

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de recherche scientifique
Centre universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent
Institut de technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE
Filière : Travaux Publics
Spécialité : Voie et Ouvrage d'Art
Thème

**ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART SUR OUED EL MALEH A
LA RN 108 AU PK 56+180**

Présenté Par :

- 1) M^{me} DIDI ZOHRA
- 2) M^{ELLE} BELHIA ASSIA TAKOUA

Devant les jurys composés de :

M ^R Amara	C.U.B.B (Ain Témouchent)	Président
M ^R Amraoui	C.U.B.B (Ain Témouchent)	Examinateur
M ^R Abderrahman Said	C.U.B.B (Ain Témouchent)	Encadreur

Année Universitaire 2017/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre encadreur Monsieur Abderrahmane Said qui a fait le très grand honneur de diriger notre travail
Nous remercions également Monsieur Amara .K et Monsieur Amraoui d'avoir bien voulu examiner notre mémoire.

Nous exprimons, nos grands respects à tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation

Sans toutefois oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à ce présent travail.

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire consiste à une étude d'un ouvrage d'art situé à la RN108, et qui est actuel en cours de réalisation.

Le projet s'inscrit dans le cadre de l'opération du dédoublement de la RN108 sur 20 km reliant Ain Temouchent à Hammam Bouhdjar, dont la réalisation de cet ouvrage sert à franchir un obstacle naturel (Oued El Maleh) d'une part et d'autre part permet de desservir la deuxième voie nouvellement créée.

L'ouvrage est constitué de Trois travées de 27 m, de douze poutres espacées de 0.9 m en béton précontraint avec l'hourdis d'une épaisseur de 25 cm.

A cet effet, une étude détaillé a été élaboré sur les éléments structuraux de ce pont notamment (étude du tablier, des poutres et des appuis) le travail effectué à l'aide de la méthode des éléments finis en utilisant le code numérique SAP 2000.

Les résultats de la modélisation ont menue à dimensionner et vérifier les différents critères de stabilité et de sécurité de cette infrastructure

Abstract

The work presented in the present report consist of the study of an engineering work situated in the National Road 108 which is still in progress

He project joins within the framework of the operation of the halving of the RN 108 on 20 KM connecting AIN TEMOUCHENT with HAMMAM BOUHDJAR , as which the realization of this work serves as a natural obstacle (OUED EL MALEH) on one hand and on the other hand allows to serve the second way recently created .

The structure consist of three spans of 27M of twelve beams spaced by 0,9 M in prestressed concrete with a slab of 25 cm .

A detailed study has been elaborated on the structural element of this bridge in particular (studies of the deck, beams and supports) the work carried out using finite element methods using the SAP2000 numerical code .

The results of the modeling have led to dimensioned and verify the various criteria of stability and security of this infrastructure.

الملخص :

نقترح في هذه المذكرة دراسة منشأة فنية من الخرسانة مسبقة الاجهاد ، هذا المشروع مسجل ضمن عملية ازدواجية الطريق الوطني رقم 108 الرابط بين مدينة عين تموشنت ومدينة حمام بوججر على مسافة 20 كم ،هذه المنشأة تعبر واد المالح .
ان هذه المنشأة تتكون من 03 نطاقات مستقلة طولها 27 متر و12 رافدة من الخرسانة مسبقة الاجهاد متباعدة بمسافة قدرها 90 سم .
دراسة مفصلة بشأن مختلف عناصر البنية التحتية لهذه المنشأة الفنية وهذا عن طريق معالجة رقمية للنمذجة و الحساب تحققت بفضل برنامج ساب 2000 و ذلك لمراجعة مختلف معايير الاستقرار و السلامة لهذه المنشأة التحتية .

SOMMAIRE

Table des matières

Chapitre I : Introduction	1
1. Introduction :.....	1
2. Définition :.....	1
3. Elément constitutifs d'un pont :.....	1
3.1-le tablier	1
3.2-les appuis.....	1
4. Présentation de l'ouvrage :	2
4.1. Tracé en plan :	2
4.2. Profil en long :	2
4.3. Profil en travers :	3
5. Les Données topographique :.....	4
6. Contexte géologique :	4
7. La reconnaissance géotechnique	5
8. Caractéristique des matériaux de construction :	6
8.1. Béton :	6
8.2. La résistance à la traction.....	6
8.3. Contrainte de calcul pour E.L.U	6
8.4. Déformation instantanées et différées du béton :.....	7
8.2 Acier :	7
9. Nombre des poutres et espacement des poutres.....	7
9.1. Nombre des poutres.....	7
9.2. L'épaisseur de la dalle de tablier	7
9.3. Pré dimensionnement des poutres	8
9.4. Hauteur des poutres.....	8
9.5. Largeur de la table de compression (b).....	8
9.6. Epaisseur de la table de compression	8
9.7. Epaisseur de l'âme (b_0)	9
9.8. La largeur du talon.....	9
9.9. Epaisseur du talon	9

9.10. Largeur Du Gousset De Talon	9
9.11. Goussets de la table de compression (e1)	9
10. Entretoise	10
11. Caractéristiques géométriques de la poutre.....	10
11.1. Calcul des Caractéristiques géométriques des sections.....	10
Chapitre II : Calcule des charges et sur charges	13
1. Introduction :.....	13
2. Calcul des charges permanentes :.....	13
Charge permanente totale :	14
3. Calcul des surcharges :	14
A. Surcharges civiles :	14
B. Surcharge due au système A(l) :.....	14
3.1. Surcharge due au système B :	16
A. Système Bc :.....	16
B. Système B _t :	17
C. Système B _r :	18
7. Surcharge militaire:	19
A. Surcharge due aux convois exceptionnels	20
8. Surcharge des trottoirs.....	21
9. Force de freinage.....	21
10. Effet du vent :	22
11. Effet de séisme :	22
Chapitre III : Modélisation	23
1. Introduction :.....	23
2. Présentation du logiciel.....	23
3. Etapes de modélisation	24
3.1. Le choix de type d'ouvrage.....	24
3.2. La modélisation du tablier.....	26
2.3. Détermination des Charges et leurs combinaisons.....	28
2.4. Conclusion	31
3. Etudes statiques	31
3.1. Introduction.....	31
3.2. Valeurs des coefficients de combinaisons selon le BPEL	32
3.3: Moments fléchissant dans les poutres :.....	33

3.4. Efforts tranchants dans les poutres :	36
Chapitre IV : Etude de l'hourdis.....	39
1. Introduction :.....	39
2. Détermination de Ferrailage	39
2.1. Les moments fléchissant et effort tranchants de la dalle :	39
2.3. Sens longitudinal	40
2.2. Sens transversal.....	43
2.3. Résistance à l'effort tranchant	46
2.4. Transversalement.....	46
3. Calcul des Entretoises :.....	46
4. Ferrailage Des Entretoises	47
4.1. Sens longitudinal	47
4.2. Sens transversale :.....	48
Chapitre V : Etude de la précontrainte.....	50
1. Définitions :	50
2. Définition de la précontrainte :	50
3. Deux définitions sur le béton précontraint :	50
4. Evolution :.....	50
5. Principes généraux de la précontrainte :	50
6. Qualités & défauts du béton précontraint :	51
7. Type de précontrainte :	52
8. Mode de réalisation de la précontrainte :.....	52
9. Dimensionnement de la précontrainte	54
9.1. Le calcul de la précontrainte	54
9.2. Section sous critique :	54
9.2. Calcul du nombre de câble	55
9.3. Vérification de la section médiane à l'ELS.....	56
9.4. Vérification à L'ELU.....	57
9.5. Détermination de σ_1 et ϵ_1	59
9.6. Détermination de σ_2 et ϵ_2	59
9.7. Détermination de σ_3 et ϵ_3	59
10. Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire :	60
11. Trace des câbles	60
12. Calcul des pertes	61

13.	Ferraillage passive	62
13.2.	Armatures transversales de peau	63
13.3.	Justification des armatures dans les zones tendues	63
Chapitre VI : Les Appareils d'Appuis.....		64
1.	Introduction.....	64
2.	Appareils d'appuis	64
3.	Les type des appareils d'appuis.....	64
4.	Les appareils d'appuis en élastomère fretté	64
5.	Les avantages et les inconvénients des Appareils d'appuis	65
	Avantages des Appareils d'appuis en élastomère.....	65
	Inconvénients des Appareils d'appuis.....	65
6.	Calcul des réactions d'appuis:	66
6.1.	Réaction sur la culée :.....	66
6.1.1.	Charge permanente :.....	66
6.1.2.	Surcharge :.....	66
7.	Récapitulatif des réactions sur la culée:.....	71
8.	Les Déplacements Probables.....	71
9.	Variation linéaire du tablier :.....	72
10.	Retrait.....	72
11.	Fluage	72
12.	Température.....	72
13.	Dimensionnement des appareilles d'appuis	73
13.1.	Dimensionnement en plan (a-b).....	73
13.2.	Hauteur nette de l'élastomère	73
13.3.	Epaisseur des frettes	73
13.4.	Vérification des appareille d'appuis	74
	La répartition des efforts horizontaux	74
	Due à des charges dynamiques	74
	Effort dû à la déformation lente.....	75
13.5.	Déplacement en tête de l'appareil d'appui.....	75
13.6.	Vérification des constraints:	76
	Résistance à la compression :.....	76
	Sollicitations sous charges verticale	76
	Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal	77

Condition de non glissement.....	77
Sécurité au flambement.....	77
14. LES DÉS D'APPUIS.....	78
14.1. Fonction des dés d'appuis.....	78
14.2. Dimensionnement des dés d'appui.....	78
14.3. Ferrailage de dé d'appui.....	79
Chapitre VII : Etude de la Pile.....	80
1. Introduction :.....	80
2. Critère de dimensionnement de la pile :.....	80
3. Pré dimensionnement.....	81
4. Détermination des sollicitations.....	82
4.1. Efforts verticaux.....	82
4.1.1 Charges permanentes.....	82
4.2. Effort horizontal.....	82
4.2.1. Surcharges des trottoirs.....	82
4.2.2. Freinage.....	82
4.2.3. Séisme.....	82
5. Les efforts sollicitant de la pile.....	83
6. Stabilité de la pile.....	84
6.1. Cas sans séisme.....	84
6.2. Cas avec séisme.....	84
7. Etude du chevêtre.....	84
7.1. Sollicitations.....	85
7.2. Ferrailage longitudinal.....	86
7.3: Ferrailage transversal.....	86
8. Etude des futs.....	86
8.1 Etude du flambement.....	86
8.2. Ferrailage de la pile.....	87
9. Etude de ferrailage de la semelle de liaison.....	87
9.1. Pré dimensionnement.....	87
9.1.1. Les Armatures longitudinales.....	89
9.1.2. Les armatures transversales.....	89
9.1.3. Armature constructive.....	89
10. Étude des pieux.....	90

10.1. Etude vis à vis le flambement :.....	90
10.2. Ferrailages des pieux de la pile.....	91
Chapitre VIII : Etude de la Culée.....	92
1. Définition :.....	92
2. Fonctionnement de la culée :.....	92
3. Dimensionnement des éléments de la culée	94
3.1 Mur garde grève (M.G.G).....	95
3.2. Mur en retour(M.R).....	95
3.3. Dalle de transition	95
3.4. Le corbeau	96
3.5. Mur De Front {M.F}	96
4. Vérification de la stabilité de la culée	96
4.1. Sous charges permanentes	96
4.1.1. Sous charges permanentes	96
4.1.2. Calcul en construction avec remblai	97
5. Moments stabilisants et renversants.....	98
5.1. Sous charges permanentes plus surcharge.....	98
6. Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée	101
6.1. Mur garde grève (MGG)	101
6.1.1. Cas fondamentale.....	101
6.2. La dalle de transition	104
6.2.1. Ferrailage de la dalle	104
6.3. Etude du corbeau	106
6.3.1 Condition d'une console courte.....	106
6.3.2. Cisaillement	106
6.3.3. Armatures tendue	107
6.3.4. Armatures de répartition	107
6.4. Mur de front	107
6.4.1. Les sollicitations du mur de front.....	108
6.4.2. Ferrailage du mur de front à l'ELU	108
6.5. Etude de mur en retour.....	109
6.5.1. Introduction.....	109
6.5.2. Dimensionnement.....	110
6.5.3. Détermination des contraintes le long du mur	110

6.5.4. Détermination du ferrailage	111
6.6 .Etudes des pieux.....	112
6.6.1. Estimation de la charge nominale :	112
6.6. 2.Ferrillages des pieux de la pile.....	114

Liste des figures

Figure 1:les différents composants d'un pont	2
Figure 2:profil en long.....	3
Figure 3:profil en travers.....	3
Figure 4:Situation de l'ouvrage.....	4
Figure 5: extrait de la carte géologique de la région d'Ain Temouchent (Feuille n°209 à l'échelle 1/50.0002ME).....	5
Figure 6:Coupe transversale d'une poutre	8
Figure 7: Coupe transversale de la section.....	11
Figure 8:Les dispositions du système Bc	16
Figure 9:: Les dispositions du système Bt.....	18
Figure 10:Présentation de logiciel Sap2000.....	24
Figure 11:Choix d'unité et de nouveau modèle	25
Figure 12:Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard »	25
Figure 13:Représentation de la longueur du tablier.....	26
Figure 14:Représentation de la fenêtre des matériaux.....	27
Figure 15:Représentation fenêtre de la poutre.....	27
Figure 16:Représentation fenêtre du tablier	28
Figure 17:Représentation de l'ajout des charges soumises au tablier	29
Figure 18:Représentation de l'ajout des charges des véhicules	29
Figure 19 : Affectation	30
Figure 20: surcharges et leur emplacement	30
Figure 21: Modèle du tablier	31
Figure 22:Déformation de la poutre dans le sens inverse due à la force appliquée de précontrainte	51
Figure 23:Banc de précontrainte par pré-tension.....	52
Figure 24:Ancrage par clavette	52
Figure 25:Déviations des armatures par des tirants.....	53
Figure 26:V-4 : Déviations des armatures par des tirants	53
Figure 27:Précontrainte par post-tension.....	53
Figure 28: Section équivalente de la section médiane composite (dalle + poutre)	58
Figure 29:L'emplacement de câble dans les sections de la poutre.....	60
Figure 30:Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	65
Figure 31:Réaction due à la charge permanente	66
Figure 32:Réaction due au système A(I).....	66
Figure 33:Réaction maximale due au système BC	67
Figure 34:Réaction minimale due au système BC.....	67
Figure 35:Réaction maximale due au système Bt	68
Figure 36:Réaction minimale due au système Bt	68
Figure 37:Réaction maximale due au système Br	68
Figure 38:Réaction minimale due au système Br.....	69
Figure 39:Réaction maximale due au système MC120	69
Figure 40:Réaction minimale due au système MC120.....	70

Figure 41: Réaction maximale due au système D240	70
Figure 42: Réaction minimale due au système D240	70
Figure 43: Dimensionnement des Appareils d'appuis en élastomère frettés.....	73
Figure 44: plan coffrage pour les piles types.....	81
Figure 45: dimensionnement et sollicitation de la semelle.....	89
Figure 46: Détail de la culée.....	93
Figure 47: Dimensionnement des éléments de la culée.....	94
Figure 48 : Dimensionnement du mur de garde grève	95
Figure 49: Dimensionnement de corbeau.....	96
Figure 50: Les efforts agissant sur le mur garde grève.....	102
Figure 51: Dalle de transition.....	104
Figure 52: Dimensions de mur en retour.....	110

Liste des tableaux

Tableau 1:Caractéristique mécanique de l'acier	7
Tableau 2:Donnant les caractéristiques géométriques de la section	12
Tableau 3: Donnant les caractéristiques géométriques de la section.....	12
Tableau 4:Choix de la classe du pont	15
Tableau 5:Valeurs du coefficient "bc"	17
Tableau 6:Valeur du coefficient "bt"	18
Tableau 7:Coefficients des combinaisons	32
Tableau 8:Moments fléchissant maximum.....	33
Tableau 9:Moments fléchissant maximum à l'ELU.....	34
Tableau 10: Moments fléchissant maximum à l'ELS	35
Tableau 11: Effort tranchant.....	36
Tableau 12: Effort tranchant maximum à l'ELU	37
Tableau 13:Effort tranchant maximum à l'ELS	38
Tableau 14:récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchant dans l'hourdis	39
Tableau 15:les moments et effort tranchant à ELU-ELS	47
Tableau 16 : vérification de ferrailage à l'ELS	48
Tableau 17 : Récapitulatif des résultats.....	56
Tableau 18: Les efforts sollicitant la pile à L'ELU	83
Tableau 19: Les efforts sollicitant la pile à L'ELS.....	83
Tableau 20 : Les efforts sollicitant la pile à la combinaison accidentelle	84
Tableau 21:sollicitation du chevêtre.....	85
Tableau 22: Ferrailage longitudinal	86
Tableau 23:Récapitulatif des résultats.....	91
Tableau 24: La descente de charge de la culée.....	97
Tableau 25: Moments stabilisants et renversants de culée.....	98
Tableau 26:Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU.....	99
Tableau 27:Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS	100
Tableau 28:Moments stabilisants et renversants en charge à l'accidentelle.....	101
Tableau 29: Récapitulatif des efforts à l'ELU.....	108
Tableau 30: Récapitulatif des efforts à l'ELS	109
Tableau 31: Les contraintes agissantes le long du mur	111
Tableau 32: Les moments à L'ELU et à L'ELS.....	111
Tableau 33:Récapitulatif des résultats.....	114

Chapitre I :

Introduction

Chapitre I : Introduction

1. Introduction :

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse des différentes disciplines tel que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations, le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumise simultanément à des sollicitations combinées.

La construction d'un ouvrage d'art est envisagée sur décision du pouvoir politique, pour des raisons économiques ou dans le but de fluidifier le trafic (routier le plus souvent). Les directions et services gestionnaires des infrastructures routières ou hydrauliques de la Région peuvent confier l'étude technique soit à un bureau d'études privé soit, en tout ou en partie, à la **Direction des travaux publics**. Celle-ci joue un grand rôle dans la conception et le suivi de l'exécution de l'ouvrage : toujours à la demande, elle étudie en effet la conception générale des projets (calculs, plans, métrés, estimations, clauses de cahiers des charges) ou examine les projets élaborés par d'autres directions ou par des tiers pour le compte de celles-ci.

2. Définition :

Un pont est une construction qui permet de franchir un obstacle en passant par-dessus de cette séparation.

Un pont est donc un ouvrage liée à un mode de transport de bien ou de personne.

3. Elément constitutifs d'un pont :

Le pont est constitué essentiellement de deux parties principales :

3.1-le tablier : c'est la partie horizontale du pont qui supporte directement les charges roulantes.

3.2-les appuis : ils transmettent les charges du tablier vers les fondations. On distingue les appuis intermédiaires qui sont les piles et les appuis de rive qui sont les culées.

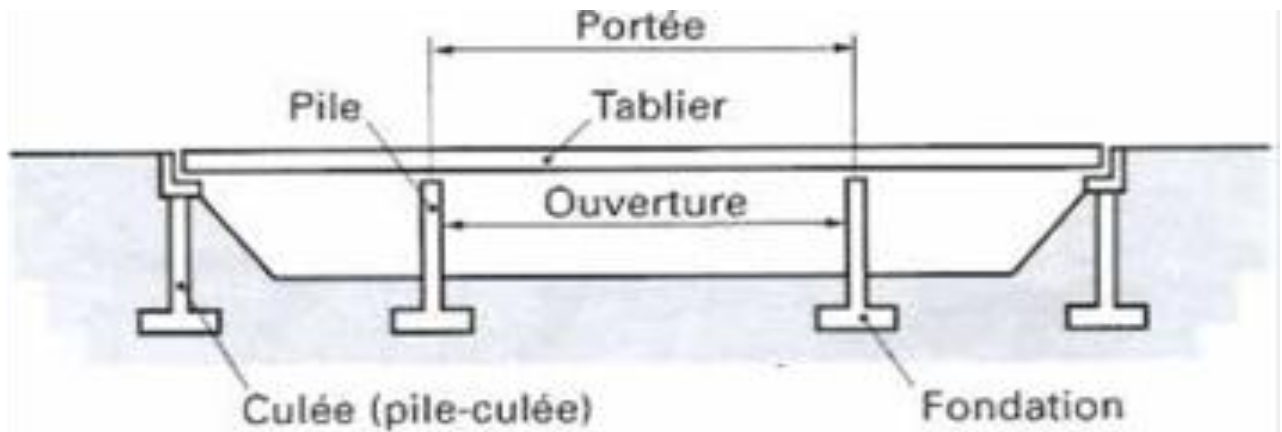


Figure 1:les différents composants d'un pont

4. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage d'Arte qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par la direction des travaux publics de la wilaya d'Ain Témouchent, c'est un pont route traversant un oued, dans la région de Hammam Bouhdjer (vers Chabat) se trouvant à la sortie Est du village (vers Oran) en franchissant la RN108 avec une longueur totale de 81 m, composé de 3 travées de 27 m. Chaque travée est constituée de 12 poutres préfabriquées en béton précontrainte équidistance 0,9 m solidarisées par deux entretoises aux abouts. La hauteur de la poutre est de 1.10 m, surmontée d'un hourdis de 25 cm.

4.1. Tracé en plan :

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie droite.

4.2. Profil en long :

L'ouvrage étudié a une longueur de 81 m, il repose sur 2 culées, et 2 piles, la longueur totale de travée est de 27 m et de largeur totale du tablier est de 11m.

