

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées  
Département Génie Civil

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**BELKADI Adel**  
**BELKACEMI Kaci**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

**Thème :**

**CALCUL D'UN PONT EN POST-TENSION  
IMPLANTE DANS LA WILAYA DE SETIF**

**Devant le jury composé de :**

AIT-TAHAR KAMEL      Professeur  
BELMIHOUB HACENE      MAA  
BOUAMRA YOUCEF      MCB  
ABD ELHAMID      ABD MAA  
ELMALEK

UAMOB  
UAMOB  
UAMOB  
UAMOB

Président  
Encadreur  
Examineur  
Examineur

Année Universitaire 2016/2017

## Remerciement

Nous remercions tout particulièrement monsieur haceneBelmihoub pour sa gentillesse, son savoir, sa manière de faire mené à bien notre projet de fin d'étude, de nous avoir accueillis au sein de son service et pour sa précieuse aide.

Nous remercions monsieur le co-promoteur Mr belkadirabia pour son encadrement exemplaire, sa disponibilité et surtout pour son dévouement.

Nous remercions, identiquement l'ensemble des personnes qui ont contribué, de loin ou de près, à la mise en forme de ce travail.

Nous remercions monsieur BELMIHOUB pour son encadrement exemplaire, sa disponibilité et surtout pour son dévouement.

Nous remercions Mr AIT TAHAR KAMEL de nous avoir fait honneur en présidant notre jury mais également en examinant minutieusement notre mémoire.

Nous remercions, également Mr BOUAMRA YOUCEF d'avoir examiné le travail avec beaucoup d'attention et de nous avoir consacré de leur temps.

Nous remercions, également Mr ABD ELHAMID ABD ELMALEK d'avoir examiné le travail avec beaucoup d'attention et de nous avoir consacré de leur temps.

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donnée la force, d'avoir éclairé mon chemin et de m'avoir donnée la chance de pouvoir m'exprimer.

Je dédie mon mémoire à ma mère et mon père Belkadi Ali ;

A mes oncles surtout mon cher Khalou et mes tentes et tontons paternels et maternels et leurs enfants ;

A mes frères halim et mounir ;

Je le dédie également à mes amis, ceux qui m'ont aimé, aidé, supporté, ceux qui ont ne serait-ce qu'essayé de dessiner un sourire sur mon visage

Et enfin je le dédie à belkacemi Kaci pour ses quatre ans d'amitié et ses six mois de patience

Je tiens simplement à citer cette belle phrase de *Virgile*:

*'Heureux celui qui a pu pénétrer les causes secrètes des choses'*

## Dédicace

**J**e dédie ce travaille à ma cher famille belkacemi,

Qui m'a encouragé à poursuivre mes études :

Mon très cher père, et ma chère mère qui m'ont soutenue durant tout mon cursus d'études, que je ne pourrai jamais assez remerciés pour leurs sacrifices.

Ma très chère grand-mère mon symbole.

Mes très cher sœurs, yasmina ,latifa

A mes oncles surtout mon cher Khalou et mes tentes et tontons paternels et maternels et leurs enfants ;

A mes amis du village el-esnam

A tout ceux qui me connaissent et ceux que j'estime

A tout la région d'el- esnam

Et enfin je le dédie à belkadiadel pour ses quatre ans d'amitié et ses six mois de patience.

## Résumé

**L**e projet élaboré dans ce mémoire consiste une étude d'un ouvrage d'art, L'objectif de ce projet est de créer une liaison (pénétrante autoroutière reliant le port de djendjen a l'autoroute est-ouest) El Eulma, une commune de la wilaya de Sétif, en évitant les problèmes de sécurité et de commodité, et données accès aux terres agricoles situées de chaque cote de l'autoroute.

Le viaduc possède une longueur de 35.9m et une largeur carrossable de 12m pour chaque tablier comprenant trois voies de 3.5m avec une bande dérasée de gauche de 0.5m , il s'agit d'une autoroute de transition donc en a prévu un seul trottoir d'un seul côté.

### Abstract

The project elaborated in the study report of a structure,

The aim of this project is to create a link between the port of djendjen and the east-west highway, El Eulma, a municipality in the wilaya of Setif, avoiding problems of safety and convenience and data access to farmland on either side of the highway.

The viaduct has a length of 35.9m and a width of 12m for each deck comprising three 3.5m lanes with a left devastated strip of 0.5m, it is a transition highway in a single stroke d one side.

# Sommaire

## Chapitre 1 : généralités sur la conception des ouvrages d'arts

1-1.introduction générale.....	13
1-2. Généralités sur les ouvrages d'arts.....	14
1-2-1.introductions.....	14
1-2-2.précontraintes.....	14
1-2-2-1.méthodes de la précontraintes.....	15
1-2-2-1-1.post-tension.....	15
1-2-2-1-2.pré-tension.....	15
1-2-3.les types des ponts.....	16
1-2-4.paramètres des choix des variantes.....	21
1-2-4-1.contraintes a respecté.....	21
1-2-4-1-1.hydrauliques.....	22
1-2-4-1-2.géotechniques.....	22

## Chapitre 2 : description du projet

2-1.implantation de l'ouvrage et synoptique.....	23
2-2.exploration géotechnique.....	23
2-3.géologie de la zone d'étude.....	24
2-4.sismicité.....	27

## Chapitre 3: caractéristiques des matériaux

3-1.béton.....	31
3-2.acier.....	31
3-3.les matériaux précontraintes.....	31

## Chapitre 4 : charges

4-1.charges et surcharges.....	32
4-1-1.charges routiers.....	32
4-1-2.système de charge A.....	32
4-1-3.système de charge B.....	33
4-2.surcharges militaires.....	35
4-2-1.surcharge militaire $M_{c120}$ .....	35
4-2-2.charge exceptionnel D240.....	36
4-2-3.effort de freinage et force centrifugé.....	37

# Sommaire

## Chapitre 5 : Caractéristiques géométriques et pré-dimensionnement

5-1.caractéristique de tablier .....	38
5-1-1.introduction.....	38
5-1-2.pré-dimensionnement des éléments de tablier.....	38
5-1-2-1.caractéristiques géométrique de tablier.....	38
5-1-2-1-1.la largeur de tablier.....	38
5-1-2-1-2.longueur des traves.....	38
5-1-2-2.les poutres.....	38
5-1--3.équipements de tablier.....	43
5-2.caractéristique d'infrastructure.....	44
5-2-1.introduction.....	44
5-2-2.les piles.....	44
5-2-3.les culées.....	45
5-3.caractéristique géométriques des sections.....	46
5-4.les charges permanentes.....	53
5-4-1.poids propres de la poutre.....	53
5-4-2.poids propres de la dalle.....	53
5-4-3.les éléments non porteurs.....	53
5-5.les surcharges.....	54
5-5-1.calcul surcharges routiers.....	55
5-5-1-1.systeme A(1).....	55
5-5-1-2.systeme de charge B.....	55
5-5-2.calcul système militaires.....	56

## Chapitre 6 : réparation des efforts internes

6-1.introduction.....	59
6-1-1.étude longitudinal .....	59
6-1-1-1.calcul M.T.R de la poutre seul+dalle+superstructure.....	60
6-1-1-2.calcul M.T.R dus aux surcharges .....	60
6-1-2.étude transversal .....	76
6-1-2-1.méthode de GUYON-MASSONNET.....	76
6-1-2-2.méthode numérique (logiciel RobotStructural Analysés.) .....	76
6-1-3 les étapes de modélisation .....	77
6-1-4valeurs du moment fléchissant réel.....	78

## Chapitre 7 : étude de la précontrainte

7-1.introduction.....	84
7-2.précontraint par pré-tension.....	85
7-3 précontraint par post-tension .....	86

# Sommaire

7-4 les procédure de la précontraint.....	86
7-5 domaine d'application .....	94
7-6 lrs pertes de la précontraint.....	96
7-7 dimensionnent de la précontraint.....	96
7-8calcul précontraint.....	96
7-8-1. Pertes de tension instantanées.....	98
7-8-1-1.Pertes de tension par frottement de l'armature.....	101
7-8-1-2.Pertes par recul d'ancrage.....	101
7-8-1-3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton .....	101
7-8-2. Pertes de tension différées .....	102
7-8-2-1.perte dues au retrait de béton.....	102
7-4-2-2.Pertes dues au fluage du béton .....	103
7-4-2-3. Pertes dues à la relaxation de l'acier .....	104
7-5. Vérification des armatures passives longitudinales (Zone tendue talon) .....	104
7-5-1.Armatures de peau .....	105
7-5-2.Vérification des contraintes tangentielles à l'ELS .....	106
7-5-3.Justification des armatures verticales passives .....	106
7-5-4.ferraillage types des sections.....	106

## Chapitre 8 : étude de la dalle

8-1.introduction.....	107
8-2.ferraillage de la dalle.....	107
8-2-1.Ferraillage passif transversal.....	107
8-2-2.vérification a l'ELS.....	108
8-2-3.vérification de la flèche .....	109

## Chapitre 9 : des appareils d'appuis

9-1.appareils d'appuis.....	110
9-1-1.introduction .....	110
9-1-2.Les appareils d'appuis en élastomère fretté.....	110
9-1-3.dimensionnement des appareils d'appuis.....	111
9-1-4 Vérification de l'appareil d'appuis .....	114

# Sommaire

## Chapitre 10 : étude de la pile

10-2.étude de la pile.....	119
10-2-1.introduction.....	119
10-2-2.pré-dimensionnement de la pile.....	120
10-2-3.Détermination des différents cas de charges .....	120
10-2-3-1.charges permanentes.....	121
10-2-3-2.charges d'exploitation.....	122
10-2-3-3.combinaisons de charges (ELS.ELU.ELA) .....	123
10-2-3.détermination des réactions des pieux .....	124
10-2-4. Ferrailage des différents éléments de la pile .....	124
10-2-4-1.ferrailage pieux.....	124
10-2-4-2. Calcul des semelles.....	125
10-2-4-3.Calcul des futs des piles .....	125
10-2-4-4. calcul chevêtres .....	126

## Chapitre 11 : étude de la culée

11-1.introduction.....	127
11-2. la fonction de la culée.....	127
11-3. description de la culée .....	127
11-4.schéma de la culée .....	129
11-5.Vérification de la stabilité de la culée.....	130
11-6.détermination des différents cas de charges .....	131
11-7. surcharges d'exploitation .....	131
11-8.combinaisons d'action(ELS.ELU.ELA).....	132
11-9. ferrailages des différents éléments de la culée.....	133
11-10.ferrailage pieux culée .....	138
11-11.ferrailage Semelle culée.....	139

3-3.les matériaux précontraintes.....	31
---------------------------------------	----

## Chapitre 12 : étude géotechnique et fondations

12-1.introduction.....	140
12-2.essais préssiométriques.....	140
12-3.théorie et méthode de calcul capacité portance de la fondation.....	141
12-4.principe des justifications des états limites de mobilisation locale de sol.....	144

**CONCLUSION GENERALE .....145**

**RÈGLEMENTS ET DOCUMENTS DE CONCEPTION.....146**



## Listes des figures

Figure 1-1: location du viaduc 107.7.....	16
Figure 2-1 : coup longitudinale d'une poutre en béton précontrainte par post- tension.....	16
Figure 2-2 : coup longitudinale de une poutre en béton précontrainte par pré-tension.....	17
Figure 2.3 : pont vouté .....	19
Figure 2.4 : pont a poutre .....	19
Figure 2.5 : pont en arc.....	19
Figure 2.6 : pont suspendue.....	20
Figure 2.7 : pont haubans .....	21
Figure 3.1 : location d'exploration .....	24
Figure 3.2 : argile très solide /rigide observer dans le sondage BH-125 entre 13.35 et 35 m.....	26
Figure 3.3 : argile très solide/rigide observer dans le sondage BH-124 entre 6 et 35.2m.....	26
Figure 3-4 : Argile sablonneux/peu gravelé observé entre 0,00-1,00 m et argile.....	27
Figure 3-5 : Argile très solide/rigide observé dans le sondage BH-122 entre 0,00-35,00 m.....	27
Figure 3.1 : carte du zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).....	28
Figure 4-1 -2-1 : Répartition du système de charge Bc.....	28
Figure 4-1-2-2) : répartition du système de charge Bt.....	34
Figure 5.3 : poutre seul section d'about (section brute).....	41
Figure 5.4 : poutre seul section médiane (section brute).....	41
Figure 5-4-1 : vue en plan de la poutre .....	46
du système de charge $M_{c120}$ .....	34
Figure 6-1 : modèle de calcul de la structure.....	72
Figure 7-1 bane de pré-tension par précontrainte.....	78
Figure 7-2-1 :L'emplacement des câbles dans les sections de la poutre.....	89
Figure 7-2-2 : élévation de câblage.....	89
Figure 7- 4-1 : Diagramme de l'effet du recul d'ancrage.....	92
Figure 8-5-4-1 : ferrailage de l'âme de la poutre.....	99
Figure 8-5-4-2 : ferrailage de la table de la poutre.....	100

Figure 9-1-2 : Appareil d'appui en néoprène fretté.....	103
Figure 10-3 : élévation de la culée.....	114
Figure 10-4 : coupe longitudinale sur la culée.....	114
Figure 11-1 : valeur de frottement latéral unitaire.....	127

## Les tableaux

Tableau 2-3-3 en fonction des contraintes.....	21
Tableau 3-3 resultats des forages.....	24
Tableau 3. 5-1-1 : classification des ponts (RPOA 2008).....	28
Tableau 3-5-1-2 : coefficient d'accélération selon la zone.....	28
Tableau 3-5-2 période caractéristiques associé a la catégorie du site.....	29
Tableau 4-1 : caractéristique du béton utilisé.....	31
Tableau 4.1.1 : les valeurs du coefficient $a_1$ .....	32
Tableau 4.1.2.1 : les valeur de coefficient $b_c$ .....	33
Tableau 5.2.3.3 : la hauteur moyenne des appuis .....	45
Tableau 5.3-1 : les caractéristiques géométrique de la section d'about .....	48
Tableau 6.1.1.1 : les sollicitations internes due a la poutre seul .....	58
Tableau 6.1.1.2 : les sollicitations internes due a la dalle seul.....	58
Tableau 6.1.1.4 : les sollicitations due a la superstructure .....	58
Tableau 6.1.1.5 : les valeur des moment due a la surcharge $B_c ax=0.5L$ .....	62
Tableau 6.1.1.6 les valeurs des moments due a la surcharges $B_c ax=0.25L$ .....	63
Tableau 6.1.1.7 : les valeurs des moments due a la surcharges $B_t ax=0.5L$ .....	64
Tableau 6.1.1.8 : récapitulatifs des moments dus aux surcharges.....	69
Tableau 6.1.1.9 : récapitulatifs des efforts tranchants dus aux charges .....	69
Tableau 6.4.2: moments fléchissant dans les poutres a ELU.....	82
Tableau 6.4.2 : moments fléchissant dans les poutres a ELS .....	82
Tableau 7.7.2 : récapitulatifs des résultats de précontrainte .....	86
Tableau 7.7.3.1 : Combinaison quasi permanente de $p_1$ .....	87
Tableau 7.7.3.2 : combinaison quasi permanente $p_e=p_2$ .....	88
Tableau 7.7.3.3 : combinaison fréquente de $p_1$ .....	89
Tableau 7.7.3.4 : combinaison fréquente de $p_2$ .....	89

Tableau 7.7.3.5 : combinaison rare $p_1$ .....	90
Tableau 7.7.3.6 : combinaison rare $p_2$ .....	91
Tableau 7.8.1. : Coefficient de frottements en courbe.....	95
Tableau 7.8.1.1 : valeur des pertes par frottement.....	96
Tableau7-8-1.2 : valeur des pertes par recule d'encrage.....	99
Tableau 7.8.1.3 : valeur des pertes par raccourcissement instant de béton.....	99
Tableau 7.8.1.4 : valeur des pertes dues a la relaxation aciers des.....	101
Tableau9. 2-3-3-1: combinaison d'action a L'ELS P3.....	118
Tableau 9.2-3-3-2) combinaison d'action a L'ELU P3.....	119
Tableau9. 2.3.3.3 : Combinaisons d'action sismique de la pile.....	119
Tableau 9.3.1 : réactions des pieux pour pile P3. H=3.10m.....	120
Tableau 10.3 : description de la culée.....	125
Tableau 10.6.1 : charges permanentes culée.....	129
Tableau 10.7.1 : surcharges d'exploitation de la culée.....	129
Tableau 10.8.1 : combinaison d'actions a ELS de la culée.....	130
Tableau10.8.2 : combinaisons d'action a L'ELU DE la culée.....	130
Tableau10.8.3 : combinaisons d'actions a L'ELA de la culée.....	130
Tableau 11.4-1 : principe de justification ELU.....	142
Tableau 11.4-2 : principe des justifications ELS.....	142

# I)- Généralités sur les ouvrages d'arts

## Introduction générale

D'une manière général, les ponts sont des constructions en élévation, qui permettent de franchir des dépressions ou des obstacles naturels (vallée –cours d'eau...etc.), ou artificiels tels que (route, voie ferrée...etc.), destinés à offrir du service à des usagers. Les ponts sont, donc, d'une utilité publique incontestable ; c'est pour quoi leur réalisation fait partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du génie civil. Aussi et pour permettre à ces infrastructures de répondre aux besoins de la société passage des hommes et des véhicules en toute sécurité, leur conception doit tenir compte des exigences fonctionnelles et naturelles permettant à l'ouvrage d'assurer sa fonction de franchissement.

En Algérie, le secteur des travaux publics d'une façon général, et le domaine des ouvrages d'art en particulier a connu une évolution spectaculaire depuis une trentaine d'années. Des étapes importantes ont été franchies à ce jour et des réalisations aussi importantes les unes que les autres tel que :

- Le projet de l'autoroute EST-OUEST.
- Le projet de l'autoroute NORD – SUD.

Et bien d'autres encore qui font, aujourd'hui, la fierté l'Algérie et des animateurs de secteur. Dans ce cadre, et avec le souci permanent d'améliorer toujours les conditions de vie de nos concitoyens dans les villes et les campagnes, nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'études par l'étude d'un Viaduc 101+700 sur le projet de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-Djen et l'autoroute Est - Ouest.

La location Via 101.7 est affichée dans la Figure 1-1 ci-dessous.

Ainsi, le mémoire est structuré en quatre parties et onze chapitres :

La première partie comportant des généralités sur les ponts, leurs formes et leurs morphologies.

La deuxième partie de ce travail est réservée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude.

La troisième partie comprend le dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 3D à l'aide du logiciel "ROBOT".

La Quatrième partie est réservée à la conception et l'étude de l'infrastructure.

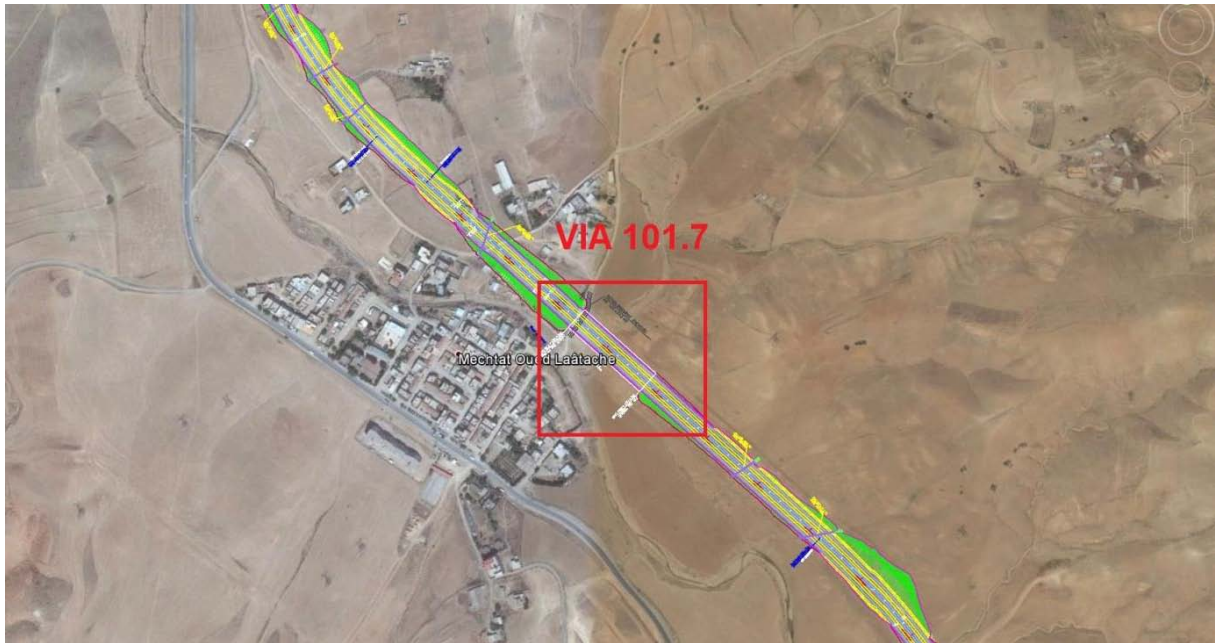


Figure 1-1: Location du Viaduc 101.7

## I-2)-Généralités sur les ouvrages d'art

### I-2-1)-Introduction

Au 20<sup>ém</sup> siècle on a connu d'importants développements des réseaux routiers dans de nombreux pays, ainsi que de nombreuses innovations dans les types de ponts. Parmi celles-ci, les ponts construits à l'aide de la précontrainte de béton, dans cette méthode est la base des portées de grands longueurs.

### I-2-2)- Précontrainte

La précontrainte est une technique de construction des ouvrages en béton qui consiste à créer des efforts internes favorables. Ceux-ci sont soigneusement ajustés pour réduire les effets de la faiblesse du béton en traction. L'acier est mis en traction au moyen d'un dispositif qui sera décrit plus bas : cet effort est transmis au béton qui est ainsi mis en compression. Le terme « précontrainte » indique que le béton est mis en compression avant que la structure entre en fonction.

La précontrainte permet d'augmenter sensiblement la rigidité d'une structure en béton armé, tout en rendant possible la pleine utilisation du béton à très haute résistance.

## I-2-3)-méthodes de la précontraintes

### I-2-3-1)-Post-tension

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

- Pose des armatures enrobées dans une gaine isolante.
- Coulage du béton et durcissement.
- Mise en tension des aciers qui glissent dans leur gaine, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton durci.
- Blocage des aciers au cône d'ancrage.
- Injection du coulis dans la gaine.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit provoquant une chute de tension dans les aciers.

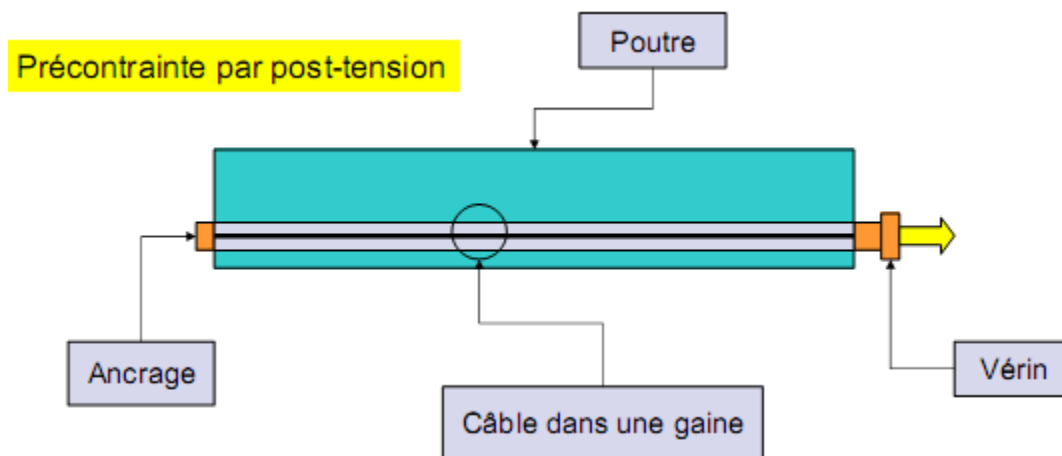


Figure 2-1-1: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension

### I-2-3-2°)-Pré-tension :

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

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons).

## Chapitre 1 : généralités sur les ouvrages d'arts

- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

### Précontrainte par pré-tension

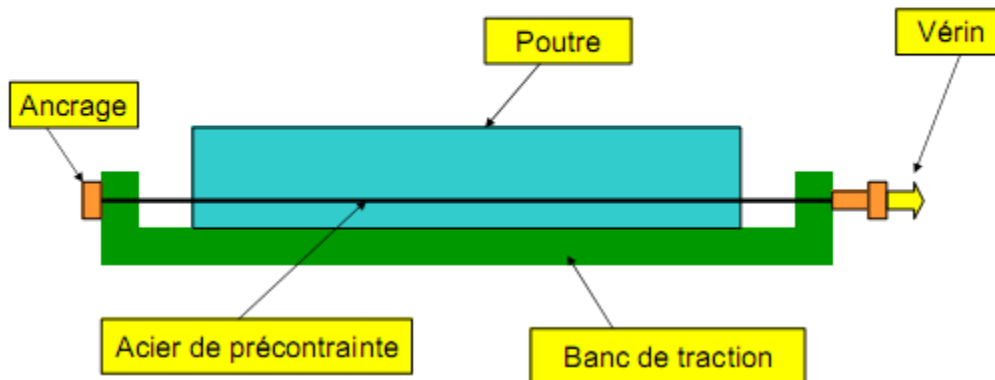


Figure 2-1-

2 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint pré tension

### I-3)-Types des ponts :

La classification des ponts peut être différente selon le critère de classement : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue, cantilever), l'importance de l'ouvrage (courant - non courant) ou selon des critères propres aux familles d'ouvrages (type de voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.



## I-3-1)-Selon la portée

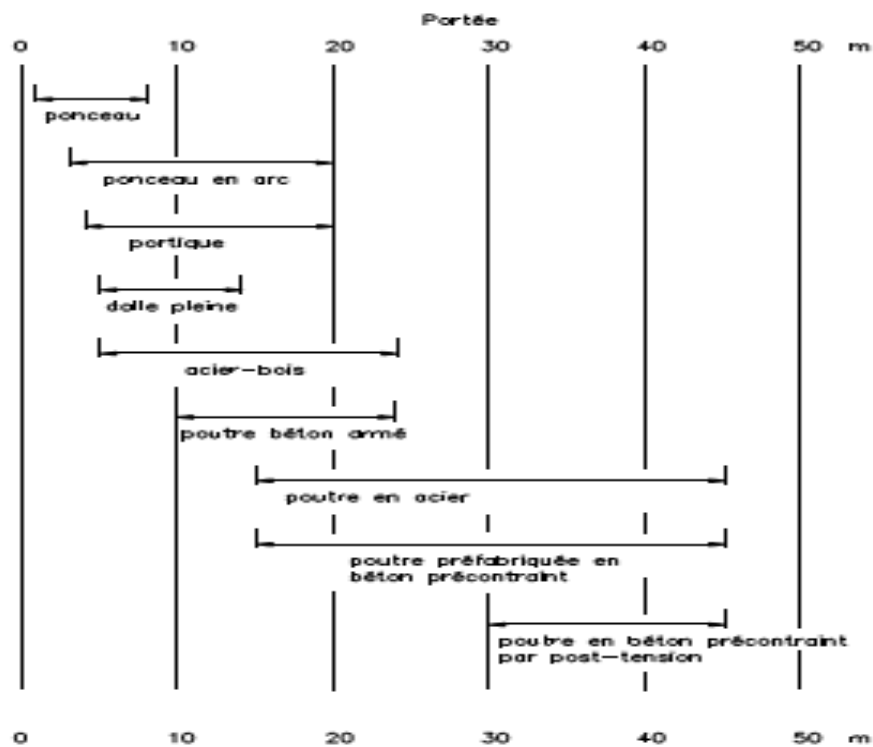


Figure 3-1 : classification des ponts selon la portée

## I-3-2)-Selon la structure

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures ([flexion](#), compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

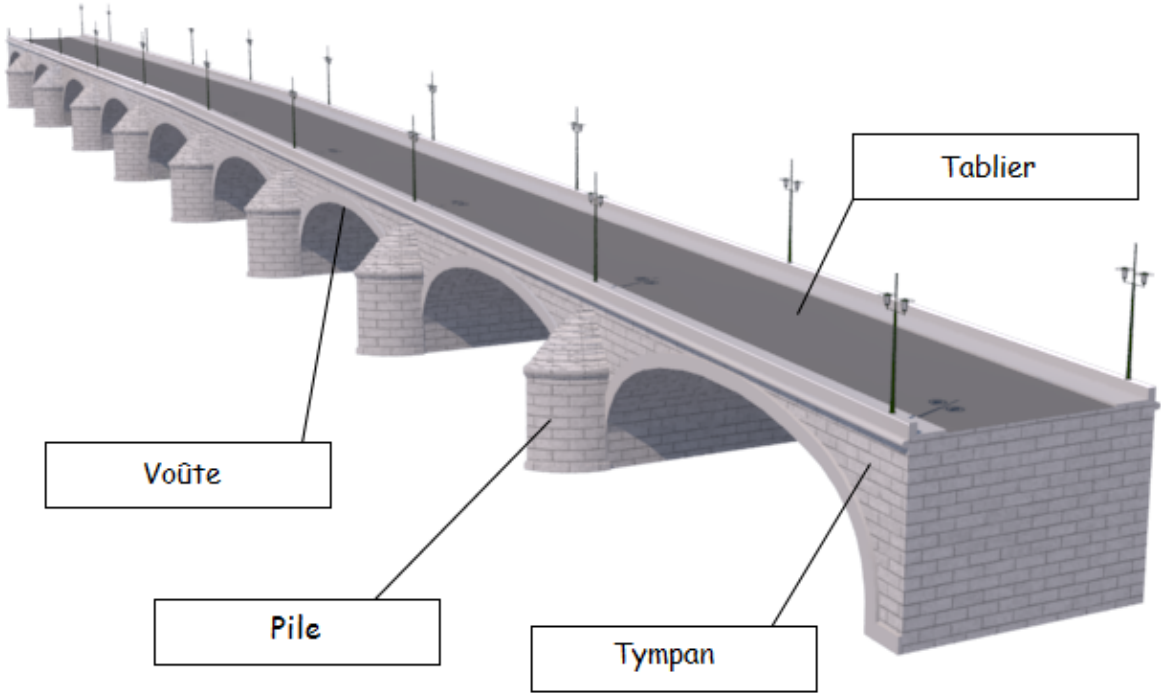


Figure 3-2-1 : pont voûté

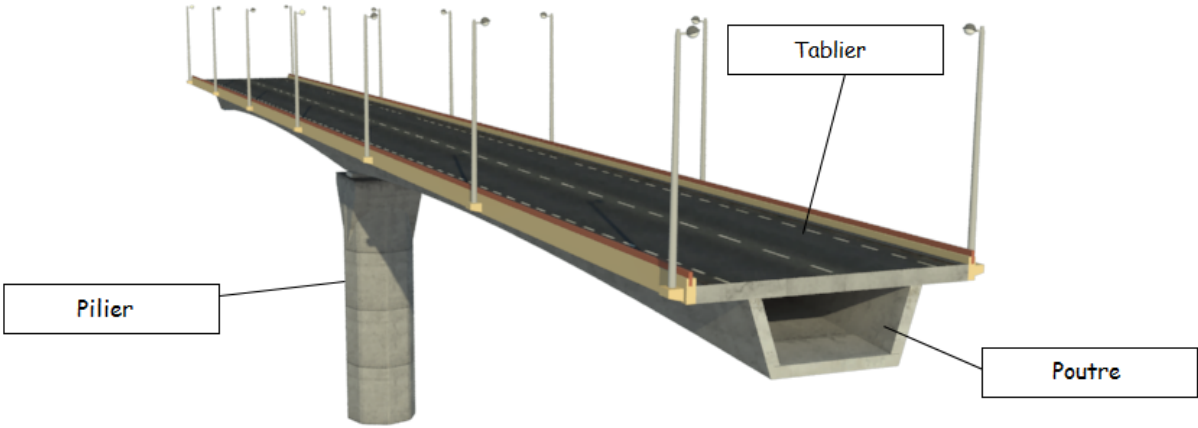


Figure 3-2-2 : pont a poutre

Chapitre 1 : généralités sur les ouvrages d'arts

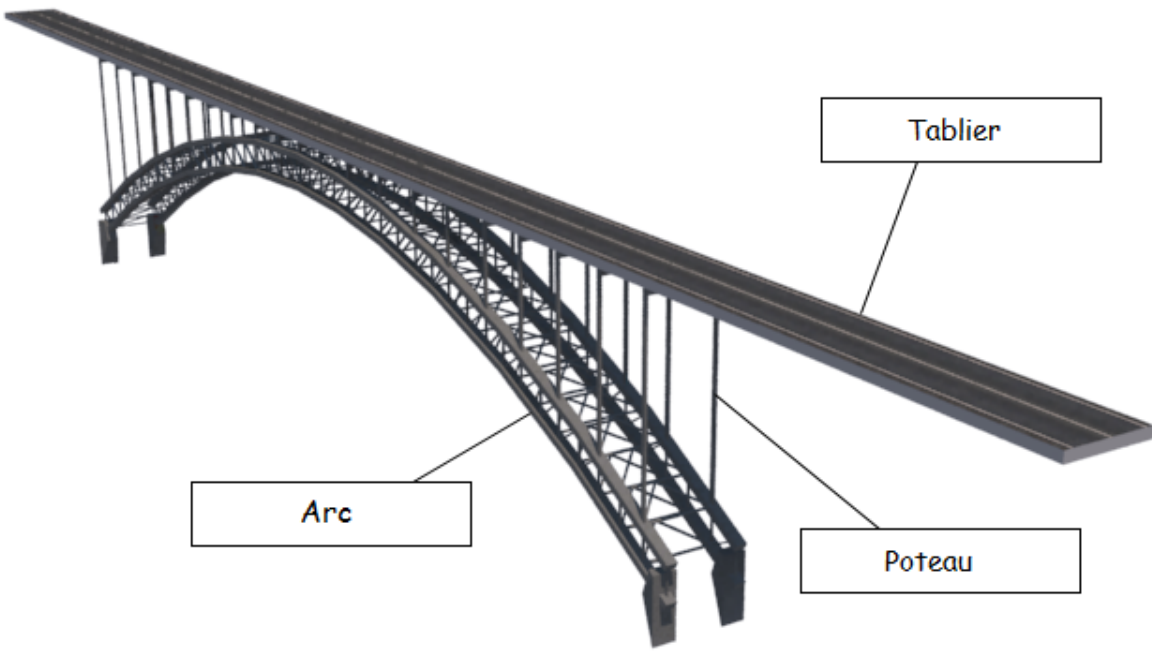


Figure 3-2-3 : pont en arc

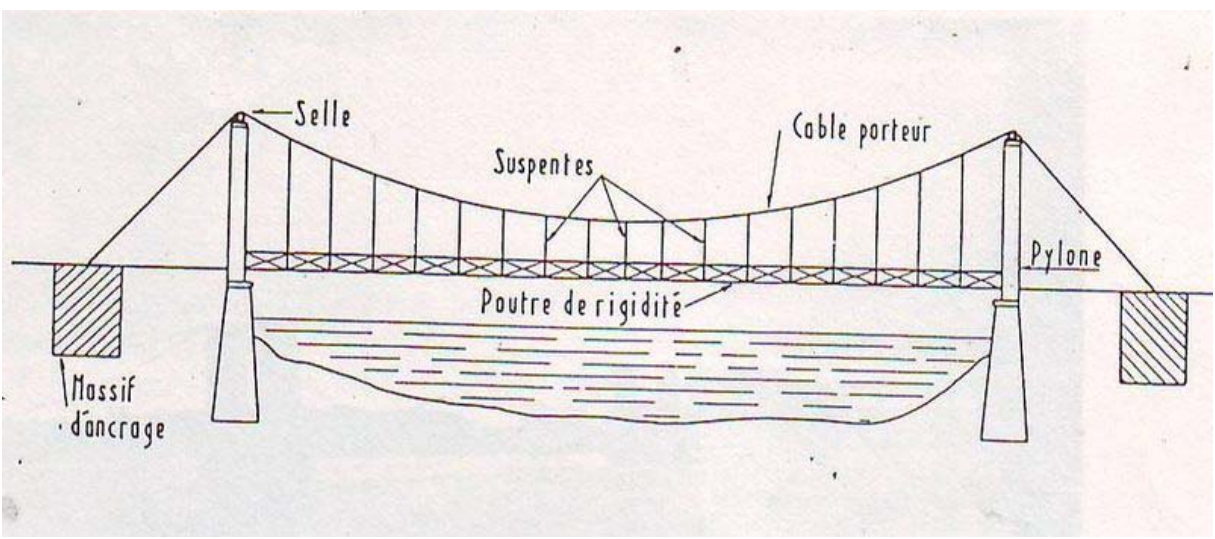


Figure 3-2-4 : pont suspendu

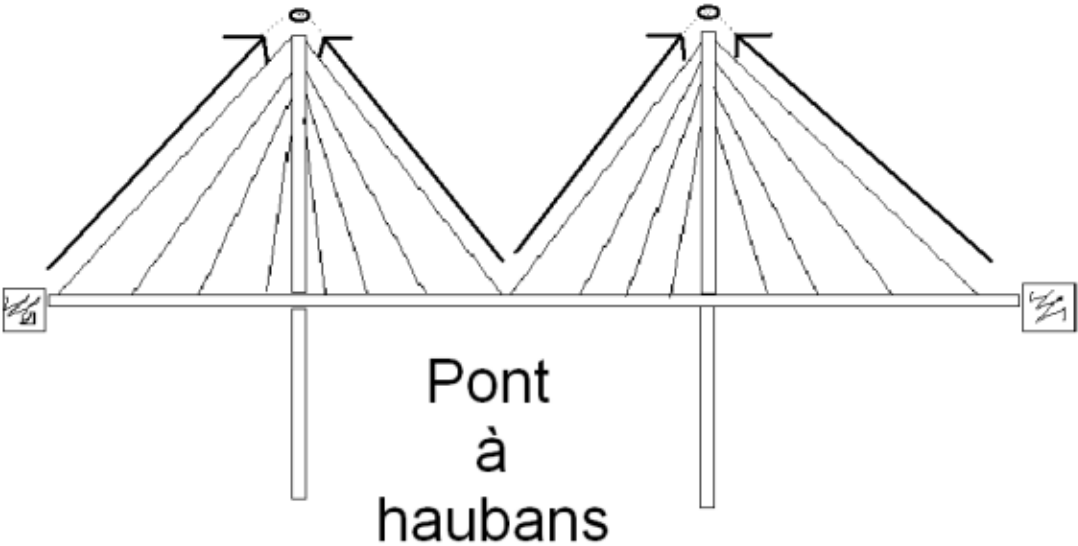


Figure 3-2-5 : pont a haubans

# Chapitre 1 : généralités sur les ouvrages d'arts

## I-3-3)-en fonction des contraintes

Type de ponts	contraintes								
	Portée L(m)	Epaisseur du tablier	biais	Sol(Kpa)ELUT	remblai	étaisement	préfabrication	Délai de construction	Entretien
Ponceau	1à8	Selon le tupe	<30°	<75	oui	Oui	possible	Moyen à court	Faible
Ponceau en arc en béton	3à20	L/30	Non	<175	oui	Oui	possible	Moyen à court	Faible
Dalle pleine en béton	5à20	L/30àL/15	<20°	<150	possible	oui	non	moyen	Faible
Pont acier-bois	6à25	L/25	<20°	<150	non	oui	non	moyen	Moyen
Poutre en béton	10à25	L/20	<30°	<150	Non	oui	possible	Long à moyen	Moyen
Poutre en acier , dalle en béton	15à45	L/25	<20°	<150	Non	non	oui	moyen	moyen
Poutre préfabriquée en béton précontraint	20à45	L/16àL/22	<30°	<300	Non	non	oui	moyen	moyen
Poutre en béton précontraint par post – tension	30a45	L/28	<30°	<300	Non	oui	non	long	moyen

Tableau 3-3 : classification en fonction des contraintes

## I-4)-Paramètre des choix des variantes

Afin de faire le choix du type de pont le plus approprié, il faut connaître l'ensemble des contraintes à respecter et des types de ponts à envisager. La solution retenue résulte de l'étude de ces deux ensembles. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience.

### I-4-1)-Contraintes à respecter

Lors du processus de conception d'un ouvrage de nature variée, plusieurs critères dictent certains aspects de la construction et de l'aspect architectural.

## Chapitre 1 : généralités sur les ouvrages d'arts

### I-4-1-1)-Hydraulique

L'ouvrage prévu est un pont qui surplombe une rivière et celle-ci a un débit qui varie au fil des saisons et des années. Afin de pouvoir implanter adéquatement le pont et d'installer les fondations aux meilleurs endroits, il est nécessaire d'analyser le comportement de la rivière. En considérant les données qu'en reçu du bureau d'étude ICA, la conception optimale consiste à installer des culées d'appui pour la structure du pont de chaque côté de la rivière. Ainsi, aucune structure n'est située dans l'eau ou trop près de la rivière. Les culées seront situées à environ 2m du niveau moyen haut de la rivière au printemps, ce qui permet d'éviter de perturber l'écoulement de la rivière. Le niveau de l'eau arrive jusqu'à 2m, ce qui inondera les berges et le bas des culées. Par contre, cette situation ne sera pas problématique étant donné que les culées seront construites en béton, matériau résistant à l'attaque des courants pendant cette période. D'autre part, la conception des culées a été prévue dans l'optique de ne pas créer de turbulences ou de perturbations en eaux basses et en eaux hautes.

### I-4-1-2)-Géotechnique

L'étude géologique est l'une des informations les plus importantes en début de projet, car elle constitue le pilier des décisions à prendre lors de l'activité de conception structurale de l'ouvrage. Les résultats de cette étude influencent le type de chaussée, la conception du drainage, les dimensions des éléments de soutien de pont ainsi que les méthodes de construction telles que le pompage temporaire et la retenue des sols. Les différents forages répertoriés à proximité du projet ont servi à l'évaluation des différents matériaux en place ainsi que leur capacité portante.

