



République Algérienne Démocratique Et Populaire



Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Abbes Laghrou Khanchela

Faculté Des Sciences Et Technologie

Département De Génie Civil

Mémoire De Fin De Cycle

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.

Option : Voies et Ouvrages d'Art (VOA).

Thème

**Étude D'un Pont A Poutres En Béton
Armé (Tibaalyne.Khanchela)**

Étudié par :

BADIS Ilyas

REBIBA Boualem

Encadré par :

Dr . REFRAFI Salah

Promotion 2021/2022.

REMERCIEMENT

LOUANGE À DIEU (QUE SON NOM SOIT GLORIFIÉ) QUI NOUS A GUIDÉS, ET SANS LUI NOUS
N'AURIONS JAMAIS ÉTÉ SUR LA BONNE VOIE.

NOUS REMERCIONS NOS TRÈS CHERS PARENTS POUR LEURS SOUTIENS ET LEURS PATIENCES.

NOUS EXPRIMONS TOUTE NOTRE GRATITUDE À DR. REFRAFI SALAH POUR SON
ENCADREMENT, SON AIDE, SA CONFIANCE, ET SON SOUTIEN INCESSANT DURANT NOTRE
PROJET.

NOUS SOMME EN PARTICULIER RECONNAISSANT, À MR BELOUNAS, DE NOUS AVOIR AIDÉS PAR
LES DISCUSSIONS FRUCTUEUSES QUE NOUS AVONS EUES DANS LE CADRE DE NOTRE PROJET.

NOUS TENONS ÉGALEMENT À REMERCIER L'ENSEMBLE DES ENSEIGNANTS DE DEPARTEMENT
GENIS CIVILE POUR TOUTES LES INFORMATIONS QU'ILS NOUS ONT PRODIGUÉ DURANT LES CINQ
ANS DE NOTRE FORMATION. NOUS REMERCIONS LES MEMBRES DE JURY QUI NOUS FONT
L'HONNEUR DE PRÉSIDER ET D'EXAMINER CE TRAVAIL.

À TOUS CEUX QUI NOUS ONT AIDÉS DE PRÈS OU DE LOIN DANS LA RÉALISATION DE CE PROJET
DE FIN D'ÉTUDE.

SOMMAIRE

Chapitre 1 21

1	Généralités sur les ponts 22
2	Ponts courants 22
2.1.1	Les ponts possédant au moins une travée de 40 m de portée, 22
2.1.2	Les ponts de longueur totale supérieure à 100 m, 22
2.1.3	Les ponts dont la surface totale du tablier dépasse 1 200 m², 22
2.1.4	Les ponts mobiles, 22
2.1.5	Les ponts canaux, 22
3	Classification des ponts 23
3.1	Selon la fonction du pont 23
3.2	Selon les matériaux de construction 25
3.3	Selon la nature des éléments porteurs 26
3.4	Selon la position en plan 29
4	Éléments constitutifs d'un pont 29
4.1	Tablier 29
4.2	Appuis 29
4.3	Fondation 30
5	Données nécessaires pour un projet de pont 30
5.1	Données fonctionnelles 30
5.2	Données naturelles 31
6	Présentation du projet 31
7	Ayant les coordonnées géographiques 35°02'16.0"N 6°48'45.8"E 32

Chapitre 2 35

1	Etude hydrologique 36
1.1	Pluviométrie 36
1.2	Caractéristiques physiques du bassin versant 37
1.3	Estimation du débit de crue 39
2	Etude hydraulique 39

2.1	Calcul de la plus haute eau 40
2.2	Calage du pont 41
3	Etude et conception du pont 42
3.1	Données à prendre en compte 42
3.2	Variantes possibles à envisager 43
3.2.1	Pont à poutres à travées indépendantes en béton armé 43
3.2.2	Pont à poutres à travées indépendantes en béton précontraint 43
3.2.3	Pont dalle 44
3.2.4	Pont mixte 44
3.2.5	Série de dalots 44
3.3	Choix de la variante 45
3.3.1	Conception en béton armé (TI-BA) 45
3.3.2	Conception en béton précontraint (VI-PP) 47
3.4	Choix de la variante par l'analyse AHP 49
3.4.1	Procédure de la méthode AHP 49
3.4.2	Critères à considérer 50
3.4.3	Résultats 50
3.5	Conception et dimensionnement du pont à poutres en béton armé 51
3.5.1	Conception longitudinale 51
3.5.2	Conception transversale 52
4	Équipements du pont 53
4.1	Revêtement 53
4.2	Joint de chaussée 53
4.3	Système de drainage des eaux pluviales 54
4.4	Corniche 54
4.5	Dispositifs de retenue 54
4.6	Caillebotis 55
5	Rapport De Sol 55

5.1	Calcul De La Contrainte Admissible 55
6	METHODE ESSAI LABORATOIRE 55
Chapitre 3 57	
7	Largeur du tablier 58
8	Longueur des travées 58
9	Pré dimensionnement des poutres 58
9.1	Nombre de poutres et leur écartement 58
9.1.1	Longitudinalement 58
9.1.2	Transversalement 58
9.1.3	Nombre de poutres 59
9.2	Les entretoises 59
10	Caractéristique géométrique des sections 60
11	Étude des charges et surcharges 60
11.1	Charges permanentes (CP) 61
11.2	Les charges routières 61
11.3	Descente des Charges 61
11.3.1	poutres (G_1) 62
11.3.2	Entretoise (G_2) 62
11.3.3	Dalle (G_3) 62
11.3.4	Revêtement (G_4) 62
11.3.5	garde de corps et glissières (G_5) 63
11.3.6	Poids des trottoirs (G_6) 63
11.3.7	La corniche 63
12	Surcharges d'exploitation 63
12.1	Système de Charge A(L) 64
12.2	Surcharge « B » 65
12.3	Système de surcharge Bc 66
12.4	Système de surcharge Bt 68
12.5	Système de surcharge Br 69

12.6	Surcharges Militaires 70
12.7	Surcharge exceptionnelle (convoi D240) 71
12.8	Surcharge de trottoirs 72
12.9	Les Efforts de Freinage 72
12.9.1	Les charges des systèmes A(L) et Bc sont susceptibles de développement les réactions defreinage ; les efforts s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation effort de freinage dus à : A(L) 72
12.9.2	effort de freinage du à la surcharge 'Bc' 73
12.10	Les efforts Sismiques 73
12.11	Effort du vent 74
12.12	Actions thermiques 74
Chapitre 4 76	
MODELISATION DU PONT Error! Bookmark not defined.	
13	MODELISATION DE LA STRUCTURE 77
14	principe de la modélisation par SAP2000 78
15	les différents diagrammes des moments fléchissant des chargements mobiles 79
16	Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchants des différentes combinaisons des charges et surcharges 79
17	Tableau 6 Moment Fléchissant à L' ELU: 80
18	Tableau 7 Moment Fléchissant à L' ELS : 81
19	Tableau 8. Calcul des moments transversaux 82
20	Tableau 9. Calcul des Moments Longitudinaux : 82
21	Tableau 10. Effort Tranchant à L' ELU : 83
22	Tableau 11. Effort Tranchant à L' ELS : 84
23	CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES 86
23.1	Poutre seule 86
23.2	Dalle 87
23.3	Superstructure 89
23.4	Tableau récapitulatif des M, T, R : 90

24	MOMENT FLECHISSANT 91
24.1	Moment fléchissant à $x=0,5L$: 91
24.1.1	Surcharge A (L) 91
24.1.2	Surcharge des trottoirs 92
24.1.3	Système B 93
Une voie chargée 93	
Un seul Tandem: 94	
24.1.4	Charge exceptionnelle D240 96
24.2	Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges 97
24.3	Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.00L$: 98
24.3.1	Surcharge A(L) 98
24.3.2	Surcharge sur trottoirs 98
24.3.3	Surcharge du type Bc 99
24.3.4	Surcharge du type Bt 99
Figure 4.21 : Surcharge Bt à $x=0.00l$ 99	
24.3.5	Surcharge du type Br 100
24.3.6	Surcharge du type Mc120 101
24.3.7	Convoi exceptionnel D240 101
24.4	Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges : 102
25	FERRAILLAGE DES POUTRES 103
25.1	Armature supérieure 105
25.2	Calcul des armatures transversales 105
25.3	Effet de l'effort tranchant 106
26	Jonction de l'ourdis et l'âme de la poutre 107
27	CALCUL DE LA CONTRE FLECHE 108
28	LA MANUTENTION DES POUTRES 109
CHAPITRE 6 111	
ETUDE DE L'OURDIS 111	

1	Caractéristiques géométriques 112
2	Etude de la flexion longitudinale 112
3	Ferraillage de l'Hourdis 114
3.1	Transversal 114
3.2	Ferraillage longitudinal 117
4	Calcul des Entretoises 119
4.1	Ferraillage supérieur (Appuis) 120
2.1.1	Les armatures de construction 121
2.1.2	Armatures transversales 121
5	Prédimensionnement et vérification des appareils d'appui 121
5.1	Prédimensionnement des appareils d'appui 121
5.2	Aire des appareils d'appui 123
5.3	Epaisseur nette de l'élastomère 124
5.4	Justification des appareils d'appuis 124
CHAPITRE 7 126	
ETUDE DES piles 126	
Introduction 127	
1	Choix de la pile 127
2	Predimensionnement de la pile 127
2.1	Critères de dimensionnement de la pile 127
3	Calcul des Charges et Surcharges 129
3.1	Charge permanente et charges verticales 129
4	Réactions dues aux surcharges 130
4.1	SOLLISITATIONS DUES AUX SURCHARGES 130
5	Vérification de la Stabilité de la pile 132
5.1	Cas sans séisme 132
6	Ferraillage de la Pile 133
6.1	Étude du Chevêtre 133
2.1.3	En Appuis 135

2.1.4	En travée 136
7	Etude de la semelle 139
7.1	Ferraillage de la semelle 139
2.1.5	Vérification des dimensions de la semelle 139
2.1.6	Ferraillage 139
7.2	Détermination de l'effort sollicitant chaque fût 142
7.3	Détermination de la section d'armatures 143
2.1.7	Condition de non fragilité 143
2.1.8	Les armatures transversales 143
CHAPITRE 8 144	
ETUDE DE LA CULEE 144	
INTRODUCTION 145	
1	Pré dimensionnement des éléments de la culée 145
1.1	Mur de front (M.F) 145
1.2	Chevêtre de la culée 146
1.3	Mur de garde-grève 146
1.4	Mur en retour 147
1.5	Dalle de transition 147
2	Ferraillage de la dalle de transition 148
3	Mur de garde-grève 149
3.1	Sollicitations du mur de garde-grève 149
3.2	Ferraillage du mur de garde-grève 149
3.3	Ferraillage du corbeau 150
3.4	Mur en retour 150
4	Sollicitations 150
4.1	Forces verticales 151
4.2	Forces horizontales 151
5	Ferraillage du mur en retour 152

6	Chevêtre de la culée 152
7	Sollicitations de la flexion longitudinale 153
8	Sollicitations dus à l'excentrement des charges 154
9	Ferraillage du chevêtre de la culée 155
156	
CONCLUSION GENERALE 157	
REFERENCES 159	
BIBLIOGRAPHIQUES 159	

LISTE DES FIGURES

Figure 1. Pont canal.....	24
Figure 2. Pont-avion à l'aéroport de Roissy-Charles-de-Gaulle	25
Figure 3. Pont mixte	26
Figure 4. Pont à poutres à travées indépendantes en béton armé.....	27
Figure 5. Pont à poutres à travées indépendantes en béton précontraint	27
Figure 6. Pont dalle.....	28
Figure 7.....	32
Figure 8. Image satellite de l'emplacement du projet par rapport à la village de Tibaalyine ...	33
Figure 10. Délimitation du bassin versant	38
Figure 11. Courbe déterminant la PHE	41
Figure 12. Série de dalots	45
Figure 13. Conception longitudinale en béton armé	46
Figure 14. Conception transversale en béton armé	47
Figure 15. Conception longitudinale en béton précontraint	48
Figure 16. Conception transversale en béton précontraint	48
Figure 17. Coupe longitudinale du pont	52
Figure 18.....	60
Figures 19-20 . Disposition du système 'Bc '	67
Figure 21.....	69
Figure 22 . Disposition du système B _r	70
Figure 23. Charge militaire (Mc120).....	71
Figure 24 . Disposition de D240 en plan	72
Figure 25. tableau des modèles de SAP2000.....	77
Figure 26 . vue en 3D du pont à deux travées.....	78
Figure 27. Cas de chargement MC120	Error! Bookmark not defined.
Figure 28. Cas de chargement D240	Error! Bookmark not defined.
Figure 29. Cas de chargement BC.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 30. Cas de chargement Q (A(L)).....	Error! Bookmark not defined.
Figure 31. Poutre seule	86
Figure 32. Diagramme de moment fléchissant sous la poutre seule	87
Figure 33. Diagramme d'effort tranchant sous la poutre seule.....	87

Figure 34. Diagramme de moment fléchissant de la dalle.....	88
Figure 35. Diagramme d'effort tranchant de la dalle	88
Figure 36. Diagramme de moment fléchissant de la superstructure	89
Figure 37. Diagramme d'effort tranchant de la superstructure	90
Figure 38. Diagramme de moment fléchissant de la charge de la charge permanente	90
Figure 39. Diagramme d'effort tranchant de la charge permanente.....	91
Figure 40 . Surcharge A (L) une voie chargée à $x=0.5l$	91
Figure 41 . Surcharge A (L) Deux voies chargées à $x=0.5l$	92
Figure 42 . Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé) à $x=0.5l$	92
Figure 43 . Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés) à $x=0.5l$	93
Figure 44 . Système BC (Une voie chargée) à $x=0.5l$	94
Figure 45 . Système Bt (Un seul Tandem) à $x=0.5l$	95
Figure 46 . Système MC 120	96
Figure 47 . Surcharge A (L) à $x=0.00l$	98
Figure 48 . Surcharge Bc à $x=0.00l$	99
Figure 49 . Surcharge Bt à $x=0.00l$	99
Figure 50 . Surcharge Br à $x=0.00l$	100
Figure 51 . Surcharge Mc120 à $x=0.00l$	100
Figure 52 . Convoi exceptionnel D240 à $x=0.0l$	101
Figure 53 . Section de la poutre+dalle	103
Figure 54 . Le ferrailage de section	107
Figure 55 . Poutre seule	108
Figure 56 . Calcul de $Y(m)$ de la poutre	109
Figure 57 . La position des points de levage.....	109
Figure 58 . Diagramme du moment fléchissant	110
Figure 59 . Diagramme d'effort tranchant	110
Figure 60 . Appareil d'appui en élastomère fretté	122
Figure 61 . conception de la pile	128
Figure 62	134
Figure 63 . Ferrailage Du Fut.....	142
Figure 64 . Eléments de la culée	146
Figure 65 . Appuis de la dalle de transition	148
Figure 66 . Ferrailage de la dalle de transition.....	149
Figure 67 . Ferrailage du mur de garde-grève et du corbeau d'appui	150

Figure 68 . Ferrailage du mur en retour.....	152
Figure 69 . Ferrailage du chevêtre de la culée	156

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Pluviométrie de la région de Tibaalyine.....	36
Tableau 2. Valeurs des débits de crue	39
Tableau 3. Valeurs du débit en fonction du niveau de l'eau	40
Tableau 3. Résultats de la méthode AHP	51
Tableau 4 . Terme de portance pour fondations superficielles	56
Tableau 5 . Détermination de a_1	64
Tableau 6. Détermination de v_0	65
Tableau 7. Charge A (L) par voie.....	65
Tableau 8. Détermination du coefficient bc	66
Tableau 9. Charge (bc) par voie	68
Tableau 10 . Charge (bt) par essieu	69
Tableau 11 . Les charges et surcharges appliqué	75
Tableau 12 . Moment Fléchissant à L' ELU	80
Tableau 13 . Moment Fléchissant à L' ELS	81
Tableau 14 . Calcul des moments transversaux	82
Tableau 15 . Calcul des Moments Longitudinaux.....	82
Tableau 16 . Effort Tranchant à L' ELU	83
Tableau 17 . Effort Tranchant à L' ELS.....	84
Tableau 18 . M, T, R de la poutre.....	86
Tableau 19 . M, T, R de la dalle	88
Tableau 20 . M, T, R de superstructure	89
Tableau 21 . Récapitulatif M, T, R.....	90
Tableau 22 . Récapitulatif des moments dus aux surcharges.....	97
Tableau 23 . Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges.....	102
Tableau 24 . Moments fléchissant et effort tranchants	103
Tableau 25 . Calcul de Y(m).....	108
Tableau 26 . les valeurs des moments fléchissant en (KN.m) (par SAP2000)	112
Tableau 27 . les valeurs des efforts tranchants en (KN) (par SAP2000).....	114
Tableau 28 . moment fléchissant des entretoises	120
Tableau 29 . Efforts tranchants des entretoises	120
Tableau 30 . Epaisseurs des frettes en fonction de celles de l'élastomère [5].....	122
Tableau 31 . Efforts normaux sur les appareils d'appui.....	123
Tableau 32 . SOLLISITATIONS DUES AUX SURCHARGES	131

Tableau 33 . Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchant du chevêtre	134
Tableau 34. Sollicitations de la dalle de transition.....	148
Tableau 35. Ferrailage de la dalle de transition	148
Tableau 36. Ferrailage du mur de garde-grève	149
Tableau 37 . Sollicitations du mur en retour.....	151
Tableau 38. Sollicitations de la flexion longitudinale du chevêtre de la culée.....	153
Tableau 39. Sollicitations dues à l'excentrement du chevêtre de la culée	154
Tableau 40. Moments de calcul du chevêtre de la culée	155
Tableau 41. Ferrailage du chevêtre de la culée	155

INTRODUCTION GENERALE

Le besoin d'élargir les réseaux de communication dans les pays en voie de développement, comme l'Algérie, est de plus en plus ressenti vu l'accroissement de la compétitivité industrielle et commerciale Et **briser l'isolement** aussi bien à l'échelle nationale qu'internationale.

En effet, l'amélioration de l'infrastructure en général, joue un rôle majeur dans la promotion du développement économique d'un pays.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le projet de la construction de l'ouvrage Réhabilitation du chemin communal sur le CC71 **Tibaalyine** sur 4.25 Km (réalisation d'un ouvrage d'art) **W-KHENCHELA**.

Le présent projet est organisé en huit chapitres

Le premier est une synthèse bibliographique qui donne une idée générale sur les différents types de ponts courants et présente le projet.

Dans le deuxième chapitre, une étude et conception du pont sont présentées. Le choix de la variante optimale de ponts est établi par un critère subjectif à l'aide de la méthode AHP.

Au autre chapitre la variante optimale qui est un pont à poutres en béton armé, est dimensionné. Ceci comporte tous les éléments du pont à savoir, les poutres, le hourdis, les entretoises, les éléments des culées et des fondations.

CHAPITRE 1

GÉNÉRALITÉS SUR LES PONTS ET PRÉSENTATION DU PROJET

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique qui définit et donne une idée générale sur les différents types d'ouvrages de franchissement. Ensuite l'ouvrage sujet de ce projet de fin d'études est présenté.

1 Généralités sur les ponts

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, digues) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que dans leur conception l'importance de l'aspect esthétique et architectural est majeure. En plus, leur réalisation fait intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

2 Ponts courants

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. À l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. Les ponts courants désignent la majorité des ouvrages d'art ; ils sont définis généralement par complémentarité aux ponts non courants caractérisés eux-mêmes par :

- Les ponts possédant au moins une travée de 40 m de portée,
- Les ponts de longueur totale supérieure à 100 m,
- Les ponts dont la surface totale du tablier dépasse 1 200 m²,
- Les ponts mobiles,
- Les ponts canaux,

Les ouvrages se caractérisant par des difficultés particulières de dimensionnement, de conception ou de réalisation, relevant de techniques de construction innovants, présentant des

géométries complexes (biais ou courbure importants...), nécessitant des travaux de fondations spéciaux, des études particulières (effets dynamiques)

En Algérie, on peut considérer comme ponts courants les échangeurs au niveau des routes express et les différents ponts sur oueds ou sur voies ferrées dans les autoroutes et les routes nationales.

3 Classification des ponts

Il est extrêmement difficile de classer les ponts en différentes catégories, car il existe de très nombreux critères de classement. On aura ci-dessous une liste non exhaustive de critères de classification avec quelques exemples illustrés.

3.1 Selon la fonction du pont

La fonction d'un pont diffère d'un ouvrage à un autre. On peut trouver des :

- **Ponts route**
Portant une route permettant la circulation des véhicules
- **Ponts rail**
Supportant les chemins de fer
- **Passerelles à piétons**
Réservées uniquement au passage des piétons
- **Ponts aqueduc**
Permettent le passage des canalisations d'eau
- **Ponts canaux**

Permettent à un cours d'eau navigable, généralement un canal, de franchir un obstacle en creux.



Figure 1. Pont canal

- **Ponts pour avions** : permettent aux avions de franchir un obstacle dans les aéroports.



Figure 2. Pont-avion à l'aéroport de Roissy-Charles-de-Gaulle

3.2 Selon les matériaux de construction

Les ponts peuvent aussi se distinguer par leurs matériaux de construction :

- **Pont en maçonnerie** : construit en pierre, ce pont ne travaille qu'en compression.
- **Pont en béton armé** : ce type de ponts est couramment utilisé vu que le coût du béton armé est assez économique par rapport aux autres matériaux.
- **Pont en béton précontraint** : les éléments porteurs sont munis de câbles précontraints. Cette technique aide à diminuer le nombre d'appuis.
- **Pont métallique** : en Algérie, les ponts métalliques ne sont pas très utilisés à cause du coût élevé de l'acier et de son entretien.
- **Pont mixte** : ce type de pont présente en général des appuis en béton armé avec des éléments porteurs en charpente



Figure 3. Pont mixte

3.3 Selon la nature des éléments porteurs

Les éléments porteurs sont les responsables à réagir aux charges permanentes et d'exploitation du tablier en travaillant à la flexion. On peut trouver :

- **Pont à poutres**

Les poutres peuvent être en béton armé (figure 4) et dans ce cas elles ont une section rectangulaire simple. Pour les poutres en béton précontraint (figure 5) la section est modifiée avec un talon pour bien loger les câbles de précontrainte. Les poutres peuvent être à travées continues coulées sur place ou bien préfabriquées à travées indépendantes.



Figure 4. Pont à poutres à travées indépendantes en béton armé



Figure 5. Pont à poutres à travées indépendantes en béton précontraint

- **Pont dalle**

Les dalles ont une section d'aspect général rectangulaire qui peut avoir un encorbellement latéral ou des nervures (**figure 6**).



Figure 6. Pont dalle

- **Pont en arc**

Ce type est généralement parmi les anciens ponts en acier, en maçonnerie ou, en béton armé coulé sur place. Il nécessite un échafaudage et un cintre (étalement) important et souvent coûteux. En revanche, ces ponts ont très esthétiques.

- **Pont en poutre-caisson**

C'est un pont dont le tablier est constitué par un assemblage de caissons

- **Pont à câbles**

Ce type est employé dans le cas des portées importantes notamment en milieu marin. On distingue dans cette catégorie les ponts suspendus et les ponts à haubans. Les premiers ont leur tablier attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées, sur les berges. Quant aux ponts haubanés, ils tiennent grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera en fin de compte tout le poids du pont.

3.4 Selon la position en plan

La position en plan est la direction des appuis par rapport à celle du tablier. On distingue des :

- **Ponts droits**

Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle droit avec l'axe du pont.

- **Ponts biais**

Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle (différent de l'angle droit) avec l'axe du pont. Il faut limiter dans la mesure du possible l'angle de biais, il ne doit pas trop s'éloigner de l'angle droit.

- **Ponts courbes**

Ce sont les ponts dont l'axe présente une courbure. Il faut éviter ce genre de pont dans la mesure du possible. Si cela est inévitable, il faut alors adopter une courbure constante.

4 Éléments constitutifs d'un pont

4.1 Tablier

C'est la partie supportant la voie de circulation. Il comporte le revêtement, l'ossature et tous les autres équipements à savoir les dispositifs de retenue (garde-corps, Glissière, séparateur), les joints de chaussée, les corniches, les trottoirs, les systèmes d'étanchéité et d'évacuation d'eau...

4.2 Appuis

Les appuis ont pour rôle de supporter l'ouvrage à partir du niveau de la surface du sol. On distingue les culées qui sont les appuis de rive et les appuis intermédiaires qui peuvent se présenter soit sous la forme de voiles ou bien de colonnes surmontées par un chevêtre.

Le rôle des appareils d'appui est de faire reposer le tablier sur les piles tout en permettant son léger déplacement horizontal et vertical sous l'effet des charges routières. Le modèle le plus courant des appareils d'appui utilisés est celui en élastomère fretté.

4.3 Fondation

La fondation d'un ouvrage permet la transmission des charges vers le sol. Le type d'une fondation varie selon la nature du sol ; si le bon sol n'est pas très profond on peut se contenter d'une fondation superficielle (semelles isolées ou filantes). Dans l'autre cas il faut adopter une fondation profonde (pieux) qui serait surmontée d'une semelle de liaison.

5 Données nécessaires pour un projet de pont

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

5.1 Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles pour un projet de pont sont :

- Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Cet axe n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.
- Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

5.2 Données naturelles

Données géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles des fondations.

En ce qui concerne le terrain naturel, le projeteur doit, bien évidemment, connaître avec précision sa topographie afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer les mouvements de terres et choisir les emplacements les plus adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

Données hydrauliques

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires. En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace. Les principaux renseignements sont les niveaux correspondant aux PHEC (plus hautes eaux connues), PHEN (plus hautes eaux navigables). Le niveau des PHEC permet de caler le profil en long de l'ouvrage.

6 Présentation du projet

Cette présente étude est élaborée en phase projet d'exécution suite à l'accord donné par la **DTP de KHENCHELA**.

Concernant la variante en béton arme. L'ouvrage : Réhabilitation du chemin communal su le CC71 Tibaalyine sur 4.25 Km (réalisation d'un ouvrage d'art) **W-KHENCHELA**.