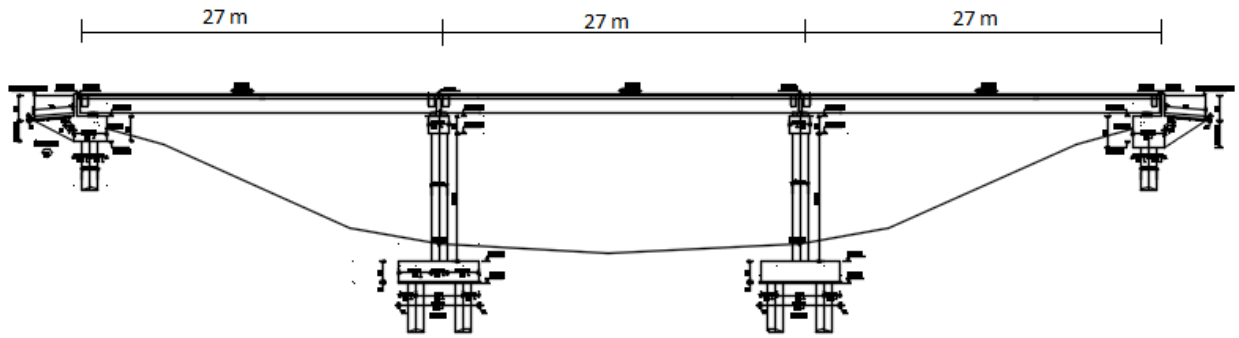


Figure 2:profil en long

4.3. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal

- La largeur totale de l'ouvrage : 11 m
- La largeur roulable : 8 m = l_r
- Nombre de voies de circulation : $N = 2$ voies
- La pente : 2,5 %
- Largeur de trottoir : $L = 1,5$ m

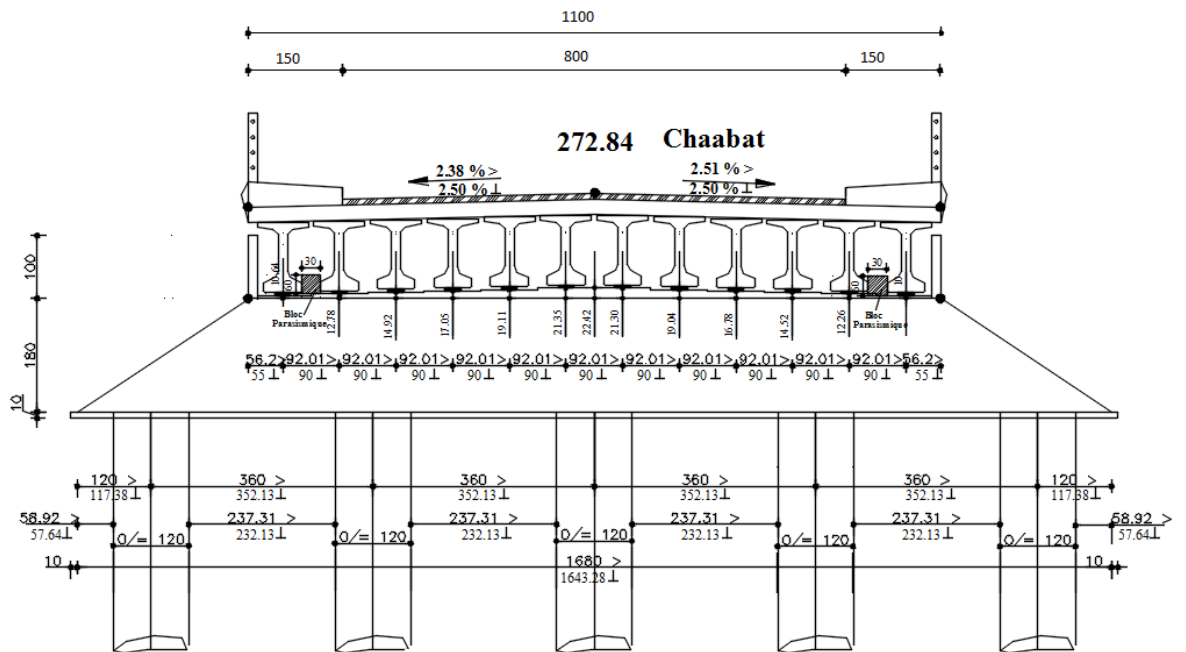


Figure 3:profil en travers



Figure 4:Situation de l'ouvrage

5. Les Données topographique :

Le terrain prévu pour l'implantation de l'ouvrage constitue un site situé nord-est de la ville d'Ain Temouchent à l'ouest du village Hammam Bouhdjar à proximité du village Oures El Maida, ouvrage d'art franchissant Oued el Maleh reliant la RN108 (commune de Chaabat El Lham) à la RN95 (village de Hammam Bouhdjar) elle s'élève de 105 m par rapport au niveau de la mer.

6. Contexte géologique :

en se référant à la carte géologique, et aux levées de coupes, le LTPO constate que l'assise la plus ancienne de secteur d'étude est marquée par des bancs massifs calcaires poreux, de type travertins, alterné par endroits par des joints marneux, ces derniers entrent dans la série Marno-Calcaire du Miocène supérieur l'ensemble est couvert par couche superficielle d'argile sableuse du quaternaire

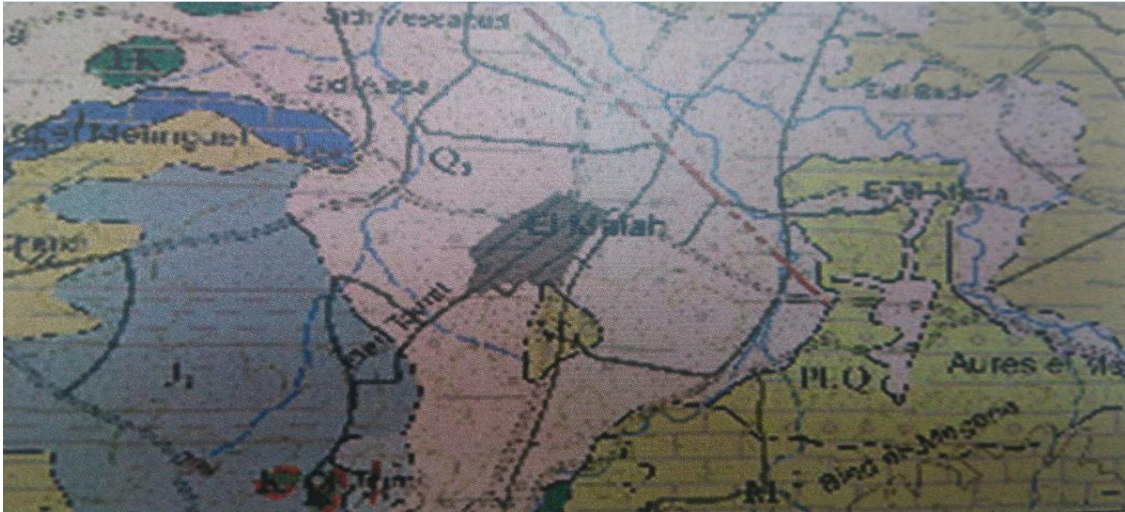


Figure 5: extrait de la carte géologique de la région d'Ain Temouchent (Feuille n°209 à l'échelle 1/50.000ème)

7. La reconnaissance géotechnique

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

La campagne de reconnaissance géotechnique a été menée par un laboratoire. Elle comprend la réalisation des sondages de 25m de profondeur, SP1 implanté dans lit d'oued et SN1, SP2 dans l'axe des deux berges

Les résultats du sondage sont résumés comme suit :

Sondage carotté SN.1

- **0.00m à 0.60m** : terre végétale
- **0.60m à 9.0 m** : Marne brunâtre à brun rougeâtre par endroits ; concrétionnée renfermant des fragments de calcaire at à passées sableuse à certains niveau.
- **9.00m à15m** : calcaire beige dur poreaux par endroits, alterné de niveaux à certains niveaux
- **15.00m à18.00m** : marne brun rougeâtre, concrétionnée.
- **18.00 m à 25.00m** : calcaire gréseux beige dur.

Sondage préssiométrique SP1

- **0.00m à 0.20m** : terre végétale

- **0.20m à 5.80** : Marne brunâtre à brun rougeâtre par endroits finement sableuse, concrétionnée intercalée de galets entre (3.70-4.20m)
- **5.80 m à 18.00 m** : galets hétérométriques polygéniques dans une matrice argilo-sablo-graveleuse.
- **18.00m à 25.00m** : Marne brunâtre finement sableuse, concrétionnée

Sondage préssiométrique SP2

- **0.00m à 0.40m** : terre végétale
- **0.40 à 3.00 m** : Marne brunâtre finement sableuse, fortement concrétionnée
- **3.00 m à 10.00 m** : calcaire conglomératique dur, alternée niveau marneux à certains niveaux.
- **10.00m à 18.00m** : marne brunâtre à rougeâtre finement sableuse, concrétionnée.
- **18.00m à 25.00m** : calcaire beige dur, poreux par endroits, alterné de niveau marneux à certains niveaux

8. Caractéristique des matériaux de construction :

8.1. Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est noté f_{c28}

Résistance (Mpa)	RN27
Elément	Tous les éléments du pont : Culées, semelles et dalles de transition Barrières et supports de barrières, trottoirs et autres élément

8.2. La résistance à la traction

La résistance à la traction liée à la compression :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times F_{cj} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ Mpa pour tablier.}$$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times F_{cj} = 0,6 + 0,06 \times 27 = 2,22 \text{ Mpa pour l'infrastructure.}$$

8.3. Contrainte de calcul pour E.L.U

$$F_{bu} = 0,85 \times F_{cj} / (\Theta \times \gamma_b)$$

Avec : $\Theta = 1 \rightarrow$ lorsque la durée probable considérée $> 24 \text{ h}$.

$\Theta = 0,9 \rightarrow$ lorsque cette durée est compris entre 1h et 24h .

$\Theta = 0,85 \rightarrow$ lorsqu'elle est $< 1h$.

Et γb : coefficient de sécurité égal à

1,15 : situation durable ou transitoire.

1,0 : situation accidentelle.

8.4. Déformation instantanées et différées du béton :

Module de déformation instantanée (courte durée $< 24h$) : $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cij}}$

Module de déformation différée (longue durée $> 24h$) :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cij}}$$

8.2 Acier :

Module de déformation élastique	E_s	$2,0 \cdot 10^5$ Mpa
Limite élastique : Barres lisses ($F_e E235$)	F_e	235 Mpa
Limite élastique : Acier tors ($F_e E500-III$)	F_e	500 Mpa
Limite élastique : Treillis soudé ($F_e E500-II$)	F_e	500 Mpa
Masse volumiques	γ	7850 kg/m^3

Tableau 1: Caractéristique mécanique de l'acier

9. Nombre des poutres et espacement des poutres

D'après le guide **P.R.A.D-S.E.T.R.A**, espacement de ces poutres λ est comprise entre :

$$0,9 \leq \lambda \leq 1,0$$

Donc : on fixe un espacement de : $\lambda = 0,9m$

9.1. Nombre des poutres

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

La : est l'entraxe entre les poutres des rives = $Lt - 1,5 = 9,5m$

Avec Lt : largeur du tablier ($Lt = 11m$)

λ : est l'espacement entre les poutres

$$\text{Donc : } N = \frac{9,5}{0,9} + 1 = 11,56$$

on prend 12 poutre

9.2. L'épaisseur de la dalle de tablier

$0,16 \leq h_0 \leq 0,25$ m (selon l'épaisseur recommandée par le guide S.E.T.R.A)

On prend $h_0 = 0,25$ m.

9.3. Pré dimensionnement des poutres

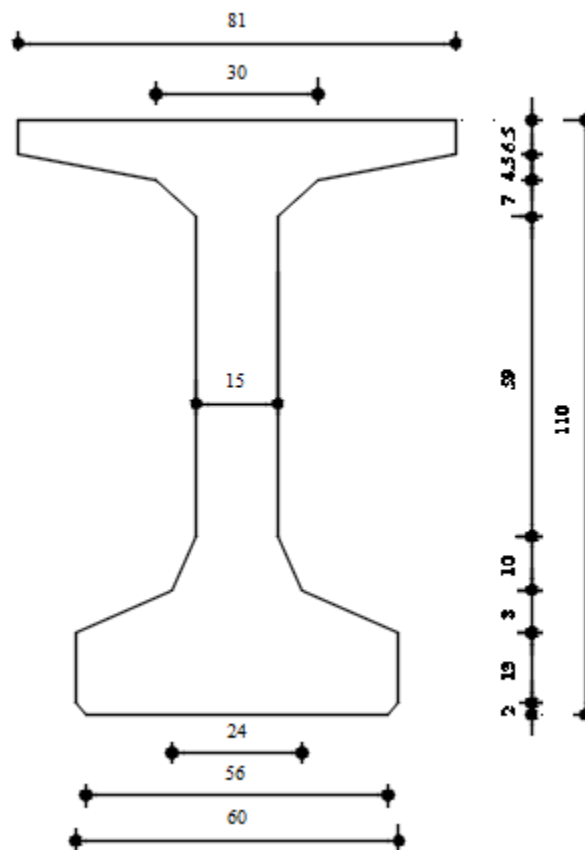


Figure 6: Coupe transversale d'une poutre

9.4. Hauteur des poutres

Le tablier : comporte plusieurs poutres jointives (espacement =0,90m) en I en béton précontraint.

D'après le guide **P.R.A.D -S.E.T.R.A**, la hauteur de ces poutres H_t est comprise entre

$$1.00 \leq H_t \leq 1.80$$

Pour notre ouvrage ayant une portée de 27m limitée sa longueur on adopte $H_t = 1.10$ m.

9.5. Largeur de la table de compression (b)

D'après le guide **P.R.A.D-S.E.T.R.A** on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur de la poutre.

Dans notre cas on prend : $b=0.81$ m

9.6. Epaisseur de la table de compression

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la largeur de la table de compression pourra être donnée environ 10 cm.

On prend $h_c = 6.5\text{cm}$

9.7. Epaisseur de l'âme (b_0)

$$b_0 \geq 14\text{cm}$$

Elle dimensionnée en fonction du respect des conditions suivantes :

- La résistance à l'effort tranchant.
- Facilité de bétonnage et éventuellement la vibration.
- Enrobage convenable des armatures de précontrainte.
- Limitation de la contrainte de cisaillement à une valeur admissible, l'épaisseur d'âme est plus importante aux appuis puisque l'effort tranchant est maximum, contrairement au milieu de la poutre.

Dans le cas d'un coffrage métallique, L'épaisseur d'âme de la section médiane peut être réduite au strict minimum et descend couramment à 20 cm ou 22 cm en zone courante. Pour notre ouvrage, une épaisseur de 15 cm est choisie

9.8. La largeur du talon

D'après le guide **P.R.A.D-S.E.T.R.A**, la largeur du talon est donnée par :

$$50 \leq b_t \leq 80 \text{ cm.}$$

On fixe: $b_t = 60 \text{ cm.}$

Donc: $b_t = 0.60\text{m}$

9.9. Epaisseur du talon

D'après le guide **P.R.A.D-S.E.T.R.A**, l'épaisseur du talon est généralement comprise entre 0,1m et 0.20m, On prend dans notre cas $e_t = 0,13\text{m}$.

9. 10. Largeur Du Gousset De Talon

Gousset : C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de placer les armateurs d'acier et les câbles de précontrainte (45° , 60°).

9.11. Goussets de la table de compression (e_1)

D'après le guide **S.E.T.R.A**, La face inférieure de la membrure présente une pente variant de 1/10 à 1/15.

Dans notre cas, on prend $e_2 = 4.5\text{cm}$.

Épaisseur (e_2) : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ donc $e_3 = 7\text{cm}$.

Gousset du talon (e_4) et (e_5) et (e_6): D'après le guide **S.E.T.R.A**, on prend :

$\alpha = 45^\circ$ donc $e_4 = 10\text{cm}$.

$\alpha = 45^\circ$ donc $e_5 = 8\text{cm}$.

$$\alpha = 45^\circ \Rightarrow e_6 = 2\text{cm.}$$

10. Entretoise

Les entretoises assurant la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis

$$H_{\text{Entretoise}} \geq Ht - b_{\text{Entretoise}}$$

$$H_{\text{Entretoise}} \geq 1.10 - 0.4$$

$$\text{On prend } H_{\text{Entretoise}} = 0.7. M$$

11. Caractéristiques géométriques de la poutre

11.1. Calcul des Caractéristiques géométriques des sections

Notation :

Z : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe Δ situé à la base de la poutre

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

I/ Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ telle que I/Δ (nette) = I/Δ (brute) – 10% I/Δ (Brute)

IG : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité

I₀: Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

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

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

B : c'est la section (i) de la poutre telle que : (B nette) = B (brute) - 5% B (brute)

$\mu\Delta$: Moment statique telle que $\mu\Delta$ (nette) = $\mu\Delta$ (brute) - 5% $\mu\Delta$ (brute)

V = $\mu\Delta/B$: distance du centre de gravité à la fibre inférieure

V' = $\mu\Delta/B$: distance du centre de gravité à fibre supérieure

i: rayon de giration

$$i_2 = IG/B$$

ρ : coefficient de rendement géométrique $\rho = i_2/v'$

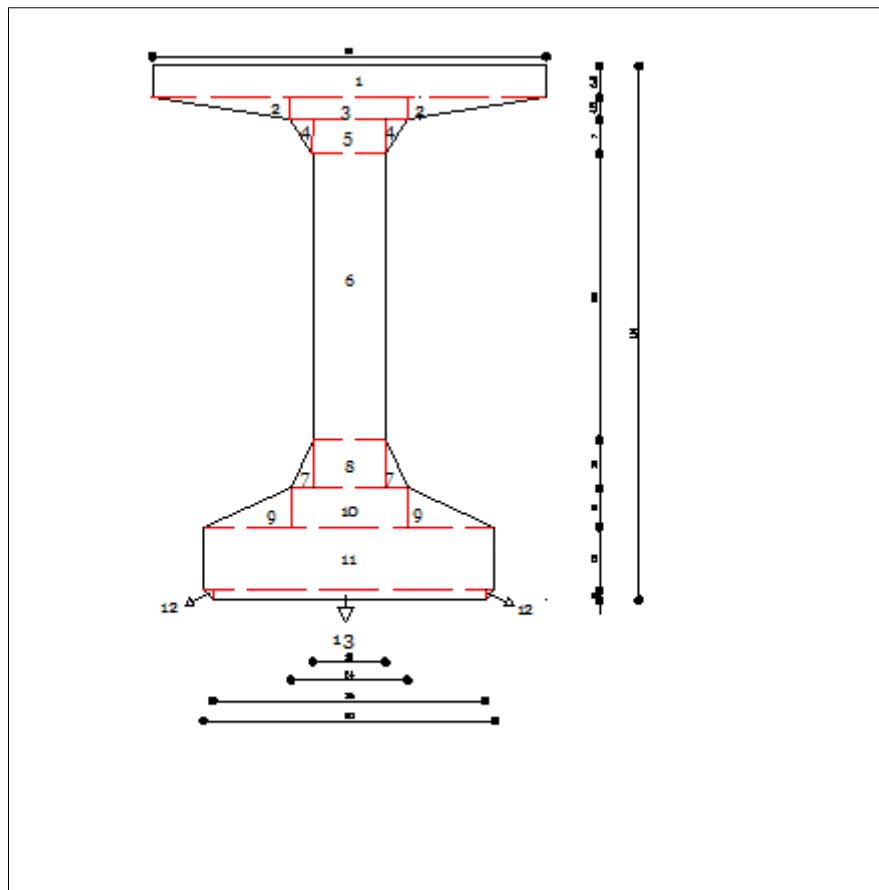


Figure 7: Coupe transversale de la section

Désignation	Dimension	B(cm)	Z (cm)	$\mu\Delta=B \times z$	I_0 (cm ⁴)	$I\Delta=I_0+BxZ^2$
	(B x h)					
1	81 x6.5	526.5	106.75	56203.875	1853.71	6001617.36
2	(25.5x4.5)/2 x2	114.75	102	11704.5	129.08	1193988.8
3	30 x4.5	135	101.25	13668.75	227.8	1384188.73
4	(7.5 x7)/2) x2	52.5	96.66	5075	142.9	490658.56
5	15 x7	105	95.5	10027.5	428.75	958055
6	15 x59	885	62.5	55312.5	256723.7	3713755
7	(4.5 x10)/2) x2	45	26.33	1185	250	31447.10
8	15 x10	150	28	4200	1250	118850
9	(18x8)/2) x2	144	17.66	2543.04	512	45422.08
10	24 x8	192	19	3648	1024	70336

11	60 x13	780	8.5	6630	10985	67340
12	(2 x2)/2) x2	4	0.66	2.66	0.88	2.62
13	56 x2	112	1	112	37.33	149.33
Poutre Préfabriquée		3245.75				
B brute		3245.75				
B nette		3083.46				
$\mu\Delta$ brute				170312.825		
$\mu\Delta$ nette				161797.19		
I Δ brute						14075810. 58
I Δ nette						12668229.52

Tableau 2:Donnant les caracteréristiques géométriques de la section

	Unités	Poutre préfabriquée
Section : B	cm ²	3245.75
Cdg = $\mu\Delta / B=v$	Cm	52. 47
$V' =h-V$	Cm	57.53
$IG =I\Delta -Bv^2$	cm ⁴	5139933.334
IG /v	cm ³	97959.46891
IG /v^2	cm ³	89343.53092
$\rho =i^2/(vv')=(IG /B)/(vv')$	/	0.52

Tableau 3: Donnant les caractéristiques géométriques de la section

✓ **Le rendement géométrique**

$\rho = IG / (Vx V' x B) =0.52\rho = 52 \%$ donc correspond à une section normal

Chapitre II :

Calcule des charges et sur charge

Chapitre II : Calcul des charges et sur charges**1. Introduction :**

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

La construction est vérifiée d'après les exigences et la recommandation de BAEL91, et du fascicule 61.

Notation :

- Le poids volumique du béton armé : 25 KN/m^3 .
- Le poids volumique du revêtement : 20 KN/m^3 .
- Le poids volumique du béton non armé: 22 KN/m^3 .
- Le poids volumique de la couche de roulement en béton bitumineux : 22 KN/m^3 .
- Le poids par mètre linéaire de la corniche préfabriquée et le trottoir : 11.25 KN/ml .
- Epaisseur de l'hourdis : $e_0 = 25 \text{ cm}$
- Epaisseur de revêtement : $e_r = 8 \text{ cm}$

2. Calcul des charges permanentes :**1. Poutre**

$$g_1 = 0,307725 \times 2,5 \times 12$$

$$g_1 = 9,23 \text{ t/m}$$

2. Entretoise :

$$g_2 = 0,4 \times 0,70 \times 0,40 \times 11 \times 2 \times 2,5$$

$$g_2 = 6,16 \text{ t}$$

3. Dalle :

$$g_3 = 2,5 \times 11 \times 0,25$$

$$g_3 = 6,875 \text{ t/ml}$$

4. Revêtement:

$$g_4 = l_r \times e_r \times \gamma_b$$

$$g_4 = 8 \times 0,08 \times 2,2 = 1,408 \text{ t/ml}$$

5. Garde-corps et glissières :

Le cahier de C.P.C donne $g_5 = 0,1$ t/ml pour chaque cote :

$$g_5 = 0,1 \times 2 = 0,2 \text{ t / ml}$$

6. Corniche et trottoirs :

Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids : $g = 1,12$ t/ ml

$$g_6 = 1,12 \times 2 = 2,24 \text{ t/ml}$$

Charge permanente totale :

$$G = (g_1 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6) \times L + g_2$$

$$G = (9,23 + 6,875 + 1,408 + 0,2 + 2,24) \times 27 + 6,16$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{G = 544.891 \text{ t}}}$$

3. Calcul des surcharges :**A. Surcharges civiles :**

Deux systèmes de surcharges sont considérés, ils sont distincts et indépendants, l'un résulte d'un effet local d'où à la charge B et l'autre d'un effet général d'où à la charge A.