### II)-description du projet

#### II-1)-implantation de l'ouvrage et synoptique

El Eulma (Saint-Arnaud durant l'époque coloniale) est une commune de la wilaya de Sétif, située à 26 km à l'est de Sétif et à 97 km à l'ouest de Constantine. Elle prend comme assise les hauts plateaux où la route nationale n°5, qui relie Alger à Constantine la traverse dans sa partie médiane. Elle a des frontières avec GueltaZarga au nord, avec Belaa et Bir El Arch à l'est, avec BazerSakhra au sud, et avec OuledSabor à l'ouest.



Figure 2-1 : image satellite de la zone d'étude

#### II-2)-Exploration géotechnique

4 sondage de recherche (BH-122, BH-123, BH-124 et BH-125) est sur la zone de recherchedans le cadre des recherches effectuées par MAPA. Les emplacements des sondages son indiqués dans la Figure 3-3.

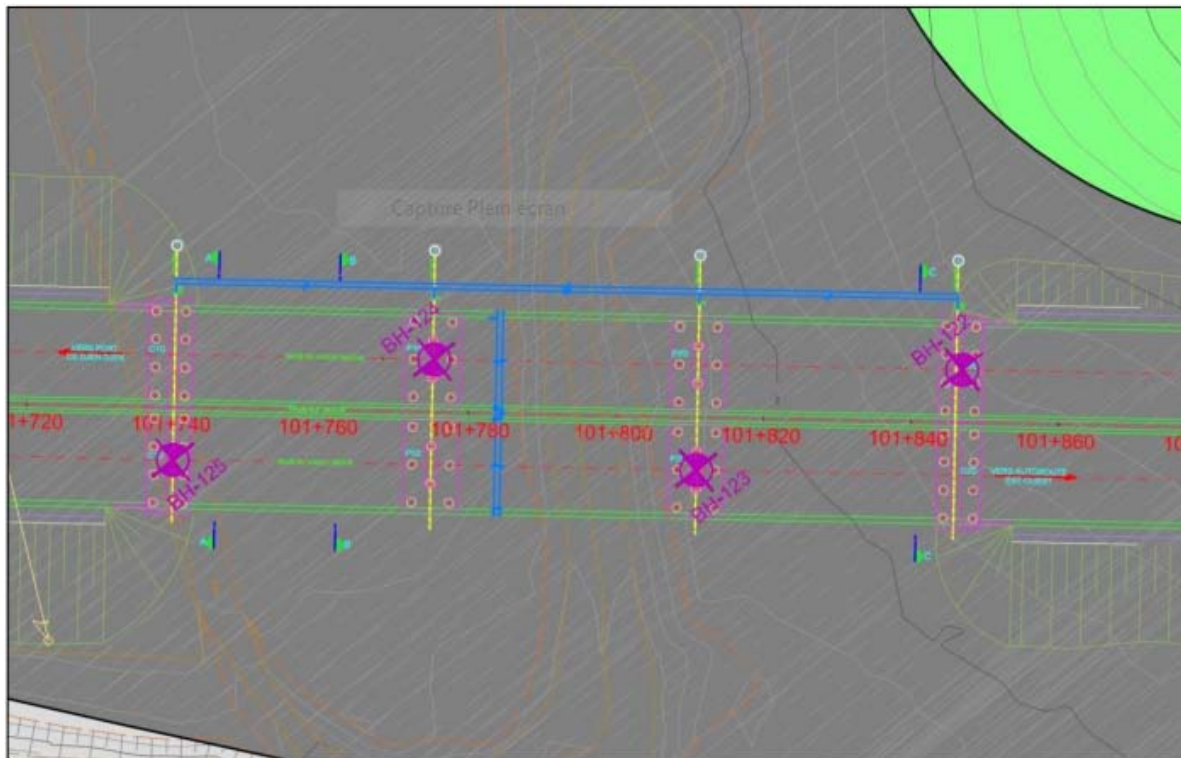


Figure 2-2 : location d'exploration

En utilisant les données issues de la phase d'avant-projet et les données des forages effectués par la suite par l'entrepreneur; le plan-profil géologique du viaduc est établi et les dessins du "Plan et Profil Géologique du Viaduc 101.7"

### II-3)-géologie de la zone d'étude

La zone du viaduc 101.7 située entre PK: 101+740 et PK: 101+846 possède une structure géologique dont des unités alluvionnaires d'âge Quaternaire et des unités d'âge Miocène sont dominantes.

Les unités dont le viaduc sera construit sont observées en forme d'argile gravelé (QR), partiellement sablonneux, de couleur gris/marron, d'âge Quaternaire, d'une épaisseur maximale de 12,00 mètres en haut et d'argile partiellement a contenance de gypse et de gravier, très solide/rigide, de couleur marron jaunâtre/marron verdâtre, d'âge Miocène en dessous.

L'alluvion d'âge Quaternaire situé en haut est observé en forme de deux unités transitives séparées. Celles-ci sont des unités d'argile sablonneux/gravelé et d'argile sablonneux/peu gravelé.

Le sondage BH-125 ouvert a l'emplacement de la pile 1 fait observer a partir de la surface jusque une profondeur de 2,00 mètres et ensuite entre 4,80-7,00 m et 9,00-13,00 m une



## Chapitre 2 : description de projet

unité d'argile sablonneux/gravelé, a plasticité faible, solide/très solide, de couleur marron jaunâtre/marron clair, une unité d'argile sablonneux/peu gravelé, a plasticité faible/moyenne, solide/très solide, de couleur marron clair entre 2,00 - 4,80 m et 7,00 – 9,00; Une unité d'argile très solide/rigide, a concrétion partielle de CaCO<sub>3</sub>, a haute plasticité, de couleur marron clair/marron verdâtre a partir de cette 13,00 mètres jusqu'à 35,00 mètres qui représente le fond du puits.

Le sondage BH-124 ouvert a l'emplacement de la pile 2 fait observer a partir de la surface jusque une profondeur de 2,60 mètres une unité d'argile sablonneux/peu gravelé, a plasticité faible, solide, marron clair, une unité d'argile sablonneux/gravelé, a plasticité faible, très solide, de couleur marron jaunâtre/marron clair entre 2,60-6,00 m; une unité d'argile très solide/rigide, (Photo 2-4), a concrétion partielle de CaCO<sub>3</sub>, a haute plasticité, de couleur marron clair/marron verdâtre a partir de cette profondeur jusqu'à 35,20 mètres qui représente le fond du puits.

Le sondage BH-123 ouvert a l'emplacement de la pile 3 fait observer a partir de la surface jusque une profondeur de 1,00 mètres une unité d'argile sablonneux/peu gravelé, a plasticité faible, solide, marron clair, une unité d'argile sablonneux/gravelé, a plasticité faible, très solide, de couleur marron jaunâtre/marron clair entre 1,00-3,00 m. une unité d'argile très solide/rigide, a concrétion partielle de CaCO<sub>3</sub>, a haute plasticité, de couleur marron clair/marron verdâtre a partir de cette profondeur jusqu'à 35,70 mètres qui représente le fond du puits.

Le sondage BH-122 ouvert a l'emplacement de la pile 4 fait observer une unité d'argile très solide/rigide, a concrétion partielle de CaCO<sub>3</sub>, a haute plasticité, de couleur marron clair/marron verdâtre a partir de la surface jusqu'à 35,00 mètres qui représente le fond du puits.



Figure 2-3-1: Argile très solide/rigide observé dans le sondage BH-125 entre 13,00-35,00 m.



Figure 2-3-2 : Argile très solide/rigide observé dans le sondage BH-124 entre 6,00-35,20 m.



Figure 2-3-3 : Argile sablonneux/peu gravelé observé entre 0,00-1,00 m et argile sablonneux/gravelé observé entre 1,00-3,00 m dans le sondage BH-123



Figure2-3-4 :Argile très solide/rigide observé dans le sondage BH-122 entre 0,00-35,00 m.



## Chapitre 2 : description de projet

Groupe	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau 4-1-1 : Classification des ponts (RPOA 2008).

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Groupe	Zone sismique			
	I	Ia	Ib	III
Groupe 1	0.15	<b>0.25</b>	0.30	0.40
Groupe 2	0.12	0.20	0.25	0.30
Groupe 3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau 4-1-2 : coefficients d'accélération selon la zone

Par conséquent, les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Sétif (zone Ia) sont 0,25 pour le Groupe 1 (pont stratégique).

### II-4-2 : Détermination de spectre de réponse

Le spectre de réponse élastique ( $T\xi$ ) pour les deux composantes horizontal vertical est donné en fonction de la période élastique ( $T$ ) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage :

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_1 ; T_2$  : période caractéristiques associé a la catégorie du site (S2)

$g$  : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s<sup>2</sup> ;

$\eta$  : facteur de correction de l'amortissement,  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$

$\xi$  : taux d'amortissement 5 % ;

$T_2$  : période caractéristique associées à la catégorie de site ;

$S$  : coefficient du site ;

## Chapitre 2 : description de projet

A : coefficient d'accélération.

S2	$T_1$	$T_2$
	0.15	0.4

Tableau4-2 : période caractéristiques associé a la catégorie du site

L'effet sismique a été évalué par une analyse monomodale

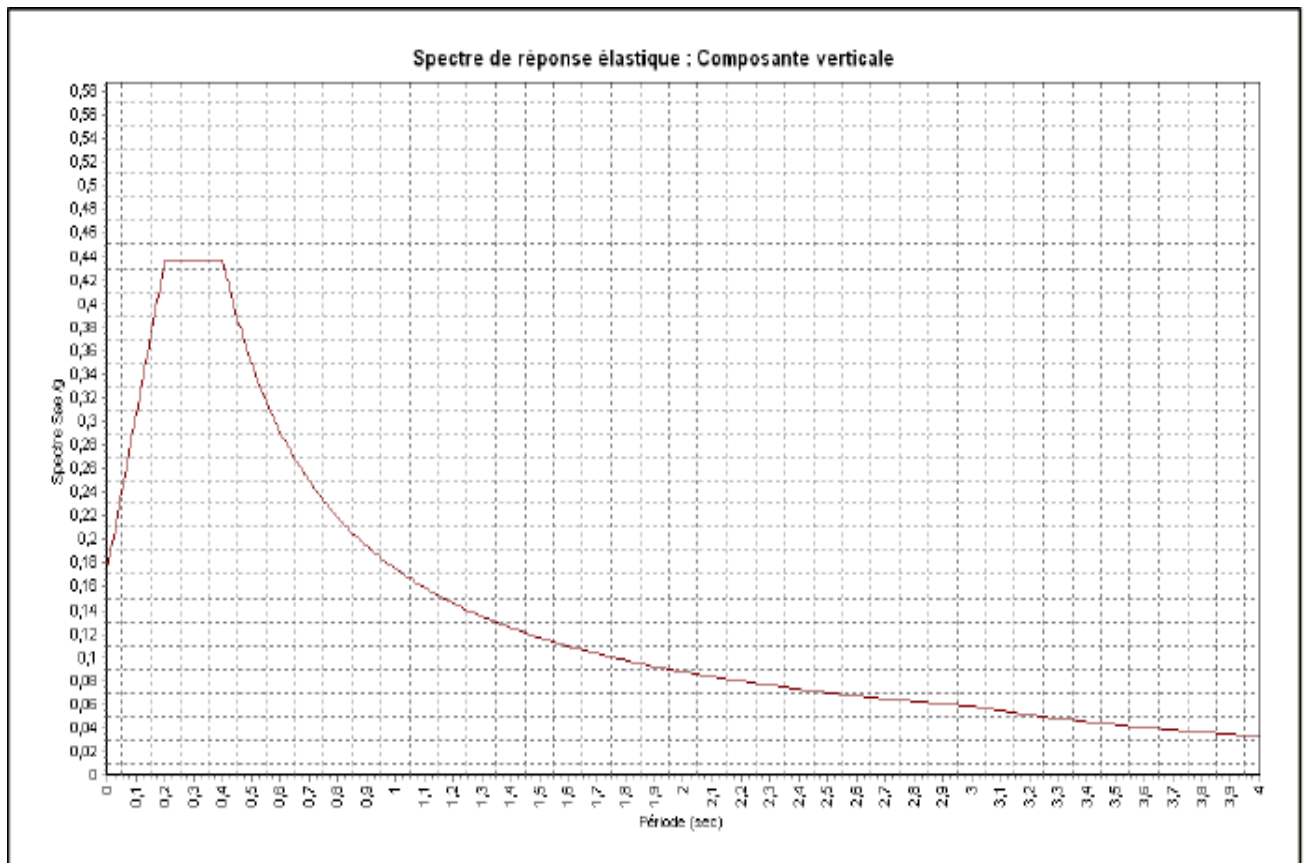


Figure4-2-1 : spectre de réponse élastique (verticale)

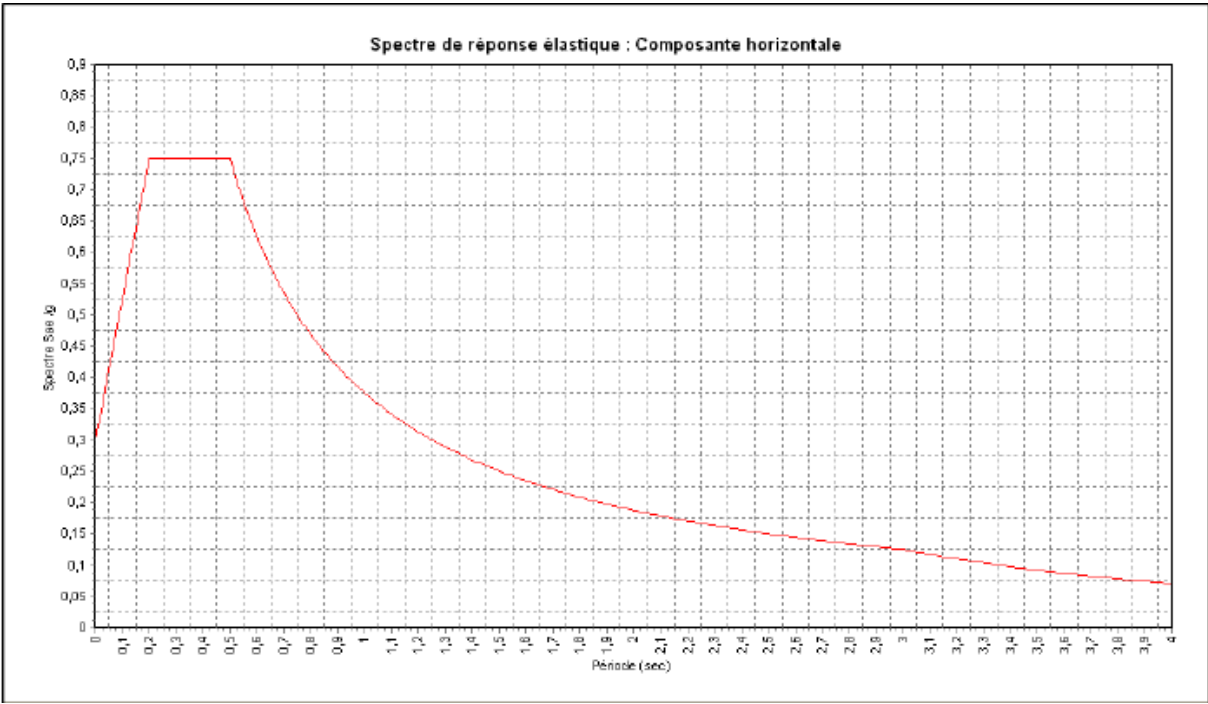


Figure4-2-2 : spectre de réponse élastique (horizontale)

Remarque :

Pour l'évaluation des efforts sismique on utilise toujours le logiciel ROBOT a cause de ca précision malgré ca complexité.

### III)-caractéristiques des matériaux

#### III-1)- Béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. La masse volumique de béton armé =  $2.5 \text{ t/m}^3$

Béton		$F_{c28}(\text{Mpa})$	$F_{t28}(\text{Mpa})$	$E_{28}(\text{Mpa})$
Superstructure	poutres	41	3.06	37 930.39
	longrines	27	2.22	33 000,00
infrastructure	Culées	27	2.22	33 000,00
	Piles	27	2.22	33 000,00
	Pieux	27	2.22	33 000,00

Tableau 1 : caractéristique des bétons utilisés

#### III-2)-Acier

- Les barres haute adhérence seront conformes à la norme NF A35-016, acier FeE/500.
- Les treillis soudés seront conformes à la norme NF A35-016 A35-019, acier FeE/500.
- Les paramètres des autres aciers en tôle et profilés sont conformes aux normes afférentes.
- Le diamètre minimal des aciers HA est de 10 mm
- Les diamètres utilisés doivent être les plus réduits possible afin d'obtenir une meilleure répartition du ferrailage.

#### III-3)-Les matériaux précontraints

- \_ Câble de précontrainte :
- \_ Précontrainte haute résistance à très basse relaxation = TBR
- \_ Résistance à la rupture du câble  $f_{prg} = 1\,860 \text{ Mpa}$
- \_ Résistance élastique garantie  $f_{peg} = 1\,656 \text{ Mpa}$
- \_ Diamètre des torons  $\varnothing = 15,2 \text{ mm}$  AP =  $139 \text{ mm}^2$
- \_ Module de déformation élastique  $E_p = 1,95 \times 10^5 \text{ Mpa}$
- \_ Coefficient de relaxation à 1 000 h =  $p1000$  \_ 2,5 %
- \_ Dispositif d'ancrage :
- \_ Les dispositifs d'ancrage et les accessoires seront en conformité avec les normes européennes.
- Ancrage et équipements de précontrainte par post-tension.

### IV)-charges et surcharges

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharges routière, superstructures) y compris son poids propre en phase finale.

#### IV-4-1)-charges routières

Les cas de surcharges routières du **fascicule 61-Titre II**. Les différents cas de charge sont appliqués afin d'obtenir l'effet maximal tant sur l'ossature principale que sur les éléments secondaires.

Les cas de charge à considérer sont les suivants :

##### IV-4-1-1)-Système de charge A

C'est une charge uniforme appliquée sur une ou plusieurs voies. L'évaluation de la charge A en kN/m<sup>2</sup> se fait selon la formule établie aux articles **4.1** et **4.2** du **fascicule 61-Titre II**, selon la longueur du pont.

$$A(L) = 2.3 + 360 / (L + 12) \text{ avec}$$

L : longueur chargée (portée du pont)

De plus, cette charge est dégressive dans le sens transversal : la valeur de A (L) donnée par la formule précédente est multipliée par un coefficient  $a_1$  décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont :

Nombre de voies chargées (N)		Les coefficients $a_1$				
		1	2	3	4	5
Classe du pont	première	1	1	0,9	0,75	0,7
	deuxième	1	0,9	/	/	/
	troisième	0,9	0,8	/	/	/

Tableau 4-1-1: les valeurs du coefficient  $a_1$

Un autre coefficient multiplicateur  $a_2$  permet enfin d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation.

$$\text{Avec : } a_2 = V_0 / V$$

V étant la largeur d'une voie et  $V_0$  ayant les valeurs suivantes :

3.5m pour les ponts de première classe.

$V_0 = 3.0m$  pour les ponts de deuxième classe.

2.75 Pour les ponts de troisième classe.



## Chapitre 4 : charges et surcharges

### IV-4-1-2) système de charge B

Il se compose de 03) systèmes :

#### IV-4-1-2-1) système $B_c$

Les surcharges  $B_c$  se composent d'un ensemble de camion types.

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50 m de largeur. Les diverses bandes peuvent être contiguës ou séparées. En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système  $B_c$  prises en compte sont multipliées par les coefficients  $b_c$  du tableau de la page suivante :

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

Tableau4-1-2-1 : les valeur de coefficient  $b_c$

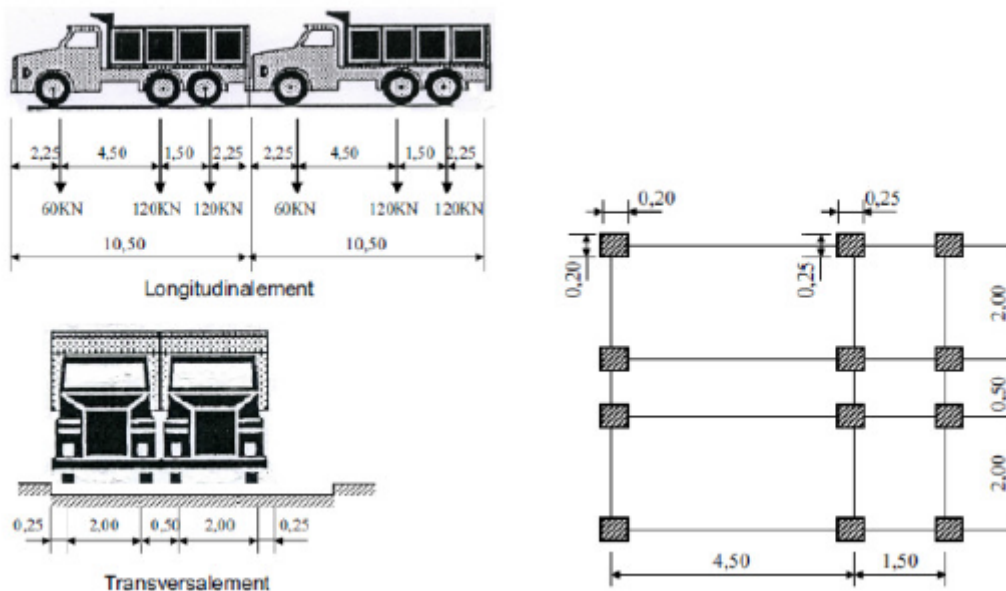


Figure4-1-2-1: Répartition du système de charge  $B_c$

## Chapitre 4 : charges et surcharges

### IV-4-1-2-2)-surcharge $B_t$

Un tandem du système  $B_t$  comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- \_ Masse portée par chaque essieu : 16 t
- \_ Distance des deux essieux : 1,35 m
- \_ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m

La surface d'impact de chaque roue (portant 8 t) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,25 m.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.

Il en résulte que pour le calcul des poutres maîtresses, l'axe de la file de roues la plus excentrée doit rester à une distance minimale du bord de la largeur carrossable, égale à 1,00 m s'il s'agit d'un dispositif de retenue et de 0,50 m s'ils s'agit d'une bordure.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système  $B_t$  prises en compte sont multipliées par les coefficients  $b_t$  suivants :

Classe du pont	Premier	Deuxième
Coefficient	1,0	0,9

Tableau 4-1-2-2 : coefficient  $b_t$

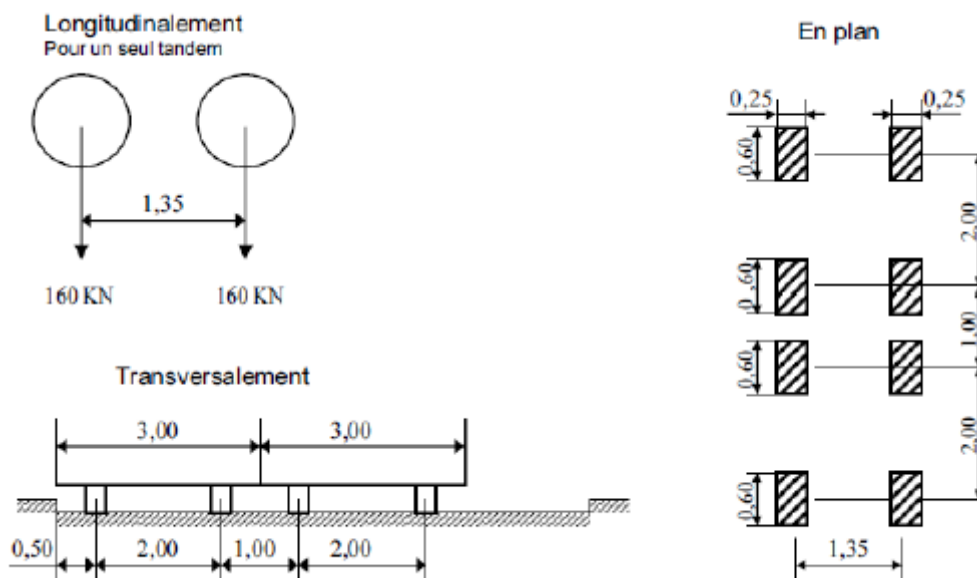


Figure4-1-2-2: répartition du système de charge  $B_t$

## Chapitre 4 : charges et surcharges

### IV-4-1-2-3)-surcharge Br

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 10 tonnes. Sa Surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le Côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m. La répartition du système de charge Br est schématisée comme suite :

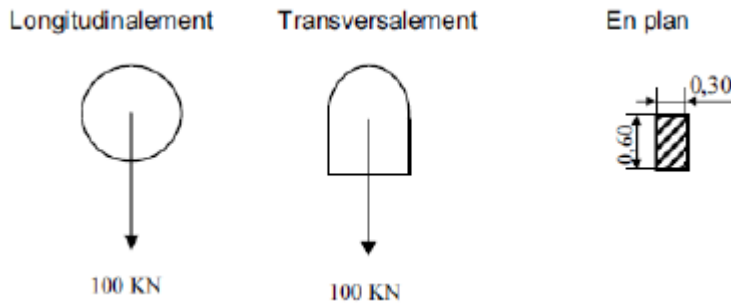


Figure 4-1-2-3 : répartition du système Br

Toutes les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique, dont la valeur dépend de la longueur L (en m) de l'élément étudié, de sa charge permanente G et de la charge maximale S du système B, qui lui est appliquée. Ce coefficient est donné par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Remarque : la valeur de S à introduire dans la formule est celle après multiplication par le coefficient  $b_c$  ou  $b_r$  correspondant au nombre maximal de camions pris en compte pour le calcul du coefficient  $\delta$ .

### IV-4-2)-surcharges militaires

#### IV-4-2-1)-surcharge militaire $M_{c120}$

Ce véhicule dont la masse totale est de 110 tonnes est composé de deux (2) chenilles de 6,1 m de longueur et de 1,0 m de largeur avec un entraxe de 3,3m. Les véhicules des systèmes  $M_c$  peuvent circuler en convoi. Dans le sens Transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux

## Chapitre 4 : charges et surcharges

(2) véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. La distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée doit être au moins égale à 30,50 m. La répartition du système de charge  $M_{c120}$  est schématisée dans la figure suivante :

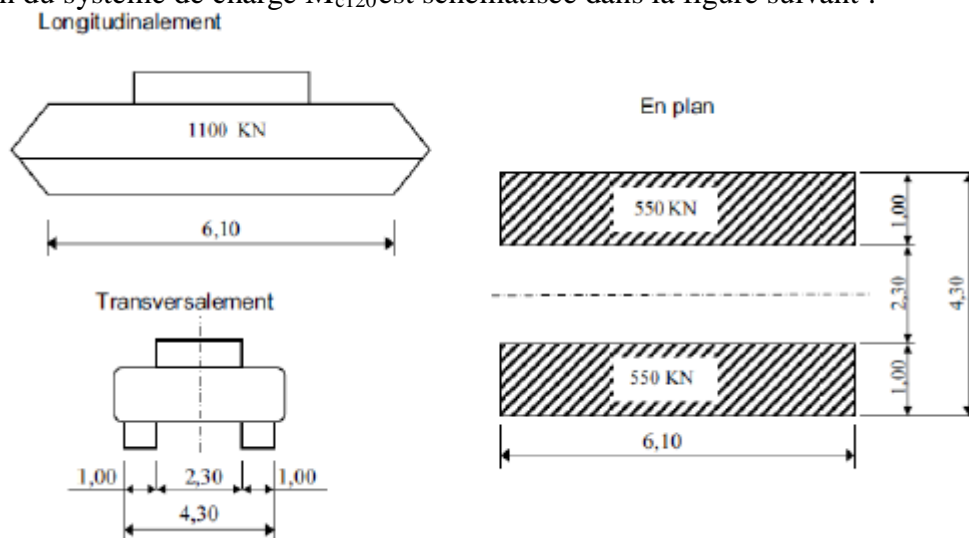


Figure 4-2-1: répartition du système de charge  $M_{c120}$

### VI-4-2-2)-charges exceptionnel

Chargement exceptionnel type  $D_{240}$

-Le convoi exceptionnel type D a une charge totale de 240 tonnes distribuée uniformément sur une longueur de 18,6 mètres et une largeur de 3,2 mètres.

-La répartition du système de charge  $D_{240}$  est schématisée dans la figure suivante :

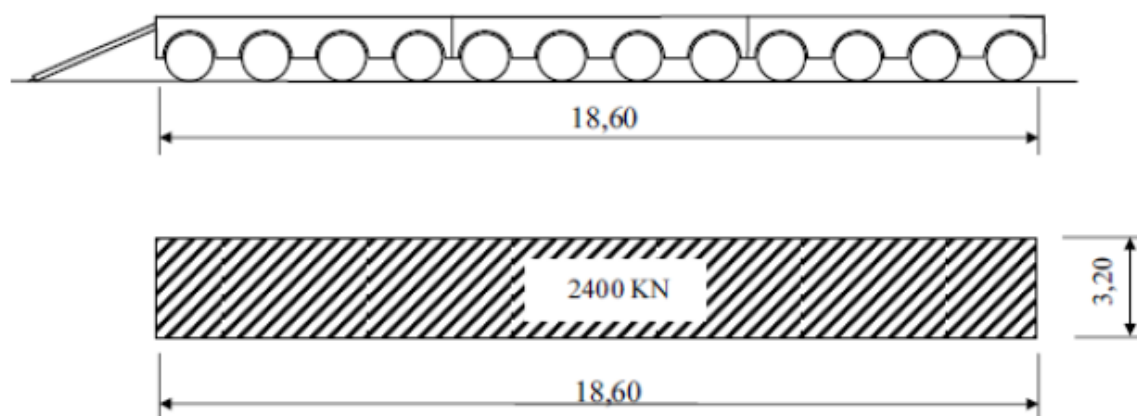


Figure 4-2-2: répartition de la charge exceptionnel  $D_{240}$

### VI-4-3)-Effort de freinage et force centrifuge

#### VI-4-3-1)-effort de freinage

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière expression dans laquelle S désigne en mètres carrés la surface chargée.

$$F = A / (20 + 0.0035S)$$

#### VI-4-3-2)-Variation linéaire

En se référant à l'article 2.6 et aux annexes des Fascicules 62 - Titre I (Section II), et 61 - Titre II, le calcul des effets thermiques vaut :

##### Variation linéaire

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

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

La variation linéaire de température est utile également pour justifier les organes d'appuis (dilatation du tablier) et les appuis de l'ouvrage (piles et culées).

##### Gradient thermique

Les efforts dus au gradient thermique sont évalués sur la base d'un gradient de température entre les fibres extrêmes du tablier (selon article 3.1.2.2 DTR: règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes).

# V)-Caractéristiques géométriques et pré-dimensionnement

## V-1)-caractéristique du tablier

### V-1-1)-Introduction

Les ponts à poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées comprises entre 25 et 50m en précontraint par post-tension.

Pour notre pont nous allons envisager des poutres multiples préfabriquées, de section en T, précontraintes par post-tension, de portée 34,90m.

### V-1-2) pré-dimensionnement des éléments de tablier

#### V-1-2-1) Caractéristique géométrique du tablier

##### V-1-2-1-1)-largeur du tablier

Le tablier compose de 3 voies, avec :

0,75m (barrière corniche) + 12m(chaussée) + 1m(bande séparatif)

Sur une largeur du tablier de  $W = 13,25\text{m}$

##### V-1-2-1-2)-longueur des travées

Pour ce franchissement, on propose un tablier à poutre en T préfabriquées en béton précontraint par post-tension. La longueur de la poutre préfabriquée est  $L_{pre} = 35,90\text{ m}$  et  $L_C = 34,90\text{ m}$  (portées).

##### V-1-2-1-3)-les poutres

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième ou d'une autre façon, la poutre est une pièce de forme allongée en béton précontraint servant de support un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitations (cour d'ouvrage d'art).

#### V-1-2-1-4) Procédure de construction

### 1-La préfabrication des poutres

L'amortissement des matériels impose le remploi des coffrages et des cadences de fabrication élevées. Indiquons, à titre d'ordre de grandeur, que lorsqu'on dispose d'un seul banc de préfabrication, on peut réaliser environ six poutres par mois. Dans des chantiers importants comme notre projet, on peut réaliser jusqu'à une poutre par jour en ayant recours d'une part au accélérateur de prise du béton et d'autre part en utilisant plusieurs bancs de préfabrication.

### 2-Coffrages

Les coffrages doivent être aptes à assurer leurs fonctions essentielles permettant de réaliser les formes géométriques prévus dans les plans d'exécutions, d'obtenir la qualité d'aspect spécifiée pour les parements et d'assurer une mise en œuvre soignée des armatures et du béton.

### 3-Coffrage des poutres

## Chapitre 5 : caractéristiques géométriques et pré dimensionnement

Le choix du type de coffrage est le plus souvent dicté par le nombre des poutres à réaliser, pour des raisons économiques évidentes.

Lorsque le nombre des poutres à réaliser est peu important (une dizaine de poutres), il est courant d'utiliser un coffrage bois. Dans le cas contraire, il est préférable d'utiliser un coffrage métallique.

Le coffrage des poutres faisant l'objet d'un grand nombre de remplois, il importe de s'assurer qu'il conserve les mêmes qualités au fur et à mesure des utilisations successives. En particulier, il convient de veiller au maintien dans le temps de la résistance et de la rigidité du coffrage notamment sous la poussée du béton frais, d'une bonne étanchéité entre panneaux et de l'état de propreté de ces panneaux.

### 4-Fond de moule

La conception du fond de moule dépend du mode de vibration et donc indirectement du type de coffrage.

Le fond de moule non vibré extérieurement est généralement en bois et repose sur une longrine en béton constituant un appui continu.

Le fond de moule vibré extérieurement est toujours métallique. Il repose sur des appuis ponctuels par l'intermédiaire d'amortisseurs destinés à limiter la transmission à distance de vibration.

Sa définition géométrique résulte bien entendu du profil en long adopté pour l'ouvrage. Il faut également prendre en compte les flèches instantanées et différées que subira au cours du temps de manière à donner au fond de moule la flèche nécessaire.

En outre, lorsque l'ouvrage présente une pente longitudinale, le coffrage d'extrémité doit permettre les adaptations nécessaires pour rattraper cette pente au niveau de la sous face du talon afin que l'appui soit horizontal dans la position définitive de la poutre.

### 5-Coffrage d'about

Un coffrage spécial est mis en place aux abouts pour permettre le positionnement précis des ancrages. Il est fréquent et même conseillé d'avoir recours à des plaques d'abouts préfabriquées qui soit mises en place en même temps que le ferrailage.

Le recours à la préfabrication des plaques d'about offre des avantages notables. Il est en effet commode de les couler à plat, ce qui facilite d'une part la mise en œuvre du béton dans une zone particulièrement dense en ferrailage passif et garantir d'autre part le positionnement précis des ancrages, réduisant ainsi les risques d'erreur.



Figure 1-2-1-4 : coffrage des poutres

### 6-Ferraillage

La réalisation du ferraillage doit naturellement être soignée, ce qui n'est pas spécifique à ce type d'ouvrage. Il convient en particulier de prendre toutes les précautions pour garantir le positionnement prévu des armatures (câble, ligature), surtout du point de vue de l'enrobage.

Le ferraillage peut être assemblé contre une joue de coffrage, directement sur les fond de moule. Cependant, pour accélérer les cadences de fabrication, il est courante réaliser ces cages de ferraillage sur des gabarits de montage de manière à ne pas mobiliser les coffrages, ni les fonds de moules pendant cette opération. On réalise ainsi une aire de fabrication ou d'assemblage des cages d'armatures indépendante de celle de bétonnage. Dans un tel cas, les cages armatures sont déplacées en prenant toutes les précautions pour éviter une déformation irréversible au cours des manutentions.



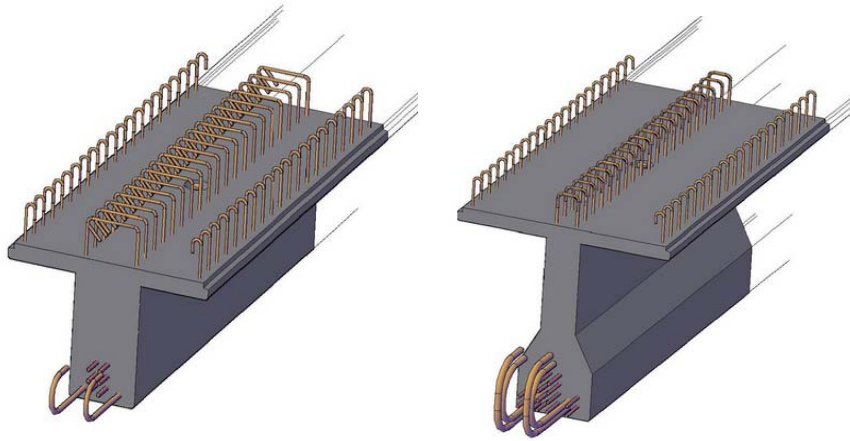


Figure 1-2-1-4 : ferrailage poutre (about + médiane )

### V-1-2-1-4)-Nombre des poutres

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre largeur de tablier et l'espacement entre axe des poutres. Avec  $E_p=2,925m$

$$N=(W/E_p)+1$$

W : la largeur du tablier égal 13,75m

En adopte un nombre des poutres  $N=5$ . 5 poutres en Te

### V-1-2-1-5)-La hauteur des poutres

La hauteur des poutres est un paramètre très important car si la hauteur des poutres préfabriquées est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent; dans le cas contraire où la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontraint, et même des sections de béton, et pour un but de limiter la flèche.

C'est pourquoi on ne considère généralement que l'élanement optimal :

$$L_c/20 < H_p < L_c/16$$

Avec  $H_p$  : hauteur des poutres

$$\text{Donc : } 34,9/20 < H_p < 34,9/16 \leftrightarrow 1,74m < H_p < 2,18m$$

Alors en adopte  $H_p=1,80m$ .

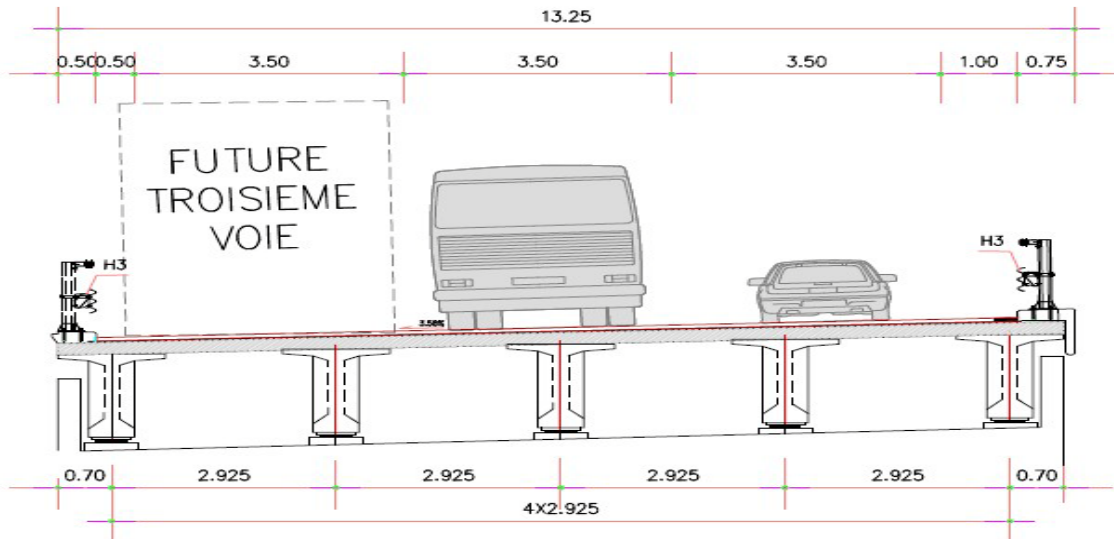


Figure 1-2 : pré-dimensionnement des éléments de tablier

### V-1-2-1-6) Epaisseur de l'âme

Section en about :

L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre bien l'emplacement des ancrages des câbles de précontraints.

L'épaisseur  $E_p(Sa) > (H_p/40) + 0,09 \leftrightarrow E_p(Sa) > 13,5\text{cm}$

Alors on adopte  $E_p(Sa) = 60\text{cm} > 13,5$  vérifié

Section médiane

L'épaisseur peut être calculé par :

$E_p(Sm) > \Phi_{\text{gaine}} + 9 = 16,20\text{cm}$

On adopte

alors:  $E_p(Sm) = 20\text{cm} > 16,20$  vérifié

### V-1-2-1-7) l'entretoise :

Pour un fonctionnement Mécanique { Une bonne répartition des charges entre les poutres } et d'autre de Service { Changement des appareils d'appuis }.

Alors pour une bonne mise en œuvre du béton puisqu'il est coulé sur place, on adopte une largeur de « **0.30m** » et qui est d'après le dossier pilote).

Suffisante pour la résistance de cet élément.

### V-1-2-1-8) L'hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres (cour ouvrage d'art).

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dallâtes en mortier fibres ou en béton armé.

L'hourdis assure la continuité de la surface du tablier, il relie les poutres et les entretoises.

L'épaisseur de l'hourdis dépend de :

- L'espacement entre axe des poutres.
- Existence d'entretoise intermédiaire.

## Chapitre 5 : caractéristiques géométriques et pré dimensionnement

-La nature du tablier.

On adopte l'épaisseur de l'hourdis 24cm

### V-1-2-1-9) Longueur dalle

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal a la longueur des poutres

Donc :  $L_d=L_c=34,9m$

### V-1-2-1-10) Largeur dalle

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal a la largeur du tablier

Donc :  $L_d=W=13,75m$

### V 1-2-1-11) : épaisseurs de la dalle

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,25m Alors d'après le document S.E.T.R.A,

Mais pour un but d'augmenter légèrement la résistance au poinçonnement de la dalle en adopte une épaisseur de « **e d = 0.24m** ».

## V 1-3)-équipements du tablier

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure.

En fin par leurs caractéristiques géométriques, ils influent sur la conception même de la structure.

Un certain nombre d'équipements {étanchéité, appareils d'appui, joints de chaussée} conditionnent le bon fonctionnement et la durabilité de la structure.

### V-1-3-1) -les appareils d'appuis

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).

