2 \times E} = \frac{34.85 \times 8,212}{2 \times 12102,94} = 1.18 \text{cm}$$

4.4. Déplacement du à la variation de température :

$$\Delta h_{\text{temp}} = \frac{\varepsilon_t \times L}{2} = \frac{\pm 4 \times 10^{-4} \times 34.85}{2} = 0.69 \text{cm}$$

4.5. Déplacement total :

$$\Delta U_{\text{max}} = \frac{2}{3} (\Delta h_{\text{rot}} + \Delta h_{\text{ret}} + \Delta h_{\text{fluage}}) + \Delta h_{\text{temp}}$$

$$\Leftrightarrow \Delta U_{\text{max}} = 2.62 \text{cm}$$

CHAPITRE 09

LES EQUIPEMENTS DU PONT

1. Introduction :

Les équipements jouent un rôle très important dont leur but principal est d'assurer le bon fonctionnement mécanique du pont avec sa durabilité dans le temps.

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- sécurité des personnes et de la circulation ; ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières).
- protection et maintien de la pérennité de la structure : ce sont en particulier
- l'évacuation des eaux, et surtout l'étanchéité.
- fonctionnement correct de la structure : appareils d'appui et les joints de chaussée.

Par ailleurs, la chaussée, les dalles de transition, les joints de chaussée facilitent la circulation; les corniches et les écrans acoustiques participent, quant à eux, au confort de vie des riverains ; enfin, les échelles, les portes, les passerelles, etc permettent la visite et l'entretien courant du pont.

Par rapport à la structure, les équipements sont caractérisés par une durée de vie beaucoup plus réduite car ils sont sujets à usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de chaussée (directement soumis aux agressions du trafic) ou des appareils d'appui, d'où la nécessité de prévoir des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

2. Les appareils d'appuis :

Les tabliers de ponts reposent sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, ces derniers ont pour rôle de transmettre essentiellement des efforts horizontaux mais également verticaux.

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquels il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère alors comme de la matière consommable. A ce titre, on devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre.

D'autant que le coût du produit lui-même est sans commune mesure avec celui des opérations d'interventions pour soulever la structure et réparer les bossages : un rapport de 1 à 50 est considéré comme un minimum.

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts en France. Si, aux extrêmes du domaine d'emploi, les raisons conduisant au choix de l'un ou de l'autre type d'appareil sont assez évidentes, la question est plus délicate à la frontière.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

Pour des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculées à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement.

Au vu des réactions calculées, notre choix se portera donc vers les appareils d'appui en élastomère fretté.

2.1. Description :

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont constitués de feuillets d'élastomère (néoprène) empilés les uns sur les autres avec de fines tôles d'aciers entre elles jouant le rôle de frettes. Le fait d'allier ces deux matériaux procure à l'appareil l'élasticité nécessaire à son fonctionnement ainsi qu'une bonne rigidité.

Ils présentent les avantages suivants :

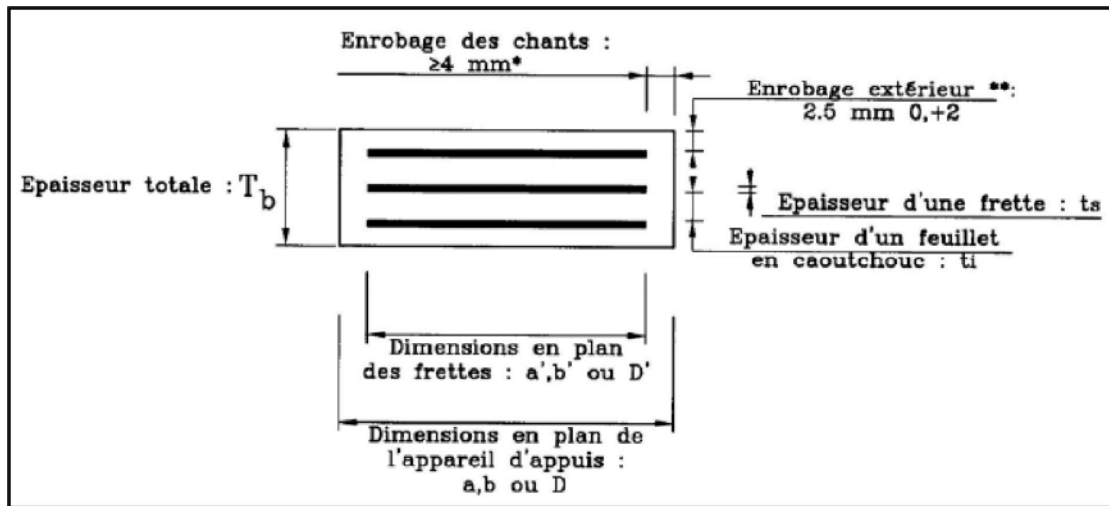
- Facilité de mise en œuvre et de réglage
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- Ils n'exigent pas d'entretien particulier
- Leur coût est compétitif

Mais le principale intérêt de ce type d'appareil d'appui réside dans leur déformabilité, ils ont la capacité d'absorber les rotations et distorsions imposées par la structure.

2.2. Dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils d'appui est principalement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développe dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués et aux déformations imposées à l'appareil.

On suppose que l'élastomère est incompressible.



- **Détermination de la section :**

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_{\text{adm}} = 15 \text{ MPa}$$

R_{max} : réaction d'appui maximale.

2 MPa : condition de non cheminement.

15 MPa : condition de non écrasement.

Tel que : R_{max} = V_G + V_{D240} = 62,88 + 7,86 = 70,66 t.

$$\text{Donc : } \frac{70,66 \times 10^3}{150} \leq a \times b \leq \frac{70,66 \times 10^3}{20} = 471,06 \text{ cm}^2.$$

$$471,06 \text{ cm}^2 \leq a \times b \leq 3533 \text{ cm}^2.$$

$$0,0471 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,3533 \text{ m}^2 \dots \dots \dots (1).$$

- **Hauteur nette de l'élastomère :**

La hauteur de l'élastomère doit vérifier la condition suivante :

$$T \geq \frac{U_1}{0,5}$$

U₁ : déformation lente (retrait, fluage, température).

$$U_1 = 0,69 + 1,18 + 0,69 = 2,56 \text{ cm} = 25,6 \text{ mm}.$$

$$T \geq \frac{25,6}{0,5} = 51,2 \text{ mm}.$$

On prend T = 60 mm.

On prend 5 feuilles de 12 mm chacune.

Les dimensions de l'appareil d'appui doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- La condition de non flambement.
- L'épaisseur minimale.

- **Dimensions en plan de l'appareil :**

Il demandé de respecter les inégalités suivantes qui concernent la condition de non-flambement et la condition de l'épaisseur minimale pour les irrégularités de la surface de pose :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

En choisit en général un appui rectangulaire avec le coté a parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage et $a < b$, afin de limiter les contraintes dues à la rotation.

$5T \leq a \leq 10 T$ d'où : $300 \text{ mm} \leq a \leq 600 \text{ mm}$.

On choisit : $a = 450 \text{ mm}$.

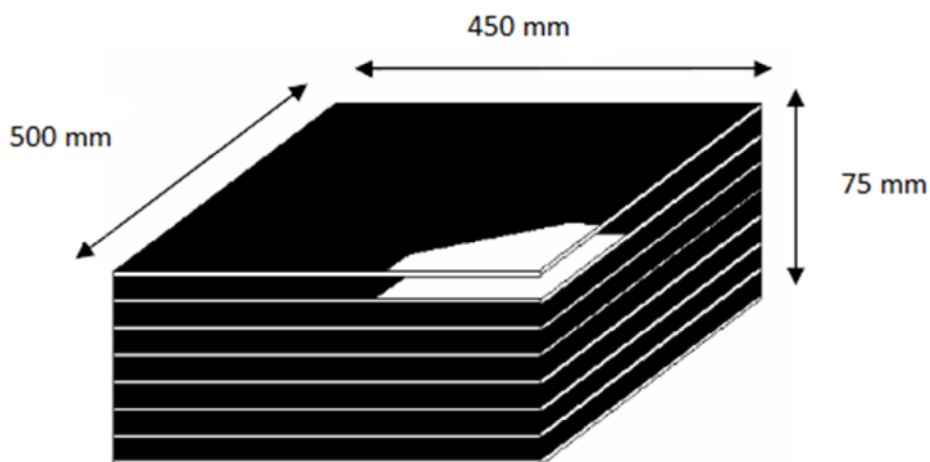
D'après l'inégalité (1) on trouve que :

$$0,0471 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,3533 \text{ m}^2$$

$$\frac{0,0471}{a} \leq b \leq \frac{0,3533}{a}$$

$$0,1046 \text{ m} \leq b \leq 0,7851 \text{ m}.$$

Et on choisit $b = 500 \text{ mm}$.



Dimensions de l'appareil d'appui.

2.3. Vérification des appareils d'appuis :

- Limitation des contraintes du cisaillement :

Sollicitation sous charges verticales :

$$\sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_m = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta} \leq 3.G$$

$$R_{\max} = 70,66 \text{ t.}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = 11,84$$

$$\sigma_m = \frac{70,66}{45 \times 50} = 3,14 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_m = \frac{1,5(3,14)}{11,84} = 0,40 \text{ MPa} \leq 2,4 \text{ MPa.}$$

Sollicitation due à un déplacement horizontale ou à un effort horizontale :

Sous un déplacement lent :

$$\tau_{h1} = \frac{G U_1}{T} < 0,5 G = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{h1} = \frac{8 \times 2,56}{7,5} = 2,73 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 G = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

Force de freinage due à B_c :

$$\tau_{h2} = \frac{H_2}{(a \times b)} = \frac{2,143 \times 10^3}{45 \times 50} = 0,95 \text{ kg/cm}^2$$

Déformation lente + déformation rapide :

$$\tau_H \leq 0,7 G$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2}$$

$$\tau_H = 3,41 + 0,5 \times 0,95 = 3,885 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

Sollicitation due à la rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \alpha_T$$

α_T = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$\alpha_T = 2,056 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{0,8}{2} \left(\frac{450}{12} \right)^2 \times 2,056 \times 10^{-3} = 1,16 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} \leq 5 \text{ G}$$

$$\tau = 3,885 + 4 + 1,16 = 9,045 \text{ kg/cm}^2 \leq 40 \text{ kg/cm}^2. \text{ (Vérifiée)}$$

- **Condition de non cheminement et non glissement :**

$$\sigma_{\min} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$H \leq f N_{\min}.$$

f : coefficient de frottement.

$$\sigma_{\min} = \frac{62,88}{45 \times 50} = 27,95 \geq 20 \text{ kg/cm}^2. \text{ (Vérifiée)}$$

$$f = 0,1 + \left(\frac{6}{\sigma_{\min}} \right) = 0,31$$

$$f \times N_{\min} = 0,31 \times 62,88 = 19,49 \text{ t}$$

H due à la déformation lente :

H : force horizontale correspondante à N_{\min} .

$$H = \frac{G \times a \times b \times \varepsilon}{T} = \frac{8 \times 45 \times 50 \times 2,56}{7,5} = 6,144 \text{ t} \leq 19,49 \text{ t. (vérifiée)}$$

H due au séisme (calculer selon RPOA) :

$$\varepsilon_h = 0,25 \text{ G horizontalement}$$

$$\varepsilon_v = \pm 0,25 \times 0,3 \times G$$

Avec le poids propre du tablier $G = 876,28 \text{ t}$

$$H_s = \varepsilon \times G$$

$$H_{s,h} = \varepsilon_h \times G = 0,25 \times 876,28 = 219,07 \text{ t} = 15,65 \text{ t (par appui)}.$$

$$H_{s,v} = \varepsilon_v \times G = 0,25 \times 0,3 \times 876,28 = 65,72 \text{ t} = 4,69 \text{ t}$$

Condition de non flambement :

$$T = 60 \text{ mm} \leq \left(\frac{a}{5} \right) = \frac{450}{5} = 90 \text{ mm (vérifiée)}.$$

- Dimensionnement des frettes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \Rightarrow t_s \geq \frac{45}{11,84} \times \frac{31,40}{2400} = 0,50 \text{ mm.}$$

$$t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

Donc on prend : $t_s = 3 \text{ mm}$; $T = 5 \times (12+3)$

$$T = 75 \text{ mm.}$$

Donc notre appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : 450×500×5(15).

3. Les dés d'appuis :

3.1. Dimensionnement des dés d'appuis :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localisé et de prévoir d'éventuelles fissures.

$$A = a + |d_a^+| + |d_a^-| + 50 \text{ mm.}$$

d_a^+ : Déplacement dans un sens parallèle à l'axe de l'ouvrage.

d_a^- : Déplacement dans le sens opposé.

$$B = b + |d_b^+| + |d_b^-| + 50 \text{ mm.}$$

d_b^+ : Déplacement dans sens perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

d_b^- : Déplacement dans le sens opposé.

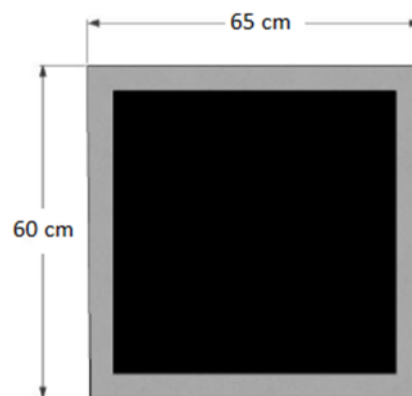
Pour un déplacement dans les deux cotés égal à 10 cm :

$$A = 100 + 50 + 450 = 600 \text{ mm.}$$

$$B = 100 + 50 + 500 = 650 \text{ mm.}$$

$$E = 250 \text{ mm.}$$

Les dimensions du dé d'appuis sont : **A×B×E = (600×650×250)**.



Les dimensions de de d'appui.

3.2. Ferrailage du dé d'appui:

La section calculée doit reprendre un effort $R=25\% R_{\max}$.

$$A_c = \frac{0,25 \times R_{\max}}{\sigma_s}$$

$$A_c = \frac{0,25 \times 1,35(70,66)}{\frac{400}{1,15}} = 6,86 \text{ cm}^2.$$

On obtient pour 9HA10 = 7,07 cm².

- Armature de profondeur:

Afin de limiter la propagation d'éventuelles fissures, on utilise des armatures A_h

$$A_h = \frac{0,125 \times R_{\max}}{\sigma_s} = 5,21 \text{ cm}^2.$$

On choisit 5HA12 = 5,65 cm².

- Armatures de diffusion:

Ferrailage de surface:

Frette supérieure:

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R max, Placés à la face supérieure des dés d'appuis.

$$A_s = \frac{0,04 \times R_{\max}}{\sigma_s} = 1,1 \text{ cm}^2.$$

On choisit 2HA10 = 1,57 cm².

Ferrailage inférieure ou d'éclatement (frettes inf):

$$A_s = \frac{0,1 \times R_{\max}}{\sigma_s} = 2,74 \text{ cm}^2.$$

On choisit 4HA10 = 3,14 cm².

4. Joint de chaussée:

4.1. Introduction:

Les joints de chaussées sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plus part des cas, le joint est insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur

L'intensité du trafic, on distingue : Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules et Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Les joints de chaussees sont conçus afin de satisfaire certaines exigences importantes qui sont les suivantes :

- La résistance : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), doit être garanti pour permettre la bonne circulation sous un trafic très important.
- L'étanchéité : En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé tout en assurant une bonne évacuation des eaux.
- Confort et esthétique : Souple, il assure la continuité de la surface de roulement.

4.2. Calcul du souffle :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint de chaussée. la variation maximale de la longueur Δl du tablier définit donc le souffle de ce dernier.

Le souffle est la somme algébrique de tous les déplacements possibles, comme la rotation d'extrémité, le gradient thermique, le retrait et le fluage.

- **Rotation d'extrémité sous chargement :**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous un chargement crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal $\Delta l = h \times \text{tg} \alpha$

La rotation de la poutre est de $11,06 \times 10^{-3}$ rd, ce qui crée un déplacement de :

$$\Delta l = 1,8 \times 10^2 \times \text{tg} (11,06 \times 10^{-3}) = 1,99 \text{ cm.}$$

4.3. Calcul des déplacements :

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 2.56 \text{ cm.}$$

Fluage: $\Delta f = \varepsilon_f \times L = 3 \times 10^{-4} \times 107,55 \times 10^2 = 3.23 \text{ cm.}$

Retrait : $\Delta r = \varepsilon_r \times L = 4 \times 10^{-4} \times 107,55 \times 10^2 = 4,30 \text{ cm.}$

Dilatation thermique : $\Delta T = \varepsilon_t \times L = 10^{-4} \times 107,55 \times 10^2 = 1,07 \text{ cm.}$

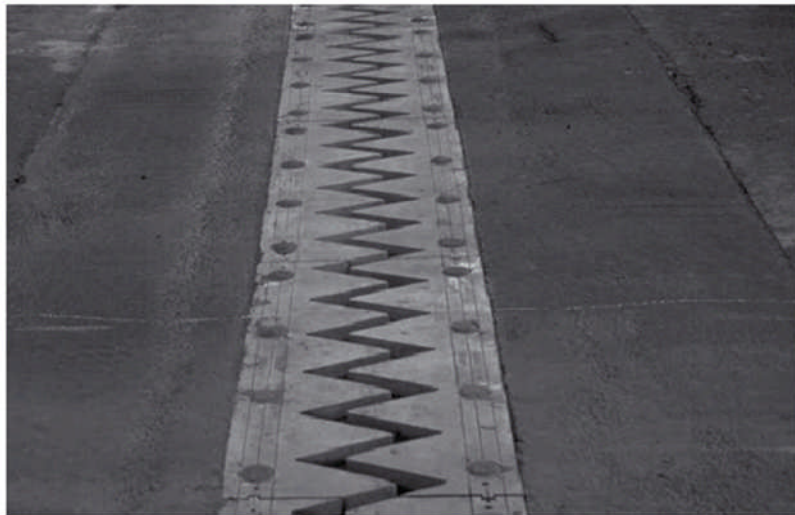
Donc : $\Delta L = 1,99 + 3,23 + 4,30 + 1,07 = 10,59 \text{ cm.}$

4.4. Choix de type de joint :

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A

L'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC. On constate que pour un

Souffle de 10,59 cm, il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.



Joint du type Wd (souffle moyen).

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd110**. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 40 à 150 mm.

5. Les plots parasismiques :

Ce sont des éléments en béton armé, ils sont placés au chevêtre au niveau de la pile et sur le mur garde grève au niveau de la culée.

Ils sont utilisés pour empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

5.1. Conception des plots parasismiques :

La conception des plots parasismiques doivent répondre à certains critères, pour assurer que les plots font bien leur fonction :

- Empêcher le déplacement transversal du tablier.
- Son hauteur doit être supérieure à la semelle inférieure.
- Un espace suffisant pour faciliter la dilatation des plots.

Donc on choisit deux différentes dimensions des plots pour chaque appui qui lui convient, dont ils ont les caractéristiques suivantes :

Sur pile :

Butées B :

- une hauteur de 60 cm.
- une section de $234 \times 120 \text{ cm}^2$
- un espacement de 8 cm par rapport aux dés d'appuis.

Butée A

- Une hauteur de 140 cm
- Une section de $234 \times 30 \text{ cm}^2$

Sur culée :

Buté B :

- une hauteur de 60 cm.
- une section de 138×120 .
- un espacement de 5 cm par rapport aux dés d'appuis.

Butée A :

- une hauteur de 140 cm.
- une section de 138×30 .

6. L'évacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « divers », soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%. Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des **gargouilles**.

La forme de pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de Roulement, ou au niveau de la dalle supérieure. Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes. Pour le cas de notre projet, on a une pente transversale unique de 3,1 % (cas de chaussée unidirectionnelle).

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus Souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur Espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.



L'emplacement de gargouille.

CHAPITRE 10

CONCEPTION ET ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. Conception des appuis :

1.1. Conception de pile :

La conception des piles est tributaire de plusieurs facteurs :

- Hauteur de la brèche à franchir
- Type du tablier supporté, en particulier en fonction de l'importance des efforts à descendre
- Mode de liaison avec le tablier
- Problèmes d'implantation au sol, de biais
- Critères d'esthétique qui jouent un rôle important dans la définition des appuis

1.1.1. Types de piles :

- Les piles de type voile :

C'est la transposition en béton armé des anciennes piles en maçonnerie. Le modèle de base le plus simple est le voile continu d'épaisseur constante, dont la longueur est égale à la largeur du tablier porté. Elles sont souvent utilisées pour les passages supérieurs d'autoroute.

- Les palées ou piles de type poteau :

C'est une succession de colonnes reliées en tête par un chevêtre. Les colonnes peuvent être le simple prolongement des pieux (radiers semi-submersibles). Elles s'appuient sur une semelle éventuellement raidie. Il est recommandé de prévoir une colonne sous chaque appareil d'appui pour optimiser l'épaisseur du chevêtre.

- Les piles marteaux :

Elles sont utilisées en site urbain, lorsqu'on a très peu d'espace ou en site aquatique pour limiter la perturbation des écoulements. Cette conception est, également, intéressante pour les franchissements géométriquement biais en conservant l'ouvrage mécaniquement droit. Elle est formée d'une colonne soumise à d'importants moments de flexion transversaux et longitudinaux, et d'un chevêtre soumis à d'importants efforts de flexion et d'efforts tranchants.

- Les piles portiques :

Lorsque le tablier est très large, la pile marteau ne peut être envisagée. Si les piles ne sont pas de grande hauteur, leur conception mécanique s'apparente à celle d'un portique. Dans le cas des piles de grande hauteur ou si des problèmes de fondation se posent, on choisit des piles portiques.

- **Les piles en caisson :**

Elles sont utilisées pour les piles de grande hauteur afin d'assurer plus de rigidité vis-à-vis des efforts horizontaux. Réalisées par un coffrage grim pant, elles doivent être vérifiées au flambement.

L'épaisseur minimale est de 30cm. Elle est en général comprise entre 30 et 60cm. La pile est coiffée par un chevêtre important de 1 à 1,50m.

- **Les piles spéciales :**

Elles se caractérisent essentiellement par le fait qu'elles n'assurent pas une descente de charge directe à cause de leur géométrie. Il s'agit des piles en forme de « U » et « Y ». Ces types de piles présentent cependant de nombreux problèmes d'exécution (coffrage et ferrailage).

On prend pour notre ouvrage la pile type fut

1.1.2. Fondation :

Le choix définitif du type de fondation peut se faire dans un deuxième temps, en fonction du tassement admissible. Dans les argiles, une fondation superficielle peut fournir une assise suffisante à un ouvrage pour repousser tout risque de rupture par cisaillement, ce qui n'empêchera pas le tassement produit par la charge d'être excessif. Dans un tel cas, les pieux sont plus efficaces.

Pour les ouvrages anciens, comme pour les ponts modernes, on retrouve les différents modes de fondation que l'on peut classer en :

- fondations profondes sur pieux ;
- fondations superficielles ou semi-profondes ;

- **Fondation profonde :**

Lorsqu'il n'existe pas une profondeur acceptable un terrain de résistance suffisante pour supporter la structure, il faudra ancrer plus profond, dans la fondation profonde, on a deux types :

- Fondation par puits (semi profonde) ;
- Fondation par pieux (profonde) il y a : Les pieux qui travail par frottement et des pieux résiste par pointe. Les pieux forés et les pieux battus.

Dans notre cas on utilise les pieux profonds forés qui travaillent par point à cause de notre mauvais sol.

- Choix des pieux :

Le choix du type et du diamètre des pieux dépendra :

- De l'importance de l'ouvrage.
- Des charges à supporter.
- Des caractéristiques du sol sous-jacent.

Parmi les pieux en béton utilisé couramment on choisit le pieu forés exécuté en place dont caractéristiques sont :

- Section circulaire
- Diamètre : 0.60m a 2.5m
- Longueur : 20m, exceptionnellement jusqu'à 40m
- Inclinaison possible : 12° environ
- Contrainte admissible dans le béton $\left\{ \begin{array}{l} \text{moyen : 50bars} \\ \text{max : 80bar} \end{array} \right.$

1.1.3. Implantation des piles :

Les hauteurs **H** des piles sont définies par :

$H_{\text{pile}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} - (\text{h appareil} + \text{dé appui} + \text{h tablier})$.

désignation	Pile 1	Pile 2
Point kilométrique	149+164.075	149+199.925
Côte projet (m)	150.411	148.755
Côte TN (m)	131.328	128.774
Côte de la fondation(m)	128.498	125.842
Hauteur de la pile (m)	19.3	19.3

1.1.4. Pré dimensionnement de la pile :

- Le chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

L'épaisseur du chevêtre est déterminée par la condition suivante $h_c \leq 1,25h_t$ (avec

$h_t = 2.02\text{m}$ hauteur du tablier)

On fixe $h_c = 1.5\text{m}$

Largeur : l'entraxe entre les appareils d'appui dans le sens longitudinal égal à 1.2m, La largeur du chevêtre est donc de l'ordre de 2,2 m

Longueur du chevêtre $L=13.1\text{m}$

- Les Fûts :

Leurs rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

Le diamètre minimal du fut est de 1,2m. Donc on fixe, $d = 1,8\text{m}$.

L'espacement entre deux fûts est de l'ordre de 3 mètre d'enivrement

Alors nombre des fûts : $N \leq 1 + (L-d)/3 \Rightarrow N \leq 4.76$

On prend 3 fûts espacé 4.7m

- Fondation :**Longueur de pieu :**

D'après le rapport géotechnique on prend des pieux de longueur 20m, ils sont doit encre dans la couche rocheux de 2ϕ a 3ϕ .

Nombre et diamètre des pieux :

Sont deux paramètres étroitement liés et du choix du diamètre dépendra le nombre total de pieu.

On peut adopter en première approximation la règle suivant :

Pour pieu exécutés en place : $\phi = 1/20$ de la longueur

Avec une longueur minimum de 20m le diamètre doit :

$$\Rightarrow \phi \geq 20/20 = 1\text{m}$$

On prend $\phi = 1.2\text{m}$

Disposition des pieux :

La disposition la plus courante comporte deux files de pieux, tous verticaux avec un espacement conseillé par 3ϕ , On prend l'espacement entre les deux files à 4m.

En ce qui concerne les rangées de pieux, leur répartition devra tenir compte de la manière dont sont amenées les charges au niveau de la semelle avec un espacement de l'ordre 3ϕ .

On obtient 4 rangées, entre-axe des deux rangées égal à 3.6m.

La semelle de liaison :

Le niveau de la semelle sera plafonné par la nécessite de réservé une garde par rapport au niveau de la chaussée ; cette garde peut être fixée à 0.5m.

a. La longueur de la semelle :

Sa longueur est conditionnée soit par l'écartement extrême des éléments verticaux de la superstructure (colonnes), soit par l'écartement entre les rangées extrêmes des pieux en respectant un débord de ϕ .

$$L_s \approx (n - 0,2) \times e$$

n : est le nombre d'éléments porteurs (futs), dans notre cas $n = 3$

e : la distance entre les axes = 4.7m

Donc : **$L_s = 13.2 \text{ m}$**

b. Largeur de la semelle :

Elle dépend de l'arrangement géométrique du système de pieu, caractérisé par le nombre de files et la distance entre axes des files qui dépend elle-même du diamètre des pieux.

Si N nombre de files et L la distance entre deux files, la largeur B sera :

$$B = (N-1) L + 2\phi$$

$$B = 6.4\text{m}$$

c. L'épaisseur de la semelle :

L'épaisseur de la semelle est généralement égale à **$1,2\Phi$** ,

$$\text{Donc : } h_s = 1,2 \Phi = 1,44\text{m}$$

On fixe : **$h_s = 1,8\text{m}$** .

1.2. Conception de culée :

La culée est une partie essentielle dans l'infrastructure du pont, elle fonction comme un appui d'extrémité, elle assure la continuité entre le tablier et le terrain naturel.

1.2.1. Fonction mécanique :

La fonction mécanique des culées consiste en la transmission des efforts au sol de fondation. Elle réside, également, dans la limitation des efforts horizontaux en tête et la limitation des déplacements verticaux. Dans certains cas, les culées ont aussi pour rôle de retenir les terres de remblais.