B. Surcharge due au système A(l) :

Puisqu'il s'agit d'un pont de portée unitaire inférieure à 200m, la chaussée est supposée supporter une charge uniformément répartie.

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{12+l} \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

l: longueur chargée ; $l = 27$ m

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{12+27}$$

$$A(l) = 1,153 \text{ t/m}^2$$

La charge A(l) doit se multiplier par le coefficient de dégressivité transversale a_1 .

a_1 est donnée par un tableau qui est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies.

La classe du pont dépend de la largeur roulable L_r .

Largeur roulable (L_r) :

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les bordures : on a $L_r = 8 \text{ m}$.

Classe du pont :

Grâce à ce petit tableau on peut classer notre pont

On a $L_r = 8 \text{ m} \geq 7,00\text{m} \Rightarrow$ pont de classe 1

Classe	Largeur roulable
1	$L_r \geq 7,00\text{m}$
2	$5,50\text{m} \leq L_r \leq 7,00\text{m}$
3	$L_r \leq 5,50\text{m}$

Tableau 4: Choix de la classe du pont

Largeur chargeable (L_c) :

Dans notre cas on a un seul dispositif de sécurité ; d'où :

$$L_c = L_r - 0.5 = 8 - 0.5 = 7,5\text{m}$$

Nombre de voie (n) :

$$n = \text{int} \left(\frac{L_c}{3} \right) = \text{int} \left(\frac{7,5}{3} \right) = \text{int} (2,5) = 2 \text{voies.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pont classe 1} \\ n=2 \text{voies} \end{array} \right\} \text{Tableau} \Rightarrow a_1 = 1$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Classe 1} \rightarrow V_0 = 3,50\text{m} \\ V: \text{largeur d'un voie} = 4 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3,5}{4} = 0.875$$

D'où la charge que supportera la chaussée sera :

$$q_{A(0)} = A(l) \times a_1 \times a_2 \times L_r = 1,153 \times 1 \times 0,875 \times 8$$

$$q_{A(0)} = 8,071 \text{ t/ml.}$$

3.1. Surcharge due au système B :

Il comprend trois sous-systèmes distincts (B_C , B_t , et B_r) indépendant l'un de l'autre.

Les sous-systèmes (B_C , B_r) s'appliquent à tous les ponts quel que soit leur classe sauf que le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

A. Système B_c :

Ce système se compose de camions types ; le camion pèse 300KN, il est composé de trois essieux : celui d'avant pèse 60KN, les deux arrières pèsent 120KN chacun.

-Longitudinalement, le nombre de camion par file est limité à deux.

-Transversalement, le nombre de camion par file est égal au nombre de voies de circulation disponible.

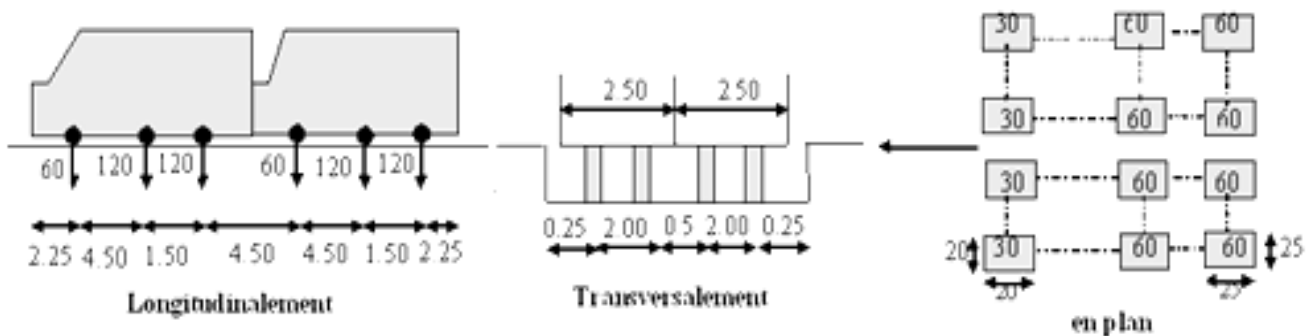


Figure III- 4 : Les dispositions du système B_c

Les charges du système B_C sont multipliées par le coefficient b_c qui dépend de la classe du pont et du nombre de files de camions disposés transversalement.

Le tableau suivant nous donne la valeur du coefficient « b_c ».

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	≥5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1.00	1.00	-----	-----	-----
3	1.00	0.80	-----	-----	-----

Tableau 5: Valeurs du coefficient "bc"

Le coefficient de la majoration dynamique δ_{BC} :

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad \text{Avec } L = 27 \text{ m}$$

L : longueur de l'élément chargée

G : le poids total des charges permanentes

S : poids total des essieux du système, le plus défavorable

$$B_c = 30 \times 4 = 120 \text{ t}$$

$$B_c = 120 \text{ t}$$

$$S = b_c \cdot B_c = 1,1 \times 120 = 132 \text{ t}$$

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.27} + \frac{0,6}{1+4\frac{544,891}{132}} = 1,096$$

Donc la charge du système B_C sera :

$$S_{BC} = S \cdot \delta_{BC} = 132 \times 1,096$$

$$S_{BC} = 144,74 \text{ t}$$

B. Système B_t :

Ce système est un groupe de deux essieux appelés tandems.

Le tandem type pèse 320KN, Il est composé de deux essieux identiques dont chacun pèse 160KN.

Longitudinalement, un seul tandem est disposé.

Transversalement, si le pont ne comporte qu'une seule voie on disposera un seul tandem, si le pont comporte deux voies et plus, le nombre maximal de tandems est limité par deux.

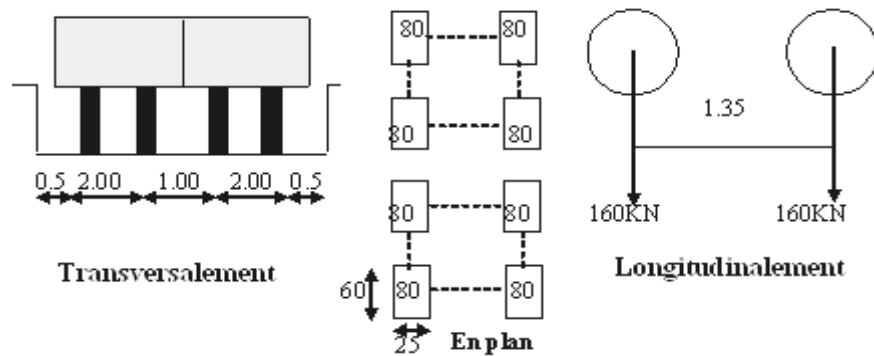


Figure III- 5 : Les dispositions du système B_t

La charge du système B_t est multipliée par le coefficient b_t qui dépend de la classe du pont.

Le tableau suivant nous permet de tirer la valeur du coefficient « b_t ».

Classe du pont	1	2
b_t	1.00	0.90

Tableau 6: Valeur du coefficient "bt"

$$B_t = 2 \times 32 = 64 \text{ t}$$

$$S = B_t \times b_t = 64 \times 1,0 = 64\text{t}$$

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.27} + \frac{0,6}{1+4 \cdot \frac{544,891}{64}} = 1,029$$

D'où la charge du système B_t sera :

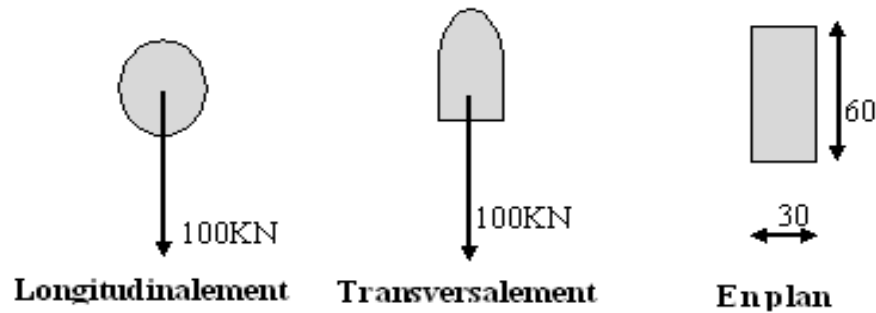
$$S_{B_t} = S \cdot \delta_{B_t} = 64 \cdot 1,029$$

$$S_{B_t} = 65,856 \text{ t}$$

C. Système B_r :

Il se compose d'une roue isolée de "100kN" ;

La roue B_r peut être placée n'importe où sur la largeur rouable, pourvue que le sens de déplacement de la roue suit l'axe longitudinal du tablier.



$$S=10 \text{ t}$$

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.27} + \frac{0,6}{1+4\frac{544,891}{10}} = 1,01$$

D'où la charge du système B_r sera :

$$S_{Br} = S \cdot \delta_{Br} = 10 \cdot 1,01$$

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

7. Surcharge militaire:

Sur les itinéraires permettant la circulation des convois militaires, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules militaires du type M80 et M120 décrits dans le fascicule 61 du CPS.

Chaque type comporte deux systèmes :

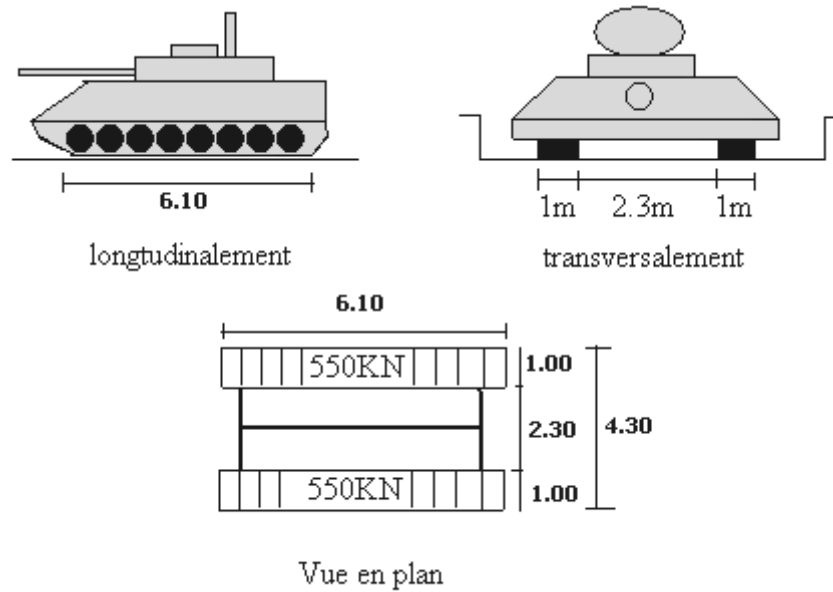
- M_c : Véhicules militaires du type chenilles.
- M_e : Véhicules militaires du type essieux.

Parmi tous ces systèmes le M_{C120} représente le système le plus défavorable.

1. Convoi militaire M_{C120} :

Il est constitué de deux chenilles, le poids total du véhicule est de 1100kN.

- Transversalement, un seul convoi est supposé circuler sur la largeur chargeable L_c , quelque soit le nombre de voies disponible.
- Longitudinalement, le nombre de convois disposés parallèlement à l'axe du pont n'est pas limité, la distance minimale de deux véhicules consécutifs est de 30,5m.



Dans notre cas la longueur du pont nous permet de disposer deux véhicules longitudinalement.

Le convoi militaire est concerné par la majoration dynamique, par contre il est supposé ne développer ni force de freinage ni force centrifuge.

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

$$\delta_{MC120} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.27} + \frac{0,6}{1+4 \frac{544,891}{110}} = 1,04$$

D'où la charge du système M_{C120} sera :

$$S_{Mc120} = S \cdot \delta_{Mc120} = 110 \cdot 1,04$$

$$S_{Mc120} = 114.4 \text{ t}$$

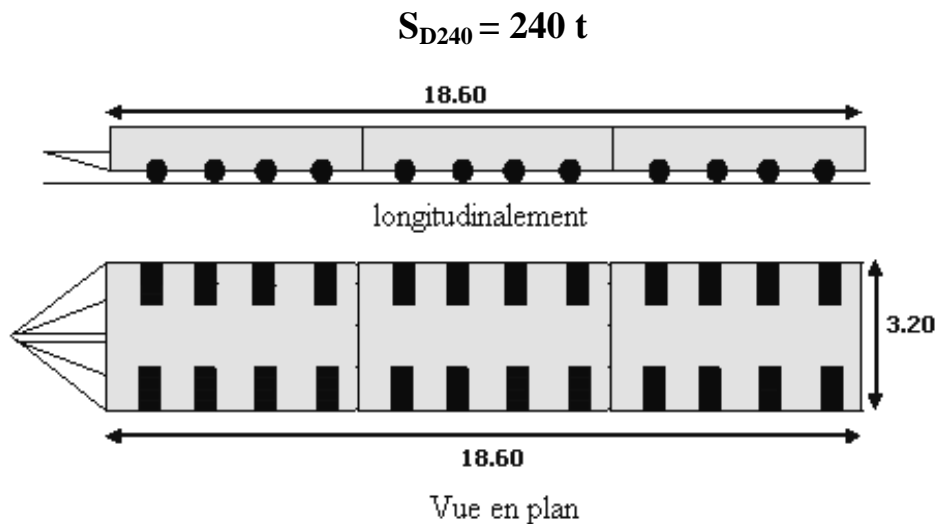
A. Surcharge due aux convois exceptionnels:

Certains itinéraires permettent la circulation des convois exceptionnels du type D et E. Ce type de charge est indiqué par le CPS du projet à réaliser.

1) Convoi type D_{240} :

C'est une remorque composée de trois éléments dont chacun comporte quatre lignes à deux essieux.

Le poids total égal à "240 t" ce poids est supposée répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de largeur, et de 18.60m de longueur.



- Les convois exceptionnels sont supposés rouler sur le pont à une vitesse au maximum de «10KM/h», ce qui justifie en général l'absence d'efforts de freinages ainsi que la force centrifuge
- Les charges exceptionnelles ne sont pas concernées par la majoration dynamique.
- Un seul convoi exceptionnel est placé sur le pont quel que soit sa longueur.

8. Surcharge des trottoirs :

C'est une charge uniformément répartie de $q_{tr} = 1,50 \text{ KN/m}^2$

$$P_{tr} = L_{tr} \times q_{tr}$$

Où : P_{tr} : surcharge du trottoir par mètre linéaire

$$L_{tr} = L_{tr1} + L_{tr2} \quad \left\{ \begin{array}{l} L_{tr1} : \text{largeur du trottoir1} = 1,5\text{m} \\ L_{tr2} : \text{largeur du trottoir2} = 1,5\text{m} \end{array} \right.$$

$$P_{tr} = (1,5) \times 2 \times 1,5 = 4,5 \text{ KN/ml}$$

$$S_{tr} = P_{tr} \times L = 4,5 \times 11$$

$$S_{tr} = 49,5 \text{ KN/ml}$$

9. Force de freinage :

Elle est développée par l'un des deux systèmes A(l) ou B_C. Cette force est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

La force F_r est le maximum des deux effets A(l) et B_C

1) Freinage du au système A(l) :

$$F_r = \frac{A_2(l) \cdot S}{20 + 0,0035 S} \text{ [KN]}$$

S : L'aire en plan de la partie du tablier chargée par le système A(l) tel que : $S = L \times L_c$

$$F_r = \frac{1,008875 \times 60}{20 + 0,0035 \times 60} = \mathbf{14,41 \text{ t}}$$

2) Freinage du au système B_C :

Parmi les camions disposés sur le pont, un seul est supposé freiner en développant une force égale à son poids. $F_r(B_c) = \mathbf{30 \text{ t}}$

$$F_r = \max [F_r(A) ; F_r(B_c)] = \max [14,41 ; 30]$$

$$\mathbf{F_r = 30 \text{ t}}$$

10. Effet du vent :

Dans le cas général, le vent souffle horizontalement dans la direction transversale du pont.

En service : La pression normale horizontale P_H du vent appliquée sur la surface latérale de l'ouvrage est : $P_H = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

En construction : La pression normale horizontale P'_H du vent est donnée en fonction de la durée D de réalisation de l'ouvrage.

$$\text{Puisque } D > 1 \text{ mois} \quad P'_H = \frac{2}{3} P_H = 1,67 \text{ KN/m}^2.$$

En pratique, cette action est négligée devant les efforts d'envelopés par le séisme et le freinage.

11. Effet de séisme :

L'ouvrage est implanté dans une zone sismicité moyenne (zone II), les efforts sismiques seront :

1/ Effort horizontal:

Pour notre cas nous sommes dans une zone 2 selon le R.P.O.A.

Effort vertical

$$V_{\text{vertical}} = G * 7 / 100$$

$$V_{\text{vertical}} = 38,14 \text{ t}$$

Effort horizontale

$$V_{\text{Horizontal}} = G * 10 / 100$$

$$V_{\text{Horizontal}} = 54,49 \text{ t}$$

Chapitre III :

Modélisation

Chapitre III : Modélisation

1. Introduction :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) nous permettent généralement l'économie de temps, et met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus (MMC), la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La (MMC) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu, et permet à définir les notions de déformations, de contrainte et de la loi de comportement.

La rhéologie permet par l'étude expérimentale des matériaux, de formuler et de valider une description du comportement d'un échantillon du volume représentatif.

La (MEF) est basée sur une idée simple : discrétiser une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telles façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite de chaque nœud. La (MEF) utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

Avec la diversité des logiciels disponibles dans le monde de génie civil, on a adopté travailler avec le Sap2000v14 ; qui nous permettra un passage fiable de l'état physique l'état numérique.

2. Présentation du logiciel

SAP 2000 est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc...) De façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles

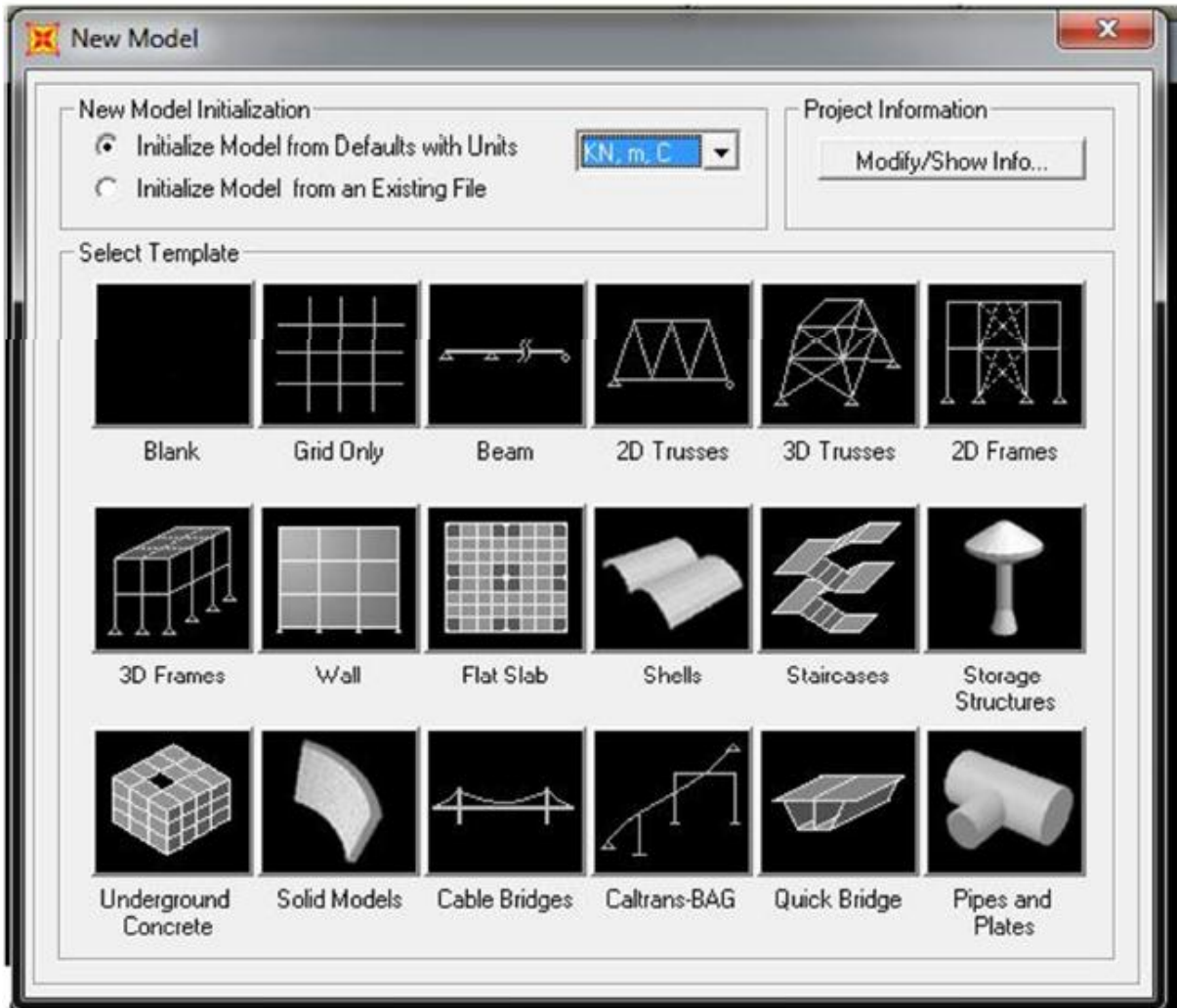


Figure 10:Présentation de logiciel Sap2000

3. Etapes de modélisation

Pour la modélisation du pont dans le cas statique, étant donné que l'ouvrage isostatique avec (1) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 9 poutres de section variable).

3.1. Le choix de type d'ouvrage

L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle « Blank », les étapes suivies pour la modélisation sont indiquées comme suit :

Avant de choisir notre modèle avec lequel nous analysons la travée, on doit d’abord changer l’unité au « KN, m, C » et ensuite le choix du modèle « Blank » est sélectionner dans la barre des tâches en cliquons sur « File » → « New Model »



Figure 11:Choix d’unité et de nouveau modèle

Dans ce cas, le modèle « Blank » est pris comme choix. On passe ensuite par la description «Bridge » pour le choix de la sous-tâche « Bridge Wizard », dans laquelle on trouve tous les étapes nécessaires pour la modélisation du pont.