Les appareils d'appui se répartissent en trois grandes familles :

- Les appareils d'appui en acier, spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques.
- Les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts).
- Les appareils d'appui spéciaux ou à pot. Par le passé, il était fréquent de recourir à des appareils d'appui formés par une section rétrécie de béton traversée par des armatures passives (goujons) ils portaient le nom d'appui « Freyssinet » : la section rétrécie de béton se plastifiait sous l'effet des rotations du tablier.

### V-1-3-2) -les revêtements des tabliers routiers

Les revêtements des tabliers comprennent essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement.

### V-1-3-3) Joints de chaussée

Des joints de chaussée à bandes ou équivalents sont disposés sur chaque ouvrage.

### V-1-3-4) Dispositifs de retenue

Les dispositifs de retenue (glissières métalliques) sont en acier galvanisé, composés de glissières de sécurité de niveau H3.

### V-1-3-5) Fourreaux réseau multitubulaire

Les fourreaux pour câbles sont en PEHD Ø90.

### V-1-3-6) Enduits bitumineux :

L'enduit bitumineux pour les surfaces en béton en contact avec les sols est de *Flint kot*.

### V-1-3-7) Système d'étanchéité

L'étanchéité est de type mince et composée d'une feuille préfabriquée bitumineuse.

### V-1-3-8) Béton bitumineux de la chaussée sur ouvrage :

Le béton bitumineux aura une épaisseur de 8 cm et sera associé à une couche

D'étanchéité mince de 5 mm.

Cette couche étanche est disposée entre le tablier en béton armé coulé sur place et le béton bitumineux (BB).

## V-2) Caractéristiques de l'infrastructure

### V-2-1) Introduction

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature « aquatique ou terrestre » et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet « hauteur de la brèche.. ».

### V-2-2) Les piles

#### V-2-2-1) Généralité

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encastré.

Elles sont caractérisées par le fait qu'elles soient à l'air libre sur la grande partie de leur hauteur. On peut classer à deux familles:

- Les piles constituées des éléments larges (voiles).
- Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonnes).

### V-2-2-2) Critères de choix des piles

Le choix du type des piles fait appel à quatre critères:

- Critères géométriques.
- Critères mécaniques.
- Critères économiques.
- Critères esthétiques.
- Géométrie : L'ouvrage franchit une route nationale dans un site terrestre.
- Mécanique : Ce type est favorable mécaniquement « résistance de la structure elle-même et la bonne résistance aux chocs des véhicules par à port aux futs ».
- Economique : Cette solution permet de gagner du poids d'armature puis que la section du béton est importante et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par le voile puis la semelle, de plus la hauteur de l'ouvrage est peu haute.
- Esthétique : En adopte une forme de demi-cercle pour les bacs.
  - Donc en adopte pour les raisons suivantes un type de pile qui est pile voile.
  - Les piles sont composées d'un voile et un chevêtre de liaison. La pile est fondée sur 08 pieux de diamètre 1,20m couronnés par une semelle d'une épaisseur de 2.00m.

### V-2-3) Les culées

#### V-2-3-1) Généralité

Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pour ça, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

#### V-2-3-2) Fonction des culées

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

##### ➤ Les fonctions mécaniques

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation il faut comprendre une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

##### ➤ Les fonctions techniques

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

- l'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'en peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

### V-2-3-3) Choix du type de culée

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage ou on distingue plusieurs familles de culées :

- Les culées enterrées.
- Les culées remblayées → Souhaitable pour une hauteur qui ne dépasse pas les 10m.
- Les culées creuses.
- Les culées en terre armée.
- Les culées contrepoids.
- Alors le type des culées adopter pour notre ouvrage est les culées remblayées.
- Les deux culées à envisager sont des culées remblayées, constituées par : Mur garde grève, murs de front, deux murs en retour, une dalle de transition, et un Corbeau arrière. Fondé sur des fondations profondes (des pieux de diamètre 1,20m) Coucouné par une semelle de 1,60m d'épaisseur.
- Les hauteurs respectives des appuis entre la face supérieure de la semelle et la face inférieure du chevêtre sont les suivantes :

	C1	P2	P3	C4
Hauteur moy. (m)	03,40	02,60	03,10	02,40

Tableau 2-3-3 : Hauteur moyenne des appuis

### V-3) CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DES SECTIONS :

Pour simplifier les calculs, on décomposera ma poutre en éléments (sections simples).

➤ Notation :

$Z_i$  : position du centre de gravité de la section(i) par rapport a l'axe situé a la base de la poutre.

$I_i'$  : moment d'inertie par rapport a l'axe de base de la poutre :

$I_i'$  (nette) =  $I_i'$  (brute) - 10%  $I_i'$  (brute)

$I_0$  : moment d'inertie par rapport au centre de gravité

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

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

Avec :

b suivant x

## Chapitre 5 : caractéristiques géométriques et pre dimensionnement

h suivant y

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

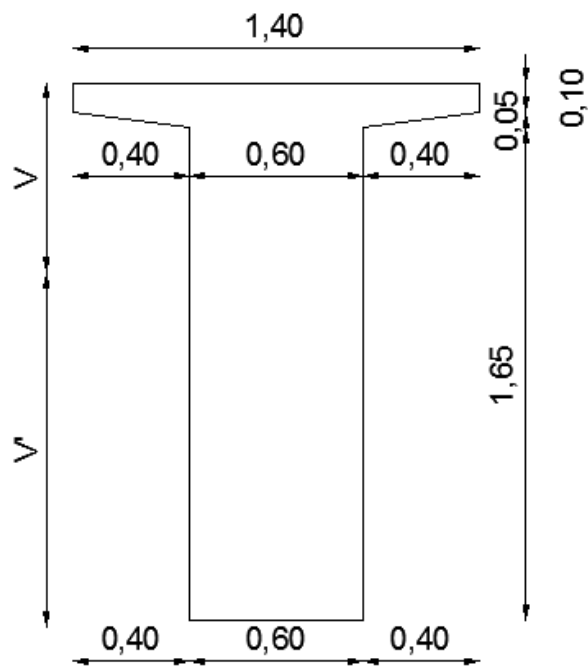
B : la section(i)de la poutre tel que :  $B_{nette} = B_{brute} - 5\% B_{brute}$

$\mu$  : moment statique tel que :  $\mu_{nette} = \mu_{brute} - 5\% \mu_{brute}$

$V'$  : distance du centre de gravité a la fibre inférieure

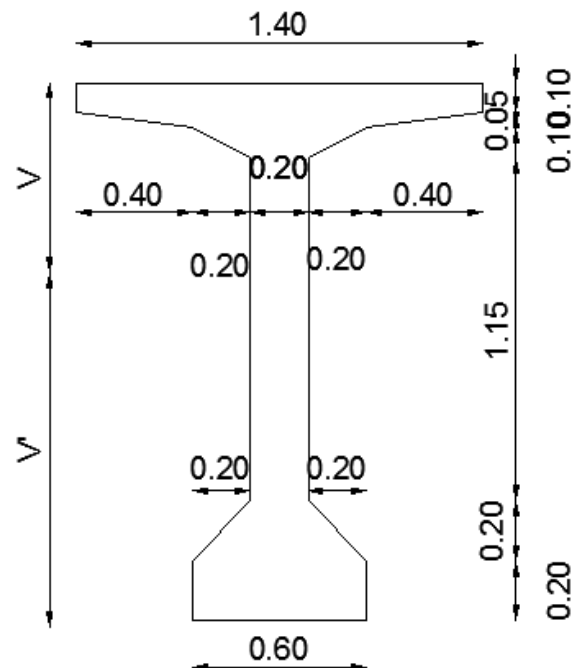
$V$  : distance du centre de gravité a la fibre supérieure

$\rho$  : coefficient de rendement géométrique avec :  $\rho = (I_G/B)/(VV')$



Section d'about

Figure3-1: poutre(section brute)seul

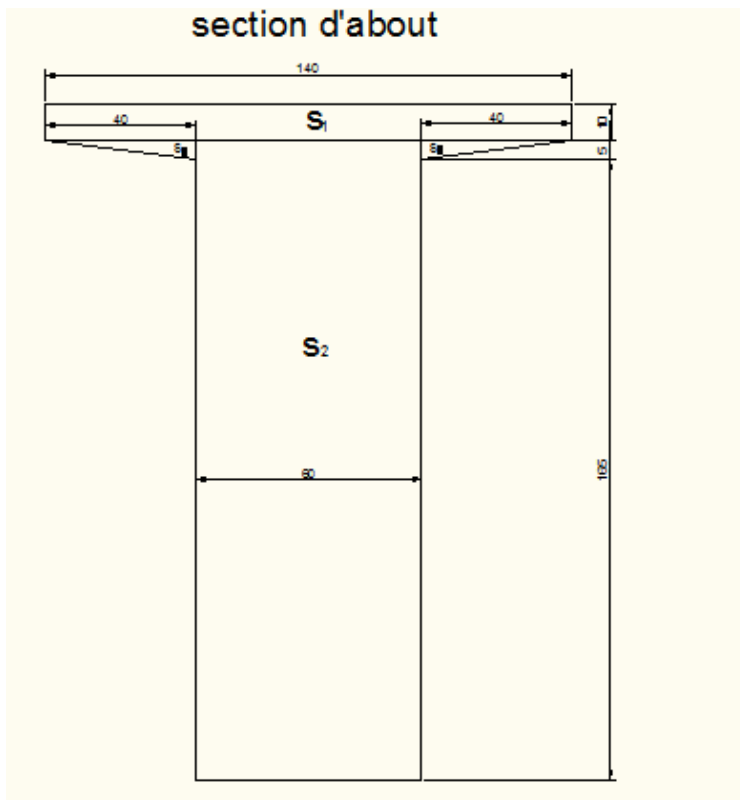


Section mediane

figure 3-2 : poutre seul (section brute)

## Chapitre 5 : caractéristiques géométriques et pre dimensionnement

- les caractéristiques de la section d'about sont dans le tableau suivant :



désignation	Dimension b x h	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	$\mu = B \times Z$	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_i' = I_0 + B \times Z^2$
S <sub>1</sub>	104x10	1400	175	245000	972,22	42875972.22
S <sub>2</sub>	60x170	10200	85	867000	24565000	98260000
S <sub>3,4</sub>	(40x5 )/2)x2	200	168.3	33660	277.77	5665255.77
Poutre prefabriqué sans hourdis		11800		1145660	24566250	146801228
B brute		11800				
B nette		11210				
$\mu$ brute				1145660		
$\mu$ nette				1088377		
I <sub>i</sub> ' brute						146801228
I <sub>i</sub> ' nette						132121105,5
S <sub>5</sub> section	24x292,5	7020	192	1347840	336960	259122240



## Chapitre 5 : caractéristiques géométriques et pre dimensionnement

hourdis						
Section complète avec hourdis		18820		2493500	339660	405923468
B brute		18820				
B nette		17879				
$\mu$ brute				2493500		
Nette				2368825		
$I_i'$ brute						405923468
$I_i'$ nette						365331121,2

Section B	$\text{cm}^2$	11210	17879
$C.D.G = \mu/B = V'$	Cm	97.08	132,4
$V=h- V'$	Cm	83	71,6
$I_G = I_i' - B V'^2$	$\text{cm}^4$	26472164,26	51916542,16
$I_G / V'$	$\text{cm}^3$	2726840	392118,89
$I_G / V'^2$	$\text{cm}^3$	2808,86	2961,62
$\rho = (I_G/B)/(VV')$		0,29	0,30

Tableau 3-1 : les caractéristiques géométriques de la section d'about

➤ les caractéristiques géométriques de la section médiane.

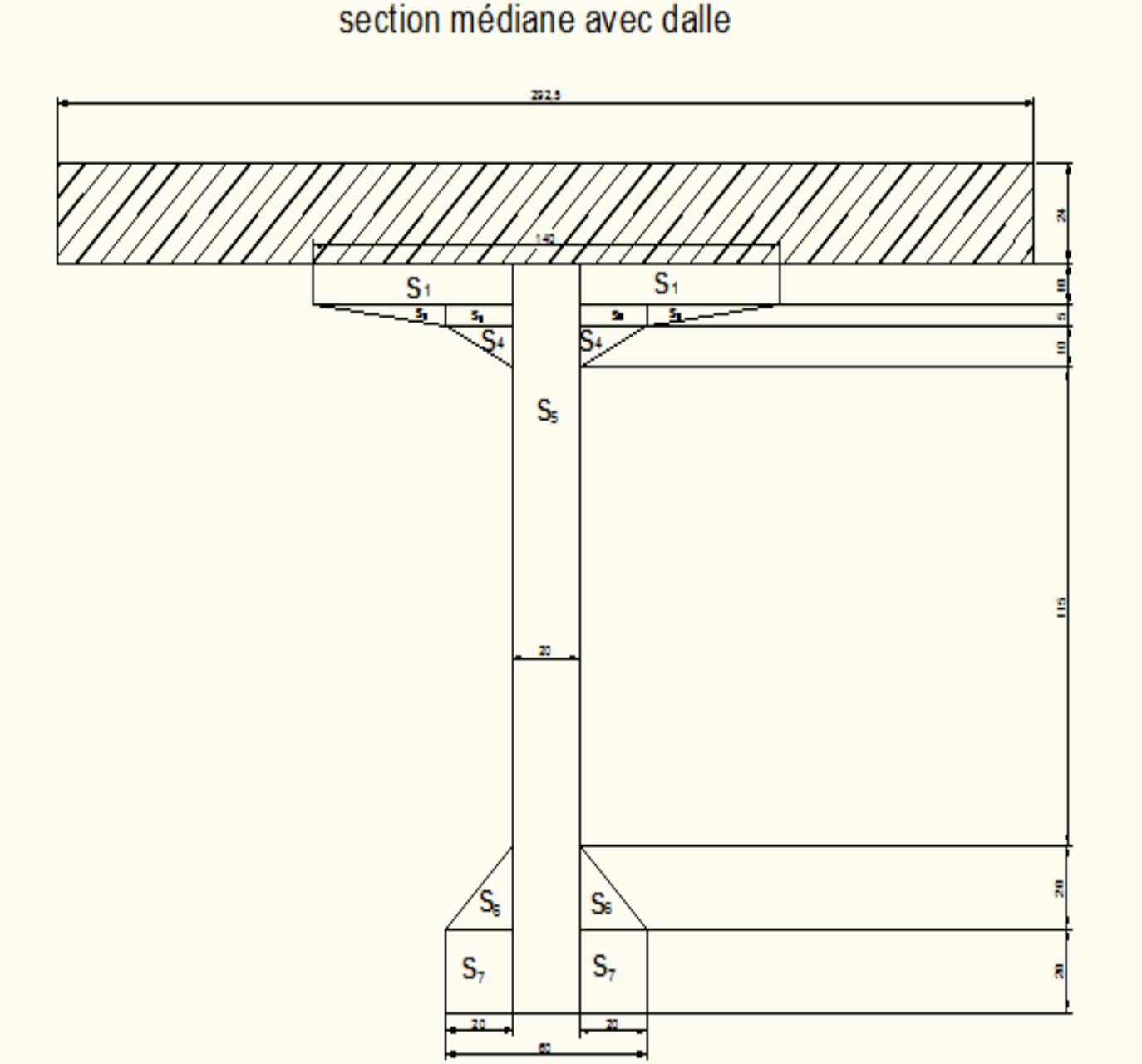


Figure 3-2 : section médiane avec dalle

Désignati	Dimensio	B(cm)	Z(cm)	$\mu=B \times Z$	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_i'=I_0+B \times Z^2$
-----------	----------	-------	-------	------------------	--------------------	-------------------------

## Chapitre 5 : caractéristiques géométriques et pre dimensionnement

on	n b×h	<sup>2)</sup>				
S <sub>1</sub>	60x10x2	1200	175	210000	10000	36760000
S <sub>2</sub>	20x5x2	200	167,5	33500	416,66	5611666,66
S <sub>3</sub>	40x5/2)x 2	200	168, 33	33666	277,77	5667275, 55
S <sub>4</sub>	20x10/2) x2	200	161, 66	32332	1111,1 1	5227902, 23
S <sub>5</sub>	180x20	3600	90	324000	972000 0	38880000
S <sub>6</sub>	20x20)/2 x2	400	26,6 6	10664	8888,8 9	293191,1 2
S <sub>7</sub>	20x20x2	800	10	8000	26666, 66	106666,6 6
Poutre préfabriq ué sans hourdis		6600		652162	976736 1	92546702 ,22
B brute		6600				
B nette		6270				
μ brute				652162		
μ nette				619553, 9		
I <sub>i</sub> ' brute						92546702 ,22
I <sub>i</sub> ' nette						83292032
S <sub>8</sub> section hourdis	292,5x2 4	7020	192	134784 0	336960	25912224 0
section complète avec hourdis		1362 0		200000 2	101043 21	35166894 2,2
B brute		1362 0				
B nette		1293 9				

## Chapitre 5 : caractéristiques géométriques et pre dimensionnement

$\mu$ brute				200000 2		
$\mu$ nette				190000 1,9		
$I_i'$ brute						35166894 2,2
$I_i'$ nette						31650204 8

Section B	$\text{cm}^2$	6270	12939
$C.D.G = \mu/B = V'$	Cm	98,81	146,84
$V=h- V'$	Cm	81,19	57,16
$I_G = I_i' - B V'^2$	$\text{cm}^4$	22075413,05	37511516,32
$I_G / V'$	$\text{cm}^3$	223412,74	255458,43
$I_G / V'^2$	$\text{cm}^3$	2261,03	1739,70
$\rho = (I_G/B)/(VV')$		0,43	0,34

Tableau 3-2 : les caractéristiques géométriques de la section de la médiane

V-4)-les charges permanentes :

Ces charges sont appelé CP

V-4-1)-poids propre de la poutre :

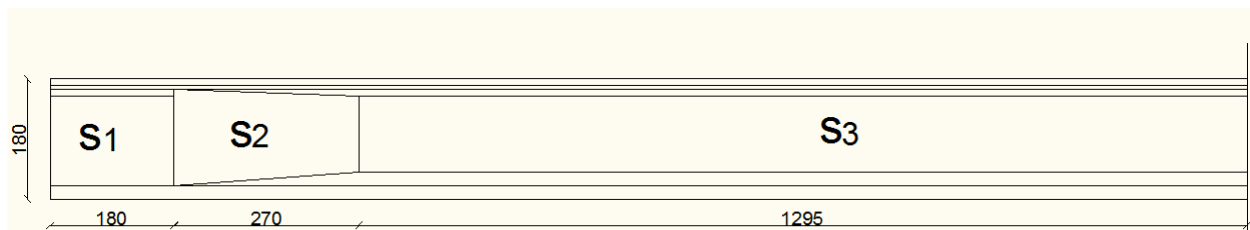


Figure 4-1 : vue en plan de la poutre.

$$P_p=(P_1+P_2+P_3)*2$$

$$P_1=S_1*L_1*\gamma_b=1,1800*1,8*25=53,1\text{KN}$$

$$P_3=S_3*L_3*\gamma_b=0,6600*12,95*25=213,67\text{KN}$$

$$P_2=S_2*L_2*\gamma_b=(1,1800+0,6600)/2*2,70*25=62,1\text{KN}$$

$$P_p=(53,1+213,67+62,1)*2=657,74\text{KN}$$

$$P_p=657,74*5(\text{nbre poutre})=\mathbf{3288,7\text{KN}}$$

V-4-2) poids propre de la dalle : leur poids propre est donné selon la formule suivant :

$$G_d=e_d*I_d*\gamma_d \text{ avec :}$$

$e_d$  : épaisseur de la dalle=0,24m

$I_d$  : largeur de la dalle=13,25m

$\gamma_d$  : le poids volumique de béton armé= 25KN/m<sup>3</sup>

$L_d$  : longueur de la dalle=34,9m

Alors en a  $G_d= \mathbf{2774,55\text{KN}}$

V-4-3)-les éléments non porteurs (compléments des charges permanentes)  
ces charges sont appelées CCP :

Revêtement :

1-Une couche de béton bitumineux d'épaisseur  $e_{b2}=0,08\text{m}$

Son poids volumique  $\gamma_{b2}=24\text{KN/m}^3$

Donné par la formule :  $g_{b2}=e_{b2}*I_{b2}*\gamma_{b2}$

$I_{b2}$  : largeur de la chaussée=12m

Alors :  $g_{b2}=\mathbf{804,096\text{KN}}$

2-une couche d'étanchéité de 0,05md'épaisseur

## Chapitre 5 : caractéristiques géométriques et pré dimensionnement

$\gamma_{b3}$  : poids volumique de la membrane=22KN/m<sup>3</sup>  
alors :  **$g_{b3}=460,68\text{KN}$**

couche de roulement :  $e_r=0,075\text{m}$   
 $g_r=e_r \cdot \gamma_r$   
 $\gamma_r$ =poids volumique asphalte=23,5KN/m<sup>3</sup>

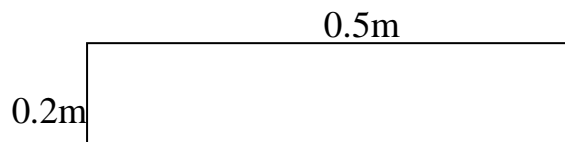
**Alors :  $g_r=738,135\text{KN}$**

Gard de corps :  
 $g_d=1 \cdot 34,9$   
 **$g_d=34,9\text{KN/m}$**

Glissière de sécurité :  
 **$g_s=0,6 \cdot 34,9=20,94\text{KN/m}$**

la corniche :  
donné par la formule suivant :  
 $g_c=S \cdot \gamma_b$   
S : surface de la corniche  $S=0,233\text{m}^2$   
 **$g=202,42\text{KN}$**

poids propre de trottoir :  
 $G_{\text{trottoir}}=S \cdot L \cdot \gamma_b$  avec :  
S : surface (0.5\*0.2)m  
L : longueur de tablier  
e : épaisseur de trottoir=0.2m  
Largeur de trottoir=0.5m



**$G_{\text{trottoir}}=87.25\text{KN}$**

poids total de tablier :

CP (poids propre de poutre+ poids propre de la dalle)

$CP=3288,71+2774,55=6063,26\text{KN}$

CCP(poids de revêtement+corniche+trottoir+2\*(glissière de sécurité + Gard corps))

$CCP=(804,96+460,68+738,135)+202,42+87.25+2 \cdot (34,9+20,94)$

**$CCP=2405.75\text{KN}$**

Alors :

**$G=CP+CCP$**

**$G=8469.01\text{KN}=846.901\text{t}$**

V-5) les surcharges :

Caractéristique du pont :

Largeur rouable :  $L_r=10,5\text{m}$

D'après le fascicule 61 titre II : Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale a la partie entier du quotient par 3 de leur Largeur chargeable

Donc :  $N=L_r/3=10,5/3=3$  alors en 3 voies.

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur rouable supérieur ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe (fasciculs61), Notre pont  $L_r=10,5\text{m}$  donc 1ère classe.

V-5-1) calcul surcharges routières (fascicule 61 titre II) :

V-5-1-1) le système A :Se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée suivant la loi :

$$A(L) = 2.30 + 360 / (L+12) \text{ [KN]}$$

avec  $L=34,9\text{m} \rightarrow A(L)=9,97\text{KN/m}^2$

Ensuite on multiplie cette valeur par un coefficient «  $a_1$  » obtenu a partir d'un (tableau IV-4-1:les valeurs du coefficient  $a_1$ ) qui dépend de la classe du pont et le nombre de voies chargées, alors pour un pont de classe I et de deux voies chargées en à « $a_1=0,9$ »

Il faut vérifier que  $A_1(L) = \text{Sup.} \{a_1 * A(L), (4-0.002L) = 3.93\}$  donc :

$$A_1(L) = 0,9 * 9,97 = 8,97\text{KN/m}^2$$

La charge  $A_1$  obtenue est multipliée par un coefficient  $a_2=V_0/V$

$V$  : largeur d'une voie

$V_0$  =pour classe 1  $V_0=3,5\text{m}$

Donc  $a_2=3,5/3,5=1$

$$A_2 = a_2 * A_1 = 1 * 8,97 = 8,97\text{KN/m}^2$$

**Pour une voie chargé  $A_2=8,97*3,5=31,41\text{KN/m}$**

**Pour deux voies chargées  $A_2=8,97*7=62.79\text{KN/m}$**

V-5-1-2) systèmes de charges B.

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

-le sous-système  $B_c$  : se compose de camions de poids individuel de 300KN

Un camion type du système  $B_c$  comporte trois essieux, tous a roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivant :

- Masse totale : 30 t
- Masse portée par chacun des essieux arrière : 12 t
- Masse portée par l'essieu avant : 6 t
- Longueur d'encombrement : 10,50 m
- Largeur d'encombrement : 2,50 m
- Distance des essieux arrière : 1,50 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,50 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m de côté
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20 m de côté

En fonction de la classe de pont et le nombre de files considérées les valeur des charges du système  $B_c$  prise en compte son multiplié par le coefficient  $b_c$  du Tableau IV-4-1-2-1 :les valeur de coefficient  $b_c$

Donc  $b_c=1,1$

Les charges du système  $B_c$  sont multipliées par le coefficient de majoration dynamique

$$B_c = 300 * 2 * 2 = 1200\text{KN}$$

Avec

## Chapitre 5 : caractéristiques géométriques et pré dimensionnement

Le nombre de camions vaut 2

Le nombre de voies chargées vaut 2

En multiplié  $B_c$  par  $b_c$ (coefficient de dégressivité )

Donc :

$$B_c = 1200 * 1,1 = 1320 \text{KN}$$

les charges du système  $B_c$  sont multipliée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2 * L) + 0,6 / (1 + 4 * G / S) \quad \text{avec :}$$

$$L = 34,9 \text{m}$$

$$G = 846,901 \text{t}$$

$$S = B_c * b_c = 1200 * 1,1 = 1320 \text{KN} = 132 \text{t}$$

Donc :

$$B_c = 132 * 1,072 = 141,50 \text{t}$$

Sous système  $B_t$  : Se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 160 KN.

$$B_t = 2 * 2 * 160 = 640 \text{KN}$$

Nombre des essieux égal a 2

Nombre des tandems vaut 2

Se sous système est multiplier par un coefficient de pondération qui dépend de la classe du pont «  $b_t = 1$  » pour les ponts de I classe

$$B_t = 640 \text{KN}$$

Avec le coefficient de majoration dynamique

$$B_t = 64 * 1,061 = 67,90 \text{t}$$

Sous système  $B_r$  : Est un système qui se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 100kN à travers une surface d'impact rectangulaire de 0.6\*0.3m.

$$B_r = 100 \text{KN}$$

Avec le coefficient de majoration dynamique

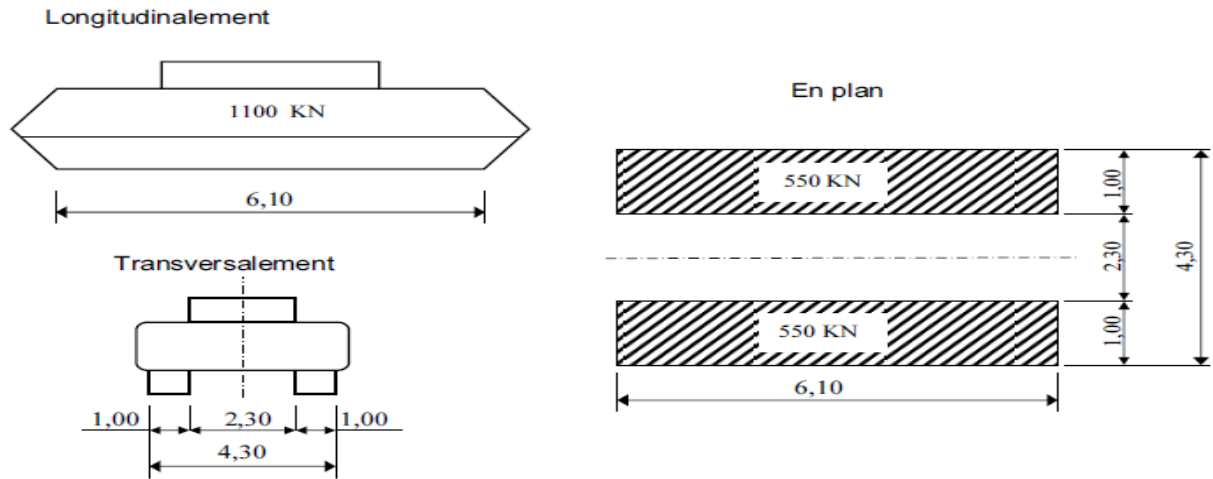
$$B_r = 10 * 1,051 = 10,52 \text{t}$$

**V-5-2) Système militaire  $M_c 120$ .**

Ce véhicule dont la masse totale est de 110 tonnes est composé de deux chenilles de 6,1 m de longueur et de 1,0 m de largeur avec un entraxe de 3,3m. Les véhicules des systèmes  $M_c$  peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. La distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50 m.



## Chapitre 5 : caractéristiques géométriques et pre dimensionnement



En calcul le coefficient dynamique :

En a :

$$L=34,9\text{m}$$

$$G=846,901\text{t}$$

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

$$\delta=1+0,4/(1+0,2*L)+0,6/1+4*G/S$$

$$\delta=1,068$$

la charge  $M_{e120}=110*1,069=117,57\text{t}$

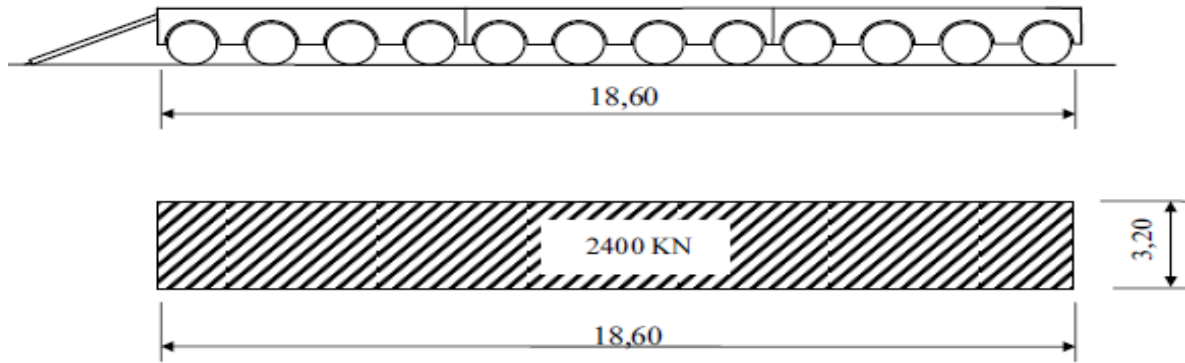
la charge est uniformément répartie sur 6,1m donc

$$117,57/6,1=19,27\text{t/m}$$

Sous Système  $D_{240}$  :

Le convoi exceptionnel type D a une charge totale de 240 tonnes distribuée uniformément sur une longueur de 18,60 mètres et une largeur de 3,2 mètres.

## Chapitre 5 : caractéristiques géométriques et pré dimensionnement



Cette charge est uniformément répartie sur 18,60m donc

$$D_{240} = 240 / 18,60 = 12,90 \text{ t/m}$$

Cette surcharge n'est pas à majorer par le coefficient dynamique (charge exceptionnel)

Effort de freinages :

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière expression dans laquelle S désigne en mètres carrés la surface chargée.

$$F = \frac{A}{20 + 0,0035S} \text{ avec ;}$$

$$S = \text{surface chargée donc : } S = 10,5 * 34,9 = 366,45 \text{ m}^2$$

$$A = A_1 * S = 0,997 * 366,45 = 365,35 \text{ t/m}^2$$

$$F = 17,166 \text{ t}$$

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques; les coefficients bc ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.

Donc : **F=30t**

## VI : répartition des efforts internes

### VI-1) Introduction

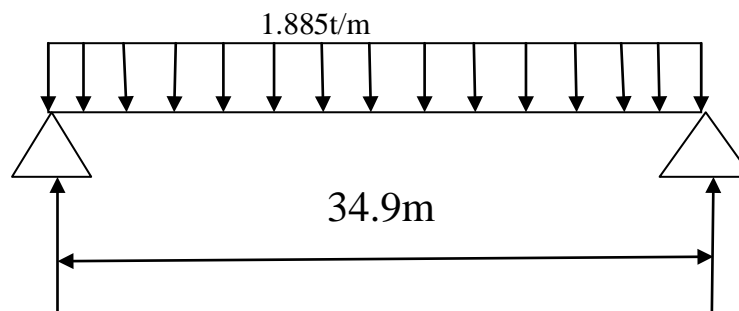
L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il restera à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

#### VI-1-1) longitudinalement

La section pourra être obtenue en appliquant le théorème de BARREE

1 : la poutre seule :

$$Q_p = 1,885 \text{ t/m}$$



$$R_a = R_b = 1,885 * 34.9 / 2 = 32,89 \text{ t}$$

$$M(x) = R_a x - q_p x^2 / 2$$

$$T(x) = R_a - q_p x$$

Section x	M(t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0.00	32.89	32.89
0.25L	215.22	24.16	0.00
0.50L	286.94	0.00	0.00

Tableau 1-1-1 : les sollicitations internes du a la poutre seul

2 : la dalle :

, $q_d = 1.75 \text{ t/m}$  (poids propre de la dalle qui reviens a la poutre)

$$R_a = 1.75 * 34.9 / 2 = 30.62 \text{ t}$$

Section	M(t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0.00	30.62	30.62
.025L	200.55	15.35	0.00
0.5L	503.9	0.00	0.00

Tableau 1-1-2 : les sollicitations internes du a la dalle seul

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

3-superstructure :

$$Q=6.89\text{t/m}$$

La charge qui revient a la poutre  $q=6.89/5=1.378\text{t/m}$

Sections x	M(t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0.00	24.04	24.04
0.25L	157.29	12.02	0.00
0.5L	209.7	0.00	0.00

Tableau 1-1-3 :les sollicitations du a la superstructure

4-tableau récapitulatif des M, T, R :

Section x	M(t.m)	T(t)	R(t)
0.0L	0	87.55	87.55
0.25L	573.06	51.53	0.00
0.5L	1003.54	0.00	0.00

Tableau1-1-4 : les sollicitations du a la poutre seul+dalle+superstructure

VI-1-1-2) calcul du moment fléchissant dus aux surcharges :

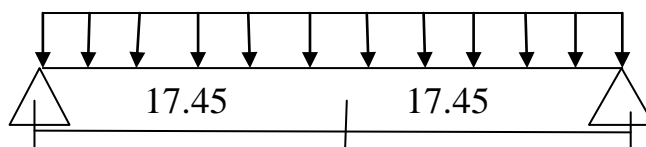
A- les lignes d'influences.

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente a la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale a l'unité se déplacer sur la poutre.

Pour avoir le moment, on multiplie les ordonnées des lignes d'influence par la force P dans le cas ou cette force est concentré. Si elle est répartie uniformément on la multiplie par l'aire de cette ligne d'influence.

B- surcharge A(L) :

Moment fléchissent a  $x=0.5L$



Une seul voie :

$$A(L)=31.41\text{KN/m}^2, L=34.9\text{m}$$

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

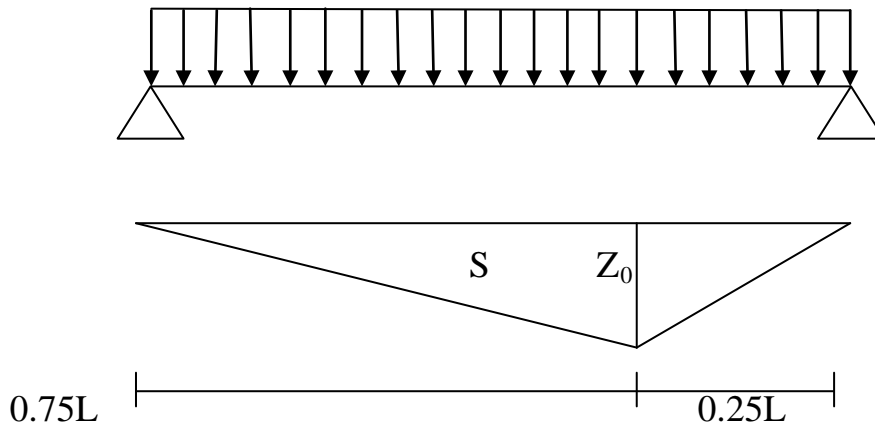
$$M_{\max} = A(L) \cdot L^2 / 8 = 4782.21 \text{ KN.m} = 478.221 \text{ t.m}$$

Deux voies:

$$A(L) = 62.82 \text{ KN/m}^2, L = 34.9 \text{ m}$$

$$M_{\max} = A(L) L^2 / 8 = 956.44 \text{ t.m}$$

Moment fléchissant de A(L) a  $x = 0.25L$



Une seul voie :

$$M_{\max} = 3/4 A(L) \cdot L^2 / 8$$

$$M_{\max} = 358.66 \text{ t.m}$$

Deux voies :

$$M_{\max} = 717.33 \text{ t.m}$$

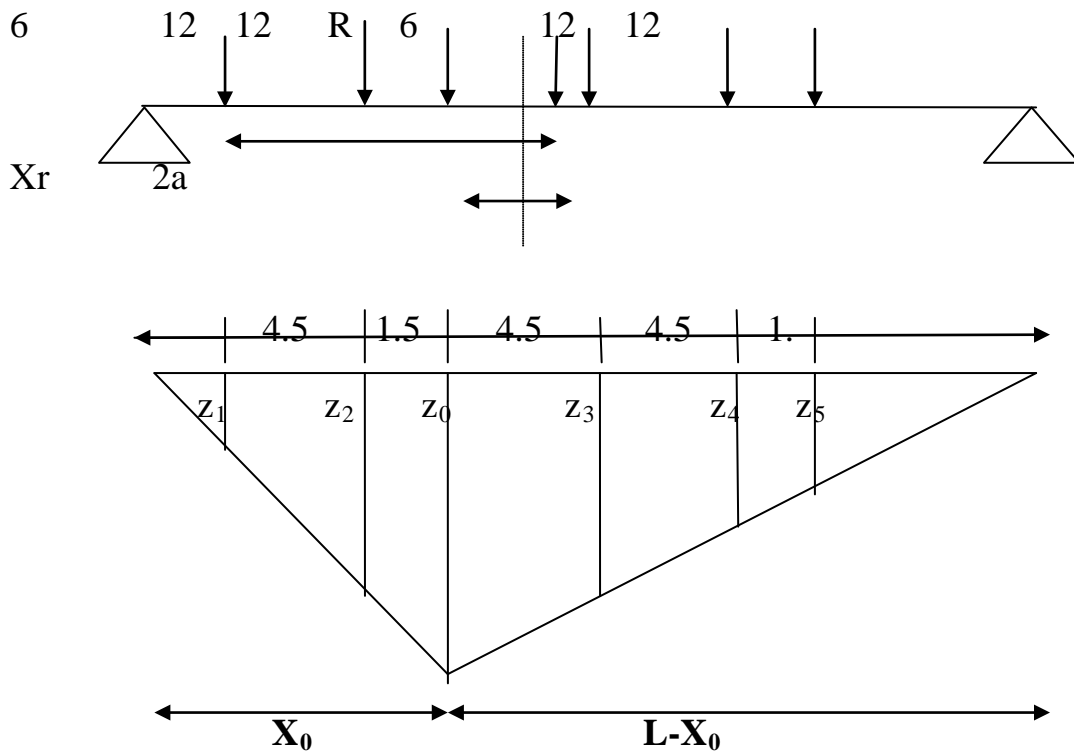
C- Surcharge B :

Théorème de barrée :

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

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

Moment fléchissant de  $B_c$  a  $x=0.5L$



$$R=60t$$

$$\sum M/A = 12*4.5 + 12*6 + 6*10.5 + 12*15 + 12*16.5 = X_r * R$$

$$\sum M/A = 567t.m$$

$$X_r = 9.45m$$

$$2a = X_r - 6 = 3.45m$$

$$X_0 = L/2 - a = 15.73m$$

$$X_0 = 15.73m$$

$$Z_0 = (X_0 * L - X_0^2) / L = 8.64m$$

$$Z_0 = 8.64m$$

Avec le théorème de Thales on détermine les autres ordonnées ( $Z_1, Z_2, Z_3, Z_4, Z_5$ )

$$Z_1 = X_0 - 6 / X_0 = Z_1 / Z_0$$

$$Z_1 = 5.34m$$

$$Z_2 = X_0 - 1.5 / X_0 = Z_2 / Z_0$$

$$Z_2 = 7.81m$$

$$Z_5 = 8.67 / 19.17 = Z_5 / Z_0$$

$$Z_5 = 3.91m$$

$$Z_4 = 10.17 / 19.17 = Z_4 / Z_0$$

$$Z_4 = 4.58m$$

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

$$Z_3 = 14.67 / 19.17 = Z_3 / 8.64$$

$$Z_3 = 6.61\text{m}$$

Alors

$$M = P_0 * Z_0 + P_1 * Z_1 + P_2 * Z_2 + P_3 * Z_3 + P_4 * Z_4 + P_5 * Z_5$$

$$P_1 = P_3 = P_{EAV}$$

$$P_0 = P_2 = P_4 = P_5 = P_{EAR}$$

$$\sum Z_{AV} = Z_1 + Z_3 = 11.95\text{m}$$

$$\sum Z_{AR} = 24.94\text{m}$$

Tableau les valeurs des moments du la surcharge  $B_c$  a  $x=0.5L$

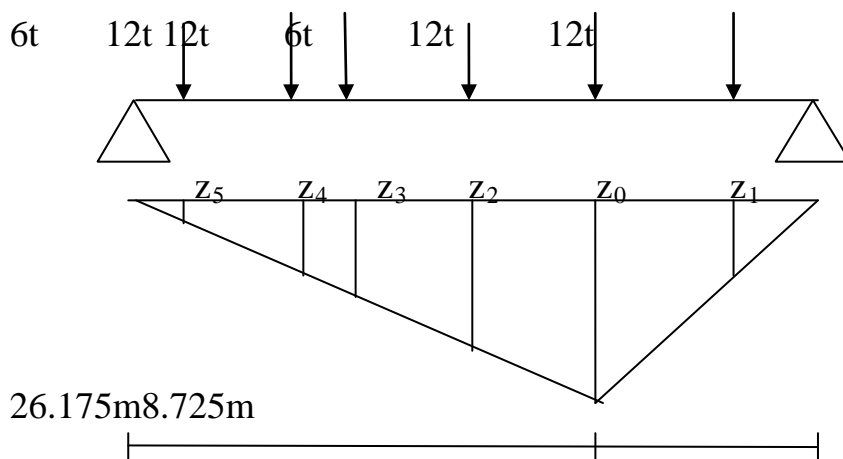
Nombre de voies chargées	ESSIEU	P(t)	M(t.m)
1	EAV	7.704	476.33
	EAR	15.408	
2	EAV	14.124	873.28
	EAR	28.248	