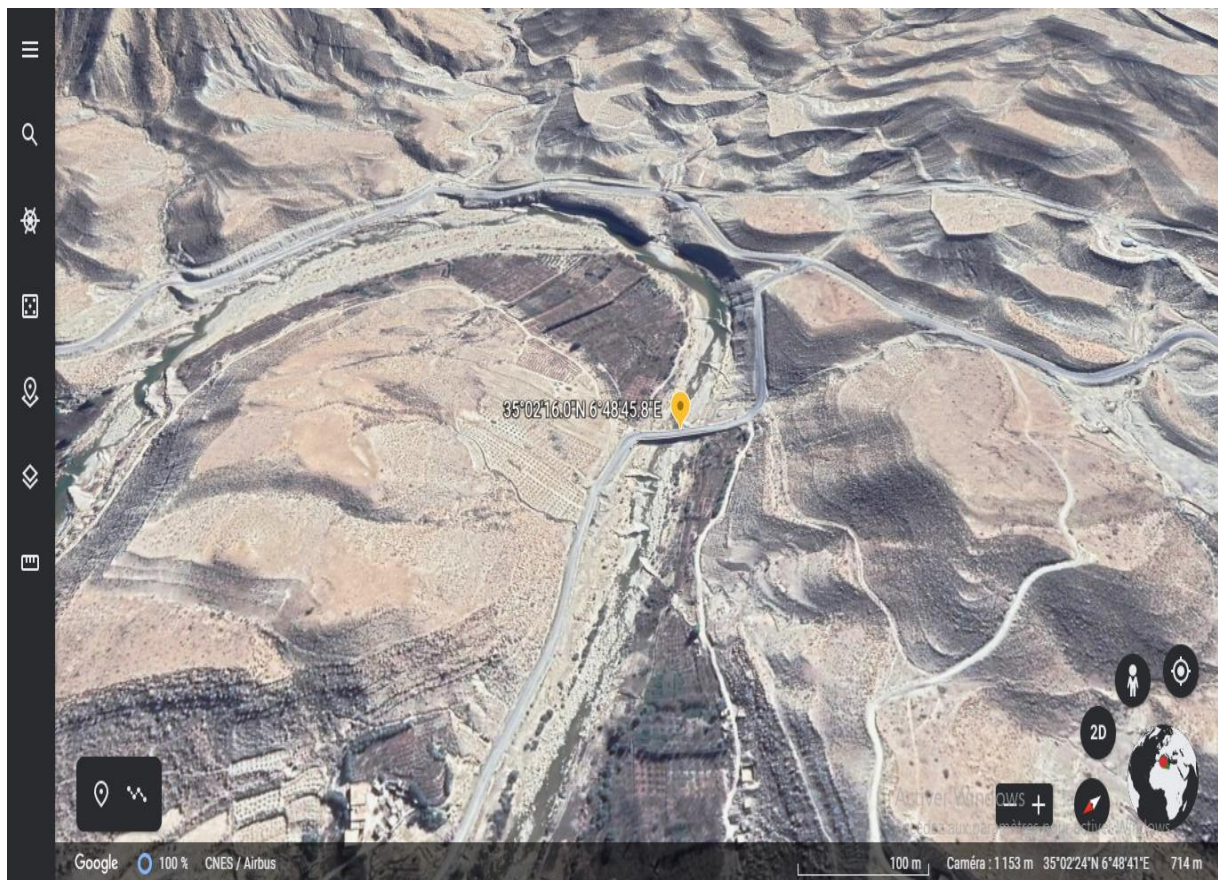


Figure 7. Les cordonnées géographiques

Ayant les cordonnées géographiques $35^{\circ}02'16.0''\text{N } 6^{\circ}48'45.8''\text{E}$

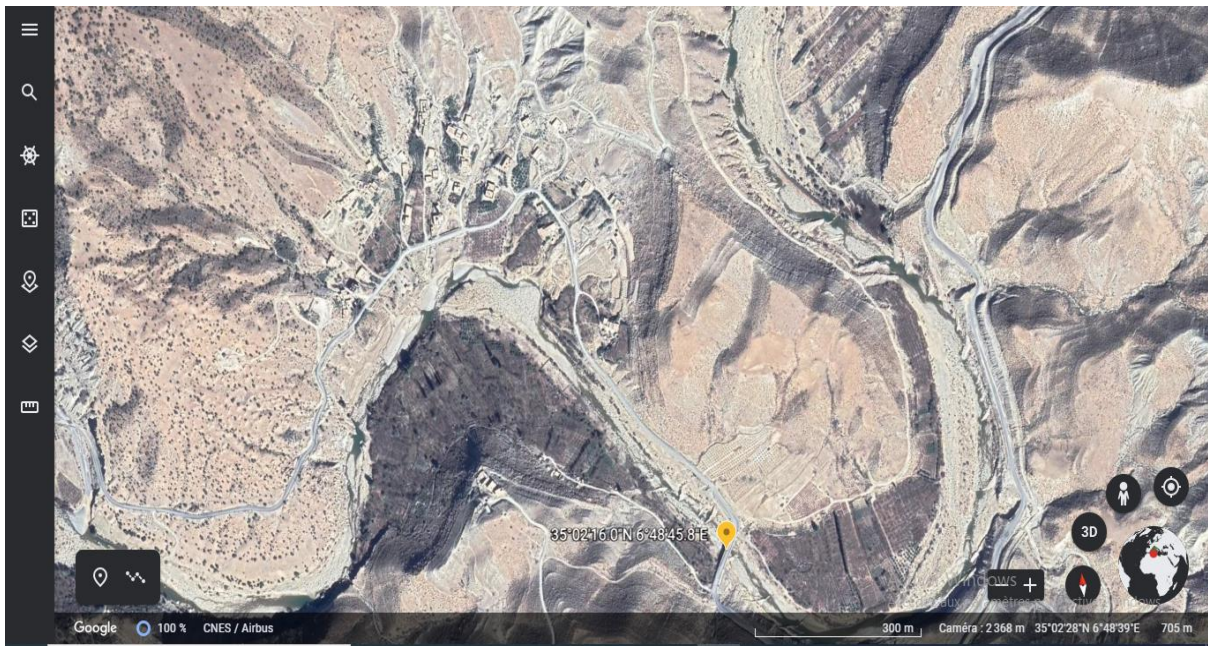


Figure 8. Image satellite de l'emplacement du projet par rapport à village de Tibaalyine

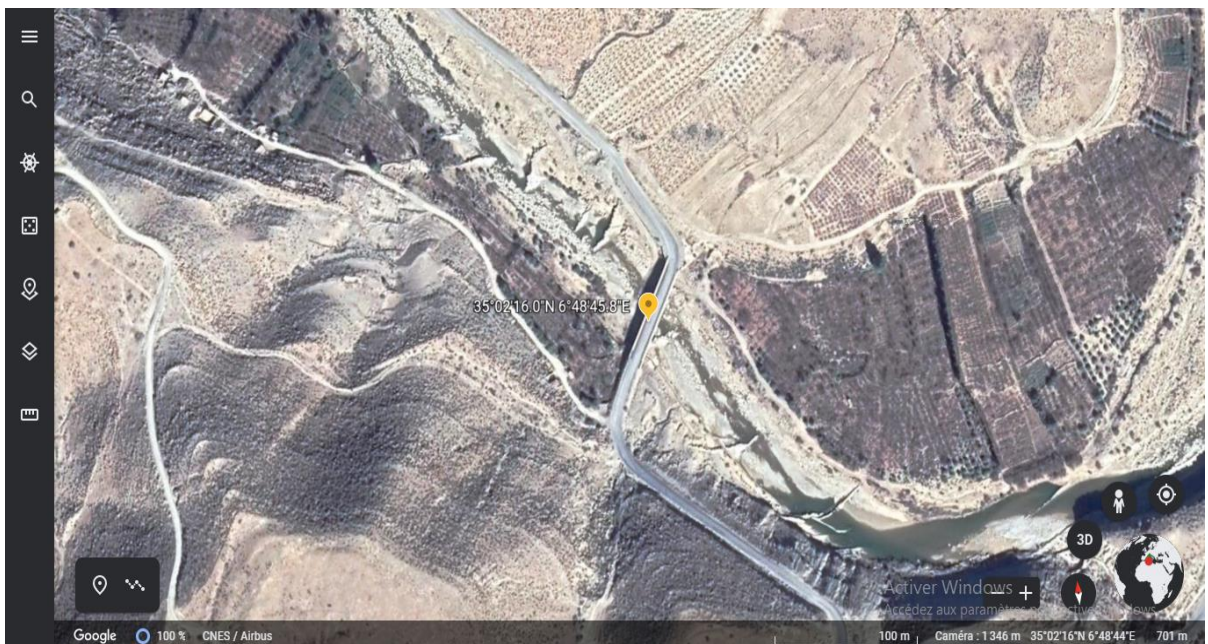


Figure 9. Zoom sur le lit de l'oued

La reconnaissance des sols doit d'abord permettre de localiser les différentes couches

de terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier. Elle nous donne aussi des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche, pour cela on a recours à des essais in situ qui permettent de déterminer les caractéristiques des sols (cohésion, cisaillement, perméabilité...).

La société qui a été chargée de cette mission est **Société d'Études et Réalisation d'Ouvrages d'art de l'Est (sero-est)**

La conception du pont de franchissement de l'oued nécessite l'étude hydrologique et hydraulique qui va servir de base à la conception du pont.

CHAPITRE 2

ÉTUDE ET CONCEPTION

DU PONT

Ce chapitre a pour but d'identifier le réseau hydrographique en rapport avec le tracé proposé en vue de déterminer le débit de crue de l'écoulement au niveau de notre point de construction et de dimensionner ensuite l'ouvrage de franchissement nécessaire pour évacuer ce débit. Après on procède au choix de la variante optimale pour ce pont.

1 Étude hydrologique

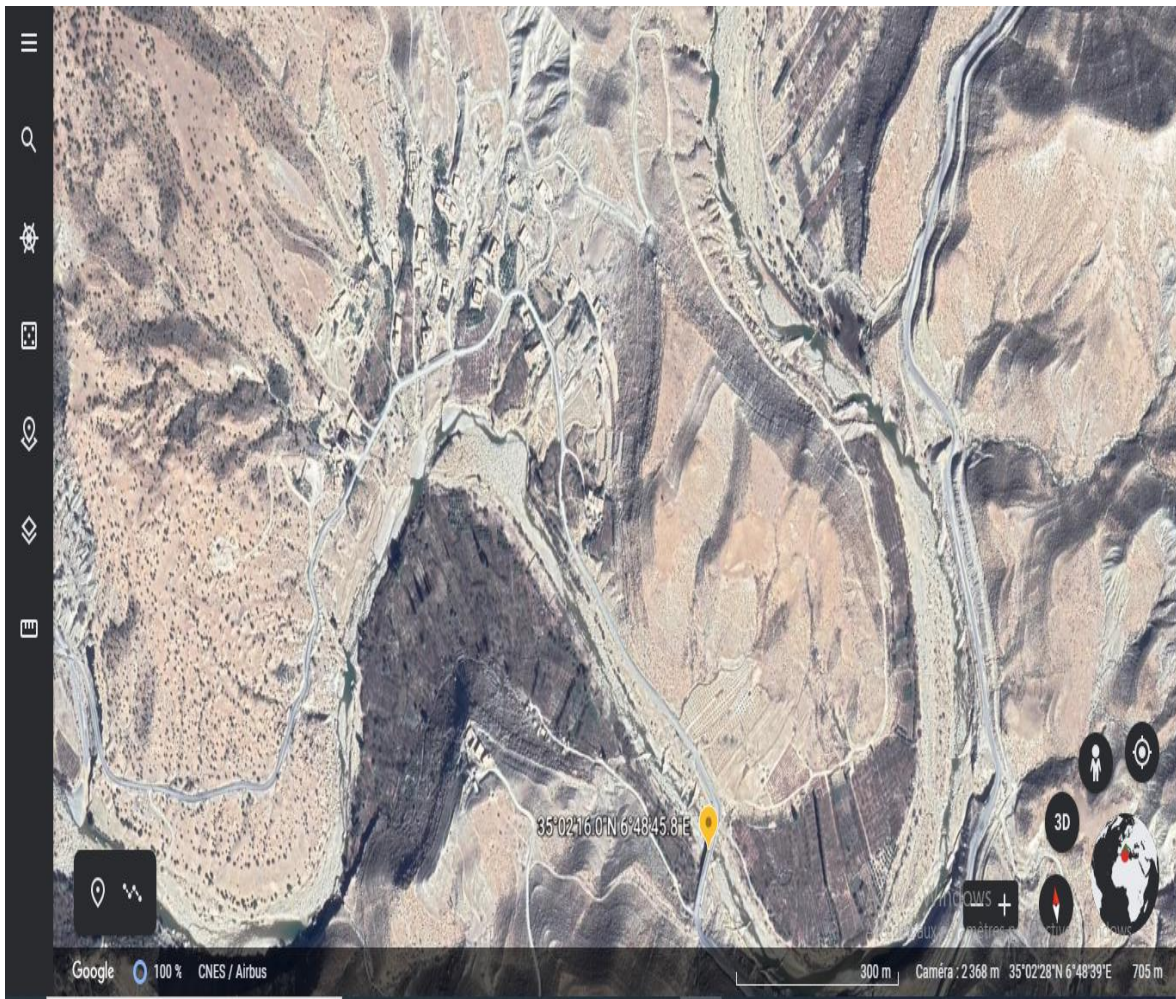
Le but de cette étude est de déterminer le débit de crue de Oued AL-ARAB au niveau de notre ouvrage en se basant sur les caractéristiques physique du bassin versant de l'oued.

1.1 Pluviométrie

Pour cette phase de l'étude, on a retenu la station météorologique qui dispose d'une longue période d'observation et qui représentent assez bien les différentes zones traversées. La pluviométrie de la zone se situe dans une moyenne de 584 mm/an. L'analyse des données d'observations s'étale sur 1 année.

	Jan	Fiv	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	Sep	Oct	Nov	Dec
Pluie moyenne Tibaalyine (mm)	65	65	100	100	100	55	55	55	91	91	91	65

Tableau 1. Pluviométrie de la région de Tibaalyine



1.2 Caractéristiques physiques du bassin versant

A l'aide des cartes d'État Major au 1/25.000 et d'autocad, on a pu délimiter le bassin l'exutoire coïncide avec l'emplacement versant dont du pont à construire.

L'Oued AL-ARAB coule suivant une direction sensiblement NE au NNE. Il prend naissance à partir de nombreuses sources naturelles d'eau ainsi que d'autres affluents.

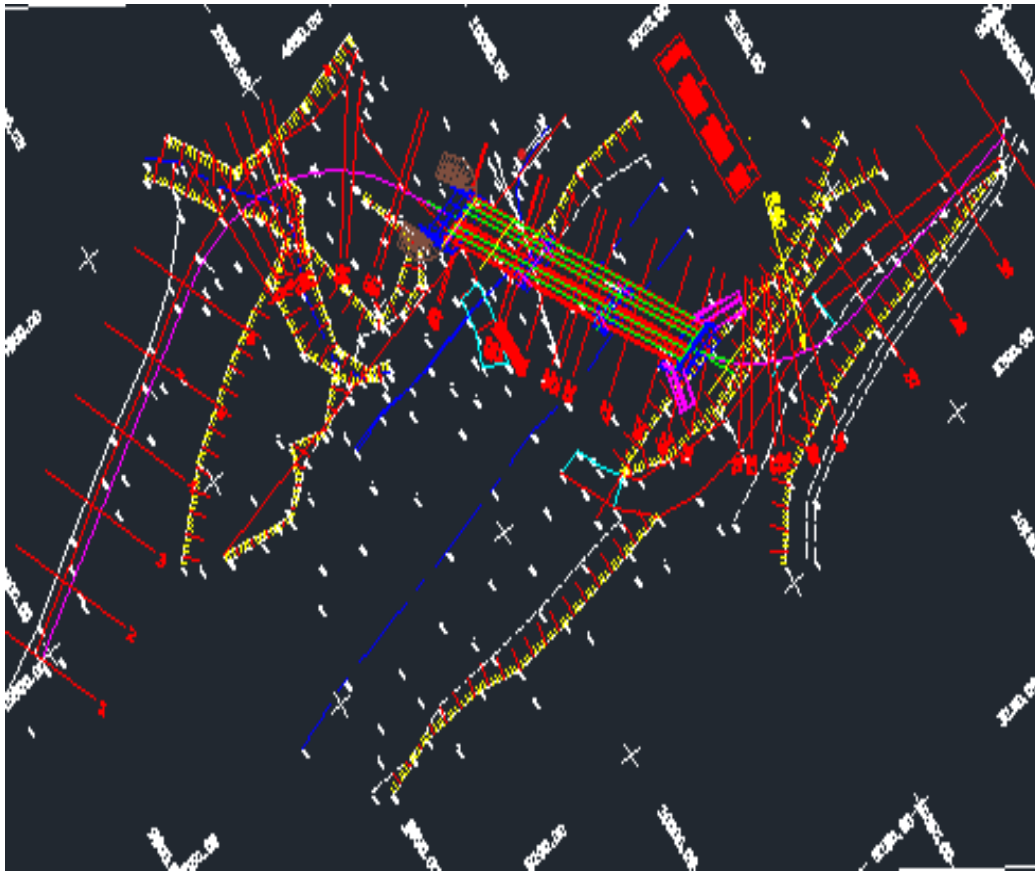


Figure 10. Délimitation du bassin versant

En se basant sur cette délimitation, on détermine alors les caractéristiques physiques suivantes

- La superficie du bassin versant : $S = 567 \text{ Km}^2$
- Le périmètre du bassin versant : $P = 95 \text{ Km}$
- L'indice de Compacité du bassin versant : $I_c = 95 / (\sqrt{3.14 * 567}) = 1.33$
- Longueur du cours d'eau le plus long (Talweg principal) : $L = 23.81 \text{ Km}$
- La pente moyenne du bassin versant : $I = 13.14\%$

- Dénivelée (différence entre altitudes de la médiane et de l'exutoire) :
- H=900 et 1400

1.3 Estimation du débit de crue

L'estimation des débits de pointe se base à priori sur les observations hydrométriques pour les cours d'eau à franchir.

En l'absence de mesures Hydrométriques, les calculs sont élaborés à partir des méthodes empiriques. Dans cette étude on va se contenter de quatre méthodes, à savoir, la méthode de Francou-Rodier et 2 méthodes régionales algériennes : Mallel, Ghorbel.

Les résultats obtenus au cours du calcul hydrologique, moyennant les quatre méthodes, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Méthode	Débit de crue (m ³ /s)
Rrancu-Rodier	1307
Mallet et Gautier	1305

Tableau 2. Valeurs des débits de crue

On remarque que les différentes valeurs sont assez proches donc on prendra la moyenne arithmétique. D'où le débit de crue est $Q = 1305 \text{ m}^3/\text{s}$

2 Étude hydraulique

Le but de cette étude est de déterminer le niveau de la plus haute eau PHE en se basant sur le débit pris dans l'étude hydrologique. Ensuite, on déterminera le calage du pont et le calcul de l'affouillement.

2.1 Calcul de la plus haute eau

Le débit hydraulique dépend de la morphologie du lit de l'oued. Ayant le levé topographique, on a tracé la coupe transversale de l'oued et on a utilisé la méthode de calcul en écoulement uniforme de Manning-Strickler.

Le débit est donné par l'expression suivante :

$$Q = K_s \cdot S_m \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Q : débit hydraulique (m³/s) ; **S_m** : section mouillée (m²) ; **R_h** : rayon hydraulique ; **I** : pente du lit de l'oued dans les environs de l'ouvrage

K_s : coefficient de Strickler qui représente la rugosité globale du lit de l'oued (K=25).

A partir du point le plus bas du lit d'oued, on calcule les différents débits correspondants aux différents niveaux d'eau avec un pas de 0,5 m présentés dans le **tableau 3**.

Y(m)	4,5
Q (m³/s)	1305

Tableau 3. Valeurs du débit en fonction du niveau de l'eau

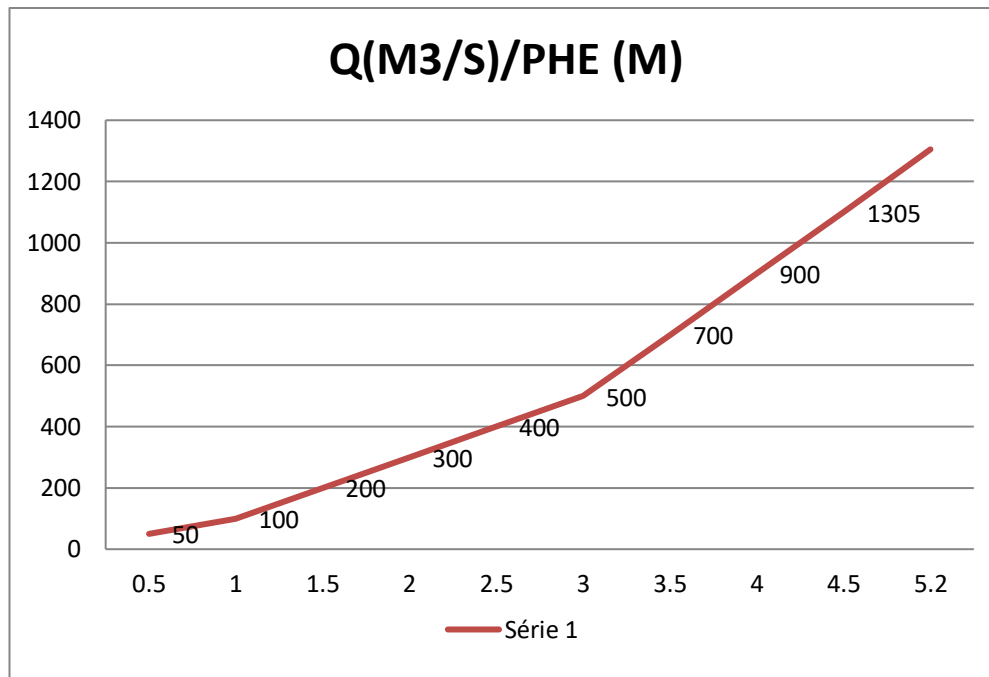


Figure 11. Courbe déterminant la PHE

La **figure 11** représente les débits en fonction de l'hauteur d'eau. On projette le débit calculé dans l'étude hydrologique et on lit la valeur correspondante de la plus haute eau PHE = 4.5 m.

2.2 Calage du pont

Pour déterminer le calage du pont, on ajoute à la valeur de PHE un tirant d'air appelé encore revanche de 1,5 m de hauteur comme mesure de sécurité. Cette revanche a pour but de prévenir les débris flottants de heurter l'intrados du tablier en cas de crue tout en gardant les appareils d'appuis en dehors des eaux. Ainsi le pont est calé à une hauteur

$$H = 4,5 + 1,5 = 6,0 \text{ m.}$$

Une fois la hauteur H de l'ouvrage est connue, on peut déterminer sa longueur L à partir de la coupe transversale.

3 Étude et conception du pont

L'objectif de cette étude est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable à la fois de satisfaire les contraintes fonctionnelles et naturelles.

Il faut donc fixer l'ensemble des contraintes à respecter et les types des ouvrages à envisager afin de les comparer. Cette comparaison nous mènera à retenir la meilleure solution.

Dans ce qui suit, on va énumérer toutes les variantes possibles pour ce projet, mentionner leurs avantages et inconvénients, écarter les variantes inutiles et tirer la conception la plus adéquate. On fera aussi cette procédure de choix à l'aide de l'analyse (AHP).

3.1 Données à prendre en compte

Les données dont on doit tenir compte sont :

- Implantation et caractéristiques de l'ouvrage :
- Données générales sur le site d'implantation.
- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :
- longueur estimée du pont, biais, courbure.

Les données naturelles :

- La topographie et la vue en plan du site
- Les résultats de la reconnaissance géologique générale du tracé routier incluant le projet du pont.
- Les données fonctionnelles :

- Le tracé en plan.
- Le profil en travers et le profil en long.
- Les hauteurs libres et les ouvertures à réserver.

3.2 Variantes possibles à envisager

Vu l'immensité du domaine des ouvrages d'art, il y a un grand nombre de solutions à adopter. Pour ce projet, on va se limiter à optimiser seulement cinq variantes couramment utilisées pour les projets de pont à savoir :

- Les ponts à poutres en béton armé
- Les ponts à poutres en béton précontraint
- Les ponts dalle
- Les ponts mixtes
- Série de dalots

3.2.1 Pont à poutres à travées indépendantes en béton armé

Ce type de ponts est largement utilisé en Algérie. Le choix des travées indépendantes nous permet d'utiliser des poutres préfabriquées et évite les échafaudages sur le lit d'oued pour notre cas. En plus le béton armé présente un coût économique par rapport aux autres matériaux. L'inconvénient de cette solution est le manque du côté esthétique quand utilisée en zone urbaine.

3.2.2 Pont à poutres à travées indépendantes en béton précontraint

Les poutres dans ce cas sont préfabriquées et tendues par post tension. L'avantage de cette variante est qu'on peut diminuer le nombre d'appuis intermédiaires et par suite limiter le nombre de travées. Mais le coût des câbles de précontrainte est un peu cher.

3.2.3 Pont dalle

Le tablier de ce type de ponts présente une dalle porteuse réalisée en général en BA ou BP. Le tablier de la dalle est armé longitudinalement et transversalement. Ce type de ponts est utilisé pour des portées allant jusqu'à 15 m. Comparé à un pont à poutres, le pont dalle consomme plus de matériaux. Vu que la préfabrication est impossible, l'utilisation des échafaudages est imminente ce qui présente un risque d'accidents sur le lit d'oued. Il est assez esthétique avec un aspect plus mince.

3.2.4 Pont mixte

Ce type de ponts est généralement constitué d'une ossature métallique qui transmet les charges de la dalle au système porteur. L'ossature est constituée par un réseau de poutres longitudinales et transversales. Cette variante assure la qualité et la durabilité de l'ouvrage.

3.2.5 Série de dalots

Un dalot est un ouvrage hydraulique qui est assez simple à fabriquer et facile à exécuter. Cet ouvrage peut être soit coulé sur place soit préfabriqué. Pour un franchissement d'oued, on peut assembler une série de dalots à condition que la vitesse d'écoulement ne dépasse pas une certaine limite pour éviter la dégradation des parois du dalot.



Figure 12. Série de dalots

3.3 Choix de la variante

Pour déterminer le choix optimal on doit d'abord écarter les variantes ci-dessous qui semblent être inefficaces

- Série de dalots : cette variante est généralement adoptée pour un débit et une hauteur d'eau faibles et exige une fondation assez coûteuse pour s'assurer de la stabilité.
- Pont dalle : ce type de pont (qui consomme plus de matériaux par rapport aux ponts à poutres) n'est généralement utilisé qu'en zone urbaine où l'esthétique a de l'importance.
- Pont mixte : vu le coût élevé de l'acier et le manque d'expérience des entreprises algériennes, cette variante est à écarter.