Le choix de la culée se fait en général suivant des paramètres différents, qui sont les suivantes :

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

1.2.2. Choix de la morphologie :

Les données géotechniques ont révélé que le sol de surface est de mauvaise qualité. Raison pour laquelle on a opté pour une culée fondée sur pieux. Les pieux en question sont exécutés à travers le remblai.

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un sommier d'appuis sur lequel repose le tablier. Ce sommier étant la semelle elle-même.
- Un mur de garde-grève qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.
- Deux mârs latéraux du côté du tablier, qui ont une fonction plutôt architecturale car ils dissimulent l'about du tablier, mais aussi un rôle mécanique, qui est la retenue latérale des remblais.
- Deux murs en retour qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève. Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.
- La dalle de transition ; elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.

1.2.3. Pré dimensionnement :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr. J.A.Calgaro intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants ».

- Mur garde grève :

La hauteur du mur garde grève est :

$$h = h_{(poutre+dalle)} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}} = 2,02 + 0,115 + 0,25 = 2,385 \text{ m.}$$

On prend: $h = 2,4 \text{ m.}$

Son épaisseur e est donnée par la formule suivante :

$$e = \text{Max}(0,3\text{m}; h/8) = \text{Max}(0,3; 0,275) = 0,3 \text{ m.}$$

La longueur du mur garde grève est celle du tablier: $L = 13,5 \text{ m.}$

- Dalle de transition :

$$\text{Longueur } L : L = \text{Min}[6\text{m}, \text{max}(3\text{m}; 0,6H)] = \text{Min}[6\text{m}, \text{max}(3\text{m}; 0,6 \times 4)]$$

$$L = 3 \text{ m.}$$

H : hauteur de remblai $H = 4 \text{ m.}$

L'épaisseur de la dalle est $0,3 \text{ m.}$

Elle présente une pente de 8% vers l'appui élastique.

- Murs latéraux :

$$\text{La hauteur du mur est : } h = h_{\text{MGG}} - h_{\text{corniche}} = 1,4 \text{ m.}$$

La longueur du mur latéral est $L = 1,4 \text{ m.}$

Son épaisseur est comprise entre 30 cm et 40 cm , on prend $e = 0,4 \text{ m.}$

- Mur en retour :

Sa longueur est $L = 4,5 \text{ m}$

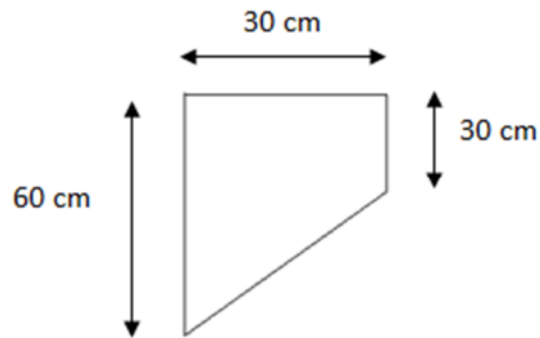
La hauteur $h = 3,7 \text{ m.}$

Son épaisseur est comprise entre 30 cm et 40 cm , on prend $e = 0,40 \text{ m.}$

- Corbeau arrière :

C'est une poutre encastree sur le mur garde grève, il supporte la dalle de transition et le remblai au-dessus d'elle et les charges.

Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 0,6 m, une petite base de 0,3 m et une hauteur de 0,3 m.



Corbeau arrière.

- **Le chevêtre :**

Longueur de la semelle : $L = 13,5$ m.

Largeur de la semelle : $L = 1,6$ m.

Epaisseur de la semelle : $E = 1,3$ m.

2. Détermination des sollicitations sismiques :

- **Le site :**

D'après le rapport géologique du projet, l'ouvrage se situe donc sur un site S2.

- **Coefficient de comportement :**

L'ouvrage est dimensionné pour rester élastique sous séisme (on prendra $q=1$).

Nous sommes en présence d'un ouvrage pour lequel nous pouvons utiliser la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale.

On distingue les trois directions du séisme, longitudinal, transversal et vertical que l'on traite de façon indépendante.

2.1. Détermination des sollicitations sismiques longitudinales :

La détermination des sollicitations que subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante :

2.1.1. Les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier :

- **Détermination des masses de la structure:**

La masse à prendre en compte est la masse du tablier : 2641.032t

- **Détermination de La raideur de la structure :**

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des appareils d'appui (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations)

a- Raideur des appareils d'appui par appui :

$$K_{\text{appareils}} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$$

Avec :

n : nombre d'appareils d'appui par élément porteur

G: le module de cisaillement de l'appareil

a, b : les dimensions en plan de l'appareil

e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil

Pour la pile : $K_{\text{appareils}} = 50.4 \text{ MN/m}$

Pour la culée : $K_{\text{appareils}} = 25.2 \text{ MN/m}$

b- Raideur du corps de la Pile :

$$K_{\text{pile}} = n \times \frac{3 EI}{L^3}$$

Avec :

n : nombre de fut (3futs)

E : module de déformation instantanée (34179.557MPa)

I : l'inertie longitudinale d'un fut (0.5153 m⁴)

L : la hauteur du fut de pile (16m)

$$K_{\text{pile}} = 38.69 \text{ MN/m}$$

Raideur totale de pile :

$$K_{\text{pile totale}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{pile}}}}$$

$$K_{\text{pile totale}} = 21.88 \text{ MN/m}$$

c- Raideur du corps la culée :

La raideur longitudinal de la culée peut être considérée comme une valeur infiniment rigide ($K_{\text{culée}} = \infty$)

Raideur totale de pile :

$$K_{\text{culée totale}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareils}}}}$$

$$K_{\text{culée totale}} = 25.2 \text{ MN/m}$$

- Raideur du système :

$$K = 2 \times K_{\text{culée totale}} + n \times K_{\text{pile totale}}$$

Avec : n le nombre de piles

$$K = 94.16 \text{ MN/m}$$

- Période du système :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$T = 1.052\text{s}$$

- **L'amortissement structurel :**

Dans le cas d'un ouvrage avec des piles en béton armé, on applique un taux d'amortissement ξ égal à 5%

Le facteur de correction de l'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \Rightarrow \eta = 1$$

- **Spectre de réponse élastique :**

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

L'ouvrage est dimensionné pour rester élastique sous séisme (on prendra $q=1$).

Le spectre de réponse élastique S_{ae} pour les deux composantes horizontales est donnée en fonction du période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ)

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur

$T_1 ; T_2$: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site

A : le coefficient d'accélération de zone

Pour le site catégorie S2 (site ferme) : $\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.4 \\ s = 1.1 \end{cases}$

Dans notre cas la période du système situé entre $T_2 \leq T \leq 3.0s$

Donc on utilise la 3eme équation :

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)$$

On obtient : $S_{ae}^h(t, \xi) = 2.612 \text{ m/s}^2$

- **Effort longitudinal :**

$$F_{\text{longitudinal}} = M \times sae^h(t) = 2641.032 \times 2.612$$

$$F_{\text{longitudinal}} = 6.89 \text{ MN}$$

Répartition de l'effort total au prorata des raideurs des appuis :

$$F_i_{\text{longitudinal}} = \frac{K_i}{K} \times F_{\text{longitudinal}}$$

$$\text{Sur pile: } F_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = 1.60 \text{ MN}$$

$$\text{Sur culé : } F_{\text{longitudinal}}^{\text{culé}} = 1.84 \text{ MN}$$

- **Déplacement du tablier par rapport au sol :**

$$d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cdot S_a(T)$$

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = 0.079 \text{ m}$$

- **Déplacement de la tête de pile par rapport au sol :**

$$d_{\text{longitudinal}}^i = \frac{F_i_{\text{longitudinal}}}{K i_{\text{appui}}}$$

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = \frac{1.60}{38.69} = 0.0413 \text{ m}$$

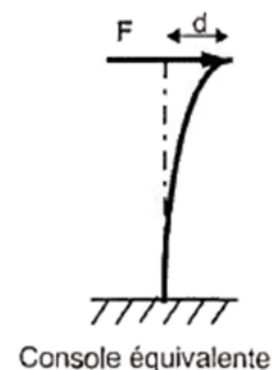
$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{culée}} = \frac{1.84}{\infty} = 0 \text{ m}$$

2.1.2. Les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui :

Lorsque l'appareil d'appui est en caoutchouc fretté ou comporte un dispositif de glissement (comme dans notre cas), les vibrations de l'appui peuvent être considérées comme indépendantes des vibrations du tablier.

Les efforts sismiques provenant de l'accélération propre de l'appui se calculent comme suit :

En utilisant le spectre de réponse défini pour l'ouvrage et en calculant la fréquence propre de la pile comme celle d'une console de caractéristiques géométriques constantes présentant la même rigidité que l'appui vis-à-vis d'un effort horizontal en tête.



Le calcul de la période propre s'effectue comme suit :

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho S L^4}{EI}}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du matériau de l'appui (2.5t/m^3)

E : Module d'Young du matériau de l'appui (34179.557MPa)

S : section de l'appui (2.544m^2)

I : inertie de l'appui (0.5153 m^4)

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{0.025 \times 2.544 \times (16^4)}{34179.557 \times 0.5153}}$$

$$\Rightarrow T = 0.274\text{s}$$

Dans notre cas la période du système situé entre :

$$T_1 = 0.15\text{s} \leq T \leq T_2 = 0.4\text{s}$$

Donc on utilise la 2eme équation :

$$Sae^h(t, \xi) = 2.5\eta AgS$$

$$Sae^h(t, \xi) = 6.875\text{ m/s}^2$$

On applique cette accélération à l'ensemble du fût.

La charge statique équivalente au chargement sismique s'en déduit par :

$$q = Sae^h \times p$$

p : masse linéaire du fut.

$$\text{Donc : } q = 6.875 \times 0.025 \times 2.544 = 0.043\text{ MN/ml}$$

Par suite, en pied de pile on a :

$$V_{pL} = q \times L = 0.043 \times 16$$

$$\Rightarrow V_{pL} = 0.68\text{ MN}$$

$$M_{pL} = q \times L^2 / 2 = 0.043 \times (16^2) / 2$$

$$\Rightarrow M_{pL} = 5.50\text{ MN}$$

2.1.3. Cumul des actions :

On combine les efforts venant du tablier et ceux venant de la pile :

$$V_{pl} = \sqrt{V_{pl}^2 + V_{tl}^2}$$

$$\text{Avec : } V_{tl} = F_{\text{pile}}^{\text{longitudinal}}/3 = 1.6/3 = 0.53 \text{ MN}$$

$$M_{pl} = \sqrt{M_{pl}^2 + M_{tl}^2}$$

$$\text{Avec : } M_{tl} = (F_{\text{pile}}^{\text{longitudinal}} \times L)/3 = (1.60 \times 16)/3$$

$$M_{tl} = 8.53 \text{ MN}$$

Ainsi, les sollicitations totales en pied de fût sont :

$$E_L = \begin{cases} V_{pL} = 0.86 \text{ MN} \\ M_{pL} = 10.14 \text{ MN} \end{cases}$$

2.2. Détermination des sollicitations sismiques transversale :**2.2.1. Les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier :**

Le tablier est " infiniment rigide " suivant cette direction et est bloqué transversalement sur chacune des appuis (piles et culée) $F_T = 0$.

L'analyse sismique se limite au calcul de la force s'appliquant sur chacune de ces butées. Pour cela, on applique à la masse du tablier une accélération égale au plateau du spectre ($6,875 \text{ m/s}^2$), puis on répartit celle-ci de manière égale sur les appuis.

$$\text{Sur chaque appui : } F_{\text{transversal}} = M \times \text{sae}^t(t)/2 = (880,344 \times 6.875)/2 = 3.025 \text{ MN}$$

2.2.2. Les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui :

Se fait par la même manière que dans le sens longitudinal :

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{0.025 \times 2.544 \times (16^4)}{34179.557 \times 0.5153}}$$

$$\Rightarrow T = 0.274 \text{ s}$$

$$\text{Sae}^h(t, \xi) = 6.875 \text{ m/s}^2$$

$$\Rightarrow E_T = \begin{cases} V_{pT} = 0.68 \text{ MN} \\ M_{pT} = 5.50 \text{ MN} \end{cases}$$

2.3. Détermination des sollicitations sismiques verticale :

2.3.1. Les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier :

On a une poutre isostatique soumise à un séisme verticale, la période d'une poutre de masse uniformément répartie est obtenue par :

$$T = \lambda L^2 \sqrt{\frac{p}{gEI}}$$

Avec :

P : poids par unité de longueur (24.443 t/ml)

L : longueur de la poutre (34.85m)

E : module d'élasticité (pour béton 35MPa => E = 35981.729MPa)

I : moment d'inertie du tablier (128,972m⁴)

λ : Coefficient du mode

Pour le 1^{er} mode (cas plus défavorable) : $\lambda = 0.636$

$$T = 0.636 \times (34.85)^2 \sqrt{\frac{0.24443}{10 \times 35981.729 \times 128.972}}$$

$$\Rightarrow T = 0.056s$$

Le spectre de réponse élastique Sae pour la composante verticale est donnée en fonction du période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) :

$$Sae^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte

sismicité : $\begin{cases} 0.7 \text{ pour les zones I, IIa, IIb} \\ 1.0 \text{ pour la zone sismique III} \end{cases}$

Dans notre cas la période du système situé entre $0 \leq T \leq T_2 = 0.15s$

Donc on utilise la 1eme équation :

$$\alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right)$$

On obtient : $Sae^v(t, \xi) = 2.73 \text{ m/s}^2$

On applique cette accélération au tablier, La charge statique équivalente au chargement sismique s'en déduit par :

$$q = Sae^v \times p$$

$$\text{Donc : } q = 2.73 \times 0.24 = 0.065 \text{ MN/ml}$$

Par suite, en tête de chaque appui on a :

$$V_{tv} = q \times L/2 = (0.065 \times 34.85)/2 = 1.13 \text{ MN}$$

$$\text{Sur la pile : } V_{tv} = 2.26 \text{ MN}$$

$$\text{Sur la culée : } V_{tv} = 1.13 \text{ MN}$$

2.3.2. Les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui :

Une pile étant toujours très raide vis-à-vis des efforts normaux, on se place sur le plateau du spectre.

$$N_{pv} = m_p \times a$$

où m_p est la masse totale de la pile et "a" l'accélération au plateau.

$$N_{pv} = m_p \times a = (0.025 \times 2.544 \times 16) \times 4,375$$

$$\Rightarrow N_{pv} = 0.44 \text{ MN}$$

2.3.3. Cumul des actions :

On combine les efforts venant du tablier et ceux venant de la pile :

$$N_{pv} = \sqrt{N_{pv}^2 + N_{tv}^2}$$

$$\text{Avec : } N_{tv} = V_{tv}/3 = 2.26/3 = 0.75 \text{ MN}$$

$$E_v = N_{pv} = 0.869 \text{ MN}$$

2.4. Combinaisons des directions :

Les efforts sismiques sont découplés suivant les directions. On peut donc se limiter à 3 combinaisons de directions :

$$E_1 = E_L + 0.3 (E_T + E_v)$$

$$E_2 = E_T + 0.3 (E_L + E_v)$$

$$E_3 = E_v + 0.3 (E_T + E_L)$$

Avec E_L les effets de la composante longitudinale du séisme, E_T les effets de la composante transversale et E_v les effets de la composante verticale (définis précédemment).

	E_L	E_T	E_v	E_1	E_2	E_3
Effort longitudinaux V_L (MN)	0.86	0	0	0.86	0.258	0.258
Efforts transversaux V_T (MN)	0	0.68	0	0.204	0.68	0.204
Moment longitudinal M_L (MN.m)	10.14	0	0	10.14	3.042	3.042
Moment transversal M_T (MN.m)	0	5.50	0	1.65	5.5	1.65
Effort normal N (MN)	0	0	0.869	0.26	0.26	0.869

2.4.1. Combinaisons d'actions en pied de fût :

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximums attendus.

On a 3 combinaisons :

$$1 : E_1 + R_{\text{tablier}} + R_{\text{pile}}$$

$$2 : E_2 + R_{\text{tablier}} + R_{\text{pile}}$$

$$3 : E_3 + R_{\text{tablier}} + R_{\text{pile}}$$

Où : R_{pile} est la réaction pour chaque fut dû au poids propre de la pile (chevêtre + fut) :

$$1.017 + 0.36 = 1.37 \text{ MN}$$

Pour chaque fût, les réactions verticales sous charges permanentes sont :

$$R_{\text{tablier}} = 8.80/3 = 2.93 \text{ MN}$$

	1	2	3
Effort longitudinaux V_L (MN)	0.86	0.258	0.258
Efforts transversaux V_T (MN)	0.204	0.68	0.204
Moment longitudinal M_L (MN.m)	10.14	3.042	3.042
Moment transversal M_T (MN.m)	1.65	5.5	1.65
Effort normal N (MN)	4.56	4.56	5.169

2.4.2. Combinaisons d'actions en base de la semelle :

Les coefficients sismiques sont : $\sigma_h = a = 0,25$; $\sigma_v = 0,5 a = 0,125$

Poids de la semelle : $P_{semelle} = 1.8 \times 6.4 \times 13.2 \times 0.025 = 3.80$ MN

$$V_{sL} = V_{sT} = P_{semelle} \times \sigma_h = 0,95 \text{ MN}$$

$$N_{sV} = P_{semelle} \times \sigma_v = 0,475 \text{ MN}$$

$$P_{terres} = [(6.4 \times 13.2 \times 1) - (3 \times \frac{\pi}{4} \times (1.8)^2 \times 1)] \times 1.8 = 1.38 \text{ MN}$$

$$V_{tL} = V_{tT} = P_{terres} \times \sigma_h = 0,345 \text{ MN}$$

$$N_{tV} = P_{terres} \times \sigma_v = 0,172 \text{ MN}$$

Les efforts en base de la semelle dans la direction longitudinale sont :

$$V_{sL} = \sqrt{V_{sL}^2 + V_{tL}^2 + (3V_{pL})^2 + F_{Longitudinal}^2}$$

$$V_{sL} = \sqrt{0.95^2 + 0.345^2 + (3 \times 0.68)^2 + 1.6^2} = 2.78 \text{ MN}$$

$$M_{sL} = \sqrt{(V_{sL} \times 0.9)^2 + (V_{tL} \times 2.3)^2 + (3V_{pL} \times 9.8)^2 + (F_L \times 19.3)^2}$$

$$M_{sL} = \sqrt{(0.95 \times 0.9)^2 + (0.345 \times 2.3)^2 + (3 \times 0.68 \times 9.8)^2 + (1.6 \times 19.3)^2} = 36.80 \text{ MN}$$

De même, les efforts sismiques dans le sens transversal sont :

$$V_{sT} = \sqrt{V_{sT}^2 + V_{tT}^2 + (3V_{pT})^2 + F_T^2}$$

$$V_{sT} = \sqrt{0.95^2 + 0.345^2 + (3 \times 0.68)^2 + 0^2} = 2.27 \text{ MN}$$

$$M_{sT} = \sqrt{(V_{sT} \times 0.9)^2 + (V_{tT} \times 2.3)^2 + (3V_{pT} \times 9.8)^2 + (F_T \times 19.3)^2} =$$

$$M_{sT} = \sqrt{(0.95 \times 0.9)^2 + (0.345 \times 2.3)^2 + (3 \times 0.68 \times 9.8)^2 + (0 \times 19.3)^2} = 20.01 \text{ MN}$$

Et les efforts verticaux valent :

$$N_s = \sqrt{N_{sV}^2 + N_{tV}^2 + (3N_{pv})^2 + F_V^2}$$

$$N_s = \sqrt{0.475^2 + 0.172^2 + (3 \times 0.44)^2 + 2.26^2} = 2.66 \text{ MN}$$

Comme précédemment, on combine les directions de séisme avec :

$$E_1 = E_L + 0.3 (E_T + E_V)$$

$$E_2 = E_T + 0.3 (E_L + E_V)$$

$$E_3 = E_V + 0.3 (E_T + E_L)$$

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
Effort longitudinaux V_L (MN)	2.78	0	0	2.78	0,834	0,834
Efforts transversaux V_T (MN)	0	2.27	0	0,681	2.27	0,681
Moment longitudinal M_L (MN.m)	36.80	0	0	36.80	11,04	11,04
Moment transversal M_T (MN.m)	0	20.01	0	6,00	20.01	6,00
Effort normal N (MN)	0	0	2.66	0,798	0,798	2.66

Et les combinaisons d'action sont numérotées par :

$$1 : E_1 + R_{\text{tablier}} + R_{\text{pile}}$$

$$2 : E_2 + R_{\text{tablier}} + R_{\text{pile}}$$

$$3 : E_3 + R_{\text{tablier}} + R_{\text{pile}}$$

Où : R_{pile} est la réaction dû au poids propre de la pile : 9,31 MN

Pour chaque fût, les réactions verticales sous charges permanentes sont :

$$R_{\text{tablier}} = 8.80 \text{ MN}$$

	1	2	3
Effort longitudinaux V_L (MN)	2.78	0,834	0,834
Efforts transversaux V_T (MN)	0,681	2.27	0,681
Moment longitudinal M_L (MN.m)	36.80	11,04	11,04
Moment transversal M_T (MN.m)	6,00	20.01	6,00
Effort normal N (MN)	18.90	18.90	20.77

3. Etude des appuis :

3.1. Etude de la pile :

- Calcul de poids propre de la pile :

Poids propre de Chevêtre :

$$P_{\text{chevêtre}} = (2.2 \times 1.5 \times 13.1) \times 2.5 = 108.075 \text{ t}$$

Poids propre de Fûts :

$$P_{\text{fût}} = 3 \times \frac{\pi}{4} \times (1.8)^2 \times 16 \times 2.5 = 305.362 \text{ t}$$

Poids propre de Semelle :

$$P_{\text{semelle}} = 1.8 \times 6.4 \times 13.2 \times 2,5 = 380.16 \text{ t}$$

Poids des terres sur semelles :

$$P_{\text{terres}} = [(6.4 \times 13.2 \times 1) - (3 \times \frac{\pi}{4} \times (1.8)^2 \times 1)] \times 1.8 = 138.322 \text{ t}$$

Poids total de la pile = 931.919 t.

3.1.1. Répartition des charges et surcharges sur la pile :

- Charge permanente (tablier) :

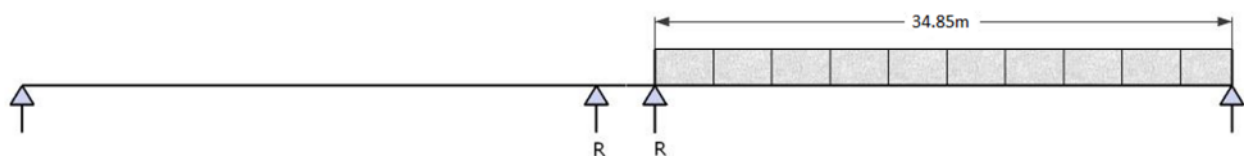
D'après le chapitre 4 la réaction du au charges permanentes du tablier :

$$R = 440.172\text{t}$$

Alors la pile recevait : $R_{\text{cp}} = 880.344 \text{ t}$

- Surcharge A (I) :

Trois voies chargées sur une seule travée :

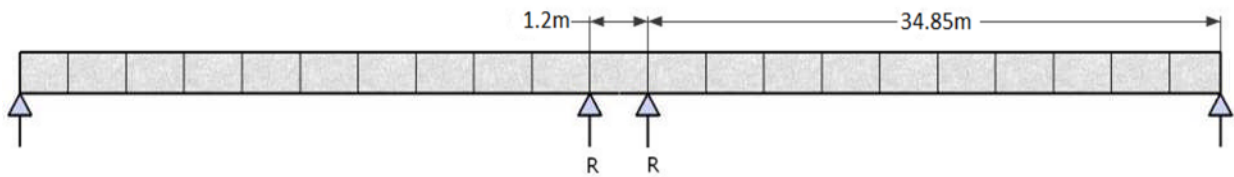


$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{12+34.85} = 0.998 \text{ t/m}^2$$

$$A(l) \times a_1 \times a_2 = 0.898 \text{ t/m}^2$$

$$R_{\max} = \frac{0.898 \times 10.5 \times 34.85}{2} = 164.40 \text{ t}$$

Trois voies chargées sur les deux travées :



$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{12+70.9} = 0.664 \text{ t/m}^2$$

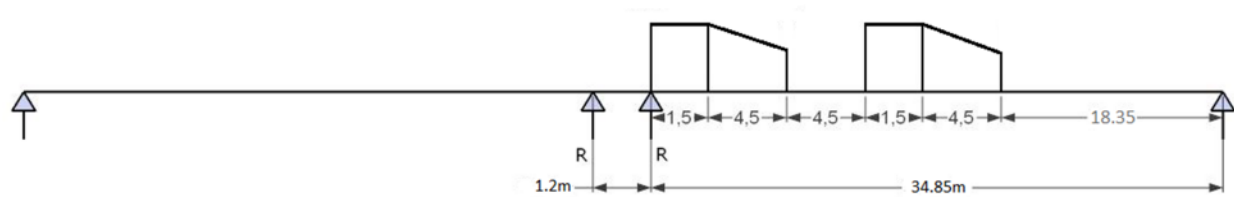
$$A(l) \times a_1 \times a_2 = 0.597 \text{ t/m}^2$$

$$R = \frac{0.597 \times 10.5 \times 35.45^2}{34.85 \times 2} = 113.022 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 2R = 226.044 \text{ t}$$

- **Surcharge Bc :**

Trois files chargées sur une seule travée :

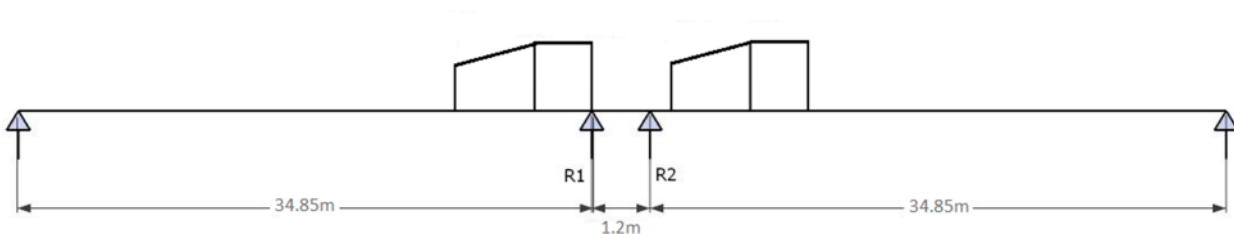


$$R = \frac{1}{34.85} [36 \times (34.85 + 33.35 + 24.35 + 22.85) + 18 \times (28.85 + 18.35)]$$

$$R = 143.586 \text{ t}$$

$$R_{\max} = R \times 0.95 \times 1.0779 = 147.032$$

Trois files chargées sur les deux travées :



$$R_1 = \frac{1}{34.85} [36 \times (34.85 + 33.35) + 18 \times (28.85)]$$

$$R_1 = 85.351 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{1}{34.85} [36 \times (27.05 + 25.55) + 18 \times (31.55)]$$

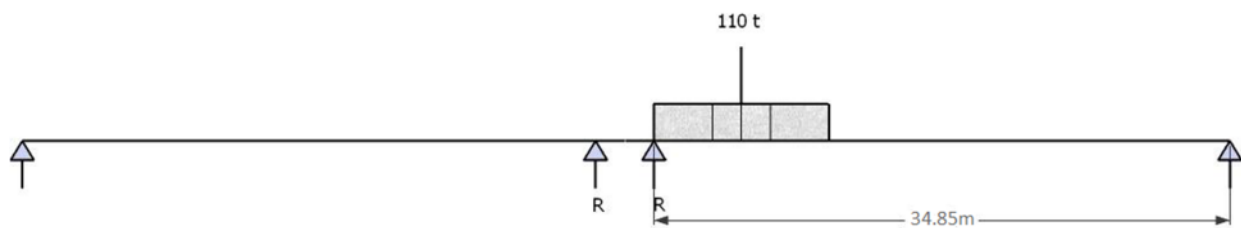
$$R_2 = 70.631 \text{ t}$$

$$R_{\max} = (85.351 + 70.631) \times 0.95 \times 1.0779 = 117.8845 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 117.8845 \text{ t}$$

- **Surcharge Mc120 :**

Une seule travée chargée :

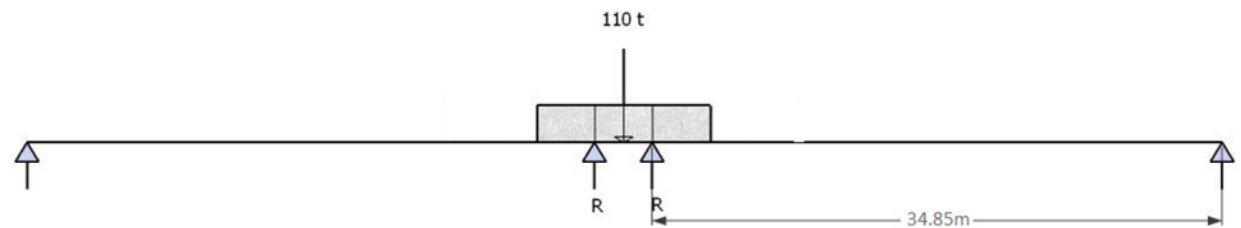


$$R = \frac{110 \times 31.8}{34.85} = 100.373 \text{ t}$$

$$R_{\max} = R \times \delta = 100.373 \times 1.0683$$

$$R_{\max} = 107.228 \text{ t}$$

Deux travées chargées :



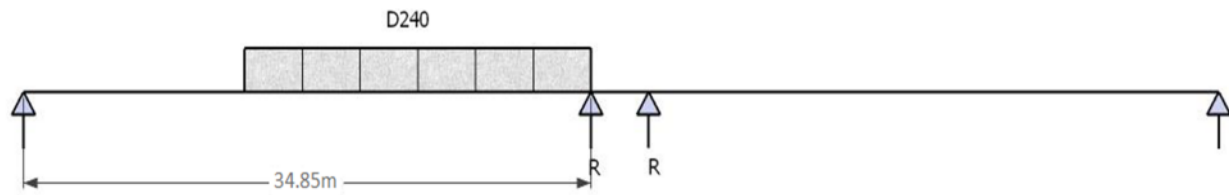
$$R = \frac{110 \times 33.925}{34.85} = 107.080 \text{ t}$$

$$R_{\max} = R \times \delta = 107.080 \times 1.0683$$

$$R_{\max} = 114.394 \text{ t}$$

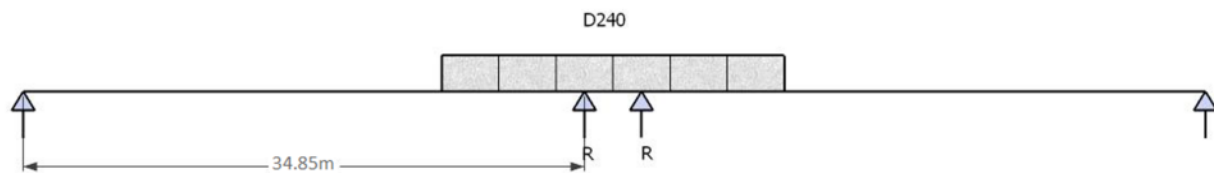
- **Surcharges D240 :**

Une seule travée chargée :



$$R_{\max} = \frac{240 \times 25.55}{34.85} = 175.954 \text{ t}$$

Deux travées chargées :



$$R_{\max} = \frac{240 \times 30.8}{34.85} = 212.109 \text{ t}$$

Réaction totale :

A ELS :

$$R_{\text{ELS}} = \text{CP} + 1.2 \times \text{A (I)} = 880.344 + 1.2 \times 226.044$$

$$R_{\text{ELS}} = 1151.596 \text{ t}$$

A ELU :

$$R_{\text{ELU}} = 1.35\text{CP} + 1.6 \times \text{A (I)} = 1.35 \times 880.344 + 1.6 \times 226.044$$

$$R_{\text{ELU}} = 1550.134 \text{ t}$$

3.1.2. Etude et ferrailage des éléments de la pile :

a. Le chevêtre :

- Calcul des sollicitations :

Notre chevêtre est placé sur trois fûts, pour le calcul on la suppose comme une poutre continue, simplement appuyée sur les trois fûts.