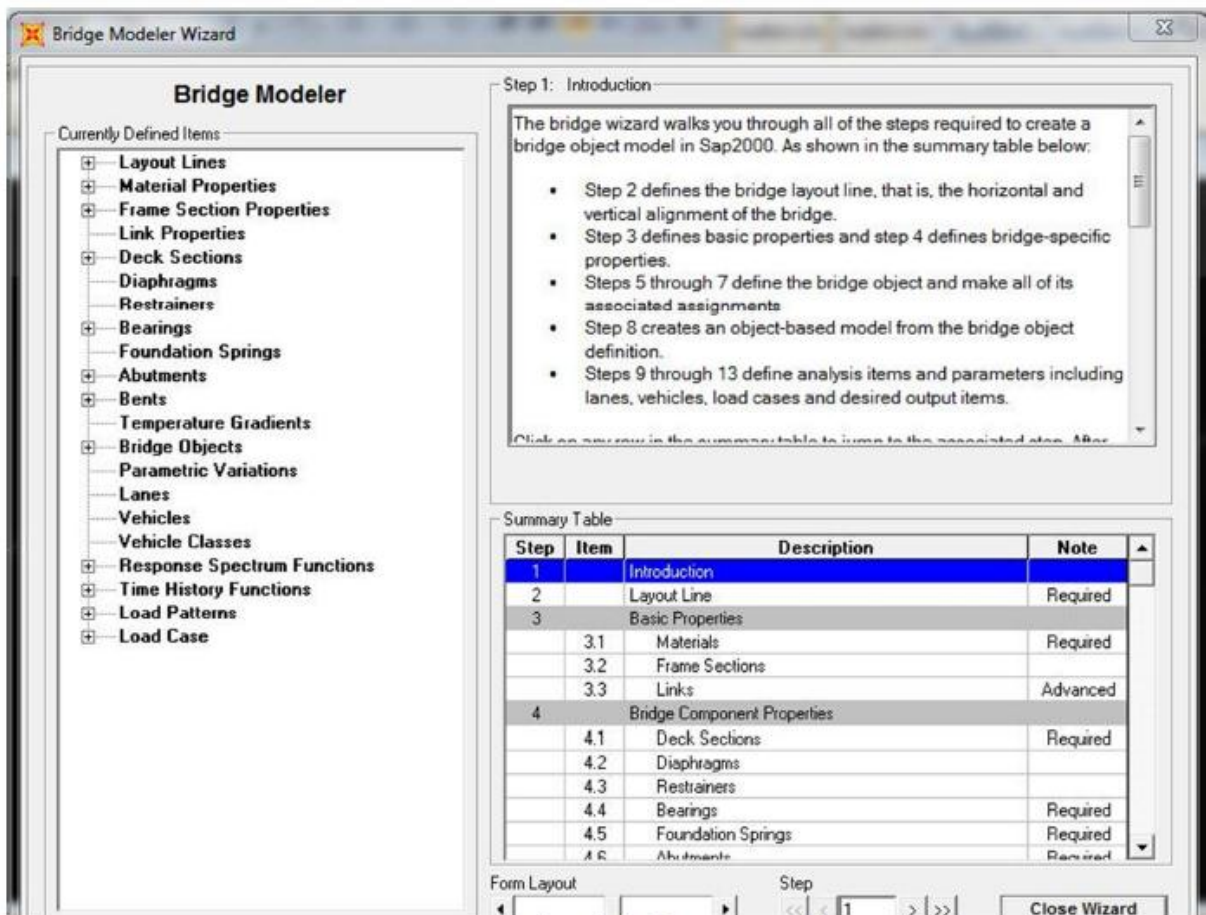


Figure 12:Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard »

3.2. La modélisation du tablier

Le tablier est définie par la description « Layout Line » représenté dans le tableau de la fenêtre précédente, et dans laquelle on fait entrer la valeur initial et final de toute longueur du tablier, la longueur du tablier sera présenté dans la figure comme suit :

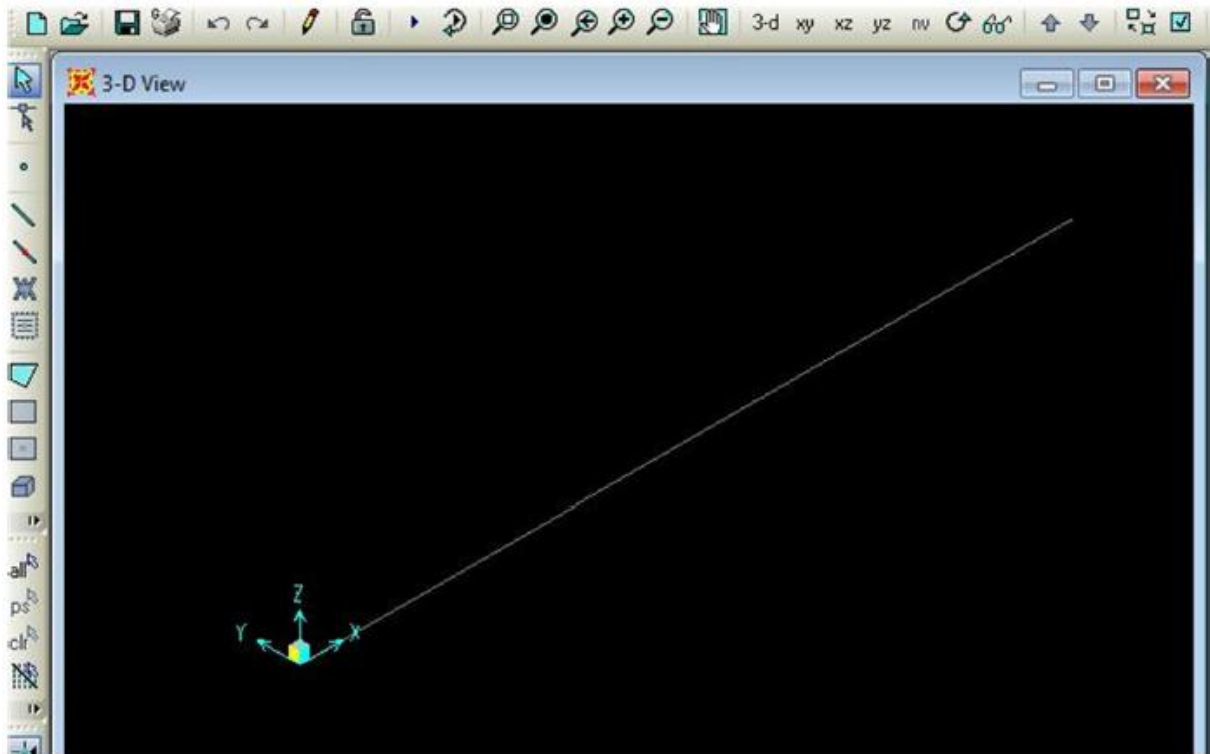


Figure 13:Représentation de la longueur du tablier

L'étape qui suit, est de définir les caractéristiques des matériaux nécessaires pour l'étude en choisissant la description « Matériaux » et par suite on définit les propriétés de section du tablier, poutres en I

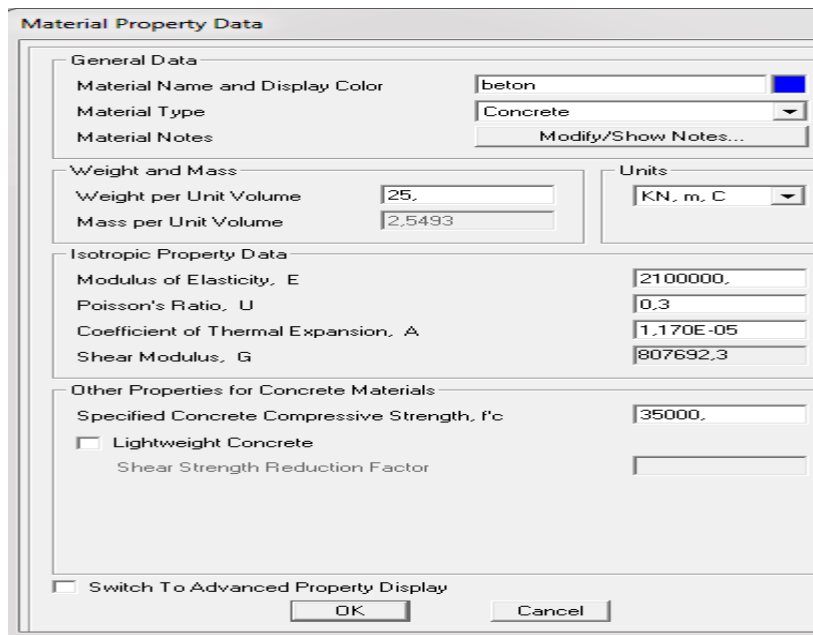


Figure 14: Représentation de la fenêtre des matériaux

Pour cela, on passe par « Frame section » et dans laquelle on choisit le type «concrète » signifiant le Béton, et la forme « Precast I », donc on fait entrer le dimensionnement de chaque poutre.

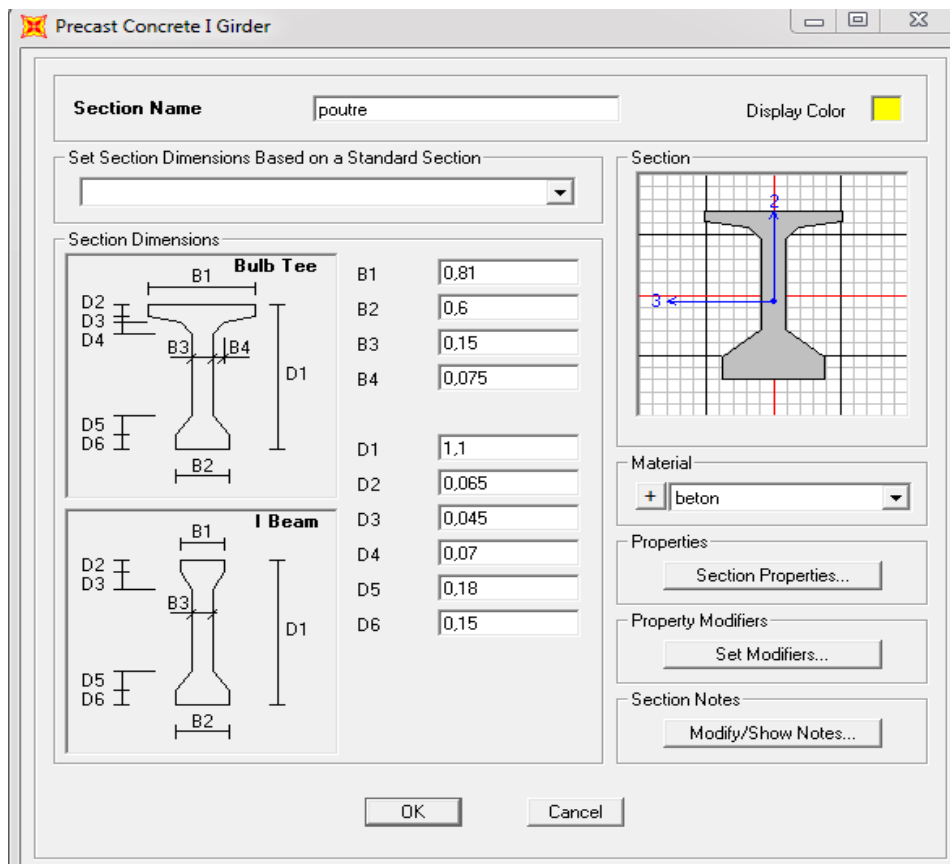


Figure 15: Représentation fenêtre de la poutre

La description « Deck Section » nous permet de définir le tablier, par entrant les valeurs des dimensions de ce dernier dans les cases appropriés. Alors on définit le type de tabliers,

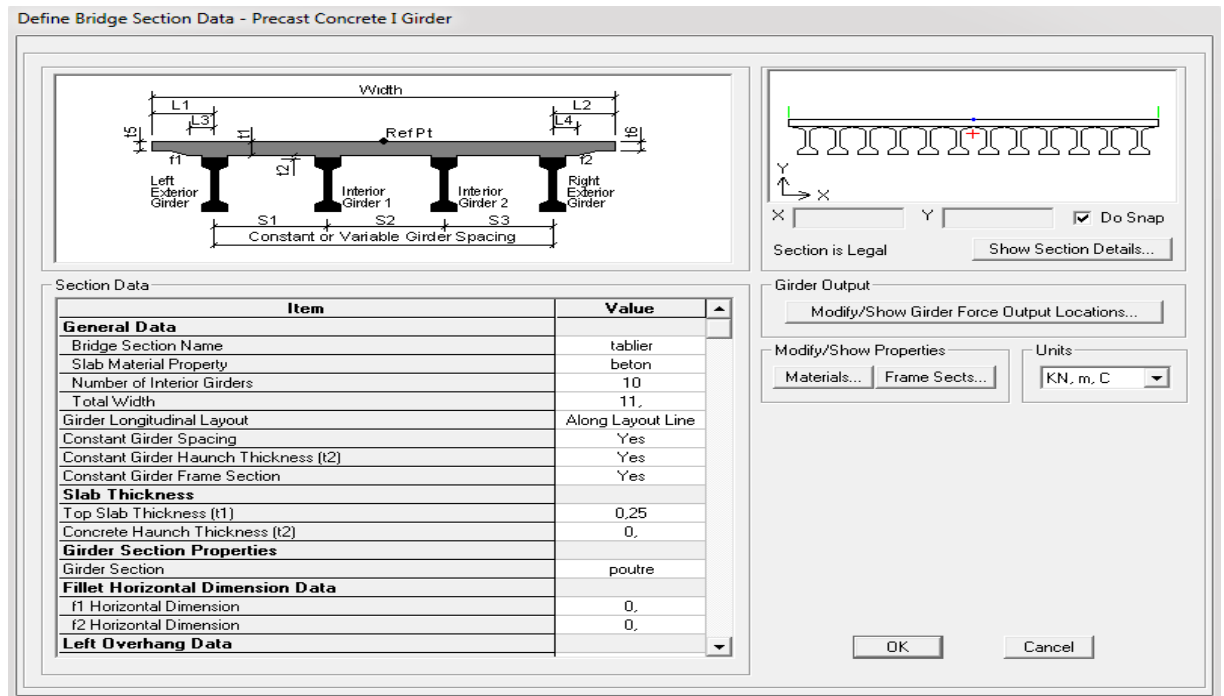


Figure 16: Représentation fenêtre du tablier

Finalement on peut avoir notre tablier comme modèle, en choisissant la sous-tâche «Update linked bridge model », soit représenter le modèle structural comme élément «Frame» ou élément « Shell ». (Sachant que « Frame » signifie une charpente et « Shell » signifie une carcasse).

2.3. Détermination des Charges et leurs combinaisons

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime(ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS), et pour les définir on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaire dans l'étude, calculé dans le Chapitre précédent(II). Pour cela, on choisit la description « Load Pattern Définitions » du tableau indiqué dans la figure et ajouter à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « Add New Load Pattern», représenté comme suit :

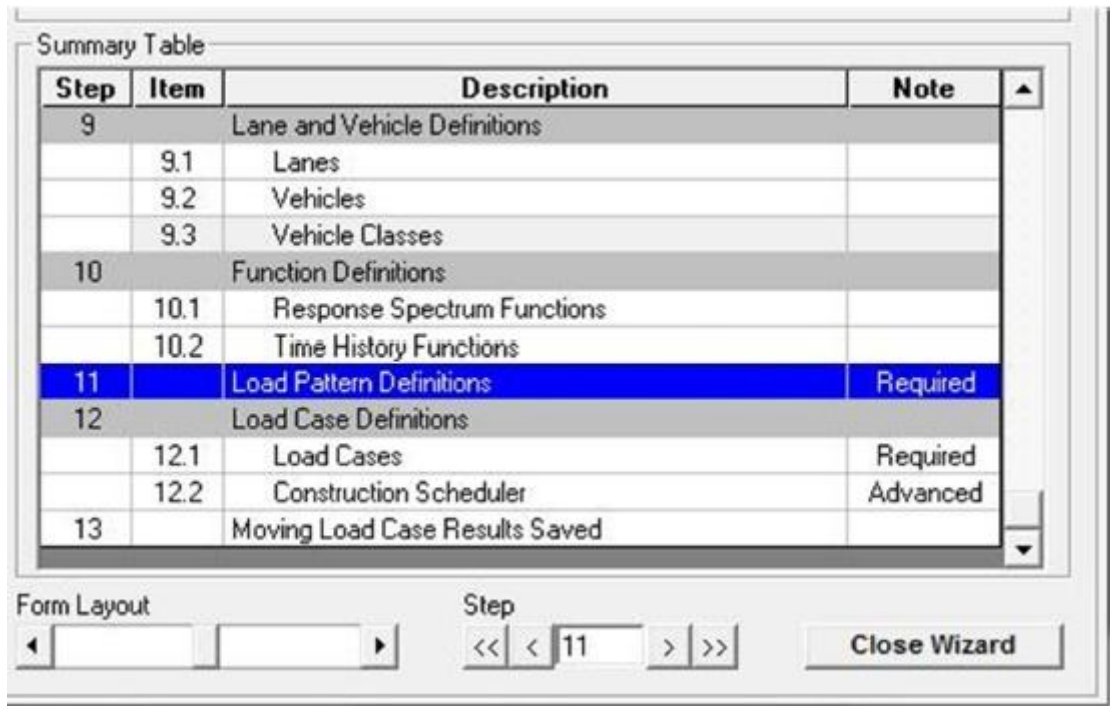


Figure 17: Représentation de l'ajout des charges soumises au tablier

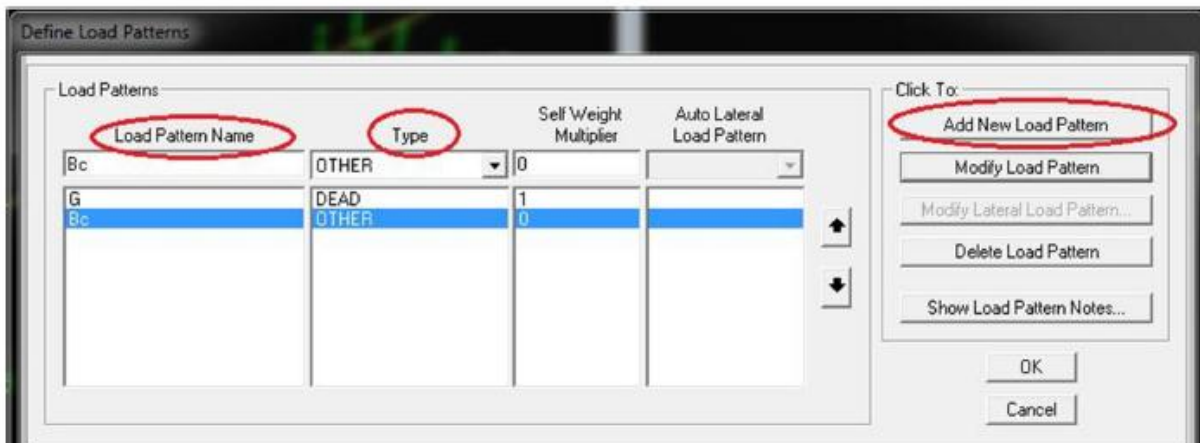


Figure 18: Représentation de l'ajout des charges des véhicules

Les combinaisons sont définies en choisissant « Définie » de la barre des tâches, et puis « Loadcombinasions », et puis définir le cas de chargements dans « Load Cases », soit linéaire et statique, ou pour certains surcharges, comme ceux de camion, on choisit le type « MovingLoad ».

Ensuite, On représente les lignes de voie sur la travée, par la sous-tâche « Lanes » qui est adoptée par « Define » « Bridge Loads » « Lanes ». Donc par suite on peut faire entrer la valeur de chaque surcharge et sa classe de véhicule, soit directement du tableau de « Bridge Wizard » ou par la tâche « Define », comme présente la figure si après :

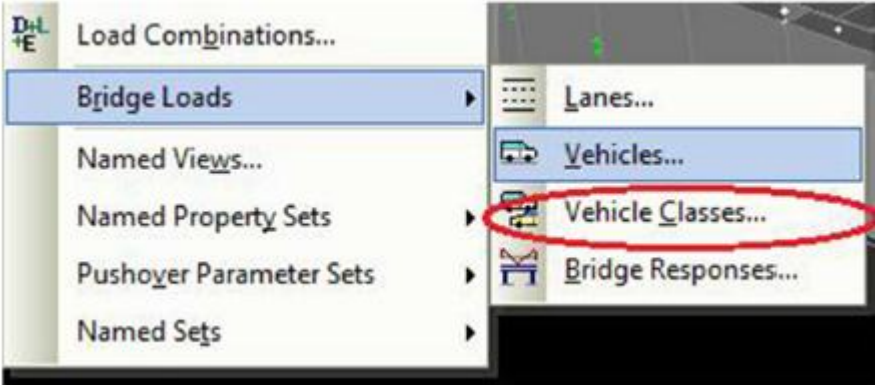


Figure 19 : Affectation

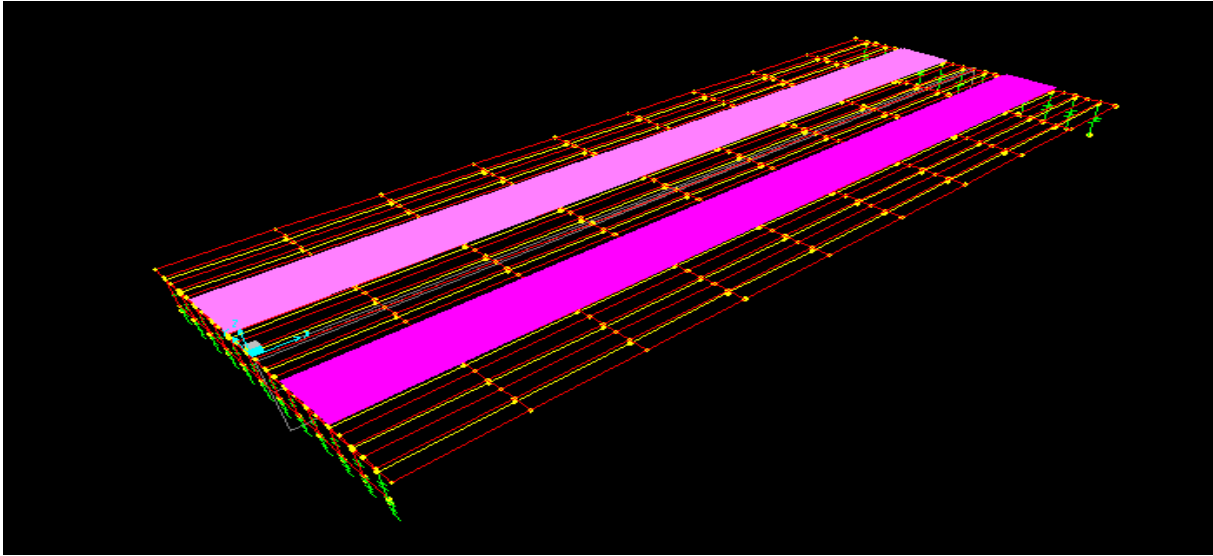


Figure 20: surcharges et leur emplacement

Voici notre modèle du tablier à une seule travée représenté dans la figure suivante :

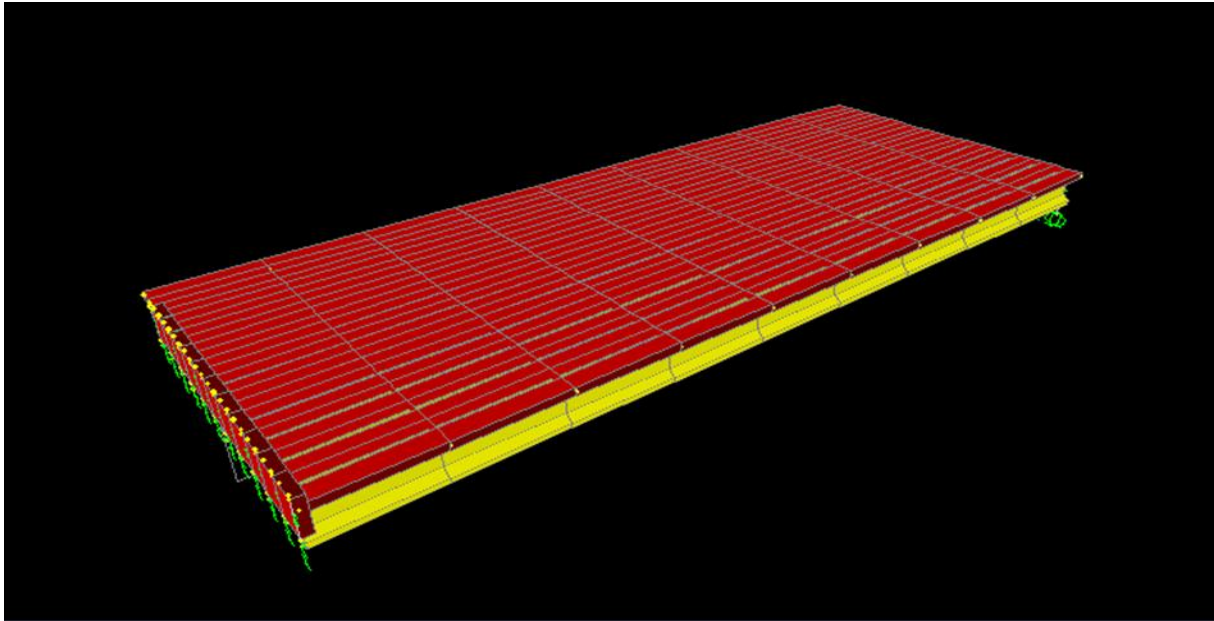


Figure 21: Modèle du tablier

2.4. Conclusion

La modélisation SAP2000 permet la saisie graphique dans un environnement à 3 dimensions des ouvrages de BTP, et les éléments structuraux définis pour l'étude statique sont appliqués de même manière pour celle de dynamique.