On essaye par la suite de comparer les deux variantes restantes pour en tirer la meilleure.

3.3.1 Conception en béton armé (TI-BA)

- Avantages : exécution plus facile, épaisseur de tablier plus mince, moins de charge transmise au sol.
- Inconvénients : plus de travées et d'appuis

Les figures ci-dessous décrivent cette conception dans les coupes transversales et longitudinales. On a 3 travées de 20,0 m.

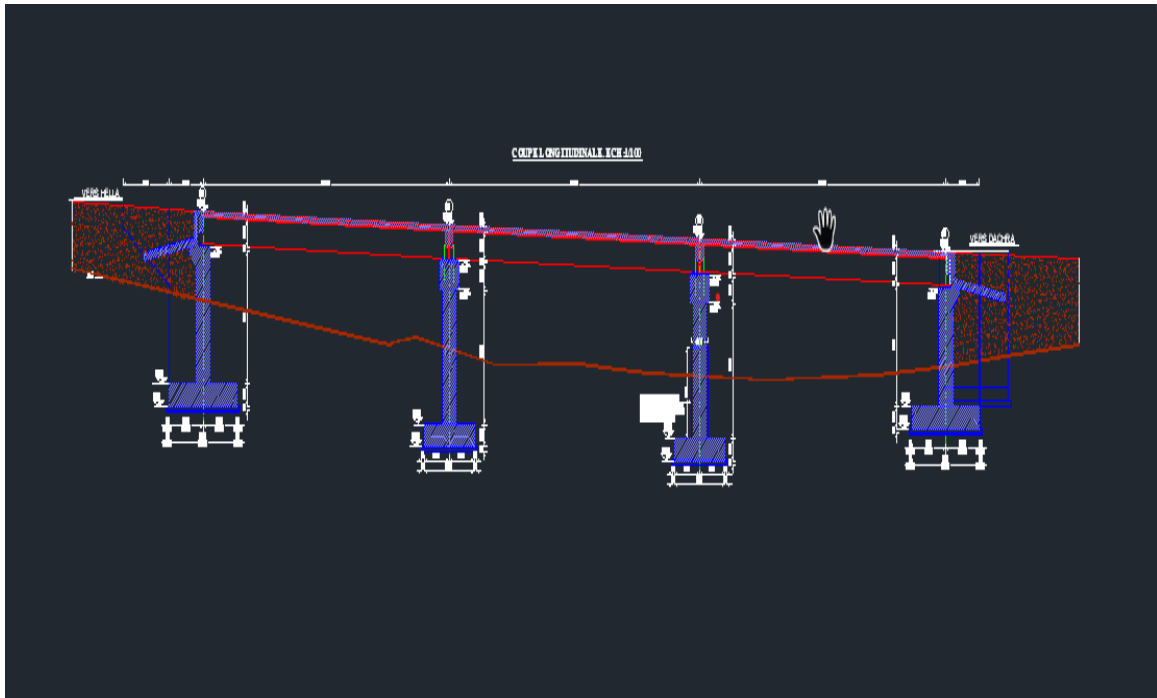
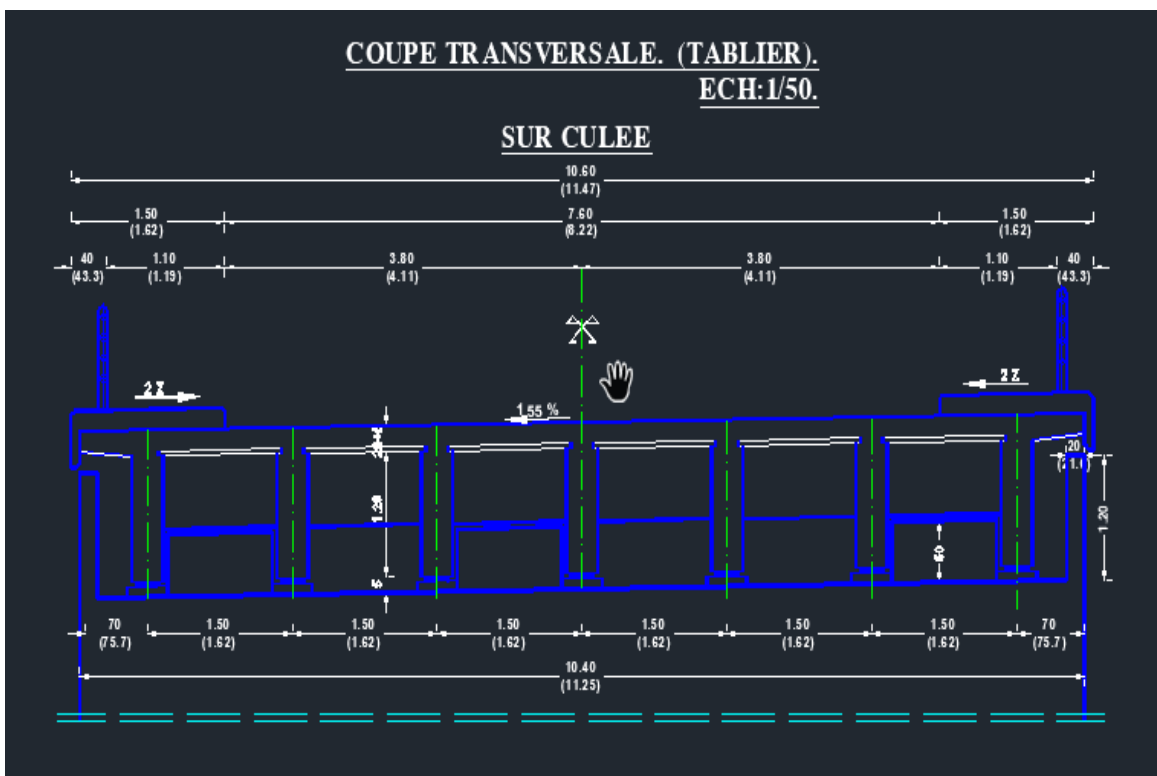


Figure 13. Conception longitudinale en béton armé



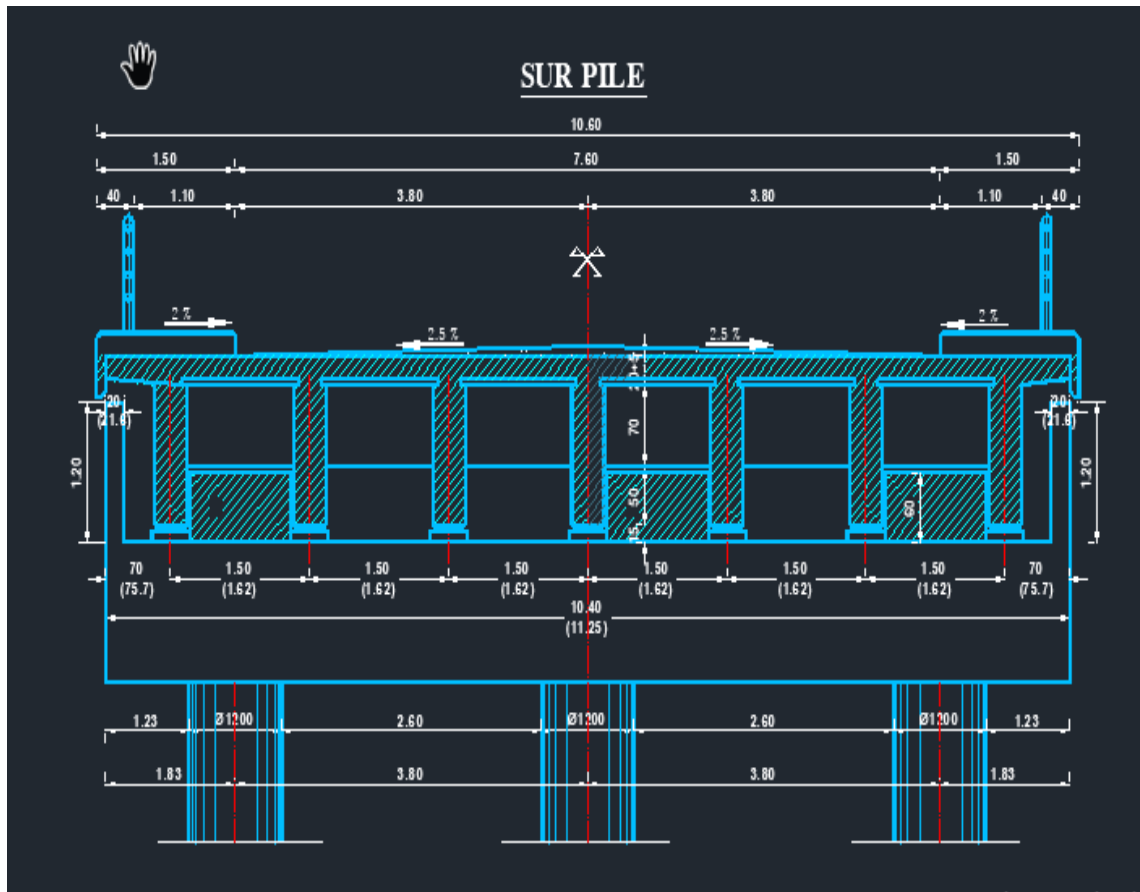


Figure 14. Conception transversale en béton armé

3.3.2 Conception en béton précontraint (VI-PP)

Avantages : moins de travées, moins d'appuis et d'appareils d'appui

Inconvénients : difficulté dans l'exécution de la précontrainte qui nécessite un effectif bien qualifié donc plus coûteux, le prix des câbles de précontrainte est cher.

Les figures ci-dessous décrivent cette conception dans les coupes transversale et longitudinale. On a 3 travées de 20 m chacune.

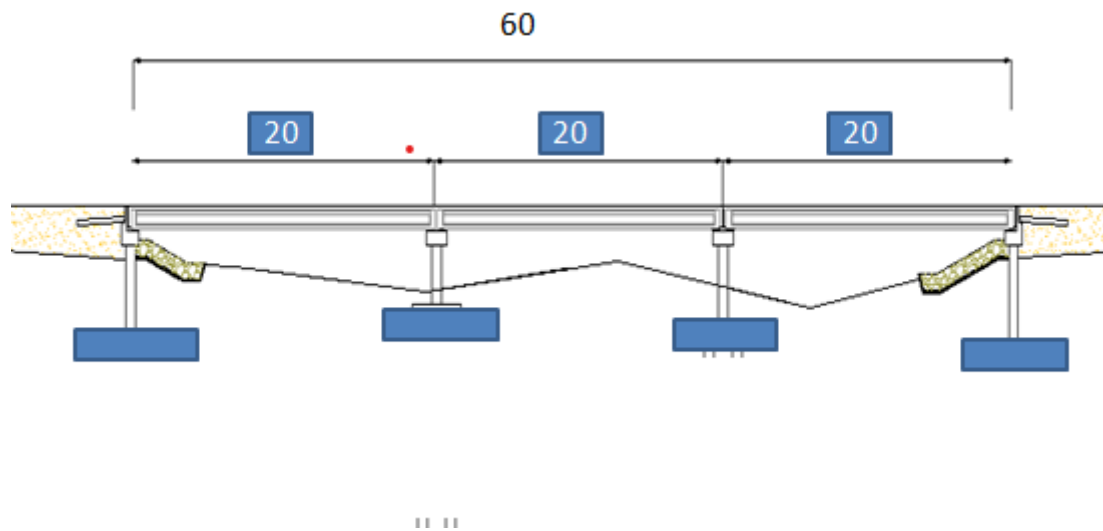


Figure 15. Conception longitudinale en béton précontraint

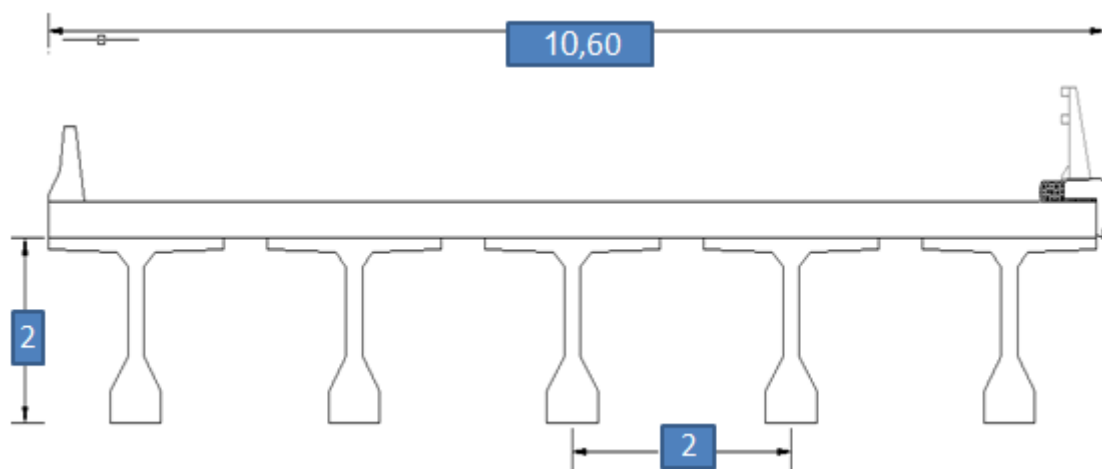


Figure 16. Conception transversale en béton précontraint

Variante retenue

Bien que pour la variante VIPP le nombre de travées et d'appuis est réduit à 3, il n'y a pas une grande différence avec celui de la variante TIBA (3 contre 4). Donc le coût de l'exécution des câbles de précontrainte sera vraisemblablement supérieur à celui dépensé pour une seule travée de plus.

Donc on retient la variante de pont à poutres à travées indépendantes en béton armé. On vérifie par la suite que ce choix est cohérent avec le résultat de l'analyse AHP.

3.4 Choix de la variante par l'analyse AHP

3.4.1 Procédure de la méthode AHP

La méthode AHP (Analytique Hiérarchie Procès) est un outil d'aide à la décision. Elle a été développée dans les années 70 par Thomas L. Saaty. La méthode permet notamment aux dirigeants de structurer les problèmes complexes auxquels ils sont confrontés en émettant des jugements selon leur expérience et les données informationnelles disponibles.

Cette méthode permet de décomposer un problème selon l'arborescence des différents critères et sous-critères de décision associés à ce problème et de comparer ces critères entre eux, deux à deux, à l'aide d'une échelle de pondération afin de mettre en lumière la solution qui répond le mieux aux critères de décision.

Cette procédure se fait en les étapes suivantes :

- Étape 1 : Décomposer le problème complexe en une structure hiérarchique
- Étape 2 : Déterminer l'importance relative des critères
- Étape 3 : Déterminer le poids (importance relative) de chacune des variantes par rapport à chacun des critères
- Étape 4 : Déterminer le résultat pour chaque variante
- Étape 5 : Déterminer les indicateurs de cohérence Les critères adoptés sont définis par :
 - Un nom : il sert à identifier le critère.

- Une échelle ou un poids.

Voir annexe pour plus de détail.

3.4.2 Critères à considérer

On a choisi de considérer les critères suivants :

- Le coût : Il comprend les coûts des travaux d'installation du chantier, des travaux préparatoires, de dégagement d'emprise, de terrassement et des travaux d'entretien et de maintenance.
- La sécurité : l'ouvrage doit être effectué en respectant les règles de la sécurité appropriées
- L'expérience et la maîtrise d'exécution : Il faut que la variante choisie soit bien maîtrisée par l'entrepreneur.
- L'impact sur l'environnement : Ce critère vise à avoir une appréciation globale de l'impact du projet sur l'environnement auquel il appartient. Il est donc indispensable que le concepteur du projet connaisse bien le site dans lequel le pont sera placé.
- L'entretien et la durabilité : Ce critère vise à avoir un ouvrage qui nécessite moins d'entretien ayant une longue durée de vie.
- L'esthétique : l'importance de ce critère varie selon le milieu où se trouve l'ouvrage (urbain ou rural).

3.4.3 Résultats

La méthode AHP a été programmée avec le logiciel Excel. Les cinq variantes sont développées dans le programme. Les résultats du critère de subjectivité sont présentés dans le **tableau 4**.

Résultats	Cout	Esthétique	Impact	Sécurité	Entretien et Durabilité	Expérience et Exécution	Score
BA	0,041	0,004	0,009	0,178	0,041	0,036	0,309
BP	0,014	0,004	0,012	0,045	0,101	0,008	0,184
Mixte	0,005	0,017	0,020	0,076	0,020	0,006	0,145
Dalle	0,029	0,011	0,021	0,097	0,032	0,011	0,201
Série de dalots	0,065	0,001	0,002	0,034	0,008	0,051	0,161

Tableau 3. Résultats de la méthode AHP

D'après le tableau ci-dessus, la variante qui a le score le plus élevé est le pont à poutres à travées indépendantes en béton armé dont la conception sera approfondie dans ce qui suit.

3.5 Conception et dimensionnement du pont à poutres en béton armé

Étant donné que le pont à poutres en béton armé est la solution retenue, on va approfondir son étude et sa conception.

3.5.1 Conception longitudinale

On a pu tirer de l'étude hydraulique que le gabarit du pont mesure 4,9 m. Par exécution des remblais au niveau des deux rives on aura une longueur totale de la brèche à franchir d'environ 70 m.

Pour la variante retenue TI-BA, on va concevoir un pont à 3 travées égales de longueur 20,0 m chacune. La **figure 17** montre la coupe longitudinale en détail.



Figure 17. Coupe longitudinale du pont

3.5.2 Conception transversale

Ce pont entre dans le projet. On aura donc identiques

- La largeur du tablier est de 10.40m
- Deux trottoirs de 1,50m pour chacun.

A droite il faudrait laisser une bande de 1,50 m pour territoire et une barrière de sécurité de type BN4 occupant avec la corniche une largeur de 0,40 m, à gauche on utilisera des séparateurs en béton GBA (glissière en béton adhérent) de ayant une base de 0,40 m et. La largeur chargeable est prise à 0,50 m à partir de chaque dispositif de retenue.

Cela veut dire que la largeur rouable est $L_r = 7,60$ m et la largeur transversale totale est

$$L_T = 10,6 \text{ m.}$$

4 Équipements du pont

Ce sont tous les accessoires trouvés sur un tablier de pont qui n'ont pas un rôle d'élément porteur mais qui assurent d'autres fonctions comme la sécurité et le confort des usagers, la protection des éléments structuraux, l'esthétique de l'ouvrage...

Ainsi, les équipements interviennent dans la conception et le dimensionnement d'un ouvrage et dans sa fonction et dans sa durée de vie.

4.1 Revêtement

- Couche d'étanchéité :

L'application d'une couche d'étanchéité sur le tablier a pour objectif de protéger la structure des agressions causées par les eaux pluviales et des cycles de gel-dégel. Cette

Couche empêche aussi la pénétration d'agents chimiques agressifs et la corrosion des armatures du béton armé de la structure. Elle est mise en place sur la totalité de la surface du tablier. Les systèmes d'étanchéité couramment utilisés sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérents, de feuilles préfabriquées...

- Couche de roulement :

C'est un tapis d'enrobé bitumineux de 7 cm d'épaisseur qui a pour rôle d'assurer le confort et la sécurité de l'utilisateur. L'eau peut stagner entre la couche de roulement et la chape d'étanchéité. Pour éviter ce problème, il faut exécuter une certaine pente et un système de drainage.

4.2 Joint de chaussée

Le tablier subit des variations longitudinales dues à la variation de la température, au déplacement ou déformation par les charges d'exploitation, au retrait pour les ouvrages en

béton et au fluage pour les ouvrages en béton précontraint. Il est librement dilatable à travers un jeu aménagé pour cet effet. Ce jeu est ensuite couvert par un joint de chaussée dont le rôle est d'assurer le confort et la sécurité des véhicules et la continuité de la chaussée.

4.3 Système de drainage des eaux pluviales

L'évacuation des eaux de la surface du tablier favorise durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers.

L'exécution d'une pente légère ou dévers transversalement aide à chasser l'eau jusqu'aux caniveaux qui permettent eux-mêmes l'écoulement à travers les gargouilles.

4.4 Corniche

Le rôle principal des corniches est l'esthétique ; elles permettent de donner une bonne finition pour une bonne vue. C'est ainsi, qu'il vaut mieux les préfabriquer. En plus de ce rôle principal, les corniches permettent l'écoulement latéral des eaux et ainsi éviter le ruissellement de l'eau sur les éléments porteurs de la structure. Enfin, les corniches permettent aussi le scellement des garde-corps et barrières.

Les corniches sont surtout en BA préfabriqué et ainsi on prévoit un scellement par une contre corniche (posé sur un bain de mortier). Dans ce cas le poids est de 2 à 3 KN/ml.

4.5 Dispositifs de retenue

- Barrière BN4 :

Classées comme normales modernes, ces barrières assez légères (0,65 KN/ml) et moins agressives que les anciennes. Le type BN4 est le plus employé en Algérie.

Elle peut être utilisée comme un garde corps vu son esthétique surtout si on lui associe un baroudage vertical.

- Séparateur en béton GBA

Ces séparateurs servent surtout dans le cas de deux tabliers contigus séparés. Ainsi, ils jouent le rôle d'une glissière et d'une barrière, mais ils sont assez agressifs aux véhicules légers. Les séparateurs sont parfois placés sur les terres pleines centrales des autoroutes. Le séparateur de type simple (GBA) a un poids estimé à 7KN/ml.

4.6 Caillebotis

Un caillebotis est une grille métallique assez solide placée pour combler le vide entre les dispositifs de retenue de deux ponts contigus et séparés. Dans notre cas, le caillebotis est de largeur 2 m. Il assure la continuité entre les deux ponts transversalement, permettant la mobilité en cas de travaux de réparation et assure la sécurité du chantier (chute de matériels de travail ou des ouvriers).

5 Rapport De Sol

5.1 Calcul De La Contrainte Admissible

Méthode essai laboratoire

En prenant comme donné : $\varphi = 23.15^\circ$

$$Q_{ad} = \gamma_h * D + [\rho * \gamma_h * N \gamma + \gamma_h * D * (N_q - 1) + 1.3 c_{nc}] / F_s$$

$\Gamma_h = 1.99 \text{ t/m}^3$ (poids spécifique du sol)

$D = 6 \text{ m}$: hauteur d'encastrement après achèvement des travaux

F_s : Coefficient de sécurité pris en général égal à 3

Φ : angle de frottement $\longrightarrow \varphi = 23.15^\circ$

En fonction de l'angle de frottement

Degré sexagésimaux φ	N_γ	N_q	N_c
23	7.73	8.66	18.1

Tableau 4 . Terme de portance pour fondations superficielles

Donc :

$$Q_{ad} = 1.99 \cdot 6 + [1.72 \cdot 1.99 \cdot 7.3 + 1.99 \cdot 6 \cdot (8.66 - 1) + 1.3 \cdot 9.2 \cdot 18.1] / 3$$

$$Q_{ad} = 12.29 \text{ bars}$$

Donc : la contrainte admissible sera prise égale à 3.00 bars

Conclusion

La conception du pont a conduit à un pont à poutres en béton armé à quatre travées identiques. L'étape suivante qui sera développée au 3^{ème} chapitre consiste à étudier, dimensionner et déterminer le ferrailage des différents éléments du pont.

CHAPITRE 3

PRE DIMENSIONNEMENT

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

1 Largeur du tablier

La largeur est la même que celle de la route existante, notre chaussée est composée de deux voies chacune de 3,80 m de largeur et limitée par deux trottoirs de 1,50m chacun de part et d'autre de la chaussée.

Donc la largeur du tablier est de 10,40 m.

2 Longueur des travées

Nous avons trois travées longues de 20m chacune séparées par des joints de 10 cm.

3 Pré dimensionnement des poutres

3.1 Nombre de poutres et leur écartement

3.1.1 Longitudinalement

On a conçu des poutres préfabriquées indépendantes. Chacune a une longueur totale (longueur d'une travée) $L_p = 20,0$ m. Un about d'appui doit être pris aux deux extrémités de la poutre, dans le cas de poutres en BA, l'about est généralement compris entre 0,3 et 0,4 m. On choisit $d = 0,35$ m et on aura une longueur de calcul (entre appuis)

$$L_c = L_p - 2d = 19.30$$

3.1.2 Transversalement

Pour des raisons économiques, les poutres préfabriquées n'ont une section rectangulaire que sur appuis. Leur section est en fait variable et à mi-travée on la trouve en I ayant à la fois un volume de béton moins important et un rendement assez suffisant.

- La hauteur des poutres h_p doit vérifier la relation suivante :

$$L_c / 17 \leq H_p \leq L_c / 15 \quad \rightarrow \quad 19,3 / 17 = 1,14 \leq H_p \leq 19,3 / 15 = 1,3$$

On prend $h_p = 1,20$ m

- L'épaisseur de l'âme à mi-travée b_a doit vérifier la relation suivante :

$$H_p / 5 \leq B_a \leq H_p / 3 \quad \rightarrow \quad 1,2 / 5 = 0,24 \leq B_a \leq 1,2 / 3 = 0,40$$

On fixe $b_a = 0,35 \text{ m}$

Les dimensions du talon sont prises de manière à laisser la place au minimum de deux nappes d'armatures.

- Entre-axe des poutres

Il est souvent conseillé de prendre un encorbellement nul pour éviter l'emploi d'un coffrage en porte à faux d'une partie du hourdis donc les poutres de rives sont positionnées d'une façon où il n'y a pas de longueur d'encorbellement.

L'espacement des poutres ou entre-axes est un paramètre fondamental qui influe sur les autres paramètres.

Il est compris d'après les recommandations SETRA entre 1 m et 2 m. On choisit un espacement de $b_0 = 1,5 \text{ m}$, ce qui nous permet de calculer le nombre des poutres.

3.1.3 Nombre de poutres

$N_p = E ((L_t - b_t) / B_0 + 0,5)) + 1 = 7 \text{ poutres}$ Pour vérifier on calcule $b_{0\text{corrigé}}$

$$b_{0\text{corrigé}} = L_T - b_t / N_p - 1 = 1,2 \text{ m}$$

$1\text{m} < b_{0\text{corrigé}} < 2\text{m}$ condition vérifiée.