Tableau 1-1-5 les valeurs des moments du la surcharge  $B_c$  a  $x=0.5l$

AVEC :  $P = P_i * \delta * b_c$  avec  $b_c = 1.2$  une voie

= 1.1 deux voies

Surcharge  $B_c$  a  $x=0.25L$



D'après le théorème de THALES on a :

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

$$Z_0/8.725=26.175/34.9 \quad Z_0=6.54\text{m}$$

$$Z_0/8.725=Z_1/7.225 \quad Z_1=5.41\text{m}$$

$$Z_0/26.175=Z_2/(26.175-4.5) \quad Z_2=5.41\text{m}$$

$$Z_0/26.175=Z_3/(26.175-9) \quad Z_3=4.29\text{m}$$

$$Z_0/26.175=Z_4/(26.175-10.5) \quad Z_4=3.91\text{m}$$

$$Z_0/26.175=Z_5/(26.175-15) \quad Z_5=2.79\text{m}$$

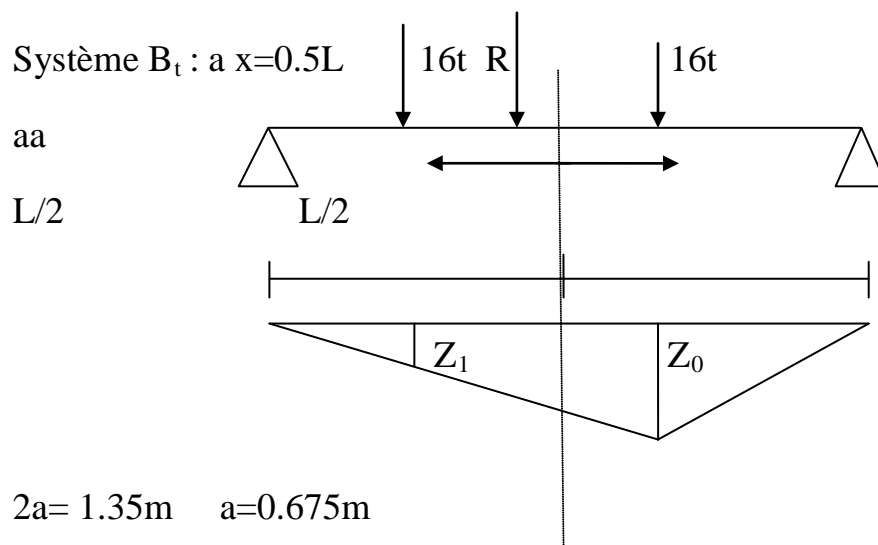
$$Z_{av}=8.2\text{m}$$

$$Z_{AR}=20.15\text{m}$$

Tableau les valeurs des moment du a la surcharge  $B_c$  a  $x=0.25L$

Nombre de voies chargées	Essieu	P(t)	M(t.m)
1	EAV	7.704	373.64
	EAR	15.408	
2	EAV	14.124	685.01
	EAR	28.248	

Tableau 1-1-6 : les valeurs des moments du a la surcharge  $B_c$  a  $x=0.25L$



$$2a= 1.35\text{m} \quad a=0.675\text{m}$$

$$X_0=L/2-a=16.775\text{m}$$

$$Z_0=(34.9-16.775)*16.775/34.9=8.712\text{m}$$



## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

$$Z_1 = 16.775 * 8712 / (34.9 - 16.775) = 8.06 \text{m}$$

$$M = P * \sum Z_i$$

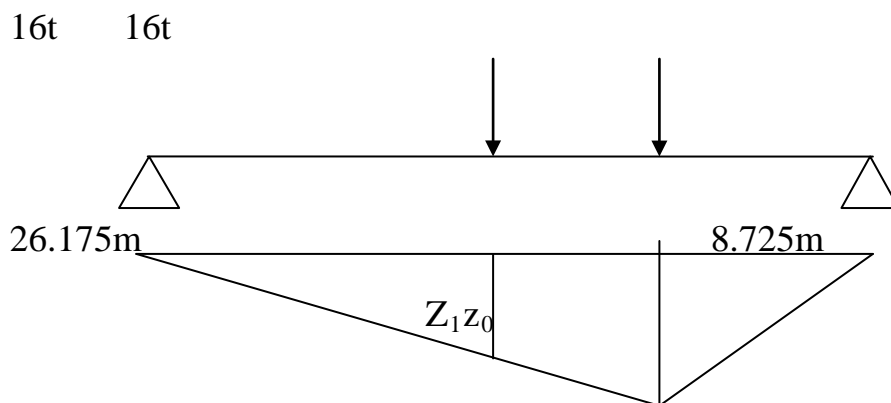
$$P = P_i * \delta * b_t \quad (P_i = 16 \text{t}, \delta = 1.07, b_t = 1)$$

Valeur du moment du a la surcharge  $B_t$  a  $0.5L$

Tandem	P(t)	M(t.m)
1	17.12	287.14
2	34.24	574.27

Tableau 1-1-7: les valeurs des moments du a la surcharge  $B_t$  a  $0.5L$

Surcharge  $B_t$  a  $x=0.25L$



$$Z_0 / 8.725 = 26.175 / 34.9$$

$$Z_0 = 6.54 \text{m}$$

$$Z_1 / (26.175 - 1.35) = Z_0 / 26.175$$

$$Z_1 = 6.20 \text{m}$$

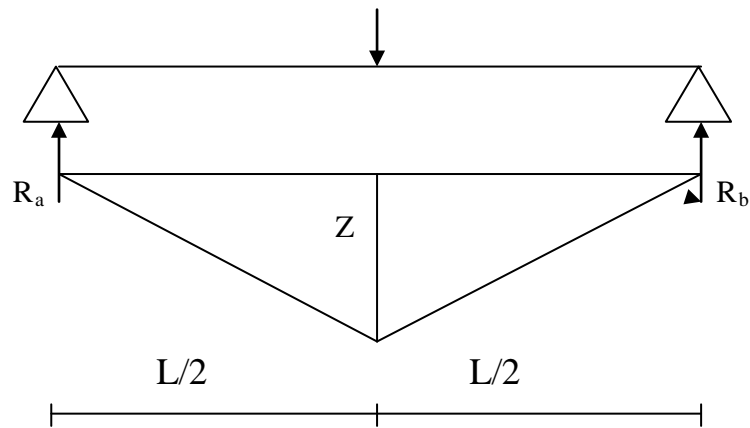
$$Z_1 + Z_2 = 12.74 \text{m}$$

Tandem	P(t)	M(t.m)
1	17.12	218.108
2	34.24	436.217

Système  $B_r$  a  $x=0.5L$

10.7t

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

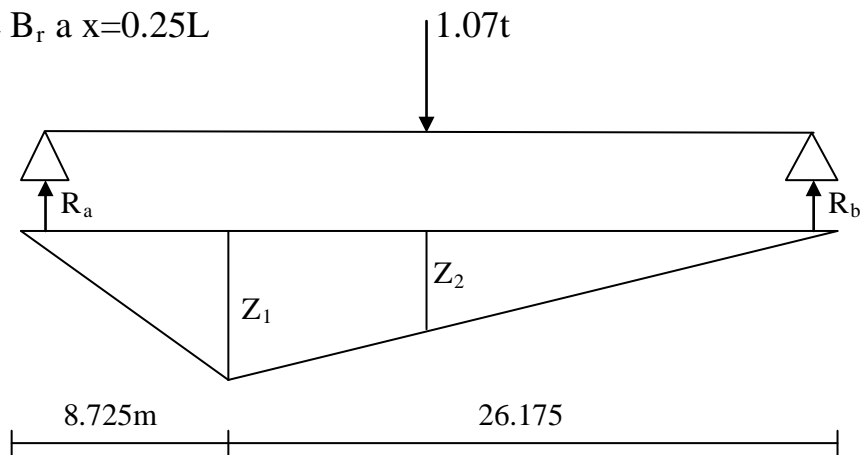


$$Z = (17.45)^2 / 34.9 = 8.725 \text{ m}$$

$$M_{\max} = P * Z = 10.7 * 8.725$$

$$M_{\max} = 93.357 \text{ t.m}$$

Système B<sub>r</sub> a x=0.25L



$$Z_1 = 0.25L * 0.75L / 34.9$$

$$Z_1 = 6.54 \text{ m}$$

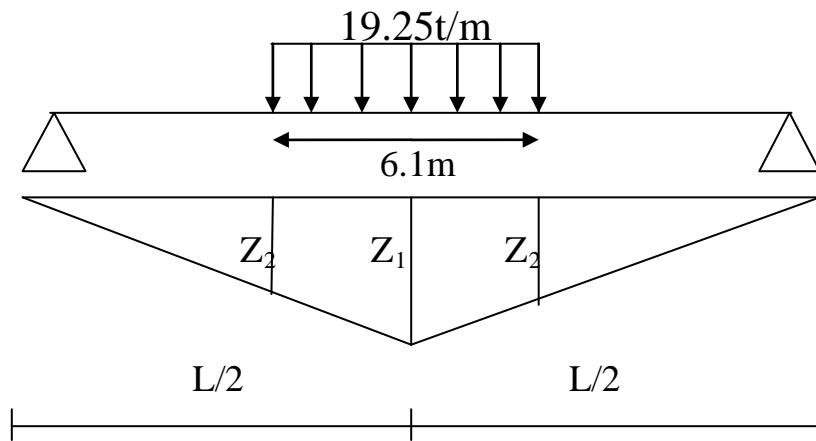
$$Z_2 / 0.5L = Z_1 / 0.75L$$

$$Z_2 = 4.36 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 10.7 * 4.36 = 46.65 \text{ t.m}$$

Moment fléchissant de système M<sub>c120</sub>

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes



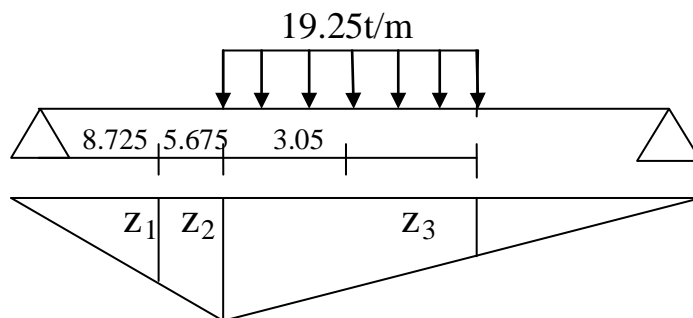
$$Z_1 = (L/2)^2 / L \quad Z_1 = 8.725 \text{ m}$$

$$Z_1 / 17.45 = Z_2 / (17.45 - 3.05) \quad Z_2 = 7.2 \text{ m}$$

$$S = 2 * (Z_1 + Z_2) * 3.05 / 2 = 48.57 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = 19.25 * 48.57 = 934.97 \text{ t.m}$$

Système  $M_{c120}$  a  $x = 0.25L$



$$Z_1 = 8.725 * 26.175 / 34.9 = 6.543 \text{ m} \quad Z_1 = 6.543 \text{ m}$$

$$Z_1 / 26.175 = Z_2 / 14.4 + 6.1 \quad Z_2 = 5.01 \text{ m}$$

$$Z_1 / 26.175 = Z_3 / 14.4 \quad Z_3 = 3.6 \text{ m}$$

$$M_{\max} = S * P$$

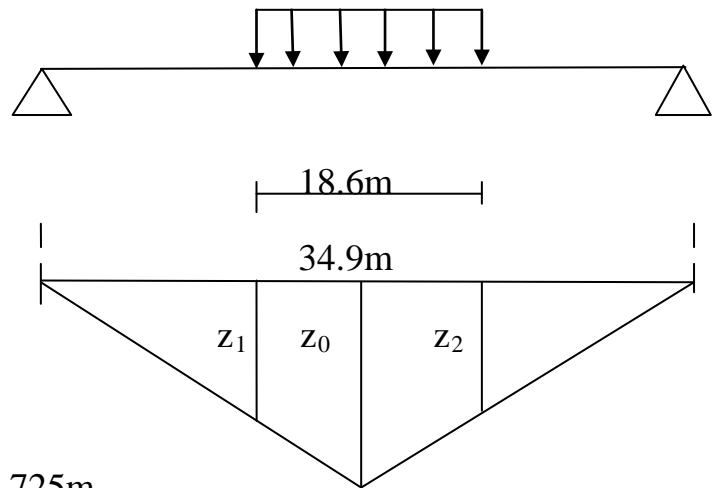
$$S = (5.01 + 3.6) * 6.1 / 2 = 26.26 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = 505.51 \text{ t.m}$$

Moment fléchissant de système  $D_{240}$   $12.9 \text{ t.m}$

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

- système D<sub>240</sub> X=0.5L



$$Z_0 = (L/2)^2 / L$$

$$Z_0 = (34.9/2)^2 / 34.9 = 8.725\text{m} \quad Z_0 = 8.725\text{m}$$

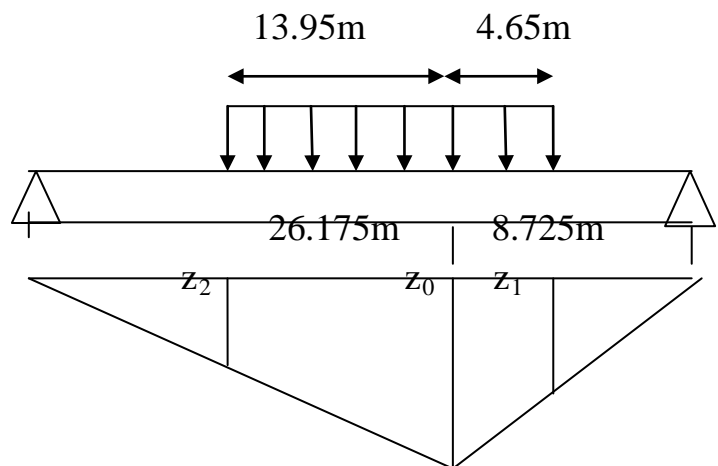
$$Z_0 / 17.45 = Z_2 / (17.45 - 9.3) \quad Z_2 = 4.075\text{m}$$

$$\text{Don } z_2 = z_1 = 4.075\text{m}$$

$$S = 2 * (4.075 + 8.725) * (18.6/2) / 2 = 119.04\text{m}^2$$

$$M_{\max} = 12.9 * 119.04 = 1535.616\text{t.m}$$

Système D<sub>240</sub> X=0.25L



$$z_0 / 8.725 = 26.175 / 34.9$$

$$z_0 = 6.54\text{m}$$

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

$$z_0 = 6.54\text{m}$$

$$z_1 / 8.725 - 4.65 = z_0 / 8.725 = 3.05\text{m} \quad z_1 = 3.05\text{m}$$

donc  $z_1 = z_2 = 3.05\text{m}$

$$s = (6.54 + 3.05) * 4.65 / 2 + (6.54 * 3.05) * 13.95 / 2 = 89.18\text{m}^2$$

$$M_{\max} = q * s = 12.903 * 89.18 = 1150.58\text{t.m}$$

$$q = 0.075\text{t/m}$$

Surcharge trottoir:

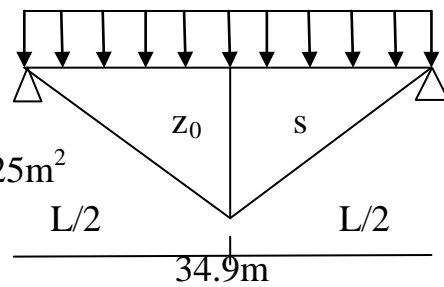
$$A \quad x = 0.5L$$

$$Z_0 = (L/2)^2 / L = (34.9/2)^2 / L = 8.725\text{m}$$

$$S = 2 * Z_0 * (L/2) / 2 = 2 * (8.725 * 34.9/2) / 2 = 152.25\text{m}^2$$

La charge du trottoir  $q = 0.075\text{t/m}$

$$M = S * q = 152.25 * 0.075 = 11.42\text{t.m}$$



$$A \quad x = 0.25L$$

$$Z_0 = 8.725 * 26.175 / 34.9 = 6.54\text{m}$$

$$S = (6.54 * 8.725) / 2 + (26.175 * 6.54) / 2 = 114.12\text{m}^2$$

$$M = S * q = 114.12 * 0.075 = 8.56\text{t.m}$$

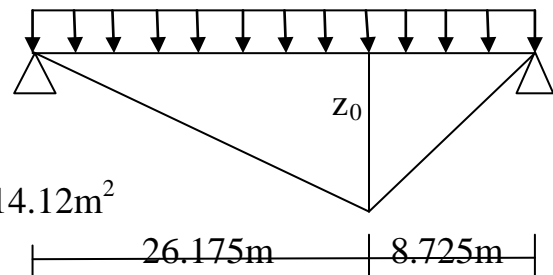
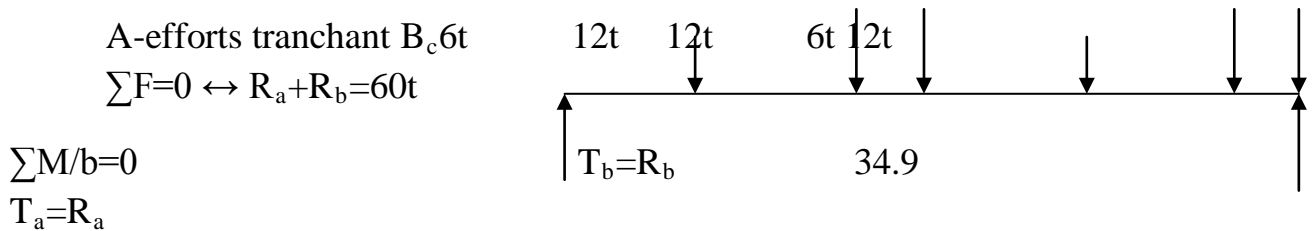


Tableau récapitulatif des moments du aux surcharges

Charges		$M_{\max}(t.m)$ Pour $x=0.25L$	$M_{\max}(t.m)$ Pour $x = 0.5L$
A(L)	1 voie	358.66	478.221
	2 voies	717.33	956.44
$B_c$ 1file		373.64	476.33
	2files	685.01	873.28
$B_t$	1 tandem	218.108	287.14
	2 tandem	436.217	574.27
$B_r$		46.65	93.357
$M_{c120}$		505.51	934.97
	$D_{240}$	1150.58	1535.616
	Trottoir	8.56	11.42

Tableau 1-1-8 :récapitulatif des moments du aux surcharges

VI-1-1-3 efforts tranchants dus aux surcharges :



D'où :

$$R_a = 1/34.9 [12 \cdot 34.9 + 12 \cdot 33.4 + 6 \cdot 28.9 + 12 \cdot 24.4 + 12 \cdot 22.9 + 6 \cdot 18.4]$$

$$R_a = 47.88t$$

$$R_b = 12.12t$$

$$A \ x=0L$$

$$T = R_a - 12$$

$$T(x=0) = 47.88 - 12 = 35.88t$$

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

UNE FILE

$$T_{\max} = 35.88 * 1.2 * 1.072 = 46.156t$$

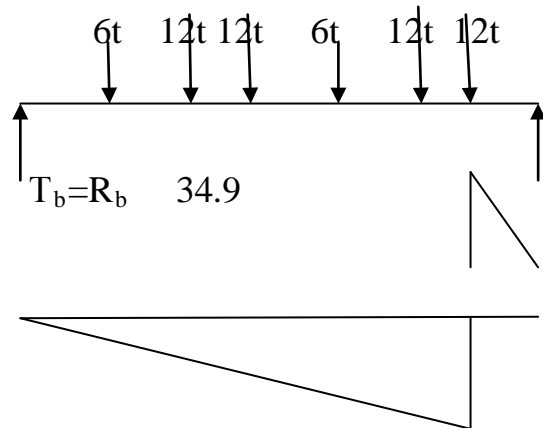
DEUX FILES

$$T_{\max} = 2 * 35.88 * 1.1 * 1.072 = 84.61t$$

$$A \quad x = 0.25L \quad 0 \leq x \leq 8.725m$$

$$T - R_a + 12 + 12 + 6 = 0 \leftrightarrow T(x = 0.25L) = 17.88t$$

$$T_a = R_a$$



UNE FILE

$$T_{\max} = 17.88 * 1.2 * 1.072 = 23t$$

DEUX FILES

$$T_{\max} = 2 * 17.88 * 1.2 * 1.072 = 42.168t$$

Effort tranchant a gauche

$$0 \leq x \leq 0.75L \quad \leftrightarrow \quad 0 \leq x \leq 26.168m$$

$$T - R_b + 60 = 0 \quad \leftrightarrow \quad T = R_b - 60 = 12.12 - 60 = -47.88t$$

UNE FILE

$$T_{\max} = -47.88 * 1.2 * 1.072 = -61.59t$$

DEUX FILES

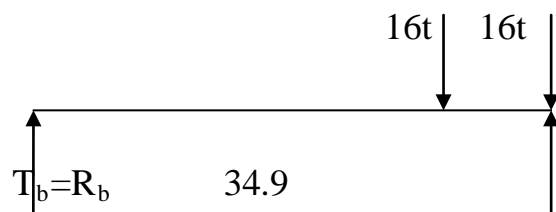
$$T_{\max} = 2 * -47.88 * 1.1 * 1.072 = -112.92t$$

A mi-travé ( $x = 0.5L$ ) l'effort sera nul

B-effort tranchant  $B_t$

$$A \quad x = 0L$$

$$T_a = R_a$$



$$R_a = 1/34.9 [16 * 33.55 + 16 * 34.9] \quad \leftrightarrow \quad R_a = 30.92t$$

$$R_b + 32 - 30.92 = 1.07t \quad \leftrightarrow \quad R_b = 1.07t$$

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

$$T_a = R_a - 16 = \leftrightarrow T_a = 14.92t$$

1 tandem

$$T_{\max} = 14.92 * 1 * 1.061 = 15.83t$$

2 tandems

$$T_{\max} = 2 * 14.92 * 1 * 1.061 = 31.66t$$

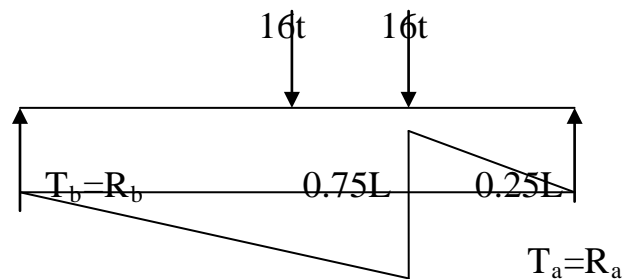
$$A \quad x = 0.25L$$

$$R_a + R_b = 32t$$

$$\sum M/b = 0$$

$$R_a = 1/34.9 [16 * 26.175 + 16 * 24.825] \leftrightarrow R_a = 23.38t$$

$$R_b = 32 - 23.38 = \leftrightarrow R_b = 8.62t$$



Effort tranchant a droite

$$T = -R_a + 32 = 8.62t$$

Un tandem

$$T_{\max} = 8.62 * 1 * 1.061 = 9.14t$$

Deux tandems

$$T_{\max} = 2 * 8.62 * 1 * 1.061 = 18.3t$$

Effort tranchant a gauche

$$T = R_b - 32 = -23.38t$$

Deux tandems

$$T_{\max} = 2 * -24.8 = -49.61t$$

C) effort tranchant  $B_r$  à  $x=0L$

$$\sum F = 0 \leftrightarrow R_a + R_b = 10.52t$$

$$\sum F/B = 0$$



## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

$$R_A = 1/34.9 * (10.52 * 34.9) = 10.52t$$

$$R_A = 10.52t$$

Effort tranchant à  $X=0.25$

L'effort tranchant à droite :

$$0 < x < 8.725$$

$$R_A + R_B = 10.52t$$

$$\sum F/B = 0$$

$$R_A = 1/10.52 * 26.175 = 7.89t$$

$$R_A = 7.89t \text{ et } R_B = 2.63t$$

Effort tranchant à gauche :

$$0 < x < 2.6175$$

$$R_A + R_B + 1.052t$$

$$\sum F/B = 0$$

$$R_A = 1/34.9 (10.52 * 26.175) = 7.89t \text{ et } R_B = 2.63t$$

$$T(0.75L) = 2.63 - 10.52 = -7.89t$$

$$T_{MAX} = -7.89t$$

D) l'effort tranchant  $M_{C120}$

$$R_A + R_B = 117.59t$$

$$6.1m$$



$$\sum F/B = 0$$

$$R_A = 1/34.9 (117.59 * (34.9 - 3.05)) = 107.31t$$

$$R_A = 107.31t$$

à  $X=0$

$$T(0) = R_A - qx = 107.31 - (19.25 * 0) = 107.31t$$

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

$$T_{MAX}=107.31t$$

$$\text{à } X=0.25L \quad T_B=R_b=34.96.1m \quad T_A=R_A$$

effort tranchant à droite :

$$0 < x < 8.725$$

$$R_A + R_B = 117.59t$$

$$\sum F/B = 0$$

$$R_A = 1/34.9(117.59*(34.9-5.675)) = 98.46t$$

$$R_A = 98.46t \text{ et } R_B = 19.12t$$

Effort tranchant à gauche

$$0 < x < 2.6175$$

$$R_a + R_B = 117.59$$

$$\sum F/B = 0$$

$$R_a = 1/34.9(117.59(26.175-305)) = -77.91t$$

$$T_{Max} = 77.91t$$

$$R_a = 77.91t \text{ et } R_b = 39.67t$$

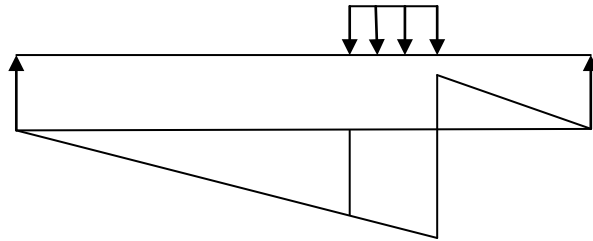
$$T(0.75L) = 39.67 - 19.25 * 6.1 = -77.75t$$

E) l'effort tranchant  $D_{240}$

$$\text{à } X=0$$

$$R_a + R_b = 240t$$

$$\sum F/B = 0$$



## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

$$R_a = 1/34.9(240*(34.9-9.3)) = 176.04t$$

$$R_a = 176.04t \text{ et } R_b = 63.95t$$

$$T(0) = 176.04 - 240*0 = 176.04t$$

$$T_{\max} = 176.04t$$

L'effort tranchant  $D_{240}$  à  $x=0.25L$

$$0 < x < 8.725$$

$$R_a + R_b = 240t$$

$$\sum M/b = 0 \leftrightarrow R = 1/34.9(18.6*12.9)$$

Effort tranchant trottoir à droite

$$x = 0.25L \quad x = 8.725$$

$$T(x) = R - qx$$

$$T(8.725) = qL/2 - qx$$

$$T(8.725) = 0.075*34.9/2 - 0.075*8.725 = 0.654t$$

$$T(8.725) = 0.654t$$

Effort tranchant trottoir à gauche

$$0 < x < 26.175$$

$$T(0.75) = 0.075*34.9/2 - 0.075*26.175 = -1.30$$

$$T(0.75) = -1.30t$$

L'effort tranchant sera nul à mi-travée  $x=0.5L$

Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges

Charges		$T_{\max}(t.) \ x=0L$	$T_{\max}(t.) \ x=0.25L$	$T_{\max}(t.) \ x=0.75L$
$B_c$	1 file	46.156	23	-61.59
	2 file	84.61	42.168	-112.92
$B_t$	1 tandem	15.83	9.14	-23.38

	2tandem	31.66	18.3	49.61
$B_r$	7.89	10.52	7.89	-7.89
	$M_{c120}$	107.31	77.91	-77.75
	$D_{240}$	176.04	0.654	-1.30

Tableau 1-1-9 :récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges

### VI-1-2)-transversal

La répartition transversale des charges est faite par deux méthodes qui sont

#### VI-1-2-1)-LA METHODE DE GUYON-MASSONNET

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

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 ( $e=b, e=3b/4 ; e=b/2, e=b/4, e=0$ ) et pour les neuf sections de la largeur de dalle ( $y=\pm b, y=\pm 3b/4 ; y=\pm b/2, y=\pm b/4, y=0$ ). On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

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

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

#### VI-1-2-2)-LA METHODE NUMERIQUE

La structure est modélisée de manière à prendre en compte tous les efforts auxquels elle est soumise.

Le modèle de calcul du tablier adopté est un modèle mixte avec des éléments barres (poutres) et plaques (hourdis).

On utilisera le logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis : Robot Structural Analysis 2010

ROBOT 2010 peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

ROBOT 2010 permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non-linéaires.

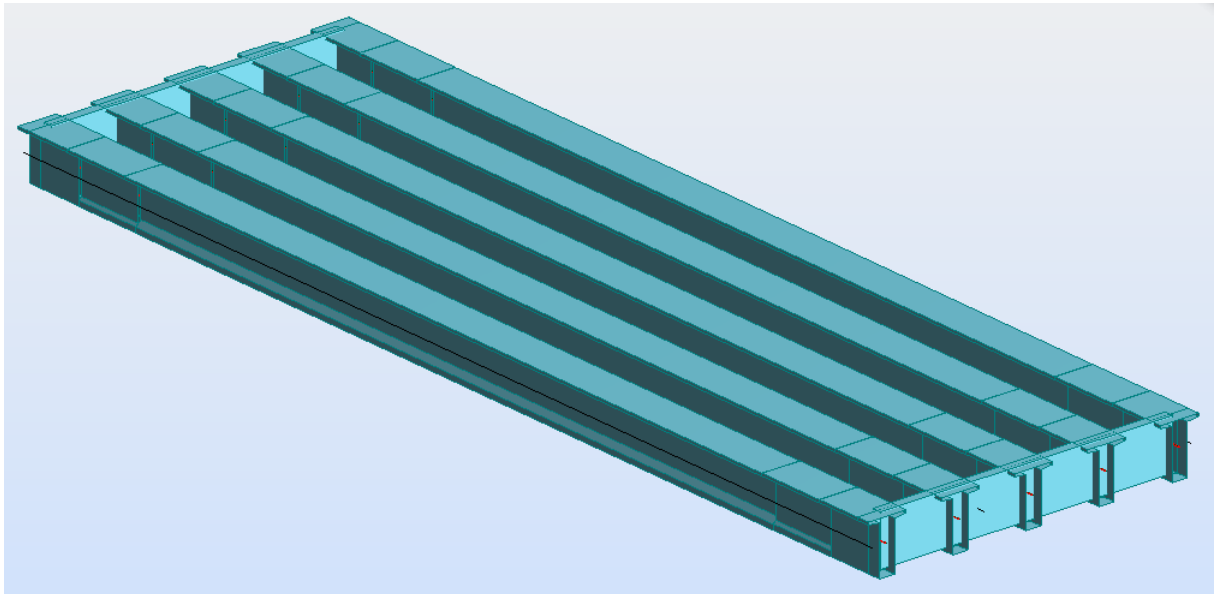
ROBOT 2010 est un logiciel adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

### VI-1-3)-Les étapes de modélisation

La modélisation en 3d de note ouvrage passe par les étapes suivantes :

1. La déclaration des lignes de constructions.
2. La déclaration des nœuds.
3. Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des éléments plaques.
4. Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
5. Définition et affectation des différentes sections.
6. Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
7. Définition des différentes combinaisons de charges.
8. Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.
9. Analyse sous les différentes combinaisons de charges.

L'exploitation des résultats obtenus.



.....

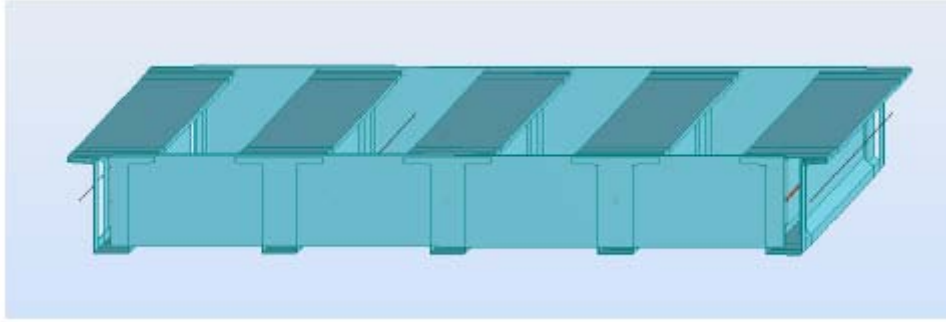


Figure 1-3 : modèle de calcul de la structure

### VI-1-4)-VALEUR DES MOMENTS FLECHISSANT REEL

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les Combinaisons d'actions selon BBEL

Modalisation de tablier :

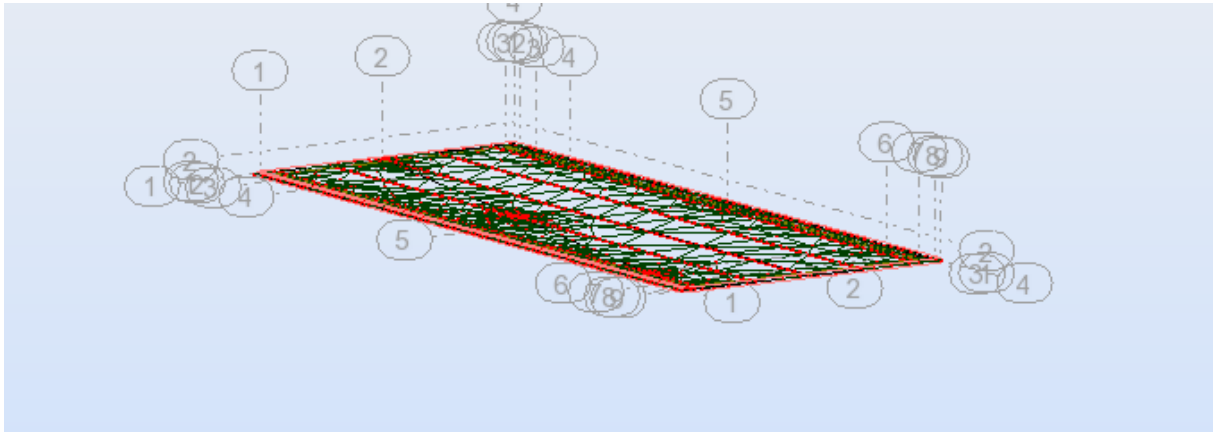
Le tablier a été modalisé comme étant un grillage de 5 éléments poutre d'une dimension  $L=34.9\text{m}$  de  $e=2.925\text{m}$ . les poutres sont liées par une dalle mince (élément plaque) de largeur  $13.75\text{m}$  de l'épaisseur de  $24\text{cm}$

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

Les schémas de modalisation est les suivants :

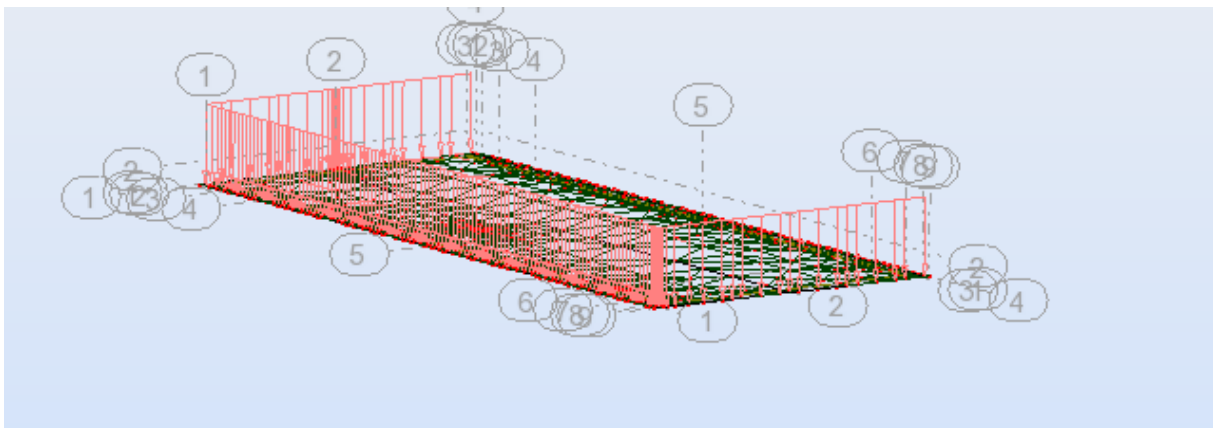
Charge permanentes

Poids propre :



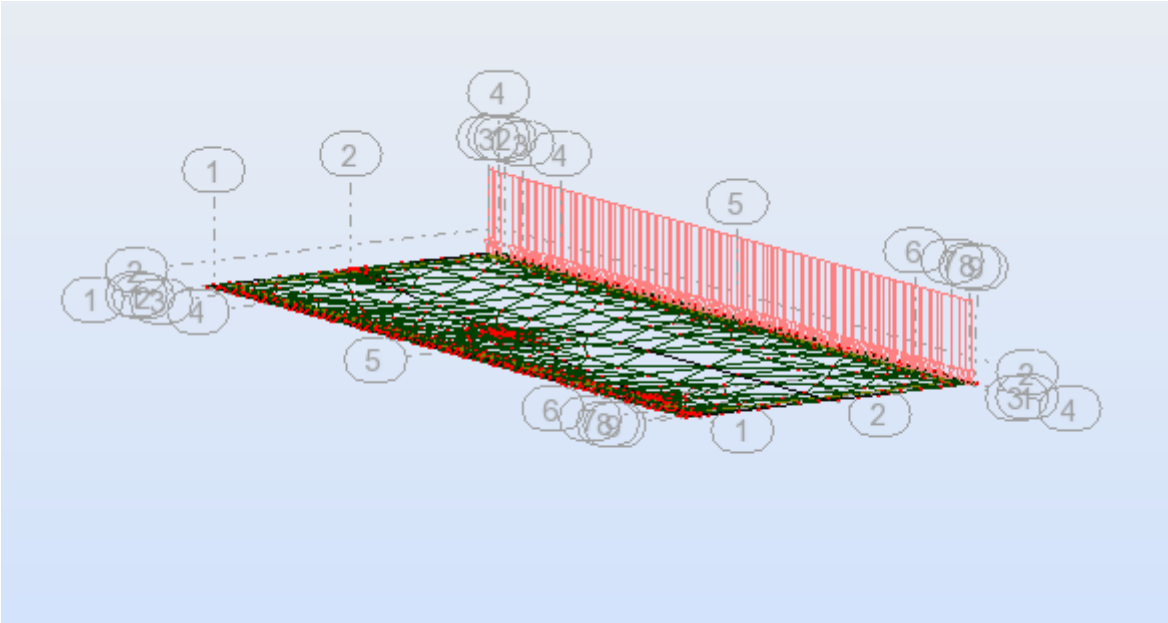
poids propre seul

poids de revêtement :

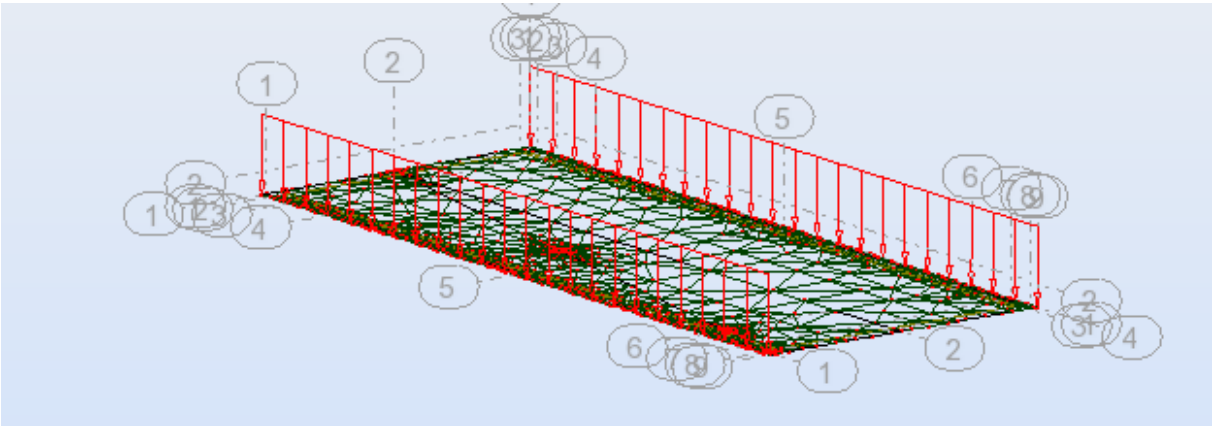


# Chapitre 6 : répartition des efforts internes

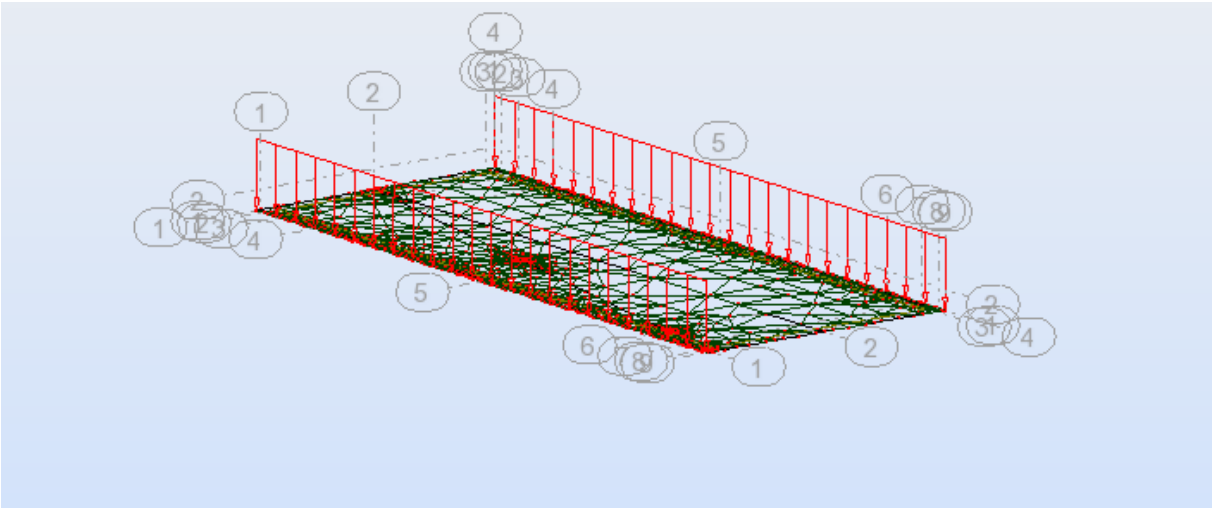
Poids de trottoir :