A ELS :

Poids de (tablier + surcharges) par ml :

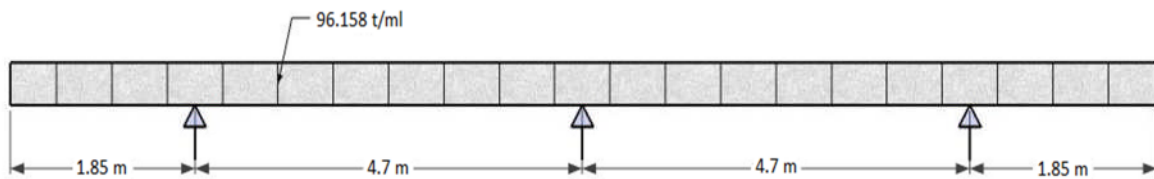
$$P1 = 1151.596/13.1 = 87.908 \text{ t/ml}$$

Poids de chevêtre par ml :

$$P2 = 1,5 \times 2.2 \times 2,5 = 8.25 \text{ t/ml}$$

Donc:

$$P = P1 + P2 = 96.158 \text{ t/ml}$$



A ELU :

Poids de (tablier + surcharges) par ml :

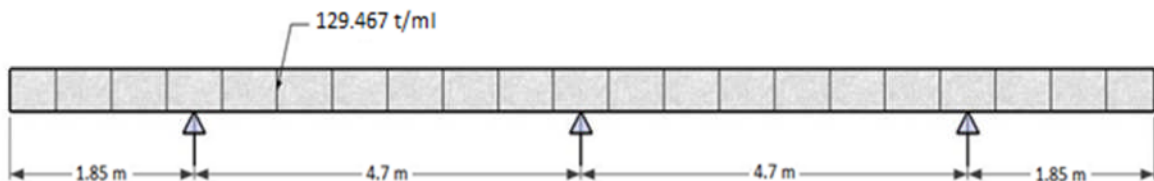
$$P'1 = 1550.134/13.1 = 118.33 \text{ t/ml}$$

Poids de chevêtre par ml :

$$P'2 = 1.35 \times 1,5 \times 2.2 \times 2,5 = 11.137 \text{ t/ml}$$

Donc:

$$P' = P'1 + P'2 = 129.467 \text{ t/ml}$$



Nous avons calculé les sollicitations à l'aide de logiciel Robot Professional.

(Voire Les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant correspondants dans l'annexe)

Donc nous pouvons résumer les résultats dans le tableau suivant :

désignation		ELS	ELU
Moment fléchissant (t.m)	Sur appui	-182.949	-246.317
	En travée	91.555	123.267
Effort tranchant (t)		229.582	309.102

- **Ferraillage de chevêtre à la flexion :**

Armatures longitudinales :

Le ferraillage se fait à selon les règles BAEL91 à l'aide du logiciel calculette BA, les résultats obtenus sont :

Section d'armature supérieure (sur appuis) :A ELS: $A_s = 63.07 \text{ cm}^2$ A ELU: $A_s = 49.65 \text{ cm}^2$ Soit : **13HA25** ($A_s = 63.81 \text{ cm}^2$).**Section d'armature inférieure (à mi-travée) :**A ELS: $A_s = 30.91 \text{ cm}^2$ A ELU: $A_s = 24.64 \text{ cm}^2$ Soit : **6HA20 avec 7HA16** ($A_s = 32.92 \text{ cm}^2$).**Armatures Transversales :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min [0.1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

Vu : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = \frac{3.091}{2.2 \times 1.35} = 1.04 \leq 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à 20 cm d'après S.E.T.R.A, Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_{t1}}{S_t} \geq \frac{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28k})}{0.9 \times f_e}$$

Avec : $k = 1$ pas reprise de bétonnage.

$$\Leftrightarrow \frac{A_{t1}}{S_t} \geq 22.488 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_{t1} = 2,248 \text{ cm}^2$ **- Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I_1} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s (X - c') - nA_s (d - X) = 0$$

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + nA'_s (X - c')^2 + nA_s (d - X)^2$$

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2}) = \min (266.66 ; 215.55) = 215.55 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

a- Vérification des contraintes sur appui :

$$M_{ser} = 1.829 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 3.932 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \text{ Vérifié}$$

$$\sigma_{st} = 213.064 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \text{ Vérifié.}$$

b- Vérification des contraintes à mi travée :

$$M_{ser} = 0.915 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 2.596 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \text{ Vérifié}$$

$$\sigma_{st} = 202.656 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \text{ Vérifié.}$$

- Etude du chevêtre à la torsion**Evaluation des efforts (Moment de torsion) :**

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges ($e = 60\text{cm}$)

$$M_t = R (A(l)) \times 1.2 \times 0,6 = 164,4 \times 1.2 \times 0.6$$

$$M_t = 118,368 \text{ t.m}$$

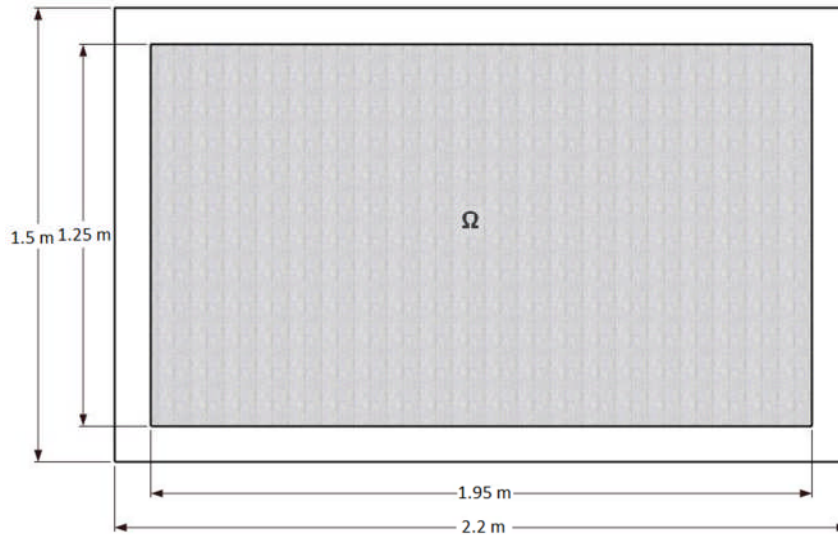
On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle du chevêtre et d'une largeur limitée l_t au diamètre du fût.

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b \leq x + h \\ l_t = x + h & \text{si } b > x + h \end{cases}$$

$$x + h = 1 + 1.5 = 2.5 \text{ m} > b = 2.2 \text{ m} \Rightarrow l_t = 2.2 \text{ m}$$

$$b_n = h/6 = 1.5/6 = 0.25 \text{ m.}$$

$$\Omega = (2.2 - 0.25) \times (1.5 - 0.25) = 2,438 \text{ m}^2$$



La contrainte tangentielle :

$$\tau_{bt} = \frac{C_{\max}}{2\Omega b_n} = \frac{1.1837}{2 \times 2.438 \times 0.25} = 0.971 \text{ MPa}$$

- **Ferraillage de chevêtre à la torsion :**

Armatures longitudinales:

$$A_l \geq \frac{C_{\max} U \gamma}{2 \Omega f_e} = \frac{1.1837 \times 6.4 \times 1.15}{2 \times 2.438 \times 400}$$

Avec U : le périmètre

$$\Rightarrow A_l \geq 44.68 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend **10 HA25**, avec $A_s = 49.09 \text{ cm}^2$

Armatures Transversales:

$$\frac{A_{t2}}{S_t} \geq \frac{C_{\max} \gamma}{2 \Omega f_e} = \frac{1.1837 \times 1.15}{2 \times 2.438 \times 400}$$

$$\Rightarrow \frac{A_{t2}}{S_t} \geq 6.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_{t2} = 0.698 \text{ cm}^2$

$A_t = A_{t1} + A_{t2}$ (d'après SETRA).

D'ou: $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 2.248 + 0.698 = 2,9468 \text{ cm}^2$.

on prend **2 cadre de HA14**, avec $A_t = 3.08 \text{ cm}^2$

- **Justification du béton :**

Il faut que : $\tau_u^2 + \tau_{bt}^2 \leq \tau_{lim}^2$

Avec :

$$\tau_{lim} = \min [0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}] = 4 \text{MPa}$$

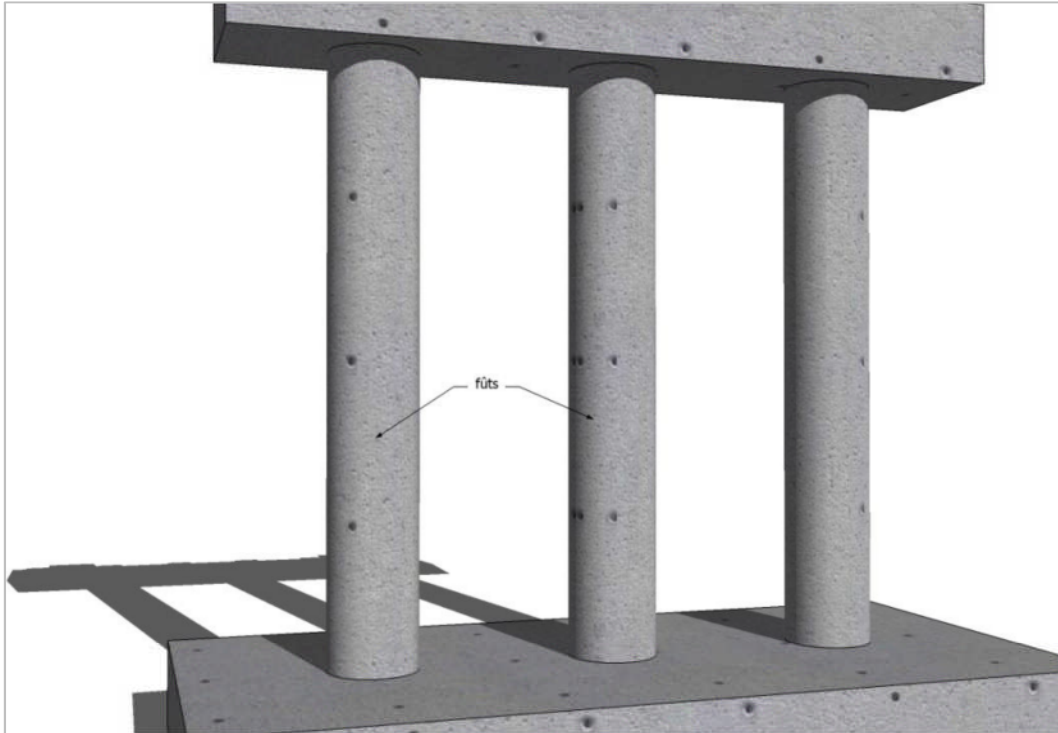
$$\tau_u = \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 1.04 \text{MPa}$$

$$\tau_{bt} = \frac{C_{max}}{2\Omega b_n} = 0.971 \text{MPa}$$

Donc : $\tau_u^2 + \tau_{bt}^2 = 1,081 + 0,943 = 2,0238 \leq \tau_{lim}^2 = 16$ (vérifie)

b. Les fûts :

- Hauteur de fût : 16 m
- Diamètre de fût $\varnothing = 1,8$ m
- Nombre de fût $n = 3$ fûts.



Présentation de nos futs

- Vérification au flambement :

$$\lambda = Lc/i$$

Lc : longueur de flambement. $Lc = 0,7L = 0,7 \times 16 = 11.2$ m

i : rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement.

$$i = \Phi/4 = 1.8/4 = 0.45$$
m

$$\lambda = 11.2/0,45 = 24.88 < 50 \text{ pas de risque de flambement.}$$

- Calcul des sollicitations :**a- Sans séisme :****Charges verticales :**

$$V_{ser} = T_{0G} + T_{0D} = 177.609 + 221.641 = 399,250 \text{ t}$$

$$V_{ult} = T_{0G} + T_{0D} = 239.128 + 298.411 = 537,539 \text{ t}$$

Charges horizontales :**Freinage de Bc :**

Soit par fût : $H_{Bc} = (30/2) \times (1/3) = 5t$

Effet dû au vent :

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité $q = 0,2 \text{ t/m}^2$.

Tablier = $35.85 \times 2.27 \times 0,2 = 16,276 \text{ t}$.

Chevêtre = $0.2 \times (2.2 \times 1.5) = 0,66 \text{ t}$.

Fûts = $0.2 (3 \times 1.8 \times 15) = 16,2 \text{ t}$.

$H_V = 16.276 + 0.66 + 16.2 = 33,136 \text{ t}$.

Force centrifuges :

D'après chapitre 4 : $F_C = 3.077 \text{ t}$

Moment à la base du fût :

Freinage : $M_{Bc} = 6 \times (16 + 1.5 + 0.25) = 106,5 \text{ t.m}$.

Le vent : $M_V = (16.2 \times 8.5 + 0.66 \times 16.75 + 16.276 \times 17.75)/3 = 145,884 \text{ t.m}$.

Variation linéaire : $0.772 \times 17,75 = 13,703 \text{ t.m}$.

A ELS :

$N_{MAX} = 399,250 \text{ t}$

$M_{MAX} = 266.267 \text{ t.m}$

A ELU :

$N_{MAX} = 537,539 \text{ t}$

$M_{MAX} = 359.460 \text{ t.m}$

b- Avec séisme :

On a déjà déterminé les sollicitations sous séisme :

$N_{MAX} = 537,539 \text{ t}$

$M_{MAX} = 10.14 \text{ MN.m}$

- **Ferraillage:****Armatures longitudinales :**

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée, et pour cela, nous utiliserons **les abaques de Walther**.

Solen l'abaque de Walther (voir annexe) on a :

$$\frac{h}{d} = \frac{0.035}{1.80} = 0.0194 \approx 0.02$$

Avec : h : l'enrobage ; D : diamètre de pile

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = 0.05 \quad (N_r = 4.56 \text{ MN})$$

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = 0.07 \quad (M_r = 10.14 \text{ MN.m})$$

β : Résistance du béton

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de ω :

$$\omega = 0,24$$

$$\omega = \frac{\sigma_f F_a}{\pi R^2 \beta_\omega} \Rightarrow F_a = \frac{\omega \pi R^2 \beta_\omega}{\sigma_f}$$

ω : degré mécanique d'armature.

F_a : aire totale de l'armature passive

$$F_a = \frac{0.24 \times 3.14 \times (0.9^2) \times 30}{400 \times 1.15} = 398.09 \text{ cm}^2$$

Soit : **50HA32** de section nominale **402.12 cm²** avec un espacement de 10.7cm.

Les fûts doivent comporter au moins le pourcentage minimum de ferraillage requis suivant :

0,35% pour une nuance d'acier Fe E400 et un pourcentage maximal des armatures est de 3% hors zone de recouvrement et 6% dans les zones de recouvrement :

$$0.35\% \leq \rho_G \leq 3\%$$

$$\rho_G = A_s/B = (402.12 \times 10^{-4})/2.544 = 1,58\% \text{ (vérifié)}$$

L'espacement des barres longitudinales doit être inférieur à 250 mm :

$$10.7\text{cm} < 25\text{cm} \text{ (vérifié)}$$

Ferrailage transversale :

Pour le calcul du ferrailage transversal, on majore les efforts tranchants par le coefficient :

$$\gamma_r = 1,4$$

$$V = 1,204 \text{ MN}$$

$$N = 4.56 \text{ MN}$$

$$A_t/St = 15.9\text{cm}^2/\text{ml}$$

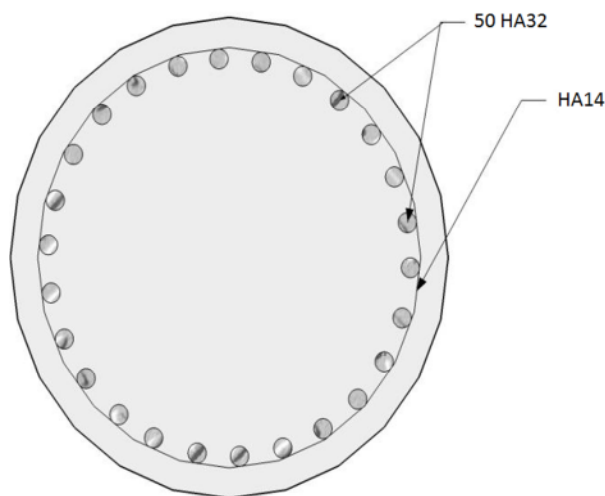
L'espacement maximum entre 2 cours d'armatures est de :

$$\text{Min } [12\Phi_L ; b ; 200 \text{ mm}] = 200\text{mm}$$

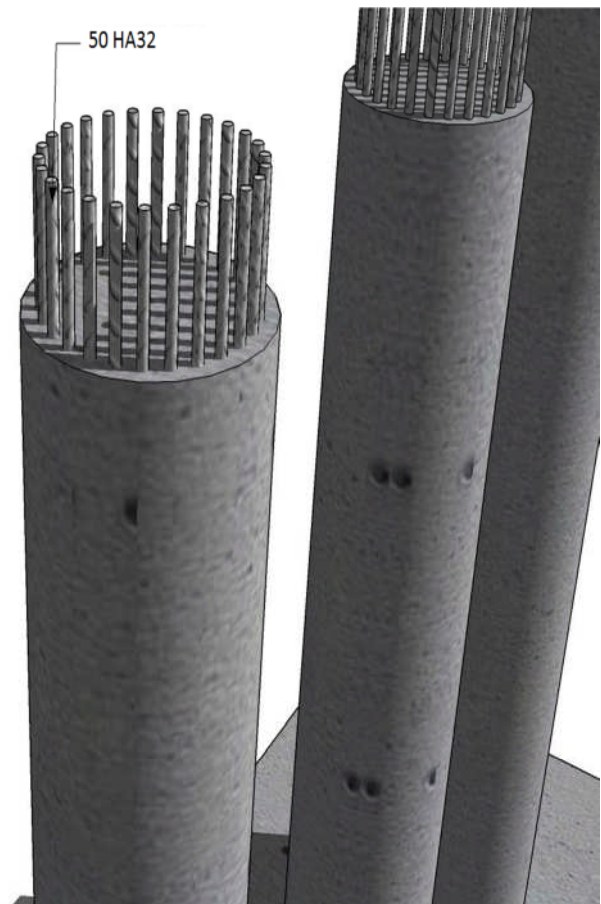
Où : Φ_L : diamètre des armatures longitudinales.

b : plus petit côté du rectangle circonscrit.

Avec un espacement de 15cm, On prend des cerces de HA14 (3.08cm^2)



Ferrailage des futs



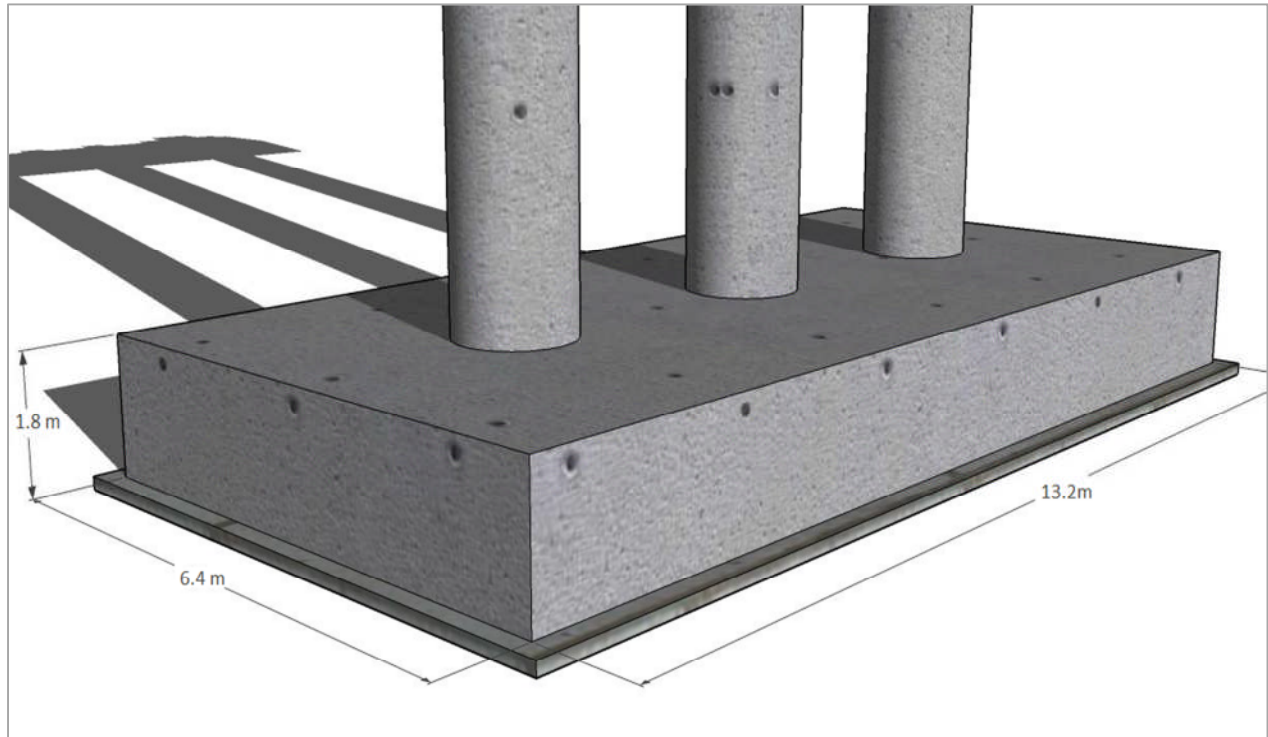
Armatures du fut - Vue 3D

c. La semelle :

Longueur : $L = 13.20$ m

Largeur : $B = 6.40$ m

Epaisseur : $E = 1,80$ m



Présentation de la semelle

- **Calcul des sollicitations :**

a- **Conditions normales :**

Charges verticales :

CP (Tablier + 3Fûts + Chevêtre) = 12.93 MN

Surcharges A(l) = 2.26 MN

Poids de la semelle : 3.80 MN

Poids des terres sur la semelle : = 1.38 MN

Donc :

A l'ELS : $N_{\max} = 20,82$ MN

A l'ELU : $N_{\max} = 28,06$ MN

Charges horizontales :

Freinage : $F_{Bc} = 15 \text{ t.}$

Vent : $F_v = 33,136 \text{ t.}$

Freinage : $M_{Bc} = 15 \times (16 + 1.5 + 0.25 + 1.8) = 2.93 \text{ MN.m}$

Le vent : $M_v = (16.2 \times 10.3 + 0.66 \times 18.55 + 16.276 \times 19.55) = 4.97 \text{ MN.m}$

Force centrifuges : $M_c = 3.077 \times (16 + 1.5 + 0.25 + 1.8) = 0.6 \text{ MN.m}$

Moment en base de la semelle :

A l'ELS : $M_{\max} = 8.48 \text{ MN.m}$

A l'ELU : $M_{\max} = 12.14 \text{ MN.m}$

b- Avec séisme :

On a déjà déterminé les sollicitations sous séisme :

$N_{\text{MAX}} = 20.77 \text{ MN}$

$M_{\text{MAX}} = 36.80 \text{ MN.m}$

Détermination du nombre des pieux :

Les réactions transmises par la semelle sur les groupes des pieux sont : 28,06 MN

$$N = \frac{\text{effort maximal}}{\text{capacité portant d'un pieu}} = \frac{28.06}{3.958} = 7.088$$

On peut prendre un nombre de pieux égal à 8.