3.2 Les entretoises

Elles assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis. On adopte une largeur de 40 cm et sa hauteur est donnée par :

Entretoise = H_f - entretoise où H_f est la hauteur de poutre et b est sa largeur

Entretoise = $1,2 - 0,35$ Entretoise $\geq 0,85$

Entretoise = 85cm

4 Caractéristique géométrique des sections

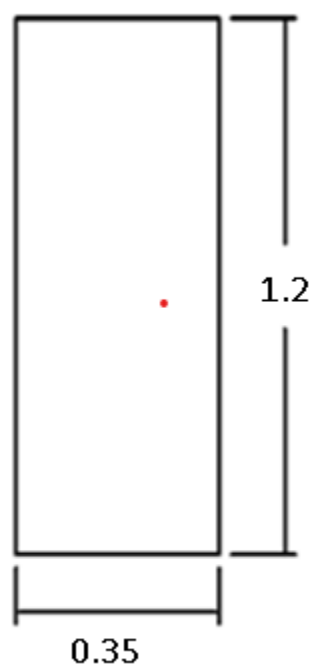


Figure 18. Section poutre

5 Étude des charges et surcharges

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

Les charges qui sont disposées sur les chaussées des ponts sont :

- **Système A** pour la justification de la stabilité d'une structure.
- **Système B** pour la justification de la stabilité locale des éléments du tablier.
- **Charge militaire** : appliquée uniquement sur les itinéraires faisant l'objet d'un classement.
- **Autres** : il existe d'autres charges prises en compte telles que :

- Charges permanentes ;

- Action de la température
- Effort de freinage ;
- Actions accidentelles dues aux effets des eaux. [1]

5.1 Charges permanentes (CP)

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

- Les éléments porteurs : des charges concernant le tablier uniquement
- Les éléments non porteurs : tels que (revêtement, trottoirs, corniches, garde corps, glissières de sécurité etc.). [1]

5.2 Les charges routières

Les ponts sont rangés en trois classes suivant l'importance de l'itinéraire. Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur rouable.

- Largeur rouable L_r : largeur mesurée entre les bordures ou dispositifs de retenue ;
- Largeur chargeable L_c : $L_c = L_r$ s'il ya des bordures ou L_r diminuée de 50cm le long de chaque dispositif de retenue, lorsqu'il existe ;
- Nombre de voies : $n = \text{Int} (L_c / 3)$ où Int est la partie entière ;
- Classe des ponts : on distingue trois classes de pont

Première classe

- Ponts pour lesquels $L_r \geq 7\text{m}$
- Ponts dont L_r peut être $< 7\text{m}$, mais désignés par les règlements car il est soumis à une accumulation de poids lourd.

Deuxième classe

- Ponts portant des chaussées à deux voies avec $5,5 < L_r < 7\text{m}$

Troisième classe

- Ponts portant des chaussées à une ou deux voies avec $L_r \leq 5,5\text{m}$

Dans notre cas nous avons une largeur rouable de 7,5 m donc c'est le cas de la première classe.

5.3 Calcule les Charges

Charges permanentes

5.3.1 Poutres (G₁)

Calculons l'aire de chaque section selon des coupes (A-A) et (B-B) soit respectivement S₁ et S₂ aires des différentes coupes de la poutre.

$$S_1 = 1,2 \times 0,35 \quad \text{alors} \quad S_1 = 0,42 \text{ m}^2$$

Calculons $G_1 = S \cdot L \cdot \gamma_b$ où γ_b = poids volumique du béton

$$G_1 = 7 \times 10 \times 0,42 \times 2 \times 2,5 \text{ d'où } G_1 = 147 \text{ t} / 20 \text{ d'où } G_1 = 7,35 \text{ t/ml}$$

5.3.2 Entretoise (G₂)

$$G_2 = B \cdot H \cdot L \cdot \gamma_b$$

H : hauteur de l'entretoise = 85 cm

b : largeur de l'entretoise = 45 cm

L : longueur de l'entretoise : $L = 1,50 - 0,35 = 1,15 \text{ m}$

Alors $G_2 = 0,85 \times 0,45 \times 1,15 \times 2,5 \times 7 = 7,70 \text{ t}$ d'où

$$G_2 = 7,70 \text{ t}$$

Poids des entretoises = 0.438 t/ml

5.3.3 Dalle (G₃)

$$G_3 = e \cdot L_t \cdot \Gamma_b$$

Avec :

E : épaisseur de l'hourdis

L_t : largeur du tablier

Γ_b : poids volumique du béton

$$G_3 = 0,2 \times 10,40 \times 2,5 = 5,3 \text{ t} \quad \text{d'où}$$

$$G_3 = 5,2 \text{ t/ml}$$

5.3.4 Revêtement (G₄)

$$G_4 = e_r \cdot L_r \cdot \gamma_r \quad \text{avec}$$

E_r = épaisseur du revêtement = 8 cm

L_r : largeur rouable =7,6m

Γ_r = poids volumique du revêtement=2,2t/m³ $G_4=0,08 \times 7,6 \times 2=1,34t/ml$ où

$G_4 = 1,34t/ml$

5.3.5 Garde de corps et glissières (G_5)

D'après le cahier C.P.C (cahier des prescriptions communes) donne une valeur de 0,1t/ml de chaque coté donc

$G_5=0,1 \times 2=0,2t/ml$

5.3.6 Poids des trottoirs (G_6)

Le cahier CPC donne une valeur de 1,12t/ml de chaque coté donc :

$G_6=2.5 \times 1.50 \times 0.2 \times 1=0.75t/ml$

$0.75 \times 2 = 1,5 t/ml$

5.3.7 La corniche

$G_7= \square b \times L \times S$

S : la surface de corniche

$G_4=2.5 \times 1 \times [(0.1 \times 0.20) + (0.1 \times 0.55)-(0.5 \times 0.5)] \times 2$

$G_7 = 0.35 t/ml$

La charge totale permanente :

$G_t = [G_1+G_3+G_4+G_5+G_6+ G_7].L+G_2 \Rightarrow$

$15,19 \times 20 + 7,70 = 311,5 t \quad G_t = 311,5 t$

6 Surcharges d'exploitation

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

- La surcharge de type A(L).
- Système B.
- La surcharge militaire.

- Le convoi exceptionnel.
- Les surcharges sur les trottoirs.
- La surcharge due au vent et séisme

6.1 Système de Charge A(L)

Largeur rouable =7,6m

Nombre de voies =2

Largeur d'une voie =3,8m

La surcharge A(L) est uniformément répartie dont l'intensité (en kg/m²), dégressive et dépend de la largeur surchargée suivant la longueur totale : [1]

$A(L)=230+36000/L+12$ avec

L : longueur chargée=20 m

D'où $A(L) = 1355 \text{ kg/m}^2 = 1,355 \text{ t/ m}^2$

$A(L) = 1,355 \text{ t/ m}^2$

Classe du pont :

Comme notre largeur rouable $L_r > 7\text{m}$ alors notre pont est de **classe 1**.

Le coefficient a1

Le coefficient **a1** est déduit à partir du tableau suivant :

Alors **a1=1**

Nombre de voie	1	2	3	4	>5
classes de ponts	1	1	0.9	0.75	0.7
	2	1	0.9	-	-
	3	0.9	0.8	-	-

Tableau 5. Détermination d'a1

a2 tient compte la largeur de la voie ($a2=V0/V$).

Classe de pont	V0
Première classe	3.5m
Deuxième classe	3m
Troisième classe	2.75m

Tableau 6. Détermination de v_0

Avec $a_2 = V_0/V$ où V_0 est la largeur de voie des ponts de première classe =3,5m Et V est la largeur rouable de notre ouvrage=3,80m

D'où $a_2=3,5/3,80$ **$a_2=0,921$**

Nombre de voies	a_1	a_2	$A(L).a_1 .a_2$	Largeur de voie	$Q (A(L))$
1	1	0.921	1.248	3.80	4.742
2	1	0.921	1.248	7.6	9.485

Tableau 7. Charge A (L) par voie

Cette charge ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

6.2 Surcharge « B »

Elle se subdivise en trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types (30t)
- Le système Bt se compose de groupes de deux (2) essieux dits <<essieux tandems>>
- Le système Br. se compose d'une roue isolée de (10t)

6.3 Système de surcharge Bc

Il est composé de camions types, dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à deux et dans le sens transversal il faut disposer autant de files que de voie de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées les valeurs des charges Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau suivant :

Nombre de voie chargée					
Classe du pont	1	2	3	4	≥ 5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Tableau 8. Détermination du coefficient bc

Comme notre pont est de première classe avec deux voies, ce qui nous donne une valeur de :

$$bc = 1,10$$

- **Coefficient de majoration dynamique**

Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ

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

L : la longueur de travée = 20m

G : poids total des charges permanentes = **Gt=311,5t**

S: surcharge Bc (S= Bc x bc)

Dans notre cas, on place deux camions longitudinalement et deux transversalement ; à savoir le poids d'un camion Bc =30t

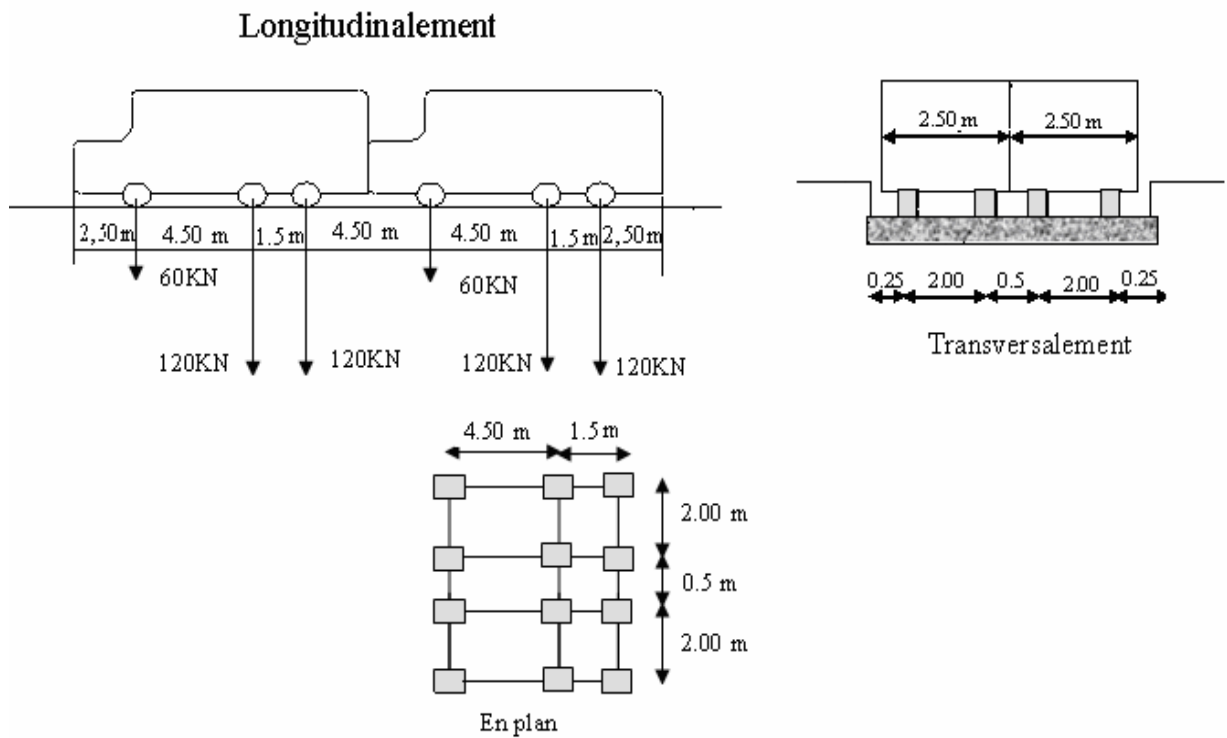
Bc =4x30=120t et comme S=Bc . bc alors S=120x1,10 d'où S=132tDonc

Avec $L=20\text{m}$ $\delta = 1.137$

Finalement $B_c = S \times \delta = 132 \times 1,137$

$B_c = 150,084\text{t}$

A présent schématisons les éléments du système B en différents plans (longitudinalement, transversalement et en plan), les longueurs sont exprimées en mètre et masses en tonnes.



Figures 19-20. Disposition du système ‘Bc ‘

Nombre de voies	bc	Charge par essieu (t)		
1	1.2	Essieu. Avant	1x6x1.2x1.136	9.792
		Essieu. Arrière	2x6x1.2x1.136	16.354
2	1.1	Essieu. Avant	2x6x1.1x1.136	14.995
		Essieu. Arrière	4x6x1.1x1.136	29.990

Tableau 9. Charge (bc) par voie

6.4 Système de surcharge B_t

C'est l'ensemble de deux essieux appelés essieux « tandems ». la valeur de B_t est multipliée par un facteur b_t dépendant de la classe du pont :

$B_t = 1$ pour les ponts de classe 1 Le poids d'un essieu tandem=32t

Alors $B_t = 2 \times 32$ **$B_t = 64t$**

Et comme $S = B_t \times b_t$ alors **$S = 64t$**

Le coefficient de majoration dynamique sera de :

$$\delta = (1 + 0,4/1+0,2(20) + 0,6 / (1+4(367,806 /64))) = 1,105$$

$\delta = 1,109$

Nombre de tandem	bt	δbt	Charge par Essieu (t)
1	1	1,109	$16 \times 1.109 \times 1 = 17.44$
2	1	1,109	$16 \times 2 \times 1.109 = 34.88$

Tableau 10. Charge (bt) par essieu

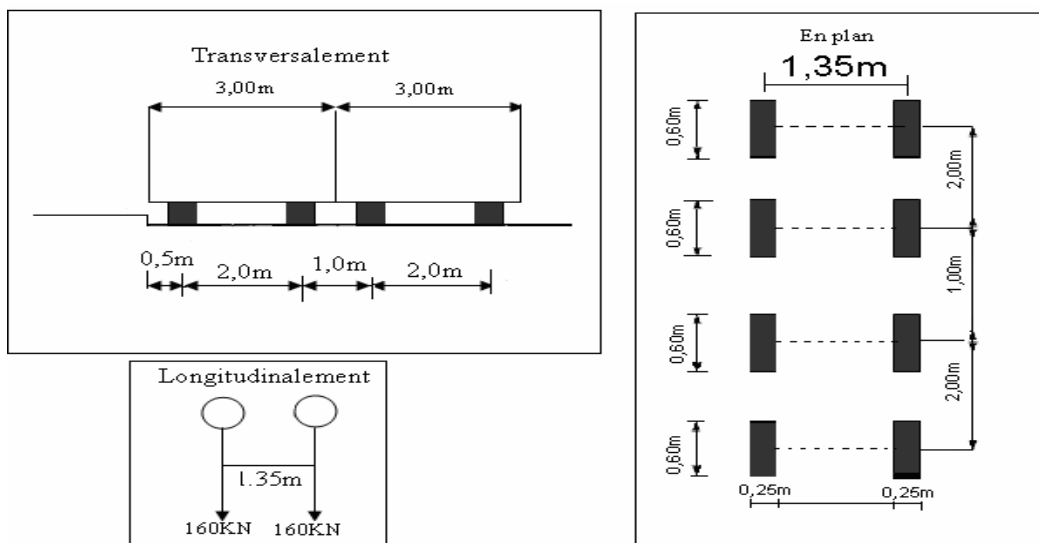


Figure 21.

6.5 Système de surcharge Br

Ce système se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,3m x 0,6m. Cette surface peut être placée n'importe où sur la largeur pour avoir le cas le plus défavorable.

Donc calculons le coefficient de majoration dynamique δbr

$$\delta_{br} = (1 + 0,4/1 + 0,2(L)) + 0,6 / (1 + 4(311,50 / S))$$

$$\text{Avec } S_{br} = 10t$$

$$\Delta_{br} = 1,084$$

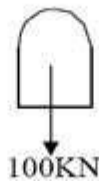
$$\text{Alors } Br = \delta_{br} \times S_{br}$$

$$\mathbf{Br = 10,84t}$$

Longitudinalement



Transversalement



En plan

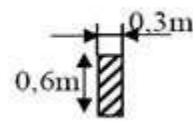


Figure 22. Disposition du système Br

6.6 Surcharges Militaires

On considère deux classes de convois : la classe M120 : chaque classe se compose de deux systèmes Me et Mc les convois militaires sont souvent les plus défavorables.

Pour notre calcul on tient compte de la charge Mc120.

Dans le sens transversal on dispose qu'un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.

Le nombre de convois dans le sens longitudinal est limité, mais il faut que leur intervalle soit $\geq 36,60m$.

Sa masse totale S est de

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

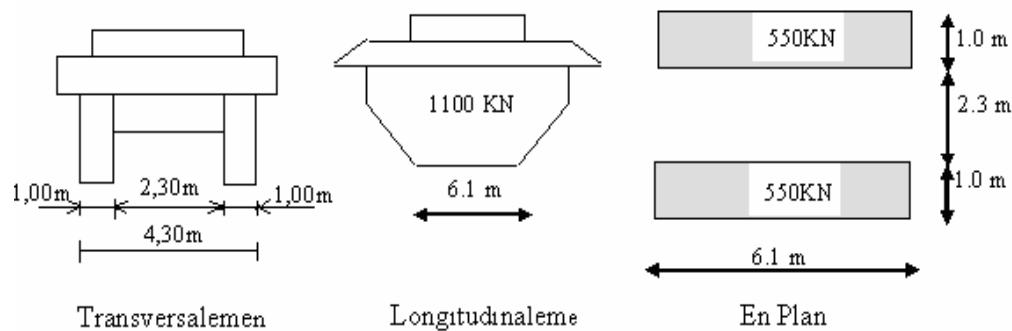


Figure 23. Charge militaire (Mc120)

Calculons le coefficient de majoration dynamique de surcharge militaire $\delta Mc120$

$$\delta Mc120 = (1 + 0,4/1 + 0,2(L)) + 0,6 / (1 + 4(311,50 / S))$$

$$\delta Mc120 = 1,129$$

$$\text{Aloes } Mc120 = \delta Mc120 \times S = 1,129 \times 110$$

$$Mc120 = 124,19 \text{ t} / 6,10$$

$$Mc120 = 20,23 \text{ t/ml}$$

6.7 Surcharge exceptionnelle (convoi D240)

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

$$P = 240 \text{ t} \text{ soit } P = P/L = 240/18,6 = 12,90 \text{ t/ml d'où}$$

$$P = 12,90 \text{ t/ml}$$

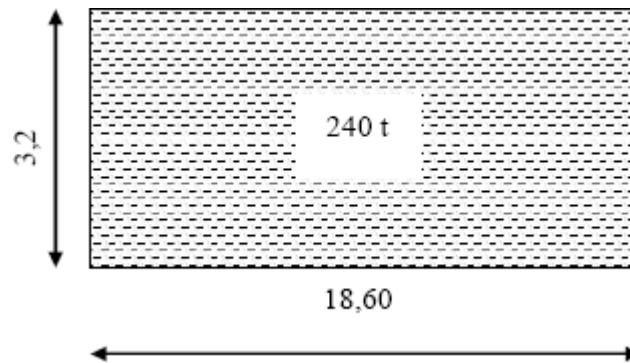


Figure 24. Disposition de D240 en plan

6.8 Surcharge de trottoirs

Les surcharges des trottoirs définies par les règlements en vigueur sont de deux types : surcharges locales et générales. Ces surcharges ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques.

- Les surcharges locales : servent à la justification des éléments du tablier (dalle, entretoises ou longerons). une charge uniforme de 450 daN/m² réservée pour les trottoirs y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées.
- Les surcharges générales : servent à la justification des autres éléments de l'ouvrage en général. une charge uniforme de 150 daN/m² appliquée de façon à produire l'effet le plus défavorable possible.

La largeur du trottoir est de 1,50m

$$St = 0,2 \times 1,50 \times 2 =$$

$$St = 0,60 \text{ t/ml}$$

6.9 Les Efforts de Freinage

Ils sont utilisés généralement pour la justification des piles, culés et des appareils d'appuis.

6.9.1 Les charges des systèmes A(L) et Bc sont susceptibles de développement les réactions de freinage ; les efforts s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation effort de freinage dus à : A(L)

$$HF(A(I)) = Q A(L) / (20 + 0,0035 S)$$

Avec:

$$Q_A(L) = S A(I) \cdot L$$

$$S = \text{surface chargée} \quad \text{et} \quad S = 20 \times 3 \times 3,80 \quad S = 228 \text{m}^2$$

$$\text{Alors } Q_A(L) = (q_A L) \times L = 20 \times 9,481 \quad Q_A(L) = 189,62 \text{t}$$

$$H_F(A(I)) = 189,62 \text{t} / (20 + 0,0035 \cdot 228)$$

$$H_F(A(I)) = 9,11 \text{t}$$

6.9.2 Effort de freinage du à la surcharge "Bc"

Chaque camion Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids propre il faut noter qu'un seul camion est supposé freiner.

Soit **HF Bc = 30t**

Remarque

- cet effort de freinage ne doit pas être majoré pour effet dynamique ;
- les coefficients bc ne s'appliquent pas à cet effort.

6.10 Les efforts Sismiques

On appelle séisme toute succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. il est d'usage de considérer l'action sismique d'un pont comme le résultat d'un mouvement de translation d'ensemble du sol selon les trois (3) directions. Vu l'envergure de notre projet nous considérons que deux directions seulement (Horizontale et Verticale).

- L'effort horizontal : $F_H = \sum y_H \cdot G_t$
- L'effort vertical : $F_V = \sum y_V \cdot G_t$

Avec :

y_H = l'accélération horizontale.

y_V = l'accélération verticale G_t = poids propre du tablier

Comme se trouve dans la zone 1 selon la répartition des zones du RPA donc

$$\sum yH.= 10\% \text{ alors } FH=0.1 \times 367,806 = 36,78 \text{ t}$$

$$\sum yV.=7\% \text{ alors } FV=0.07 \times 367,806 = 25,75 \text{ t}$$

6.11 Effort du vent

D'après le fascicule 61 titre 2 du CPC relève que pour la plupart des ponts à poutres il n'est pas généralement nécessaire de procéder à un quelconque recueil de données relatives aux vents.

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme pressions statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité est assimilée à une valeur caractéristique :

- 2000N/m² pour les ouvrages en service
- 1000N/m² ou 1250/m² pour les ouvrages en cours d'exécution.

Vu le poids de la structure et les autres charges qui lui sont appliquées, on peut en déduire que l'intensité de l'effort du au vent reste négligeable.

A titre informatif, la norme ENV1991-2.4 propose un modèle simplifié d'actions dynamiques en traitant les vibrations dues aux tourbillons, à la combinaison vent-pluie pour certains types de ponts.

6.12 Actions thermiques

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul des ponts surtout pour le dimensionnement des joints de chaussée. L'Eurocode 1 (ENV-1991-2.5) définit les actions thermiques à prendre en compte et fait intervenir un coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12E - 6$.

G (Poids propre)	7.35 t/ml
Charge permanent total par travée	311.5 t
Surcharge A (L)	1.355 t/ML
Surcharge Bc	150.084 t
Surcharge Bt	64 t
Surcharge Br	10.84 t
Mc120	124,19 t
D 240	240 t
Surcharge du trottoir	0,45 t/ml

Tableau 11. Les charges et surcharges appliqué

CHAPITRE 4

PARTE LOGICIEL

SAP2000

1 MODELISATION DE LA STRUCTURE

Les surcharges seront disposées de façon à obtenir des sollicitations maximales dans les différentes sections à dimensionner. Le calcul des sollicitations est effectué par le programme en éléments finis SAP 2000 VERSION 10.

La structure est modélisée comme suit :

- Poutres : Élément
- Dalle : Élément

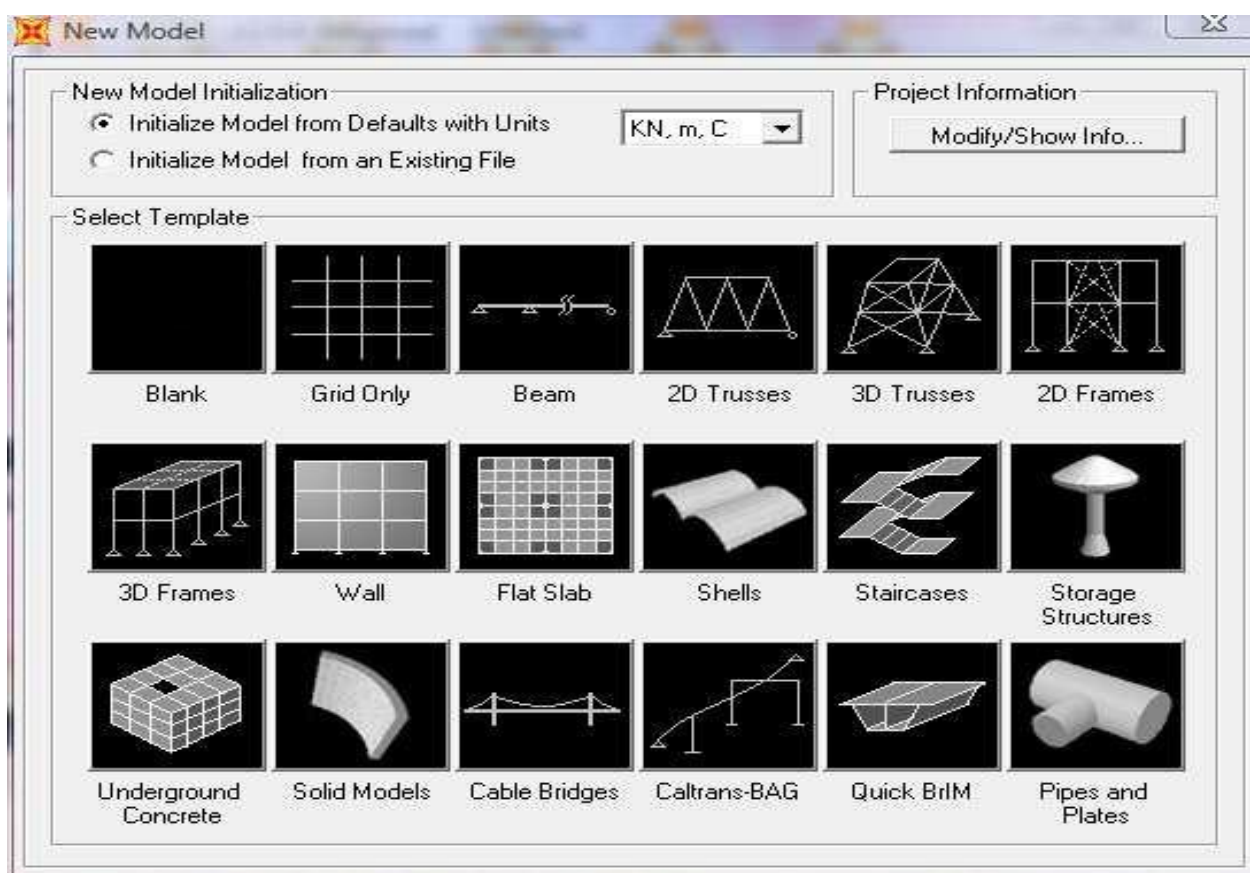


Figure 25. Tableau des modèles de SAP2000

2 Principe de la modélisation par SAP2000

La méthode consiste à discrétiser la structure ou l'ouvrage en plusieurs éléments finis, chaque élément est défini par deux ou plusieurs nœuds. Cette méthode est basée sur le système des « Grids », l'utilisation des éléments finis « frame » pour les poutres et « Area » pour dalles.