3. Etudes statiques

3.1. Introduction

A partir des charges et surcharges déterminés, on effectue par la suite une analyse statique du pont.

3.2. Valeurs des coefficients de combinaisons selon le BPEL

Action	ELU	ELS
G(charge permanents)	1,35	1
Q	1,5	1
Surcharges A(l)	1,6	1
Surcharges Bc	1,6	1,2
Surcharges Bt	1,6	1,2
Surcharges Br	1,6	1,2
Mc120	1,35	1
D240	1,35	1

Tableau 7:Coefficients des combinaisons

Les chargements utilisés sont :

G : charges permanentes.

Q : les surcharges du trottoir.

A(l) : surcharge uniformément répartie sur la largeur rouable, définie comme charge linéairement statique.

Bc : surcharges des camions types (02 positions, cas de moment défavorable et cas d'effort tranchant défavorable), définie comme charges mobile (Movingload).

MC120 : surcharge militaire, (02 positions, cas de moment défavorable et cas d'effort tranchant défavorable), définie comme une charge mobile (Movingload).

D240 : convois exceptionnels (Movingload).

Combinaison utilisées pour l'étude sont :

A L'ELU

- **ELU1** : $1.35G+1.5Q+1.6A(l)$
- **ELU2** : $1.35G+1.5Q+1.6Bc(Mdef)$
- **ELU3** : $1.35G+1.5Q+1.6Bc(Tdef)$
- **ELU4** : $1.35G+1.5Q+1.35Mc120(Mdef)$
- **ELU5** : $1.35G+1.5Q+1.35Mc120(Tdef)$
- **ELU6** : $1.35G+1.5Q+1.35Sd240(Mdef)$
- **ELU7** : $1.35G+1.5Q+1.35Sd240(Tdef)$

A L'ELS

- **ELS1:** $G+Q+1.2A(l)$
- **ELS2 :** $G+Q+1.2Bc(Mdef)$
- **ELS3 :** $G+Q+1.2BC(Tdef)$
- **ELS4 :** $G+Q+M120(Mdef)$
- **ELS5 :** $G+Q+M120(Tdef)$
- **ELS6 :** $G+Q+Sd240(Mdef)$
- **ELS7 :** $G+Q+Sd240(Tdef)$

3.3: Moments fléchissant dans les poutres :

On résume tous les résultats des Moments fléchissant maximum en (KN.m) obtenus à partir du SAP2000 :

poutre	g	AL	MC120_C	BC_C	D240_C	Q
POUTRE G	1760,45	1005,38	521,29	335,5	1218,84	238,25
POUTRE 1	1754,29	1110,15	655,86	357,18	1306,19	160,70
POUTRE 2	1750,21	1182,40	716,68	359,86	1298,33	274,25
POUTRE 3	1750,44	1213,08	714,38	354,53	1245,24	280,93
POUTRE 4	1750,44	1213,08	760,59	344,55	1152,39	280,93
POUTRE 5	1750,21	1170,28	744,56	342,87	1153,39	274,25
POUTRE 6	1754,29	1110,15	744,56	342,87	1153,39	160,70
POUTRE 7	1754,29	1128,10	760,59	344,55	1152,39	274,25
POUTRE 8	1750,44	1110,15	714,38	354,53	1245,24	160,70
POUTRE 9	1750,21	1213,08	716,68	359,86	1298,33	280,93
POUTRE 10	1750,44	1170,28	655,86	357,18	1306,19	274,25
POUTRE D	1760,45	1005,38	521,80	335,5	1218,84	253,25

Tableau 8.:Moments fléchissant maximum

poutre	ELU AL	ELU BC_c	ELU MC120_c	ELU D240_c
POUTRE G	3835,45	4066,7	4735,35	4735,35
POUTRE 1	3875,30	4087,88	4661,82	4661,82
POUTRE 2	3938,80	4032,75	4521,12	4521,12
POUTRE 3	4120,28	3905,66	4341,70	4341,70
POUTRE 4	4120,28	3870,77	4141,01	4141,01
POUTRE 5	3938,80	3086,88	4052,80	4052,80
POUTRE 6	3875,30	3070,45	4110,30	4110,30
POUTRE 7	3875,30	3870,77	4141,01	4141,01
POUTRE 8	3938,80	3905,66	4341,70	4341,70
POUTRE 9	3938,80	4032,75	4521,12	4521,12
POUTRE 10	3938,80	4087,88	4661,82	4661,82
POUTRE D	3835,45	4066,7	4735,35	4735,35

Tableau 9: Moments fléchissant maximum à l'ELU

poutre	ELS AL	ELS BC_c	ELS MC120_c	ELS D240_c
POUTREG	3420,40	2624,18	3200,32	3507,62
POUTRE 1	3450,27	2894,64	3005,21	3553,25
POUTRE 2	3330,86	2987,29	2955,21	3648,90
POUTRE 3	3614,94	2893,79	2950,34	3416,18
POUTRE 4	3610,84	2867,22	2905,21	3267,44
POUTRE 5	3330,86	2820,29	2875,13	3102,13
POUTRE 6	3450,27	2820,29	2803,21	3000,98
POUTRE 7	3400,29	2867,22	2875,13	3004,13
POUTRE 8	3330,88	2893,79	2905,21	3067,44
POUTRE 9	3610,84	2987,29	2950,34	3216,18
POUTRE 10	3330,86	2794,65	2955,21	3348,90
POUTRE10	3450,27	3012,4	3005,21	3453,2
POUTRE D	3420,34	2698,78	3200,32	3507,62

Tableau 10: Moments fléchissant maximum à l'ELS

3.4. Efforts tranchants dans les poutres :

On résume tous les résultats des Efforts tranchants maximum en (KN.m) obtenus à partir duSAP2000 :

poutre	g	AL	MC120 c	BC_C	D240_C	Q
POUTRE G	351,39	121,80	52,38	38,58	70,58	20,53
POUTRE 1	350,77	152,70	48,70	36,90	65,82	25,34
POUTRE 2	353,16	165,59	80,58	61,06	76,22	27,35
POUTRE 3	353,54	171,78	81,69	57,05	124,21	28,31
POUTRE 4	235,6	171,69	81,69	57,05	124,21	28,30
POUTRE 5	253,16	165,57	80,58	61,06	76,22	27,35
POUTRE 6	252,77	152,70	48,70	36,90	65,22	25,34
POUTRE 7	253,16	152,70	48,70	36,90	65,22	27,35
POUTRE 8	253,16	165,59	80,58	57,05	64,85	25,34
POUTRE 9	253,29	171,69	80,58	58,65	76,22	27,35
POUTRE 10	253,16	165,59	80,58	57,05	64,85	25,34
POUTRE D	251,39	141,80	52,38	38,58	70,58	20,53

Tableau 11: Effort tranchant

	ELU AL	ELU BC_c	ELU MC120_c	ELU D240_c
POUTRE G	589,65	430,50	452,98	464,05
POUTRE 1	590,43	401,16	421,36	430,80
POUTRE 2	603,93	97,34	405,52	408,79
POUTRE 3	609,55	380 ,56	397,46	395,68
POUTRE 4	635,6	380,17	397,71	395,57
POUTRE 5	603,90	387,33	321,36	408,77
POUTRE 6	590,43	401,16	395,55	430,80
POUTRE 7	603,15	401,78	421,30	408,36
POUTRE 8	595,66	382,50	405,52	430,21
POUTRE 9	603,90	387,34	405,50	408,77
POUTRE 10	605,66	382,50	405,52	430,21
POUTRE D	579,65	430,50	452,98	464,05

Tableau 12: Effort tranchant maximum à l'ELU

poutre	ELS AL	ELS BC_c	ELS MC120_c	ELS D240_c
POUTRE G	405,54	293,68	309,76	317,96
POUTRE 1	422,82	271,87	286,28	293,28
POUTRE 2	431,51	261,57	274,53	276,95
POUTRE 3	435,76	256,51	268,74	267,23
POUTRE 4	425,08	256,22	268,55	267,15
POUTRE 5	431,49	261,56	274,52	267,15
POUTRE 6	422,82	271,87	286,28	276,94
POUTRE 7	402,24	260 ,89	286,20	293,28
POUTRE 8	431,84	256,22	274,50	258,54
POUTRE 9	430,70	271,87	260,25	170,21
POUTRE 10	431,84	256,22	274,50	258,54
POUTRE D	405,54	293,68	309,76	217,96

Tableau 13:Effort tranchant maximum à l'ELS

Chapitre IV :

Etude de l'Hourdis

Chapitre IV : Etude de l'hourdis

1. Introduction :

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

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

2. Détermination de Ferrailage

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé d'épaisseur 25 cm avec 5 cm pour les prédalles servant de coffrage perdu entre les poutres, recouverte d'une couche de revêtement de 8cm, reposant sur des poutres en béton précontraint. Les sollicitations ont été évaluées à le SAP 2000 comme suit :

2.1. Les moments fléchissant et effort tranchants de la dalle :

	Sens	Position	Moments fléchissant (t.m/)	Effort Tranchant (T/ml)
ELU	Transversal	Travée	13.145	5.842
		Appui	-8.97	
	Longitudinale	Travée	2.781	4.549
		Appui	-1.74	
ELS	Transversal	Travée	8.057	
		Appui	-5.015	
	Longitudinale	Travée	2.684	
		Appui	-1.746	

Tableau 14:récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchant dans l'hourdis

2.3. Sens longitudinal

➤ En travées

ELU : $M_u = 27,81 \text{ KN.m}$

$$\eta = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \Theta}$$

$\Theta = 1$ et $\gamma_b = 1,5$
 Fissuration préjudiciable
 Avec aciers à hautes adhérences
 (H.A) . fe500
 $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
 $F_{bc} = 17 \text{ MPa}$

Avec :

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

B : La largeur de la section fictive

$$d = h \times 0.9 \implies d = 0.25 \times 0.9 = 0.225 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{(27,81 \times 10^{-3})}{1 \times (0.225)^2 \times 17} = 0.03231 < 0.392 \implies \text{section simple armature}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

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

$$\text{On a } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\eta}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.03231)}) = 0.0410$$

$$z = 0.225 (1 - (0.4 \times 0.0410)) = 0.221 \text{ m}$$

$$\text{donc : } A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{27,81 \times 10^{-3}}{0.221 \times 434.78} = 2.89 \text{ cm}^2$$

Choix : $4\Phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2$.

ELS : $M_s=26,84$ KN.m

Détermination de la position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2}x^2 + n \times A_{sc}(x-d') - n \times A_{st}(d-x) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Avec : $A_{sc}=0$; n : coefficient d'équivalence = 15

$$(1) \implies 0.5x^2 - 15 \times 8.04 \times 10^{-4}(0.225-x)$$

$$\implies x = 0.07\text{m}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \times (0.07)^3}{3} + 15 \times 8.04 \times 10^{-4} (0.225 - 0.07)^2$$

$$I = 3.99 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{26,84 \times 10^{-3} \times 0.070}{3.99 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 4.70 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{ct28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.70 < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d-x)}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{te}, 110 \sqrt{\eta f_{tj} 28} \right)$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 0.6 + 0.06(30) = 2,4 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$ Aciers à haute adhérence

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(333.33, 215,55)$$

On prend $\overline{\sigma_{st}} = 215,55 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{(26,84 \times 10^{-3} (0,225 - 0,07))}{3,99 \times 10^{-4}}$$

$\sigma_{st} = 156,39 < \overline{\sigma_{st}} = 215,55 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

➤ **En appuis**

ELU $\implies M_u = 17,4 \text{ KN.m}$

$\eta = 0,0216 < 0,392 \implies$ section simple armature

$\alpha = 0,0272 \implies z = 0,222 \text{ m}$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{17,4 \times 10^{-3}}{0,222 \times 434,78} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Choix : **4Φ14 = 6.16 cm²**.

ELS : $M_s = 17,46 \text{ KN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2} x^2 + n \times A_{sc} (x - d') - n \times A_{st} (d - x) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$(1) \implies 0,5x^2 - 15 \times 6,16 \times 10^{-4} (0,225 - x)$$

$$\implies x = 0,029 \text{ m}$$

Détermination des contraintes :

$$I = \frac{(1 \times 0,029)^3}{3} + 15 \times 6,16 \times 10^{-4} (0,225 - 0,029)^2$$

$$I = 3,62 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17,46 \times 10^{-3} \times 0,029}{3,62 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 1,39 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,39 < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(333,33, 215,55)$$

On prend $\overline{\sigma_{st}} = 215,55 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{(17,46 \times 10^{-3} (0,225 - 0,029))}{3,62 \times 10^{-4}}$$

$\sigma_{st} = 141,80 < \overline{\sigma_{st}} = 215,55 \text{ MPa}$Condition vérifiée

2.2. Sens transversal

➤ En travées

ELU : $M_u = 131,45 \text{ KN.m}$

$$\eta = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}}$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$$

$\theta = 1$ et $\gamma_b = 1,5$
 Fissuration préjudiciable
 Avec aciers à hautes adhérences
 (H.A) . fe500
 $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
 $F_{bc} = 17 \text{ MPa}$

$$\eta = \frac{(131,45 \times 10^{-3})}{1 \times (0,225)^2 \times 17} = 0,152 < 0,392 \quad \longrightarrow \text{section simple armature}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\text{on a } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\eta}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,152)}) = 0,207$$

$$z = 0,225 (1 - (0,4 \times 0,207)) = 0,206 \text{ m}$$

donc : $A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{131,45 \times 10^{-3}}{0,206 \times 434,78} = 14,67 \text{ cm}^2$$

Choix : $10\Phi 14 = 15,39\text{cm}^2$.

ELS : $M_s = 80,57\text{KN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre (X) :

$$(1) \implies 0.5x^2 - 15 \times 13.57 \times 10^{-4} (0.225 - x)$$

$$\implies x = 0.10 \text{ m}$$

Détermination des contraintes :

$$I = \frac{1 \times (0.10)^3}{3} + 15 \times 15,39 \times 10^{-4} (0.225 - 0.10)^2$$

$$I = 6,93 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{80,57 \times 10^{-3} \times 0.10}{6,93 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 11,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,62 < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(333.33 ; 215,55)$$

On prend $\overline{\sigma}_{st} = 207.31 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{(80,57 \times 10^{-3} (0.225 - 0.10))}{6,93 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 145,32 < \overline{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis**

- **ELU** : $M_u = 89,7 \text{ KN}$

$$\eta = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = \frac{0.85 f_c j}{\gamma_b \times \theta} \\ \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1,5 \\ \text{Fissuration préjudiciable} \\ \text{Avec aciers à hautes adhérences} \\ \text{(H.A) . } f_e f_c 28 = 30 \text{ MPa} \\ F_{bc} = 17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\eta = \frac{(89,7 \times 10^{-3})}{1 \times (0,225)^2 \times 17} = 0,104 < 0,392 \quad \longrightarrow \text{section simple armature}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\text{on a } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\eta}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,104)}) = 0,137$$

$$z = 0,225(1 - (0,4 \times 0,137)) = 0,212 \text{ m}$$

$$\text{donc : } A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{89,7 \times 10^{-3}}{0,212 \times 434,78} = 9,73 \text{ cm}^2$$

Choix : **5Φ16 = 10.05 cm².**

ELS : $M_s = 50,15 \text{ KN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre (X) :

$$(1) \implies 0,5x^2 - 15 \times 10,05 \times 10^{-4}(0,225 - x)$$

$$\implies x = 0,095 \text{ m}$$

Détermination des contraintes :

$$I = \frac{1 \times (0,095)^3}{3} + 15 \times 10,05 \times 10^{-4} (0,225 - 0,095)^2$$

$$I = 5,3 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{50,15 \times 10^{-3} \times 0,095}{5,3 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 8,98 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc}=8,98 < \overline{\sigma}_{bc}=18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(333,33 ; 215,55)$$

On prend $\overline{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{(50,15 \times 10^{-3} (0,225 - 0,095))}{5,3 \times 10^{-4}}$$

$\sigma_{st} = 123,009 < \overline{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa}$Condition vérifiée

2.3. Résistance à l'effort tranchant

Les règles de B.A.E.L n'envisagent que la vérification à l'ELU.

$$\tau_{adm} = \min(0,15 \times f_c 28 / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_{adm} = 3 \text{ MPa}$$

2.4. Transversalement :

$$T_u = 5,842 \text{ t/ ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{5,842 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 0,25 \text{ MPa ;}$$

$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

❖ Sens longitudinal :

$$T_u = 4,549 \text{ t/ ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{4,549 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 0,20 \text{ MPa ;}$$

$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

3. Calcul des Entretoises :

Les entretoises sont des éléments transversaux destinés principalement à rigidifier le tablier vis-à-vis des déformations et des déplacements latéraux.

Dans notre cas, nous prévoyons seulement des entretoises d'about qui ont pour rôle :

- ✓ D'éviter le déversement des poutres lors du coulage de l'hourdis
- ✓ Elles sont indispensables pour soulever le tablier en vue d'un changement des appareils d'appuis

$$Q = \frac{G}{n \times L}$$

Avec :

G : charge permanente pour une travée de tablier =544,891t

n =nombre des poutres = 12 poutres

L=longueur du tablier = 27 m

$$\text{Donc : } Q = \frac{544,891}{12 \times 27} = 1,682 \text{ t/ml}$$

$$P = R = \frac{Q \times L}{2} = 24,475 \text{ t} \quad \text{donc } P = R = 26.247 \text{ t}$$

Pour le calcul des sollicitations, on utilise le logiciel SAP2000 :

	ELU	ELS
Moment maximum en travée	1.835 t.m	1.341 t.m
Moment maximum en Appuis	39.86 t.m	29.72 t.m
Effort tranchant maximum	32.47t	

Tableau 15:les moments et effort tranchant à ELU-ELS

4. Ferrailage Des Entretoises

4.1. Sens longitudinal

ELU :

✓ En travée $M_u = 18,35 \text{ KN.m}$

$$\eta = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}}$$

$$d = h \times 0.9 \quad \Longrightarrow \quad d = 0.7 \times 0.9 = 0.63 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{(18,35 \times 10^{-3})}{0.4 \times (0.63)^2 \times 17} = 0.00679$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

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

$$\text{on a } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\eta}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.00679)}) = 0.00818$$

$$z = 0.63(1 - (0.4 \times 0.00818)) = 0.62 \text{ m}$$

$$\text{donc : } A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{18,35 \times 10^{-3}}{0.62 \times 434.78} = 0.68 \text{ cm}^2$$

✓ En appui $M_u = 398.60 \text{ KN.m}$

$$\eta = 0.147$$

$$\alpha = 0.19 \implies z = 0.58 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{398,60 \times 10^{-3}}{0.59 \times 434.78} = 15.80 \text{ cm}^2$$

Choix : **8Φ16 = 16.08 cm²**.

ELS :

Ms (kN.m)	297.2	
σ_{st}	235,67	$\sigma_{st_{ad}} = 500 \text{ CV}$
σ_{bc}	6,76	$\sigma_{bc_{ad}} = 18 \text{ CV}$

Tableau 16 : vérification de ferrailage à l'ELS

4.2. Sens transversale :

$$T_u = 32.47 \text{ t}$$

Contrainte de cisaillement est donnée par

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0.3247}{0.4 \times 0.63} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3 \text{ MPa}$$

Le diamètre minimum des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi)$$

$$\phi \leq \min(70/35 ; 40/10 ; 1.2) \leq 1.2 \text{ mm}$$

On prend $\phi = 12 \text{ mm}$.

Espacement :

$esp \leq \min(h/4 ; 12\phi ; 40 \text{ cm}) \leq \min(17.5 ; 14.2 ; 40 \text{ cm})$

on prend $esp = 15 \text{ cm}$.

Armatures De Construction

$A_c = 25\% \times A_s = 0.25 \times 16.08 = 4.02 \text{ cm}^2$ soit : 8T8

Chapitre V :

Etude de la précontrainte

Chapitre V : Etude de la précontrainte**1. Définitions :**

Le mot « précontraint », créé par E.FREYSSINET, signifie contraint avant. Le béton précontraint est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile.