Effort revenant à chaque pieu :

La disposition des pieux est symétrique par rapport au centre de gravité de la semelle donc:

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

n : nombre des pieux

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

i. Conditions normales :

$$N_i = \frac{28.06}{8} + \frac{12.14 \times 2}{8 \times (2^2)} = 4.26 \text{ MN}$$

$$N_i = \frac{28.06}{8} - \frac{12.14 \times 2}{8 \times (2^2)} = 2.74 \text{ MN}$$

ii. Conditions sismiques :

$$N_i = \frac{20.77}{8} + \frac{36.8 \times 2}{8 \times (2^2)} = 4.89 \text{ MN}$$

$$N_i = \frac{20.77}{8} - \frac{36.8 \times 2}{8 \times (2^2)} = 0.29 \text{ MN}$$

Vérification de poinçonnement (résistance local à l'effort tranchant) :

La résistance a l'effort tranchant doit être vérifiée au voisinage des pieux d'angle, la section qui doit faire l'objet d'une vérification est située à une distance du nu du pieu égal à la moitié de la hauteur de la semelle, sa largeur "b" peut être prise égale à la hauteur

$$R_{\max} = 193.3 < 228t \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de soulèvement :

$$R_{\min} = 0.29 > 0 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Rigidité de la semelle :

Pour le calcul des sollicitations, il est loisible de considérer la semelle de liaison comme un corps infiniment rigide si elle respecte la condition :

$$h \geq d/2,5$$

h : désignant la hauteur de la semelle (1.8m)

d : le plus grand entraxe entre deux éléments de fondation voisins (4m)

$$\Rightarrow h \geq 1.6\text{m (vérifié)}$$

- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles):

Armatures transversales inférieures :

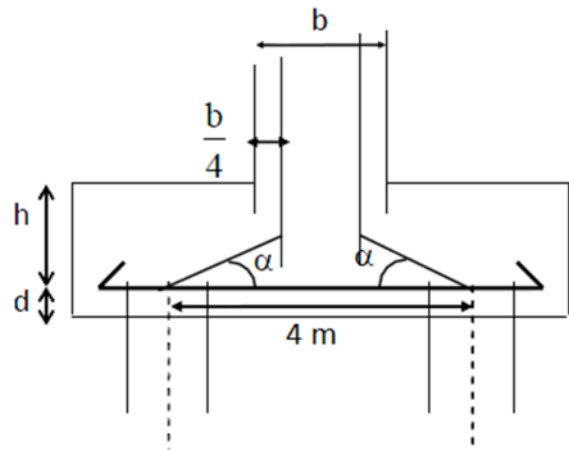
Les Conditions de la méthode sont:

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq L/2 - b/4 \end{cases}$$

$$\text{tg } \alpha = h / \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right) = 1.75 / \left(\frac{4}{2} - \frac{1.8}{4} \right) = 1.129$$

$$\Rightarrow \alpha = 48.46^\circ \text{ (vérifié)}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.55 < 1.75 \text{ (vérifié)}$$



Condition normale :

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_e = 266.66 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)}{h} = \frac{4.26}{266.66} \frac{\left(\frac{4}{2} - \frac{1.8}{4} \right)}{1.75} = 141.5 \text{ cm}^2$$

Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)}{h} = \frac{4.89}{400} \frac{\left(\frac{4}{2} - \frac{1.8}{4} \right)}{1.75} = 108.28 \text{ cm}^2$$

La condition normale est la plus défavorable $A_1 = 141.5 \text{ cm}^2$

On prend : **18HA32** $A_1 = 144.76 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (l), telle que : $l = h + \Phi_{\text{pieu}} = 3 \text{ m}$

$$\text{L'espacement est de : } St = \frac{h + \Phi - d}{n - 1} = \frac{1.8 + 1.2 - 0.1}{18 - 1}$$

$$\Rightarrow St = 17 \text{ cm}$$

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions A'_1 ayant une densité au moins égale au tiers de la densité A_1 , tel que :

$$A'_1 \geq \frac{A_1}{3} \frac{L - l}{l} = \frac{144.76}{3} \times \frac{(3.6 - 3)}{3} = 9.65 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA25** $A'_1 = 14.73 \text{ cm}^2$

Les armatures transversale inferieures totale est : 72HA32 et 9HA25 ($A_s = 623.23 \text{ cm}^2$)

Armatures longitudinales inférieures :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

Si les pieux les plus éloignés du centre de l'appui sont situés au-delà des nus du fut dans le sens de la longueur de l'appui comme dans notre cas, le calcul de A_2 relève également de la méthode des bielles.

$$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \frac{\text{protection de PP sur oy}}{h}$$

$$A_2 = \frac{4.26}{266.66} \frac{0.7}{1.75} = 63.90 \text{ cm}^2$$

Soit : **14 HA25** $A_2 = 68.72 \text{ cm}^2$

$$\text{L'espacement est de : } St = \frac{h+\phi-d}{n-1} = \frac{1.8+1.2-0.1}{14-1}$$

$$\Rightarrow St = 22\text{cm}$$

Puisque la distance restante entre deux bandes sur pieux est petite (0.4m), donc on opte le même ferrailage longitudinal le long de la semelle, alors on ajoute deux barre de HA25 entre les deux bandes.

Les armatures longitudinales totale sur la nappe inferieur est : 30HA25 ($A_s = 147.26\text{cm}^2$)

Armatures longitudinales supérieures :

Les armatures longitudinales régnant sur toute la longueur de la semelle et dont la section ne doit pas être inférieure à 1/10 de la section de l'armature inferieure :

$$A_s \geq \frac{A_1}{10} = \frac{770.49}{10} = 77.05 \text{ cm}^2$$

On prend : 30HA20 ($A_s = 94.25 \text{ cm}^2$) $St \approx 0.21\text{cm}$

Armatures transversales supérieures :

$$A_s \geq \frac{A_1}{3} = \frac{94.25}{3} = 31.41\text{cm}^2$$

On prend : 44HA10 ($A_s = 32.99 \text{ cm}^2$) $St \approx 0.29\text{cm}$

Réseau d'armatures verticales et horizontales :

Sont Des armatures verticales sont constituées par des cadres formant ceinture des barres longitudinales supérieures et inférieures, et des armatures horizontales sont constituées par des cadres formant ceinture des armatures verticales.

La section d'une barre du réseau (cas d'une barre a haute adhérence Fe E400) est donnée par l'expression :

$$A_r = 0.002 \times b' \times t$$

t : l'espacement des barres

b' : largeur de la semelle si $b' < h_s/2$, sinon égal $h_s/2$ ($b' = 1.8/2 = 0.9\text{m}$)

Avec un espacement de 20cm : $A_r = 3.8\text{cm}^2$

On prend des cadres HA16 espacée 20cm

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq 1.5 f_{t28}$$

$$\tau_u = \frac{5.78}{6.4 \times 1.75} = 0.51 \leq 1.5 f_{t28} = 3.6 \text{ MPa (verifié)}$$

d. Les pieux :

Les fondations sur pieux (profondes) sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, donc il faut descendre à une grande profondeur pour atteindre le bon sol.

La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centrée sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{d^4 x} + c_u b_y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

C_u : Module de réaction du sol.

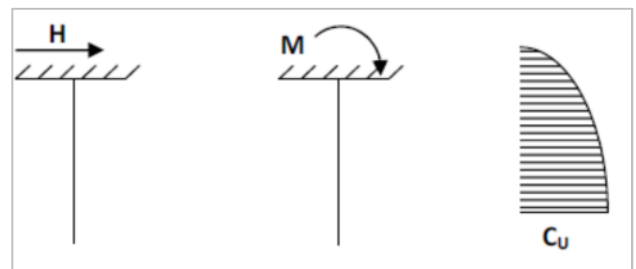
y : Déplacement en tête du pieu.

$$C_u = 2000 \text{ t/m}^3$$

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieux.



Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement où la rotation est nulle.

Calcul de λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu b}{4EI}}$$

λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

E : module d'élasticité du béton (34179.55 MPa)

I : moment d'inertie du pieu = 0.1017m⁴

$$\lambda = 0.2038 \text{ m}^{-1}$$

$$\Leftrightarrow \lambda L = 0.2038 \times 20 = 4,07$$

Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

Freinage : H_{Bc} = 15 t.

Vent : H_v = 33,136 t.

$$H = 15 + 33.136 = 48.136 \text{ t}$$

$$P = \frac{H}{8} = 6.017 \text{ t/pieu}$$

Condition sismique :

$$V_L = H = 2.78 \text{ MN}$$

$$P = \frac{H}{8} = 34.75 \text{ t/pieu}$$

Calcul des moments par la formule de WERNER :

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI_{\theta} = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = X_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

$X_{\theta M}, X_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WERNER en fonction de λL .

$$M(z) = EI_{\theta} = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} X_{\theta P} = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{X_{\theta P} \bar{P}}{X_{\theta M} \lambda}$$

Détermination des coefficients $X_{\theta M}, X_{\theta P}$:

On interpole entre les valeurs de $\lambda l = 4$ et $\lambda l = 6$:

$$\begin{cases} \lambda l = 4 \rightarrow X_{\theta P} = 1.26; X_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda l = 6 \rightarrow X_{\theta P} = 1.45; X_{\theta M} = 1.65 \end{cases}$$

$$\lambda l = 4.07 \Rightarrow \begin{cases} X_{\theta P} = 1.27 \\ X_{\theta M} = 1.55 \end{cases}$$

D'après la formule (1) on obtient :

Condition normale : $\bar{P} = 6.017 \text{ t /pieux ; } \bar{M} = -24.19 \text{ t.m}$

Condition sismique : $\bar{P} = 34.75 \text{ t /pieux ; } \bar{M} = -139.7 \text{ t.m}$

Valeurs des coefficients $X_{\theta M}, X_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WERNER),

Z (m)	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
	2	4	6	8	10	12	14	16
$X_{\theta M}$	0.97	0.88	0.65	0.44	0.26	0.1	0.04	0.01
$X_{\theta P}$	0.38	0.63	0.66	0.56	0.42	0.25	0.14	0.04

Coefficients $X_{\theta M}, X_{\theta P}$ en fonction de Z

Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(z) = X_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

Condition normale : $M(z) = - 24.19 X_{\theta M} + 29.52 X_{\theta P}$

Condition sismique : $M(z) = - 139.7 X_{\theta M} + 170.51 X_{\theta P}$

Z (m)	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
	2	4	6	8	10	12	14	16
C.N	-12,246	-2,6896	3,7597	5,8876	6,109	4,961	3,1652	0,9389
C.S	-70,715	-15,514	21,7316	34,0176	35,2922	28,6575	18,2834	5,4234

Moments fléchissant de pieu en fonctions de Z

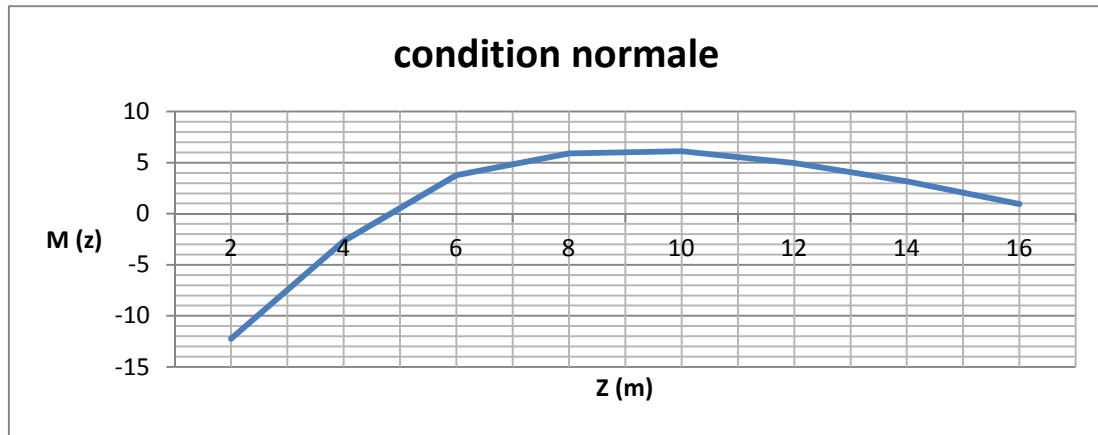


Diagramme de moment (Condition normale)

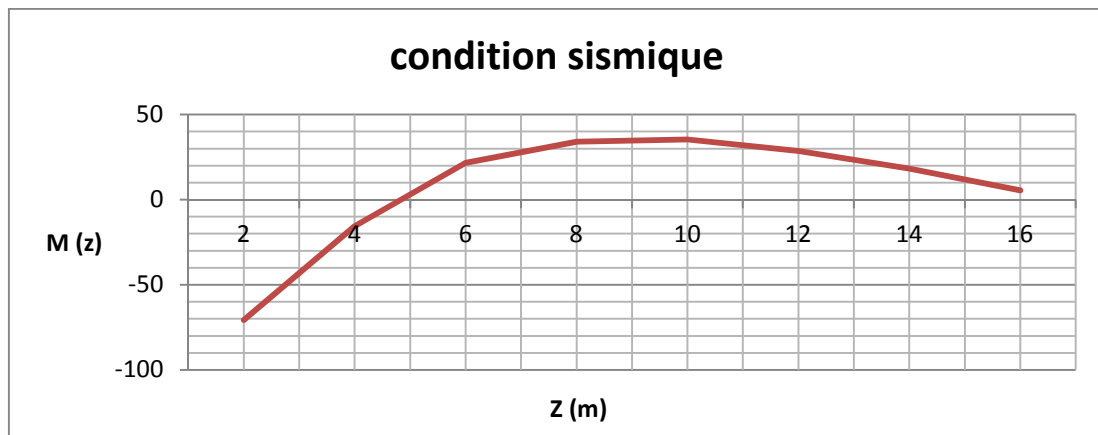


Diagramme de moment (Condition sismique)

D'après les résultats donnés, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{max} = -139.7 \text{ t.m}$

- **Ferraillage de pieu :**

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de WALTHER (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\begin{cases} N = 489\text{t} \\ M = 139,7\text{t.m} \end{cases}$$

Solen l'abaque de Walther (voir annexe) on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0.05}{1.20} = 0.041 \approx 0.04$$

Avec : h : l'enrobage ; D : diamètre de pile

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = 0.14$$

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = 0.03$$

β : Résistance du béton

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de ω : $\omega = 0,22$

$$\omega = \frac{\sigma_f F_a}{\pi R^2 \beta \omega} \Rightarrow F_a = \frac{\omega \pi R^2 \beta \omega}{\sigma_f}$$

ω : degré mécanique d'armature.

F_a : aire totale de l'armature passive

$$F_a = \frac{0,22 \times 3,14 \times (0,6^2) \times 30}{400 \times 1,15} = 162,27 \text{ cm}^2$$

On prend **21 HA32** pour : **$A_s = 168,89 \text{ cm}^2$**

Selon RPOA : $0,5\% \leq \rho_G \leq 3\%$

$$\rho_G = A_s/B = (168,89 \times 10^{-4})/1,1309 = 1,49\% \text{ (vérifié)}$$

$St = (2\pi R/21) = 0,164\text{m}$; on prend : $St = 16 \text{ cm}$

Armatures transversales :

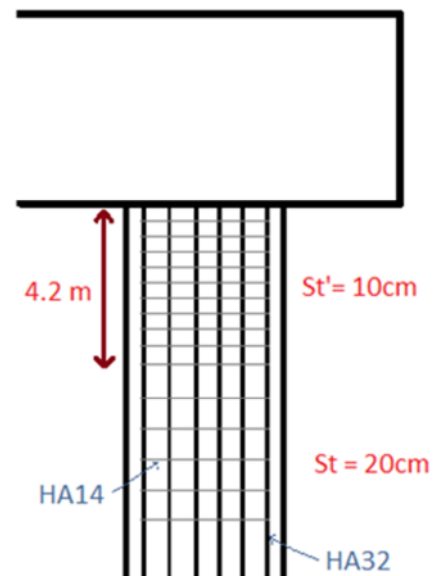
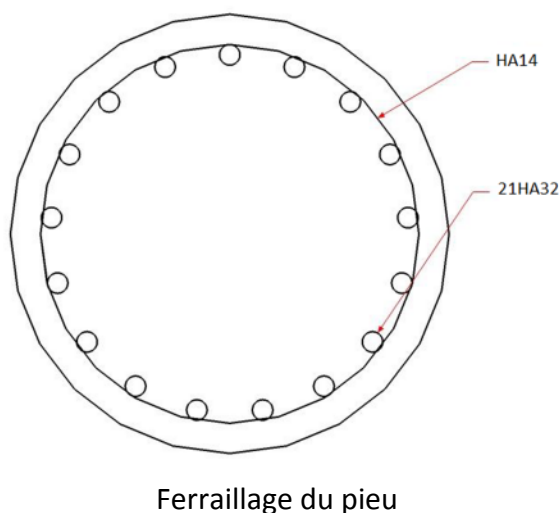
$$\phi_t \geq \phi_L/3 = 32/3$$

D'après RPOA : $St_{MAX} = 12 \times \phi_L = 38,4 \text{ cm}$

On prend des cerces HA14 espacée 20cm

Zone de renforcement :

Il doit être prévu des renforts sur une profondeur $2d$ (2.4m) à partir de la tête du pieu avec un espacement des cerces de 10cm.



3.2. Etude de la culée :

Le travail qui va être effectué a pour but de déterminer le fonctionnement mécanique et le ferrailage nécessaire pour chaque élément de la culée.

3.2.1. Le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis à la poussée des terres engendrée par les remblais de la face arrière, force de freinage et son poids propre.

Le mur garde grève est supposé encastré à la base.

- Evaluation des efforts agissant sur le MGG :

La pousse des terres :

Sous un séisme la poussée dynamique globale à la valeur suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad}$$

Avec:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right)$$

H: hauteur du mur.

γ : Le poids volumique des terres.

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : L'angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

$K_H = A = 0,25$ (RPOA 2008).

$K_v = 0,3$ $K_H = 0,3 \times 0,25 = 0.075$

Caractéristiques du remblai :

$\varphi = 35^\circ$: angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0^\circ$: angle d'inclinaison de la culée par rapport à la verticale.

Dans le cas normal:

$$K_{ad} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,27 \text{ avec: } \varphi = 35^\circ$$

Action du séisme	K_H	$K_V = 0.3 K_H$	θ°	K_{ad}
Condition normal	0	0	0	0,271
horizontal	0,25	0	14,04	0,435
Séisme (vertical+horizontal)	0,25	0,075	13,09	0,4206
Séisme (vertical-horizontal)	0,25	-0,075	15,12	0,452

Coefficients de poussée des terres.

Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P \times \frac{h}{3} = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma_R \times h^2 L \times \frac{h}{3}$$

Les moments des poussées des terres sont résumés dans ce tableau :

Action du séisme	K_{ah}	$\gamma_R(t/m^3)$	H(m)	L(m)	P(t)	$M_p(t.m)$
Condition normal	0,271	2	2,4	1	1,5609	1,2487
Horizontal	0,435	2	2,4	1	2,5056	2,0045
Vertical + horizontal	0,4206	2	2,4	1	2,4226	1,9381
Vertical - horizontal	0,452	2	2,4	1	2,6035	2,0828

Moments des poussées des terres.

Moment du à la force de freinage:

Le moment du à l'effort de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2 P.h}{0,25+2h}$$

Avec : P : poids d'une roue d'un camion B_c ; P = 6 t.

h : hauteur de mur de garde grève.

Le moment du au freinage du B_c est alors :

$$M_f = \frac{2 \times 6 \times 2,4}{0,25 + (2 \times 2,4)} = 5.703 \text{ t.m}$$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

Selon les documents "SETRA", la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type B_c, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placées d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface, elle est donnée par ϕ :

$$\phi = \frac{12}{0,25 \times 0,75} = 64 \text{ t/m}^2.$$

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M'_p = \frac{12K}{0,75+2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

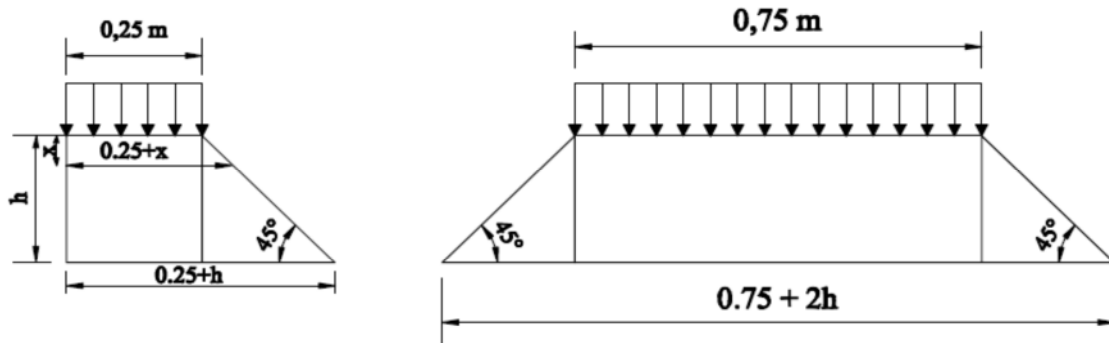
Avec: $K = K_h \times b_c \times \delta$

Ou :

K_{ah} : coefficient de poussée des terres.

$b_c = 0.95$ pour trois voix chargés.

$\delta : 1$; coefficient de pondération dynamique (charge sur remblai).



Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

$$\int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx = [(h + 0,25). \ln(0,25 + x) - x]_0^h$$

On a alors :

$$\int_0^{2,4} \frac{h-x}{0,25+x} dx = [(h + 0,25). \ln(0,25 + x) - x]_0^{2,4} = 3.8562$$

	K_{ah}	b_c	δ	K	M'_p (t.m)
Condition normal	0,271	0,95	1	0,2574	2,1461
Horizontal	0,435	0,95	1	0,4132	3,4451
Vertical + horizontal	0,4206	0,95	1	0,3995	3,3309
Vertical - horizontal	0,452	0,95	1	0,4294	3,5802

Moments d'une charge locale située en arrière du mur.

Charge accidentelle :

Les efforts sismiques sont :

- L'effort sismique horizontal : $H_s = K_H \cdot G$
- L'effort sismique vertical : $H_v = (1 \pm K_v) \cdot G$

L'effort du séisme horizontal tend à fléchir le mur.

On prend 1 ml du mur ; les dimensions sont alors :

$$h = 2,4 \text{ m} ; e = 0,3 \text{ m} ; L = 1 \text{ m}$$

$$G = 2,4 \times 0,3 \times 1 \times 2,5 = 1,8 \text{ t.}$$

$$H_s = 0,25 \times 1,8 = 0,45 \text{ t.m}$$

$$M_{H_s} = H_s \times \frac{h}{2} = 0,45 \times 1,2 = 0,54 \text{ t.m}$$

Combinaison des charges:Condition normal:

$$\text{ELS: } G + 1,2 S \quad \text{ou: } \begin{cases} G = M_p \\ S = M'_p + M_f \end{cases}$$

$$\text{ELU: } 1,35 G + 1,6 S$$

$$\text{Donc: } M_{\text{ELS}} = 1,2487 + 1,2 (5,77 + 2,1461) = 10,7480 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{\text{ELU}} = (1,35 \times 1,2487) + 1,6 \times (5,77 + 2,1461) = 14,3515 \text{ t.m/ml}$$

Condition accidentelle :

$$\text{ELA} = G + F_A + S \quad \text{ou: } \begin{cases} G = M_p \\ F_A = M_{H_s} \\ S = M'_p + M_f \end{cases}$$

$$M_{\text{ELA}} = 2,0828 + 0,54 + (3,5802 + 5,703) = 11,906 \text{ t.m}$$

Donc:

$$M_{\text{ELS}} = 10,7480 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{\text{ELU}} = 14,3515 \text{ t.m/ml}$$

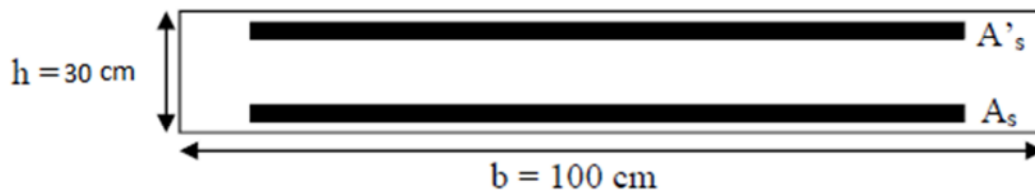
$$M_{\text{ELA}} = 11,906 \text{ t.m/ml}$$

- **Ferraillage du MGG :**

Ce ferraillage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle. Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

La section d'armature est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert. On trouve $A_s = 23,06 \text{ cm}^2$ Avec (A_s : section d'armature tendus). Et $A'_s = 0 \text{ cm}^2$. (pas d'armatures comprimées).

Alors on prend **8HA20** = 25,13 cm².



Pour A'_s on prend **8HA14** = 12,32 cm²

Vérification des contraintes :

$$h = 0,3\text{m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \right] \text{ (Fissurations préjudiciables)}$$

$$f_{tj} = 2,4 \text{ MPa et } n = 1,6 \text{ (pour les armatures HA)} \Rightarrow \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + n \cdot A'_s (X - c') - n \cdot A_s (d - X) = 0$$

$$\text{Avec ; } n=15, A_s = 25,13 \text{ cm}^2, A'_s = 0.$$

$$\text{Donc; } X = 10,467 \text{ cm.}$$

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + n A_s (d - X)^2$$

$$I_1 = 117848,13 = 0,00117848 \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 9,547 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa (la condition est vérifiée).}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I_1} = 198.807 \text{ MPa} \leq 215,55 \text{ MPa (la condition est vérifiée).}$$

Ferrailage horizontal :

$$A_y = \frac{A_s}{4} = \frac{25,13}{4} = 6,82 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{1 \times 0,3 \times 0,9 \times 0,23 \times 2,4}{400} = 3,73 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s \geq A_{S\min}$ (vérifié)

Alors on prend $A_y = 6,82 \text{ cm}^2$ ce qui nous donne **7HA12** = 7,92 cm².

Pour A'_y , on prend **7HA10** = 5,5 cm².

3.2.2. La dalle de transition :**- Evaluation des charges :**

Les charges agissant sur la dalle de transition sont :

Remblai :

$$q_{r1} = 0,7 \times 2 = 1,4 \text{ t/m.}$$

Poids propre :

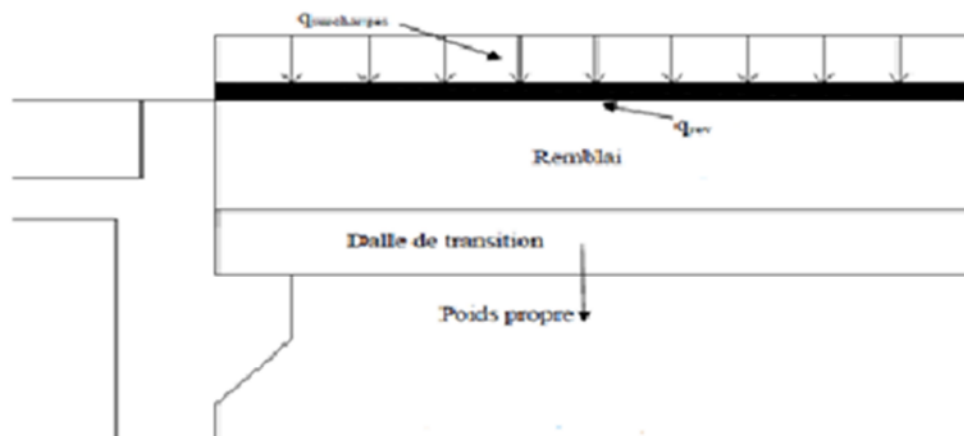
$$q_{pp} = 0,3 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/ml.}$$

Le revêtement :

$$q_{rev} = 0,085 \times 1 \times 2,4 = 0,204 \text{ t/ml.}$$

Surcharges sur remblai :

$$q_{sur} = 1,2 \times 1 = 1,2 \text{ t/ml.}$$



Charges sur la dalle de transition.