Les poutres sont considérés comme élément « frame » unidimensionnels et la dalle en élément « Shell » bidimensionnel.

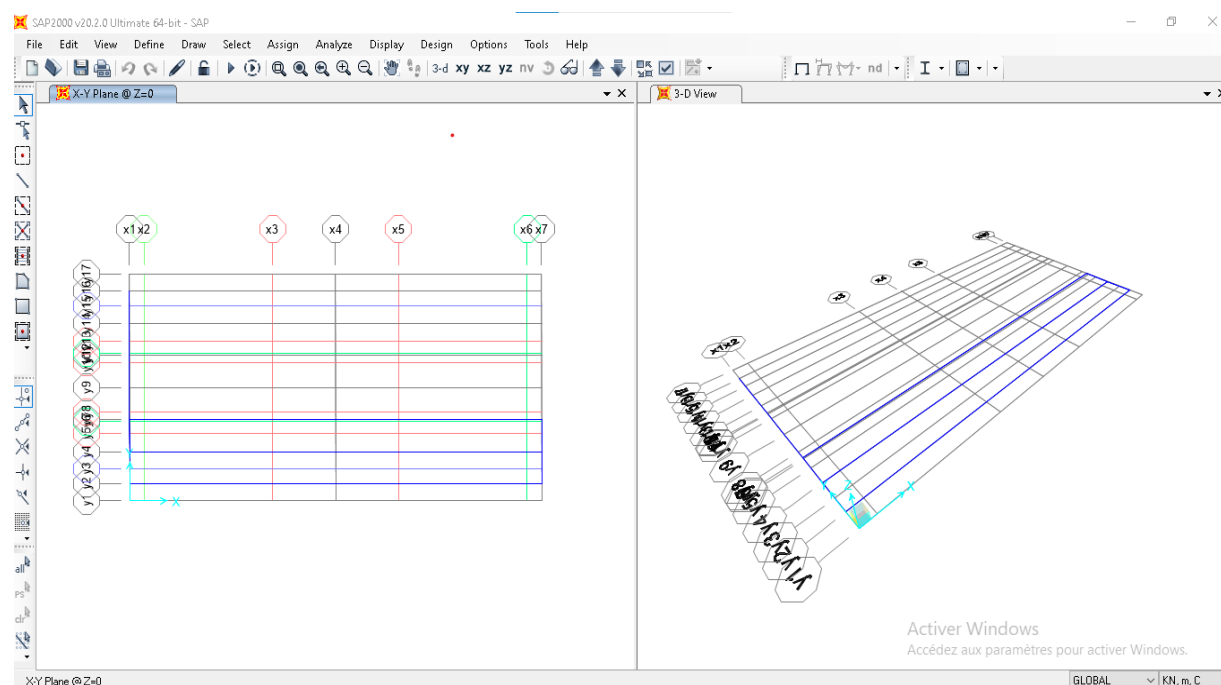


Figure 26. Vue en 3D du pont à trois travées

- 3 Les différents diagrammes des moments fléchissant des chargements mobiles**
- 4 Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchants des différentes combinaisons des charges et surcharges**

N°	Désignation	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant(t)
1	Charge permanente	97,320	17,58
2	Surcharge A(I)	69,920	12,1
3	Mc ₁₂₀ (à ½ de la travée)	82,470	9,32
4	Surcharge sur trottoirs	11,860	2,99
5	Convoi D	100,420	20,840

Tableau 12. Moment Fléchissant à L'ELU

$$M_t = 1,35MG + 1,6(1,076mq)$$

Surcharge	Moment		1,076mq	Mt
	Mx	My		
G	Mx	0,1926	/	/
	My	0,0882	/	/
Bt	Mx	3,0429	3,6466	6,0945
	My	1,4912	1,7871	2,9785
Br	Mx	1,5215	1,7636	3,0817
	My	0,7456	0,8643	1,5020
Bc	Mx	2,6885	3,2252	5,4203
	My	0,7936	0,9520	1,6424
Mc120	Mx	2,2074	2,6328	4,4725
	My	0,3795	0,4526	0,8433
D	Mx	1,1123	1,1902	2,1643
	My	0,5098	0,5454	0,9918
E	Mx	1,0469	1,1202	2,0523
	My	0,4798	0,5134	0,9405

Tableau 13. Moment Fléchissant à L'ELS

$$M_t = M_G + 1,26m_q$$

Surcharge	Moment		1,26mq	Mt
G	Mx	0,1926	/	/
	My	0,0882	/	/
Bt	Mx	3,0429	4,0897	4,2822
	My	1,4912	2,0042	2,0925
Br	Mx	1,5215	1,9779	2,1704
	My	0,7456	0,9693	1,0575
Bc	Mx	2,6885	3,6171	3,8097
	My	0,7936	1,0677	1,1559
Mc120	Mx	2,2074	2,9527	3,1453
	My	0,3795	0,5076	0,5959
D	Mx	1,1123	1,3348	1,5274
	My	0,5098	0,6117	0,7000
E	Mx	1,0469	1,2563	1,4489
	My	0,4798	0,5757	0,6640

Tableau 14. Calcul des moments transversaux

	Mmax ELU (t,m)		Mmax ELS (t,m)	
Moment sur	6,0945	3,0473	4,2822	2,1411
App x 0,50				
Mmax				
Moment sur	6,0945	4,8756	4,2822	3,4258
Tra x 0,80				
Mmax				

Tableau 15. Calcul des Moments Longitudinaux

	Mmax ELU (t,m)		Mmax ELS (t,m)	
Moment sur	2,978	1,489	2,092	1,046
App x 0,50				
Mmax				
Moment sur	2,978	2,383	2,092	1,674
Tra x 0,80				
Mmax				

Tableau 16 . Effort Tranchant à L' ELU

$$M_t = 1,35MG + 1,6(1,26mq)$$

Surcharge	Moment		1,076mq	Mt
G	Mx	0,337	/	/
	My	0,488	/	/
Bt	Mx	6,803	8,152	13,499
	My	7,722	9,254	15,466
Br	Mx	3,401	3,943	6,764
	My	3,788	4,391	7,684
Bc	Mx	4,695	5,632	9,467
	My	5,566	6,677	11,342
Mc120	Mx	2,829	3,374	5,855
	My	3,835	4,575	7,979
D	Mx	1,949	2,085	3,792
	My	2,821	3,019	5,489
E	Mx	1,834	1,963	3,596
	My	2,655	2,841	5,205

Tableau 17. Effort Tranchant à L' ELS

$$M_t = MG + 1,26mq$$

Surcharge	Moment		1,26mq	Mt
G	Mx	0,337	/	/
	My	0,488	/	/
Bt	Mx	6,803	9,143	9,480
	My	7,722	10,378	10,867
Br	Mx	3,401	4,422	4,759
	My	3,788	4,924	5,413
Bc	Mx	4,695	6,316	6,654
	My	5,566	7,488	7,977
Mc120	Mx	2,829	3,784	4,122
	My	3,835	5,130	5,619
D	Mx	1,949	2,339	2,676
	My	2,821	3,385	3,874
E	Mx	1,834	2,201	2,539
	My	2,655	3,186	3,675

CHAPITRE 5

ETUDE DU TABLIER A PONT EN BETON

ARME

1 Calcul Des Éléments De Réductions Dus Aux Charges

1.1 Poutre seule

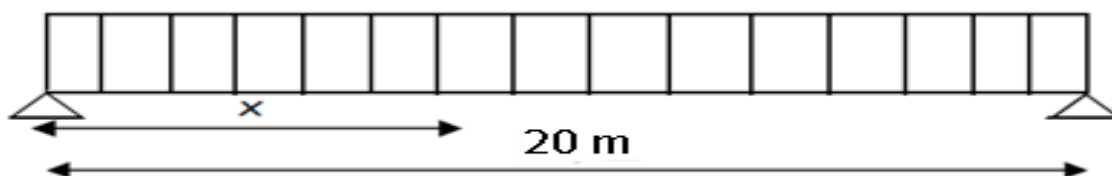


Figure 31. Poutre seule

$$G = 7.35 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = 73.5 \text{ t.}$$

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

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

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	73.5	73.5
0.25 L	137,81	36,75	0
0.50 L	183,75	0	0

Tableau 18. M, T, R de la poutre

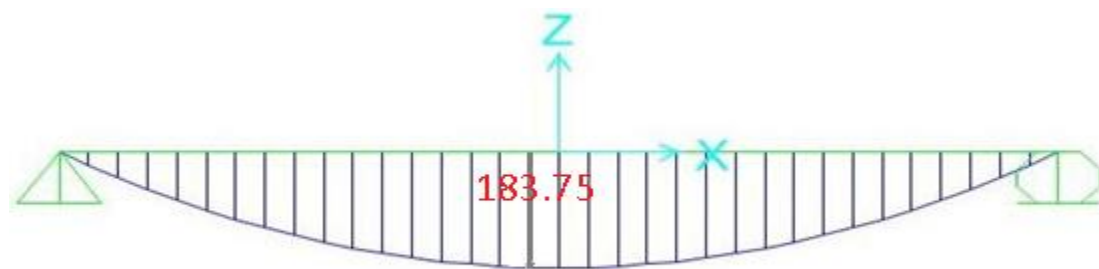


Figure 32. Diagramme de moment fléchissant sous la poutre seule

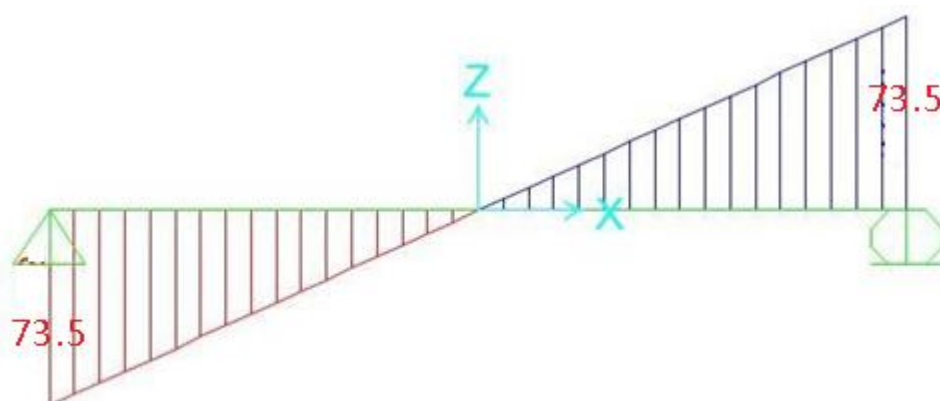


Figure 33. Diagramme d'effort tranchant sous la poutre seule

1.2 Dalle

$$G = 5,2 / 7 = 0,74 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = 7.1 \text{ t.}$$

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

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

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.0 L	0	7.1	7.1
0.25 L	26,25	3,4	0
0.50 L	34	0	0

Tableau 19. M, T, R de la dalle

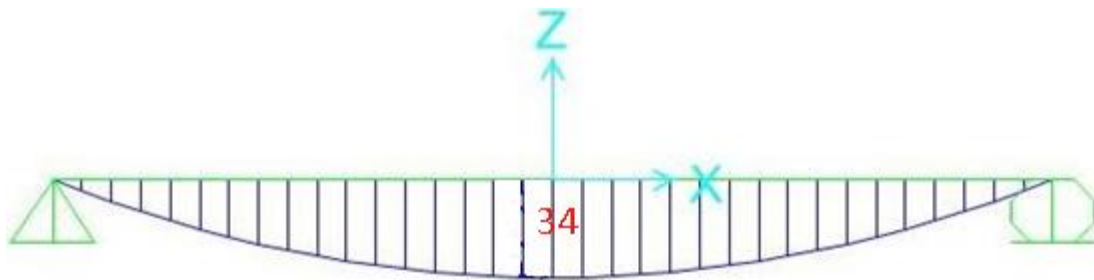


Figure 34. Diagramme de moment fléchissant de la dalle

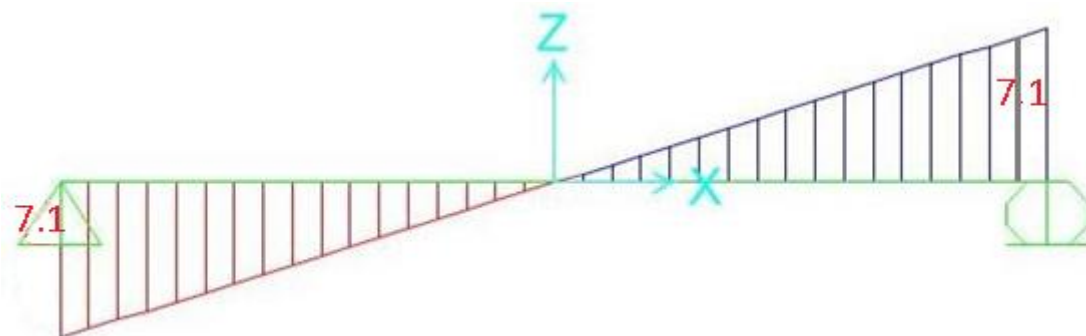


Figure 35. Diagramme d'effort tranchant de la dalle

1.3 Superstructure

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

$$(0,2 + 0,75 + 0,35) * 2 + 1,34 =$$

$$C_{cp} = 3,94 / 4 = \mathbf{0.563 \text{ t/ml}}$$

$$\mathbf{R_a = R_b = 5.63 \text{ t.}}$$

$$\mathbf{M_0(x) = R_a x - G x^2 / 2.}$$

$$\mathbf{T(x) = R_a - G x}$$

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.0 L	0	5.63	5.63
0.25 L	21,11	2,82	0
0.50 L	28,15	0	0

Tableau 20. M, T, R de superstructure

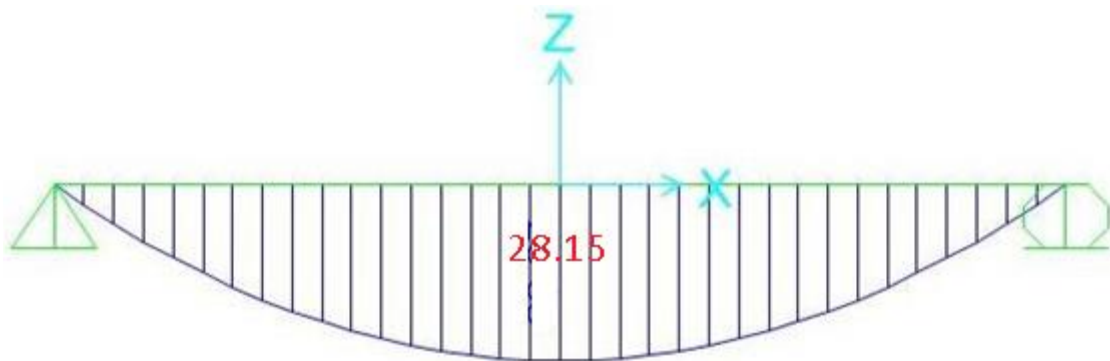


Figure 36. Diagramme de moment fléchissant de la superstructure

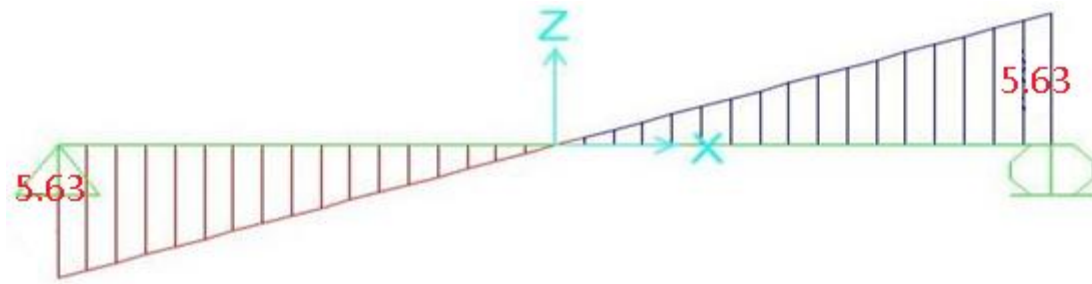


Figure 37. Diagramme d'effort tranchant de la superstructure

1.4 Tableau récapitulatif des M, T, R :

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.0 L	0	57.92	57.92
0.25 L	185,27	26.36	0
0.50 L	245,9	0	0

Tableau 21. Récapitulatif M, T, R

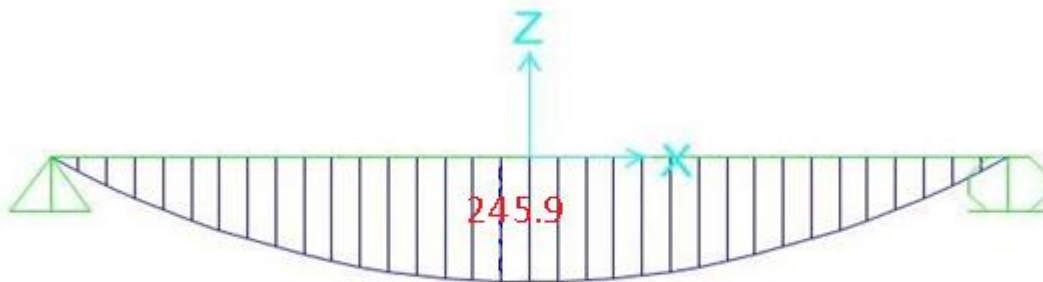


Figure 38. Diagramme de moment fléchissant de la charge de la charge permanente

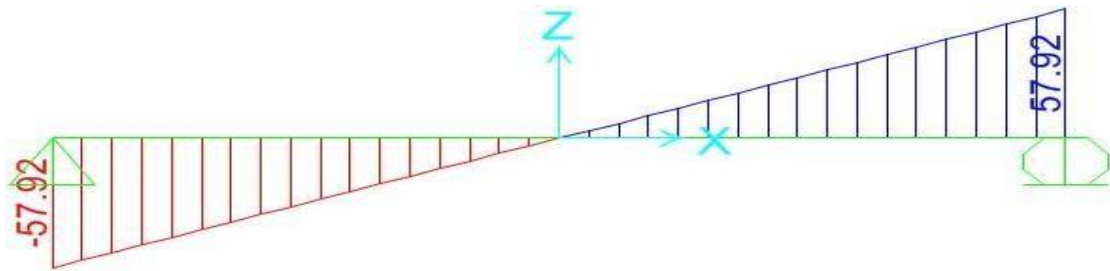


Figure 39. Diagramme d'effort tranchant de la charge permanente

2 MOMENT FLECHISSANT

2.1 Moment fléchissant à $x=0,5L$:

2.1.1 Surcharge A (L)

Une voie chargée

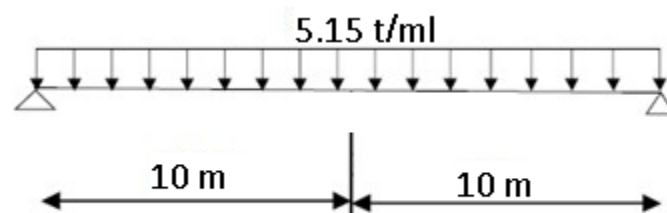


Figure 40. Surcharge A (L) une voie chargée à $x=0,5l$

$$A(L) = 5.15 \text{ t/ml}, L=20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{Max}} &= A(L) \times L^2/8 \\ &= 5.15 \times (20)^2/8 \\ &= 257.5 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Deux voies chargées

$$\begin{aligned} A(L) &= 10.3 \text{ t/ml}, L=20 \text{ m} \\ M_{\text{ax}} &= A(L) \times L^2/8 \\ &= 10.3 \times (20)^2/8 \\ &= 515 \text{ t.m} \end{aligned}$$

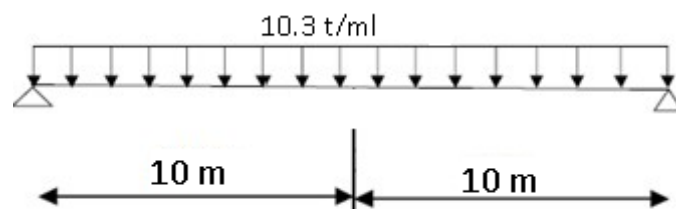


Figure 41. Surcharge A (L) Deux voies chargées à $x=0.5l$

2.1.2 Surcharge des trottoirs

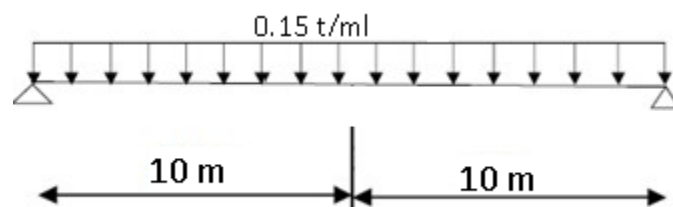


Figure 42. Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé) à $x=0.5l$

Un trottoir chargé

$$St = 0,15 \text{ t/ml}, L = 20 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = St \times L^2/8$$

$$= 0,15 \times (20)^2/8$$

$$= 7.5 \text{ t.m}$$

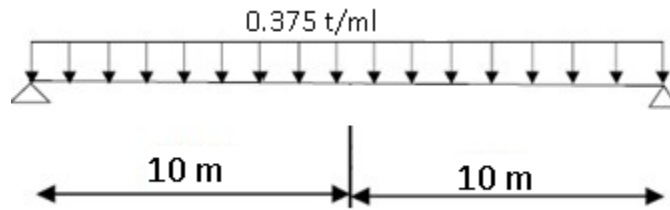


Figure 43. Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés) à $x=0.5l$

Deux trottoirs chargés

$$St = 0,3 \text{ t/ml}, L = 20 \text{ m} \quad M_{\text{Max}} = St \times L^2/8$$

$$= 0,375 \times (20)^2/8$$

$$15 \text{ t.m}$$

2.1.3 Système B

- **Système BC**

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

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

Une voie chargée

$$X_{R/A} = [(12 \times 1,5) + (6 \times 6) + (12 \times 10,5) + (12 \times 12) + (6 \times 16,5)]/ 60$$

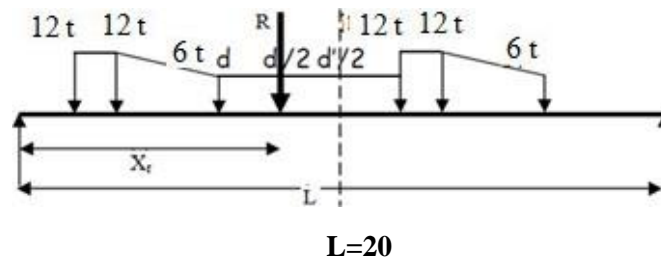


Figure 44. Système BC (Une voie chargée) à $x=0.5l$

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

$$d' = 10.5 - 7.05 = 3,45 \text{ m}$$

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

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

$$M_{\max} ((L + d')/2) = R/L ((L + d')/2)^2 - \Sigma F_{ig}$$

F_{ig} : force gauche d_g :

d_g distance gauche

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

$$M_{\max} = 353,98 - 261 = 92,98 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bc = 92,98 \text{ t} \times 1.2 \times 1.1 = 122,73 \text{ t.m}$$

$$\mathbf{M_{\max p} = 122,73 \text{ t.m}}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bc \times 2 = 92,98 \text{ t} \times 1.2 \times 1.1 \times 2 = 249.33 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 245,47 \text{ t.m}$$

- **Système Bt**

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

Un seul Tandem :

$$M_{\max} = R \times L/4 = 160 \text{ t.m}$$

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

$$= 160 \times 1.109 \times 1 = 177,44 \text{ t.m}$$

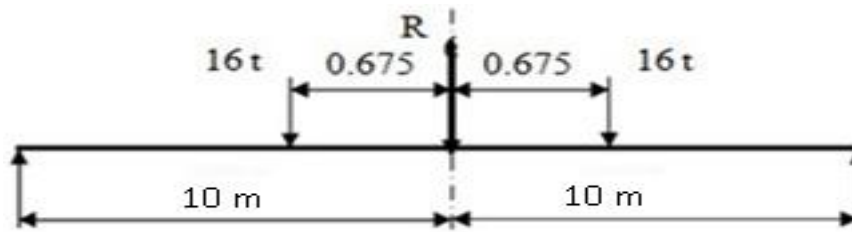
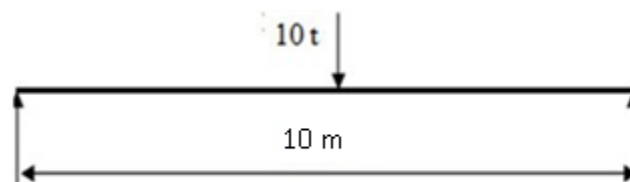


Figure 45. Système Bt (Un seul Tandem) à $\alpha=0.51$

Deux Tandems

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bt \times 2 = 160 \times 1.109 \times 1 \times 2 = 354,88 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 354,88 \text{ t.m}$$



- **Système Br**

$$M = PL/4 = (10,84 \times 20)/4 = 54,2 \text{ t.m}$$

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

$$M_{\max} = 54,2 \times 1.109 = 42,83 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 60,11 \text{ t.m}$$

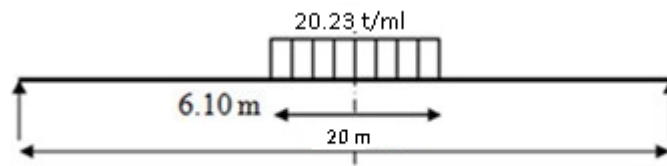
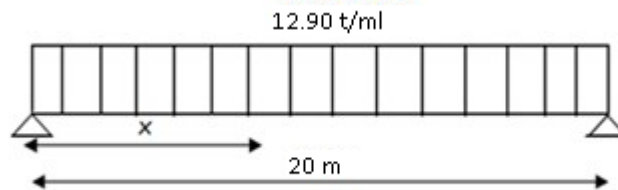


Figure 46. Système MC 120

$$M_{\max} = R \times L/2 - q \times (3.05)^2/2 = 63.4 \times 10 - 20.23 \times (3.05)^2/2 = 539,90 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta = 432.64 \times 1.109 = 598,75 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 598,75 \text{ t.m}$$



2.1.4 Charge exceptionnelle D240

$$M_{\max} = ql^2/8 = 12.90 \text{ t} \times 20^2 / 8 = 645 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 645 \text{ t.m}$$

2.2 Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges

Désignation		Pour x = 0.50L	
		M max (t.m)	M ₀ (t.m)
Surcharge A(l)	1 Voie Chargée	257,5	64,42
	2 Voies chargées	515	128,75
Trottoirs	1 Trottoir	7,5	1,87
	2 Trottoirs	13	3,25
Surcharge B _c	1 File	122,73	30,68
	2 1 Files	245,47t	61,86
Surcharge B _t	1 Tandem	177,44	44,36
	2 Tandems	354,88t	88,72
Surcharge B _r		60,11t	15,02
Convoi Mc120		598,75	149,68
Charge exceptionnelle D240		645	161,25

Tableau 22. Récapitulatif des moments dus aux surcharges

Le moment maximum le plus défavorable sous combinaison suivante : 245,9

A l'E.L.U

L'E.L.U : $1.35 \times M_{cp} + 1.5 \times (M_{\text{surcharge}} (\text{trottoirs}) + M_{\text{max}} (\text{D240, Mc120, B}_c, \text{B}_t, \text{B}_r, \text{A}_l))$ E.L.U

: $1.35 \times (245,9) + 1.5 \times (3.25 + 161.25)$

M max = 578, 71 t.m

A l'E.L.S

E.L.S = $245,9 + 3.25 + 161.25 = 594,15t$

M max = 410,4 t.