Poids de la corniche :



Poids de Gard corps

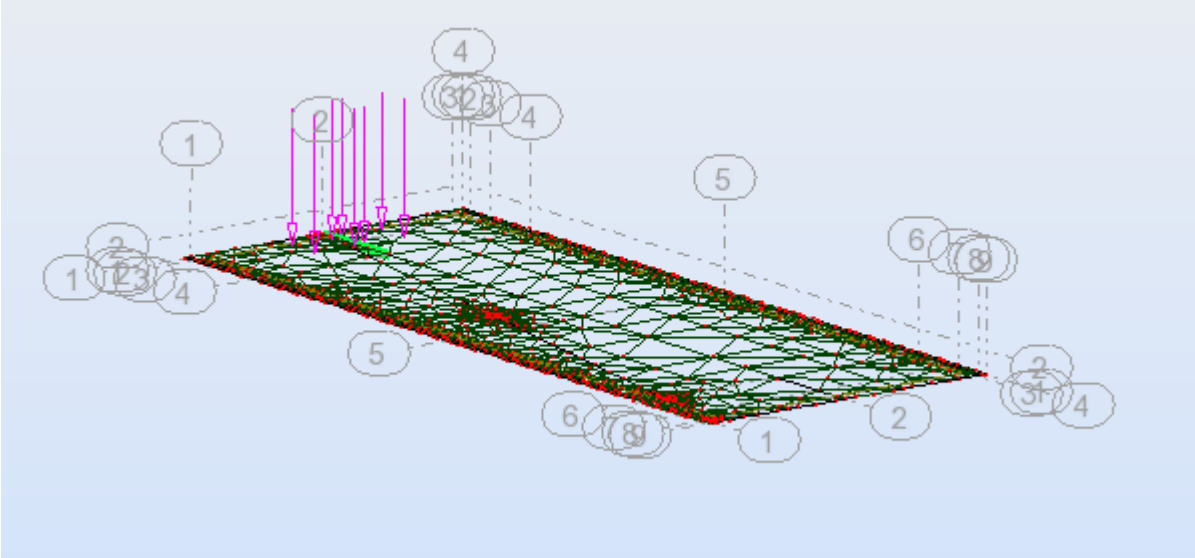




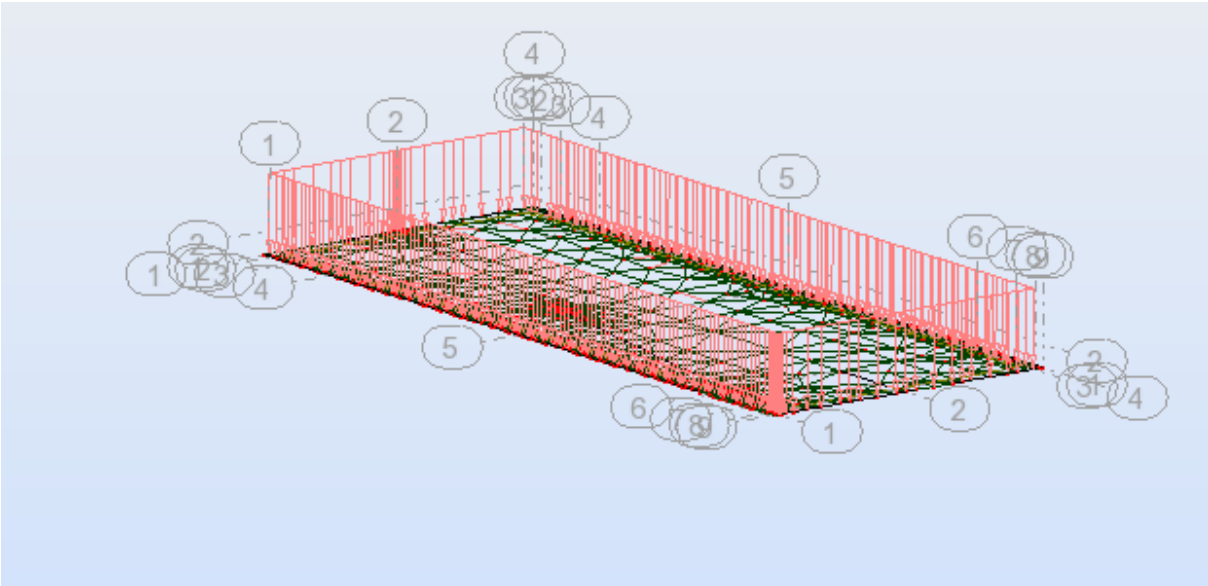
# Chapitre 6 : répartition des efforts internes

Surcharges concentrées

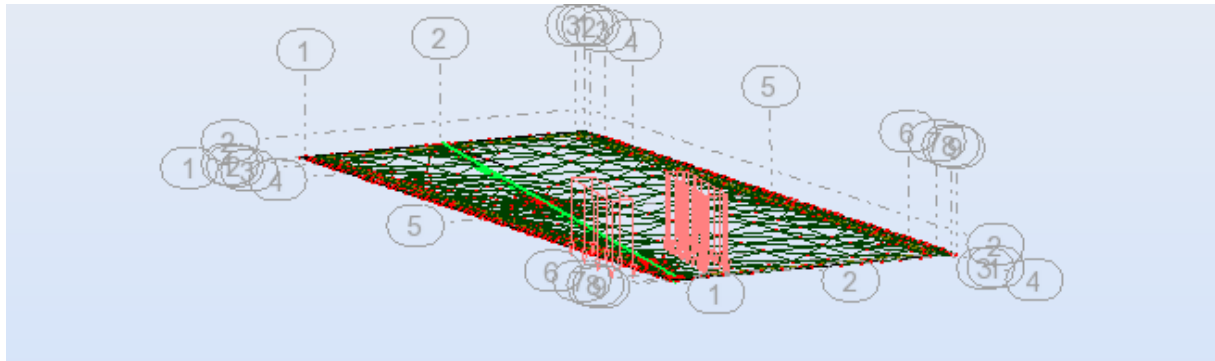
Surcharge Bc :



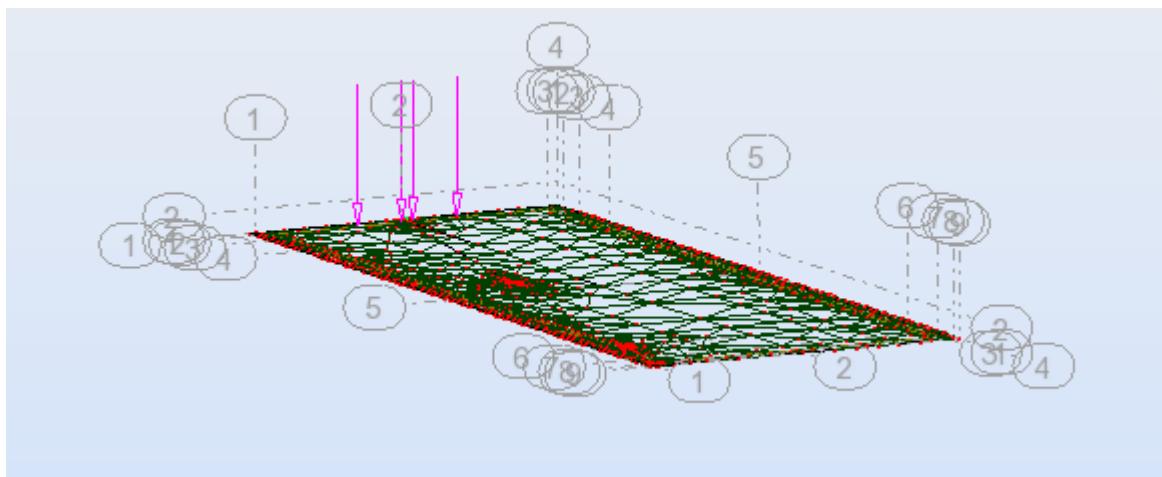
Surcharge A(L) :



Surcharge Mc120



Surcharge D240



Moment Max de flexion dans la section :

Type de charge	Poids propre poutre +hourdis	Poids propre poutre +hourdis+CCP	Surcharge d'exploitation			
			A(L)	Bc	Mc120	D240
Notation	Mg	Mg+CCP	Mqr	Mqr	Mqrp	Mqrp

## Chapitre 6 : répartition des efforts internes

Unité	MN.m	MN.m	MN.m	MN.m	MN.m	MN.m
Section médiane	5.061	6.312	2.921	2.740	3.006	4.413
Section d'about	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tableau 4-1 : résultats obtenu des poids propres

1.35G+1.6A(l)+1.5CCP	13.38MN.m
1.35G+1.6Bc+1.5CCP	13.09MN.m
1.35G+1.35Mc120+1.5CCP	12.76MN.m
1.35G+1.35D240+1.5CCP	14.66MN.m

Tableau4-2: Moment fléchissant dans les poutres à ELU en (MN.m)

G+1.2(A(l)+CCP)	7.065MN.m
G+1.2(Bc+CCP)	9.85MN.m
G+Mc120+CCP	9.32MN.n
G+D240+CCP	10.72MN.m

Tableau 4-3 : Moment fléchissant dans les poutres à ELS en (MN.m)

$$M_{\text{umax}} = 14.66 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{smax}} = 10.72 \text{ MN.m}$$

### VII)-étude de la précontrainte

#### VII-1) introduction

Les pontes à poutres sous chaussées qui utilisent des poutres préfabriquées précontraintes (poutres précontraintes par pré tension, encore appelées poutres précontraintes par adhérence) constituent une solution classique pour le franchissement de travées comprises entre 10 et 30m. La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets. Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories

#### VII-2) Précontrainte par pré-tension

On entend par précontrainte par pré-tension, la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doit tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coulage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol, ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre.

Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier.

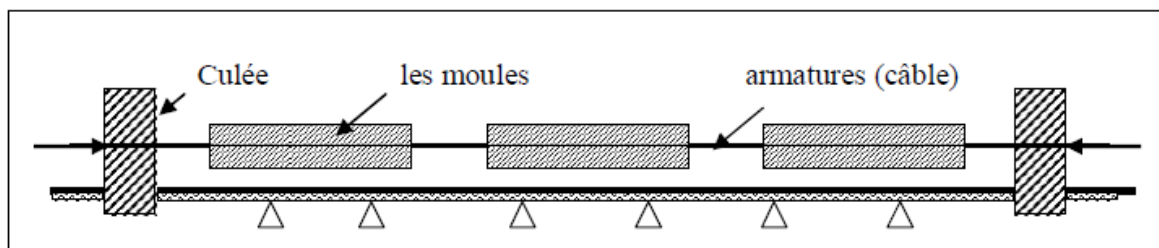


Figure.1. bane de pré tension par précontrainte

#### VII-3) précontrainte par post- tension

A l'opposé, la précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour « s'appuyer » lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité.

On distingue différentes possibilités de post-tension :

- Par câbles ou fils adhérents.
- Par câbles glissant dans des conduits (gaine métallique, gaine plastique, tubes métallique)
- 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 les câbles et le béton.

#### VII-4) les procédés de la précontrainte

La méthode de préfabrication des poutres se fait par la manière suivante

- Nettoyage des moules.
- Mise en place d'huile de décourage sur les moules.
- Déroulement des armateurs.
- Mise en place des armatures passives.
- Mise en place des moules dans leurs position finales.
- Mise en place des déviateurs éventuels.
- Mise en tension des files.
- Mise en place du béton par pont –roulant ou grue.
- vibration du béton. Étuvage ou chauffage du béton.
- Décoffrage.
- Découpage des fils aux plaques d'ancrages de l'extrémité du banc.

### VII -5) Domaine d'application

Le domaine d'application de ce procédé est donc constitué par les éléments préfabriqués produits en série dans des moules métalliques réutilisables un grand nombre de fois. Il suffit d'avoir une longueur supérieure à deux fois de la longueur de scellement des armateurs, les éléments essentiels qui sont réalisés sont les poutres, les poutrelles, poteaux de ligne d'électricité, et les traverses de la voie ferrée.

### VII-6) pertes de la précontrainte

La perte de la précontrainte est toute différence entre la force exercée par le vérin lorsque la mise en tension est la force qui s'exerce en un point donné d'un armateur à une époque donnée. Les pertes constituent un inconvénient non seulement en raison du moins bon rendement de l'acier et on résulte, mais encore parce qu'elle conduisant à une aggravation de l'état de sollicitation de béton.

#### a. Les pertes instantanées

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

#### b. Les pertes différées

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

La vérification du tablier est conduite conformément au schéma suivant.

#### a. Phase 1

- \_ Fabrication de la poutre
- \_ Calcul des forces de précontraintes.
- \_ Vérification des contraintes à la mise en précontrainte.

#### b. Phase 2

- \_ Stockage de la poutre.
- \_ Une fraction des pertes différées est prise en compte, fraction de la durée de stockage.

#### c. Phase 3

- \_ mise en place des poutres et coulage de la dalle.

#### d. Phase 4

- \_ mise en place des superstructures (chaussée, trottoir, garde –corps...) et mise en service de l'ouvrage.

### VII-7) Dimensionnement de la précontrainte

#### VII-7-1) Le calcul de la précontrainte

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

La classe de précontrainte est la classe II.

#### III-1-1) section sous critique :

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

$$P_{\text{sous}} = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{S}{H} (V \sigma_{ti} + V' \sigma_{ts})$$

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

$M_{\text{max}}$ : Moment dû à la charge permanente plus la surcharge.

$M_{\text{min}} = M_G$ : Moment dû à la charge permanente.

$M_Q$ : Moment dû à la surcharge.

$\rho$  : Rendement géométrique.

$S$  : section de la poutre.

$h$  : la hauteur de la poutre.

$\sigma_{ti}$  : Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.

$\sigma_{ts}$  : Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

- Les contraintes admissibles :

$$\sigma_{cs} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 41 = 24.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 0.5 f_{c28} = 0.5 * 41 = 20.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = -f_{t28} - (0.6 + 0.06 f_{c28}) = -3.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.59 \text{ MPa}$$

avec :

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La section la plus sollicitée est la section médiane (poutre+dalle).

$$M_{\text{max}} = M_G + D_{240}$$

$$M_{\text{min}} = M_G = 5.061 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{max}} = 5.061 + 6.312 = 9.474 \text{ MN.m}$$

## Chapitre 7 : études de la précontrainte

$$\Delta M = 9.474 - 5.061 = 4.413 \text{ MN.m}$$

$$S = 1.2939 \text{ m}^2 ; h = 1.8 \text{ m} ; V' = 1.46 \text{ m} ; V = 0.57 \text{ m} \quad \rho = 0.43 ; I = 0.5798 \text{ m}^4$$

$$P_{\text{sous}} = 4.413 / 0.43 * 1.8 + 1.2939 / 1.8 ((-3.06(0.57) + (1.46) * (-4.59))$$

$$P_{\text{sous}} = 0.36 \text{ MN}$$

III-1-2) section sur critique:

$$P_{\text{sur}} = M_{\text{max}} * \rho * S * V * \sigma_{ti} / \rho * V + (V' - d)$$

Avec

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

$$d = h - 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

$$P_{\text{sur}} = 9.474 * 0.43 * 1.2939 * 0.57 * (-30.6) / 0.43 * 0.57 (1.46 - 0.18)$$

$$P_{\text{sur}} = 5.59 \text{ MN}$$

$$P = \max (P_{\text{sous}} ; P_{\text{sur}})$$

On prend  $P = 5.59 \text{ MN}$

Donc la section est sur critique.

L'excentricité «  $e_o$  » :

$$e_o = -(v' - d) = -1.28 \text{ m}$$

VII-7-2) Détermination des nombres de câbles :

$$n = P_{\text{min}} / p_o - \Delta P = P_{\text{min}} / P_o - 0.2760 P_o = P_{\text{min}} / 0.724 P_o$$

les pertes de précontrainte sont estimées à 27.60% de la précontrainte initiale appliquée.

$$P_{\text{min}} = \max (P_{\text{sous}}, P_{\text{sur}}) = 5.59 \text{ MN}$$

La valeur de la précontrainte donner par l'expression suivant :

$$P_o = M_{\text{min}} (0.8 f_{prg} A_p ; 0.9 f_{peg} A_p)$$

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

## Chapitre 7 : études de la précontrainte

$$f_{peg}=1656\text{Mpa}$$

$$\text{Section pour 1T15}=150\text{mm}^2$$

$$\text{Section pour 7T15}=150*7=1050\text{mm}^2$$

$$A_p=1050\text{mm}^2 \quad A_{p'}=150\text{mm}^2$$

$$P_o=0.8*1860*1050=1.56.10^6=1.56\text{Mpa}$$

$$P_o=0.9*1656*1050=1.56*10^6=1.56\text{Mpa}$$

$$P_o=1.56\text{Mpa}$$

Avec :

n : nombre des câbles

$A_p$  : section des câbles

$A_p$  : section d une seul câble

$$n=p_{\min}/p_o*0.724$$

$$n=5.59/1.56*0.724$$

$$n=4.99$$

Donc on adapterons 5 câbles de (3 de 7T15+2 de 6T15) ce qui équivaut a 33 torons

- La nouvelle valeur de la précontrainte

$$P_o=n*p \quad p_o=5*1.129=7.8\text{Mpa}$$

résumé:

Précontrainte $P_{\max} = P_{\text{sur}}$ (MN)	L'excentricité « $e_o$ »	Nombre de câbles	Précontrainte initiale $P_0$ (MN)
5.59	- 1.25	5	5.64

Tableau7- 2: Récapitulatif des résultats de précontrainte

VII-7-3) vérification à L'ELS :

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$P_1=1.2p_o-0.80\Delta p \quad p_1=1.2*5.64-0.80(0.2760*5.645)$$

$$P_2=0.98p_o-1.20\Delta p \quad p_2=0.98*5.64-1.20(0.2760*5.645)$$

$$P_1=5.52 \text{ MN}$$

$$P_2=3.66 \text{ MN}$$



## Chapitre 7 : études de la précontrainte

### ➤ Vérification sous combinaison :

Quasi-permanente : P+G

Fréquente : P+G+0.72Q

Rare : P+G+1.2Q

### ✓ Combinaison Quasi-permanente :

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées

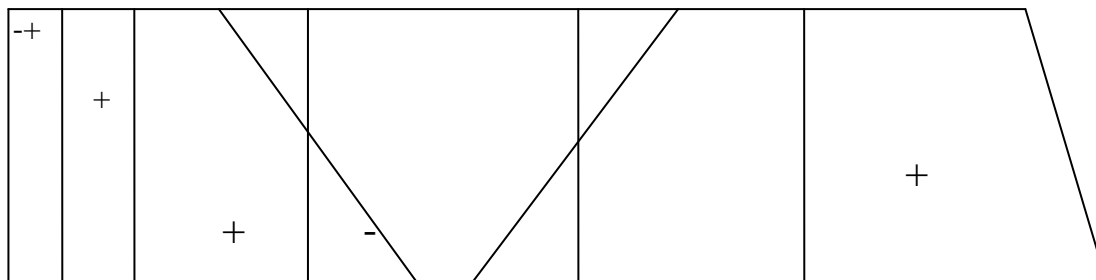
$$P/S - P \cdot e \cdot V/I + M_{\min} \cdot V/I > \sigma_{ts} = -4.59 \text{ Mpa}$$

$$P/S + P \cdot e \cdot V'/I - M_{\min} \cdot V'/I < \sigma_{ci} = 20.5 \text{ Mpa}$$

Combinaison quasi Permanente			
P1			
P1/S	P1*e*V/I	Mmin*V/I	
4.26	-6.946	4.975	2.29 > $\sigma_{ts} = -4.59$ Mpa OK
P1/S	P1*e*V'/I	Mmin*V'/I	
4.26	-17.79	12.74	9.31 < $\sigma_{ci} = 20.5$ Mpa OK

Tableau 7-3-1: Combinaison quasi Permanente de P1

4.26          6.946    4.974    2.29 >  $\sigma_{ts} = -4.59$  Mpa



4.26                          17.79                          12.74    9.31 <  $\sigma_{ci} = 20.5$  Mpa

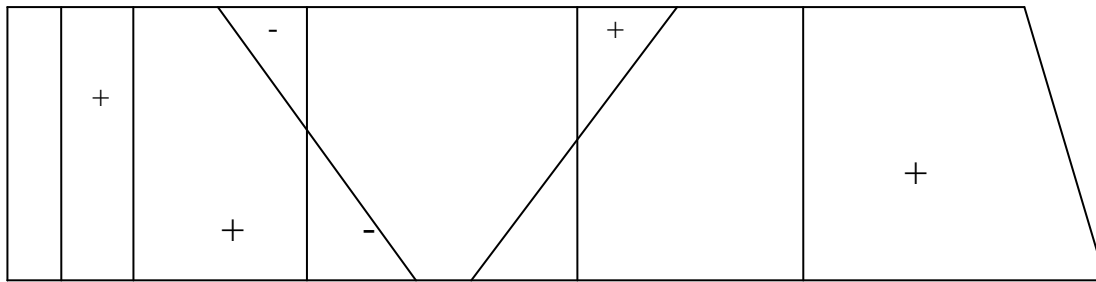
Diagramme de Combinaison quasi permanente de P1

Combinaison quasi Permanente			
P2			
P2/S	P2*e*V/I	Mmin*V/I	
2.82	-4.605	4.975	3.19 > $\sigma_{ts} = -4.59$ Mpa OK
P2/S	P2*e*V'/I	Mmin*V'/I	
2.82	-11.796	12.74	1.87 < $\sigma_{ci} = 20.5$ Mpa OK

Tableau 7-3-2 : de Combinaison quasi Permanente de P2

# Chapitre 7 : études de la précontrainte

2.82                      4.60    4.974    2.45 >  $\sigma_{ts} = -4.59$  Mpa



2.82                                      11.79                                      12.74    1.878 <  $\sigma_{ci} = 20.5$  Mpa

Diagramme de Combinaison quasi permanente de P2

Combinaison Fréquente :

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

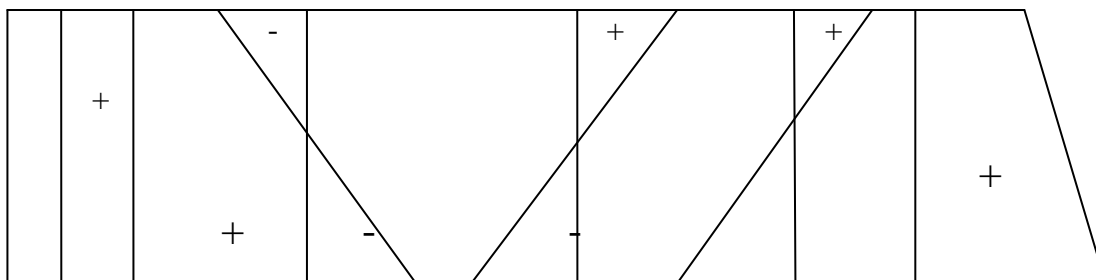
$$\frac{P}{S} - \frac{P.e.V}{I} + \frac{M_{min}.V}{I} + \frac{0.72.Mq.V}{I} > \sigma_{ts} = -4.59 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P}{S} + \frac{P.e.V'}{I} - \frac{M_{min}.V'}{I} - \frac{0.72.Mq.V'}{I} < \sigma_{ci} = 20.5 \text{ Mpa}$$

Combinaison fréquente				
P1				
P1/S	P1*e*V/I	Mmin*V/I	0.72Mq.V/I	
4.26	-6.946	4.975	3.25	5.53 > $\sigma_{ts} = -4.59$ Mpa OK
P1/S	P1*e*V'/I	Mmin*V'/I	0.72Mq.V'/I	
4.26	-17.79	12.74	8.00	7.21 < $\sigma_{ci} = 20.5$ Mpa OK

Tableau 7-3-3: de Combinaison fréquente de P1

4.26                      6.946    4.974                      3.25    7.77 >  $\sigma_{ts} = -4.59$  Mpa



4.26                                      17.79                                      12.74                                      8.00    7.21 <  $\sigma_{ci} = 20.5$  Mpa

Diagramme de Combinaison fréquente de P1

## Chapitre 7 : études de la précontrainte

Combinaison fréquente P2				
P2				
P2/S	P2*e*V/I	Mmin*V/I	0.72Mq.V/I	
2.82	-4.60	4.975	3.25	6.44 > $\sigma_{ts} = -4.59$ Mpa OK
P2/S	P2*e*V'/I	Mmin*V'/I	0.72Mq.V'/I	
2.82	-11.79	12.74	8.00	11.77 < $\sigma_{ci} = 20.5$ Mpa OK

Tableau 7-3-4 : de Combinaison fréquente de P2

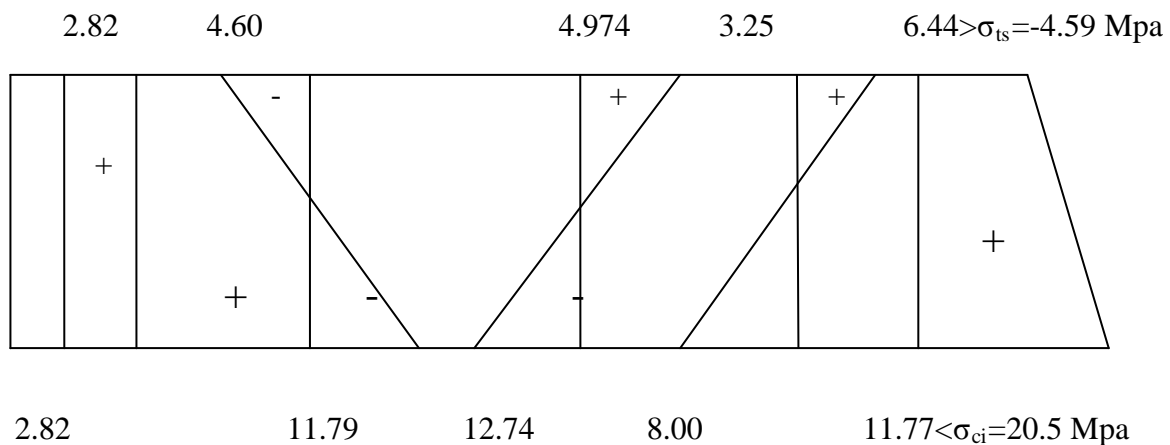


Diagramme de Combinaison fréquente de P2

Combinaison Rare :

$$\frac{P}{S} - \frac{P.e.V}{I} + \frac{Mmin.V}{I} + \frac{1.2Mq.V}{I} > \sigma_{ts} = -4.59 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P}{S} + \frac{P.e.V'}{I} - \frac{Mmin.V'}{I} - \frac{1.2Mq.V'}{I} < \sigma_{ci} = 20.5 \text{ Mpa}$$

Combinaison rare p1				
P1				
P1/S	P1*e*V/I	Mmin*V/I	1.2Mq.V/I	
4.26	-6.946	4.975	5.2	7.49 > $\sigma_{ts} = -4.59$ Mpa OK
P1/S	P1*e*V'/I	Mmin*V'/I	0.72Mq.V'/I	
4.26	-17.79	12.74	13.33	12.54 < $\sigma_{ci} = 20.5$ Mpa OK

Tableau 7-3-5 : de Combinaison rare de P1



Détermination  $\sigma_1$  et  $\varepsilon_1$  :

$$\sigma_1 = P_m / A_p$$

$$P_m = P_1 + P_2 / 2 = 5.52 + 3.66 / 2$$

$$P_m = 4.59 \text{ MN}$$

$$\sigma_1 = 4.59 / 5.1050 \cdot 10^{-6} = 874.28 < 1488 \text{ MPA} (0.8 \text{ fprg}) \quad \text{donc domaine élastique}$$

$$\varepsilon_1 = \sigma_1 / E_p = 874.28 / 1.95 \cdot 10^5 = 4.5\%$$

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

$$\sigma_c = p_m / s + p_m \cdot e^2 - M_G \cdot e / I = 4.59 / 1.2939 + 4.59 \cdot 1.28^2 / 0.5798 - 5.01 \cdot 1.28 / 0.5798 = 5.34$$

$$\sigma_c = 5.34 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 874.28 + 5.5 \cdot 5.34 = 901.001 \text{ MPA} < 1488 \text{ MPA} \quad \text{domaine élastique}$$

$$\varepsilon_2 = \sigma_2 / E_p = 901.001 / 1.95 \cdot 10^5 = 4.7\%$$

$\sigma_3$  et  $\varepsilon_3$ :

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3$$

$$= 4.7 + 10 = 14.7\% > 10\% \quad \text{domaine élastique}$$

$$\varepsilon_3 = \sigma_3 / E_p \quad \sigma_3 = \varepsilon_3 \cdot E_p = 2866.5 \text{ MPA}$$

Vérification pour une section rectangulaire :

$$A_p \geq F_b / \sigma_3$$

$$F_b = 0.8 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot d \cdot \sigma_{bc}$$

$$F_b = 0.8 \cdot 0.044 \cdot 2.92 \cdot 1.62 = 3.86 \text{ MN}$$

$$A_p = 5.1050 \cdot 10^{-6} = 5.2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } A_p \geq F_b / \sigma_3 \quad \text{OK}$$

VII-7-5) Tracée des câbles de la précontrainte :

1-Plan de câblage dans la zone d'about et médiane :

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

## Chapitre 7 : études de la précontrainte

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about

En utilisant le document « FRESSINET INTERNATIONAL », le tracé s'effectue de la manière suivante :

Equations des câbles :

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

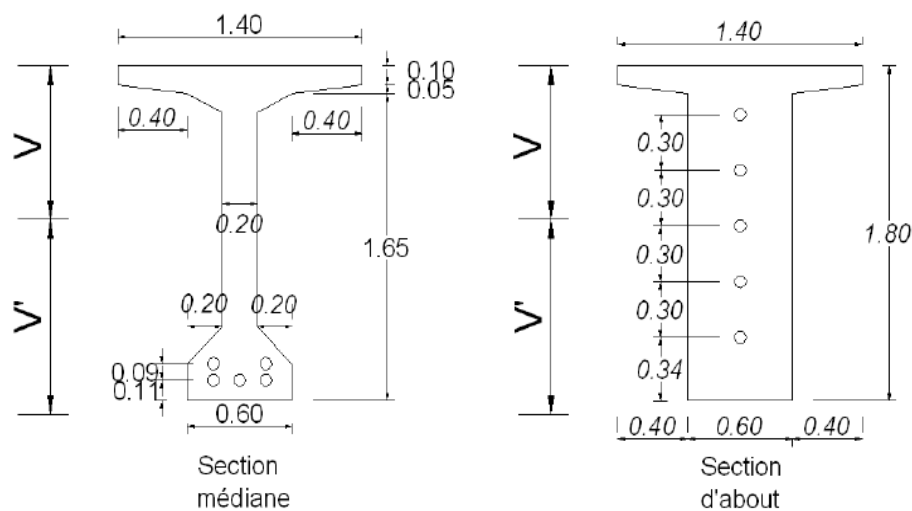


Figure 7-5 :L'emplacement des câbles dans les sections de la poutre

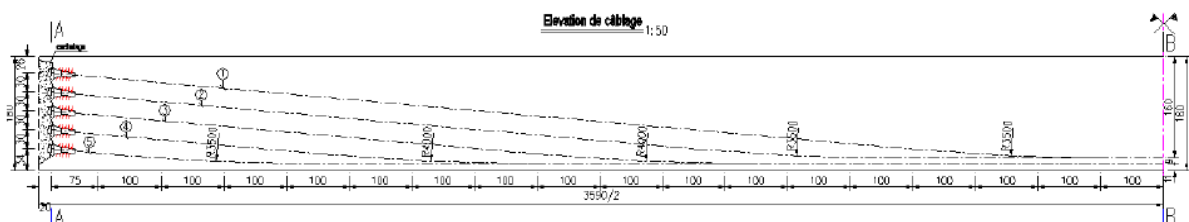


Figure 7-6 : élévation de câblage

Les équations seront comme suivants :

$$Y = ax^2 + b$$

1<sup>ère</sup> câble : a x=0 ; y=b=0.11

A x=17.45m ; y=0.34m donc a=0.0007

$$Y_1 = 0.0007x^2 + 0.11$$

2<sup>ème</sup> câble

$$Y_2 = 0.0017x^2 + 0.11$$

câble3

$$Y_3 = 0.002x^2 + 0.11$$

Câble 4

$$Y_4 = 0.0034x^2 + 0.2$$

Câble 5

$$Y_5 = 0.0044x^2 + 0.2$$

### VII-8) 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 évolution précise des pertes de précontrainte. Pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

Les pertes instantanées.

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

Les pertes différées.

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

#### VII-8-1) Pertes de tension instantanées.

##### IV-8-1-1) Pertes de tension par frottement de l'armature

## Chapitre 7 : études de la précontrainte

La tension  $\sigma_{p0}(x)$  d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension  $\sigma_{p0}$  à l'ancrage actif le plus proche, par les formules suivantes :

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

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} - \sigma_p$$

Dans laquelle :

$x(m)$  : distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.

$e$  : base des logarithmes népériens « exponentiel »

$\alpha$  (rd) : déviation angulaire totale du câble sur la distance  $x$ , indépendamment de leur direction et de leur signe en considérant son tracé dans l'espace.

$f$  (rd<sup>-1</sup>) : coefficient de frottement en courbe

$\varphi$  (m<sup>-1</sup>) : coefficient de perte de tension par unité de longueur

Les règles BPEL proposent les valeurs moyennes suivantes dans le cas d'armatures et de gaines, non oxydées ou déformées, comportant un revêtement de protection (huile ou graisse).

Cas de câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Nature des armatures	f: 3<R<6m	f : R≥6m	Φ m <sup>-1</sup>
	torons	24- R/100	0.18	0.002

Tableau 8-1-1 : coefficient de frottement en courbe et perte de tension par unité de longueur  
Perte par frottement :

section (m)	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4	Câble 5	moyenne
	$\Delta\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_p(x)$
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.75	36.63	36.63	34.46	36.63	39.51	36.197
1.75	52.41	39.51	34.46	39.51	39.51	41.083
2.75	55.26	42.39	34.46	42.39	42.39	43.381
3.75	58.11	45.27	34.46	45.27	58.11	48.242
4.75	60.95	48.13	34.46	48.13	73.38	53.010
5.75	63.78	50.99	34.46	50.99	82.35	56.516
6.75	79.26	53.85	34.46	53.85	91.70	62.624
7.75	82.06	56.70	34.46	56.70	100.56	6.095
8.75	84.86	59.54	34.46	76.84	105.04	72.147
9.75	87.64	62.38	47.40	84.91	120.07	80.481
10.75	90.43	65.21	63.51	94.24	122.78	87.236
11.75	93.20	68.04	70.62	100.92	125.50	91.654
12.75	95.97	83.47	78.12	103.67	128.20	97.889
13.75	98.74	86.26	80.76	106.42	130.90	100.618
14.75	101.50	110.70	93.29	109.17	133.60	109.651
15.75	104.25	113.44	93.29	111.91	136.29	111.835
16.75	107.00	116.17	93.29	114.64	138.97	114.014
17.75	131.08	141.65	93.29	117.37	141.65	125.008



Tableau8-1-2 : valeur des pertes par frottement

## VII-8-1-2)-Pertes par recul d'ancrage :

La perte d'allongement apparaît lorsque la force appliquée au câble par le vérin est reportée directement à la structure, par l'intermédiaire de l'ancrage.

L'énergie nécessaire à la réalisation du serrage conique n'est atteinte qu'après un mouvement d'entraînement du mors par le toron. Les valeurs de la rentrée de mors varient suivant les types d'unités et les vérins de 4 à 11 mm.

La perte par rentrée d'ancrage peut être évaluée à partir de l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature.

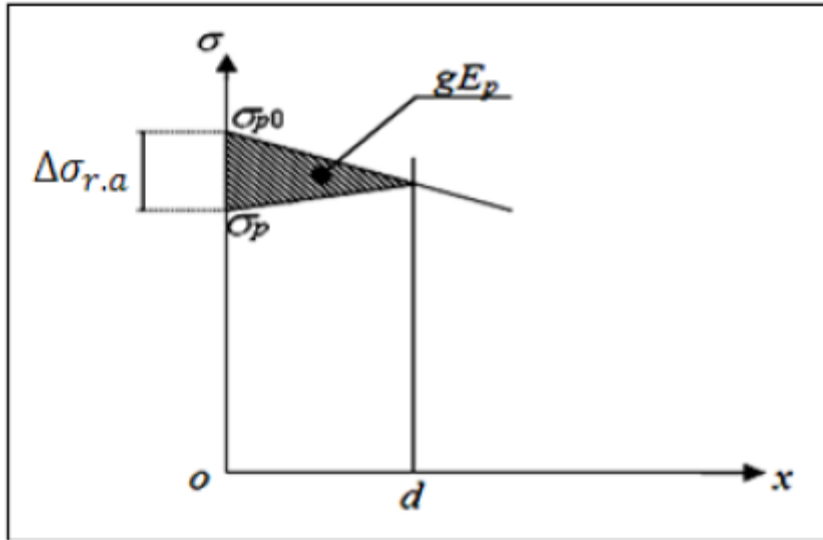


Figure8-2:Diagramme de l'effet du recul d'ancrage

Compte tenu des frottements sur la longueur d, on peut écrire :

$$\Delta \sigma'_{po} = \sigma'_{po} [1 - e^{-2d(f\dot{\alpha} - \phi)}]$$

d : abscisse de la limite d'influence du glissement à l'ancrage.

$d < l/2$ , il faut tendre l'armature par ses deux extrémités afin d'obtenir des tensions supérieures à celles du cas où elle serait tendue par une seule extrémité.

$$g * E_p = 0.005 \times 1.95 \cdot 10^5 = 950 \text{ MPa.}$$

$$d = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{po}}}$$

g : glissement par rentrée de l'ancrage en mètre = 5 mm.

$\sigma_{po}$ : pente moyenne de la contrainte en fonction de l'abscisse après frottement

$E_p$ : module d'élasticité de l'acier =  $1.95 \cdot 10^5$  Mpa .

section	Cable 1 $\Delta \sigma'_p(x)$
0.00	185.90
0.75	174.83
1.75	160.06
2.75	145.29
3.75	130.52
4.75	115.75
5.75	100.98
6.75	86.21
7.75	71.44
8.75	56.67
9.75	41.90
10.75	27.13
11.75	12.36
12.59	00.00

section	Cable 2 $\Delta \sigma'_p(x)$
0.00	193.26
0.75	181.29
1.75	165.33
2.75	149.36
3.75	133.40
4.75	117.44
5.75	101.48
6.75	85.52
7.75	69.56
8.75	53.60
9.75	37.64
10.75	21.68
11.75	5.72
12.11	0.00

section	Câble 3 $\Delta \sigma'_p(x)$
0.00	156.83
0.75	148.95
1.75	138.44
2.75	127.93
3.75	117.42
4.75	106.90
5.75	96.39
6.75	85.88
7.75	75.37
8.75	64.86
9.75	54.35
10.75	43.84
11.75	33.32
12.75	22.81
13.75	12.30
14.75	1.79
14.92	0.00

## Chapitre 7 : études de la précontrainte

section	Câble 4 $\Delta \sigma_p(x)$	section	Câble 5 $\Delta \sigma_p(x)$
0.00	175.91	0.00	193.26
0.75	165.99	0.75	181.29
1.75	152.77	1.75	165.33
2.75	139.55	2.75	149.36
3.75	126.32	3.75	133.40
4.75	113.10	4.75	117.44
5.75	99.87	5.75	101.48
6.75	86.65	6.75	85.52
7.75	73.42	7.75	69.56
8.75	60.20	8.75	53.60
9.75	46.97	9.75	37.64
10.75	33.75	10.75	21.8
11.75	20.52	11.75	5.72
12.75	7.30	12.11	0.00
13.30	0.00		

Tableau 8-1-3 : valeur des pertes par recule d'encrage

### IV-2-3) Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action Desarmatures de précontrainte et aux autres actions permanentes, peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures

$$\Delta \sigma_{\text{rac}}(x) = 1/2 E_p * \sigma_b(x) / E_{bi}$$

$$\sigma_b(x) = P_i / S + (P_i * e_0 + M) y / I$$

$E_p$ : module de déformation élastique = 195GPA

$E_{bi}$  : module de la déformation longitudinal de beton =  $11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

A 7jours  $f_{c7} = 27.15 \text{MPa}$

$E_{b7j} = 33060.1 \text{MPa}$

A 28j = 41MPa

$E_{bi} = 37930.38 \text{MPa}$

$P_i$  : effort de la précontrainte  $P_i = N * A_p (\Delta \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{\text{frott}})$

$e_0$  : excentricité  $e_0 = -(v' - y \text{ câble moyen})$

## Chapitre 7 : études de la précontrainte

section	Câble 1 $\Delta \sigma_b(x)$	Câble 2 $\Delta \sigma_b(x)$	Cable3 $\Delta \sigma_b(x)$	Câble 4 $\Delta \sigma_b(x)$	Câble 5 $\Delta \sigma_b(x)$	Moyenne $\Delta \sigma_b(x)$
0.00	14.726	14.233	14.216	13.597	13.007	13.956
17.75	51.856	51.267	53.962	50.004	48.739	51.166

Tableau 8-1-3 : valeur des pertes par raccourcissement instantané du béton

La somme des pertes instantanées est selon le BPEL 91 :

$$\Delta \sigma_{\text{total}} = \Delta \sigma_f + \Delta \sigma_{\text{rec}} + \Delta \sigma_{\text{rac}}$$

$\Delta \sigma_f$  : perte par frottement

$\Delta \sigma_{\text{rec}}$  : perte par recule d'encrage

$\Delta \sigma_{\text{rac}}$  : perte par raccourcissement de béton

	$\Delta \sigma_p(x=0.00)$	$\Delta \sigma_p(x=17.75\text{m})$
Moyenne	194.99	176.17

Tableau récapitulatif des pertes instantanées

### VII-8-2) Pertes de tension différées :

1: perte dues au retrait de béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps ; dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait à lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. La valeur de la perte de précontrainte vaut :

$$\Delta \sigma_r = \varepsilon_r * E_p [1 - r(j)]$$

Avec :

$\varepsilon_r$  : Déformation final due au retrait du béton (Le raccourcissement d'une poutre, la valeur est prise par le BPEL en fonction du climat  $\varepsilon_r = 2.5 \cdot 10^{-4}$ )

$r(j)$  : Fonction traduisant la loi d'évolution du retrait en fonction du temps

$$r(j) = j/j + 9 * r_m$$

$r_m$  = rayon moyen de la pièce en cm

$$r_m = S_{\text{brute}} / \text{périmètre} = 0.66 / 6.719 = 9.82 \text{ cm}$$

$$r(28j) = 28/28 + 9 * 9.82 = 0.25$$

Section	moyenne
0.00	57.46
17.75	56.52

### 8-2-1 : Pertes dues au fluage du béton :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps, on constate que la déformation totale augmente et atteint trois fois la déformation instantanée. La perte de tension due au fluage du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) E_p / E_b$$

$\sigma_b = \sigma_{ci} = 20.5 \text{ Mpa}$  (Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.)