Le tableau suivant résume les moments et efforts tranchants dus à chaque charge sur la dalle :

	Poids propre	remblai	revêtement	surcharges
Moment (t.m/ml)	0,844	1,57	0,2295	1,35
Effort tranchant (t/ml)	1,125	2,1	0,306	1,8

Moments et effort tranchant dans la dalle de transition.

$$M_G = 0,844 + 1,57 + 0,2295 = 2,6435 \text{ t.m/ml} \text{ et } M_Q = 1,35 \text{ t.m/ml}$$

$$V_G = 1,125 + 2,1 + 0,306 = 3,531 \text{ t/ml} \text{ et } V_Q = 1,8 \text{ t/ml.}$$

Combinaisons des charges :

A l'ELS :

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.S sont :

$$M_{ELS} = M_G + 1,2 M_Q = 4,2635 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{ELS} = V_G + 1,2 V_Q = 5,691 \text{ t/ml}$$

A l'ELU :

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.U sont :

$$M_{ELU} = 1,35 M_G + 1,6 M_Q = 5,7287 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{ELU} = 1,35 V_G + 1,6 V_Q = 7,6468 \text{ t/ml}$$

A l'ELA :

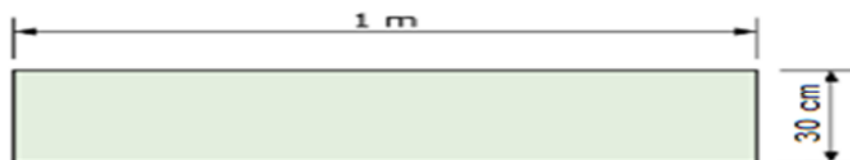
Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.U sont :

$$M_{ELA} = (1 \pm 0,06) M_G + M_Q = 4,152 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{ELA} = (1 \pm 0,06) V_G + V_Q = 5,5428 \text{ t/ml}$$

- **Ferrailage :**

La section à ferrailer est la suivante :



A l'aide de logiciel Robot Expert on a trouvé : $A_s = 11,00 \text{ cm}^2$.

$A'_s = 0 \text{ cm}^2$ (pas d'armatures comprimées).

On prend **6HA16** = 12,06 cm².

Pour la nappe inférieure on prend : **6HA16**, avec $S_t = 18$ cm.

Pour la nappe supérieure on prend : **6HA14**, avec $S_t = 18$ cm.

Les armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3,015 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 6,03 \text{ cm}^2$$

On prend $A_r = 5,65 \text{ cm}^2$ ce qui nous donne **5HA12**, avec un espace de 20 cm.

Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} \geq 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{Smin} \geq 0,23.100.2,7. \frac{2,4}{400}$$

$$A_{Smin} \geq 3,726 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc } A_s \geq A_{Smin} \text{ (vérifié)}$$

Vérification des contraintes :

La vérification se fait à l'ELS avec les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

$$M_{ser} = 4,2635 \text{ t.m/ml.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 0,8 \times \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{n. f_{tj}}) \right] \text{ (Fissurations très préjudiciables).}$$

$$f_{tj} = 2,4 \text{ MPa et } n = 1,6 \text{ (pour les armatures HA)} \Rightarrow \sigma_{st} = 172,44 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + n. A'_s (X - c') - n. A_s (d - X) = 0$$

$$\text{Avec } n = 15, A_s = 12,06 \text{ cm}^2, A'_s = 0.$$

$$\text{Donc } X = 7,87 \text{ cm.}$$

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + n A_s (d - X)^2$$

$$I_1 = 0,00069347 \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.X}}{I_1} = 4,84 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa (la condition est vérifiée)}.$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser.(d-X)}}{I_1} = 157,946 \text{ MPa} \leq 172,44 \text{ MPa (la condition est vérifiée)}.$$

Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{7,6468}{1 \times 0,25} = 30,59 \text{ t.m} = 0,3059 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(4 \text{ MPa}, \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 3 \text{ MPa}.$$

Alors : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ Donc la condition est vérifiée.

3.2.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Evaluation des efforts :

Réaction des surcharges sur remblai :

$$R_1 = \frac{qL}{2} = \frac{1,2 \times 3}{2} = 1,8 \text{ t/ml}.$$

Réaction de la dalle de transition :

$$R_2 = \frac{qL}{2} = 1,125 \text{ t/ml}.$$

Poids propre du corbeau :

$$R_3 = 0,135 \times 2,5 \times 1 = 0,3375 \text{ t/ml}.$$

Réaction du remblai :

$$R_4 = 2,1 \text{ t/ml}.$$

Réaction du revêtement :

$$R_5 = 0,306 \text{ t/ml}.$$

Donc ; Les charges permanentes donnent :

$$R_G = R_2 + R_3 + R_4 + R_5 = 3,87 \text{ t/ml}$$

$$M_{RG} = 3,87 \times 0,15 = 0,58 \text{ t.m}$$

Et les charges non permanentes donnent :

$$R_Q = R_1 = 1,800 \text{ t}.$$

$$M_{RQ} = 1,8 \times 0,15 = 0,27 \text{ t.m}$$

Combinaisons :

$$R_{ELS} = R_G + 1,2 R_Q = 6,03 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELU} = 1,35 R_G + 1,6 R_Q = 8,10 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELA} = (1+0,075) R_G + R_Q = 5,96 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ELS} = M_{RG} + 1,2 M_{RQ} = 0,906 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELU} = 1,35 M_{RG} + 1,6 M_{RQ} = 1,215 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELA} = (1+0,075) M_{RG} + M_{RQ} = 0,89 \text{ t.m/ml.}$$

Ferraillage :

A l'aide de logiciel Robot Expert on a trouvé : $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité :

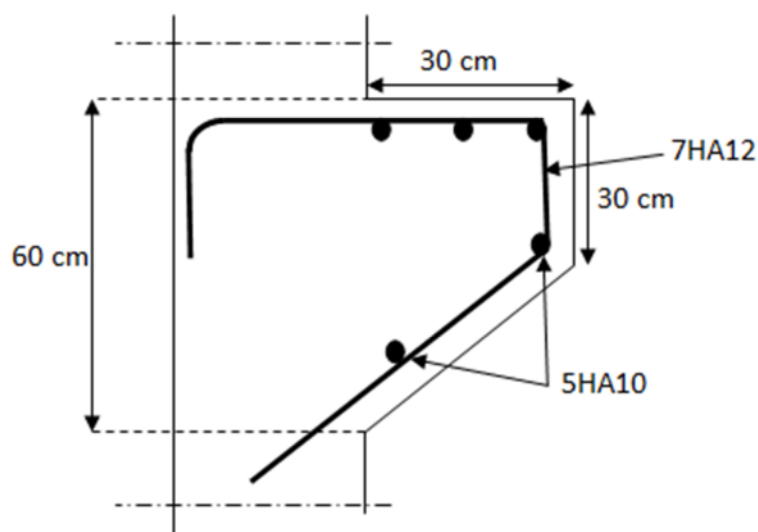
$$\frac{A_{\min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{1 \times 0,54 \times 0,23 \times 2,4}{400} = 7,45 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend $A_s = A_{\min}$ et par conséquent on choisit **7HA12** = 7,92 cm².

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 2,64 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : **5HA10** pour $A'_s = 3,93 \text{ cm}^2$.



Ferraillage du corbeau.

3.2.4. Le mur latéral :

Le mur latéral est soumis uniquement à la poussée des terres engendrée par les remblais et l'effort de son poids propre.

Poussée des terres :

Le coefficient de poussée des terres est déterminé par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2}$$

Le moment à l'encastrement est :

$$M_P = P \times \frac{h}{3} = \frac{1}{2} K_{ah} \cdot \delta_R \cdot h^2 \cdot L \cdot \frac{h}{3}$$

Les moments des poussées des terres sont résumés dans ce tableau :

Action du séisme	K_{ah}	γ_R (t/m ³)	H (m)	L (m)	P (t)	M _p (t. m)
Condition normal	0,271	2	1,4	1	0,5311	0,2479
Horizontale	0,435	2	1,4	1	0,8526	0,3979
Vertical + horizontal	0,4206	2	1,4	1	0,8244	0,3847
Vertical - horizontal	0,452	2	1,4	1	0,8859	0,4134

Coefficients de poussée des terres.

Charge accidentelle :

Les efforts sismiques sont :

L'effort sismique horizontal: $H_S = K_h \cdot G$

L'effort sismique vertical: $V_S = (1 \pm K_v) \cdot G$

L'effort du séisme horizontal tend à fléchir le mur.

On prend 1 ml du mur ; les dimensions sont alors : $h = 1,4$ m.

$e = 0,40$ m ; $L = 1$ m.

$G = 1,4 \times 0,40 \times 1 \times 2,5 = 1,4$ t.

$H_S = 0,25 \times 1,4 = 0,35$ t.

$M_{H_S} = H_S \times \frac{h}{2} = 0,245$ t.m

Combinaisons de charges:Condition normale:

ELS: $G + 1,2 S$

Où : $\begin{cases} G = M_p \\ S = 0 \end{cases}$

ELU: $1,35 G + 1,6 S$

Donc: $M_{ELS} = 0,2479 \text{ t.m}$

$M_{ELU} = 0,3346 \text{ t.m}$

Condition sismique :

ELA : $G + F_A + S$

Où $\begin{cases} G = M_p \\ F_A = M_{Hs} \\ S = 0 \end{cases}$

$M_{ELA} = 0,4929 \text{ t.m}$

Ferraillage du mur et cachet :

Le mur latéral est sollicité en flexion simple, avec une fissuration jugée préjudiciable.

Ce ferraillage se fait pour une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert.

On trouve $A_s = 5,1 \text{ cm}^2$.

On prend alors **5HA12** = $5,65 \text{ cm}^2$, et on prend **5HA10** = $3,93 \text{ cm}^2$. (Les armatures de construction).

Ferraillage horizontal :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,28 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,55 \text{ cm}^2, \text{ donc on prend } A_r = 2 \text{ cm}^2$$

On choisit **3HA10** = $2,36 \text{ cm}^2$.

Vérification des contraintes :

$$h = 0,4 \text{ m.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \right] \text{ (Fissurations préjudiciables)}$$

$$f_{tj} = 2,4 \text{ MPa et } n = 1,6 \text{ (pour les armatures HA)} \Rightarrow \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b}{2}X^2 + n.A'_s(X - c') - n.A_s(d - X) = 0$$

Avec $n = 15$, $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$, $A'_s = 0$.

Donc: $X = 5,85 \text{ cm}$.

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + n A_s(d - X)^2$$

$$I_1 = 56790,01 \text{ cm}^4 = 0,0005679 \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.X}}{I_1} = 0,255 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée).}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser.(d-X)}}{I_1} = 19,025 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 215,55 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée).}$$

3.2.5. Le mur en retour :

Evaluation des charges :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur.

Etude de l'oreille :

Efforts verticaux :

Les efforts verticaux sont donnés par la formule suivante : (SETRA)

$$T_V = \frac{2,5l.h}{2} . e + 0,3l + P_V.$$

$$T_{V\text{ELS}} = \frac{2,5 \times 5,6 \times 3,7}{2} \times 0,4 + 0,3 \times 5,6 + 1,2 \times (4) = 16,84 \text{ t.}$$

$$T_{V\text{ELU}} = 1,35 \times \left(\frac{2,5 \times 5,6 \times 3,7}{2} \times 0,4 + 0,3 \times 5,6 \right) + 1,6 \times (4) = 22,65 \text{ t.}$$

$$M_V = \frac{2,5 l^2 . h}{6} . e + 0,3 \frac{l^2}{2} + P_V(l - 1)$$

$$M_{V\text{ELS}} = \frac{2,5 \times 5,6^2 \cdot 3,7}{6} . 0,4 + 0,3 \frac{5,6^2}{2} + 1,2 \times (4(5,6 - 1)) = 46,124 \text{ t. m.}$$

$$M_{V\text{ELU}} = 1,35 \times \left(\frac{2,5 \times 5,6^2 \cdot 3,7}{6} . 0,4 + 0,3 \frac{5,6^2}{2} \right) + 1,6 \times (4(5,6 - 1)) = 61,90 \text{ t. m.}$$

Efforts horizontaux :

Les efforts horizontaux sont donnés par la formule suivante : (SETRA)

$$T_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{1h}{2} + P_H.$$

$$T_{H\text{ELS}} = \left(\frac{3,7}{3} + 0,5\right) \frac{5,6 \times 3,7}{2} + 1,2 \times 2 = 26,746 \text{ t.}$$

$$T_{H\text{ELU}} = 1,35 \times \left(\left(\frac{3,7}{3} + 0,5\right) \frac{5,6 \times 3,7}{2}\right) + 1,6 \times 2 = 36,07 \text{ t.}$$

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{1^2 \cdot h}{6} + P_H(1 - 1).$$

$$M_{H\text{ELS}} = \left(\frac{3,7}{3} + 0,5\right) \frac{5,6^2 \times 3,7}{6} + 1,2 \times (2(5,6 - 1)) = 44,56 \text{ t.m.}$$

$$M_{H\text{ELU}} = 1,35 \times \left(\left(\frac{3,7}{3} + 0,5\right) \frac{5,6^2 \times 3,7}{6}\right) + 1,6 \times (2(5,6 - 1)) = 59,97 \text{ t.m.}$$

Le ferrailage de l'oreille :**Verticalement :**

$$M_{v\text{ELU}} = 61,90 \text{ t.m}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple. Avec : $h = 3,7 \text{ m}$; $b = 0,4 \text{ m}$.

Le ferrailage à l'aide du Logiciel Robot Expert, on obtient : $A_s = 6,68 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,9 \times 3,7 \times 0,4 \times 0,23 \times 2,4}{400} = 18,38 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend $A_s = A_{\min}$, et on choisit **6HA20** = 18,85 cm².

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6,13 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{6HA12} \text{ pour } A'_s = 6,79 \text{ cm}^2.$$

Horizontalement :

$$M_{\text{ELU}} = 59,97 \text{ t.m.}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple.

Le ferrailage à l'aide du Logiciel Robot Expert, on obtient :

$$A_s = 64,15 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{21HA20} \text{ pour } A_s = 65,97 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,9 \times 3,7 \times 0,4 \times 0,23 \times 2,4}{400} = 18,38 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 21,38 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{14HA14} \text{ pour } A'_s = 21,55 \text{ cm}^2.$$

3.2.6. La semelle :

- Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant donne les moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas :

DESIGNATION	CAS	P(t)	$K_h \times P$	$(1+K_h) \times P$	h	v	Ms	Mr
Poids propre du tablier	C N	876,28	0	876,28	0,25	2,7	0	219,07
	H+V	876,28	219,07	871,351	0,25	2,7	217,83	591,48
	H+V	876,28	219,07	810,559	0,25	2,7	202,64	591,48
M.G.G	C N	24,3	0	26,1	0,65	2,5	15,795	0
	H+V	24,3	6,075	26,122	0,65	2,5	16,979	15,187
	H+V	24,3	6,075	22,477	0,65	2,5	14,610	15,187
CORBEAU	C N	4,556	0	4,556	0,95	2,8	4,3282	0
	H+V	4,556	1,139	4,898	0,95	2,8	4,6528	3,189
	H+V	4,556	1,139	4,214	0,95	2,8	4,0035	3,189
MUR EN RETOUR 1	C N	6	0	6	3,05	3,34	18,3	0
	H+V	6	1,5	6,45	3,05	3,34	19,672	5,01
	H+V	6	1,5	5,55	3,05	3,34	16,927	5,01
MUR EN RETOUR 2	C N	12,255	0	12,255	2,3	1,9	28,186	0
	H+V	12,255	3,0637	13,174	2,3	1,9	30,300	5,821
	H+V	12,255	3,0637	11,336	2,3	1,9	26,072	5,821
SEMELLE	C N	70,2	0	70,2	0	0	0	0
	H+V	70,2	17,55	75,465	0	0	0	0
	H+V	70,2	17,55	64,935	0	0	0	0
DALLE DE TRANSITION	C N	28,575	0	28,575	2,3	3,15	65,722	0
	H+V	28,575	7,1437	30,718	2,3	3,15	70,651	22,502
	H+V	28,575	7,1437	26,432	2,3	3,15	60,793	22,502
DES D'APPUIS	C N	1,70625	0	1,706	0,15	1,42	0	0,255
	H+V	1,70625	0,4265	1,834	0,15	1,42	0,2751	0,607
	H+V	1,70625	0,4265	1,578	0,15	1,42	0,2367	0,607
PLOT PARASISMIQUE	C N	5,07	0	5,07	0,15	1,95	0	0,760
	H+V	5,07	1,2675	5,450	0,15	1,95	0,8175	10,628
	H+V	5,07	1,2675	4,689	0,15	1,95	0,7034	9,145
POUSSEE DES TERRES	C N	46,943	0	46,943	4,8	1,23		57,739
	H+V	73,126	18,281	78,610	4,8	1,23	377,33	22,486
	H+V	78,63	19,657	72,732	4,8	1,23	349,11	24,178
SURCHARGE SUR REMBLAI	C N	15,2248	0	15,224	4,8	1,85		28,165
	H+V	9,97528	2,4938	10,723	4,8	1,85	51,472	4,613
	H+V	11,5203	2,8800	10,656	4,8	1,85	51,150	5,328
FREINAGE	C N	17,345	-	-	-	1,75		30,353
	H+V	17,345	-	-	-	1,75		30,353
	H+V	17,345	-	-	-	1,75		30,353
SURCHARGE ROULANTE D 240	C N	176	-	-	0,25	2,7		43,988
	H+V	176	-	-	0,25	2,7		43,998
	H+V	176	-	-	0,25	2,7		43,988
TOTAL	C N		17,345	1092,910			132,33	380,33
	H+V		295,35	1124,797			509,35	755,87
	H+V		297,11	1142,074			504,65	756,80

Calcul des sollicitations.

Remarque :

Lorsqu'on a des fondations profondes, les conditions de renversement, de glissement ne sont pas prises en compte car les pieux empêchent tous types de non stabilité de la fondation.

Détermination de nombre de pieux :

D'après le rapport géotechnique ; on a préconisé un pieu de 1.2m qui travaille par pointe, a une capacité portante nominale de : 339.29t

D'où le nombre de pieu est : $N = \frac{1142,074}{339.29} = 3,81$

Donc on prend : 4 pieux.

Evaluation des efforts :**Charge uniformément répartie :**

- poids propre du mur garde grève : $G_{m\text{gg}} = 1,8 \text{ t/ml}$
- poids propre du chevêtre : $G_s = 5,2 \text{ t/ml}$
- poids propre du corbeau : $G_c = 0,3375 \text{ t/ml}$
- poids propre de la dalle de transition : $G_{DDT} = 2,25 \text{ t/ml}$
- g total = 9,5875 t/ml

Charges concentrées :

- réaction due au poids du tablier : $P_t = 62,5914 \text{ t}$
- poids propre du mur en retour : $P_m = 20,345 \text{ t}$
- réaction due au chargement D 240 : $P_{D240} = 25,136 \text{ t}$

Calcul de l'élanement du chevêtre :

- $h = 1,3 \text{ m}$ $L = 3,6$ entre axe entre pieux
- $\frac{h}{L} = 0,362 > 0,2$ le chevêtre est assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques.

Ferraillage du chevêtre en flexion :**1) à l'appui :**

ELU : $M_{\text{max}} = 221,3 \text{ t.m}$

ELS : $M_{\text{max}} = 142,3 \text{ t.m}$

$\Rightarrow A_s = 57,7 \text{ cm}^2$; soit **12HA25** = 58,90cm².

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq 0,23. x1,17 x1,6 x \frac{2,4}{400}$$

$$A_{smin} \geq 25,83 \text{ cm}^2.$$

$A_s \geq A_{smin}$ La condition est vérifiée.

1) en travée :

$$\text{ELU : } M_{max} = 67,703 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS: } M_{max} = 51,410 \text{ t.m}$$

$$A_s \leq A_{smin} \Rightarrow A_s = 25,83 \text{ cm}^2; \text{ soit } \mathbf{6HA25} = 29,45 \text{ cm}^2.$$

Ferraillage transversal :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}, 3\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} = 0,714 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Pour un espacement $St = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{b_0}{f_e} \cdot \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right) \Rightarrow A_t > 4,45 \text{ cm}^2.$$

Vérification du chevêtre à la torsion:

Les moments calculés dans le tableau précédant donne le moment de torsion.

La torsion est reprise par des armatures longitudinales et transversales qui viennent s'ajouter respectivement aux armatures de flexion et d'effort tranchant.

Justification du béton :

$$\tau_u + \tau_u M_t < \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPA}$$

$$B_0 = \frac{a}{6} = 0,26 \text{ m}$$

$$\Omega = \left[\left(a - \frac{a}{6} \right) \times \left(b - \frac{a}{6} \right) \right] = 1,3936 \text{ m}^2$$

$$U = \left[\left(a - \frac{a}{6} \right) + \left(b - \frac{a}{6} \right) \right] \times 2 = 4,75 \text{ m}$$

$$Vu = 2,1 \text{ Mn} \quad \tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = 1,12 \text{ MPA}$$

$$\tau_u (Mt) = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times b_0} = \frac{0,248}{2 \times 1,3936 \times 0,26} = 0,342 \text{ MPA}$$

$$\tau_u (Mt) + \tau_u (Vu) = 1,46 \text{ MPA} < 3\text{MPA}$$

- **Armature longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 12,176 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } \mathbf{4HA20}.$$

- **Armatures transversale :**

$$A_t = \frac{S_t \times M_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1,023 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 2 \text{ cadre HA } 12 (4,52 \text{ cm}^2).$$

3.2.7. Les pieux :

Les fondations sur pieu (profondes) sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, donc il faut descendre à une grande profondeur pour atteindre le bon sol.

La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centrée sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

- **Action sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{d^4 x} + c_u b_y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

c_u : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

$$c_u = 2000 \text{ t/m}^3$$

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_u b}}$$

α : longueur élastique du pieux.

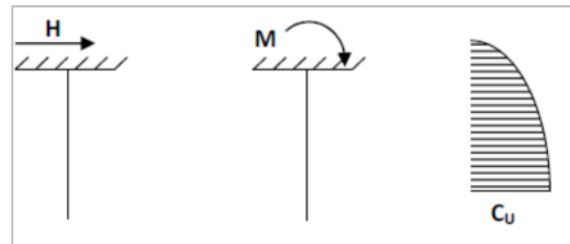
Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement où la rotation est nulle.

Calcul de λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{c_u b}{4EI}}$$

λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

E : module d'élasticité du béton (34179,55 MPa)



I : moment d'inertie du pieu = $0,1017\text{m}^4$

$\lambda = 0,2038 \text{ m}^{-1}$

$\Rightarrow \lambda L = 0,2038 \times 20 = 4,07$

- **Effort tranchant en tête du pieu :**

Condition normale :

Freinage : $H_{A(l)} = 17,345 \text{ t}$.

$H = 17,345 = 17,345 \text{ t}$

$P = \frac{H}{4} = 4,336 \text{ t/pieu}$

Condition sismique :

$V_L = H = 1,84 \text{ MN}$.

$P = \frac{H}{4} = 46 \text{ t/pieu}$.

- **Calcul des moments par la formule de WERNER :**

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI_{\theta} = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Notre pieu est encastéré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = X_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

$X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WERNER en fonction de λL .

$$M(z) = EI_{\theta} = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} X_{\theta P} = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Détermination des coefficients $X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$:

On interpole entre les valeurs de $\lambda l = 4$ et $\lambda l = 6$:

$$\begin{cases} \lambda l = 4 \rightarrow X_{\theta P} = 1,26; X_{\theta M} = 1,54 \\ \lambda l = 6 \rightarrow X_{\theta P} = 1,45; X_{\theta M} = 1,65 \end{cases}$$

$$\lambda l \Rightarrow \begin{cases} X_{\theta P} = 1,27 \\ X_{\theta M} = 1,55 \end{cases}$$

D'après la formule (1) on obtient :

Condition normale : $\bar{P} = 4,336t$ /pieux ; $\bar{M} = -17,43$ t.m

Condition sismique : $\bar{P} = 46$ t /pieux ; $\bar{M} = -184,94$ t.m

Valeurs des coefficients $X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WERNER).

Z (m)	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
	2	4	6	8	10	12	14	16
$X_{\theta M}$	0,97	0,88	0,65	0,44	0,26	0,1	0,04	0,01
$X_{\theta P}$	0,38	0,63	0,66	0,56	0,42	0,25	0,14	0,04

Coefficients $X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$ en fonction de Z

- **Détermination des moments tout le long du pieu :**

$$M(z) = X_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

Condition normale : $M(z) = - 17,43 X_{\theta M} + 21,27 X_{\theta P}$

Condition sismique : $M(z) = - 184,94 X_{\theta M} + 225,71 X_{\theta P}$

Z (m)	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
	2	4	6	8	10	12	14	16
C.N	-8,824	-1,938	2,708	4,242	4,401	3,574	2,280	0,676
C.S	-93,622	-20,550	28,757	45,024	46,714	37,933	24,202	7,179

Moments fléchissant de pieu en fonctions de Z

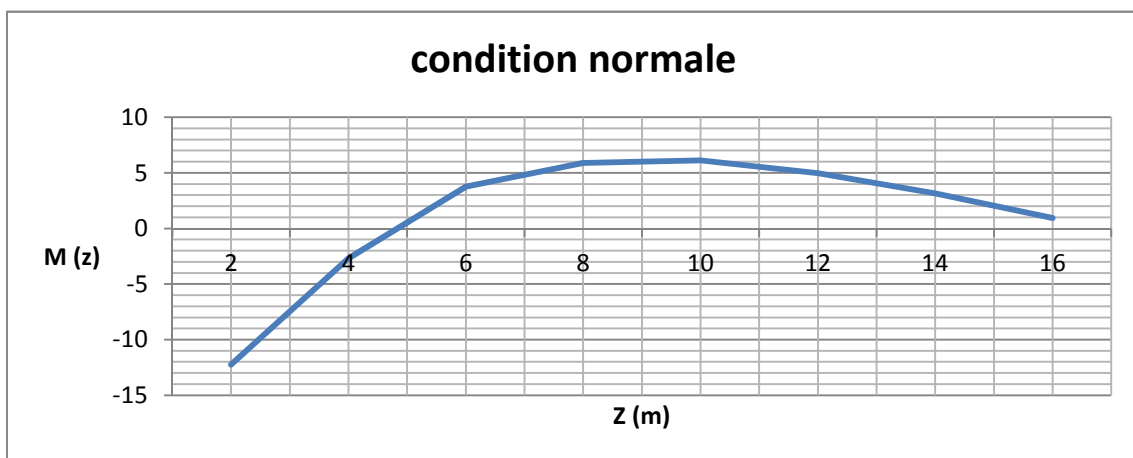


Diagramme de moment (Condition normale)

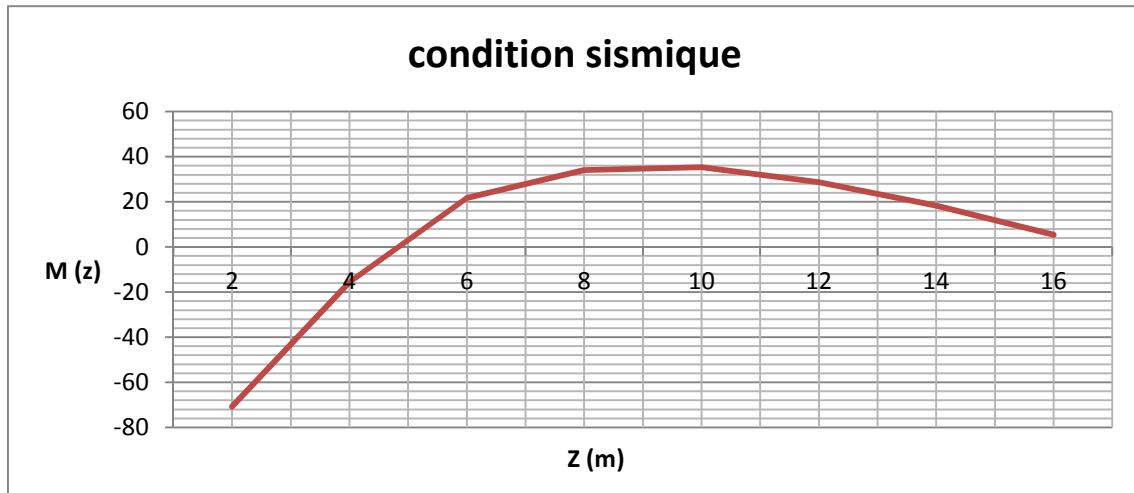


Diagramme de moment (Condition sismique)

D'après les résultats donnés, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = -184,94 \text{ t.m}$

- **Ferraillage:**

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de WALTHER (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\begin{cases} N = 285,52 \text{ t} \\ M = 184,94 \text{ t.m} \end{cases}$$

Solen l'abaque de Walther (voir annexe) on a :

$$\frac{h}{d} = \frac{0,05}{1,20} = 0,041 \approx 0,04$$

Avec : h : l'enrobage ; D : diamètre du pieu.