2. Définition de la précontrainte :

La précontrainte est le procédé mécanique qui consiste à créer artificiellement dans un matériau avant sa mise en service une contrainte de compression préalable au niveau des zones qui doivent subir des tractions, c'est le béton qui est précontraint et se sont des aciers à hautes résistances mises en tension qui produisent la précontrainte.

3. Deux définitions sur le béton précontraint :

« A aucun degrés, le béton précontraint n'est du béton armé amélioré. Il n'a avec le béton armé aucune frontière commune ». *E. FREYSSINET.1946*

« Dans la poutre en béton précontraint, l'acier n'est pas une armature, c'est une force ». *Y.GUYON.*

4. Evolution :

Du domaine des ponts à poutres, puis ponts-dalles, ponts à poutres préfabriquées, le principe de la précontrainte s'est étendu aux ponts poussés, aux ponts construits par encorbellement, aux ponts suspendu, aux ponts à haubans.

D'autre part, le champ s'est élargi aux réservoirs, aux poteaux, tuyaux, dalles de planchers, tirants de voûte, tirants d'ancrages, portiques, radiers, réparations d'ouvrages...

5. Principes généraux de la précontrainte :

- la précontrainte transforme le béton en un matériau homogène et élastique.
- la compression dans le béton et la traction dans l'acier de précontrainte forment un couple de résistance interne égal au moment fléchissant produit par les charges appliquées.

- l'effet de la précontrainte est équivalent à un chargement agissant dans le sens contraire de celui des charges appliquées puisque la précontrainte compense une partie de ces charges.

La précontrainte crée un moment fléchissant en toute la section de la pièce, alors la structure va subir une déformation dans le sens inverse (création d'une contre flèche).

Cette déformation se produit dès la mise en précontrainte et entraîne la mise en jeu du poids propre de la pièce.



Figure 22: Déformation de la poutre dans le sens inverse due à la force appliquée de précontrainte

6. Qualités & défauts du béton précontraint :

a) Les avantages :

1. Meilleure utilisation de la matière puisque contrairement au béton armé, il n'y a pas de béton tendu inutile.
2. le béton situé autour des armatures de précontrainte est toujours comprimé, on limite sérieusement les risques de corrosion des aciers.
3. les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères, à forces égales, que les aciers de béton armé.
4. l'effort de précontrainte agissant en sens inverse des charges extérieures limite les déformées. On obtient ainsi une diminution des flèches des poutres et donc une diminution de leur hauteur.
5. la possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage de deuxième phase : ponts construits avec des voussoirs préfabriqués posés en encorbellement successifs, fléaux de couverture de stade (Parc de Prince, Stade Olympique de Montréal).
6. la possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.

b) Les inconvénients :

1. Nécessité de fabriquer des bétons plus résistants, principalement avant 28 jours.

2. Nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
3. L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour décintrer ou décoffrer.
4. Des calculs en général plus complexes que pour les ouvrages en béton armé.

7. Type de précontrainte :

1. **Précontrainte par pré-tension :** L'effort de précontrainte sera appliqué avant le coulage du béton et donc avant son durcissement.
2. **Précontrainte par post-tension :** L'effort de précontrainte sera appliqué après le coulage du béton et donc après son durcissement.

8. Mode de réalisation de la précontrainte :

Précontrainte par pré-tension :

Les armatures ou fils sont tendus en les fixant sur des culées, le béton est ensuite coulé dans les moules, et après son durcissement les armatures sont relâchées progressivement et découpées entre les moules.

Ces aciers vont par adhérence comprimer le béton. Un banc de précontrainte contient plusieurs moules, il peut avoir une longueur atteignant les

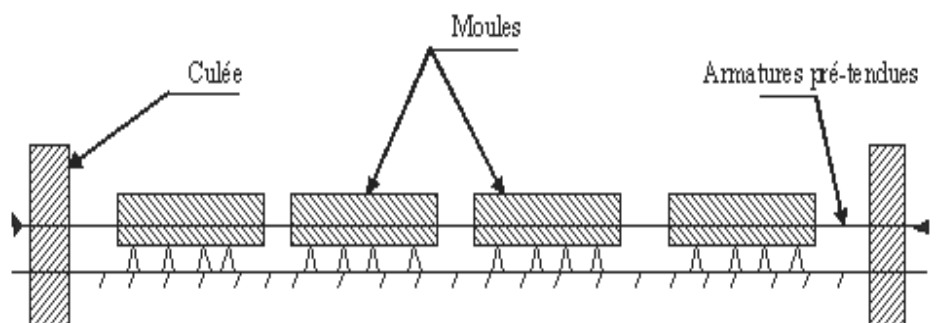


Figure 23: Banc de précontrainte par pré-tension

100m.

Le fil adhérent est ancré aux extrémités de la poutre. L'ancrage le plus courant est celui par clavettes, il est constitué d'un manchon cylindrique évidé intérieurement en forme de cône, et dans lequel viennent se coincer deux clavettes ; celles-ci, en acier trempé, ont la forme extérieure conique, et comportent dans la face intérieure des

Dentures qui servent agripper le fil.

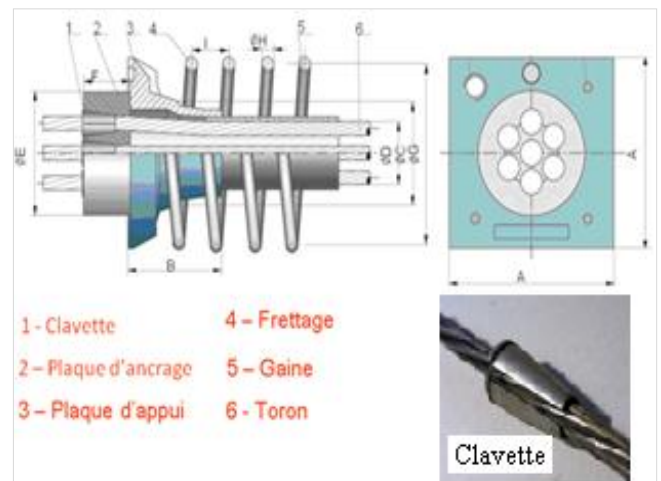


Figure 24: Ancrage par clavette

Le fil peut être relevé au voisinage des extrémités de la poutre, pour cela on utilise des tirants verticaux ancrés dans le sol.

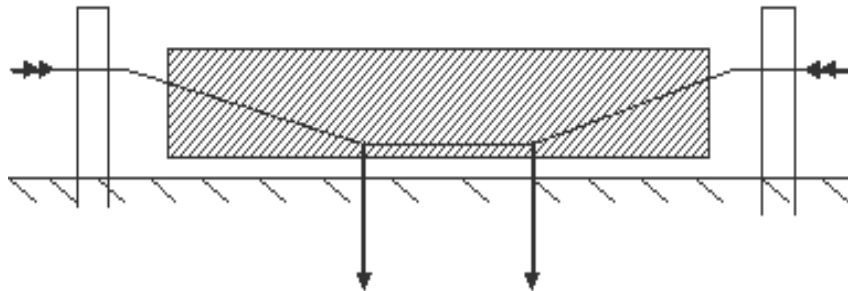


Figure 25: Déviation des armatures par des tirants

Précontrainte par post-tension :

Les câbles au repos sont disposés avec leurs gaines de protection le long du moule, le béton est ensuite coulé, et après durcissement les armatures du câble sont tendues en prenant appui sur les extrémités de la poutre, ils sont bloqués à l'aide d'ancrage. Dans la phase finale le coulis de ciment est injecté sous pression dans la gaine, il va chasser l'air qui s'y trouve, son rôle principal est d'assurer l'adhérence entre le câble et la gaine, il protège aussi les aciers du câble contre la corrosion.

Le coulis est constitué de ciment CPA, d'eau et d'adjuvant permettant de fluidifier le coulis et réduisant aussi sa teneur en eau.

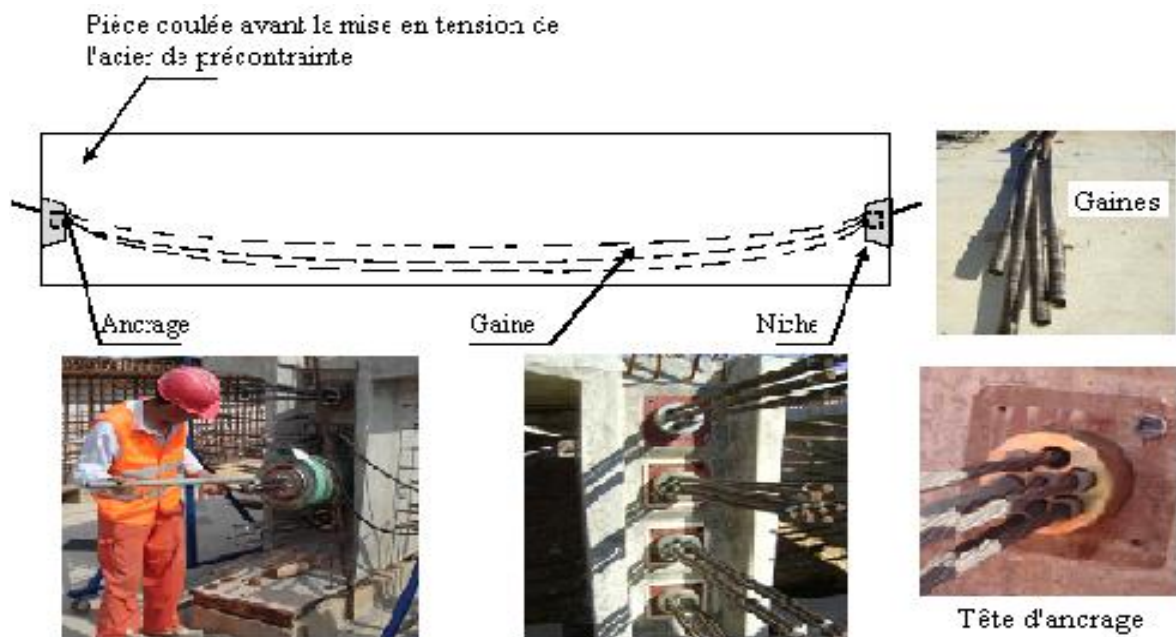


Figure 27: Précontrainte par post-tension

9. Dimensionnement de la précontrainte

9.1. Le calcul de la précontrainte

9.2. Section sous critique :

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

$$P \text{ sous} = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{s}{h} (\sigma_{ti} \cdot v + \sigma_{ts} \cdot v')$$

Avec

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

$$\Delta M = 3610,84 - 2624,18 = \mathbf{986,66 \text{ KN}}$$

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

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

M_Q : Moment dû à la surcharge.

ρ : Rendement géométrique.

S : Section de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

$\bar{\sigma}_{ti}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_{ts}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

- **Contraintes admissibles w**

$$\bar{\sigma}_{cs} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 35 = 21 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = 0.5 f_{c28} = 0.5 * 35 = 17.5 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = -(0.6 + 0.06 f_{c28}) = -2.7 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa.}$$

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

$$M_{\max} = 3610,84 \text{ KN.m} = \mathbf{3.61084 \text{ MN.m}}$$

$$M_{\min} = 2624,18 \text{ KN.m} = \mathbf{2.62418 \text{ MN.m}}$$

$$M_Q = 986,66 \text{KN.m} = \mathbf{0,9866 \text{MN.m}}$$

$$S = 0,30 \text{ m}^2; I = 0.12668 \text{ m}^4; V' = 0.57 \text{ m}; V = 0.52 \text{m}; h = 1,35 \text{ m}; d=0.9h=1.215 \text{m}$$

$$\rho = I / (S \cdot V' \cdot V) = 1.42$$

➤ **1-Section sous-critique**

$$P_{\text{sous}} = \frac{1}{1.42 \cdot 1.35} + \frac{0.30}{1.35} ((-2,7 \times 0,52) + (-4.05 \times 0,57))$$

$$P_{\text{sous}} = \mathbf{-0.3 \text{MN}}$$

➤ **2-Section sur-critique**

$$P_2 = \frac{M_{\text{max}} + \rho \cdot S \cdot V \cdot \sigma_t}{\rho \cdot v + (v' - d')} \quad d' = ht - 0,9ht \longrightarrow d' = 1,1 - (0,9 \cdot 1,1) = 0,11$$

$$P_2 = \frac{3.61084 + (1.42 \cdot 0.30 \cdot 0.52 \cdot (-2,7))}{1.42 \cdot 0,52 + (0,57 - 0,11)} \mathbf{P = \max (P \text{ sous} ; P \text{ sur})}$$

$$P_2 = \mathbf{2.51 \text{MN}}$$

Donc

$$P_{\text{max}} = P_2 = 2.51 \text{ MN}$$

➤ **Excentricité e_p**

$$e_p = - (V' - d') = -(0,57 - 0,11)$$

$$e_p = \mathbf{-0,46}$$

9.2. Calcul du nombre de câble

On va fixer l'intensité des pertes totales ΔP_i à 25% de la tension initial P_0 , ceci conduit à considérer la force de précontrainte caractéristique en service a long terme.

$$P = \sigma_{P0} \cdot A_p$$

$$\sigma_{P0} = \min (0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg}) = \min (0,8 \times 1743 ; 0,9 \times 1553)$$

$$\sigma_{P0} = 1394,4 \text{ MPa.}$$

$$A_p = \mathbf{1668}$$

$$P = 1394,4 \times 1668 \times 10^{-6}$$

$$P = \mathbf{2,32 \text{MN}}$$

$$\text{Donc: } n = \frac{A_p}{139} = 2646/139$$

$$\mathbf{n=19 \text{torons}}$$

Alors on prend 01 câble de **19T15**

➤ **Précontrainte initial :**

$$P_0 = n \cdot p = \mathbf{2,32 \times 1 = 2,32 \text{MN}}$$

$P_2(\text{MN})$	$e_p(\text{m})$	Nombre de câbles	$A_p(\text{m}^2)$	$P_0(\text{MN})$
2.51	-0,46	1 câble 19T15	0,002646	2,32

Tableau 17 : Récapitulatif des résultats

9.3. Vérification de la section médiane à l'ELS

➤ A la mise en tension (à court terme)

On calcule les contraintes caractéristiques

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P \longrightarrow P_1 = 1,02 (2,32) - 0,8(0,25 \times 2,32)$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P \longrightarrow P_2 = 0,98(2,32) - 1,2(0,25 \times 2,32)$$

$$P_1 = 1,90 \text{ MN}$$

$$P_2 = 1,57 \text{ MN}$$

➤ Vérification sous combinaison

Quasi-permanente : P+G

Fréquente : P+G+0,72Q

Rare : P+G+1,2Q

➤ Combinaison quasi-permanente

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

▪ SOUS $P_1 = 1,90 \text{ MN}$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} - \frac{P * e_p * V}{I_0} + \frac{M_{\min} * V}{I_0} \\ \frac{P}{S} - \frac{P * e_p * V'}{I_0} - \frac{M_{\min} * V'}{I_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 9,889 \geq \sigma_{ts}(-4,05) \\ 4,319 < \sigma_{ci}(17,5) \end{cases} \dots C.V$$

▪ SOUS $P_2 = 1,57 \text{ MN}$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} - \frac{P * e_p * V}{I_0} + \frac{M_{\min} * V}{I_0} \\ \frac{P}{S} - \frac{P * e_p * V'}{I_0} - \frac{M_{\min} * V'}{I_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 8,744 \geq \sigma_{ts}(-4,05) \\ 3,05 < \sigma_{ci}(17,5) \end{cases} \dots C.V$$

➤ Combinaison fréquente

▪ Sous $P_1 = 1,90 \text{ MN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} - \frac{P * e_p * V}{I_0} + \frac{M_{\min} * V}{I_0} + \frac{0,72M_Q * V}{I_0} \\ \frac{P}{S} + \frac{P * e_p * V'}{I_0} - \frac{M_{\min} * V'}{I_0} - \frac{0,72M_Q * V'}{I_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 13,29 \geq \sigma_{ts}(-4,05) \\ 1,62 \leq \sigma_{ci}(17,5) \end{cases} \dots CV$$

- Sous $P_2=1,57\text{MN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} - \frac{P * e_p * V}{I_0} + \frac{M_{\min} * V}{I_0} + \frac{0,72M_Q * V}{I_0} \\ \frac{P}{S} - \frac{P * e_p * V'}{I_0} - \frac{M_{\min} * V'}{I_0} - \frac{0,72M_Q * V'}{I_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 9,468 \geq \sigma_{ts}(-4,05) \\ 0,7033 \leq \sigma_{ci}(17,5) \end{cases} \dots CV$$

➤ **Combinaison rare**

- Sous $P_1=1,9\text{MN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} - \frac{P * e_p * V}{I_0} + \frac{M_{\min} * V}{I_0} + \frac{1,2M_Q * V}{I_0} \\ \frac{P}{S} - \frac{P * e_p * V'}{I_0} - \frac{M_{\min} * V'}{I_0} - \frac{1,2M_Q * V'}{I_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 13,782 \geq \sigma_{ts}(-4,05) \\ 4,378 \leq \sigma_{ci}(17,5) \end{cases} \dots CV$$

- Sous $P_2=1,57\text{MN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} - \frac{P * e_p * V}{I_0} + \frac{M_{\min} * V}{I_0} + \frac{1,2M_Q * V}{I_0} \\ \frac{P}{S} - \frac{P * e_p * V'}{I_0} - \frac{M_{\min} * V'}{I_0} - \frac{1,2M_Q * V'}{I_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 9,851 \geq \sigma_{ts}(-4,05) \\ 1,787 \leq \sigma_{ci}(17,5) \end{cases} \dots CV$$

9.4. Vérification à L'ELU

La vérification à L'ELU se fait pour une section médian composite (dalle +poutre) pour notre cas nous prenons une section équivalente.

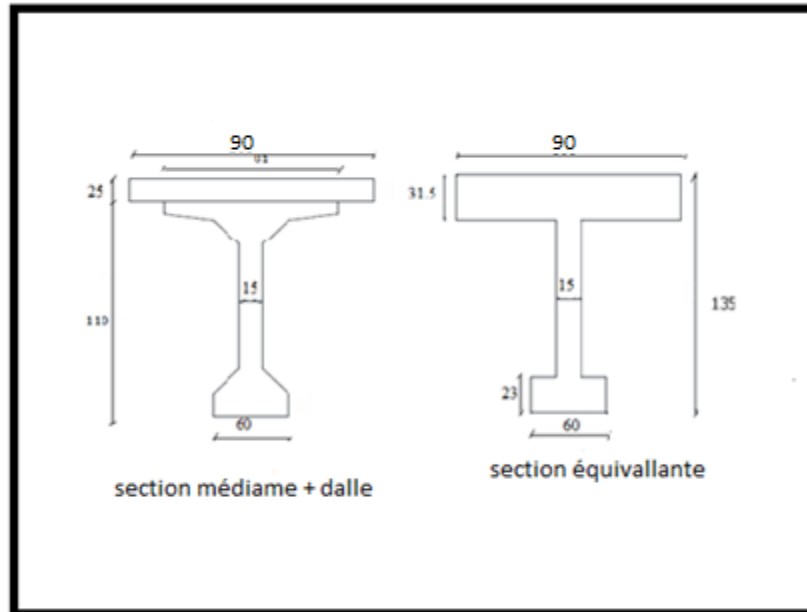


Figure 28: Section équivalente de la section médiane composite (dalle + poutre)

Moment ultime

$$M_u = 4,10 \text{ MN}$$

- La contrainte du béton $\sigma_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\Phi \cdot \gamma_b} \implies = \frac{0.85 \cdot 35}{1 \cdot 1,5} = 19,83 \text{ MPa}$

Φ : 1 (pour une durée de charge = 24 h)

γ_b : coefficient de sécurité utilisée pour le béton 1,5

➤ Calcul du moment résistant :

$$M_t = 0.8h_0 * b * \sigma_{bu} * \left(d - 0.8 \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 0.248 * 0.81 * 19,83 * \left(1.215 - \frac{0.248}{2}\right) = 4.34 \text{ MN}$$

$M_t > M_u \Rightarrow 4,34 > 4.10$ L'axe neutre se trouve dans la table

Dans ce cas, on considère que

$$M_n = M_u$$

➤ Calcul du moment réduit:

$$\mu = \frac{M_n}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bu}} = \frac{4.10}{0,81 \cdot 1,476 \cdot 19,83} = 0,172$$

Avec :

d : la distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre supérieure

b : la largeur de la section fictive ($b=0,81$)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2(\mu))}) = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2(0.172))}) = 0.23$$

$$\Delta \varepsilon_3 = \varepsilon_b \times \frac{1 - \alpha}{\alpha} ; \quad \varepsilon_b = 3.5\text{‰}$$

$$\Delta \varepsilon_3 = 11.71\text{‰} \quad 11\text{‰} \quad \text{nous limitons: } \Delta \varepsilon_3 = 11\text{‰}$$

9.5. Détermination de σ_1 et ε_1

Pm : Précontrainte moyenne $(P_1 + P_2)/2$

AP : Section totale des aciers actifs

n: Nombres de câbles

$$\sigma_1 = \frac{Pm}{AP} = \frac{1.73}{1 * 2646.10^{-6}} = 653,81 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 653,81 < \sigma_{p0} = 1394,4 \text{ C.-à-d. dans le domaine élastique}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = \frac{653,81}{1,9 * 10^5} = 5,45\text{‰}$$

Avec :

E_p : module d'élasticité longitudinale des aciers précontrainte pris égale d'après le B.P.E.L

$1,9.10^5$ MPa pour les torons.

9.6. Détermination de σ_2 et ε_2

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

σ_c : la contrainte du béton au niveau du câble

$$\sigma_c = \frac{Pm}{B} + \frac{Pm * e^2}{I} - \frac{MG * e}{I} = \frac{1,73}{0,30} + \frac{1,73 * (-0,46)^2}{0,12668} - \frac{2,6241 * (-0,46)}{0,12668} = 18.18$$

$$\sigma_2 = 1037.17 + 5 * (18.18) = 1128,07 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = 1127.92 < 1394,4 \text{ MPa} \quad \text{C.-à-d. dans le domaine élastique}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_p} = \frac{1128.07}{1,9 * 10^5} = 5.93\text{‰}$$

9.7. Détermination de σ_3 et ε_3

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_2 + \Delta \varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta \varepsilon_3 = 5.93 + 11 = 16,93\text{‰}$$

$$\varepsilon_3 = 16,93\text{‰}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E_p} \sigma_3 = \varepsilon_3 * E_p = 0,01693 * 1,9.10^5 = 3216.7 \text{ MPa} > 1384.4 \text{ Mpa c-a-d dans le}$$

domaine plastique.

10. Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire :

Il faut vérifier que : $A_p \geq \frac{Fb}{\sigma_3}$

$Fb = 0,8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bu}$

$Fb = 0,8 \times 0,23 \times 0,81 \times 1,215 \times 19,83$

$Fb = 3.59 \text{ MN}$

$A_p = 1 \times 2646 \cdot 10^{-6} = 0,002646 \text{ m}^2 \implies 0,0026 > \frac{3.59}{3216.7} = 1,11 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{CV}$

11. Trace des câbles

➤ **Plan de câblage dans la zone médiane**

Un utilisant le document FREYSSINET INTERNATIONAL le tracé est effectué de la manière suivant :

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

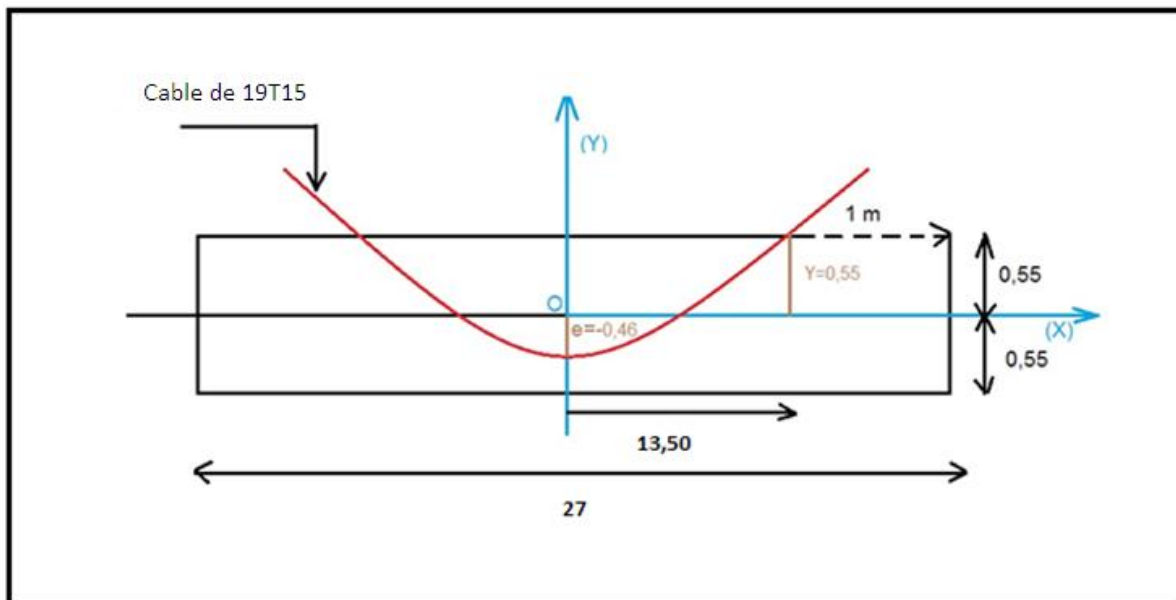


Figure 29: L'emplacement de câble dans les sections de la poutre

L'équation du câble s'écrit $y = ax^2 + b$

➤ **Equation des câbles**

Câble 01 :

$x=0 \rightarrow y=-0,46 \rightarrow b=-0.46$

$x=13,5 \rightarrow y=0,55 \rightarrow a=y-b/x^2=0.0075$

$Y=0,0075x^2-0,46 \text{ [m]}$

12. Calcul des pertes

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force inférieure qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation les pertes doivent être rangées en deux catégories :

➤ Les pertes instantanées

- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

➤ Les pertes différées

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

➤ Les pertes instantanées

- **Pertes dues au raccourcissement instantané du béton**

Supposons qu'une poutre avec plusieurs câbles de précontrainte ; la mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble ; la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble une diminution de leur force de précontrainte.

Ces pertes dues non simultanément de mise en tension des câbles

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bu}$$

Avec :

E_p : module d'élasticité longitudinale des aciers précontrainte pris égale d'après le B.P.E.L

E_{ij} : module d'élasticité du béton au niveau du câble à la mise en tension

σ_{bu} : Contrainte moyenne du béton au niveau du câble à la mise en tension

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{C28}}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{35}$$

$$E_{ij} = 35981,78 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{1}{2} * \frac{190000}{35981,78} * 19,83 = 52,35$$

Pertes différées➤ **Pertes dues au retrait du béton**

$$\Delta\sigma r = \varepsilon r * E_p$$

Avec :

εr : déformation par retrait ($\varepsilon r = 3.10^{-4}$)

$$\Delta\sigma r = 3.10^{-4} * 190000$$

$$\Delta\sigma r = 57$$

➤ **Pertes dues au fluage**

$$\Delta\sigma f = 2,5 * \sigma_c \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

σ_c : Contraint de comprison finale apré fluaige

$$\sigma_c = \frac{Pm}{B} + \frac{Pm * e^2}{I} - \frac{MG * e}{I} = \frac{1,73}{0,30} + \frac{1,73 * (-0,46)^2}{0,12668} - \frac{2.6241 * (-0,46)}{0,12668} = 18.18$$

$$\Delta\sigma f = 2,5 * (18.18) \frac{190000}{35981,78} = 239,99$$

➤ **Pertes dues à la relaxation des aciers**

$$\Delta\sigma r e = 0,06 \varrho_{1000} * \left(\frac{\sigma_{bu}}{f_{prg}} - \mu_0 \right)$$

Avec :

ϱ_{1000} : relaxation a 1000 h

μ_0 : coef relaxation $\mu_0 = 0,3$

$$\Delta\sigma r e = 0,06 * 2,5 * \left(\frac{19,83}{1743} - 0,3 \right) = -0,448$$

13. Ferrailage passive

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées d'acier dur de nuance FeE500.

$f_e = 500\text{MPa}$

13.1. Armatures longitudinales de peau

Le but est de répartir les effets de retraits et des variations de températures, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne. Elles

doivent être de 3 cm² par mètre de parement. Le minimum d'armatures disposées et un cadre T12 tous les 30cm.

Donc on prend $AS=3T12=3,39\text{cm}^2/\text{m}$

13.2. Armatures transversales de peau

Elles doivent être de 2cm² par mètre de parement. Le minimum d'armatures disposé est un cadre T12 tous les 30cm donc on adopte $2T12=2,26\text{cm}^2$.

13.3. Justification des armatures dans les zones tendues

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitué par les bielles de béton et ces armatures d'où une vérification de la contrainte de cisaillement.

$$A_t = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

Avec:

A_t : section de ferrailage.

B_t : Air de la partie de béton tendu.

N_{Bt} : Intensité de la résultante des efforts de traction.

f_{tj} : Contrainte caractéristique de traction du béton a j jour.

f_e : Limite élastique des armatures utilisées $f_e = 500\text{MPa}$.

σ_{bt} : Contrainte maximale de traction dans la section tendue.

$$\sigma_s = 8,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 8,33 \text{ MPa}$$

D'après le théorème de THALIS :

$$\frac{\sigma_i}{y} = \frac{\sigma_s}{1,35 - y}$$

$$\frac{8,33}{y} = \frac{8,90}{1,35 - y}$$

Avec :

$$y = 0,49\text{m}$$

$$B_t = 1,4 \times 0,49 = 0,68 \text{ m}^2$$

$$N_{Bt} = \sigma_i \frac{B_t}{2} = 8,33 * \frac{0,68}{2}$$

$$N_{Bt} = 2,20 \text{ MN.}$$

$$A_t = \frac{0,49}{1000} + \frac{0,220 \times 2,7}{500 \times 2,35} = 10,76 \text{ cm}^2$$

On choisi **7HAT14 (10.78 cm²)**

Chapitre VI :

Les Appareils d'Appuis

Chapitre VI : Les Appareils d'Appuis

1. Introduction

Les poutres des tabliers ne reposent jamais directement sur la maçonnerie des appuis (**culée**), elles reposent par l'intermédiaire d'appareils appelés « **appareils appuis**» qui répartissent les charges sur la maçonnerie et permettent, le cas échéant le déplacement et la rotation des poutres sur leurs appuis

2. Appareils d'appuis

Un appareil d'appui est un organe de liaison entre une structure et son support, chargé de transmettre les efforts normaux et de permettre les rotations

3. Les type des appareils d'appuis

Suivant leur matériau et leur utilisation on distingue différents type :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer ci-dessous.

4. Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Ce sont les appareils les plus répandus. Ils sont constitués par une plaque en un matériau élastique : caoutchouc ou néoprène (résine plastique). La plaque est renforcée à l'aide de lamelles métalliques minces placées à l'intérieur.

Ce type d'appareil est de loin le plus utilisé de nos jours du fait, de la déformabilité de l'élastomère permettant ainsi d'absorber à la fois les rotations et les déplacements tangentiels de la structure portée.

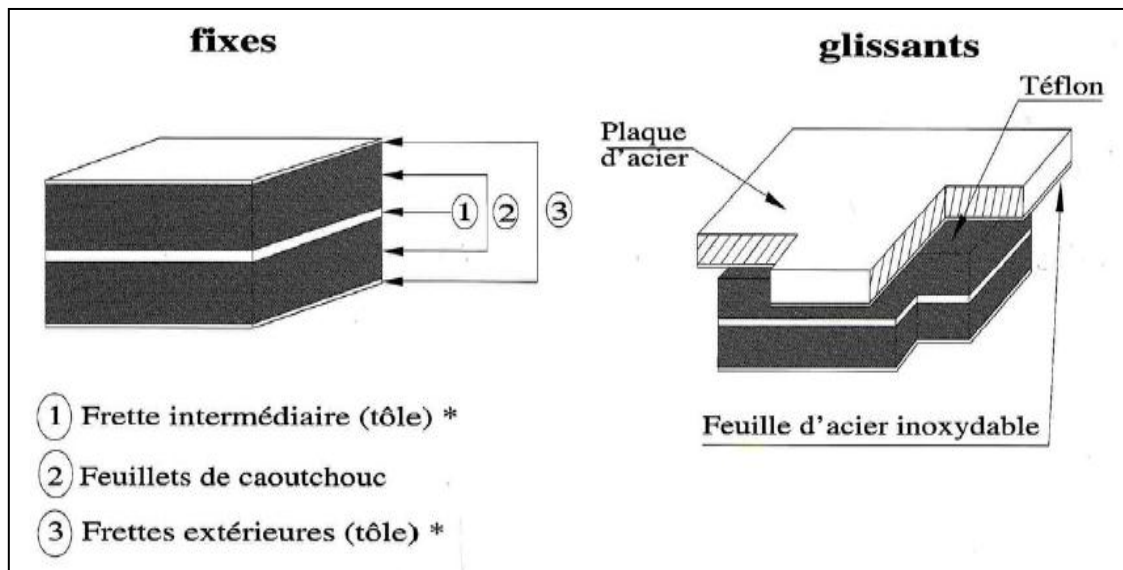


Figure 30: Appareils d'appuis en élastomère fretté.

5. Les avantages et les inconvénients des Appareils d'appuis

Avantages des Appareils d'appuis en élastomère

- Economie par rapport aux appareils traditionnels (béton armé, acier.
- Facilité de mise en œuvre et aucune nécessité d'entretien
- Faible hauteur permettant un gain de place Esthétique
- Possibilité de remplacement en cas de défaillance

Inconvénients des Appareils d'appuis

- Durée de vie de ces appareils d'appui non connus.
- Très peu recommandés pour les charges très importantes.

La désignation de l'appareil d'appuis est : $a \times b \times n(t+e)$

n: nombre de feuilles élémentaires d'élastomère.

t: épaisseur d'une feuille élémentaire.

e: épaisseur d'un frette intermédiaire.

a: coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b: coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

6. Calcul des réactions d'appuis:

6.1.Réaction sur la culée :

6.1.1.Charge permanente :

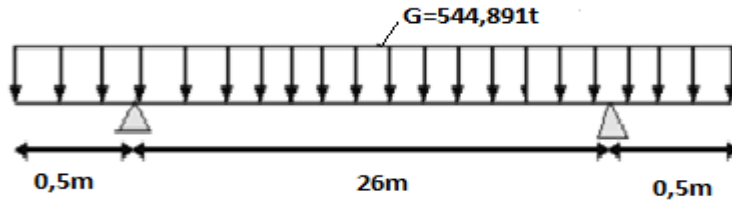


Figure 31:Réaction due à la charge permanente

$$g_T = 201,81 \text{ KN/ml}$$

$$R_A = R_B = 201,81 \frac{27}{2}$$

$$R_G = 2724,435 \text{ KN}$$

6.1.2. Surcharge :

a) Surcharge A(l):

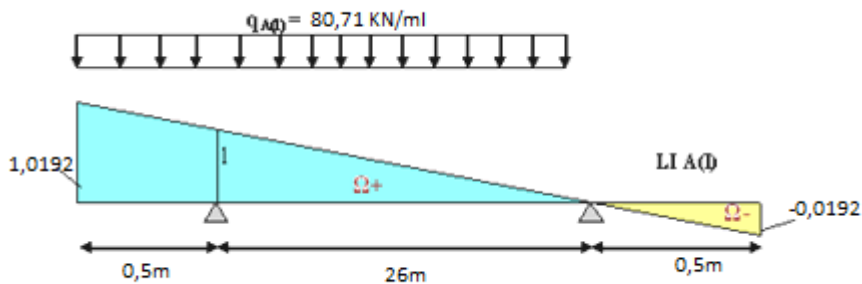


Figure 32:Réaction due au système A(l)

$$Y_1 = 1,0192$$

$$Y_2 = -0,0192$$

$$R_A \text{ max} = q_{A(l)} \times \Omega^+ = 80,71 \times [(1,0192 \times 26,5) / 2]$$

$$R_{A(l)} \text{ max} = 1089,80 \text{ KN}$$

$$R_A \text{ min} = q_{A(l)} \times \Omega^- = 80,71 \times [(-0,0192 \times 0,7) / 2]$$

$$R_{A(l)} \text{ min} = -0,387 \text{ KN}$$

b) Système B :
1. Système B_c :

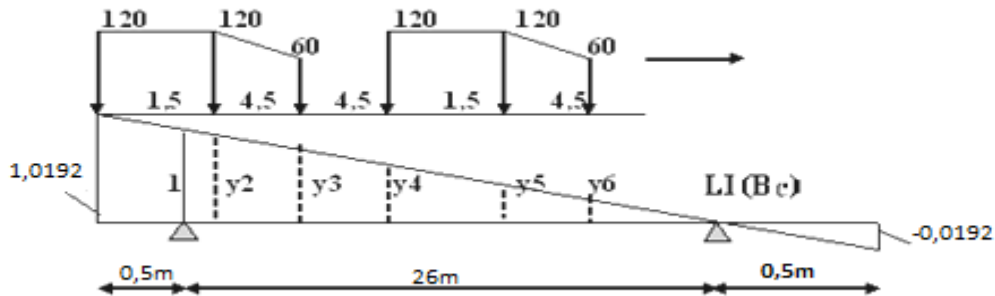


Figure 33: Réaction maximale due au système BC

$y_1 = 1,0192$
 $y_2 = 0,9615$
 $y_3 = 0,7884$
 $y_4 = 0,6153$
 $y_5 = 0,5576$
 $y_6 = 0,3846$

$R_A \text{ max} = 120 \times (y_1 + y_2 + y_3/2 + y_4 + y_5 + y_6/2) \times n \times \delta_{Bc} \times b_c$
 $R_A \text{ max} = 120 \times (1,0192 + 0,9615 + 0,7884/2 + 0,6153 + 0,5576 + 0,3846/2) \times 2 \times 1,096 \times 1,1$

$R_A \text{ max} = 625,938 \text{ KN}$

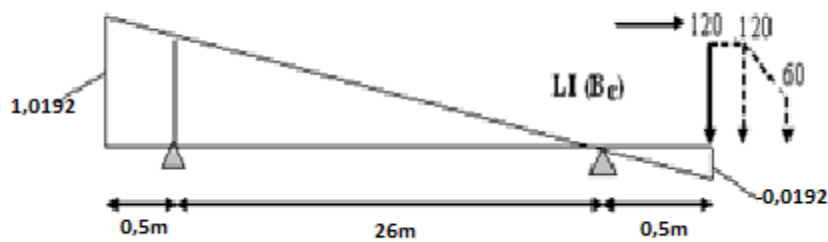


Figure 34: Réaction minimale due au système BC

$R_A \text{ min} = 120 \times [-0,0192] \times 2 \times 1,096 \times 1,1$
 $R_A \text{ min} = -5,555 \text{ KN}$

2. Système B_t :

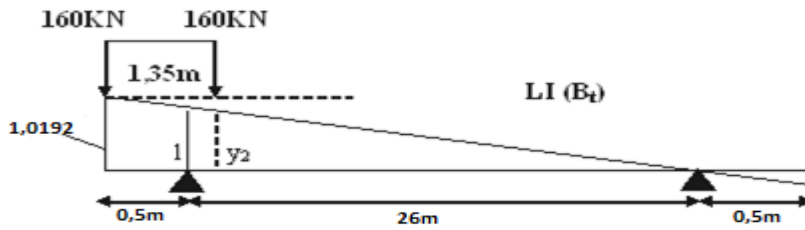


Figure 35: Réaction maximale due au système Bt

$$y_1 = 1,0192$$

$$y_2 = 0,9673$$

$$R_A \text{ max} = 160 \times [y_1 + y_2] \times n \times \delta_{Bt} \times b_t$$

$$R_A \text{ max} = 160 \times [1,0192 + 0,9673] \times 2 \times 1,029 \times 1$$

$$R_A \text{ max} = 324,834 \text{ KN}$$

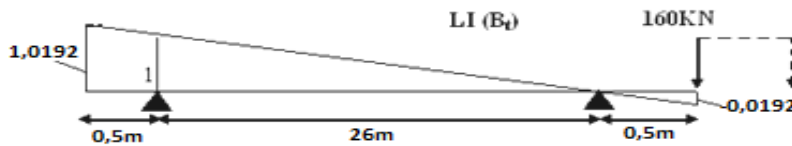


Figure 36: Réaction minimale due au système Bt

$$R_A \text{ min} = 160 \times [-0,0192] \times 2 \times 1,029 \times 1$$

$$R_A \text{ min} = -6,3221 \text{ KN}$$

3. Système B_r :

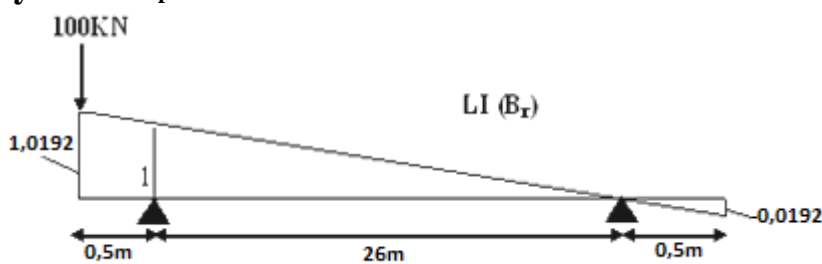


Figure 37: Réaction maximale due au système Br

$$R_A \text{ max} = 100 \times y_1 \times \delta_{Br}$$

$$R_A \text{ max} = 100 \times 1,0192 \times 1,01$$

$$R_A \text{ max} = 102,939 \text{ KN}$$

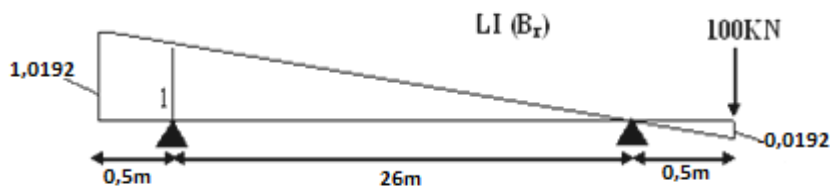


Figure 38: Réaction minimale due au système Br

$$R_A \text{ min} = 100 \times [-0,0192] \times 1,01$$

$$R_A \text{ min} = -1,939 \text{ KN}$$

c) Surcharge militaire M_{C120}:

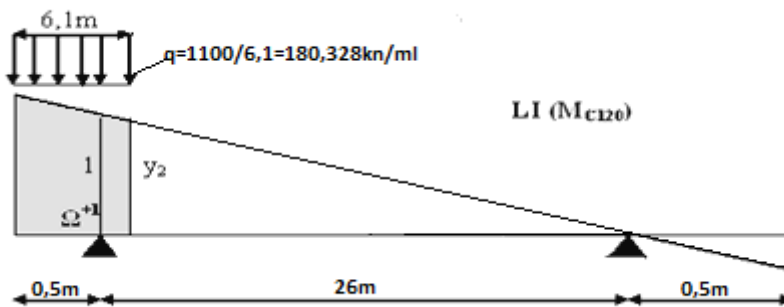


Figure 39: Réaction maximale due au système MC120

$$y_1 = 1,0192$$

$$y_2 = 0,7846$$

$$\Omega^1 + \Omega^2 = [y_1 + y_2 / 2 \times 6,1] + [y_3 + y_4 / 2 \times 6,1] = 5,5016$$

$$R_A \text{ max} = q \times (\Omega^1 + \Omega^2) \times \delta_{M_{C120}}$$

$$R_A \text{ max} = 180,328 \times 5,5016 \times 1,04$$

$$R_A \text{ max} = 1031,663 \text{ KN}$$

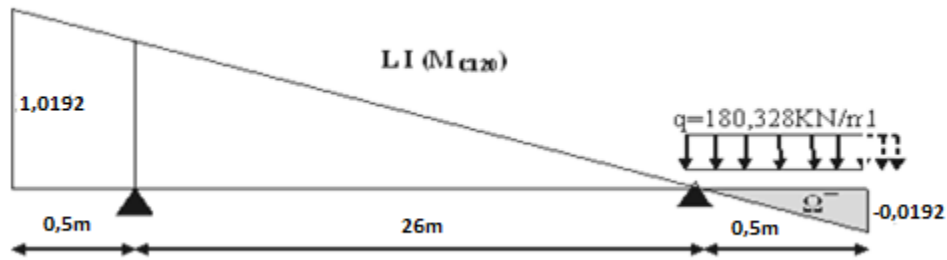


Figure 40: Réaction minimale due au système MC120

$$R_A \min = q \times \Omega^- \times \delta_{Mc120} = 180,328 \times [0,5 + (-0,0192)/2] \times 1,04$$

$$R_A \min = - 95,570 \text{ KN}$$

d) Convoi exceptionnel D₂₄₀ :

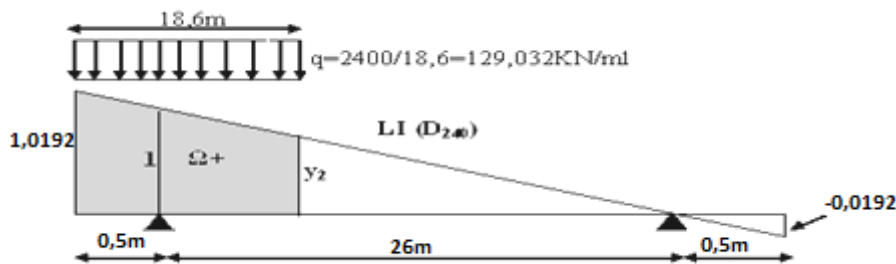


Figure 41: Réaction maximale due au système D240

$$y_2 = 0,3038$$

$$R_A \max = q \times \Omega^+ = 129,032 \times [(1,0192 + 0,3038) \times 18,6/2]$$

$$R_A \max = 1587,596 \text{ KN}$$

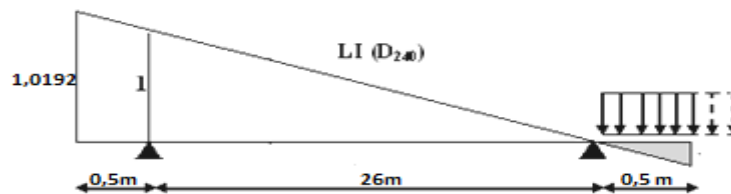


Figure 42: Réaction minimale due au système D240

$$R_A \min = 129,032 \times [(0,5 \times -0,0192) \times 1/2]$$

$$R_A \min = -0,6193 \text{ KN}$$

7. Récapitulatif des réactions sur la culée:

Récapitulatif des réactions (max) :

Charge permanente	2724,435 KN
Surcharge A(l)	1089,80KN
Système B _c	625,938KN
Système B _t	324,834 KN
Système B _r	102,939
Convoi Mc120	1031,663KN
Convoi D240	1587,596 KN
Trottoirs	49,50KN

Les combinaisons d'actions :

E.L.U :

$$1,35G + \max \left\{ \begin{array}{l} 1,605([\max (A(L) ; B)] + \text{Trottoirs}) \\ 1,35Mc120 \\ 1,35 D240 \end{array} \right.$$

$$1=1,35G+1,605[A(l) +\text{trottoirs}]=3677,987+ [1828,5765] = 5506,56\text{KN}$$

$$2=1,35G+1,35 Mc120 =3677,987+ [1392,741] = 5070,72\text{KN}$$

$$3=1,35G+1,35 D240 =3677,987+ [2143,2446] = \underline{\underline{5821,231\text{KN}}}$$

$$\text{E.L.S : } G+\max \left\{ \begin{array}{l} 1,2A(L)+\text{Trottoirs} \\ Mc120 \\ D240 \end{array} \right.$$

$$G+ [1,2A(l)+\text{trottoirs}] = 2724,435+1,2(1089,80)+49,5 = \underline{\underline{3566,733\text{KN}}}$$

8. Les Déplacements Probables

$$N_{\max} = 5821,231\text{KN} / 12 = 48,51 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 48,51 \text{ t}$$

Les données:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1500 \text{ t/m en charge} \\ \sigma_2 = 200 \text{ t/m à vide} \end{array} \right.$$

Tout d'abord on va calculer tous les déplacements et les rotations possibles

9. Variation linéaire du tablier :

Elle est due essentiellement au retrait, fluage et à la température. Ils provoquent des déplacements en tête des appuis et par conséquent des efforts horizontaux.