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

2.3.1 Surcharge A(L)

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

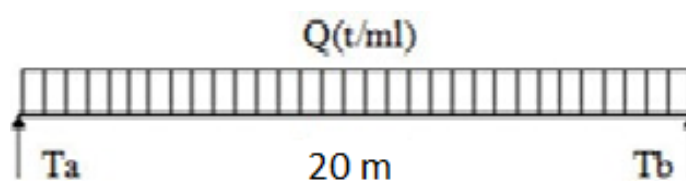


Figure 47. Surcharge A (L) à $x=0.00l$

Une voie chargée

$$A(1L) = 5.15 \text{ t/ml.}$$

$$T_{\max} = 51.5t. \text{ D'où : } T_0 = 51.5t / 4 = 12.87t.$$

Deux voies chargées

$$T_{\max} = 103t. \text{ D'où : } T_0 = 103/4 = 25.75t.$$

2.3.2 Surcharge sur trottoirs

Trottoir chargé

$$P_1 = 0.15 \text{ t/ml.}$$

$$T_{\max} = 1.5 \text{ t. D'où : } T_0 = 1.5/4 = 0.375 \text{ t.}$$

Trottoirs chargés

$$P_2 = 0.375 \text{ t/ml.}$$

$$T_{\max} = 3 \text{ t D'où : } T_0 = 3/4 = 0.75 \text{ t.}$$

2.3.3 Surcharge du type Bc

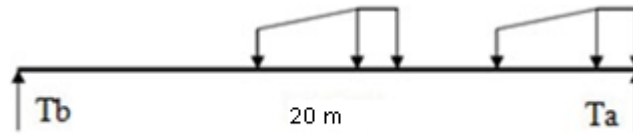


Figure 48. Surcharge Bc à x=0.00l

$$\Sigma M/B = 0$$

$$T_A \cdot 20 - 12 \times 20 - 12 \times 18,5 - 6 \times 19 - 12 \times 14 - 12 \times 9,5 - 6 \times 8 - 6(3,5)$$

$$= 020RA$$

$$= 779,4 \text{ t d'où } T_A = 38,97 \text{ t}$$

$$\delta = 1,109$$

Une file

$$T_{\max} = 38,97 \times 1,2 \times 1,109 = 59,15 \text{ t. D'où : } T_0 = 50,97/4 = 12,74 \text{ t.}$$

Deux files

$$T_{\max} = 2 \times 38,97 \times 1,1 \times 1,109 = 108,44 \text{ t. D'où : } T_0 = 95,07/4 = 23,76 \text{ t}$$

2.3.4 Surcharge du type Bt

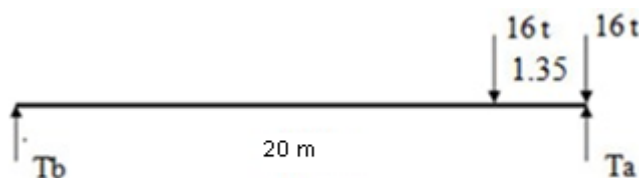


Figure 49. Surcharge Bt à x=0.00l

$$T_a = (1 / 20)$$

$$[16 \times 18.65 + 16 \times 20] / 20 = 30.92t$$

$$\delta_{bt} = 1.109 B$$

Un tandem

$$T_{\max} = 30.92 \times 1 \times 1.109 = 34,29t. \text{ D'où : } T_0 = 32.76/4 = 8,57 t.$$

Deux tandems

$$T_{\max} = 2 \times 30.92 \times 1 \times 1.109 = 68,58 t. \text{ D'où : } T_0 = 68,58 / 4 = 17,14 t.$$

2.3.5 Surcharge du type Br

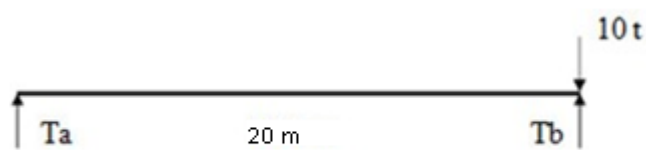


Figure 50. Surcharge Br à $x=0.001$

$$T_{\max} = 10 \times 1.109 = 11,09t$$

$$T_{\max} = 11,09 t. \text{ D'où : } T_0 = 11,09/4 = 2,77t$$

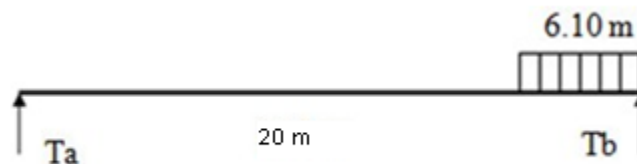


Figure 51. Surcharge Mc120 à $x=0.001$

2.3.6 Surcharge du type Mc120

$$T_a = [110 \times (20 - 3.05)] / 20 = 90,75t.$$

$$T_{\max} = 90,75 \times 1,129 = 102,45t. \text{ D'où : } T_0 = 102,45/4 = 25,61t.$$

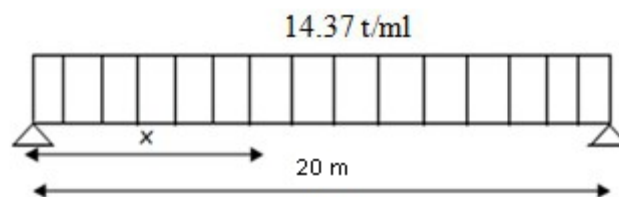


Figure 52. Convoi exceptionnel D240 à $x=0.01$

2.3.7 Convoi exceptionnel D240

$$T_{\max} = T(x) = R_a - G x$$

$$T_{\max} = 120$$

$$T_{\max} = 120 t. \text{ D'où : } T_0 = 120/4 = 30 t.$$

2.4 Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges :

Désignation		Pour $x = 0.00L$	
		T max (t.m)	T ₀ (t.m)
Surcharge A(l)	1 Voie chargée	51,5t	12,87
	2 Voies chargées	103	25,75t
Trottoirs	1 Trottoir	1.5	0.375
	2 Trottoirs	3	0.75
Surcharge B _c	1 File	50,97	12,74t
	2 1Files	95,07	23,76t
Surcharge B _t	1 Tandem	34,29t	8,57
	2 Tandems	68,58	17,14
Surcharge B _r		11,09	2,77
Convoi Mc120		102,45	25,61
Charge exceptionnelle D240		120	30

Tableau 23. Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges

A P'E.L.U

$$1.35 \times T_{cp} + 1.5 \times (T_{\text{surchage (trottoirs)}} + T_{\text{max (Mc}_{120}, B_c, B_t, B_r, A_l)}) \text{E.L.U} : 1.35 (57.92) + 1.5 (0.75+30)$$

$$T_{\text{max}} = 124,31 \text{t.m}$$

A P'E.L.S

$$\text{E.L.S} = 57.92 + 0.75 + 30 = 88.7 \text{ t}$$

$$T_{\text{max}} = 88,67 \text{t.m}$$

3 Ferrailage Des Poutres

On prend pour les différentes poutres les mêmes armatures longitudinales, du fait qu'il y a qu'une petite différence des efforts sollicitant. Ceci faciliter le ferrailage et il n'y aura qu'un seul de poutre.

	M (t.m)	T(t)
ELU	578,71	124,31
ELS	410,4	88,67

Tableau 24. Moments fléchissant et effort tranchants

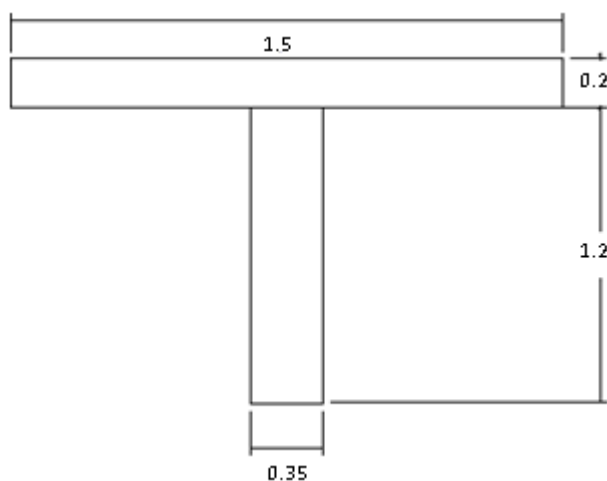


Figure 53. Section de la poutre+dalle

$H=1,45\text{m}$; $D=0.9$ $h=1,305\text{ m}$

$F_{c28}=25\text{ Mpa}$; $f_e = 400\text{ Mpa}$ Fissuration préjudiciable

Calcul à l'E.L.U

$$\mu = M_u / b \times d^2 \times f_{bu} = 578,71 \times 10^{-2} / 1,5 \cdot (1,305)^2 \cdot 14,17 = 0,16$$

Calculons le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 1,5 \cdot 0,25 \cdot 14,17 \cdot (1,305 - 0,25 / 2) = 6,504 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 6,504 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 5,7871 \text{ M.N.m}$$

$M_u < M_t$ donc l'axe neutre se trouve dans la table, alors le calcul se ramène à la détermination des armatures d'une section rectangulaire de largeur (b) de la table de compression.

$$\mu_{bu} = 0,16 < \mu_r = 0,392$$

Donc pas d'acier comprimés $A=0$ Pour une section à simples armatures :

$$A_{st} = M_u / Z \cdot \sigma_{st}$$

Avec :

$$a = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,219$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 a) = 1,305 \cdot (1 - 0,087) = 1,19 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 347,828$$

$$A_{st} = 5,7871 \cdot 10^4 / 1,19 \cdot 347,828 = 110,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc en prendre } 14T32 = 112,59 \text{ cm}^2$$

Calcul à l'E.L.S

Détermination des contraintes :

$$H = b \cdot h_0 / 2 - n \cdot A (d - h_0)$$

$$n = 15H = -0,0027 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 + [(b - b_0) \cdot h_0 + 15A] \cdot y_1 - [((b - b_0) \cdot h_0 / 2) + 15 A_d] = 0$$

La résolution est donnée par la formule suivante :

$$y_1 = -D + (D^2 + E)^{0,5}$$

$$D = [(b - b_0) \cdot h_0 + 15A] / b_0 = [(2,5 - 0,3) \cdot (0,25 + 15 \cdot 128,6 \cdot 10^{-4})] / 0,3 = 3,25$$

$$E = [(b - b_0) \cdot h_0 + 15A] + 30A_d / b_0$$

$$= [(2,5 - 0,3) \cdot (0,25) + 15 \cdot 128,6 \cdot 10^{-4}] + 30 \cdot 128,6 \cdot 10^{-4} \cdot 1,305 / 0,3 = 1,25$$

$$y_1 = -3,25 + (3,25^2 + 1,25)^{0,5} = 0,186 \text{ I}$$

$$= [by^3 - (b-b_0) \cdot (y_1 - h_0)^3] / 3 + 15 A (d-y_1)^2$$

$$I = [2,5 \cdot (0,186)^3 - (2,5 - 0,3) \cdot (0,186 - 0,25)^3] / 3 + 15 \cdot 128,6 \cdot 10^{-4} (1,305 - 0,186)^2 I = 0,247 \text{ m}^4$$

$$K = M_s / I$$

$$K = 370,35 \cdot 10^{-2} / 0,247 = 14,99$$

$$B_{bc} = K \cdot y_1 = 14,99 \cdot 0,186 = 2,78 \text{ Mpa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ Mpa (vérifier)}$$

$$B_{st} = 15K (d - y_1) = 15 \cdot 14,99 \cdot (1,305 - 0,186) = 255,65 \text{ Mpa} < 266,67 \text{ Mpa (vérifier)}$$

3.1 Armature supérieure

$$A_r = 10\% A_{st} = 12,86 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 10 \text{ T } 14$

3.2 Calcul des armatures transversales

Section about $b_0 = 0,3 \text{ m}$

$$T_{\max} = 124.36t = 1,2436 \text{ M.N}$$

$$\tau_u = T_{\max} / b_0 \cdot d = 1.2436 / 0,3 \cdot 1,305 = 3.17 \text{ Mpa}$$
 Valeur limite de τ_u :

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 3.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 3.17 < 3.5 \text{ Mpa (vérifier)}$$

Section et écartement des armatures de l'âme :

$$\Phi \leq \min(h/35 ; \Phi_2 ; h_0/10) \text{ ou}$$

$$\Phi_2 : \text{diamètre des armatures longitudinales } \Phi \leq \min(3.42 ; 3,2 ; 2,5)$$

$$\text{On prend } \Phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\delta_t \leq 0,8 f_e \cdot A_t / b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k) K=1 \text{ (flexion simple)}$$

$$A_t = 4 \Phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\delta_t \leq 0,8 \cdot 400 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} / 0,3 (3.17 - 0,3 \cdot 2,7) = 0,20 \text{ m}$$

$$\text{Avec } \delta_t = 20 \text{ cm}$$

3.3 Effet de l'effort tranchant

$$\text{Au niveau des appuis } T_u = 1.2436 \text{ M.N}$$

$$\text{Soit } A : \text{ la section d'armatures supérieure au niveau de l'appui : } A = 4 \Phi 32 = 23,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors ; On doit vérifiée : } A \cdot \bar{\sigma}_s \geq T_u$$

$$23,17 \cdot 10^{-4} \cdot 348 = 1,119 \text{ MN} > T_u = 1.2436 \text{ MN (vérifiée)}$$

4 Jonction de l'ourdis et l'âme de la poutre

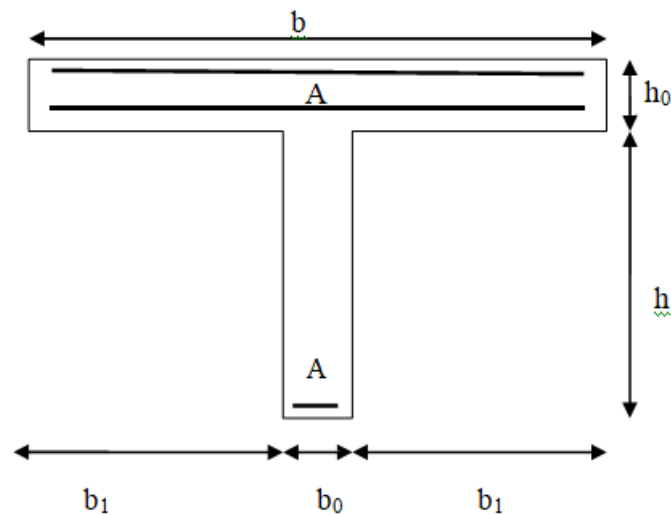


Figure 54. Le ferrailage de section

$$b=2,5 ; \quad b_0=0,30 \text{ m} \quad h_0=0,25 \text{ m} \quad b_1=1,10 \text{ m}$$

$$d=0,9 \quad h=1,305 \text{ m} \quad h=1,20 \text{ m}$$

$$\tau_u = T_u \cdot b t / 1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0 = 1.2436 \cdot 1,10 / 1,8 \cdot 2,5 \cdot 1,305 \cdot 0,25 = 0,23 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,23 < 2,5 \text{ Mpa (vériifiée)}$$

A : la section des armatures de l'hourdis par unité de longueur On doit vérifiée :

$$A \geq T_u \cdot b_1 / 0,8 \cdot b \cdot h_0 \cdot Fe = 1.2436 \cdot 1,10 / 0,8 \cdot 2,5 \cdot 1,305 \cdot 400 = 13,1 \text{ cm}^2$$

Soit : 2...x6 ϕ 20

5 Calcul De La Contre Fleche

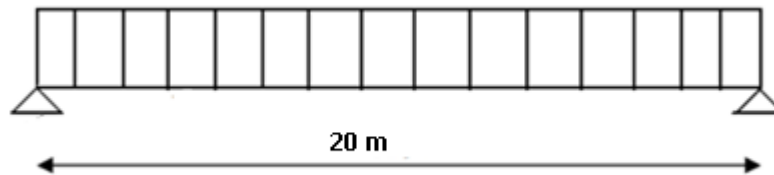


Figure 55. Poutre seule

$$q = G_1 / 20 \cdot n$$

G_1 : poids des poutres N : nombre de poutre

$$q : \text{charge de chaque poutre / ml} = (77,52 / 20) / 4 = 0,969 \text{ t/ml}$$

$R_a = R_b = ql / 2 = 9,69 \text{ t}$. L'équation de la flèche :

$$E.I.y = E.I.y_0 + E.I.\theta_0 \cdot x + Ra (x^3/6) - q (x^4/24)$$

$$E.I.y = 0 - (ql^3/24) \cdot x + ql / 2 (x^3/6) - q (x^4/24) \text{ Condition aux limites :}$$

$$X=0 ; y = 0 ; y_0 = 0.$$

$$E.I.y = ql^3/24 \quad \text{d'ou} \quad y = -ql^3/24 E.I$$

$$\text{Avec : } E = 11000 \cdot \sqrt{f_c} = 35981,72 \text{ Mpa}$$

$$I = 21258301,07 \text{ cm}^2$$

X(m)	0	2,0875	4,375	6,2625	8,35
E.I.y	0	527	798,9	1300,6	1720,92
Y(m)	0	0,077	0,14	0,19	0,25

Tableau 25. Calcul de Y(m)

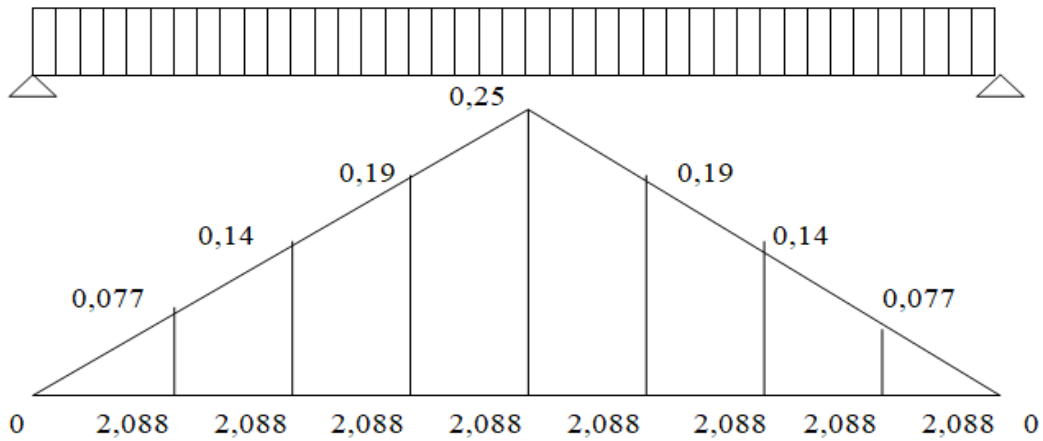


Figure 56. Calcul de Y(m) de la poutre

6 La Manutention Des Poutres

Le levage des poutres s'effectue à l'aide des grues : pour cela on doit prévoir deux réservation de 10 cm de diamètre chacune :

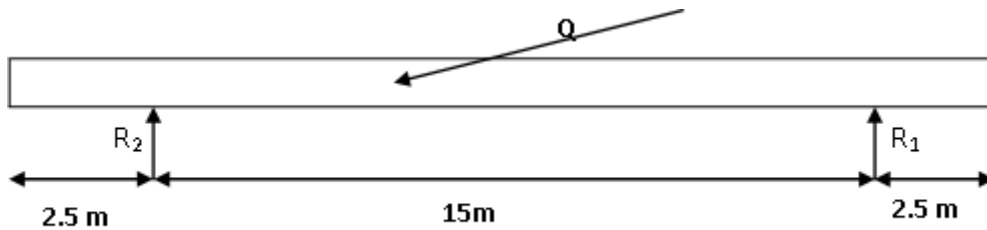


Figure 57. La position des points de levage

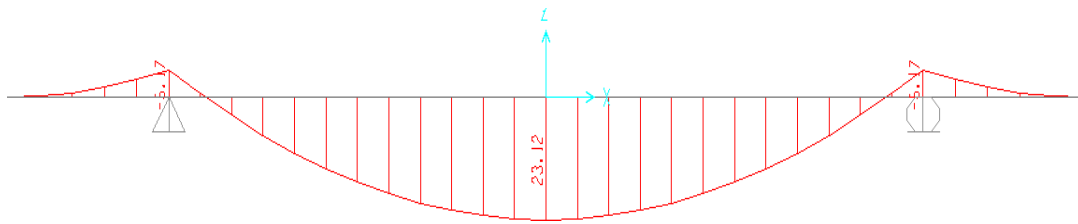


Figure 58. Diagramme du moment fléchissant

$$M_{\max} = 23.12 \text{ t.m}$$

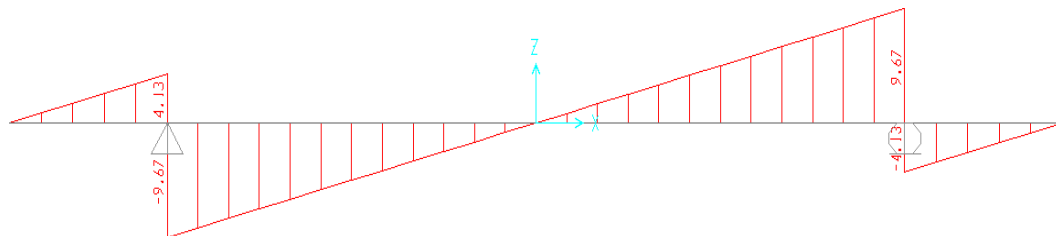


Figure 59. Diagramme d'effort tranchant

$$T_{\max} = 9.67 \text{ t}$$

Section d'acier :

$$A_s = T_u / (\bar{\sigma}_{st} \sqrt{2}) = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \text{ } \varnothing 14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE 6

ETUDE DE L'HOURLDIS

1 Caractéristiques géométriques

La dalle est calculée comme une poutre simplement appuyée, pour le ferrailage on adopte une bande de 1m de longueur.

Les hypothèses

$$b = 1\text{m}$$

$$h = 20\text{cm} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 201.633 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$f_{bc} = 14.17\text{Mpa}$$

2 Étude de la flexion longitudinale

Pour la flexion longitudinale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple, donc on aura : Les moments fléchissant max et min sont obtenus par le logiciel SAP2000.