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = 0,08$$

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = 0,045$$

β_ω : Résistance du béton

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de ω : $\omega = 0,20$

$$\omega = \frac{\sigma_f F_a}{\pi R^2 \beta_\omega} \Rightarrow F_a = \frac{\omega \pi R^2 \beta_\omega}{\sigma_f}$$

ω : degré mécanique d'armature.

F_a : aire totale de l'armature passive

$$F_a = \frac{0,20 \times 3,14 \times (0,6^2) \times 30}{400 \times 1,15} = 147,52 \text{ cm}^2$$

On prend **19 HA32** pour : $A_s = 152,81 \text{ cm}^2$

Selon RPOA : $0,5\% \leq \rho_G \leq 3\%$

$$\rho_G = A_s/B = (152,81 \times 10^{-4})/1,1309 = 1,35 \text{ \% (v\u00e9rifi\u00e9)}$$

$$St = (2\pi R/21) = 0,1818\text{m}; \text{ on prend : } St = 18 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

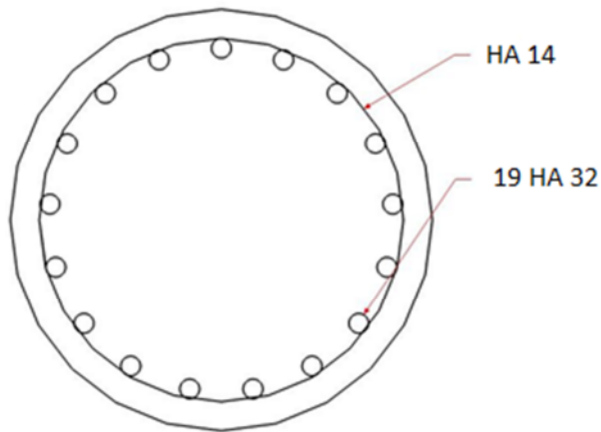
$$\phi_t \geq \phi_L/3 = 32/3$$

D'apr\u00e8s RPOA : $St_{MAX} = 12 \times \phi_L = 38,4 \text{ cm}$

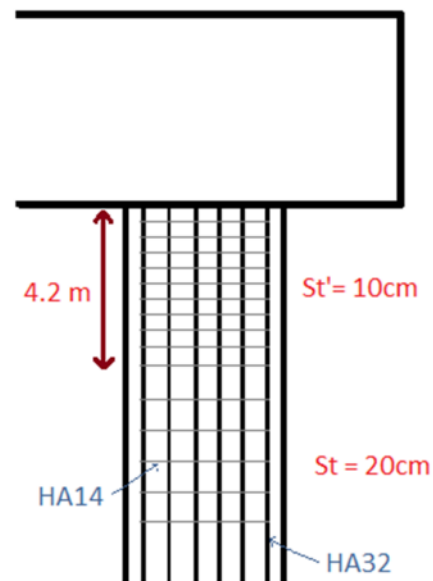
On prend des cerces HA14 espac\u00e9e 20cm

Zone de renforcement :

Il doit \u00eatre pr\u00e9vu des renforts sur une profondeur $2d$ (2,4m) \u00e0 partir de la t\u00eate du pieu avec un espacement des cerces de 10cm.



Ferrailage d'un pieu



R\u00e9partition des armatures transversale

Conclusion :

A l'issue de ce mémoire qui a nécessité pour sa mise en forme une masse assez conséquente d'informations et de connaissances techniques puisées sur des manuels de références avérées, on peut dire que cette tâche n'a pas été du tout facile.

Ce travail nous a été très bénéfique, en ce sens où il nous a donné l'occasion de se familiariser avec la démarche scientifique qui nous a permis de traiter clairement les différentes étapes du sujet.

A cet effet, il n'est pas inutile de rappeler les différentes difficultés que nous avons rencontrées tout au long de notre travail, ces difficultés qui ont nécessité, doit-on l'affirmer, l'intervention de spécialistes pour faciliter la compréhension et l'assimilation d'un certain nombre de données nécessaires à la poursuite des travaux.

Cette expérience enrichissante ne doit pas s'arrêter à ce niveau, elle doit par conséquent être poursuivie de manière à consolider notre expérience et approfondir nos connaissances par des recherches régulières et soutenues. Ainsi donc, le futur ingénieur est appelé à améliorer sans relâches ses connaissances théoriques et pratiques.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrage :

1. J.A. CALGARO- A.BERNARD GELY « Conception des ponts » Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1994.
2. Conception des ponts (G.GRATTESAT) édition EYROLLES.
3. J.A. CALGARO- M.VIRLOGEUX « Projet et construction des ponts ».
4. M.J.BERTHELLEMY- M.T.KRETZ. « Ponts mixte acier béton bipoutre » SETRA1990.
5. Bulletin technique n°7 (ponts construits par encorbellements successifs).
6. Guide de conception des ponts construits par encorbellements successifs.
7. Pont à poutres précontraintes par post tension : VIPP (S.E.T.R.A).
8. **D.T.R (Document Technique Réglementaire).**
9. Table Guyon – Massonnet.
10. Les tabliers des ponts ENTPE 2^{ème} année.
11. Cours pratique du béton précontraint.
12. Le béton précontraint aux états limites: Henry THONIER..
13. Calcul de hourdis de ponts bulletin technique n° 1 (S.E.T.R.A).
14. GRILLAGE DES POUTRES : Richard BARES.
15. Appareils d'appui en élastomère fretté (S.E.T.R.A).
16. WD 110 CIPEC – FREYSSINET joint de chaussée (S.E.T.R.A).
17. PP 73 (S.E.T.R.A).
18. Pont courant en zone sismique (S.E.T.R.A).
19. Calcul dynamique des structures en zone sismique par Alain CAPRA et Victor DAVIDOVICI collection U T I.
20. **R.P.O.A (Règle Parasismique des Ouvrages d'Art) 2008.**
21. B.A.E.L 91 rév 99.
22. P.F.E ENSTP.
23. Abaques allemands : WARNER.
24. Abaques WALTHER.

Cours :

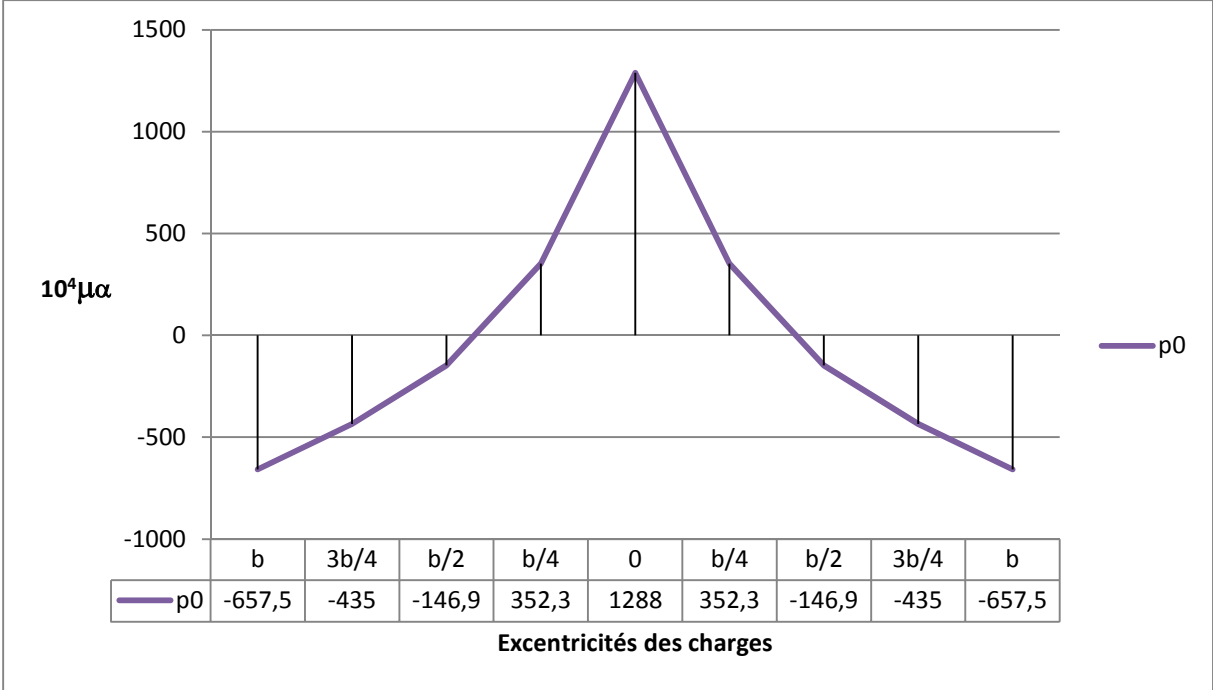
1. Cours D'ouvrages d'art **ENSTP.**
2. Cours béton précontraint **ENSTP.**
3. Cours RDM **ENSTP.**
4. Cour béton armé **ENSTP.**
5. Cours MDS **ENSTP.**

Logiciels :

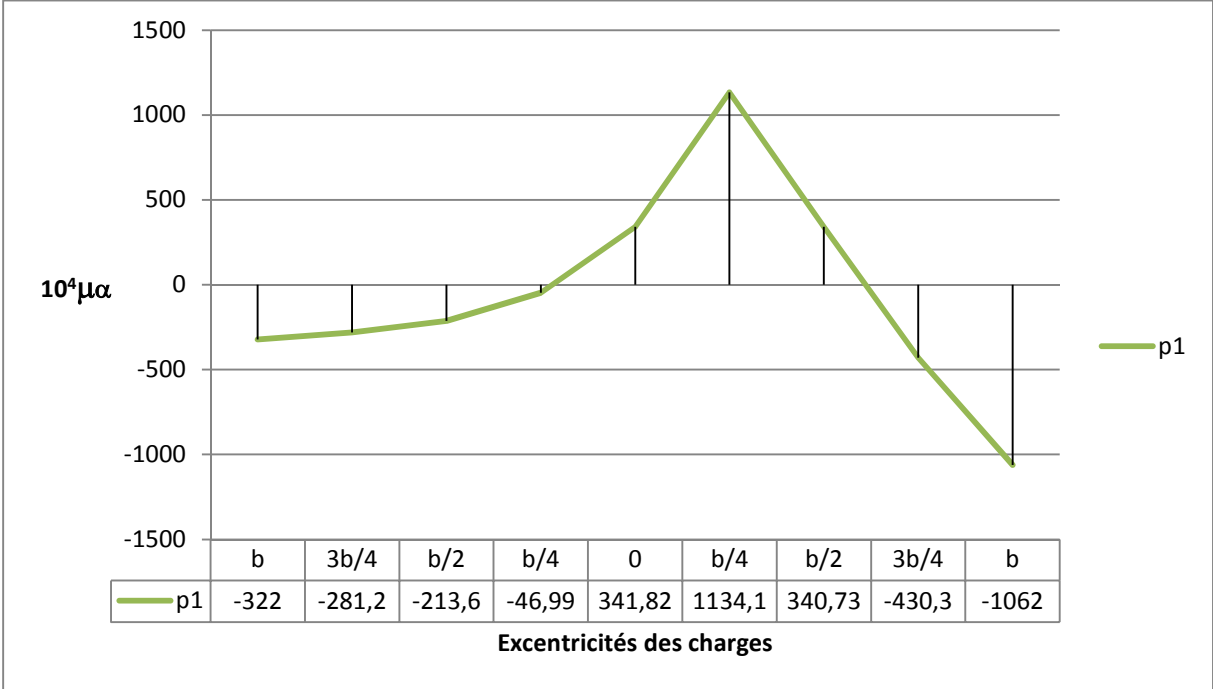
1. Auto CAD 2011.
2. Autodesk Robot 2011.
3. Microsoft office 2010.

ANNEXE

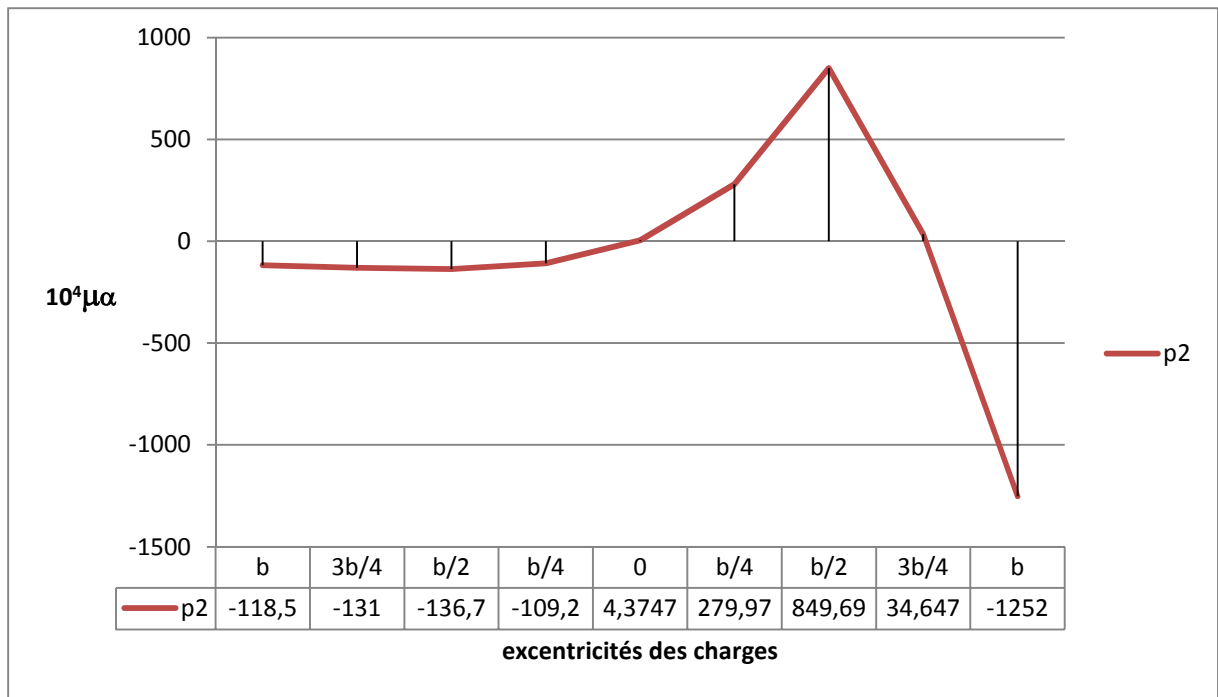
Coefficient de répartition de flexion générale de hourdis :



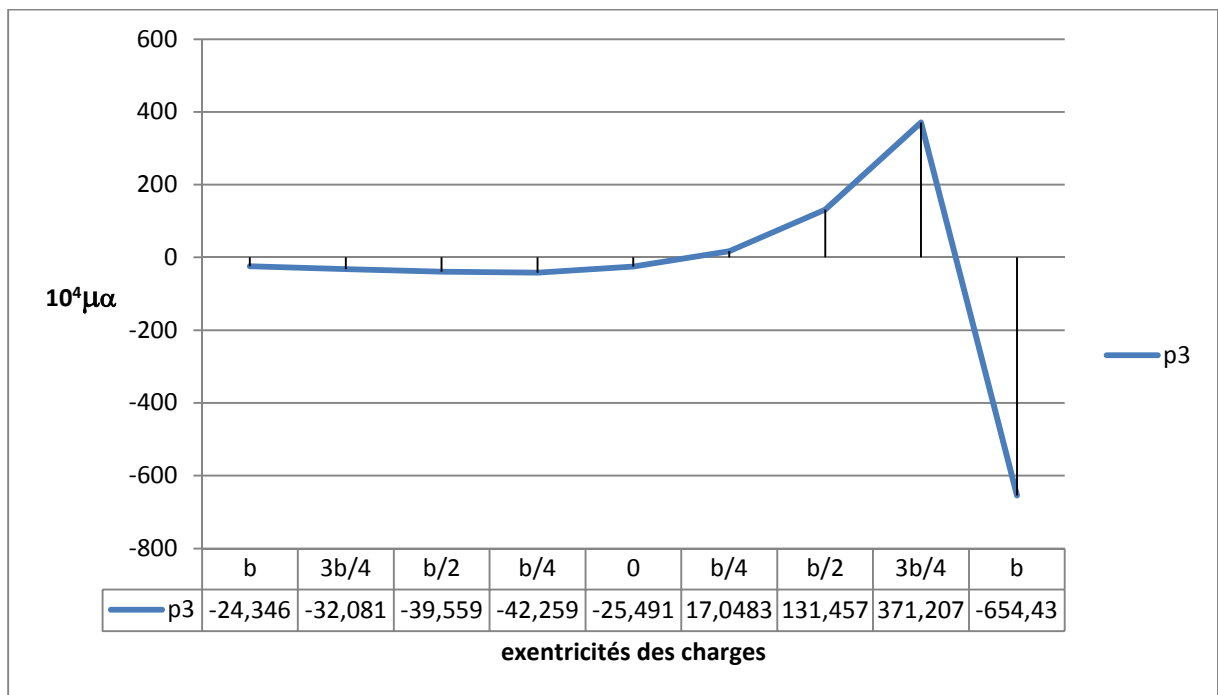
Les valeurs de $\mu_0 10^{-4}$ pour la poutre P0



Les valeurs de $\mu_0 10^{-4}$ pour la poutre P1

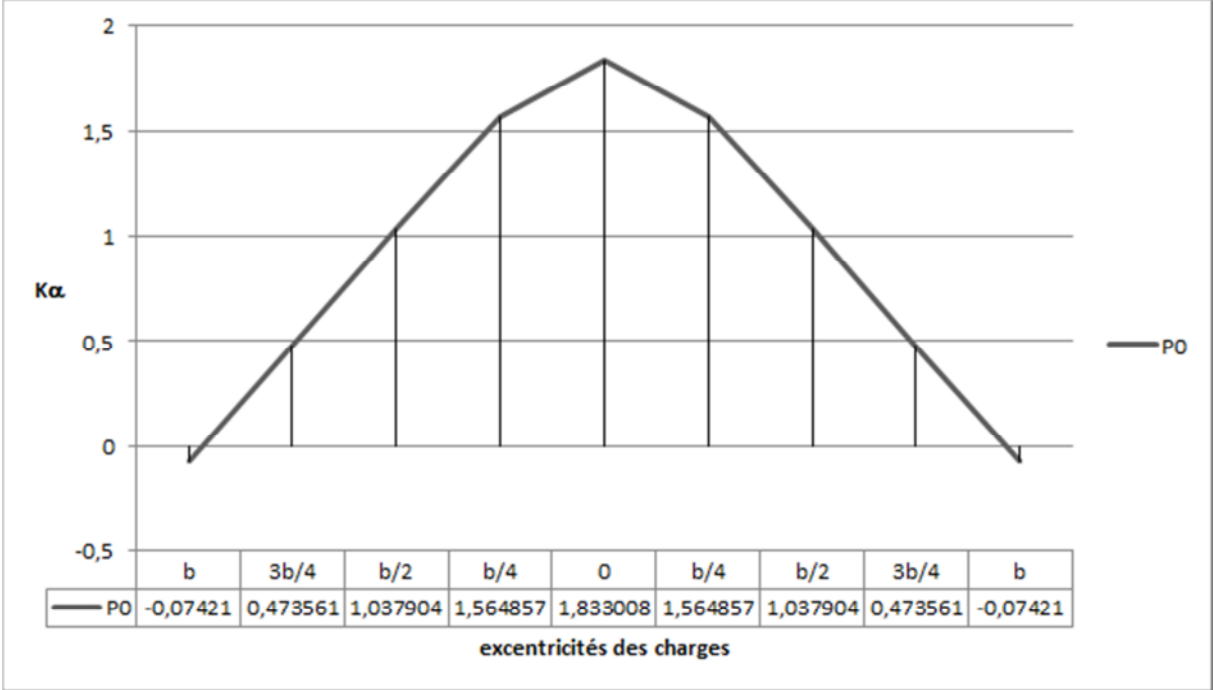


Les valeurs de $\mu_0 10^{-4}$ pour la poutre P2

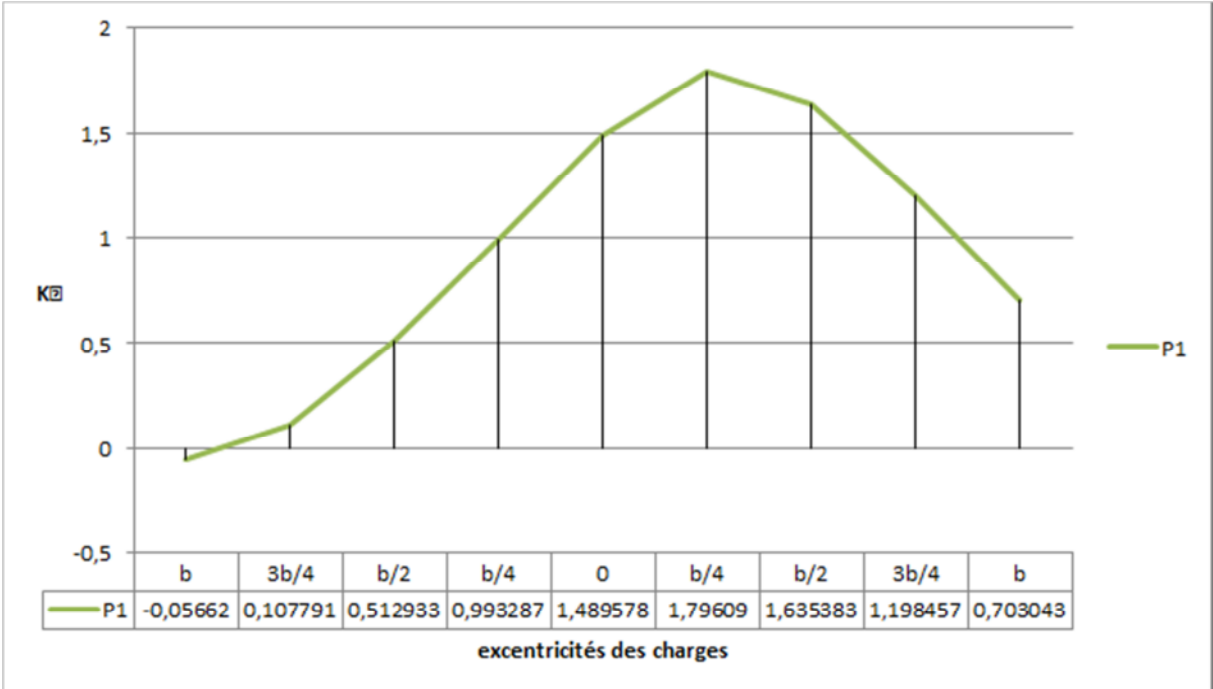


Les valeurs de $\mu_0 10^{-4}$ pour la poutre P3

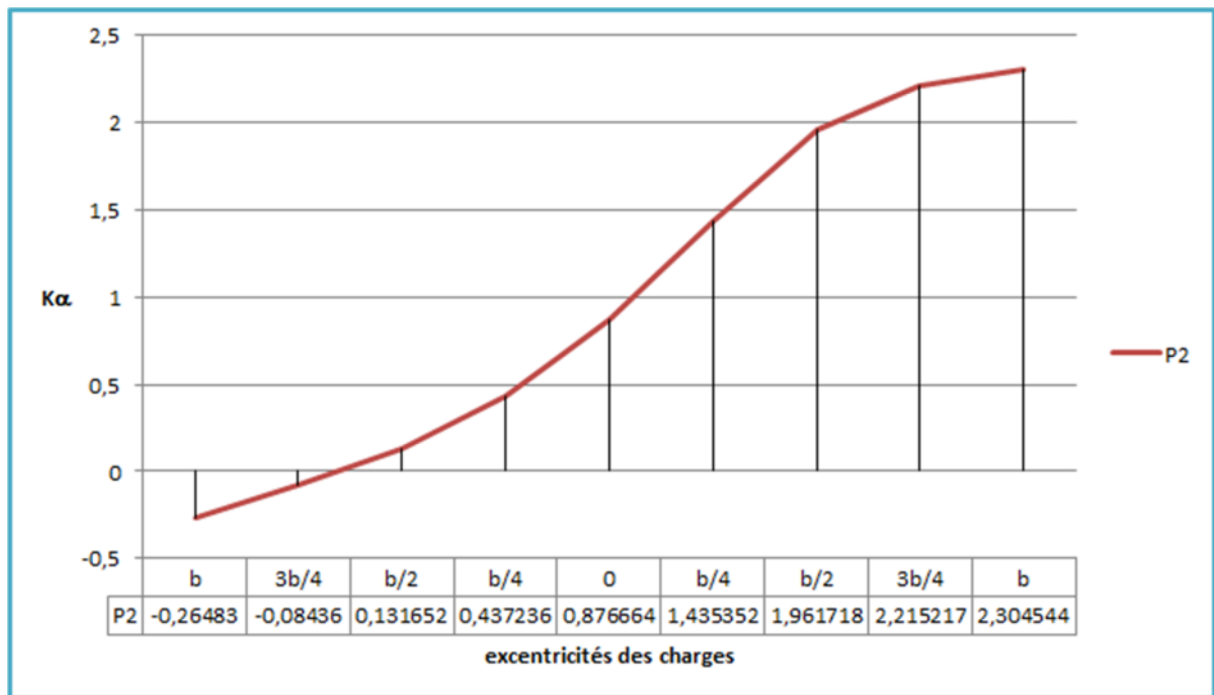
Les lignes d'influence de moment fléchissant des poutres :



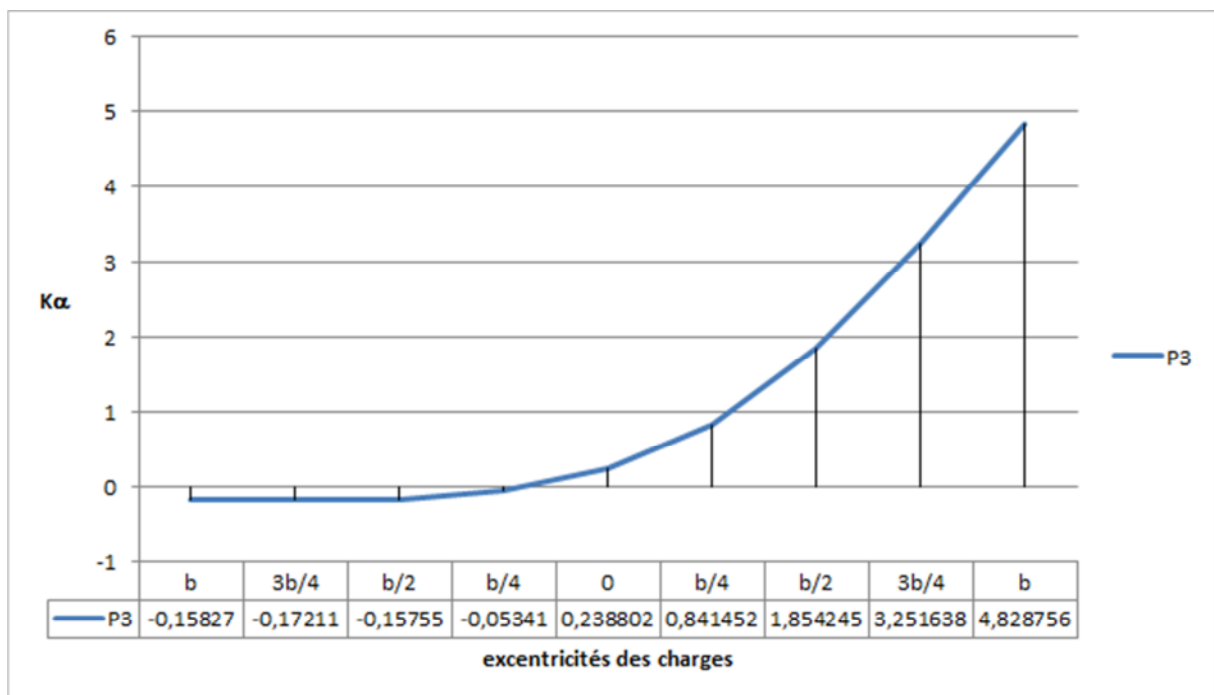
Ligne d'influence du coefficient K_α pour la poutre0