$\sigma_m = \sigma_{ti} = -4.59 \text{ Mpa}$  (Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.)

Section	Moyenne
0.00	50.13
17.75	130.7

### 8-2-2 : Pertes dues à la relaxation de l'acier :

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

A la relaxation normale « RN »

Très basse relaxation « TBR »

$$\Delta\sigma_{ra} = 6/100 (\sigma_i / f_{prg} - \mu_0) \sigma_i * \rho_{1000}$$

Section	Câble1 $\Delta\sigma_{p(x)}$	Câble2 $\Delta\sigma_{p(x)}$	Câble3 $\Delta\sigma_{p(x)}$	Câble4 $\Delta\sigma_{p(x)}$	Câble5 $\Delta\sigma_{p(x)}$	Moyenne $\Delta\sigma_{p(x)}$
0.00	49.48	48.51	53.75	51.07	48.68	50.3
17.75	52.01	50.58	57.28	54.29	50.94	53.02

Tableau 8-2-3 : valeur des pertes dues à la relaxation des aciers

### Récapitulatif pertes différées :

Section	$\Delta\sigma_{p\text{total}}$
0.00	149.50
17.75	231.41

Tableau récapitulatif des pertes différées

### Pertes total :

Section	$\Delta\sigma_{\text{total des pertes}}$
0.00	344.49
17.75	407.58

Tableau récapitulatif des pertes total (instantané+différées)

### VII-9)-Vérification des armatures passives longitudinales (Zone tendue talon) :

Selon l'article 6.1.32 du Fascicule 62-Titre I (Section II), la section théorique à prendre en compte est donnée par :

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

$\sigma_{bt}$  : contrainte de traction réelle dans le béton

$B_t$  : désigne l'aire de la partie du béton tendu

$N_{bt}$  : effort résultant équivalent aux contraintes de traction exercées sur l'aire du béton tendu

Section médiane :

$$\sigma_{bt} = 2.916 \text{ Mpa}$$

$$B_t = 2421 \text{ cm}^2$$

$N_{bt} = (6.678 * 2323) / 20 = 775.65 \text{ KN}$  désigne l'effort équivalent aux contraintes de traction exercé sur l'aire du béton tendu.

$$\text{Soit } A_s = 18.70 \text{ cm}^2$$

On disposera **4025** en nappe inférieure vu que le talon des poutres est en général une section critique en phase de construction.

$$A = 19.64 \text{ cm}^2 \geq 18.70 \text{ cm}^2$$

### Armatures de peau (Article 6.1.31 BPEL 91)

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

La section à prendre en compte est donnée par :

$$A_{\min} \leq A_s$$

Avec :

Pour les armatures de peau on prend  $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  de périmètre de section

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3 \text{ cm}^2}{\text{ml}} * \Omega \\ 0.1\% * A_b \end{array} \right.$$

$\Omega$  : périmètre de la section médiane

$$\Omega = 10.24 \text{ m}$$

$$A_b = 1.36 \text{ m}^2 \text{ section de la médiane}$$

## Chapitre 7 : études de la précontrainte

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3cm^2}{ml} * 10.24 = 30.72cm^2 \\ 0.1\% * 1.36 \cdot 10^4 = 13.6cm^2 \end{array} \right.$$

On disposera **6Ø25** en nappe inférieure dans le talon

On disposera **2Ø12** sur les deux périmètres latéraux du talon

On disposera **12Ø12** en nappe inférieure

On disposera **12Ø12** en nappe supérieure

On disposera **9Ø12** sur les deux périmètres latéraux de l'âme

$$A = 34.36cm^2 \geq A_{\min} = 30.72cm^2$$

### VII-9-1)-Vérification des contraintes tangentielles à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\tau^2 \leq \min(\tau'_1{}^2; \tau'_2{}^2)$$

$$\tau'_1 \leq 0.4f_{ij}(f_{ij} + 2/3\sigma_x)$$

$$\tau'_2 \leq 2f_{ij}/f_{cj}(0.6f_{cj} - \sigma_x)(f_{ij} + 2/3\sigma_x)$$

Détermination de l'état de contrainte :

Détermination de  $\tau$  :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot B_n}$$

$V_{red}$  : effort tranchant réduit

$B_n$  : Largeur nette de la section au CDG,  $B_n = b_0 - 0.5g$  ( $g$  : diamètre de la gaine = 8cm)

$S(y)$  : moment statique au CDG

$V_{red} = V - P \sin \alpha$  avec  $\alpha$  : inclinaison du câble dans la section considérée  $\alpha = 8^\circ$

$$P = P_0 - \Delta P(x)$$

Détermination  $\sigma_x$  :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} + (Pe + M) \frac{y}{I_n}$$

les calculs se font au CDG donc  $y=0$  alors :  $\sigma_{(x)} = \frac{P}{B_n}$

Contraintes admissibles en service:

$$\tau'_1{}^2 = 6.20 \text{ Mpa}$$

$$\tau'_2{}^2 = 16.33 \text{ Mpa}$$

$$\text{Min} = (\tau'_1{}^2; \tau'_2{}^2) = 6.20 \text{ Mpa}$$

## Chapitre 7 : études de la précontrainte

$\tau_{\max} = 5.91 \text{ Mpa} < 6.20 \text{ Mpa}$  Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

V-3) Justification des armatures verticales passives :

$$A_t \geq \frac{Bn \left( \tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) - \tan \beta_u \cdot \gamma_s S_t}{f_e}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{redu}}(S_y)}{I \cdot Bn} = 3.83 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$A_t / S_t \geq 0.15 \text{ cm}$$

Pourcentage minimum :

Le pourcentage minimum des armatures transversales verticales est donné par la formule suivante :

$$A_t / S_t \geq \frac{0.4 B n \gamma_s}{f_e}$$

Écartement minimum :

$$S_t \leq \min(0.8h ; 3b_0 ; 1\text{m})$$

$$S_t \leq \min(0.8 \cdot 1.8 ; 3 \cdot 0.2 ; 1\text{m})$$

Nous adoptons 2 cadres  $\Phi 12$  ( $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$ ) avec un écartement de 15cm en section d'about, soit  $A_t / S_t = 0.30 \text{ cm}$ . Les deux conditions précédentes sont vérifiées



VII-10) FERRAILLAGE TYPE DES SECTIONS :

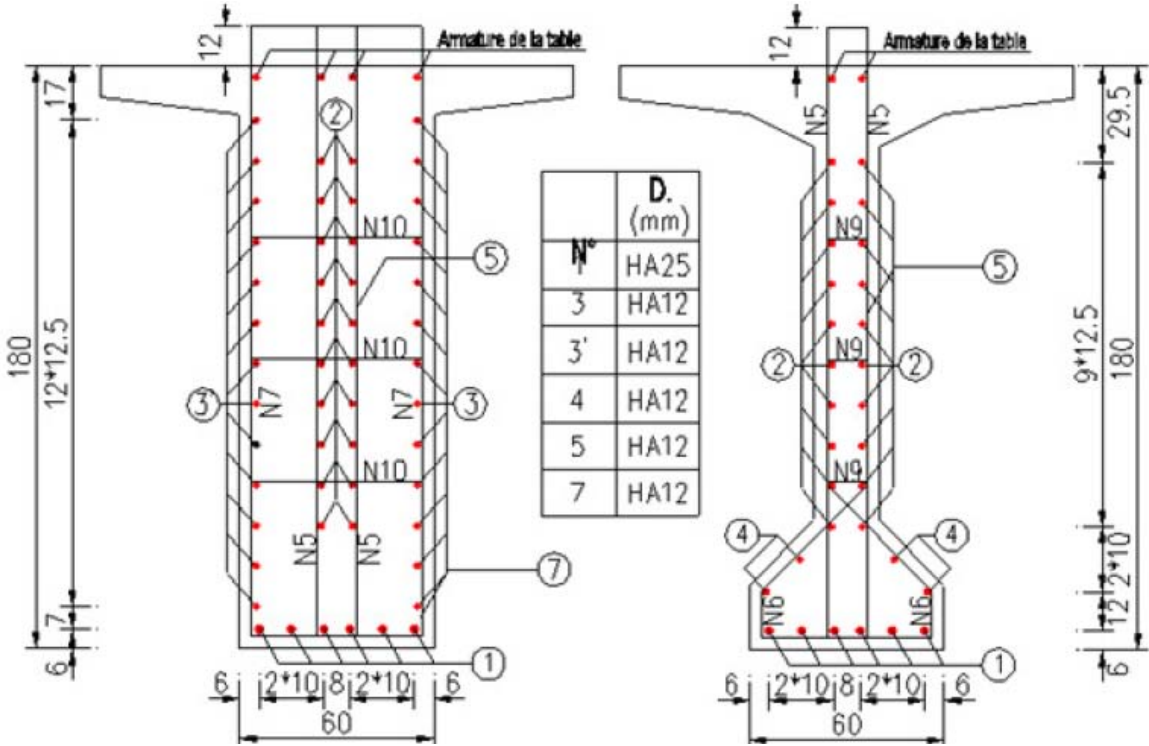


Figure 10-1 : ferrailage de l'âme de la poutre

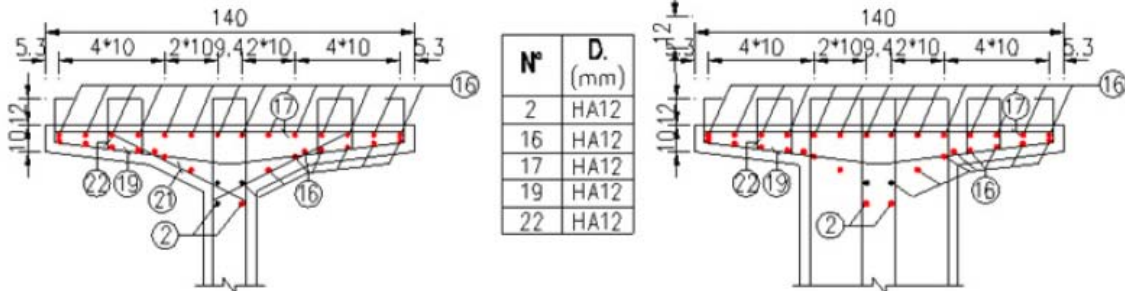


Figure 10-2 : ferrailage de la table de la poutre

### VIII) étude de la dalle :

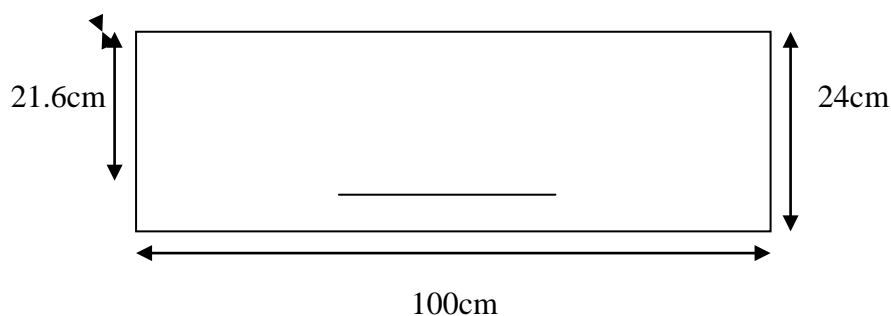
#### VIII-1) introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

La dalle est étudiée par le logiciel de calcul «Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013» dans le chapitre précédent.

#### VIII-2) ferrailage de la dalle :

La section qui sera ferrillée est la suivante :



Ferrailage passif transversal :

Le ferrailage se fait à l'ELU en flexion simple :

$$M_u = 77.1 \text{ kN.m} ; M_s = 63.01 \text{ kN.m} ; F_{c28} = 41 \text{ Mpa} ; F_e = 500 \text{ Mpa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 24 \text{ cm} ;$$
$$\Theta = 1 ; \gamma = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.9h = 21.6 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3.06 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \frac{1}{f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma \Theta} = 23.23 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{0.0771}{1 \cdot 0.216^2 \cdot 23.23} = 0.071 < 0.391 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.85} = 0.09$$

## Chapitre 8 : étude de la dalle

$$A_s = \frac{1(0.8*b*d*f_{bu}*\alpha)}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 665.65 \text{mm}^2 = 6.65 \text{cm}^2$$

Sup :  $6.65 \text{cm}^2$  soit HA16 e=10cm

Inf :  $13.3 \text{cm}^2$  soit HA16 e=10cm

### VIII-3) Vérification a L'ELU :

On doit vérifier :

$$A_s > A_{\min} = 0.23*b*d*\frac{f_{t28}}{f_e} = 304.04 \text{mm}^2$$

$665.65 > 304.04 \text{mm}^2$  OK

Vérification a L'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma_b \leq \sigma_{\text{badm}}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{\text{sadm}}$$

$$\sigma_{\text{badm}} = 0.6*f_{c28} = 24.6 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{\text{sadm}} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e \mid 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \quad \eta = \begin{cases} 1 \text{ pour RL} \\ 1.6 \text{ Pour HA} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{sadm}} = 243.39 \text{Mpa}$$

$$M_{\text{ser}} = 63.01 \text{KN.m}$$

$$A_s = 15.2 \text{cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}*y}{I}$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ 1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2} - 1 \right]$$

$$Y = 7.88 \text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 59228.48 \text{cm}^4 = 5.9228.10^{-4} \text{m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{63010*0.0788}{5.9228.10^{-4}} = 8383176.87 \text{N/m}^2 = 8.38 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_b = 8.38 \leq \sigma_{\text{badm}} = 24.6 \text{Mpa} \quad \text{OK}$$

## Chapitre 8 : étude de la dalle

$$\sigma_s = 15\sigma_b \frac{(d-y)}{y}$$

$$\sigma_s = 218.85 \text{ Mpa}$$

$$, \sigma_s = 218.85 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sadm} = 243.39 \text{ Mpa} \quad \text{OK Les conditions sont vérifiées.}$$

VIII-4) Vérification de la flèche :

Pour  $L_c = 35.9 \text{ m}$

$$\Delta f_i \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L_c}{1000}$$

$$\Delta f_i \leq 4.1 \text{ cm}$$

On a  $\Delta f_i = 3.90 \text{ cm}$

Module de déformation élastique

Selon l'article 2.1.4 du Fascicule 62-Titre I (Section II), pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures, le module de déformation du béton est

$$E_{vj} = 37000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad E_{vj} = 12653.82 \text{ Mpa} \quad (\text{différé})$$

Pour les charges de longue durée, il est de :

$$E_{vj} = 1000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad E_{vj} = 37619.47 \text{ Mpa} \quad (\text{instantané})$$

$$\Delta f_i = 3.90 \text{ cm} < 4.1 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

La flèche est vérifiée.

### IX) appareils d'appuis

#### IX-1) introduction :

La liaison des appuis au tablier est assurée par l'intermédiaire d'appareils d'appuis.

Ils ont pour but d'assurer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations.

En fonction des impératifs de construction, (ponts routiers, ponts rails,...), de la nature et de la grandeur des efforts à transmettre, il existe plusieurs types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer ci-dessous.

#### IX-2) Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

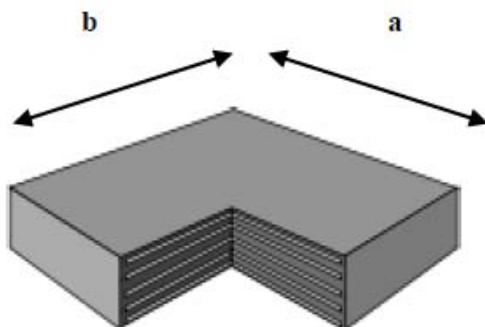


Figure 1-2 :Appareil d'appui en néoprène fretté

La désignation de l'appareil d'appuis est :  $a*b*n(t+e)$

**n**: nombre de feuilles élémentaires d'élastomère.

## Chapitre 9 : les appareils d'appuis

**t**: épaisseur d'une feuille élémentaire.

**e**: épaisseur d'une frette intermédiaire.

**a**: coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

**b**: coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage

### IX-3) Dimensionnement des appareils d'appuis :

#### IX-3-1 Dimensionnement en plan :

L'effort vertical maximal sur la culée calculé à l'ELU :

$$N_{\max} = 2302 \text{ kN}$$

Aire de l'appareil d'appuis :

Sachant que :

$$a \times b > \frac{N_{\max}}{\sigma}$$

$$a \times b > \frac{2302 \times 100}{150} \quad a \times b > 1534.66 \text{ cm}^2$$

Donc on prend

$$a \times b \cong 400 \times 400$$

Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux (2) conditions suivantes :

$$t_s \begin{cases} > \frac{a \cdot \sigma_m}{\beta \cdot \sigma_e} \text{ ou } \sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2 \text{ pour l'acier E24} \\ \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{2302 \cdot 10^3}{400 \cdot 400} = 14.39 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\beta = \frac{a \cdot b}{(a + b)2t}$$

Avec  $t = 1.2 \text{ cm}$  ( $t$  : épaisseur d'une feuille élémentaire )

$$\beta = \frac{40 \cdot 40}{(40 + 40) \cdot 2 \cdot 1.2} = 8.33$$

Donc :

$$t_s \begin{cases} > \frac{400 \cdot 14.39}{8.33 \cdot 235} \\ \geq 2 \text{ mm} \end{cases} t_s \begin{cases} > 2.93 \text{ mm} \\ \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend  $t_s = 3 \text{ mm}$

D'après le tableau de FREYSSINET :

## Chapitre 9 : les appareils d'appuis

,(a\*b) : (400\*400)

,t=10mm

T=50mm

Hauteur nette de l'élastomère (T) :

$$\frac{a}{10} < T < \frac{b}{5}$$

40<T<80 en prend T=50mm

,n=T/t=50/10=5

Donc en a 5 feuilles élémentaires d'élastomère.

Donc, l'appareil d'appui sous la poutre sera : **400 × 400 × 5 (10 + 3)** avec un dispositif anti cheminement (prévoir des appareils d'appuis de types B, C, D et E), conformément à la norme NE 1337-3.

### IX-3-2- Détermination des Raideurs des appareils d'appui (k)

La raideur de l'appareil d'appui est donnée par la formule suivante :

$$K_{A - App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

**G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 1,2 MPa en condition sismique ;

**ax b** : surface en plan de l'appareil d'appui = 0,4 x 0,4 m<sup>2</sup> ;

**T** : épaisseur des feuille sen caoutchouc de l'appareil d'appui, T = 0,101 m

$$K_{ap} = 1,2 \frac{0,4 \times 0,4}{0,101} = 1,90 \text{ MN/m}$$



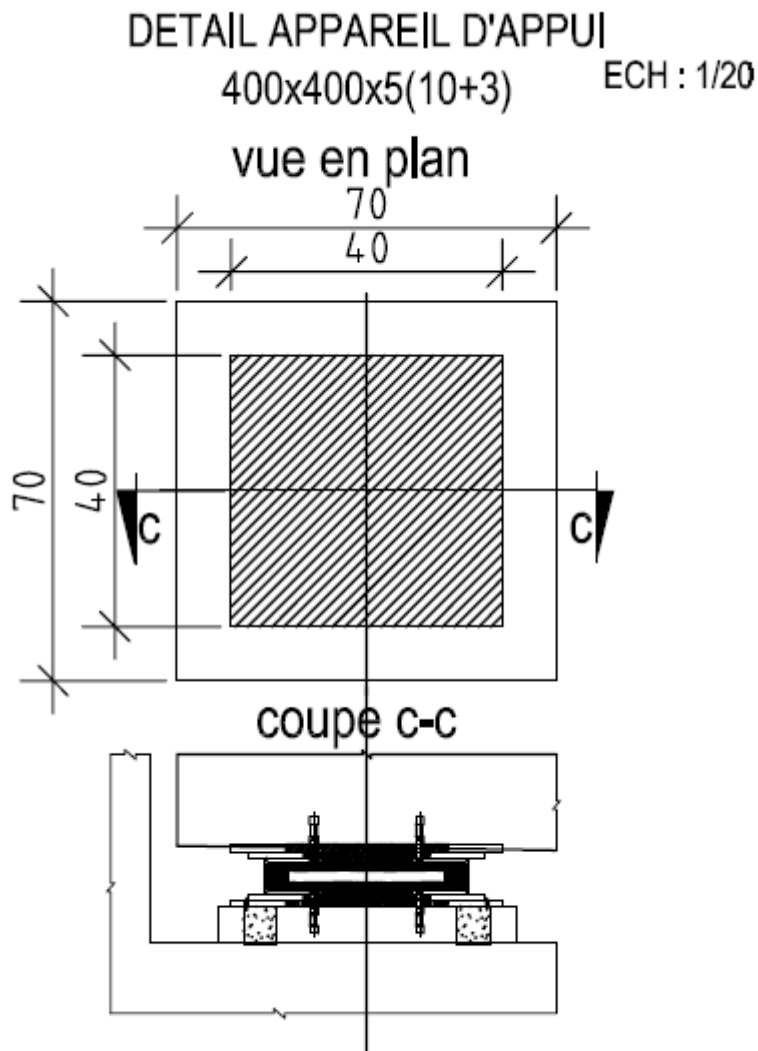


Figure 1-3 : vue en plan de l'appareil d'appuis

### IX-4) Vérifications de l'appareil d'appuis

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

### Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \times G \times a' \times S_1}{3T_e}$$

$F_z$  : la réaction maximale de la combinaison fondamentale a ELU ;

$G$  : module de cisaillement de l'appareil d'appui  $G = 0,9\text{MPa}$  ;

$A_r$  : la surface en plan effective ;  $A_r \approx A' = a' \times b' = 39,2 \times 39,2 \text{ cm}^2$  ;

$a'$  : le plus grand côté ;

$S_1$  : coefficient de forme du feuillet le plus épais :

$$S_1 = \frac{A'}{I_p \times t_e} \quad \text{avec } I_p = 2(a' + b')$$

et  $\begin{cases} t_e = t_i & \text{pour les feuillets des couches internes} \\ t_e = 1,4t_i & \text{pour les feuillets des couches externes} \end{cases}$

$T_e$  : épaisseur nominale totale d'élastomère.

$$F_z = 181 \text{ kN}$$

$$T_e = 101 \text{ mm}$$

$$A_r \approx A' = 39,2 \times 39,2 = 1536,64 \text{ cm}^2$$

$$t_e = 12 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{1536,64}{156,8 \times 1,2} = 8,17$$

Donc

$$15,29 < 19,02 \quad \text{OK}$$

### Traction dans les frettes

Les frettes doivent avoir au moins 2 mm d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime. Les feuillets sont d'épaisseur constante  $t_i$ , l'épaisseur minimale  $t_s$  des frettes est définie par :

$$t_s = \gamma_m \frac{2,6 \times F_z \times t_i}{3A_r \times f_y}$$

$t_i$  : Epaisseur d'une feuille d'élastomère ;

$\gamma_m$  : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1 ;

$f_y$  : Limite élastique de l'acier qui compose les frettes (Acier classe S235) ;

Application Numérique :

$$F_z = 181 \text{ kN}$$

$$t_i = 12 \text{ mm}$$

$$A_r \approx A' = 1536,64 \text{ cm}^2$$

$$t_s = 3 \text{ mm}$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$t_s = 6 \text{ mm} > \{T_s \text{ calculée ; } 3\text{mm}\} \quad \text{OK}$$

### Condition de non-glissement

La vérification du non-glissement est assurée si :

$$F_{xy} \leq \mu_e F_z \text{ et } \frac{F_{z, \text{Gmin}}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

$F_{z, \text{Gmin}}$  : réaction minimale à l'ELU sous charges permanentes ;

$F_z$  et  $F_{xy}$  : réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables.

$\mu_e$  : coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

$$F_{z, \text{Gmin}} = 2211.2 \text{ kN}$$

$$A_r \approx A' = 1536,64 \text{ cm}^2$$

$$\frac{F_{z, \text{Gmin}}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa} \qquad 14.39 \text{ MPa} > 3 \text{ MPa}$$

Evaluation des réactions  $F_z$  et  $F_{xy}$  :

$F_{xy}$  est l'effort horizontal maximale à l'ELU du au retrait, au fluage, a la température et au freinage.

Application Numérique :

$$\text{Combinaison à l'ELU : } 1,35 G_{\text{max}} + F_{\text{flv}} + 0,9 T + 1,6 A(l)$$

$$F_{xy} = 4400 \text{ N}$$

Evaluation du coefficient  $\mu_e$  :

Le coefficient  $\mu_e$  est imposé par la norme dans la plupart des cas :

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5K_f}{\sigma_m} \text{ avec } \sigma_m = \frac{F_z}{A_r}$$

$K_f = 0,6$  pour le béton.

$$F_z = 181 \text{ kN}$$

$$F_{xy} = 4400 \text{ N}$$

## Chapitre 9 : les appareils d'appuis

$$A_r \approx A' = 1536,64 \text{ cm}^2$$

$$\mu_e = 0.16$$

$$F_{xy} \leq \mu_e F_z \rightarrow 4.4 \text{ kN} \leq 28.96 \text{ kNOK}$$

Limitation de distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime :

$$\varepsilon_\tau = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$$

Dans cette formule :

$K_L$  : est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général ;

$\varepsilon_c, \varepsilon_q$  et  $\varepsilon_\alpha$  : sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

Evaluation de  $\varepsilon_c$  :

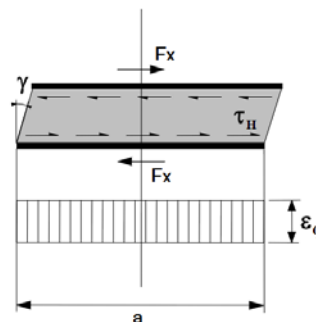
Sous un effort normal centré  $F_z$ , on constate une répartition linéaire de la distorsion  $\varepsilon_c$  liée au cisaillement  $\tau_N$  dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté  $b$  de l'appareil d'appui.

Elle est donnée par la formule :

$$\varepsilon_c = \frac{1,5 \times F_z}{G \times A_r \times S}$$

$F_z$  : la réaction maximale de la combinaison fondamentale à ELU ;

$S_1$  : coefficient de forme du feuillet :



$$S = \frac{A'}{l_p \times t_e} \quad \text{avec } l_p = 2(a' + b')$$

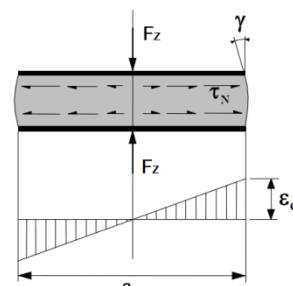
et  $\begin{cases} t_e = t_i & \text{pour les feuillets des couches internes} \\ t_e = 1,4t_i & \text{pour les feuillets des couches externes} \end{cases}$

$$\varepsilon_c = 0.3$$

Evaluation de  $\varepsilon_q$  :

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion  $\varepsilon_q$  liée au cisaillement  $\tau_H$  dans l'élastomère.

Sous un déplacement  $v_x$  ou sous un effort horizontal  $F_x$ , la distorsion est donnée par la formule :



$$\varepsilon_q = \frac{F_x}{G \times a \times b}$$

$$\varepsilon_q = 0.4$$

Evaluation de  $\varepsilon_\alpha$  :

La valeur de la distorsion  $\varepsilon_\alpha$ , sous l'effet de rotations  $\alpha_a$  et  $\alpha_b$  d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b) \times t_i}{2 \sum t_i^3}$$

$t_i$  : épaisseur d'une feuille d'élastomère.

$\alpha$  : est la rotation d'axe parallèle au côté b / a de l'appareil d'appui.

L'angle  $\alpha_a$  est estimé à partir du diagramme de déformation longitudinale (flèche finale de poutre) :  $\alpha_a = 4,9 \times 10^{-3}$  rad, contre  $\alpha_b$  est négligeable à cause de l'absence de déformation transversale (présence des entretoises).

$$\varepsilon_\alpha = 4.08$$

D'où :

$$\varepsilon_\tau = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) = 4.69 < 7 \quad \text{OK}$$

### X) étude de la pile

X-1 : introduction

Une pile est l'appui intermédiaire d'un pont. Son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de la fondation. Elle se compose d'un chevêtre, d'un fut et d'une semelle liant les pieux. Les pile est soumise a des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier).

#### Critère de dimensionnement de la pile

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particulier :

La profondeur de la brèche à franchir.

Le type de tablier a porté.

Résistance mécanique et robustesse.

Facteur d'esthétique

#### X-2) Pré dimensionnement de la pile

Poids volumique du remblai $\gamma_s$	20kN/m <sup>3</sup>
angle de frottement du sol	30%
Surcharge q	10kN/m <sup>2</sup>
Coefficient d'accélération sismique A	25%
Coefficient du site S2	1.1
Hauteur moyenne du fut le plus haut	3.10m
Nombre de fûts	1
Largeur du chevêtre	2.20m
Longueur du chevêtre	13.10m
Épaisseur du chevêtre	2.20m
Distance entre les deux appuis	1.23m
Entraxe des pieux transversalement	3.60m
Entraxe des pieux longitudinalement	3.60m
Nombre de pieux par semelle	08
Largeur de la semelle	6.00m
Longueur de la semelle	13.20m

Le calcul se fait seulement pour la pile la plus haute P3  $H_{moy}=3.10m$

#### Rigidité de la pile

Pour une pile simplement bloquée en tête par un appareil d'appuis fixé Le raideur de la pile est évaluée par le calcul de déplacement horizontal de la pile sollicité par une force unitaire  $F=1KN$  appliqué au sommet de la pile

## Chapitre 10 : étude de la pile

Pour le cas d'une pile encastree a la base et libre en haut la raideur est donnee par la formule suivante :

$$k_{\text{Pile}} = n \frac{3EI}{h^3}$$

$k_{\text{pile}}$  : raideur de la pile ;

$n$  : nombre de colonnes , $n= 2$  ;

$E$  : module d'elasticite instantane du beton = 33000 MPa ;

$I$  : moment d'inertie en plan de colonne,  $I = \frac{\pi d^4}{64}$

$h$  : hauteur de fut.

piles	$H_{\text{moy}}$ (m)	D(m)	$I(\text{m}^4)$	n	$K_{\text{piles}}$ (MN/m)
Pile 1	3.10	1.5	0.24	2	15.94
Pile 2	2.60	1.5	0.24	2	26.69

X-3) Determination des differents cas de charges :

X-3-1) Charge permanente :

Elément	$V_{\text{stat}}$ (kN)	M(kN.m)
Tablier	7970.00	18382.3
Semelle	$6*2*13.2*25=3960$	/
Chevêtre	$2.2*2*13.1*25=1348.4$	/
Fut	637.5	/
Appuis	34.3	/
Poids des terres	1221.8	/

Tableau-3-1 : des charges permanentes sur la pile

$$V_{\text{siesme}}=449.9\text{kN}$$

$$H_{\text{siesme}}=2356.7\text{kN}$$

X-3-2) surcharges d'exploitation :

Les charges et surcharges donné par le logiciel Robot Structural Analysis sont les suivants qui s'exercent sur la pile 3 :

Désignation	$V_{stat}$ (kN)	$H_{stat}$ (kN)	Zh(m)	M(kN.m)
Surcharge A(l)	3760.00	175.00	7.80	1365.0
Surcharge B <sub>c</sub>	1657.60	150.00	7.80	1170.0
Surcharge M <sub>c120</sub>	910.00	/	/	/
Surcharge D <sub>240</sub>	1965.30	/	/	/

Tableau -3-2 : surcharges d'exploitation sur la pile

$$M(\text{kN.m})=H_{\text{stat}}.Z_h(\text{m})$$

$$M(A(l))=175*7.80=1365 \text{ kN.m}$$

$$M(B_c)=150*7.80=1170.0 \text{ kN.m}$$

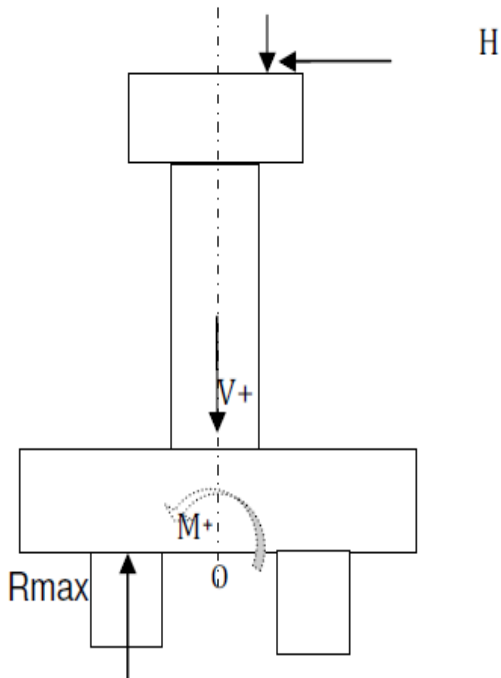


Figure 2-1 : élévation de la pile



## Chapitre 10 : étude de la pile

X-3-3) Combinaisons de charges:

Combinaisons d'actions à L'ELS :

		V (kN)	H(kN)	M(kN.m)
G +1.2A(l)	G +1.2A(l)	21804.5	/	/
	1.2freinage A(l)		210	1575
G +1.2B <sub>c</sub>	G +1.2B <sub>c</sub>	19281.6	/	/
	1.2freinage B <sub>c</sub>		180.0	1350
G +M <sub>C120</sub>	G+M <sub>C120</sub>	18202.5	/	/
	H		0.00	0.00
G +D <sub>240</sub>	G+D <sub>240</sub>	19257.8	/	/
	H		0.00	0.00

Tableau -3-3-1: combinaison d'action a L'ELS P3

H(freinage A(L))=175 kN

H(freinage B<sub>c</sub>)=300/2=150kN (30t masse total de camion B<sub>c</sub>)

M(kN.m)=H\*Z

210\*7.5=1575 kN.m

180\*7.5=1350 kN.m

Combinaisons d'actions à L'ELU :

		V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
1.35G +1.6A(l)	1.35G +1.6A(l)	28279.2	/	/
	1.6freinage A(l)		280.00	2100.0
1.35G +1.6B <sub>c</sub>	1.35G +1.6B <sub>c</sub>	24915.3	/	/
	1.6freinage B <sub>c</sub>		240	1800.0
1.35(G+M <sub>C120</sub> )	1.35(G +M <sub>C120</sub> )	23416.4	/	/
	1.35 H		0.00	0.00
1.35(G +D <sub>240</sub> )	1.35(G +D <sub>240</sub> )	24916.4	/	/
	1.35 H		0.00	0.00

Tableau -3-3-2) combinaison d'action a L ELU P3

H(freinage A(l))= 175 kN

H(freinageB<sub>c</sub>)=300/2=150 Kn

M(Kn\*m) =H \* Z

M (A(l)) =280 \*7.5 =2100.0 kN m

M(B<sub>c</sub>) =240 \*7.5 =1800.0 Kn m

## Chapitre 10 : étude de la pile

Combinaisons d'action sismiques:

L'étude sismique a une importance capitale lors du dimensionnement des ponts pour cela le présent chapitre a été consacré à l'étude dynamique du pont étudié et pour cela on utilise le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art RPOA avec la méthode **mono modale spectrale**.

	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
G + V <sub>s</sub> + 0.2A(l)	17749.4	/	/
H <sub>sismique</sub>		2356.7	18382.3
G + V <sub>s</sub> + 0.2B <sub>c</sub>	17328.9	/	/
H <sub>sismique</sub>		2356.7	18382.3

Tableau -3-3-3 : Combinaisons d'action sismique de la pile

X-4) détermination des réactions des pieux :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

La réaction du pieu est calculée selon la formule suivante :

$$R = \frac{V}{n} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

V : effort total

M : moment total

I : moment d'inertie d'un pieu

n : nombre des pieux=8

combinaison	R <sub>max</sub> (kN)	R <sub>min</sub> (kN)
ELS	2834.9	2275.3
ELU	3680.7	2936.5
ELA(accidentel)	3495.2	870.90

Tableau 4-1 : réactions des pieux pour pile P3. H=3.10m

NB : Toutes les hypothèses de calculs citées ci-dessus sont généralisées pour le reste des piles.

## X-5) Ferrailage des différents éléments de la pile :

### X-5-1 : ferrailage pieu :

Les pieux sont supposés encastrés dans la semelle et libre à la base (pointe), la méthode de WERNER nous permet d'obtenir les moments sollicitant les pieux en différentes sections à l'aide de la formule suivante :

$$M(z) = X_{\emptyset}^M + M^* + \frac{1}{\lambda} X_{\emptyset}^H x H^*$$

Avec :

$$M^* = -\frac{X_{\emptyset}^H H^*}{X_{\emptyset}^M \lambda} \text{Moment fléchissant en tête des pieux}$$

$H^* = H/n$  : effort horizontal en tête des pieux

H : effort horizontal maximum agissant en tête du pieu

n : nombre des pieux

$(X_{\emptyset}^H ; X_{\emptyset}^M)$  : Sont tirés à partir des abaques de « WERNER » en fonction de  $\langle I \rangle$  et  $\langle \lambda \rangle$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{\emptyset x C_u}{4x EI}}$$

$\emptyset$  : Diamètre des pieux.

$C_u$  : Coefficient de réaction du sol

I : moment d'inertie du pieu

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée

Nous aboutirons sur une section suivant (avec ROBOT expert)

Longueur pieu(m)	Diamètre pieu(m)	Section d'acier	soit
20	1.20	113.10cm <sup>2</sup>	24HA25

Tableau récapitulatif ferrailage pieux

### X-5-2) Calcul des semelles

La section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles.

$$A_S = \frac{N_{ma} x \frac{L}{2} \frac{L}{4}}{\sigma_a h} \sigma_a = 2/3 f_e$$

	Cote long(m)	Cote trans(m)	Hauteur semelle(m)	Section d'acier long(cm <sup>2</sup> )	Section d'acier trans(cm <sup>2</sup> )
Semelle de pile H=3.10m	6.00	13.20	2.00	70	24

Tableau récapitulatif des semelles

## Chapitre 10 : étude de la pile

X -5-3)Calcul des futs des piles :

N(kN)	M(kN.m)
11815.6	18382.3

Donc en aura :

	Hauteur(m)	Section d'acier(cm <sup>2</sup> )
Pile	3.10	148

X-5-4) calcul chevêtres :

Le rôle du chevetre est d'assurer le transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier. Ils permettent également l'emplacement de vérin lors du chargement des appareils d'appuis.

Chevêtre sur pile			
Combinaison	ELS	ELU	ELA
M(kN.m)	8933	11632	6498

Tableau : effort des chevêtres

Donc en aura le ferrailage comme suite :

	Hauteur chevêtre (m)	Longueur chevêtre (m)	Section d'acier(cm <sup>2</sup> )
Chevêtres piles	2.20	13.10	191.80

Tableau : ferrailage chevêtre

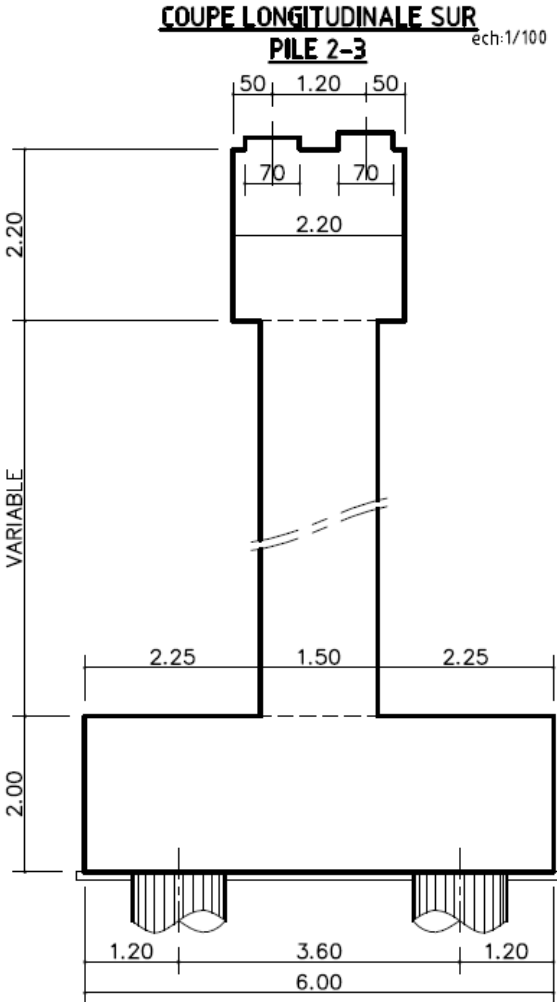


Figure 5-4 : coupe longitudinal des piles 2,3

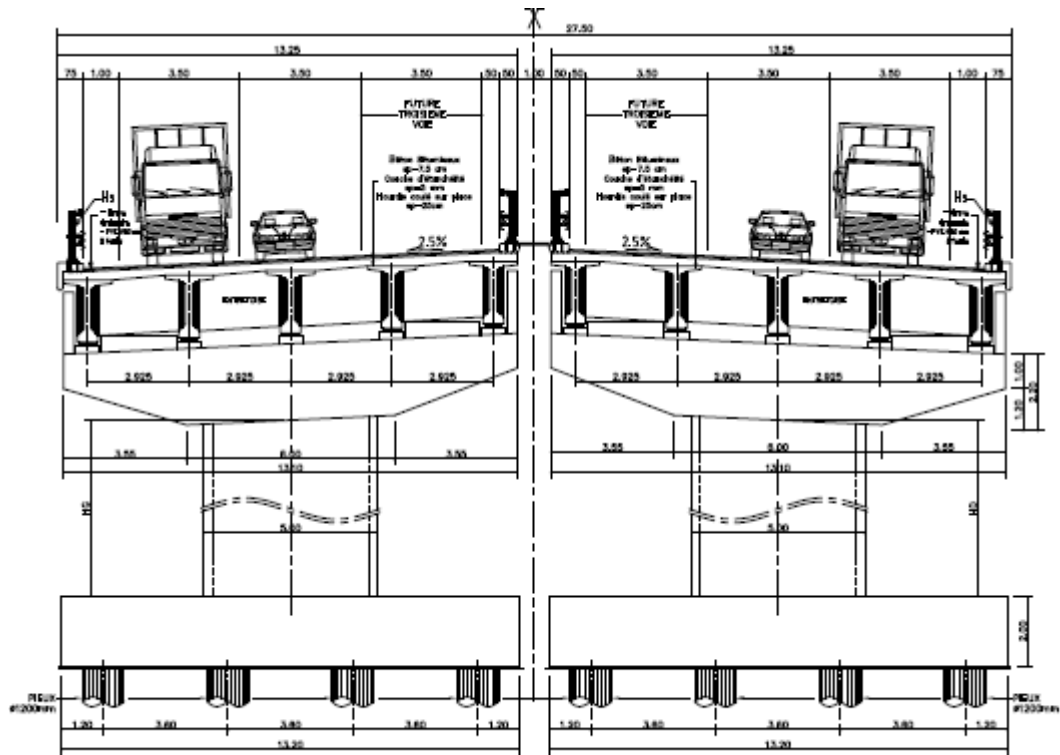


Figure 5-5 : coupe transversal des piles 2,3

## XI) ETUDE DE LA CULEE

### XI-1) Introduction

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

### XI-2) la fonction de culée

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en :

-Fonction mécanique.