► Calcul des Moments Transversaux :

	Mmax ELU (t,m)		Mmax ELS (t,m)	
Moment sur app x 0,50 Mmax	6,0945	3,0473	4,2822	2,1411
Moment sur tra x 0,80 Mmax		4,8756		3,4258

► Calcul des Moments Longitudinaux :

	Mmax ELU (t,m)		Mmax ELS (t,m)	
Moment sur app x 0,50 Mmax	2,978	1,489	2,092	1,046
Moment sur tra x 0,80 Mmax		2,383		1,674

Tableau 26. Les valeurs des moments fléchissant en (KN.m) (par SAP2000)

► Effort Tranchant à L' ELU :

$$Mt=1,35MG+1,6(1,26Mq)$$

Surcharge	Moment		1,076Mq	Mt
G	Mx	0,337	/	/
	My	0,488	/	/
Bt	Mx	6,803	8,152	13,499
	My	7,722	9,254	15,466
Br	Mx	3,401	3,943	6,764
	My	3,788	4,391	7,684
Bc	Mx	4,695	5,632	9,467
	My	5,566	6,677	11,342
Mc120	Mx	2,829	3,374	5,855
	My	3,835	4,575	7,979
D	Mx	1,949	2,085	3,792
	My	2,821	3,019	5,489
E	Mx	1,834	1,963	3,596
	My	2,655	2,841	5,205

► Effort Tranchant à L' ELS :

$$Mt=MG+1,26Mq$$

Surcharge	Moment		1,26Mq	Mt
G	Mx	0,337	/	/
	My	0,488	/	/
Bt	Mx	6,803	9,143	9,480
	My	7,722	10,378	10,867
Br	Mx	3,401	4,422	4,759
	My	3,788	4,924	5,413
Bc	Mx	4,695	6,316	6,654
	My	5,566	7,488	7,977
Mc120	Mx	2,829	3,784	4,122
	My	3,835	5,130	5,619
D	Mx	1,949	2,339	2,676
	My	2,821	3,385	3,874
E	Mx	1,834	2,201	2,539
	My	2,655	3,186	3,675

Efforts tranchants	ELU	ELS
T .transversal	240.884	178.433
T.longitudinal	294.458	218.413

Tableau 27. Les valeurs des efforts tranchants en (KN) (par SAP2000)

3 Ferrailage de l'Hourdis

Hourdis



3.1 Transversal

En travée (ELU)

$$M_u = 0.487 \text{ MN.m}$$

$$d = 1.45 h = 1.45 \times 0.2 = 0.29 \text{ m,}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc}$$

$$\mu = 0.487 / 1.728 = 0.281$$

$\mu = 0.281 < \mu_R = 0.392$ - Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.281})$$

$$\alpha = 0.423$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0,24\text{m}$$

$$A_{st} = M_u / Z \sigma_{st}$$

Avec

$$\sigma_{st} = F_e / 1.15$$

$$= 400 / 1.15$$

$$= 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 0.487 / 83,47$$

$$= 5,83 \text{ CM}$$

Choix du ferrailage **6T25=29.45cm²**

Vérification à l'ELS

$$M_s = 0.3425 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$bx^2/2 - n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \quad (A_{sc} = 0).$$

n : coefficient d'équivalence = 15

$$Bx^2/2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$0.72 x^2 - 15 \cdot 5,83 \cdot 10^{-4} (0.29 - x) = 0$$

$$0.5 x^2 + 0,087x - 0.00795 = 0$$

$$x = 0.061 \text{ m}$$

$$I = x^3/3 + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = (0,061)^3/3 + 15(5,83 \cdot 10^{-4}) (0.18 - 0.061)^2$$

$$I = 7.055 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_s / I \cdot X = 13.448$$

$$\sigma_{bc} = 13.448 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n M_s (d - X) / I$$

$$\sigma_{st} = \min (2 / 3 f_{e28}, 110 \sqrt{n f_{c28}}) \text{ où } n = 1.6$$

$$\sigma_{st} = 201.633 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.607 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

En Appuis ELU

$$M_u = 0.3047 \text{ MN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc}$$

$$\mu = 0.175$$

$$\mu = 0.175 < \mu_R = 0.392$$

Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.243$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.162 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$A_{st} = 14.303 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage 8T16=16.08cm²

Vérification à l'ELS

$$M_s = 0.214 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$bx^2/2 - n Asc (x - d') - n Ast (d - x) = 0 \quad (Asc = 0).$$

n : coefficient d'équivalence = 15

$$Bx^2/2 - n Ast (d - x) = 0$$

D'où $x = 0.0721m$

$$I = x^3/3 + n Asc (x - d')^2 + n Ast (d - x)^2$$

$$I = 4.058.10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = Ms / I. X = 13.448$$

$$\sigma_{bc} = 13.448 MPa < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 MPa \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n Ms (d - X) / I$$

$$\sigma_{st} = 201.633 MPa$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 F_e, 110\sqrt{f_c}) \quad \text{où } n = 1.6$$

$\sigma_{st} = 230.11 MPa < \sigma_{st} = 201.633 MPa \dots \text{condition non vérifiée}$ Donc on augmente le ferrailage à $10T16=20.11cm^2$

$$\sigma_{bc} = 9.869 MPa < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 MPa \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 193.6 MPa < \sigma_{st} = 201.633 MPa \dots \text{condition vérifiée.}$$

3.2 Ferrailage longitudinal

En travée à l'ELU

$$M_u = 0.238 MN.m$$

$$\mu = 0.114$$

$\mu = 0.114 < \mu_R = 0.392$ - Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 0.152$$

$$Z = 0.169m$$

$$A_{st} = 8.911 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage **8T12=9.03cm²**

Vérification à l'ELS

$$M_s = 0.167 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$x = 0.0353 \text{ m}$$

$$I = 2.983 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.558$$

$$\sigma_{bc} = 13.448 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 280.280$$

$$\sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 280.280 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on augmente le ferrailage à **8T14=12.32cm²** après avoir nous avons eu :

$$\sigma_{bc} = 7.454 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 197.817 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

En Appuis ELU

$$M_u = 0.104 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0.071$$

$$\alpha = 0.092$$

$$Z = 0.173 \text{ m}$$

$$A_{st} = 5.40 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage **4T14=6.16cm²**

Vérification à l'ELS

$$M_s = 0.148 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$x = 0.049 \text{ m}$$

$$I = 1.977 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.948$$

$$\sigma_{bc} = 5.948 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 238.54$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_{e}, 110\sqrt{f_{c28}}) \text{ où } n = 1.6$$

$$\sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 238.54 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots \text{condition non vérifiée}$$

On augmente alors le ferrailage à **6T14=9.24cm²** après calcul nous avons obtenus :

$$\sigma_{bc} = 5.11 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 161.470 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

4 Calcul des Entretoises

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent de bloquer les poutres à la torsion sur les appuis.

Pour notre cas nous ne prévoyons que les entretoises d'about qui ont pour rôle :

- Conduire une bonne répartition des charges et éviter le déversement pendant le coulage de l'hourdi.
- Permettre éventuellement le soulèvement du tablier.

Elles se calculent comme une poutre reposant sur des appuis (vérins) supportant la réaction des poutres donnée par le poids propre du tablier.

La réaction sur chaque vérin est donnée par :

$$R = QL / 2 \quad \text{où} \quad Q = Gt / Lt.n$$

$$Gt = \text{poids propre du tablier} = 311.5 \text{ t}$$

$L_t = \text{largeur du tablier} = 10.40 \text{ m}$

$N = \text{nombre des poutres} = 7$

$Q = \frac{311.5}{4,27} = 72,95$

$R = 36,47 \text{ t}$

Grace à la modélisation par SAP2000 on a recueilli des moments fléchissant et efforts tranchants suivants :

Moments (t.m)	ELU	ELS
Moment sur appuis	65. 256	59.183
Moment en travée	23.567	17.954

Tableau 28. Moment fléchissant des entretoises

Efforts tranchants	ELU	ELS
Tmax	73.45	42.45
Tmin	38.70	27.76

Tableau 29. Efforts tranchants des entretoises

4.1 Ferrailage supérieur (Appuis)

$M_u = 0.652 \text{ MN.m}$

$b = 40 \text{ cm}$,

$h = 80 \text{ cm}$

$d = 0.9$

$h = 0.9 \times 0.2 = 0.72 \text{ m}$,

$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

$\mu = 0.225$

$\mu = 0.225 < \mu_R = 0.392$ - Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 0.324$$

$$Z=0.626\text{m}$$

$$A_{st} = 30.45\text{cm}^2$$

Choix du ferrailage 7T25=34.36 cm²

4.1.1 Les armatures de construction

$$A_{cs}=25\% \times A_s = 0.25 \times 34.36 = 8.59\text{cm}^2 \text{ donc soit un minimum de } 6\text{T}14 = 9.24\text{cm}^2$$

4.1.2 Armatures transversales

$$T_u = 0.7345\text{MN}$$

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

$$\tau_u = 2.444\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.15 \sqrt{f_{c28}}; 4 \text{ MPa}) = \min(2.5, 4 \text{ MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 2.44 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prendra alors pour les armatures de soutien des cadres de T12 avec un espacement de 15cm.

5 Pré dimensionnement et vérification des appareils d'appui

5.1 Prédimensionnement des appareils d'appui

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

Le type d'appareils d'appui le plus courant en Algérie et qu'on va l'utiliser dans ce projet est celui en élastomère fretté. Il s'agit d'un bloc d'élastomère vulcanisé (rendu moins plastique et plus élastique) et renforcé à l'intérieur par des frettes en acier. L'épaisseur de ces

dernières t_s est en fonction de celle des feuillets d'élastomère t comme l'indique le tableau suivant :

t (mm)	8	10	12	30
t_s (mm)	2	3	3	4

Tableau 30. Épaisseurs des frettes en fonction de celles de l'élastomère
[5]

On choisit une épaisseur des feuillets de $t = 12$ mm qui lui correspond une épaisseur de frettes d'acier doux S235 d'épaisseur $t_s = 3$ mm.

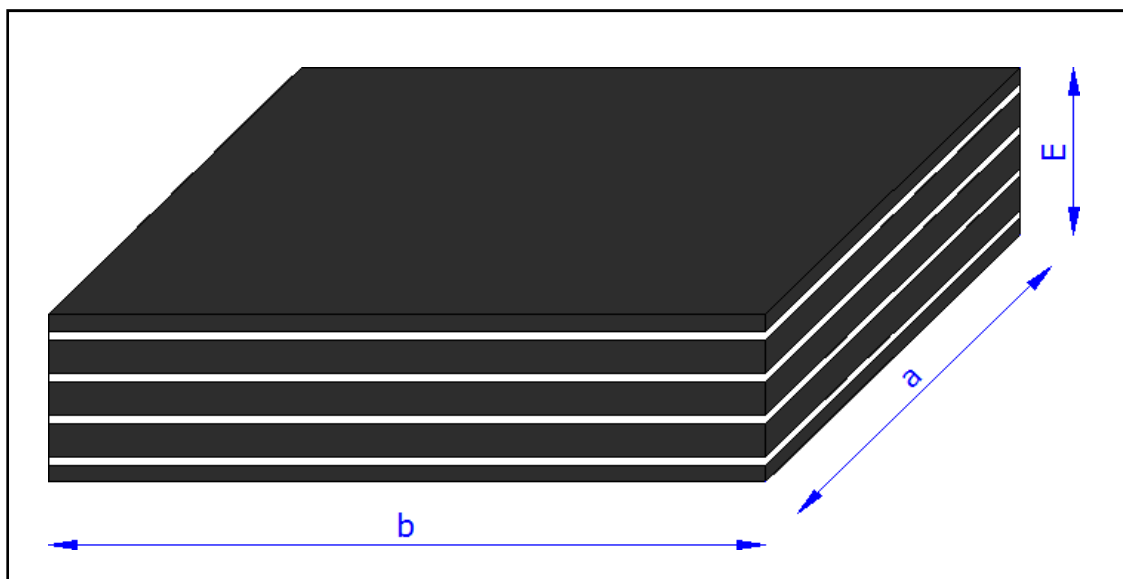


Figure 60. Appareil d'appui en élastomère fretté

- a : dimension en plan du côté // à l'axe transversal.
- b : dimension en plan du côté // à l'axe longitudinal.
- t : épaisseur d'un feuillet élémentaire de l'élastomère.
- t_s : épaisseur d'une frette intermédiaire.

- n : nombre de feuillets d'élastomère.
- T : épaisseur totale de l'élastomère
 $T = n \times t$
- E : épaisseur totale de l'appareil d'appui
 $E = n \times (t + t_s)$

5.2 Aire des appareils d'appui

Les différents efforts normaux appliqués sur les appareils d'appui sont issus des abouts des poutres ($x=0$)

	N_{per} (KN)	N_{Al} (KN)	N_{Bc} (KN)
ELS	297,48	169,57	179,70
ELU	401,59	228,92	242,59

Tableau 31 . Efforts normaux sur les appareils d'appui

Alors, les efforts normaux maximal et minimal à l'ELU sont :

$$N_{max} = N_{per} + \sup(N_{Al}, N_{Bc}) = 477,18 \text{ KN}$$

$$N_{min} = N_{per} + \min(N_{Al}, N_{Bc}) = 467,05 \text{ KN}$$

$$\sigma_{m,max} = N_{max} / a b \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,max} = N_{min} / a b \geq 2 \text{ MPa}$$

On choisit $a = b = 25 \text{ cm}$ ce qui donne $a \times b = 625 \text{ cm}^2$

5.3 Épaisseur nette de l'élastomère

Soit T l'épaisseur nette de l'élastomère

$$T \geq 2 \times U_1 \quad \text{Avec}$$

U_1 : raccourcissement dû au retrait et à l'effet de longue durée de température. $U_1 = U_r + U_t$

$$U_r = \varepsilon_r * L_C = 4.10^{-4} \times 21,8 = 9 \text{ mm.}$$

$$U_{TC} = \varepsilon_{TC} * L_C = 4.10^{-4} \times 21,8 = 9 \text{ mm.}$$

$$U_{TL} = \varepsilon_{TL} * L_C = 3.10^{-4} \times 21,8 = 7 \text{ mm.}$$

$$U_1 = U_r + \sup(U_{tc} ; U_{tl}) = 9 + 9 = 18 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où, } T \geq 2 \times 18 = 36 \text{ mm}$$

Soit donc 4 feuillets d'épaisseur $t=12$ mm.

$$\rightarrow T = 4 \times t = 4 \times 12 = 48 \text{ mm.}$$

Donc les dimensions à retenir pour les appareils d'appui sont :

$$a = b = 250 \text{ mm } T = 48 \text{ mm}$$

$$E = T + 4 \times t_s = 48 + 4 \times 3 = 60 \text{ mm}$$

5.4 Justification des appareils d'appuis

Les appareils d'appui prédimensionnés se trouvant sur les chevêtres des culées et des piles intermédiaires ont été vérifiés vis-à-vis plusieurs conditions issues des efforts

Verticaux et horizontaux exercés. Ci-dessous les différentes vérifications (pour plus de détail voir annexe) :

- Limitation de la contrainte moyenne maximale
- Condition de non cheminement
- Condition de non flambement

- Distorsion sous déformation lente
- Distorsion sous effort dynamique
- Limitation de la contrainte de cisaillement maximale
- Condition de non glissement
- Condition de non soulèvement
- Vérification du dimensionnement des frettes

CHAPITRE 7

ETUDE DES PILES

Introduction

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet ; les piles sont des appuis intermédiaires d'un pont. Elles sont soumises aux charges et surcharges transmises par les appareils d'appuis (poids propre du tablier, freinage, variation linéaire du tablier, séisme etc. . .).

Il est constitué d'un sommier (chevêtre), d'un corps de pile et d'une semelle. son choix dépend :

- La nature et le mode de construction
- Les contraintes naturelles du site
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

1 Choix de la pile

On opte pour la pile portiques, cette solution permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre, qui transmet les efforts au sol par les fûts(ou colonnes) puis la semelle.

2 Pré dimensionnement de la pile

2.1 Critères 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.

Chevêtre

La largeur = 1.4m

La hauteur = 1.2m

La longueur = 10.4m

Les Futs

Nous avons 3 futs de section circulaire de :

Diamètre = 1.2m

Hauteur = 6 m

Semelle

La largeur = 4m

La hauteur = 1 m

La longueur = 10m

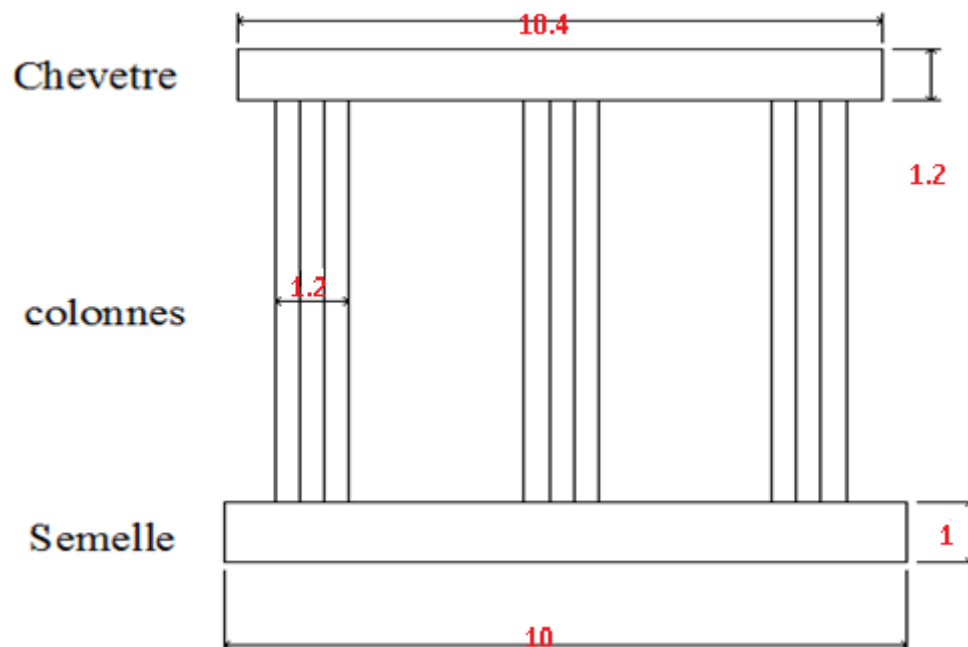


Figure 61. Conception de la pile

3 Calcul des Charges et Surcharges

3.1 Charge permanente et charges verticales

Chevêtre

$$P_c = L.l.h.p_b$$

$$= 10.40 \times 1.4 \times 1.2 \times 2.5$$

$$P_c = 43,68 \text{ t}$$

Les futs

$$P_f = 3 \times \frac{\pi}{4} (D)^2 \times H \times p_b$$

$$P = 3 \times \frac{\pi}{4} (1.2)^2 \times 6 \times 2.5$$

$$P_f = 50,89 \text{ t}$$

La Semelle

$$P_s = L.l.h.p_b$$

$$P_s = 4 \times 10 \times 1 \times 2.5$$

$$P_s = 100 \text{ t}$$

Poids des terres

$$P = V \cdot \gamma = \gamma H \left[(L \times B) - 3 \frac{\pi}{4} (D)^2 \right]$$

$$P = 68,08 \text{ t}$$

Réaction due au poids propres du tablier

Le poids propre de tablier égale à 311,5 t, d'où la réaction reprise par chaque appui est

$$R_G = 311.5 / 15 = 20,76 \text{ t}$$

4 Réactions dues aux surcharges

4.1 Sollicitations Dues Aux Surcharges

Les actions qui exercent sur la pile sont principalement les suivantes :

- Le poids propre de la pile (chevêtre et poteaux) et en plus l'action
- Permanente du tablier.
- Les actions sismiques dans l'axe X.
- Un moment de torsion et un moment M_x au niveau de chevêtre à cause de la nature dissymétrique de chargement Bc.
- Une force horizontale due au freinage de surcharge Bc.
- La surcharge de trottoir.

NB : dans le cas de pile la surcharge Bc est la plus défavorable pour les raisons citées ci-dessus.

		Trot	A(l)	Bc	Mc120
1^{er} Cas	N (t)	27.00	189.700	151.17	104.57
	M_l (t.m)	0.000	0.000	8.041	0.000
	M_t (t.m)	0.000	0.000	97.45	172.55
	H (t)	-	6.84	15	-
2^{ème} Cas	N(t)	13.50	94.850	97.45	52.29
	M_l (t.m)	4.73	33.20	34.11	18.30
	M_t (t.m)	0.000	0.000	146.17	172.55
	H (t)	-	3.42	15	-
3^{ème} Cas	N (t)	13.50	94.850	97.45	52.29
	M_l (t.m)	0.000	0.000	8.05	0.000
	M_t (t.m)	61.43	180.22	226.7 6	172.55
	H (t)	-	3.42	15	-

Tableau 32. Sollicitations dues aux surcharges

- Combinaison fondamentale : ELU

$$ELU = 1.35G + 1.6[Q_{tro} + A(L) + Q_f] + 0.8 Q_{VL}$$

- Combinaison fondamentale : ELS

$$ELS = G + 1.2[Q_{tro} + A(L) + Q_f] + 0.6 Q_{VL}$$

- Combinaison accidentelle

$$G + 0.6 [Q_{tro} + A(L)] + 0.5 Q_{VL} + Q_S$$

5 Vérification de la Stabilité de la pile

5.1 Cas sans séisme

Vérification au renversement

M_s = moment sollicitant du aux charges verticales

$$M_s = 640,96 (4/2) = 1\,280,88 \text{ t.m}$$

M_r = moment résultant du aux surcharges horizontales $M_r = 226.76 \text{ t.m}$

$$M_s / M_r = 5,64 > 1.5 \text{ Condition vérifiée}$$

$$F_v = 640,96 \text{ t}$$

$$F_H = 18,42 \text{ t}$$

$$F_G = \sum \text{Forces stabilisatrices} / \sum \text{forces déstabilisatrices}$$

$$F_v / F_H = 34,79$$

$$F_G > 1.5 \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification au poinçonnement

$$M = M_s - M_r = 1\,280,88 - 226.76 = 1\,054,12 \text{ t.m}$$

$$e_0 = M_u / N_u = 1\,280,88 / 640,96 = 8,48 = 2.02 \text{ m}$$

$e = |B/2 - e|$ où

$B =$ largeur de la Semelle $= 4$ m

$e = 0.02$ m

Or $B/6 = 0.66$ m

Donc $B/6 > e$ (diagramme des contraintes trapézoïdales)

$$\sigma_1 = \frac{FV}{S} (1 + 6e/B)$$

$$\sigma_2 = \frac{FV}{S} (1 - 6e/B)$$

Où $S = B \cdot L = 4 \cdot 10 = 40$ m² on déduit alors les contraintes

$$\sigma_1 = 19,22/\text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 12,81\text{t}/\text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{ref}} = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 = 14,41 \text{ t}/\text{m}^2$$

$\sigma_{\text{ref}} = 14,41$ bar $< \sigma_{\text{adm}} = 2$ bars donc alors la condition est vérifiée

6 Ferrailage de la Pile

6.1 Étude du Chevêtre

Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier .Il permettent aussi l'emplacement des vérins lors du chargement des appareils d'appuis.

Pour le calcul nous avons considéré le chevêtre comme une poutre simplement appuyée sur les trois (3) futs.

Nous l'avons modélisé par le logiciel SAP2000 sous élément fini « frame » la poutre.

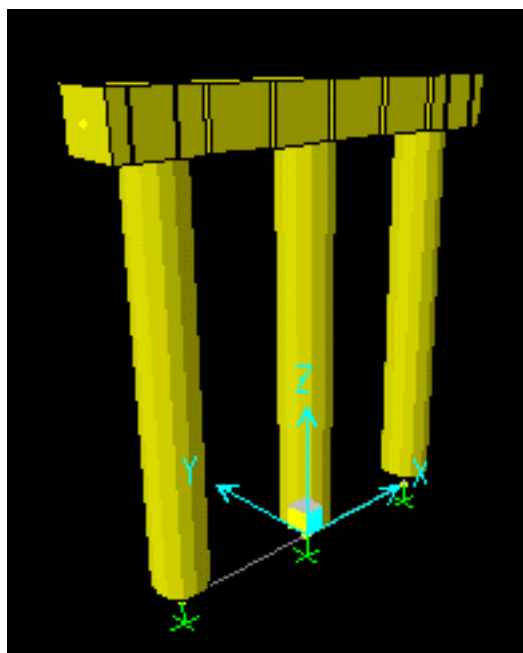


Figure 62.

	M_u	M_s	T(kn)
Travée	437.67	325.20	1093.81
Appuis	1152.06	855.95	

Tableau 33. Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchant du chevêtre

6.2 Ferrailage du chevêtre

Longitudinalement Hypothèses

$H=1.2$ m,

$b=1.4$ m,

Et $d=0.9h$ alors $d=1.08$ m

$\gamma_b = 1.5$

$f_{c28}=25$ Mpa,

$f_{bc} = 14.17$ Mpa

$$f_c = 400 \text{ Mpa}$$

En Appuis

$$M_u = 1.15206 \text{ MN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_c$$

$$\mu = 0,057$$

$\mu = 0,057 < \mu_R = 0.392$ - Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,32$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 37,98$$

$$A_{st} = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 0,53$$

$$A_{st} = 11 \text{ HA25 } e = 13 \text{ cm}$$

Calcul à l'état limite de service ELS

$$M_s = 0.85595 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$b x^2 / 2 + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \dots (A_{sc} = 0).$$

$$0.70 x^2 + 184. x - 166.32 = 0$$

Après résolution de l'équation on aura :

$$X = 0.137 \text{ m}$$

$X_o > h_o$ donc l'axe neutre (AN) se trouve dans la nervure

$$I = b x^3/3 + n A_{st} (d - x)^2 \quad (A_{sc}=0).$$

$$I=0.0120 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = . x/ I = 2.935 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6F_c28=15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 F_e, 110 \sqrt{(n f 28)}) \text{ où } n = 1.6$$

$$f_t28 = 0.6 + 0.06 f_c28 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 245.229 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 245.229 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215.15 \text{ MPa} \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Augmentons le ferrailage à **8T16=16.08 cm²**

$$0.75x^2 + 0.0217x - 0.0241 = 0$$

Après résolution de l'équation on aura : $X = 0.165 \text{ m}$

$$I = 0.0153 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = . x/ I = 2.277 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6F_c28 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 F_e, 110 \sqrt{(f_t28)}) \text{ où } = 1.6 \text{ (pour acier de haut adhérence)}$$

—

$$f_t28 = 0.6 + 0.06 f_c28 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = . M_s(d - x)/ I$$

$$\sigma_{st} = 185.278 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 185.278 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215.15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

6.2.1 En travée

$$M_u = 0.43767 \text{ MN.m}$$

Calcul à l'état ultime de limite ELU

$$f_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_R = 0.392$$

Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 0.030$$

$$Z = 0.98 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 12.8 \text{ cm}^2 \text{ choix du ferrailage } A_s = 11 \text{ HA20}$$

Calcul à l'état limite de service ELS

$$M_s = 0.32520 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$bx^2/2 + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \dots (A_{sc} = 0).0.70x^2 + 0.0115x - 0.0104 = 0$$

Après résolution de l'équation on aura :

$$X_1 = 0.10 \text{ m}$$

$X_0 > h_0$ donc l'axe neutre (AN) se trouve dans la nervure

$$I = 0.0078 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée

$$\sigma_{st} = 222.03 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 222.03 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 215.15 \text{ MPa}$ condition non vérifiée. Augmentons le ferrailage à

$$6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Transversalement

Les règles B.A.E.L n'envisagent que la vérification à l'état limite ultime (ELU)

Justification du béton

$$T_u = 0.109381 \text{ MN}$$

$$\tau_u = T_{\max} / b.d$$

$$= 0.135 \text{ Mpa}$$

Pour des fissurations préjudiciables

$$= \min(0.15 f_{c28} / b.d ; 4 \text{ MPa}) = \min(2.5, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.122 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

$$\Phi_t = \min(n/35, b/10 \quad \Phi_{\min})$$

D'où Φ_{\min} est le diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Phi_t = \min(2.886, 15, 1.4) = 1.4 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 14 \text{ mm}$$

Prenons des H.A14 soit $4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$

Calculons l'espacement entre les barres :

$$Esp \leq A_t \cdot \sigma_s / 0.4b = 0.36 \text{ m}$$

prenons $Esp = 40 \text{ cm}$

On adopte des T14 avec

$esp = 40 \text{ cm}$ zone courante

esp = 20cm zone nodale

7 Étude de la semelle

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus défavorables possibles les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

Caractéristique de la semelle

Longueur : $L = 10,00$ m

Largeur : $B = 4$ m

Hauteur : $= 1$ m

7.1 Ferrailage de la semelle

7.1.1 Vérification des dimensions de la semelle

ELU

$$N_u = 640,96 + P_{\text{semelle}} = 740.965 \text{ t}$$

$$M_u = 188.09 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bars}$$

$$e = M_u / N_u = 0,253 \text{ m}$$

$e < B/6 = 0.66$ m la force est à l'intérieur du noyau central

Condition de résistance

$\sigma_{\text{ref}} < \sigma_{\text{adm}}$ (diagramme des contraintes trapézoïdales)

$$N_u/S (1 + 3e/B) = 21,99 \text{ t/m}^2 = 2.199 \text{ bars}$$

Donc la condition de résistance est vérifiée

7.1.2 Ferrailage

La semelle sera ferrillée à l'effort normal max. à l'ELU N_u : c'est un effort de compression, on a : $N=740.96$ t

On utilise la méthode des bielles : les armatures sont données par les formules suivantes :

$$A_t = N_u (B-D) / 8 \bar{\sigma}_{st}$$

$$A_L = N_u (B-L) / 8 d \bar{\sigma}_s$$

A_t : armature parallèle à la largeur de la semelle.