Ligne d'influence du coefficient K_α pour la poutre1

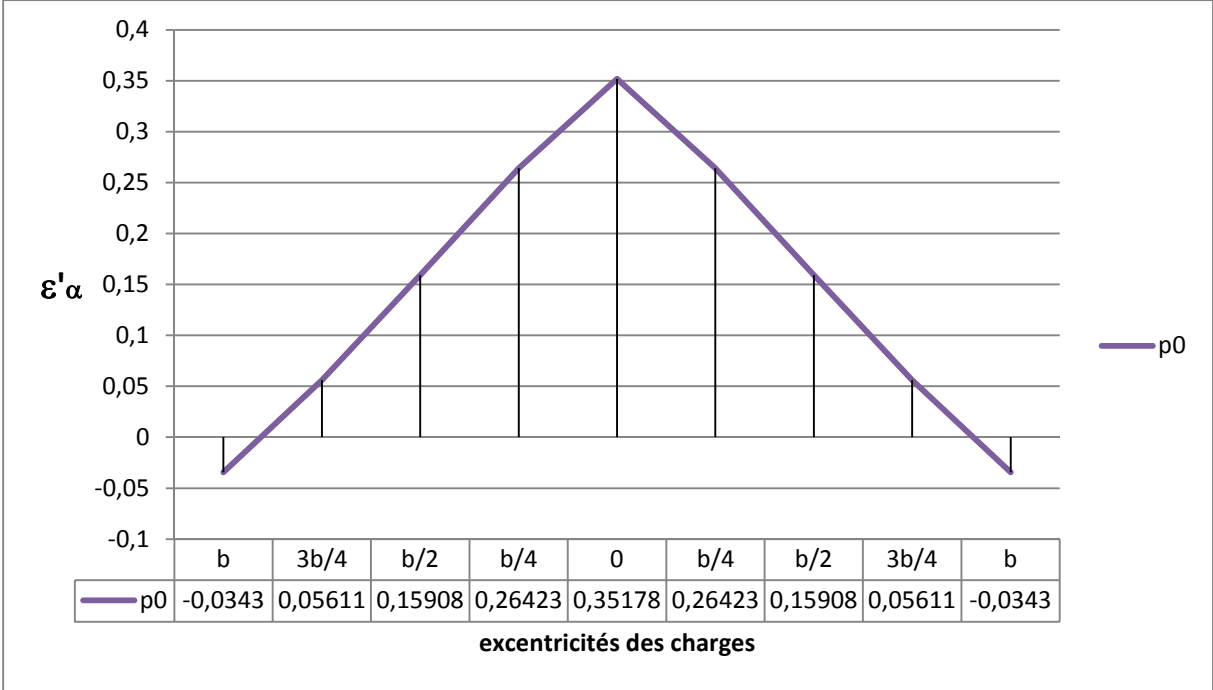


Ligne d'influence du coefficient K_α pour la poutre2

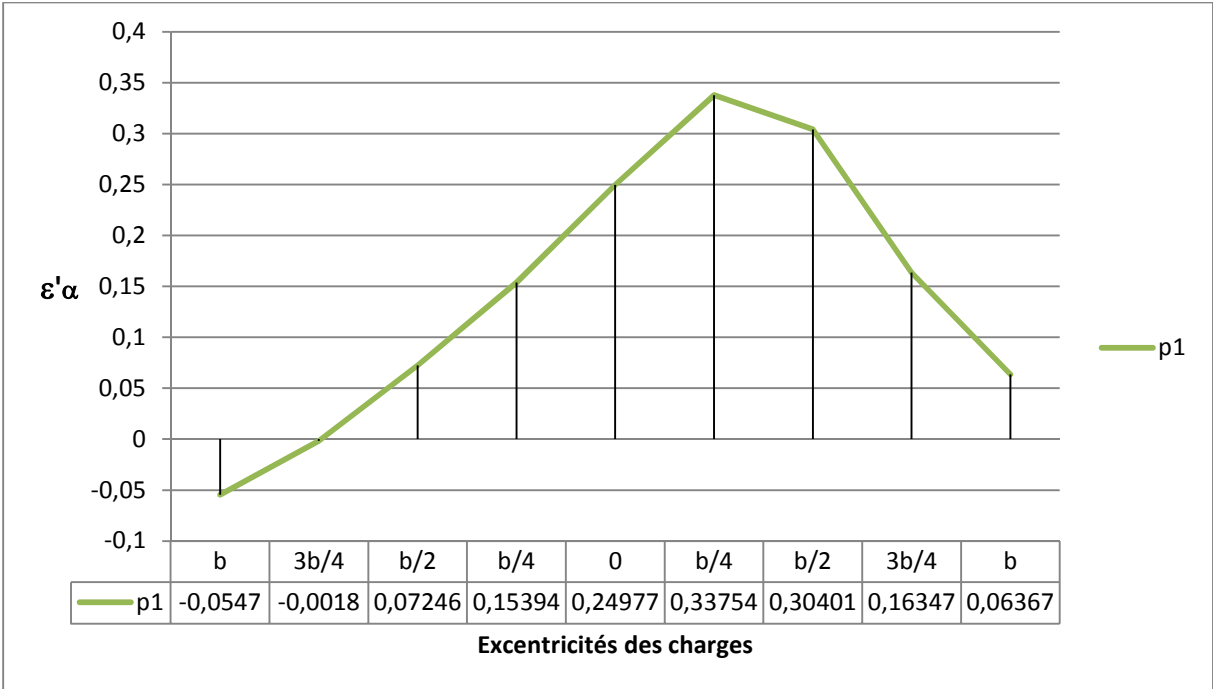


Ligne d'influence du coefficient K_α pour la poutre3

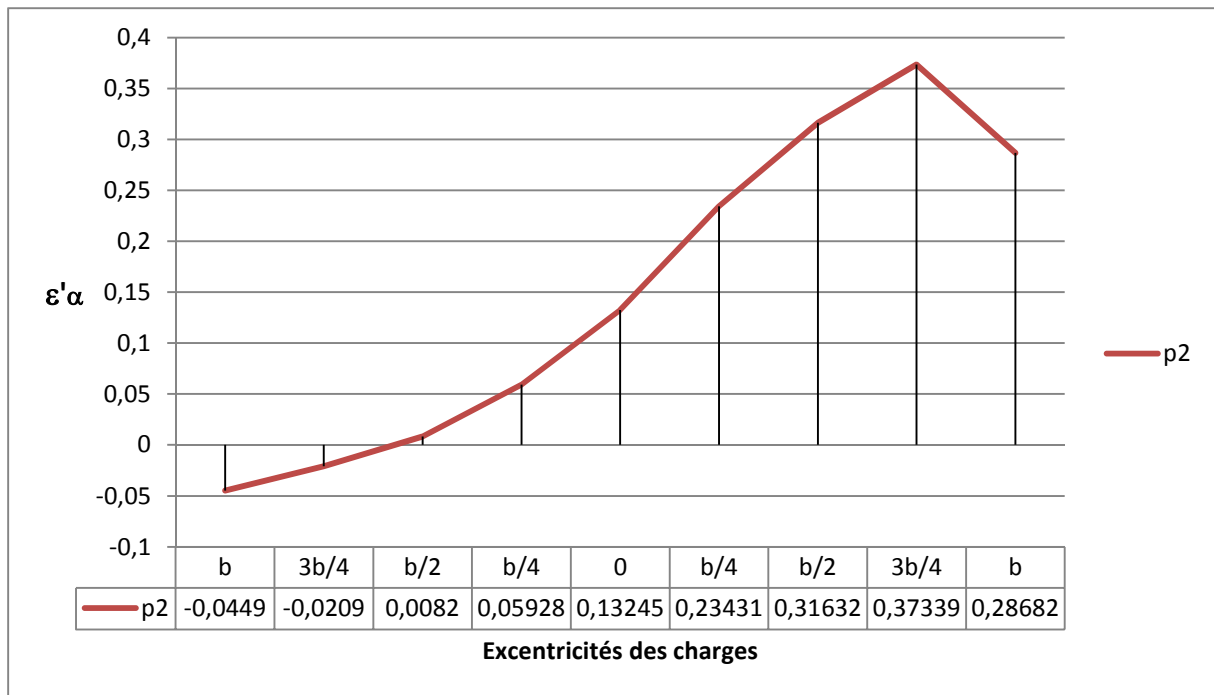
Les lignes d'influence de l'effort tranchant sur appui des poutres :



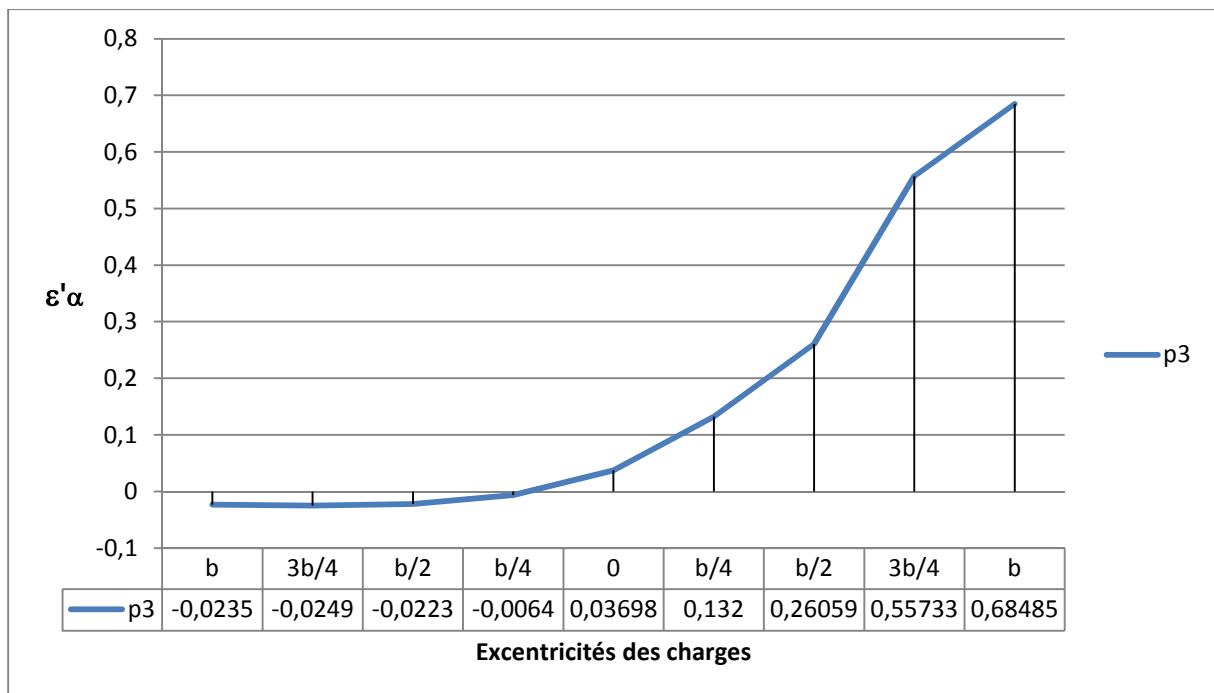
Ligne d'influence du coefficient ε'_α pour la poutre0



Ligne d'influence du coefficient ε'_α pour la poutre1

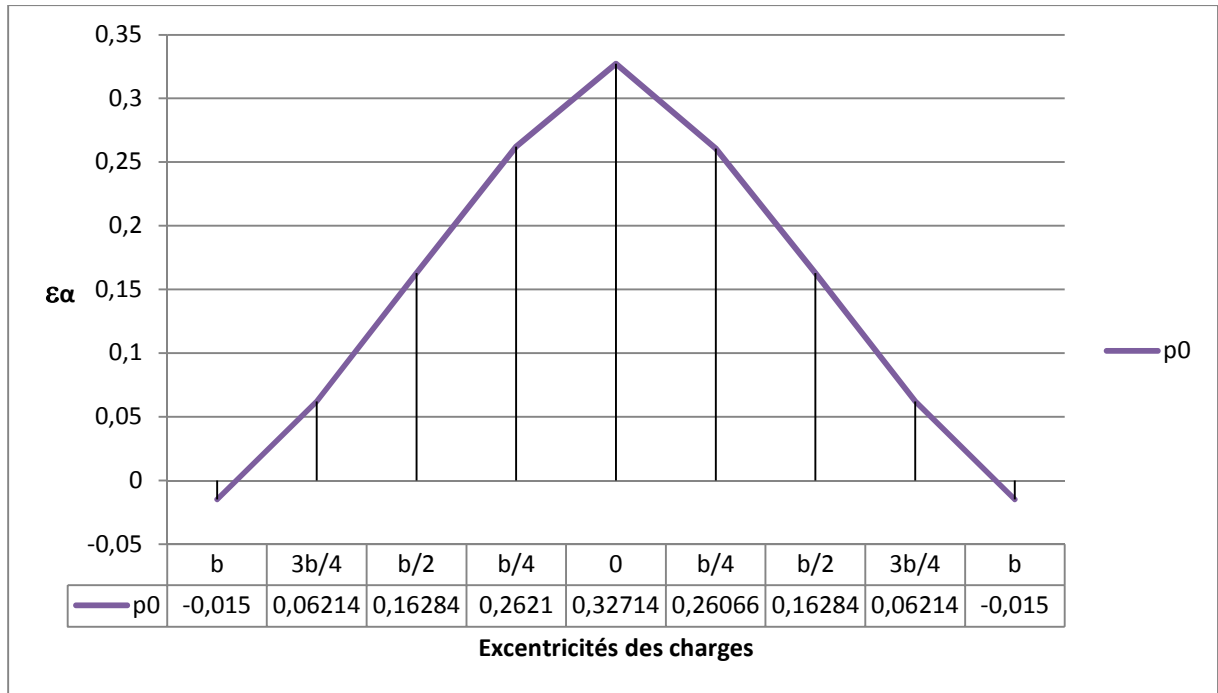


Ligne d'influence du coefficient ε'_α pour la poutre2

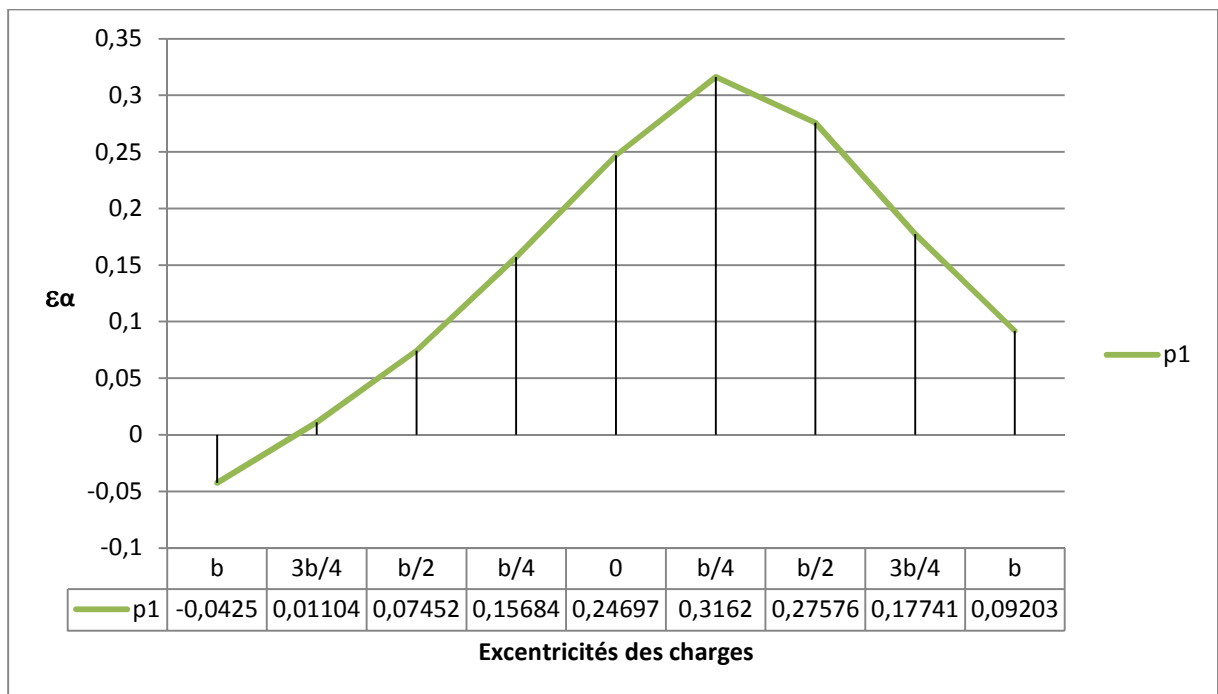


Ligne d'influence du coefficient ε'_α pour la poutre3

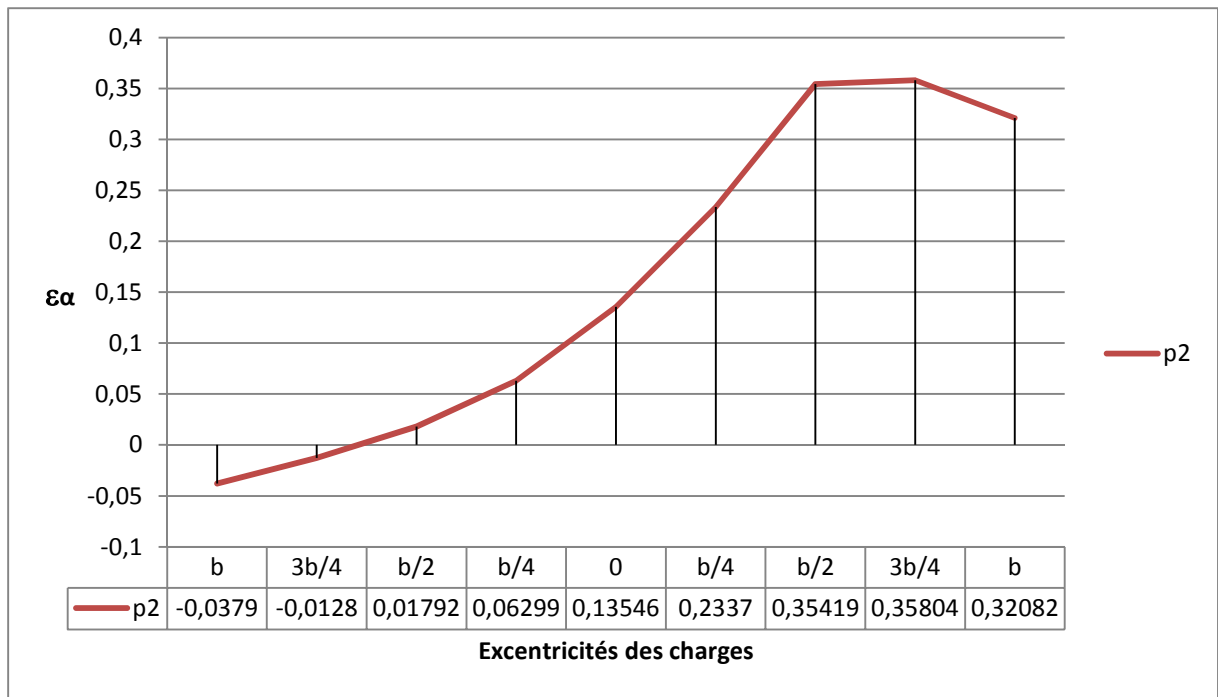
Les lignes d'influence de l'effort tranchant sur les autres sections des poutres:



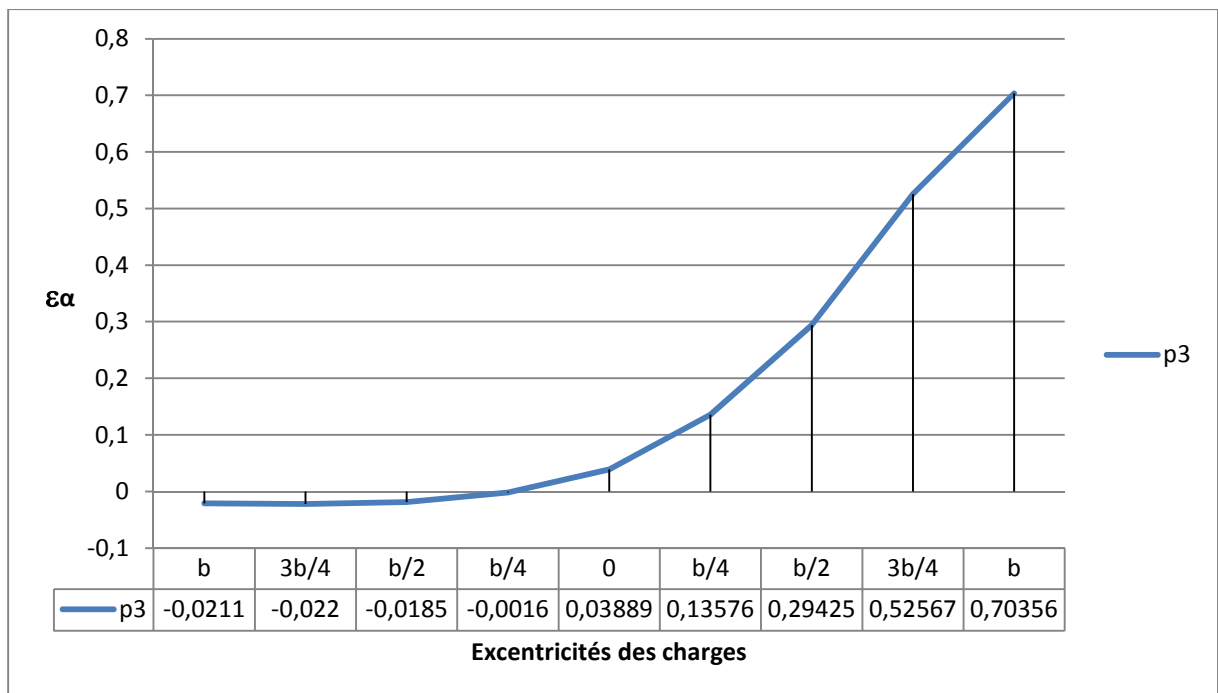
Ligne d'influence du coefficient ε_α pour la poutre0



Ligne d'influence du coefficient ε_α pour la poutre1



Ligne d'influence du coefficient ε_{α} pour la poutre2



Ligne d'influence du coefficient ε_{α} pour la poutre3

Diagrammes des sollicitations dans le chevêtre :

À ELS :

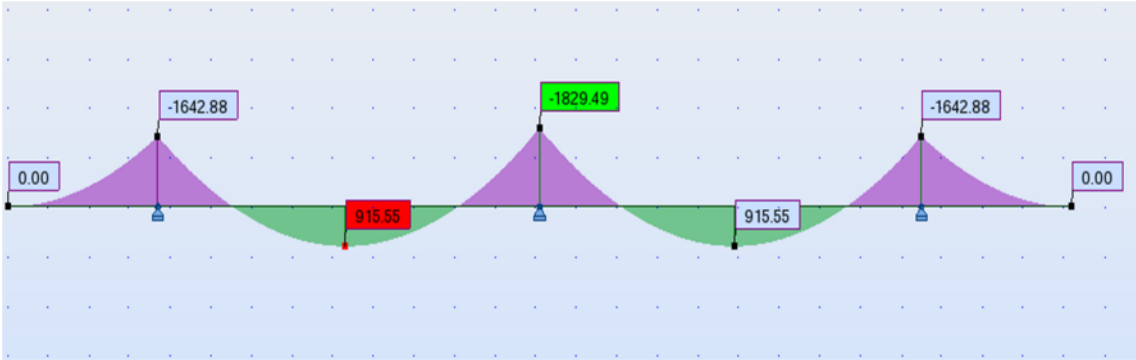


Diagramme de moment fléchissant en KN.m

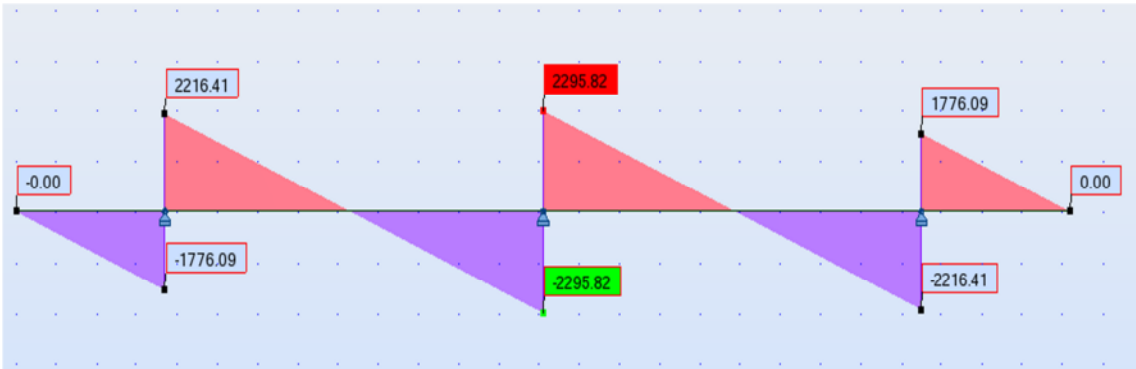


Diagramme de l'effort tranchant en KN

À ELU :

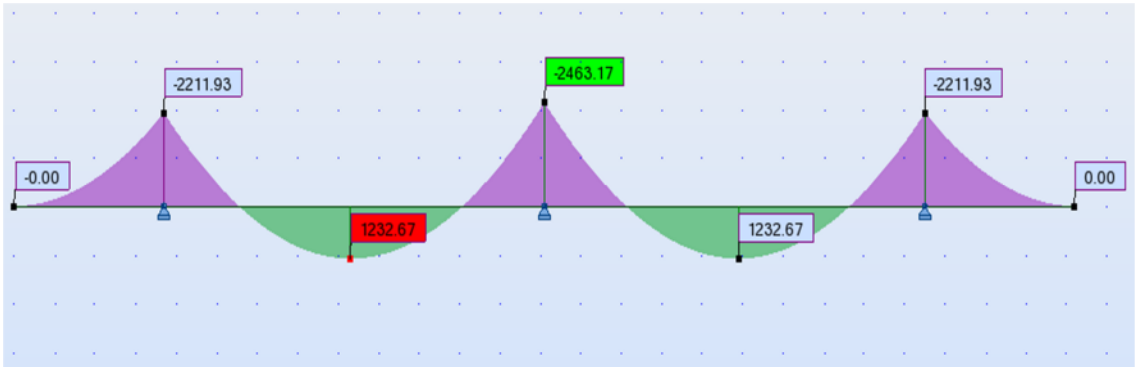


Diagramme de moment fléchissant en KN.m

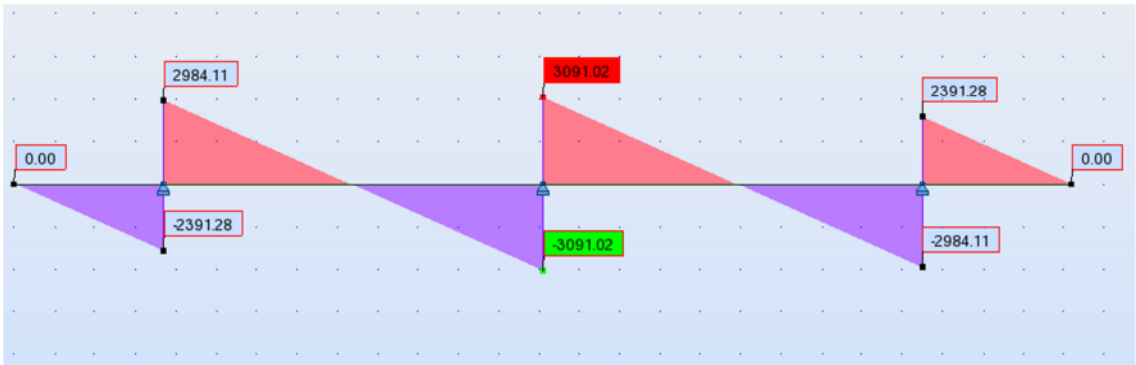


Diagramme de l'effort tranchant en KN

LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES :

Caractéristiques géométriques de poutre seule à mi- travée :

B brute	6600
B nette	6270
Périmètre	671.9
I_G brute	28104869.53
I_G nette	25294382,577
V	81.2
V'	98.8
ρ	0,5028

Caractéristiques géométriques de poutre à mi- travée avec hourdis :