Ses caractéristiques sont :

- Une bonne transmission des efforts à la fondation.
- la limitation des déplacements horizontaux en tête.
- la limitation des déplacements verticaux (tassement).
- Fonction technique.

Elle se caractérise par le fait que :

- l'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque des conduites ou des canalisations passent à l'intérieur du tablier.

### XI-3)description de la culée

	Valeur	
Poids volumique de remblai $\gamma_s$	20kN/m <sup>3</sup>	
Coefficient de frottement du sol	30°	
Coefficient de poussée K	0.33	
Coefficient de poussée dynamique $K_{ad}$	0.425	
Surcharge sur remblai Q	10.00kN/m <sup>2</sup>	
Coefficient d'accélération sismique	25%	
Coefficient de site S3	1.10	1.00
Hauteur moyenne de mur frontale	3.4m	
Epaisseur de mur frontale	1.20m	
Longueur de mur frontale	13.57m	
Epaisseur de mur en retour	0.50m	
Epaisseur de mur garde grevé	0.35m	
Hauteur de mur garde grevé	2.32m	
Entre axe des pieux transversalement	3.60m	
Entre axe des pieux longitudinalement	3.75m	
Nombre des pieux	8	
Epaisseur de la semelle	1.60m	
Largeur semelle	6.00m	
Longueur semelle	13.65m	

Tableau 3 :description de la culée

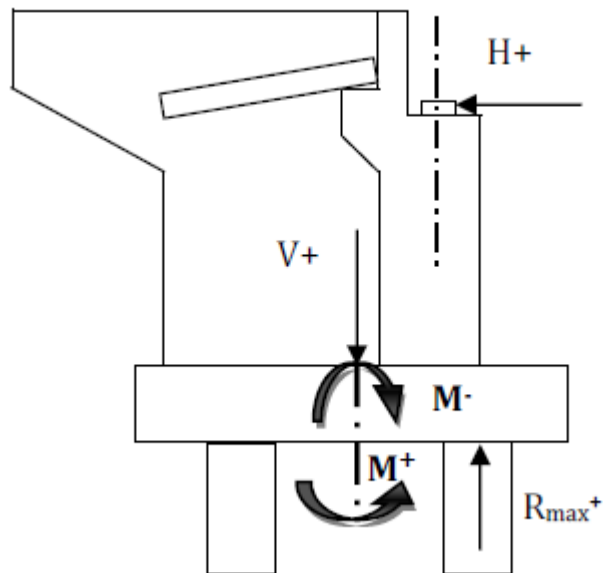


Figure 3-1 : élévation de la culée

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Trois murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont
- Un mur garde grève destinée à isoler le tablier du contact de remblai.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.
- Dalle de transition.



XI-4) schéma de la culée :

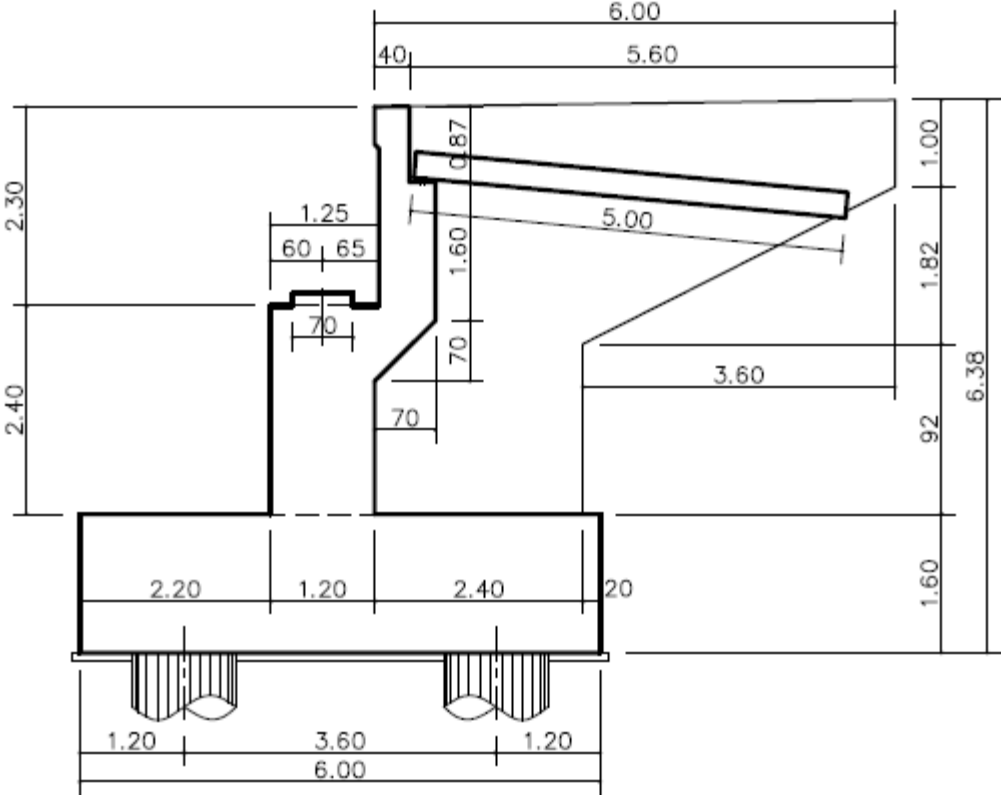


Figure 4-1 : coupe longitudinale sur la culée

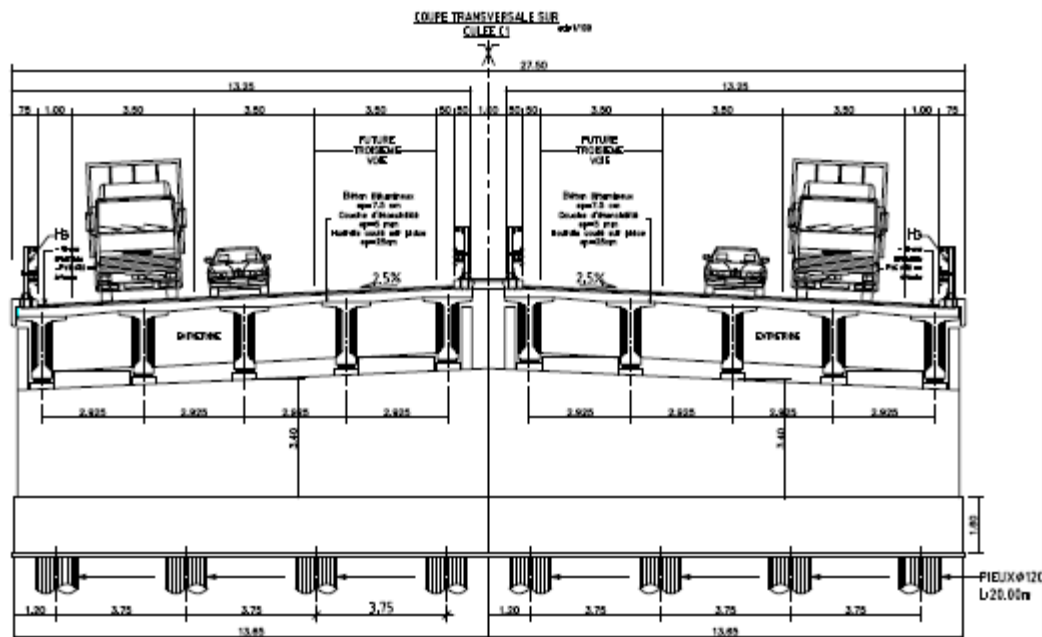


Figure 4-2 : coupe transversal de la culée 1

## XI-5) Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas de chargements. La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

La culée est un élément sensible à la conception, et parce que le pont doit être stable donc les appuis doivent être stables. La culée est un élément qui assure la stabilité du pont.

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

\*Les sollicitations verticales.

- Poids du tablier.
- Poids des éléments constitutifs.
- Les surcharges.

\*Les sollicitations horizontales.

- Poussée de la terre.
- La surcharge  $q = 1t/m^2$ , elle est due au poids du remblai sur la dalle de transition. (D'après le fascicule 61.titre 2).

XI-6) détermination des déferents cas de charges :

Désignation	$V_{stat}$ (kN)	$V_{sism}$ (kN)	$H_{sism}$ (kN)	$Z_v$ (m)	$Z_h$ (m)	$M_{st}$ (kN.m)	$M_h^{sism}$	$M_v^{sism}$	
Reaction du tablier	3985.0	225.1	-1179.1	-0.20	5.2	-797.0	-6131.3	-45.0	
Semelle	3276.0	245.7	-819.0	0.00	0.8	0.00	-655.2	0	
Mur de front	1384.1	103.8	-346.0	-0.20	3.3	-276.8	-1141.9	-20.8	
Mur garde grevé	270.7	20.3	-67.6	0.62	6.14	167.83	-415.5	12.7	
Corbeau	446.0	33.4	-111.5	0.92	2.45	410.3	-273.1	30.8	
Mur cache	21.0	1.5	-5.2	-0.18	6.08	-3.7	-31.9	-0.3	
Dalle transition	490.12	36.7	-122.5	0.92	6.13	450.9	-751.1	33.8	
Mur en rotateur	Un	70.0	5.25	-17.5	3.60	6.75	252.0	-118.1	18.9
	Deux	122.5	9.19	-30.62	2.24	5.08	274.4	-155.6	20.58
	Trois	66.0	4.95	-16.5	1.80	2.7	118.8	-44.55	8.91
Terres sur patin AR	3456.0	259.20	-863.99	1.70	4.42	5875.14	3823.2	440.64	
Terres sur AV	270.3	20.27	-67.56	-1.9	1.85	513.51	-125.00	-38.51	
Poussées des terres	/	/	-2824.8	/	3.625	/	-10239	/	
Total	14524	965.6	-6472.1			5822.12	-23907	461.73	

Tableau 6-1 : charges permanentes culée

$$M_{st} = V_{stat} * Z_v$$

$$M_h^{sism} = V_{sism} * Z_h$$

$$M_v^{sism} = V_{sism} * Z_v$$

XI-7) surcharges d'exploitation:

désignation	$V_{stat}$ (kN)	$H_{stat}$ (kN)	$Z_n$ (m)	$Z_h$ (m)	$M_n$ (kN.m)	$M_h$ (kN.m)
Surcharge A(l)	1880.0	-87.5	-0.20	7.90	-376.00	-691.25
Surcharge Bc	1468.8	-150.0	-0.20	7.90	-293.76	1185.0
Mc120	1071.4	/	-0.20	/	-214.28	/
D240	1760.4	/	-0.20	/	-352.08	/

Tableau 7-1 : surcharges d'exploitation culée

## Chapitre 11 : étude de la culée

XI-8) combinaisons d'action:

XI-8-1 : a L'ELS :

	V(kN)	H(kN)	M(KN.m)
G +1.2A(l)	17133.3	/	/
H +1.2freinage A(l)	/	-2166	-657.2
G+1.2Bc	16639.9	/	/
H+1.2freinage Bc	/	-2241	-948.5
G+Mc120	15948.7	/	/
H	/	-20.61	-125.8
G+D240	15229.4	/	/
H	/	-20.61	-266.69

Tableau 8-1 : combinaison d'actions a ELS de la culée

XI-8-2 : a L'ELU :

	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
1.35G+1.6A(l)	23092.4	/	/
1.35H+1.6freinageA(l)	/	-2922.3	-870.5
1.35G+1.6B <sub>c</sub>	21846.9	/	/
1.35H+1.6freinageB <sub>c</sub>	/	-3022.3	-1141.5
1.35(G+M <sub>c120</sub> )	21156.8	/	/
1.35H	/	-2782.3	244.8
1.35(G+D <sub>240</sub> )	20436.4	/	/
1.35H	/	-2782.3	388.6

Tableau 8-2 : combinaisons d'action a L'ELU DE la culée

## Chapitre 11 : étude de la culée

XI-8-3 : combinaisons d'action sismique :

	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
G+Vs+0.2A(l)	15866.05	/	/
Hsism	/	-6489.6	-17622.76
G+Vs+0.2Bc	15783.81	/	/
Hsism	/	-6502.1	-17622.76

Tableau 8-3 : combinaisons d'actions a L'ELA de la culée

XI-9 : ferrailages des différents éléments de la culée :

1-Mur garde-grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

**Forces verticales.**

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

**Forces horizontales.**

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Pour le calcul des efforts, on utilise la formule approchée du document SETRA PP73.

$$M_{\text{tot}}=2,5 (h+1)$$

La formule SETRA PP73

$$M=\frac{12.K}{0.75+2H} \left[ \frac{1}{2} H^2 x (0.25H + \frac{1}{2} H^2) \right]$$

Avec :

$$K=K_{\text{ah}} * b_c * \delta * \gamma$$

$$\gamma = \begin{cases} 1.2 & \text{ELS} \\ 1.6 & \text{ELU} \end{cases}$$

$b_c$  : coefficient de pondération de système Bc=1.1

$\delta$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai=1

$$K_{\text{ah}}=\tan^2(\pi/4-\varphi/2)=0.33 \quad (\varphi=30^\circ)$$

Poussé de terre :

$$P_t=K_{\text{ah}} * \gamma * H= 0.33 * 1.8 * 2.32=1.4t \quad (\gamma=1.8t/m^3 \text{ poids volumique des terres})$$

$$M_t=1/3 * P_t * H= 1.08t.m$$

## Chapitre 11 : étude de la culée

$$K = \begin{cases} 0.33 * 1.1 * 1.6 = 0.58 \text{ ELU} \\ 0.33 * 1.1 * 1.2 = 0.43 \text{ ELS} \end{cases}$$

$$M_{ELU} = 102.05 \text{ kN.m}$$

$$M_{ELS} = 83 \text{ kN.m}$$

$$f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta \quad \gamma_b = 15.3 \text{ Mpa}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$d = 0.9h = 0.36 \text{ m}$$

$$b = 1$$

$$\mu = 0.051$$

$$\varepsilon_{es} = f_e / 1.15 E_s$$

$$\varepsilon_{es} = 2.17 * 10^{-3}$$

$$\alpha_r = 3.5 / 3.5 + 1000 * \varepsilon_{es} = 0.62$$

$$\mu_r = 0.8 \alpha_r (1 - 0.4 \alpha_r) = 0.37$$

$\mu < \mu_r$  Dans ce cas, on est dans le domaine 2-a ( $\mu < 0,186 \varepsilon_{es} < \varepsilon_s$ )

Donc, notre section sans armature comprimé

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.066$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.35 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 7.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 * 1 * 0.36 * 2.22 / 500 = 3.64 < 7.1 \text{ cm}^2 \text{ (condition de non fragilité OK)}$$

La section total d'aciers est de  $11.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , soit T20 (e=20cm)

Vérification a ELS :

$$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \sigma'_s$$

$$\sigma'_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_s = \inf(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

$$\sigma'_s = 207.31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * X}{I}$$

$$I = \frac{b * X^3}{3} + n * A_s (d - X)^2$$

$$X = 0.1 \text{ m}$$

$$I = 1.18 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.3 * 0.1 / 1.18 * 10^{-3} = 7.03 \text{ Mpa} < 16.2 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d - X)}{I} = 8.3 (0.36 - 0.1) / 1.18 * 10^{-3} = 201.08 < 207.31 \quad \text{OK}$$

2- Corbeau d'appuis :

Il sert d'appuis à la dalle de transition, les sollicitations qu'elle induit sont faibles. On adopte donc le ferrailage proposé par SETRA PP73.

\_ un goujon de diamètre 25 cm déposé tous les 50 cm;

\_ un HA 12 tous les 15 cm (soit  $7.92 \text{ cm}^2$ ).

## Chapitre 11 : étude de la culée

### 3- Mur frontal :

Il assure plusieurs fonctions :

- \_ une fonction de soutènement vis-à-vis des terres en reportant l'effet des poussées des terres;
- \_ une fonction porteuse vis-à-vis de la charge;
- \_ une fonction raidisseur de l'ensemble de la pile.

Un modèle soumis à toutes les sollicitations a été établi. Le ferrailage obtenu sous l'effort le plus prépondérant est donné ci-dessous.

Mur frontal		
ELS	ELU	ELA
M(kN.m/ml)	M(kN.m/ml)	M(kN.m/ml)
1036.31	770	871

Tableau : efforts sur le mur frontal

La section d'acier totale d'après le B.A.E.L donnée par ROBOT expert est de 32.2 cm<sup>2</sup>/ml, soit 7T20/ml face au remblai 7T16/ml sur la face extérieure.

Vérification :

On fait la vérification à L'E.L.S avec les deux conditions suivantes

$$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \sigma'_s$$

Le calcul est fait de même manière sauf que :

$$A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 32.2 \text{ cm}^2; M_{ser} = 103.6 \text{ t.m}$$

Donc :

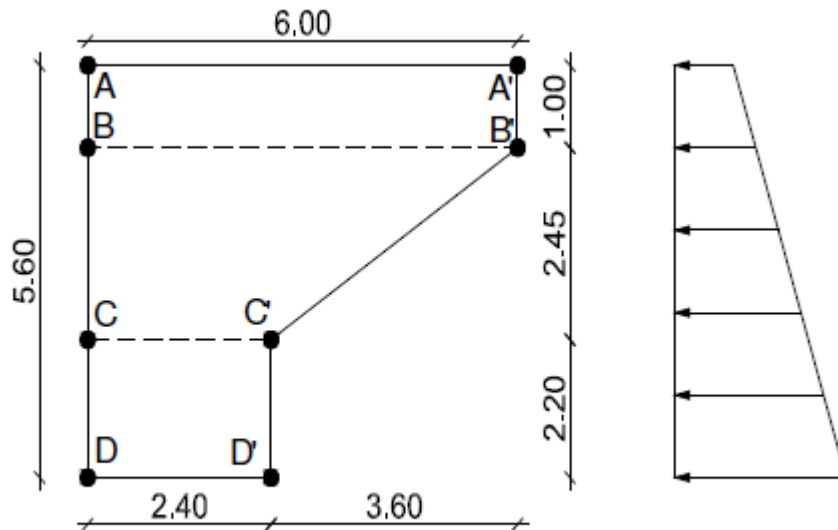
$$\sigma_{bc} = 8.7 \text{ Mpa} < 16.2 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{st} = 200.6 \text{ Mpa} < 207.31 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

### 4- Mur en retour :

Le mur en retour est soumis aux surcharges suivantes :

- \_ Poids propre y compris superstructure (corniches, barrière de sécurité, réseau multitubulaire, etc...);
- \_ Poussée des terres et de la surcharge de compactage;



Calcul des pressions :

$$P = K_a \times (1.2 \times q + \gamma \times h)$$

$$\text{Pour } h = 0\text{m} \Rightarrow P = 0.33 \times (1.2 \times 1 + 2 \times 0) = 0.396\text{t/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 1\text{m} \Rightarrow P = 0.33 \times (1.2 \times 1 + 2 \times 1) = 1.056\text{t/m}^2$$

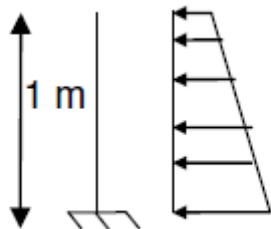
$$\text{Pour } h = 1 + 2.45 = 3.45\text{m} \Rightarrow P = 0.33 \times (1.2 \times 1 + 2 \times 3.45) = 2.67\text{t/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 1 + 2.45 + 2.2 = 5.65\text{m} \Rightarrow P = 0.33 \times (1.2 \times 1 + 2 \times 5.65) = 4.125\text{t/m}^2$$

Ferraillage de la tranche AA' BB' :

Calcul des moments fléchissant :

Encastrement le long BB' :

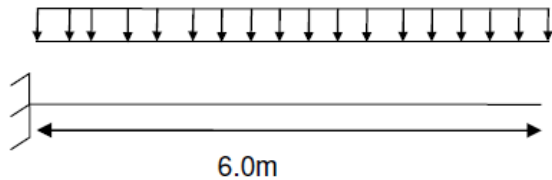


$$M = 0.396 \times \frac{1^2}{2} + (1.056 - 0.396) \times \frac{1^2}{6} = 0.308 \text{ t.m/ml}$$



## Chapitre 11 : étude de la culée

Encastrement le long AB :



$$M = \frac{(1.056 + 0.396)}{2} * \frac{6.0^2}{2} = 13.068 \text{ t.m/ml}$$

Calcul de ferrailage horizontal :

$$A_s = 15.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 5.7 \text{ cm}^2$$

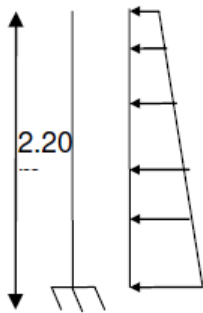
Calcul de ferrailage vertical :

$$A_s = A_{s \text{ min}} = 5.7 \text{ cm}^2$$

Ferrailage de la tranche CC' DD' :

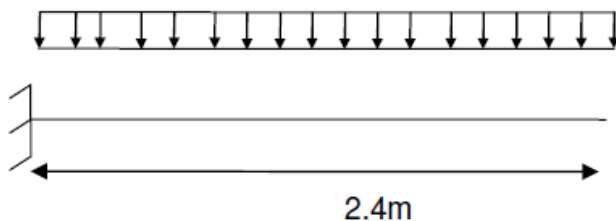
Calcul des moments fléchissant :

Encastrement le long de DD' :



$$M = 2.67 * \frac{2.2^2}{2} + (4.125 - 2.67) * \frac{2.2^2}{6} = 7.64 \text{ t.m/ml}$$

Encastrement le long CD :



$$M = \frac{(4.125 + 2.67)}{2} * \frac{2.4^2}{2} = 9.78 \text{ t.m/ml}$$

Calcul de ferrailage horizontal :

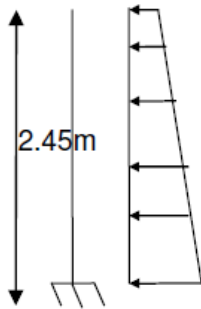
$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2$$

Calcul de ferrailage vertical :

$$A_s = 45.2 \text{ cm}^2$$

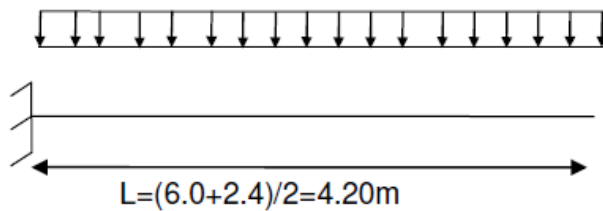
## Chapitre 11 : étude de la culée

Ferraillage de la tranche BB' CC':  
 Calcul des moments fléchissant:  
 Encastrement le long de CC':



$$M = 1.056 * \frac{2.45^2}{2} + (2.67 - 1.056) * \frac{2.45^2}{6} = 4.78 \text{ t.m/ml}$$

Encastrement le long BC :



$$M = \frac{1.056 + 2.67}{2} * \frac{4.2^2}{2} = 16.43 \text{ t.m/ml}$$

Calcul de ferraillage horizontal :

$$A_s = 20.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 5.7 \text{ cm}^2$$

Calcul de ferraillage vertical :

$$A_s = A_{s \text{ min}} = 5.7 \text{ cm}^2$$

XI-10) ferraillage pieux culée :

Les pieux sont supposés être encastrés dans la semelle et libres à la base (pointe).  
 La méthode de WERNER nous permet d'obtenir les moments sollicitant les pieux  
 endifférentes sections à l'aide de la formule qu'en utilisé précédemment :

En a trouvé le résultat suivant :

	Longueur (m)	Diamètre (m)	Sections d'aciers (cm <sup>2</sup> )	Soit
Pieux	20.00	1.20	113.1	24H25(117.81cm <sup>2</sup> )

Tableau 1 : ferraillage pieux culée

## Chapitre 11 : étude de la culée

### XI-11-ferraillage Semelle culée

La section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles.

	section d'acier nappe inf (cm <sup>2</sup> )
Ferraillage longi	36

Tableau 2 : ferraillage semelle culée

# XII)- étude géotechnique et fondations

### XII-1) Introduction :

Les fondations constituent un des éléments essentiels d'un projet de construction et de leur qualité dépend la pérennité de l'ouvrage. Il faut savoir que ce sont sur ces fondations que va reposer la totalité du poids: les charges permanentes de l'infrastructure et de la superstructure, les diverses charges et le poids des fondations elles-mêmes.

Beaucoup de sinistres subis par des ouvrages d'art procèdent des défauts de conception ou de calcul des éléments des fondations. Aussi, une mauvaise conception peut conduire à un surdimensionnement de l'ouvrage.

Aujourd'hui beaucoup de logiciels sont développés pour le calcul des fondations mais sont peu accessibles dans notre environnement, à l'ingénieur ou à l'étudiant que nous sommes. De même la pratique des fondations sur micros-pieux n'est pas courante et la documentation fait défaut.

Dans la sous-région, beaucoup de fondations de grands ouvrages sur terre comme les ponts ou même des bâtiments sont pour la plupart superficielles pour des raisons de facilité d'exécution et de conception. Mais avec les désordres liés au tassement des sols ou à un remaniement du sol parfois imprévisible, on préfère recourir de plus en plus à des fondations profondes pour un meilleur ancrage.

De nos jours les fondations des bâtiments ou ponts en zone marécageuse, argileuse ou sur des terrains de faible portance sont exécutées sur micros-pieux: type de fondations profondes dont le diamètre n'excède pas 250 mm.

En fonction de la nature des sols, des fondations profondes sont retenues.

\*Le diamètre du pieu privilégié est de  $\varnothing 1200$  afin d'uniformiser la conception

\*Le pourcentage de ferrailage minimum longitudinal des pieux est porté à 1 % Ab

\* Semelle de liaison pour fondations profondes

\*\*Un débord du périmètre de la semelle égale au diamètre du pieu est prévu par rapport à l'axe du pieu le plus proche

\*\* Pour éviter l'effet de groupe dans les pieux d'une même semelle, un entraxe minimal de 3,6m est requis entre les pieux.

### XII-2) ESSAIS PRÉSSIONOMÉTRIQUES

L'essai préssiométriques est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation. Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

\*\* Le module préssiométriques EM qui définit le comportement pseudo-élastique du sol;

\*\* La pression limite (pl) qui caractérise la résistance de rupture du sol;

\*\* La pression de fluage pf qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

L'appareil préssiométriques est constitué d'une sonde cylindrique dilatable radialement que l'on descend dans le sol au niveau de l'essai et d'un appareillage de mesure restant en surface. La sonde constituée de trois (3) cellules exerce sur la paroi du forage, au niveau de la cellule centrale de mesure, des pressions rigoureusement uniformes selon une progression arithmétique. Les déplacements de cette paroi qui en résultent sont lus ou enregistrés pour chacune des pressions en fonction du temps.

## XII-3) THÉORIE ET MÉTHODE DE CALCUL DE CAPACITÉ DE PORTANCE DE LA FONDATION

La capacité portante de la fondation se fait suivant le fascicule 62 titre V.  
On adopte la méthode d'essais préssiométriques

Calcul de l'effort limite mobilisable sous la pointe

$$Q_{pu} = A * q_u \text{ Avec :}$$

A : section du puits

$q_u$  : contrainte de rupture en pointe

La contrainte de rupture en pointe est :

$$q_u = k_p * P_l$$

Avec :

$K_p$  : facteur de portance

$P_l$  : Pression limite nette équivalente

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES - GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2 (***)	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES, MARNO-CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTÉRÉES <sup>(1)</sup> (***)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

Tableau 1 : facteur de portance

L'effort limite mobilisable au frottement latéral

$$Q_{su} = P * \sum q_{si} * z_i$$

Avec

$z_i$  : profondeur en (m)

Prof. (m)	Outils	COUPE	Prof. MGA	Description des sols	% de récup.	R.Q.D %	Echant.	Équipement Piezo et observations
1	Tubage caractéristique 113 diam 140			Terre végétale entre 0.00 m et 1.50 m de profondeur de couleur jaunâtre à brunaire riche en matière organique, ou graviers et galets. De 1.50 m à 5.00 m, galets et graviers sableux. Les galets sont de diamètre Cm à 20 anguleux.	55		11	bouchon à piston en tête sur massif de scellement.
2								
3				Mélange de galets, graviers et sable entre 5.00 m et 8.00 m de profondeur. Limons argileux de couleur rougeâtre à jaunâtre avec présence de graviers à partir de 8.00 m.	50		21	tube crépiné sur H= 11.00 m
4								
5								
6				Limons argileux de couleur rougeâtre à jaunâtre avec présence de graviers entre de 9.50 m et 11.50 m. Limons argileux jaunâtre compact de 11.50 m à 13.00 m de profondeur.	90		31	tube piezo PVC diamètre int. 45 mm longueur 15 m fin crépiné à 14 m
7								
8								
9								
10				Limons argileux sableux rougeâtre à jaunâtre compact	100		41	
11								
12								
13								
14								
15								

Tableau 2 : forage avec type des sols de chaque profondeur

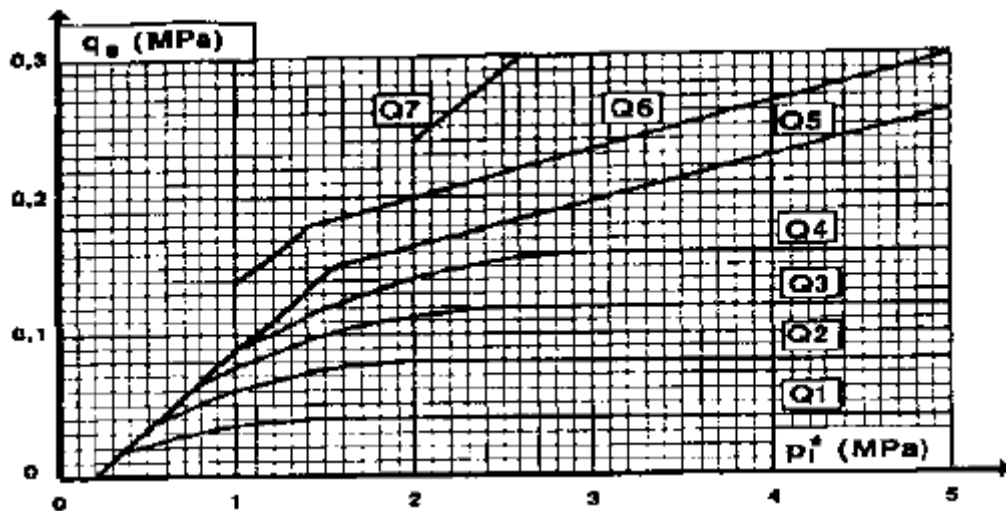


Figure 1 : valeur de frottement latéral unitaire

Donc avec l'abaque précédente on peut calculer l'effort limite mobilisable au frottement latéral

$$\text{Pour } z_1=1.5\text{m} \begin{cases} q_1 = 0.025\text{Mpa} \\ p_1 = 1.4\text{Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Pour } z_2=3.5\text{m} \begin{cases} q_2 = 0.08\text{Mpa} \\ p_2 = 1.6\text{Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Pour } z_3=3\text{m} \begin{cases} q_3 = 0.11\text{Mpa} \\ p_3 = 1.8\text{Mpa} \end{cases}$$

## Chapitre 12 : étude géotechnique et fondations

$$\text{Pour } z_4=1.5\text{m} \begin{cases} q_4 = 0.14\text{Mpa} \\ p_4 = 2.14\text{Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Pour } z_5=2\text{m} \begin{cases} q_5 = 0.15\text{Mpa} \\ p_5 = 1.5\text{Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Pour } z_6=2\text{m} \begin{cases} q_6 = 0.8\text{Mpa} \\ p_6 = 1.4\text{Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Pour } z_7=1.5\text{m} \begin{cases} q_7 = 0.06\text{Mpa} \\ p_7 = 0.6\text{Mpa} \end{cases}$$

Avec ces données on peut calculer l'effort limite mobilisable au frottement latéral

$$Q_{su} = P * \sum q_{si} * z_i$$

$$Q_{su} = 0.43\text{t}$$

Calcul de l'effort limite mobilisable sous la pointe

L'aire de pieu  $67.8\text{m}^2$  ( $\varnothing_{\text{pieu}}=1200$ )

$$Q_{pu} = A \cdot q_u \quad (q_u = 0.25\text{Mpa})$$

Les valeurs caractéristiques qui peuvent être déterminées par diverses méthodes, pour les catégories de sol de standard RPOA (2008), sont fournies dans le tableau ci-dessous. Il est recommandé de déterminer les valeurs, en prenant la moyenne harmonique des valeurs jusqu'à la profondeur de 30m.

RPOA (2008) valeurs caractéristiques peuvent être déterminées par diverses méthodes dans la catégorie de sol standard sont indiquées dans le tableau ci-dessous. Cette valeur est déterminée par la moyenne harmonique des valeurs de la profondeur jusqu'à 30 m est recommandée.

Cat	Description	$q_c$ (MPa) (c)	N (d)	pl(MPA) (e)	$E_p$ (MPa) (e)	$q_u$ (MPa) (f)	$V_s$ (m/s) (g)	
S1	Rocheux (a)	--	--	>5	>100	>10	>800	
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	>400
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	200-400
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-5	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	100-200
		Argile	<1,5	--	<0,5	<	<0,1	

Tableau 3 : Caractéristiques géotechniques des sites

Il est recommandé de prendre en compte la catégorie de sol comme **S3** dans la conception structurelle.

$$Q_{pu} = A * q_u$$

$$Q_{pu} = 1695t$$

Charge limite et de fluage :

$$\text{Charge limite en compression } Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 1695.43t$$

$$\text{Charge de fluage en compression } Q_c = 0.5 * Q_{pu} + 0.7 * Q_{su} = 847.8t$$

$$\text{Charge limite en traction } Q_{tu} = Q_{su} = 0.43t$$

$$\text{Charge de fluage en traction } Q_{tc} = 0.7 * Q_{su} = 0.301t$$

## XII-4) principe des justifications des états limites de mobilisation locale de sol

### XII-4-1) États-limites ultimes

	$Q_{min}$	$Q_{max}$
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_{su}}{1.40} = -0.307t$	$\frac{Q_u}{1.40} = 1211.02t$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_{su}}{1.30} = -0.33t$	$\frac{Q_u}{1.20} = 1412.85t$

Tableau 4-1 : principe de justification ELU

### XII-4-2) états limites de service :

	$Q_{min}$	$Q_{max}$
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{su}}{1.40} = -0.307t$	$\frac{Q_c}{1.1} = 770.72t$
Combinaisons quasi-permanentes	0	$\frac{Q_c}{1.40} = 605.57t$

Tableau 4-2 : principe des justifications ELS



## Conclusion

L'étude d'un ouvrage d'art est très complexe, elle fait l'appel à des connaissances approfondies dans plusieurs domaines dont : la géotechnique, la résistance des matériaux, le béton armé, le béton précontraint.

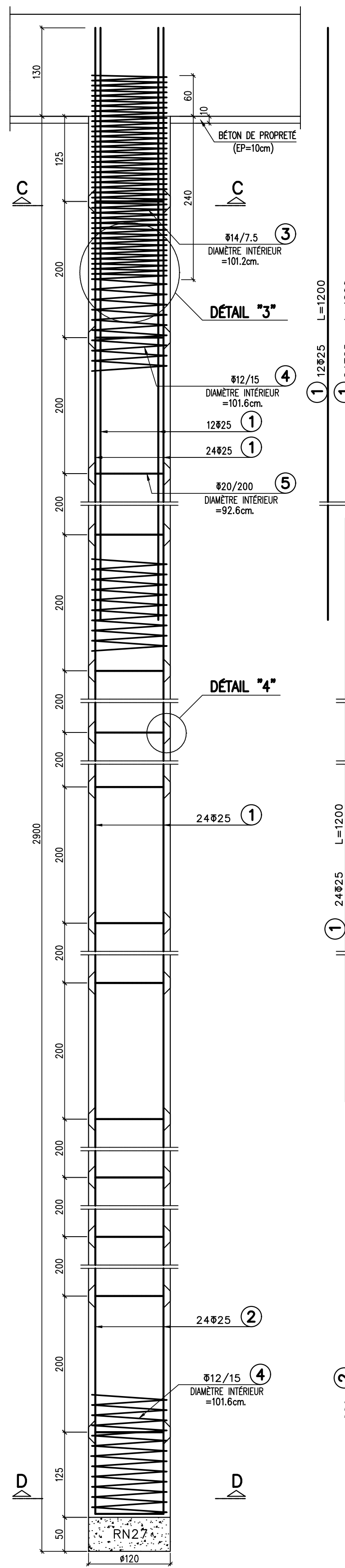
Notre ouvrage a été conçu pour assurer la liaison autoroutière reliant le port de Djen-Djen et l'autoroute Est - Ouest.

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances et ceci en complétant la formation acquise au sein du département de génie civil.

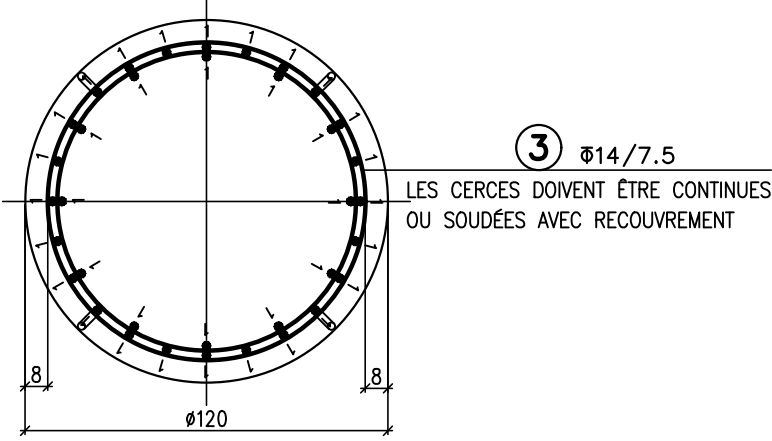
Le choix de la variante été pratiquement imposé du fait que les travaux se font sans interruption du trafic « estimé plus de 5 000 véhicules par jours » et consiste en un pont à poutres précontraintes préfabriquées.

La conception de cet ouvrage et le recour à la précontrainte, l'ouvrage servira à donner accès aux terres agricoles situées de chaque côté de l'autoroute. nécessitant des portées au-delà des 30 m du faite que la pile centrale doit être implantée au niveau de terre-plein central et les culées doivent être au-delà des accotements de cette dernière, ce qui justifier amplement notre choix.