A_L : armature parallèle à la longueur de la semelle.

N_u = effort exercé par l'ouvrage sur la semelle = 740.965 t

B = largeur de la semelle = 4 m

h = hauteur de la semelle = 1 m

D = épaisseur du fut = 1.2 m

$d = h - 0.05 = 0.95$ m où $e = 5$ cm (l'enrobage)

$$\sigma_{st} = \min (2/3 F_e, 110 \sqrt{f_{t28}})$$

$$\sigma_{st} = 215.15 \text{ MPa}$$

Armature transversale

$$A_t = N_u (B-D) / 8 \bar{\sigma}_{st}$$

$$= 135.24$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$135.53/4 = 33.85 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures transversales sont égales à **T 25 e = 20 cm**

Armature longitudinale

$$A_L = N_u (B-L) / 8 d \bar{\sigma}_s$$

$$A_L = 425.16 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$425.16/10 = 42.56 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures longitudinales égales à **T20**.

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23.b.d. f_{ti} / F_e$$

Avec

$$f_{ti} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{et } F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m par largeur}$$

$$\text{et } d = 1.2 \text{ m}$$

$A_s \geq 14.49$ Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Condition de non-poinçonnement

Considérons la semelle comme une dalle sous un mur et vérifions la condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.45H. P_c (f_{c28} / \gamma_b)$$

Avec :

$$N_u = \text{effort normal à l'ELU} = 640.665 \text{ t} = 6.4066 \text{ MN}$$

$$H. = \text{hauteur de la semelle} = 1 \text{ m}$$

$$P_c = \text{périmètre du contour au niveau de feuillet moyen} = 2(L+B) + 4H = 32 \text{ m}$$

$$1.1(6.4066) = 7.074 \text{ MN or } 0.45H.P_c (f_{c28} / \gamma_b) = 285 \text{ MN}$$

$$7.074 \text{ MN} < 285 \text{ MN d'où la condition est vérifiée}$$

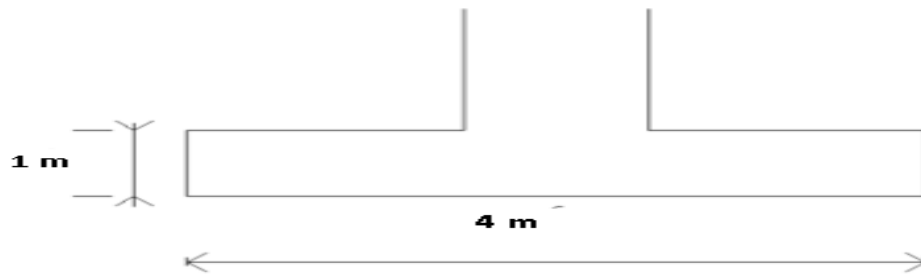


Figure 63. Ferrailage Du Fut

Caractéristiques du fût

Encastré sur la semelle et le chevêtre

Hauteur de fût : 6 m

Diamètre de fût = 1,20 m

Nombre du fût $n = 3$ fûts

7.2 Détermination de l'effort sollicitant chaque fût

On cherche à avoir le moment le plus maximum tout en minimisant l'effort normal

- $R = 367.806$ t Réaction du tablier
- Poids propre du chevêtre $P = 47.250$ t
- Poids des dèd d'appuis et plots parasismiques $P = 6.59$ t
- Poids propre des poteaux $P = 50.868$ t

Soit $N_t = 472.51$ t donc chaque fût reprend 157.50 t

Moment dû au séisme.

On propose de calculer la charge sismique par la méthode statique équivalente.

$$F_e = 0,1 \times p = 49.173 \text{ t}$$

$M = 103.95 \text{ t.m}$ pour chaque fût.

N.B : on suppose que l'action sismique est appliquée au centre du chevet.

7.3 Détermination de la section d'armatures

On détermine la section d'armature du fût selon les abaques de Walther :

$$A_s = \pi R^2 \cdot f_c \cdot \omega / f_e$$

On tire à partir de l'abaque de Walther la valeur de $\omega = 0.025$

$$A_s = 70.65 \text{ cm}^2$$

Donc choix du ferrailage est : $16T25 = 78.54 \text{ cm}^2$

7.3.1 Condition de non fragilité

$A_s = 0.23 \cdot 78.54 = 54.59 \text{ cm}^2 < A_s$ Donc la condition est vérifiée

7.3.2 Les armatures transversales

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 = 25 / 3 = 8.33 \text{ mm}$$

On prend des cercles T10, avec un espacement de 20 cm

CHAPITRE 8

ETUDE DE LA CULÉE

INTRODUCTION

Les culées sont les appuis extrêmes du pont. On peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur du tablier, les murs latéraux associés sont, soit des murs en aile, soit des murs en retour.

Elles ont double rôle :

- Assurer l'appui du tablier.
- Le soutènement des terres.

On distingue différents type des culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées).
- Culées enterrées.
- Culées creuses.

Notre choix s'est porté pour les culées remblayées.

1 Pré dimensionnement des éléments de la culée

Le dimensionnement des culées remblayées est caractérisé par deux aspects :

- Il doit assurer la stabilité de la culée sous les efforts horizontaux et verticaux.
- Il doit assurer aussi une bonne résistance de la culée en tant que pièce en béton armé.

Dans notre cas, la culée se présente sous la forme d'un mur de front encastré sur une fondation superficielle surmontée par un mur de garde-grève et prolongé par des murs de retour.

1.1 Mur de front (M.F)

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 80 cm à 120 cm selon la hauteur de culée.

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appuis, et l'about de la poutre.

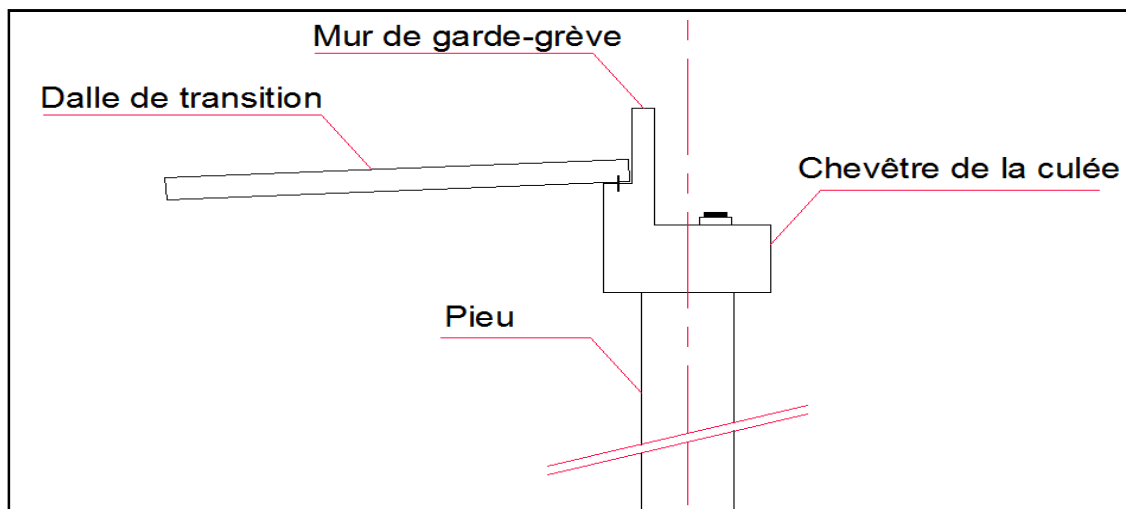


Figure 64. Éléments de la culée

1.2 Chevêtre de la culée

Le chevêtre de la culée est l'élément sur lequel repose les poutres principales. Sa surface doit donc être aménagée à l'implantation d'une seule ligne d'appareils d'appuis et à la mise en place des vérins en phase de soulèvement du tablier. Les dimensions prises pour les deux chevêtres des culées sont :

- Longueur : $L_{chvc} = 14,8$ m
- Largeur : $l_{chvc} = 1,8$ m
- Hauteur : $h_{chvc} = 0,9$ m

1.3 Mur de garde-grève

Il retient les terres derrière le tablier au-dessus du chevêtre et assure l'étanchéité et permet d'établir les joints de chaussée entre la chaussée du pont et celle de la rampe d'accès. Le

dimensionnement est comme suit :

- Longueur : $L_{gg} = L_{chvc} = 14,8$ m
- Épaisseur : $e_{gg} = 0,25$ m
- Hauteur : $h_{gh} = h_p + 0,15 = 1,55$ m

1.4 Mur en retour

Ce mur qui a une forme trapézoïdale a pour rôle de retenir latéralement les terres du remblai. Son dimensionnement est :

- Longueur : comprise entre 2 m et 6 m, soit $L_{mr} = 3,8$ m
- Hauteur : $h_{mr} = 2L_{mr}/3 = 2,53$, soit $h_{mr} = 2,6$ m
- Épaisseur : $e_{mr} = 0,3$ m

1.5 Dalle de transition

C'est une dalle en béton armé enterrée derrière la culée et se reposant sur le corbeau du mur de garde-grève. Son rôle est d'assurer la transition entre le tablier et le remblai d'accès au pont permettant la répartition des efforts et évitant alors tout tassement différentiel. Elle est coulée sur place sur une petite épaisseur de béton de propreté. Le dimensionnement est :

- Longueur : $L_{dt} = 5$ m
- Largeur : c'est la largeur de la chaussée (13,25 m) augmentée de débordements à gauche et à droite soit $l_{dt} = 14$ m
- Épaisseur : $e_{dt} = 0,3$ m
- Pente : $P = 5$ %

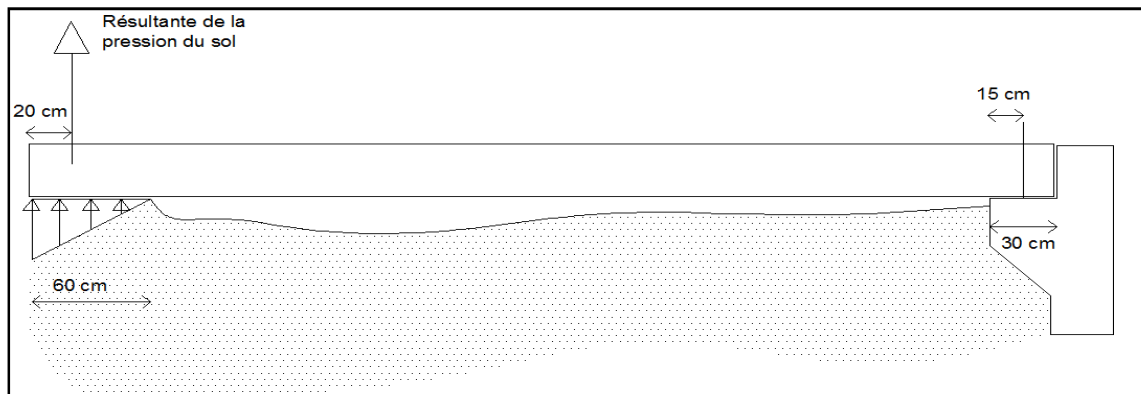


Figure 65. Appuis de la dalle de transition

	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELS	1368,69	1130,97
ELU	1940,73	1595,21

Tableau 34. Sollicitations de la dalle de transition

2 Ferrailage de la dalle de transition

Armatures longitudinales	Nappe supérieure	30 HA14
	Nappe inférieure	46 HA25
Armatures transversales	Nappe supérieure	14 HA10 + 3 HA12
	Nappe inférieure	12 HA25 + 3 HA20
Chaînage		32 cadres HA8

Tableau 35. Ferrailage de la dalle de transition

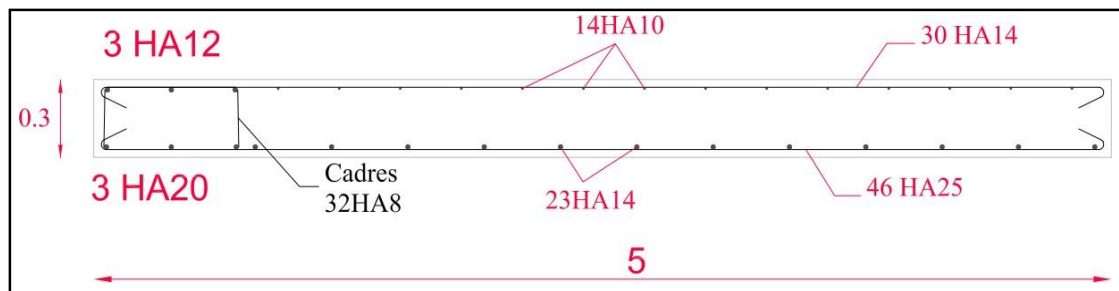


Figure 66. Ferrailage de la dalle de transition

3 Mur de garde-grève

3.1 Sollicitations du mur de garde-grève

Ce mur est soumis à des efforts verticaux négligeables devant les efforts horizontaux qui sont la poussée des terres, la poussée d'une charge locale située en arrière du mur de garde-grève et la force de freinage d'un essieu B_c .

Ces actions produisent un moment maximal au niveau de l'encastrement dans le chevron qui sera utilisé dans le calcul des armatures. Ce moment total d'encastrement est la somme des moments dus aux efforts horizontaux mentionnés précédemment.

$$M_{\text{tot}} = 58,37 \text{ KN.m/ml}$$

3.2 Ferrailage du mur de garde-grève

SETRA propose un ferrailage type pour des murs de hauteur comprise entre 1 et 2 mètres, ainsi que pour les corbeaux d'appui.

	Face arrière	Face avant
Vertical	HA 12 tous les 0,1 m	HA 12 tous les 0,2 m
Horizontal	HA 10 tous les 0,15 m	HA 10 tous les 0,15 m

Tableau 36. Ferrailage du mur de garde-grève

3.3 Ferrailage du corbeau

Le corbeau est calculé comme étant une console courbe. SETRA propose le ferrailage suivant :

- Ferrailage vertical : **1 HA10 tous les 10 cm**
- Ferrailage horizontal : **8 HA10 filants**

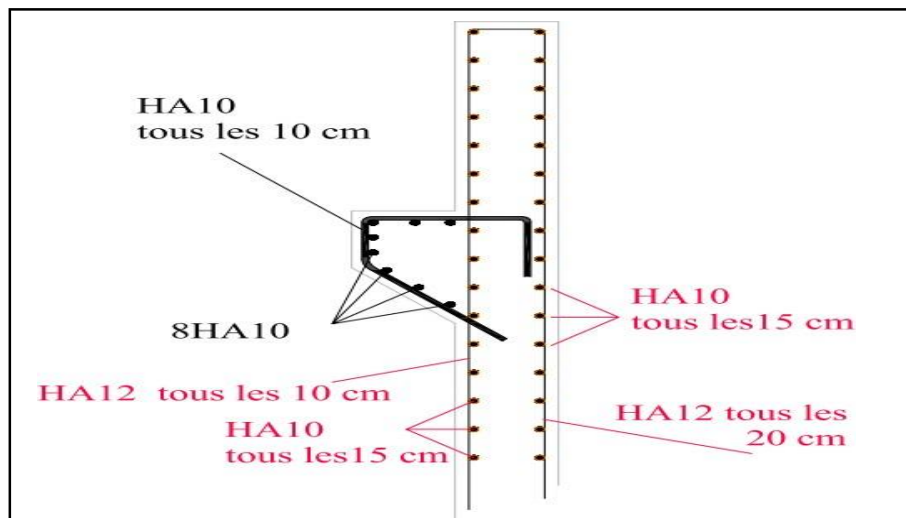


Figure 67. Ferrailage du mur de garde-grève et du corbeau d'appui

3.4 Mur en retour

4 Sollicitations

Le mur en retour est soumis à son poids propre, à la poussée horizontale répartie et aux charges concentrées vers l'extrémité du mur.

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 40 KN et une charge horizontale de 20 KN.

4.1 Forces verticales

Elles résultent du poids propre du mur y compris la superstructure et la charge concentrée de 40 KN à l'extrémité. Cette charge concentrée conventionnelle permet de négliger l'effet d'éventuels frottements verticaux sur le mur.

Les forces verticales exercent à l'encastrement sur le poteau un effort tranchant et un moment d'axe horizontal

4.2 Forces horizontales

Les forces horizontales agissant normalement au parement du mur produisent des moments d'axe vertical sollicitant la section d'encastrement dans le poteau. Conventionnellement, elles sont constituées d'une force concentrée de 20 KN et d'une poussée répartie sur toute la surface du mur, d'intensité uniforme égale à

$$H/3 \pm 0,5 \text{ (en t/m}^2\text{)}.$$

La valeur de cette poussée uniforme est celle qui s'exercerait au niveau du centre de gravité de la surface du mur sous l'effet du poids des terres (20 KN/m³) et d'une charge uniforme sur le remblai (10 KN/m²), avec un coefficient de poussée égale à 0,5 (coefficient de poussée au repos).

Les forces horizontales exercent à l'encastrement sur le poteau un effort tranchant et un moment d'axe vertical.

	Force verticale	Force horizontale
Moment (KN.m)	180,6	141,51
Effort tranchant (KN)	88,45	87,51

Tableau 37. Sollicitations du mur en retour

5 Ferrailage du mur en retour

SETRA propose la disposition du ferrailage comme suit :

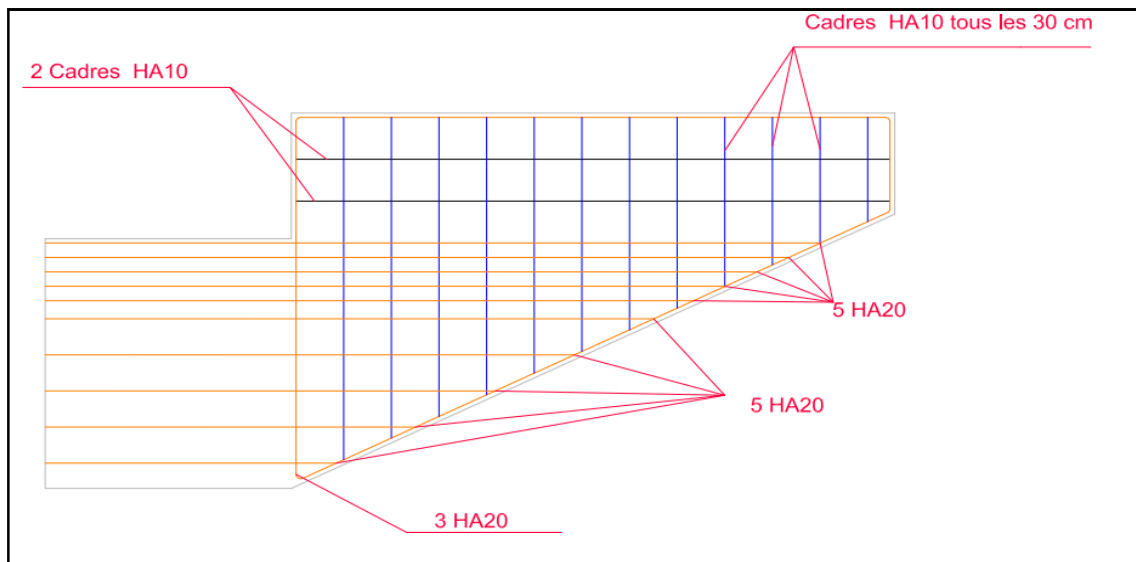


Figure 68. Ferrailage du mur en retour

6 Chevêtre de la culée

Le chevêtre est soumis en plus de son poids propre aux actions du mur de garde- grève, du mur en retour, de la dalle de transition, du tablier et des vérins lors du changement des appareils d'appui.

Les sollicitations correspondantes se traduisent par des moments de flexion dans les deux sens (longitudinal et transversal), des efforts tranchants et des moments de torsion, ces derniers étant produits par les charges excentrées.

7 Sollicitations de la flexion longitudinale

	Moment fléchissant (KN.m)		Effort tranchant (KN)
	Moment negative	Moment positive	
Poids propre du chevêtre M_{pp}	-174,12	116,08	225,88
Mur en retour M_{mur}	-92,5	0	50
Vérins de soulèvement du tablier M_{verin}	-433,2	259,9	677
Action du tablier $M_{tablier}$	-741, 8	336,3	989
Total à l'ELS	-1008,42	452,38	1264,88
Total à l'ELU	-1361,37	610,71	1707,59

Tableau 38. Sollicitations de la flexion longitudinale du chevêtre de la culée

8 Sollicitations dus à l'excentrement des charges

Charge		Mur de garde-grève	Dalle de transition	Mur en retour	Reaction du tablier	Somme	
Action verticale	Flexion	M(KN.m)	0	0	-132,5	49,45	-83,05
		M'(KN.m)	-254,375	-666	0	30,675	-889,7
	Torsion	C(KN.m)	0	0	-132,5	24,725	-107,775
		C'(KN.m)	-127,1875	-333	0	15,3375	-444,85
Action horizontale	Flexion	M(KN.m)	277,5	0	0	0	277,5
		M'(KN.m)	-129,5	0	0	0	-129,5
	Torsion	C(KN.m)	138,75	0	0	0	138,75
		C'(KN.m)	-64,75	0	0	0	-64,75

Tableau 39. Sollicitations dues à l'excentrement du chevron de la culée

Les moments maximaux de calcul sont :

	M (KN.m)	C (KN.m)
ELS	1019,20	509,60
ELU	1375,92	687,96

Tableau 40. Moments de calcul du chevêtre de la culée

9 Ferrailage du chevêtre de la culée

Flexion longitudinal e	Nappe supérieure	12 HA25 + 2 HA32
	Nappe inférieure	7 HA25
Flexion transversale	5 HA16 / ml	
Torsion	4 HA32 + 4 HA16	
Armatures transversales	1 cadre HA12 + 7 épingles HA12	

Tableau 41. Ferrailage du chevêtre de la culée

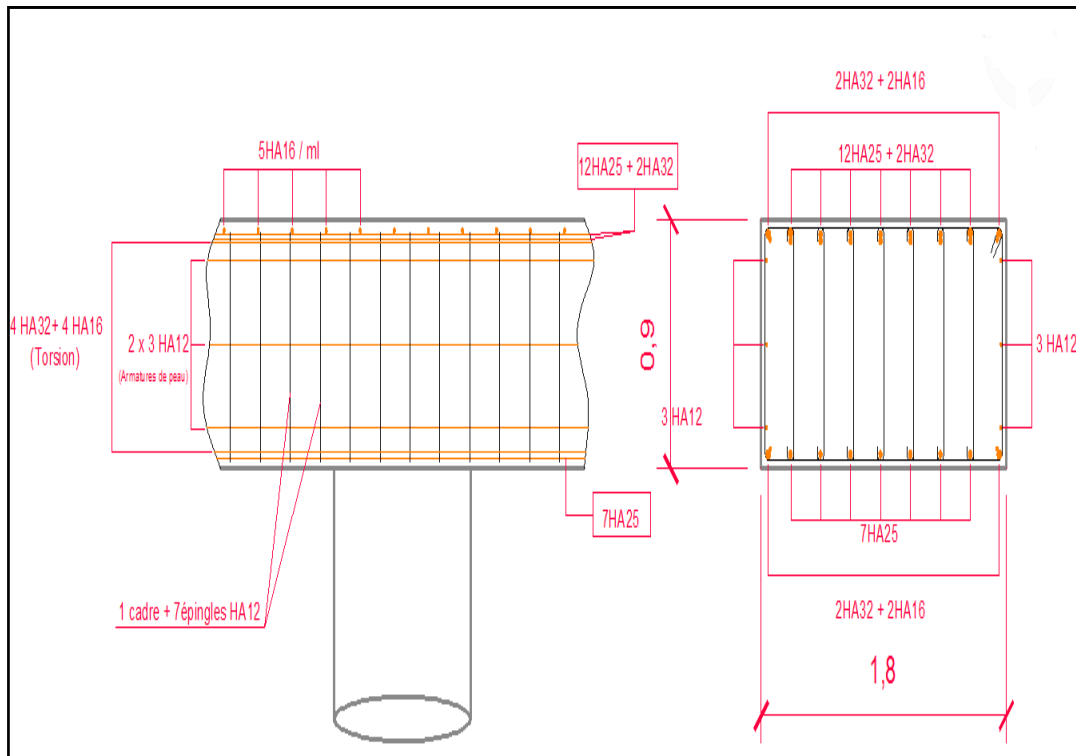


Figure 69 . Ferrailage du chevêtre de la culée

CONCLUSION GENERALE

Un tel projet de fin d'études est un travail de grande importance pour tout futur ingénieur qui reflète ses compétences dans le domaine du génie civil. L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant les trois ans de notre formation à Khenchela et de compléter celle-ci par d'autres théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferraillement mais traite aussi des problèmes parfois inattendus de la meilleure façon possible en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'économie, la facilité de l'exécution et la sécurité.

Dans ce projet nous nous sommes intéressés à étudier, concevoir et dimensionner un pont à poutres en béton armé pour le franchissement de Tibaalyine Khenchela.

La détermination de l'ouverture et du calage de ce pont a été menée par l'étude hydrologique et hydraulique. Après avoir choisi la variante optimale à l'aide de l'analyse (AHP), on a pu concevoir le pont. L'étude du tablier, des appuis et de la fondation a été faite selon les règles du BAEL et les recommandations SETRA.

Ce projet de fin d'études, a été une expérience très enrichissante puisqu'il a permis de mettre en application directe plusieurs modules enseignés dont notamment la résistance des matériaux, le calcul du béton armé aux états limites et la mécanique des sols ainsi que les logiciels de conception et de calcul comme AutoCAD, SAP2000 et Excel.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail a réussi à être un modèle, entre autres, à suivre dans l'épreuve de conception et de calcul des ponts à poutres en béton armé.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

1. J.A. Calgaro, « Projet et construction de ponts »
2. A. Fabrice, « Béton et ouvrages d'art tome1 : Ponts courants en béton ».
3. M. Ben Ouezdou, « cours d'ouvrage d'art Tome 1 et 2 ».
4. K. Bunruamkaew, « How to do AHP analysis in Excel ».
5. SETRA, « Appareils d'appui en élastomère fretté ».
6. SETRA, « Dalle de transition des ponts routes »
7. SETRA, « pp 73 »
8. SETRA, « DTU 13.2 Fondation profonde ». Octobre 1984.