B brute	10890
B nette	10345.5
Périmètre	825.9
I_G brute	50373788.30
I_G nette	45336409,47
V	66.9
V'	135.1
ρ	0,4848

Caractéristiques géométriques de poutre seule à l'about :

B brute	11800
B nette	11210
Périmètre	630.6
I_G brute	35580936.91
I_G nette	32022843,219
V	82.9
V'	97.1
ρ	0,3548

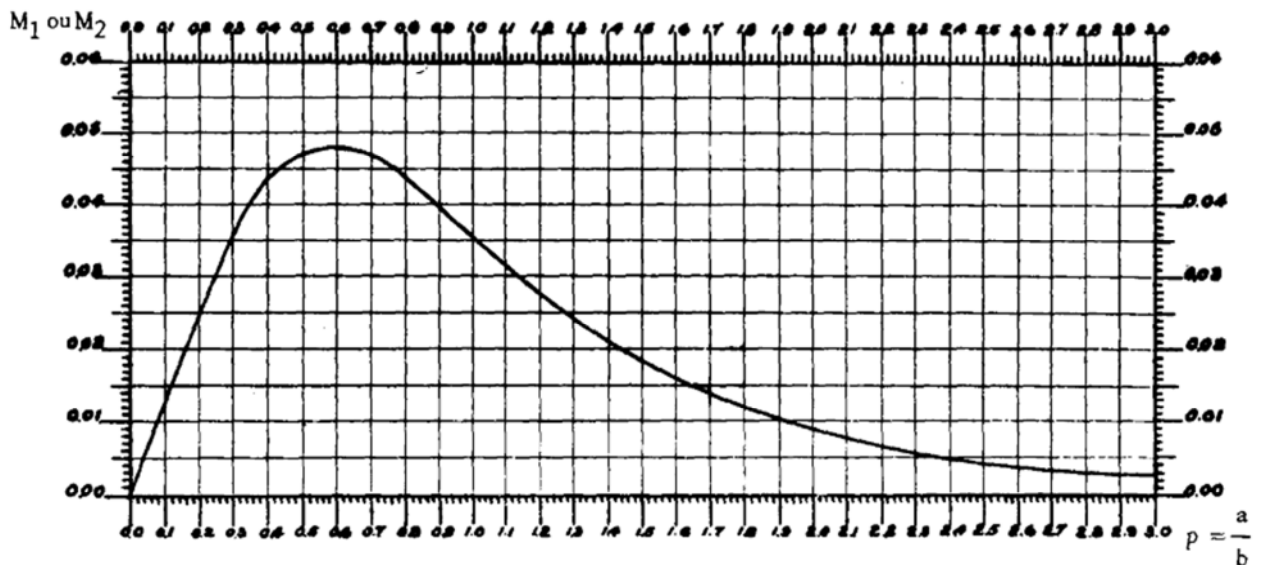
Caractéristiques géométriques de poutre à l'about avec hourdis :

B brute	16090
B nette	15285.5
Périmètre	784.6
I_G brute	63500151.97
I_G nette	57150136,773
V	79.9
V'	122.1
ρ	0,3832

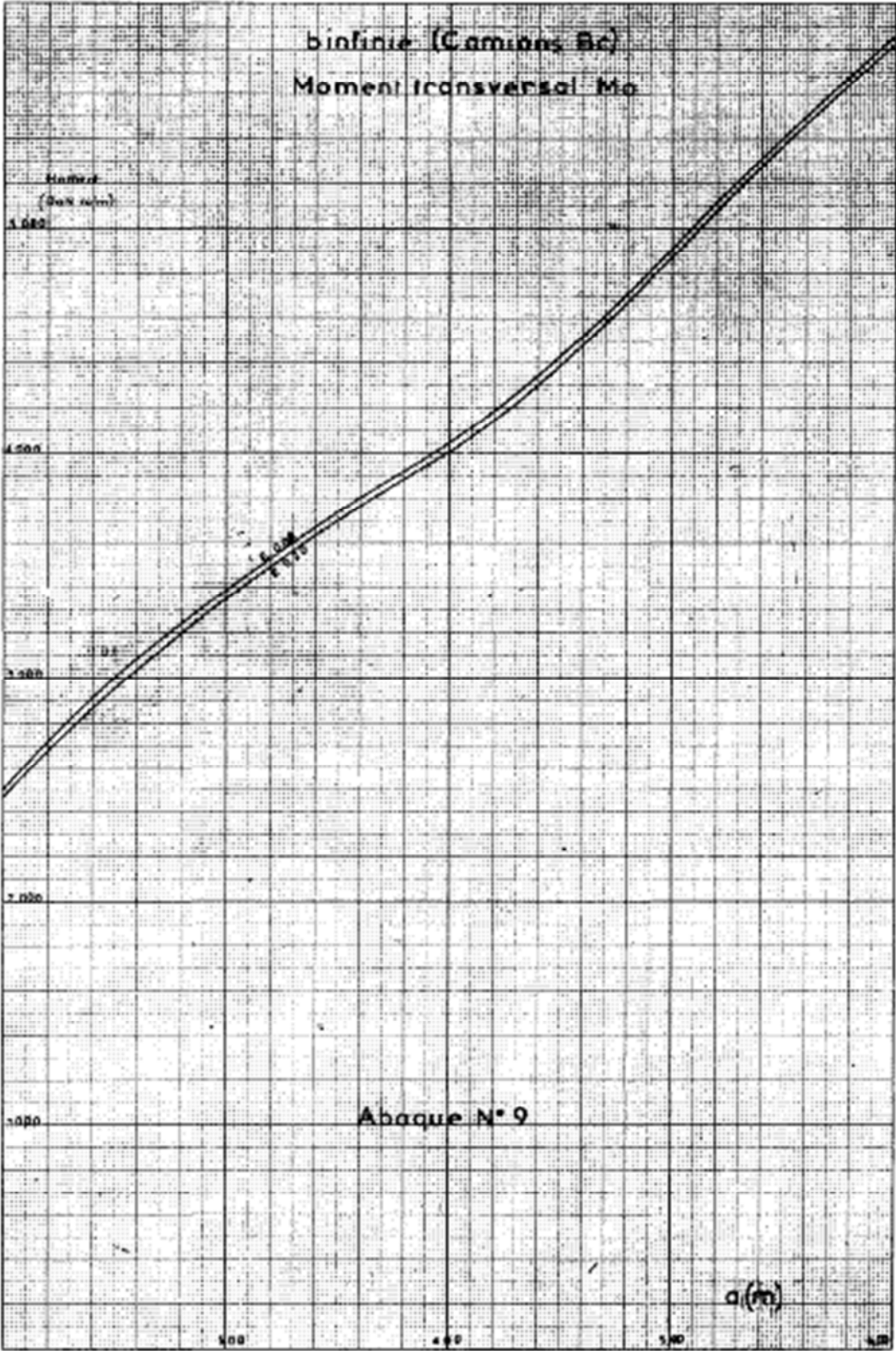
ABAQUE DE PIGEAUD N°61 :

ABAQUE N° - 61 -

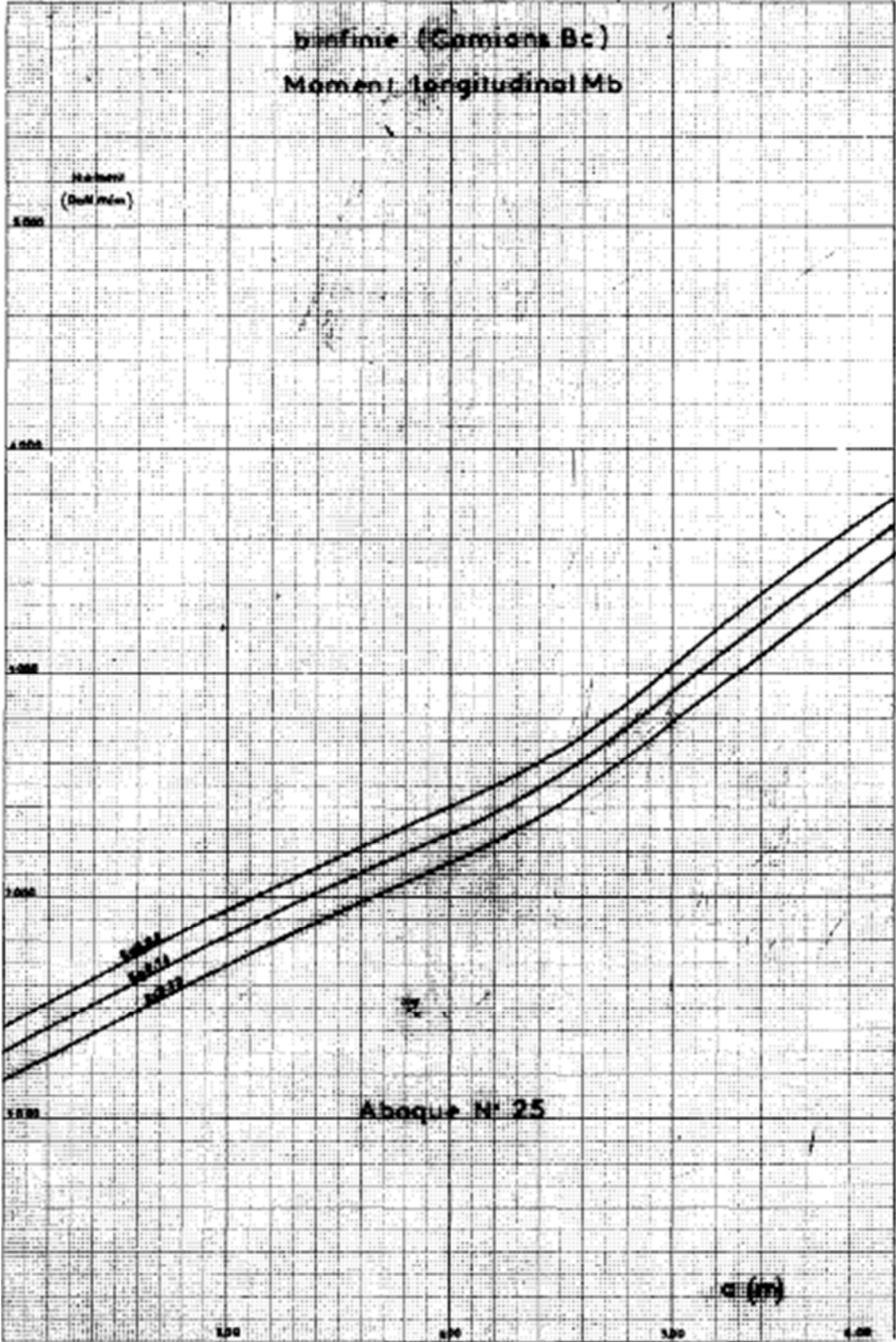
**MOMENT FLECHISSANT AU CENTRE D'UNE DALLE RECTANGULAIRE
SIMPLEMENT APPUYEE SUR SES QUATRE COTES SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE TOTALE
 $P = 1$ UNIFORMEMENT REPARTIE**



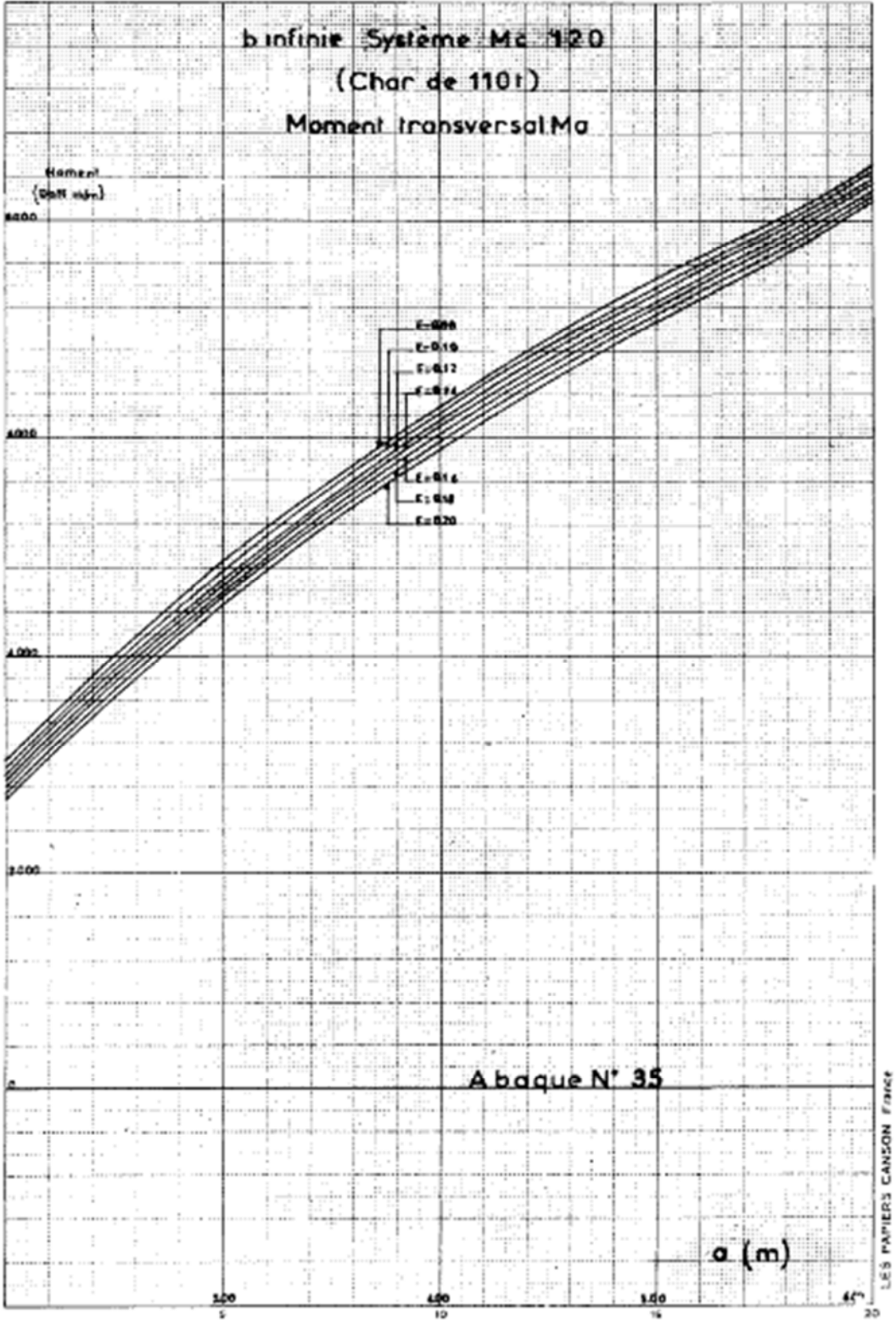
ABAQUE DE PIGEAUD N°9 :



ABAQUE DE PIGEAUD N°25 :

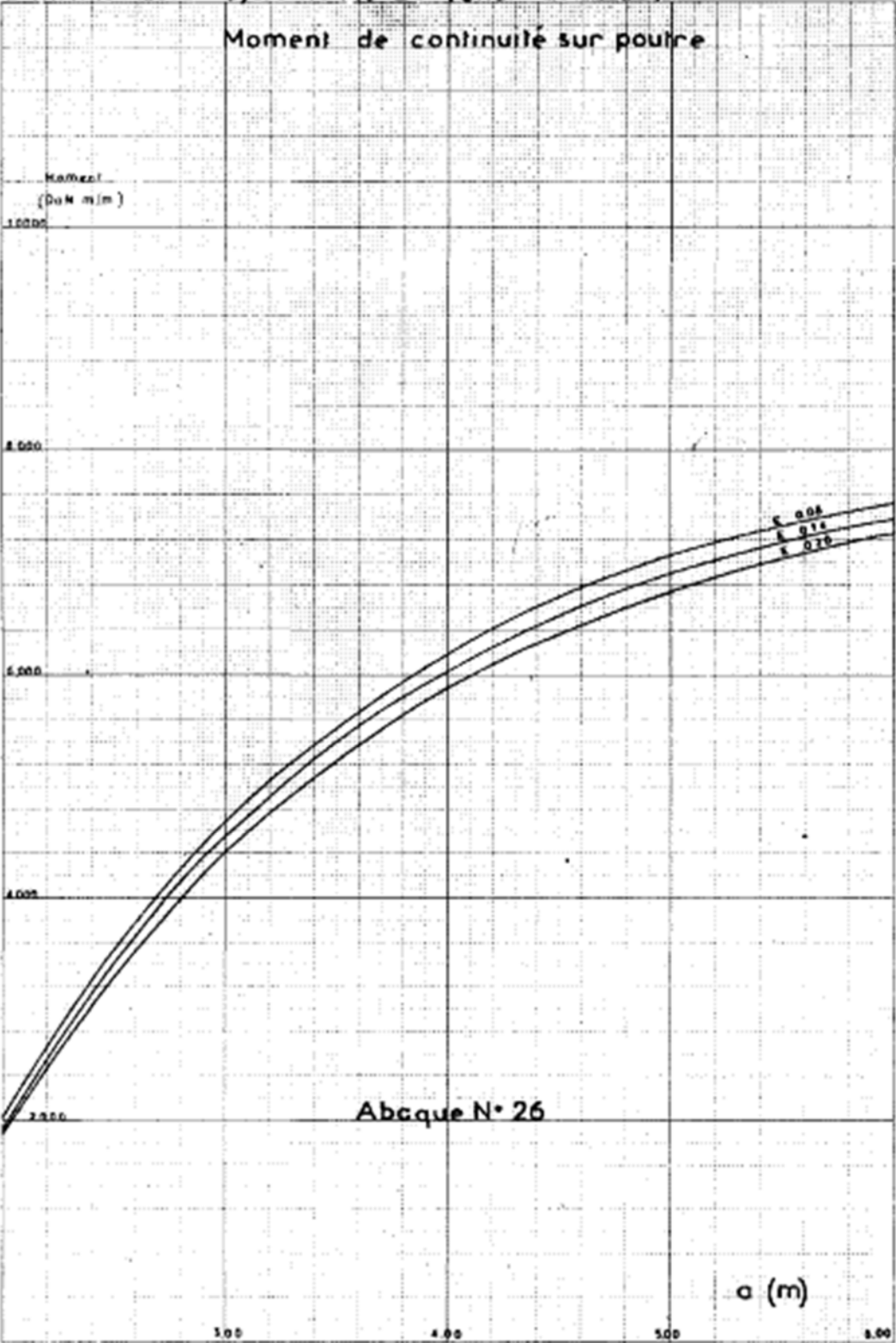


ABAQUE DE PIGEAUD N°35 :

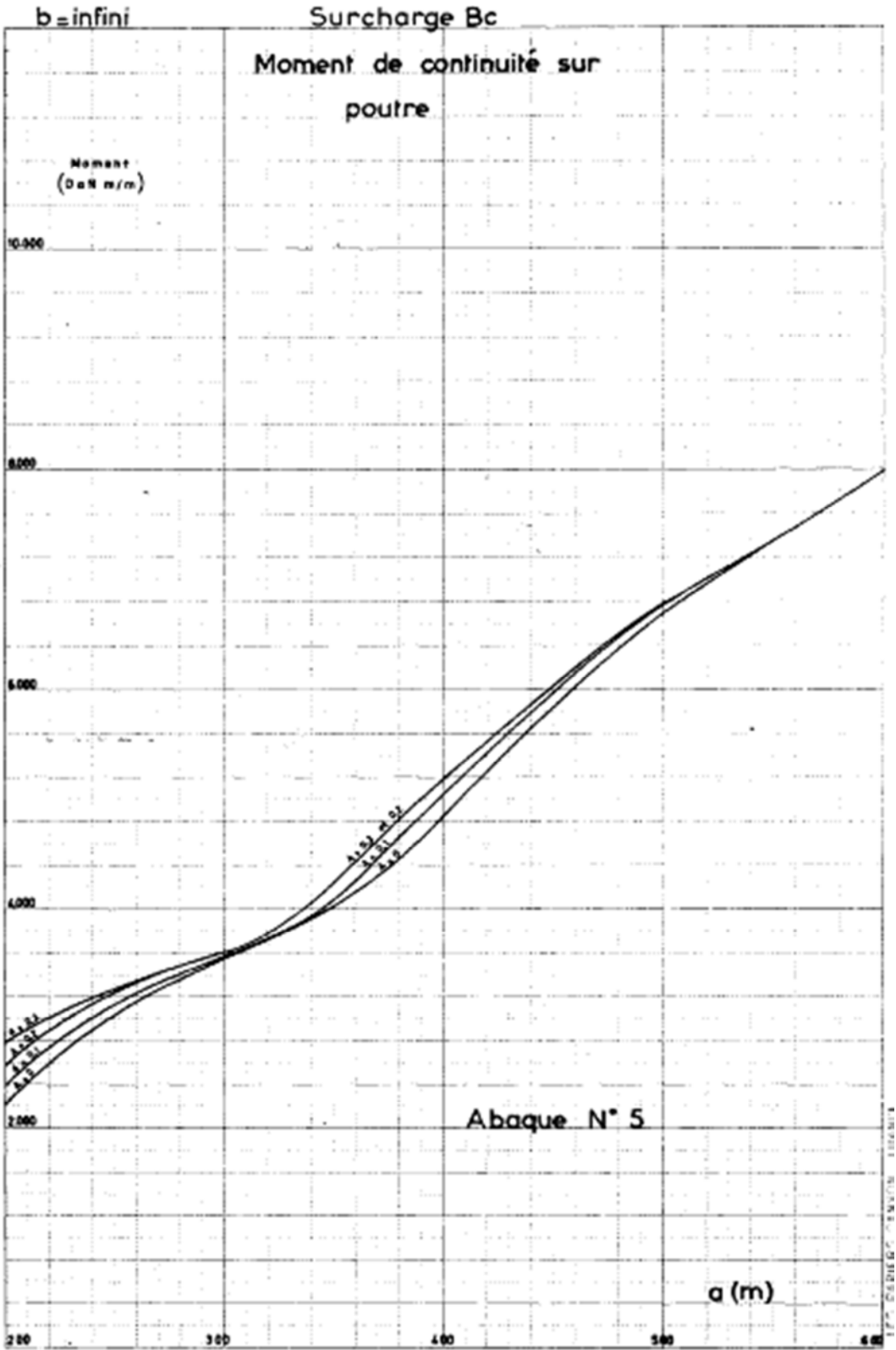


ABAQUE DE PIGEAUD N°26 :

b infinie A=0.2 Système Mc120 (Char de 1101)

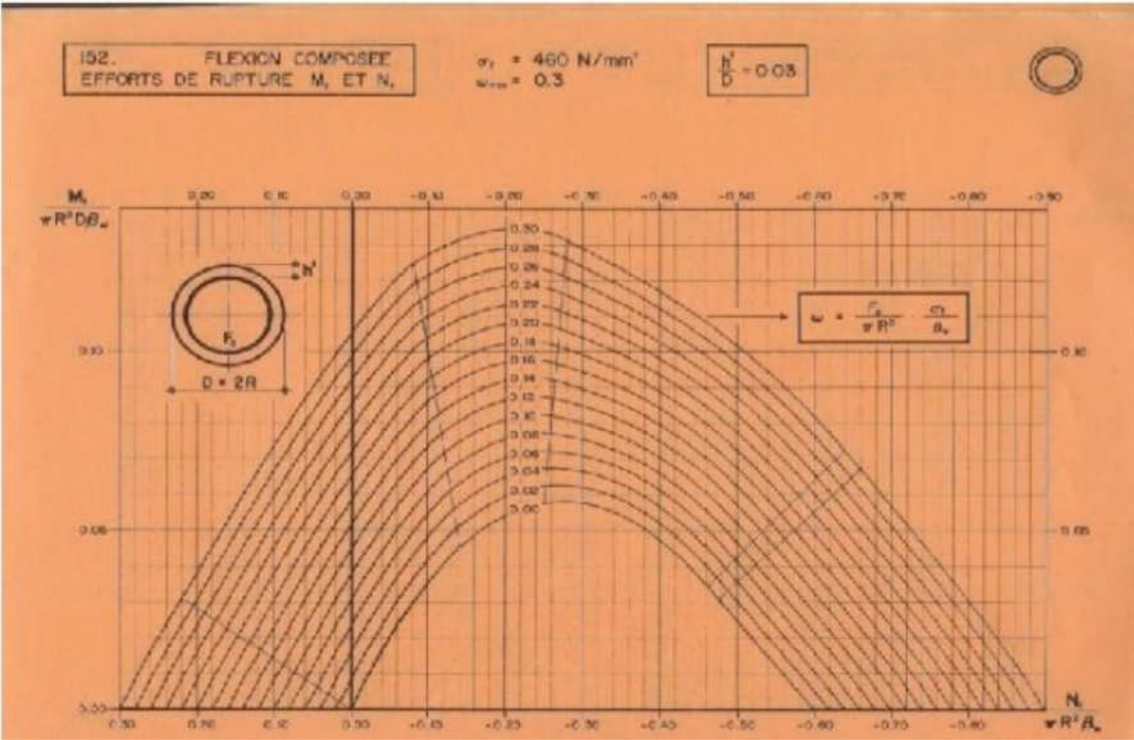


ABAQUE DE PIGEAUD N°5 :

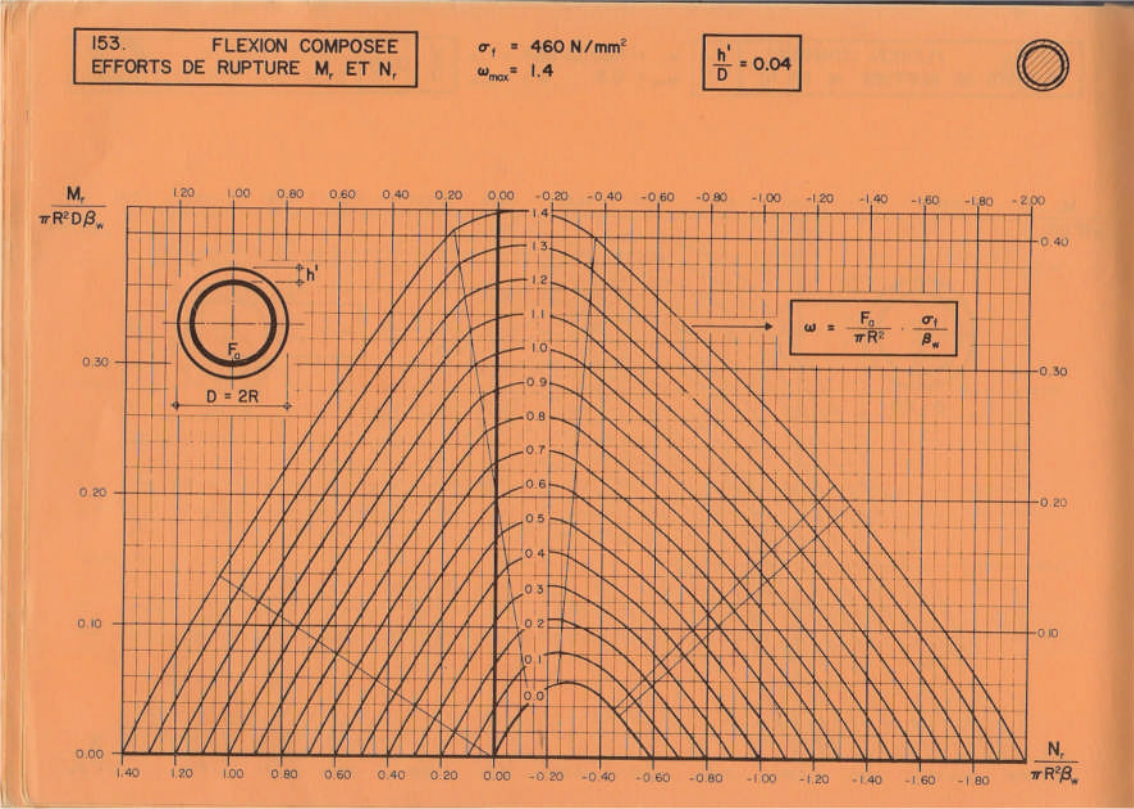


Les abaques de Walther :

$\frac{h'}{D} = 0.03$



$\frac{h'}{D} = 0.04$



Abaque de WARNER :