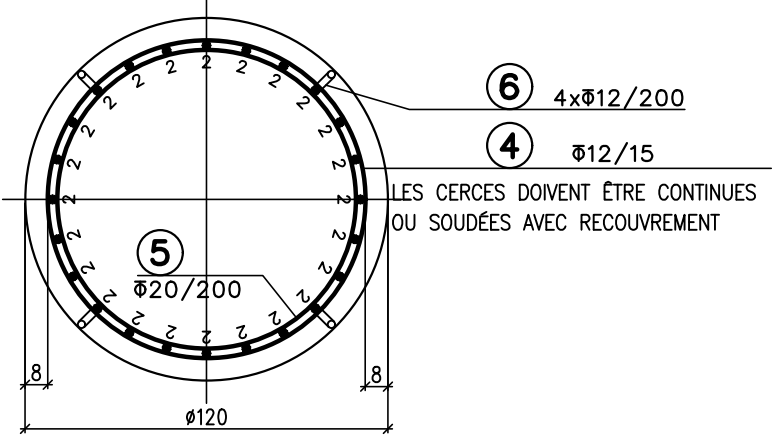
DÉTAILS DE FERRAILLAGE DES PIEUX (C1G-C1D) 1:50



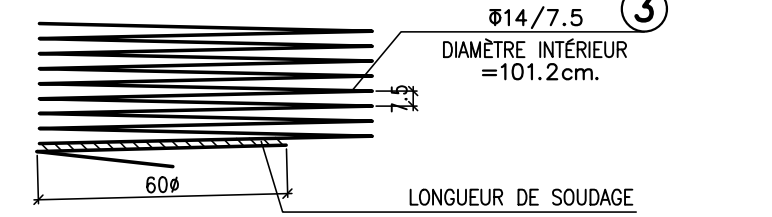
COUPE C-C 1:25



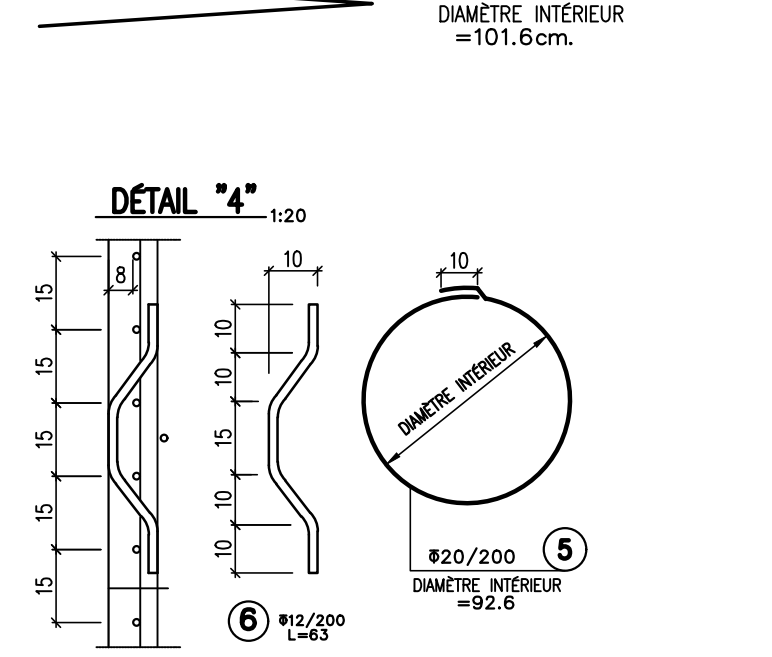
COUPE D-D 1:25



DÉTAIL "3" 1:25



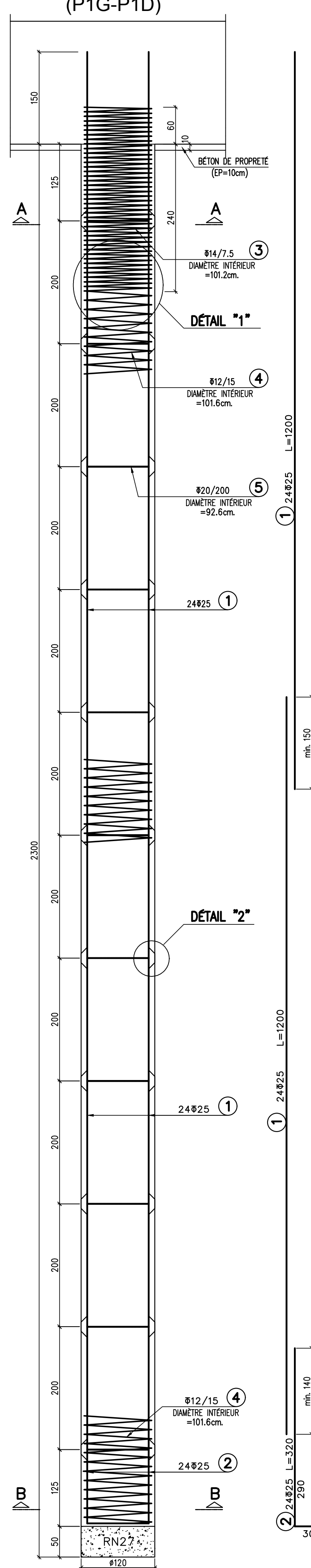
DÉTAIL "4" 1:20



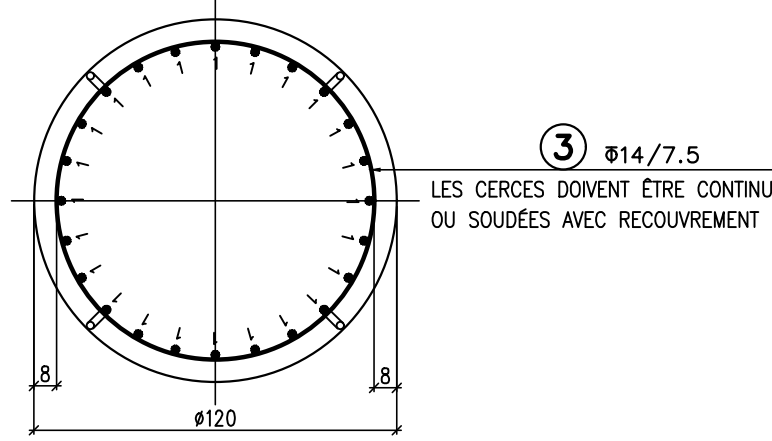
NOMBRE DE PIEUX : (2x8) = 16 UNITÉS  
NOTES: LES QUANTITÉS SONT DONNÉES POUR UN PIEU

NOMENCLATURE								
N°	Ø (mm)	Esp. (cm)	FAÇONNAGE	L (m)	Ø 12	Ø 14	Ø 20	Ø 25
1	25	--	60	12.00				720.0
2	25	--	24	880	9.10			218.4
3	14	7.5	--	136.18		136.2		
4	12	15	--	590.09	590.1			
5	20	200	14	3.00			42.0	
6	12	200	56	0.63	35.3			
LONGUEUR TOTALE				m.	625.4	136.2	42.0	938.4
POIDS UNITAIRE				kg/m.	0.888	1.208	2.466	3.853
POIDS				kg	555.4	164.5	103.6	3615.7
POIDS TOTAL				kg	<b>4439.2</b>			

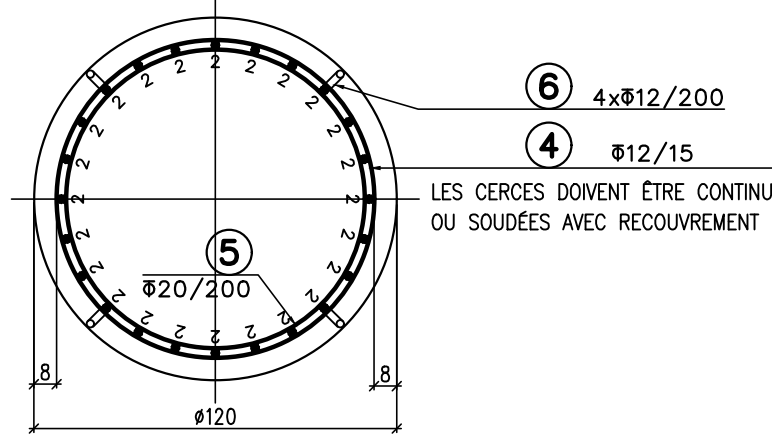
DÉTAILS DE FERRAILLAGE DES PIEUX (P1G-P1D) 1:50



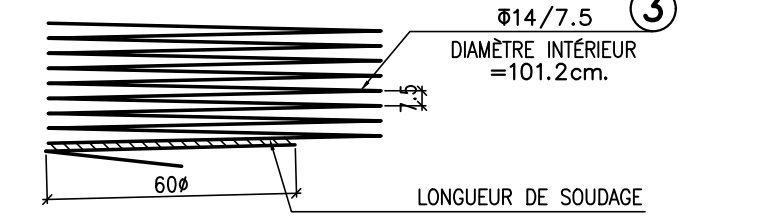
COUPE A-A 1:25



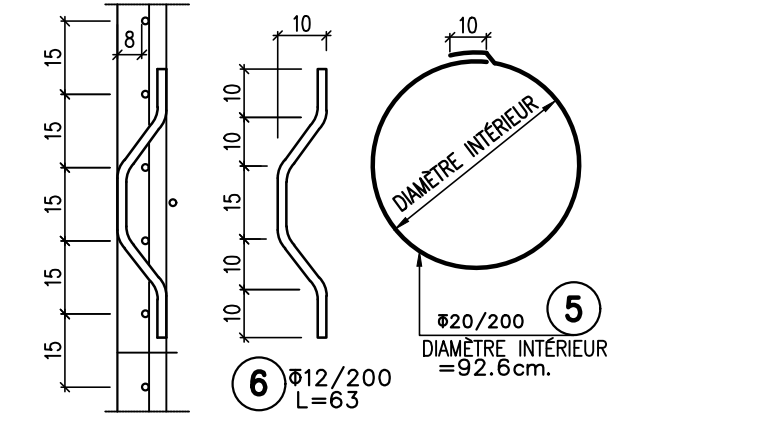
COUPE B-B 1:25



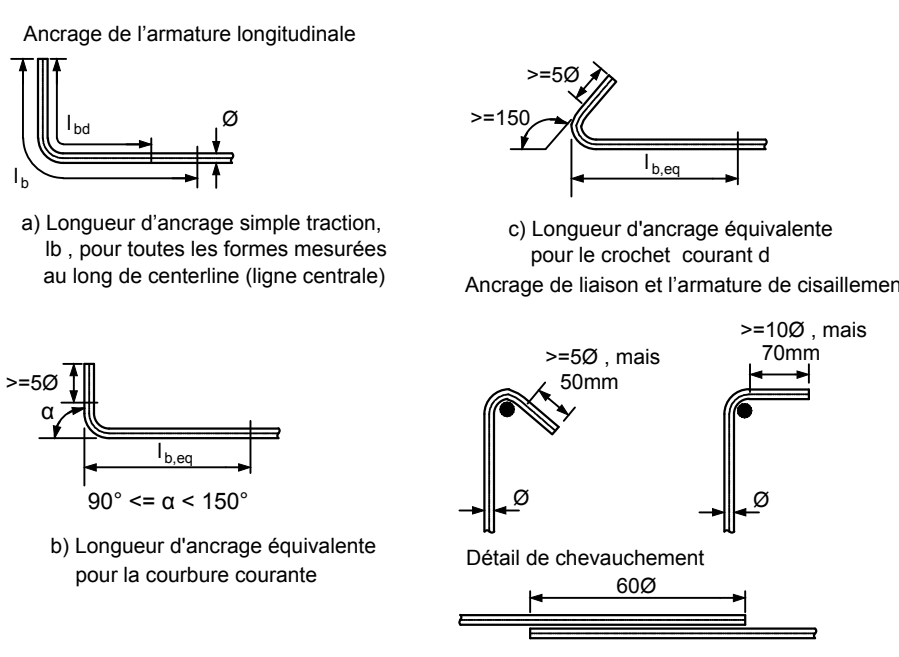
DÉTAIL "1" 1:25



DÉTAIL "2" 1:20



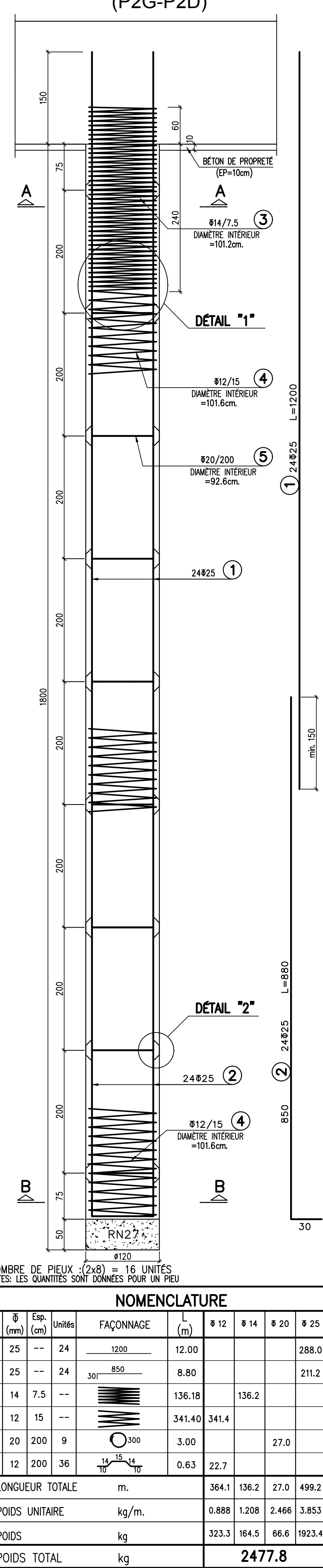
Ancrage de l'armature



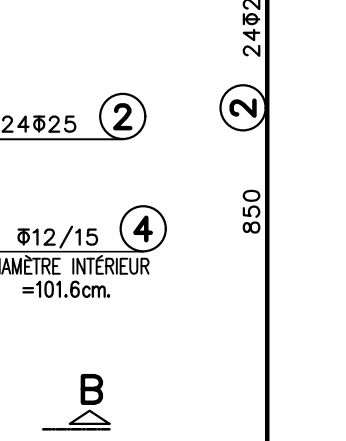
NOMBRE DE PIEUX : (2x8) = 16 UNITÉS  
NOTES: LES QUANTITÉS SONT DONNÉES POUR UN PIEU

NOMENCLATURE								
N°	Ø (mm)	Esp. (cm)	FAÇONNAGE	L (m)	Ø 12	Ø 14	Ø 20	Ø 25
1	25	--	48	12.00				576.0
2	25	--	24	290	3.20			76.8
3	14	7.5	--	136.18		136.2		
4	12	15	--	454.44	454.4			
5	20	200	11	3.00			33.0	
6	12	200	44	0.63	27.7			
LONGUEUR TOTALE				m.	482.1	136.2	33.0	652.8
POIDS UNITAIRE				kg/m.	0.888	1.208	2.466	3.853
POIDS				kg	428.1	164.5	81.4	2515.2
POIDS TOTAL				kg	<b>3189.2</b>			

DÉTAILS DE FERRAILLAGE DES PIEUX (P2G-P2D) 1:50



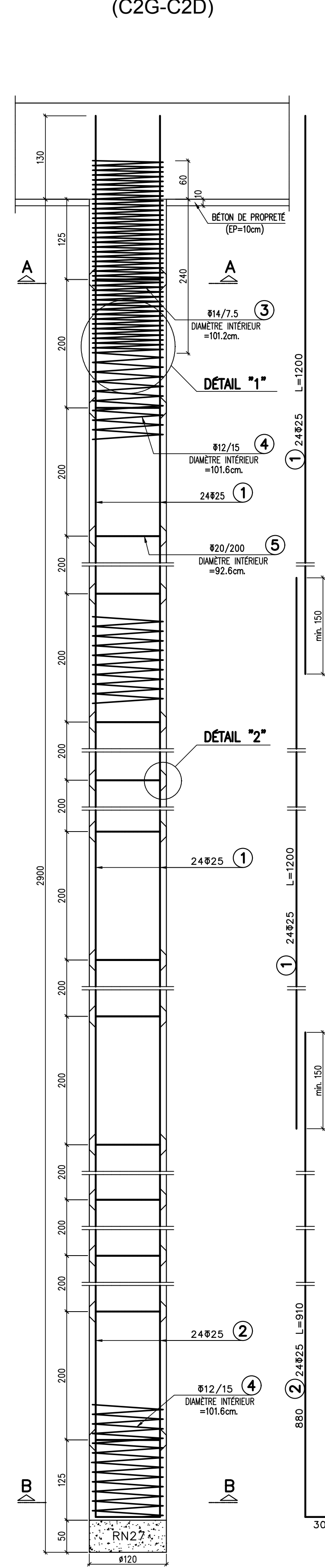
DÉTAIL "2" 1:20



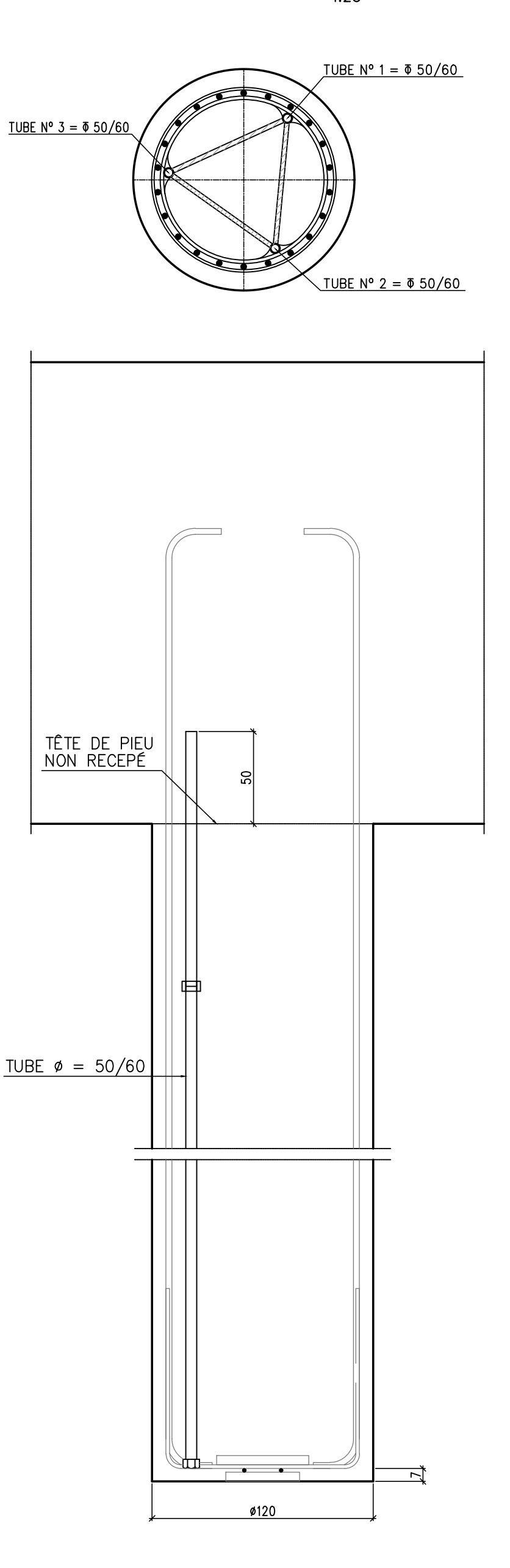
NOMBRE DE PIEUX : (2x8) = 16 UNITÉS  
NOTES: LES QUANTITÉS SONT DONNÉES POUR UN PIEU

NOMENCLATURE								
N°	Ø (mm)	Esp. (cm)	FAÇONNAGE	L (m)	Ø 12	Ø 14	Ø 20	Ø 25
1	25	--	24	1200	12.00			288.0
2	25	--	24	850	8.80			211.2
3	14	7.5	--	136.18		136.2		
4	12	15	--	341.40	341.4			
5	20	200	9	3.00			27.0	
6	12	200	36	0.63	22.7			
LONGUEUR TOTALE				m.	364.1	136.2	27.0	499.2
POIDS UNITAIRE				kg/m.	0.888	1.208	2.466	3.853
POIDS				kg	323.3	164.5	66.6	1923.4
POIDS TOTAL				kg	<b>2477.8</b>			

DÉTAILS DE FERRAILLAGE DES PIEUX (C2G-C2D) 1:50



TUBE SONIC DÉTAIL 1:25



NOMBRE DE PIEUX : (2x8) = 16 UNITÉS  
NOTES: LES QUANTITÉS SONT DONNÉES POUR UN PIEU

NOMENCLATURE								
N°	Ø (mm)	Esp. (cm)	FAÇONNAGE	L (m)	Ø 12	Ø 14	Ø 20	Ø 25
1	25	--	48	1200	12.00			576.0
2	25	--	24	880	9.10			218.4
3	14	7.5	--	136.18		136.2		
4	12	15	--	590.09	590.1			
5	20	200	14	3.00			42.0	
6	12	200	56	0.63	35.3			
LONGUEUR TOTALE				m.	625.4	136.2	42.0	794.4
POIDS UNITAIRE				kg/m.	0.888	1.208	2.466	3.853
POIDS				kg	555.4	164.5	103.6	3060.8
POIDS TOTAL				kg	<b>3884.3</b>			

TAILLE ORIGINALE A1

République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Ministère des Travaux Publics  
 وكالة الأشغال للبنى التحتية  
 Agence Nationale des Autoroutes

COCONTRACTANT : Groupement D'entreprise  
**RIZZANI DE ECCHER**

BUREAU D'ETUDES  
**YUKSEL PROJE**  
 YÜKSEL PROJE ULUSLARARASI A.Ş.  
 19. Chemin Chekkene 16405  
 Val d'Alger / Alger ALGERIE  
 Tel: (+213) 0 21 59 11 47  
 Fax: (+213) 0 21 59 17 78  
 www.yukselproje.com.tr

CONTROLER EXTERNE  
**BCS** egis International  
 L.T.P.E.

PROJET  
 REALISATION DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT  
 LE PORT DE JEN DJEN A L'AUTOROUTE EST-OUEST  
 AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM

PROJET D'EXECUTION  
 ETUDES D'EXECUTION  
 VIADUCS  
 VIA 101.7  
 DÉTAILS DE FERRAILLAGE DES PIEUX

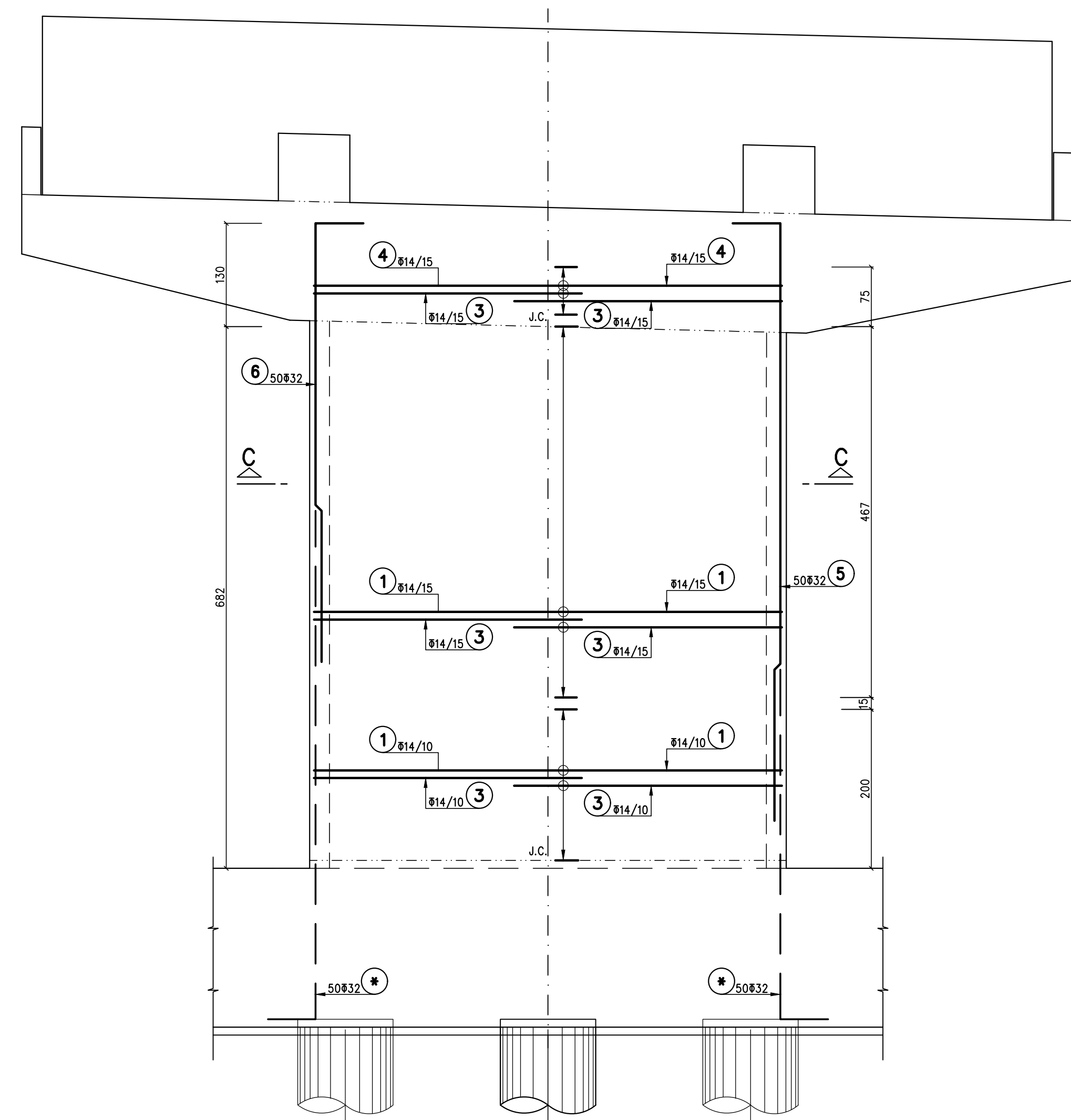
1ère édition JANVIER 2017 ECHELLE 1:50-1:25-1:20 FORMAT A1 FICHER E-MP-PST-A 00 52-PA-009-00-Ba STATUS  
**EMPPSTA 00 52 PA 009 00 Ba** 9/14  
 PHASE ORIGINE ACTIVITE OUVRAGE TYPE N° DOCUMENT ANNÉE INDEX D'ÉVAL.

PLAN NOTIFIE S.ÖZEN G.ÇETİN Ö.UGURLU  
 PREMIERE DIFFUSION S.ÖZEN G.ÇETİN Ö.UGURLU  
 DESCRIPTION ETABLİ VERİFİE APPROUVE

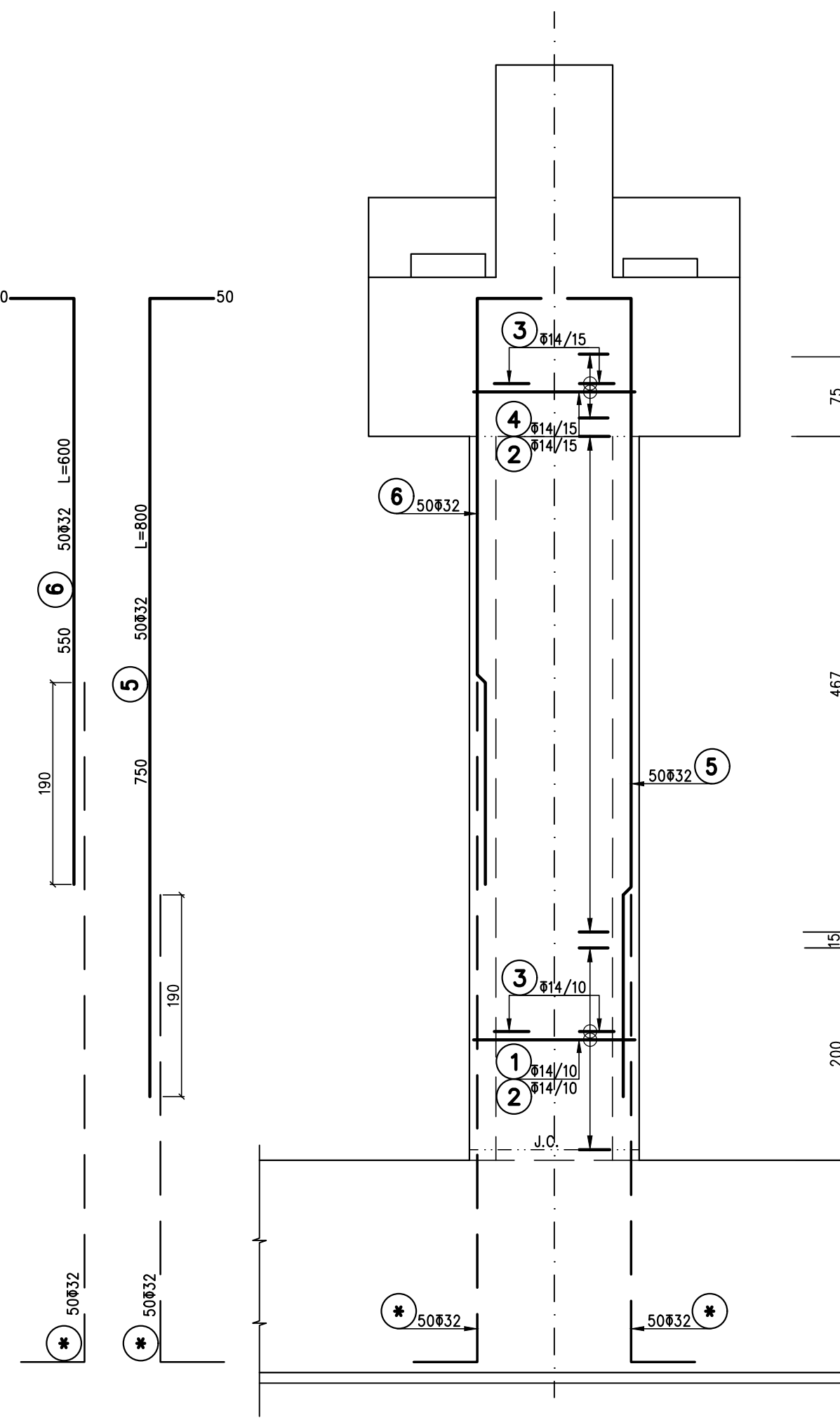
INDEX REV DATE  
 B a 19/02/2017  
 A a 17/11/2016

SOUS-TRAITANT DECLARE  
**mapa**

COUPE A-A 1:50

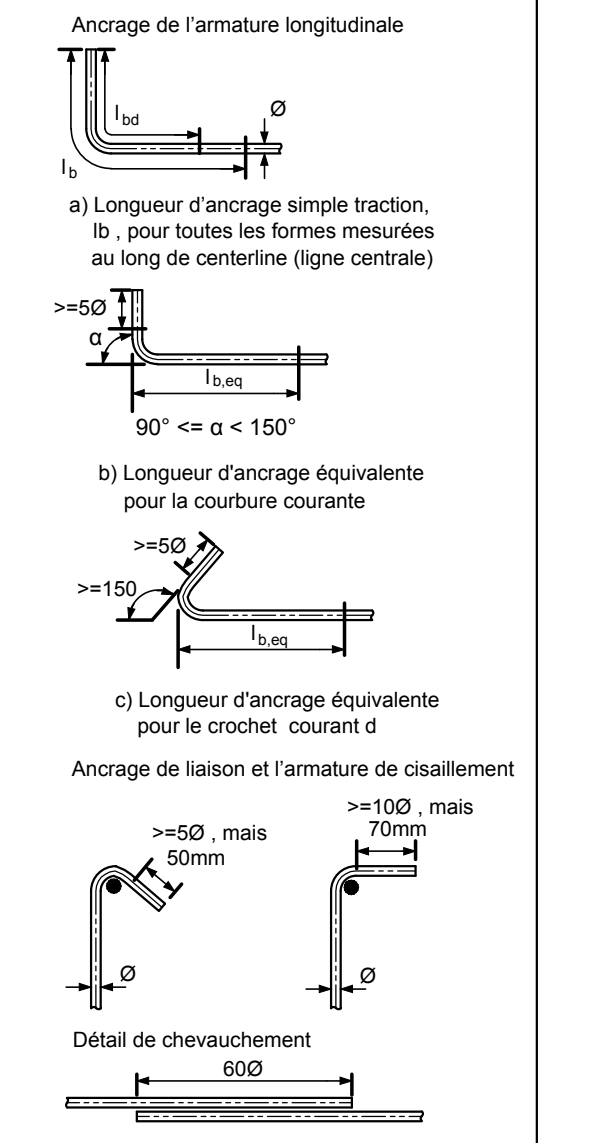


COUPE B-B 1:50

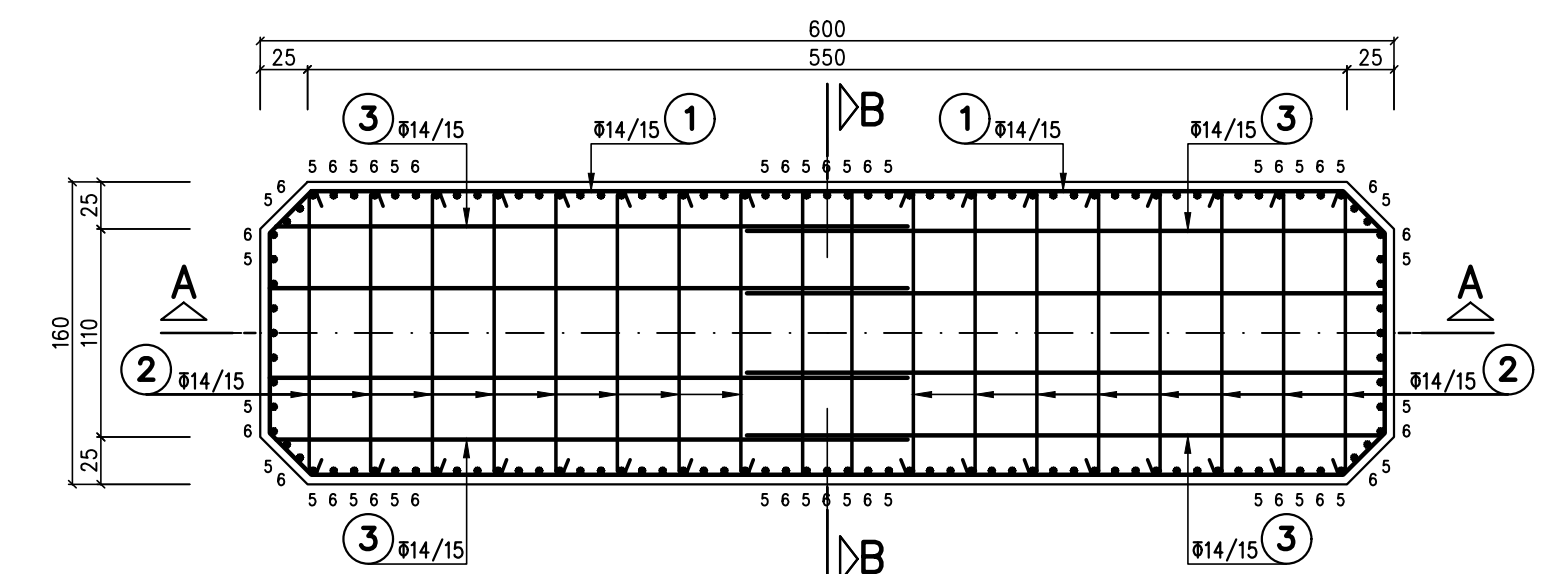


NOMENCLATURE										
N°	Ø mm	Esp. cm	unités	FAÇONNAGE	L (m)	Ø				
						12	14	16	32	
1	14	10 15	2x 53	$\frac{31}{106} \left( \frac{285}{285} \frac{21}{150} \right) 21$	9.30		985.8			
2	14	10 15	16x 58	$25 \sqrt{150} \sqrt{25}$	2.00		1856.0			
3	14	10 15	4x 58	$30 \frac{335}{335}$	7.00		1624.0			
4	14	15	4x 5	$\frac{31}{104} \frac{285}{150}$	5.70		114.0			
5	32	-	50	$50 \sqrt{750}$	8.00				400.0	
6	32	-	50	$550 \sqrt{50}$	6.00				300.0	
LONGUEUR TOTALE						m.	-	4579.8	-	700.0
POIDS UNITAIRE						kg/m.	0.888	1.208	1.578	6.313
POIDS						kg	-	5532.4	-	4419.1
POIDS TOTAL						kg	9951.5			

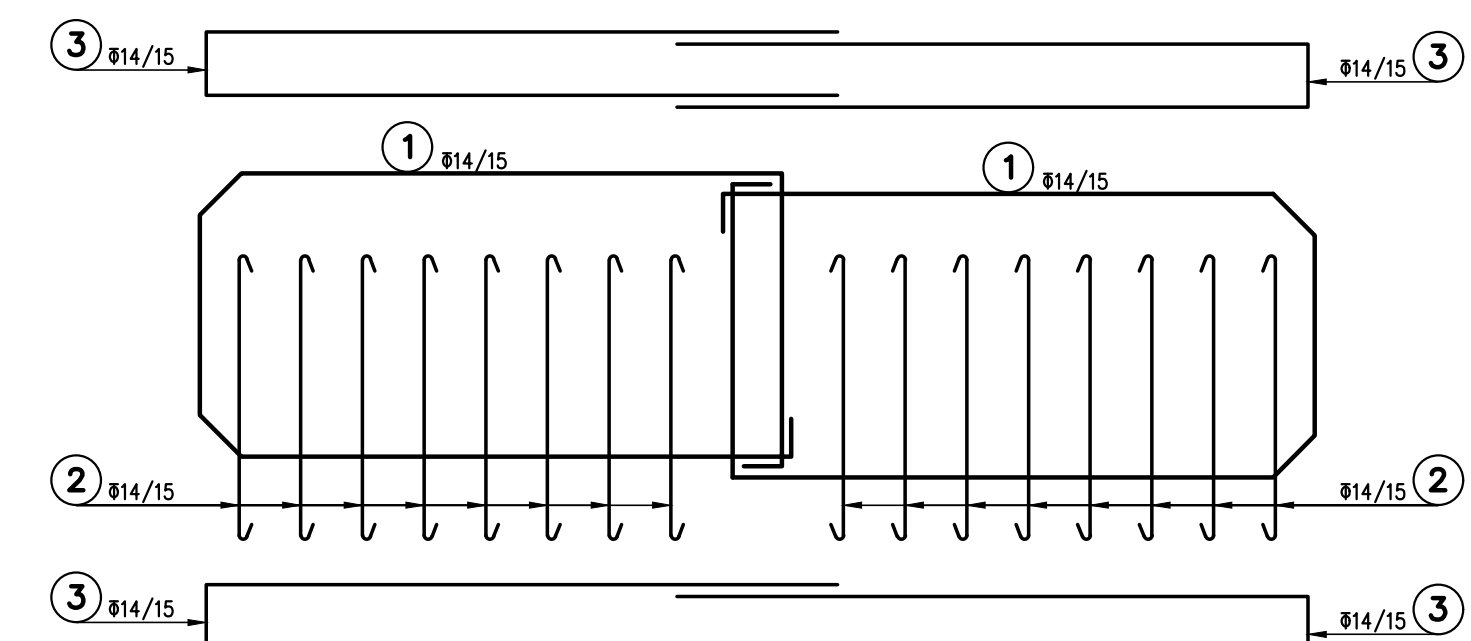
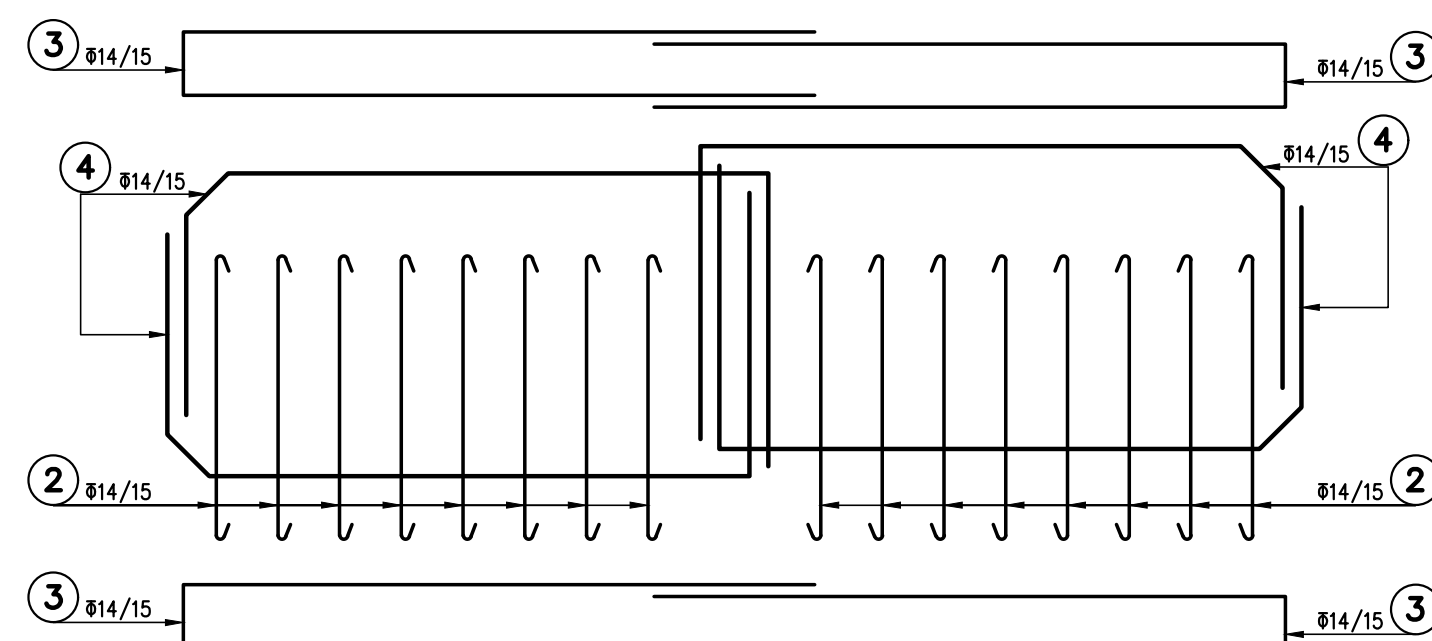
Ancrage de l'armature



COUPE C-C 1:40



DÉTAIL DES CADRES (DANS LES CHEVÊTRES) 1:40



TAILLE ORIGINALE A1

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة الأشغال العمومية  
Ministère des Travaux Publics  
الوكالة الوطنية لتتطوير الطرق السريعة  
Agence Nationale des Autoroutes

COCONTRACTANT : Groupement D'Entreprise  
**RIZZANI DE ECCHER**  
SAPTA  
SOUS-TRAITANT DECLARE  
**mapa**

BUREAU D'ETUDES  
**YUKSEL PROJE**  
YÜKSEL PROJE ULUSLARARASI A.Ş.  
19. Chemin Chekkene 16405  
Val d'Hydra / Alger ALGERIE  
Tel: (+213) 0 21 59 11 47  
Fax: (+213) 0 21 59 17 78  
www.yukselproje.com.tr

CONTRÔLE EXTERNE  
**BCS egis International**  
L.T.P.E.

PROJET

REALISATION DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT  
LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST-OUEST  
AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM

PROJET D'EXECUTION  
ETUDES D'EXECUTION  
VIADUCS  
VIA 101.7  
FERRAILLAGE DE LA PILE P1G-P1D-P2G-P2D

1ère édition JANVIER 2017 ECHELLE 1:50-1:40 FORMAT A1 FICHER E-MP-PST-A 00 52-PA-012-00-Ba STATUS  
EMPPSTA 00 52 PA 012 00 Ba 12/14 PLN