10. Retrait

Le retrait peut se définir comme une diminution du volume du béton au cours de son durcissement, par séchage qui résulte de l'évaporation de la partie d'eau qui n'a pas servi à l'hydratation du ciment.

On suppose que 60% du retrait total sera effectué avant la pose des poutres.

$$\Delta L_r = -\frac{(100 - 60)}{100} \times L \times \varepsilon_r$$

Avec :

L : Longueur de la travée = 27 m

$$\varepsilon_r = 2.5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta L_r = - 2,7 \text{ mm}$$

11. Fluage

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton. Sous contrainte de compression, chaque fibre de la section subit une déformation qui évolue avec le temps.

On suppose que 40% du fluage total s'effectue avant la pose des poutres. On admet que le fluage total est 2.5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_f = -\frac{(100 - 40)}{100} \times 2.5 \times \frac{\sigma_m}{E_{ij}} \times L$$

Avec :

σ_m : Contrainte de compression de la fibre neutre du tablier = 65Kg/cm²

E_{ij} : Module d'élasticité instantanées = 11000 × $\sqrt[3]{f_c 28}$ = 3.2165 × 10⁵ Kg/cm²

$$\Delta L_f = - 8,18 \text{ mm}$$

12. Température

Longue durée : $\Delta L_t = \pm 25 \times 10^{-5} L = \pm 6,75 \text{ mm}$

Courte durée : $\Delta L_t = \pm 35 \times 10^{-5} L = \pm 9,45 \text{ mm}$

13. Dimensionnement des appareils d'appuis

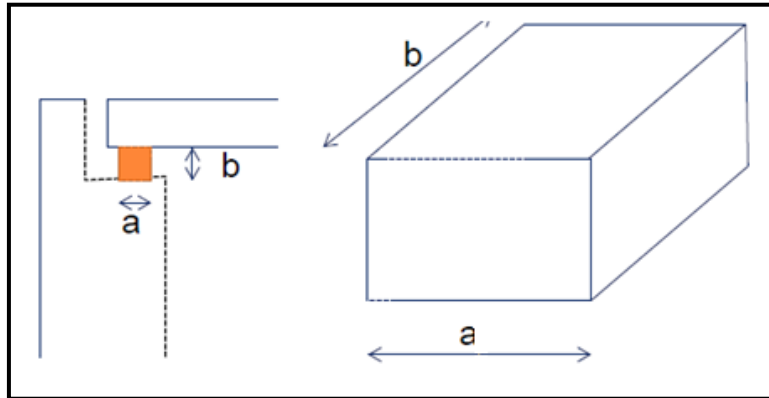


Figure 43: Dimensionnement des Appareils d'appuis en élastomère frettés

13.1. Dimensionnement en plan (a-b)

$$a \times b \geq \frac{R_{moy}}{\sigma_{moy}} \{ \text{SETRA} \}$$

R_m : réaction verticale maximale sur l'appui

$$R_m = 485.10 \text{ kn}$$

σ_{moy} : contrainte moyenne de compression du néoprène

$$\sigma_{moy} = 150 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$a \times b \geq \frac{485.10 \times 10^2}{150} = 323,4 \text{ cm}^2$$

On choisit : $a = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

$$a \times b = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 > 323,4$$

13.2. Hauteur nette de l'élastomère

Elle est fixée par la condition de non flambement et désignée par T

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \text{ soit : } 3 \leq T \leq 6 \text{ cm}$$

On prend $T = 60 \text{ mm}$ or $T = n \times t$ et $t = 12 \text{ mm}$ (fixée par les normes)

$n = 5$ (nombre de feuillet)

13.3. Epaisseur des frettes

$$e \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e} : e < 3 \text{ mm ou } \sigma_e : \text{ limite élastique des frettes}$$

$\sigma_e = 2200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ (Acier E24: $e \leq 3 \text{ mm}$ {SETRA Bulletin technique})

β : coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \cdot b}{(a+b)2t} = \frac{30 \times 30}{(30+30) \times 2 \times 1,2} = 6,25$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{Rm}{a.b} = \frac{485,10 \times 10^2}{30 \times 30} = 53,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e \geq \frac{30}{6,25} \times \frac{53,90}{2200} \implies e \geq 0,13 \text{ cm}$$

$e \leq 3\text{mm}$. On prend $e = 2 \text{ mm}$

Donc la désignation de l'appui est : $300 \times 300 \times 5 \times (12 + 2)$

13.4. Vérification des appareille d'appuis

La répartition des efforts horizontaux

Due à des charges dynamiques

Freinage, vent et séisme sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis. La répartition de ces efforts se fait selon les rigidités des différents appuis.

$$H_i = \frac{K_i \times H}{\sum K_i}$$

H : effort horizontal

K_i : rigidité de l'appui

a) Freinage

Le freinage le plus défavorable est celui de Bc. Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner.

D'après le fascicule 61 un seul camion est supposé freiner tel que :

$H_f = 30\text{t}$ (le freinage le plus défavorable est celui de Bc)

a) Vent

$$H_v = f \times q \times h \times L$$

Avec :

$f = 1/2$ en phase de chantier et $2/3$ pour le reste

q : pression du vent = $0,25\text{t/m}^2$

h : épaisseur du tablier (poutre + dalle) = $1,35 \text{ m}$

L : longueur du tablier : 27m

$H_v = 4,55\text{t}$ en phase de chantier

$H_v = 6,075 \text{ t}$ pour le reste.

b) séisme

D'après l'étude sismique, on trouve la force sismique:

$$H_s = \varepsilon_s \times G$$

ε_s : coefficient d'accélération

- Horizontalement $\varepsilon_s = 40\%$
- Verticalement $\varepsilon_s = 27\%$

G : Poids propre du tablier = 544,891t/ml.

- Effort horizontal dû au séisme : $H_s = 217,95$ t.
- Effort vertical dû au séisme : $H_s = 147,12$ t.

Effort dû à la déformation lente

$$H = \frac{\mu \times G \times a \times b}{T}$$

Avec :

G : Module d'élasticité transversal

$$\begin{cases} G = 80 \text{ t/m}^2 \text{ pour un effort lent.} \\ G = 160 \text{ t/m}^2 \text{ pour un effort instantané.} \end{cases}$$

μ = Déformation lente (retrait, fluage, température)

$$\mu = 16.98 \text{ mm} = 0.01698 \text{ m}$$

$$H = \frac{0,01698 \times 80 \times 0,30 \times 0,30}{0,06}$$

H = 2,0376 t pour un effort lent.

$$H = \frac{0,01698 \times 160 \times 0,30 \times 0,30}{0,06}$$

H = 4,0752 t pour un effort instantané.

13.5. Déplacement en tête de l'appareil d'appui

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis.

$$U = \frac{T \times H}{n \times G \times A}$$

Avec :

A : Aire de l'appareil d'appui (300 × 300) mm².

T = 60 mm (Hauteur nette de l'élastomère).

n : Nombre d'appareils d'appuis.

H = 1 (Charge unitaire).

G : Module d'élasticité transversal du néoprène.

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 0.8 \text{ MPa (statique).} \\ G = 1.6 \text{ MPa (dynamique).} \end{array} \right.$$

n = 12 poutres pour les culées

$$U_s = \frac{0,06 \times 1}{12 \times 0,80 \times 0,09} \Rightarrow U_s = 0,0694 \text{ m}$$

$$U_d = \frac{0,06 \times 1}{12 \times 1,6 \times 0,09} \Rightarrow U_d = 0,03472 \text{ m}$$

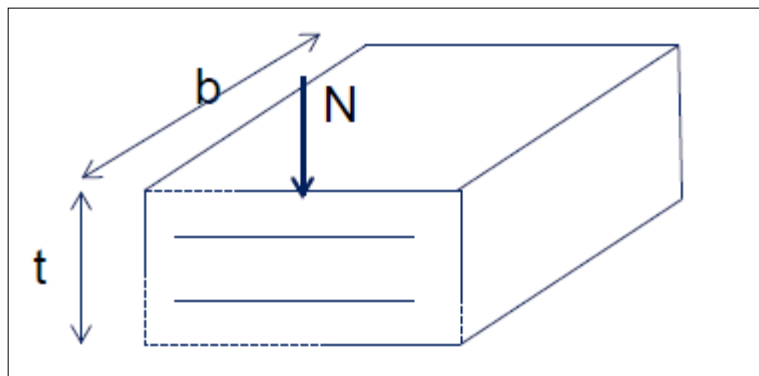
n=24 poutres pour la pile

$$U_s = \frac{0,06 \times 1}{24 \times 0,8 \times 0,09} \Rightarrow U_s = 0,0347 \text{ m.}$$

$$U_d = \frac{0,06 \times 1}{24 \times 1,6 \times 0,09} \Rightarrow U_d = 0,0173 \text{ m.}$$

13.6. Vérification des contraintes:

Résistance à la compression :



σ_m : Contrainte de compression sous N_{max} .

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 1500 \text{ t/m}^2$$

$$N_{max} = 48.51 \text{ t.}$$

$$\sigma_m = 539.1 \leq 1500 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sollicitations sous charges verticale

τ : Contrainte de cisaillement qui apparait au niveau du frettage.

$$\tau_n = 1,5 \times \frac{\sigma_m}{\beta} < 280 \text{ t/m}^2$$

Avec :

$$\beta = \frac{a.b}{(a+b)2t} = \frac{30 \times 30}{(30+30) \times 2 \times 1.2} = 6,25$$

$$\tau = 1.5 \times \frac{717.3}{6.25}$$

$$\tau = 129.37 \text{ t/m}^2 \leq 280 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal

Sous un déplacement lent (déformation lente)

$$\tau_H = \frac{G \times \mu}{T} < 0.5 G = 45 \text{ t/m}^2$$

G : module d'élasticité transversale du néoprène = 90 t /cm².

$$\tau_H = \frac{90 \times 0.01698}{0.06} = 25,47 \text{ t/m}^2 < 45 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

On vérifiera :

➤ $\sigma_{\min} \geq 200 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = \frac{231,16}{0.09} = 259,017 \geq 200 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ $H < f \times N$

Où :

H : L'effort horizontal (effort de freinage).

$$H = 30t .$$

N: L'effort de compression vertical.

$$N = 485.10 \text{ k n.}$$

f : Le coefficient de frottement.

$$f = 0.10 + 0.6/\sigma_{\min}$$

$$f = 0.33$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère

$$H = 30 \text{ t} < 0,48 \times 48,51 = 31 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sécurité au flambement

On doit vérifier : $\gamma_s \times p_u < P_c$

avec :

$\gamma_s = 3$: Coefficient partiel de sécurité.

p_u : Valeur maximal des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime

P_c : La charge critique de l'appareil d'appui est donnée par la formule suivante :

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h}$$

B: Aire nominale en plan de l'appui ($B=ab$)

d: Somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère = $12 \times 2 = 14$ mm

h : Hauteur totale de l'appareil d'appui = 0.065 m

G = module des cisaillements

S : facteur de forme $S = \frac{a \times b}{(a+b) \times 2t} = 6,25$

$P_c = 4 \times 120 \times (6,25)^2 \times 0.014 / 0.06 = 4375$ t

$\gamma_s \cdot P_u = 185.64$ t < 4375 t **Condition Vérifiée**

14. LES DÉS D'APPUIS

14.1. Fonction des dés d'appuis

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

14.2. Dimensionnement des dés d'appui

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm

$$A = a + 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm}$$

$$H_s > 2 \text{ cm}$$

$$H = H_i + H_s - T$$

Nous prendrons

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

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

$$T = 6 \text{ cm}$$

14.3. Ferrailage de dé d'appui

On prend des armatures capables de reprendre 4% de N_{\max}

$$A = \frac{0.04 \times N_{\max}}{\overline{\sigma}_{st}}$$

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite de traction des aci

$$f_{tj}=0,6+0,06f_{c28} \Rightarrow f_{c28} = 35\text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \inf\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\mu \times f_{t28}}\right) = 266.67 \text{ MPA}$$

n : Coefficient de fissuration.

$$A = \frac{0,04 \times 64.56}{266.67} = 0.968 \text{ cm}^2$$

On prend **5T8 = 2,51 cm²**.

Chapitre VII:

Etude De La Pile

Chapitre VII : Etude de la Pile

1. Introduction :

La pile est un appui intermédiaire d'un pont à travée multiple, composée par la super structure et la fondation ; Son rôle essentiel est de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges aux fondations.

La pile est constituée de 3 parties :

- Le chevêtre : c'est la partie supérieure de la pile qui reçoit les charges du tablier, elle est en béton armé.
- Le fût : c'est la partie verticale qui fait descendre les charges vers la fondation. Le fût est construit soit en B.A soit en B.P, en maçonnerie ou en métal.
- Mode de liaison entre la pile et le tablier « dés d'appuis ».

Les piles sont généralement coulées en place en raison de leurs importantes dimensions et de leur poids. Il existe toutefois de bons exemples de piles préfabriquées.

Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elle, ou partiellement ou totalement encastré.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, et l'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles liées au site.

2. Critère de dimensionnement de la pile :

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particulier :

- La profondeur de la brèche à franchir.
- Le type de tablier à porté.
- Résistance mécanique et robustesse.
- Facteur d'esthétique

3. Pré dimensionnement

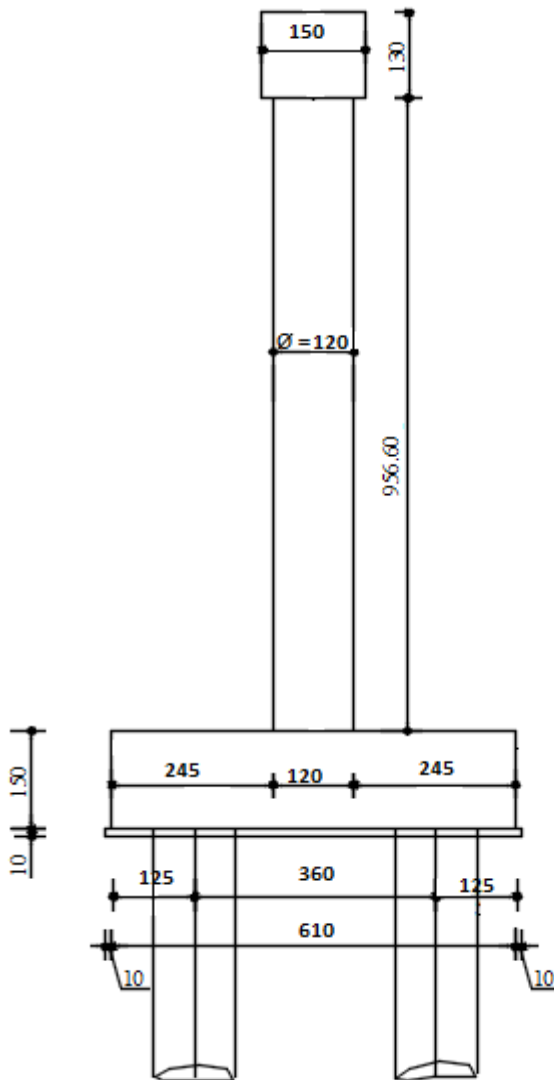


Figure 44: plan coffrage pour les piles types

- **Chevêtre :**

Hauteur = 1,30m

Largeur = 1,50m

Longueur = 11,00m

- **Futs :**

03 colonnes circulaires diamètre = 1,20m

Espacement entre axes = 3,50 m

Hauteur total (sans chevêtre) = 9,566m

- **Semelles :**

Hauteur = 1,50m

Largeur = 6,23m

Longueur = 13,10m

- **Pieux :**

Les pieux sont généralement disposés en groupe.

-pour les culées 01 file de 05 pieux

-pour les piles 02 files de 04 pieux
L'espace minimum des pieux est au moins égale à 2,5 à 3 fois leur diamètre
Diamètre des pieux = 1,20 m

4. Détermination des sollicitations

4.1. Efforts verticaux

4.1.1 Charges permanentes

- Poids propre du tablier

$G=544,891$ t (la charge Permanente pour une seule travée).

- Poids propre de la pile

- ✓ Chevêtre

$P=11 \times 1.30 \times 1.50 \times 2.5 = 53,625$ t

- ✓ Fut de pile

$P= (0.6^2 \times \text{Jl} \times 9,566 \times 2,5) \times 3$

$P=81,141$ t

- ✓ Semelle

$P=1,5 \times 6,23 \times 13,10 \times 2.5 = 306,049$ t

4.2. Effort horizontaux

4.2.1. Surcharges des trottoirs

$St=0.15$ t/m²

4.2.2. Freinage

$HfA(l)= 11.375$ t

$HfBc=30$ t

4.2.3. Séisme

V vertical=38,14t

V horizontal=54,49t

5. Les efforts sollicitant de la pile

combinaison fondamentale : ELU = 1.35G + 1.6 (A(L)+Trottoir)+1,6Qf+0,8Qvl

éléments	coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	Ms (t .m)	Mr (t.m)
Charge permanente	1,35	544,891	735,60	3,05	2243,59	
Chevêtre	1,35	53,625	72,39	3,05	220,80	
Pile	1,35	81,141	109,54	3,05	334,10	
Semelle liaison	1,35	306,049	413,17	3,05	1260,16	
Surcharge A(l)	1,60	217.92	348,67	3,05	1063,45	
Surcharge Trottoir	1,60	12.5	20,00	3,05	61,00	
freinage	1.6	14,41	23,06	10,866		250,53
Variation linéaire	0.8	24,45	19,56	10,866		212,54
Total	/				5183,09	463,07

Tableau 18: Les efforts sollicitant la pile à L'ELU

combinaison fondamentale : ELS = G + 1.2Qf + 1.2[A(L)+Qtrot]+ 0.6Qvl

éléments	coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	Ms (t .m)	Ms (t .m)
Charge permanente	1	544,891	544,891	3,05	1661,91755	
Chevêtre	1	53,625	53,625	3,05	163,55625	
Pile	1	81,141	81,141	3,05	247,48005	
Semelle liaison	1	306,049	306,049	3,05	933,44945	
Surcharge A(L)	1,2	217.92	261,504	3,05	797,5872	
Surcharge Trottoir	1.2	12.5	15	3,05	45,75	
freinage	1,2	14,41	17,292	10,866		187,894872
Variation linéaire	0.6	24,45	14,67	10,866		159,40422
Total	/				3849,7405	347,299092

Tableau 19: Les efforts sollicitant la pile à L'ELS

Combinaison accidentelle : ELU acc = G + Q + 0.6A(l) + 0.5Qvl+Qs

éléments	coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	Ms (t .m)	Ms (t .m)
Charge permanente	1	544,891	544,891	3,05	1661,91	
Chevêtre	1	53,625	53,625	3,05	163,55	
Pile	1	81,141	81,141	3,05	247,48	
Semelle liaison	1	306,049	306,049	3,05	933,44	
Surcharge A(L)	0,6	217,92	130,752	3,05	398,79	
Surcharge Trottoir	0,6	60,480	7,5	3,05	22,87	
Variation linéaire	0,5	24,45	12,225	10,866		132,83
Séisme Vertical	1	38,14	38,14	3,05	116,32	
Séisme horizontal	1	54,49	54,49	10,866		592,08
Total					3544,39	724,92

Tableau 20 : Les efforts sollicitant la pile à la combinaison accidentelle

6. Stabilité de la pile

6.1. Cas sans séisme

-Vérification au renversement

$$FR = \frac{\sum \text{Moment stabilisateur}}{\sum \text{Moment renvers}}$$

$$FR = \frac{5183,09}{463,07} = 11,19 > 1,5 \quad \text{pas de risque de renversement}$$

6.2. Cas avec séisme.

-Vérification au renversement

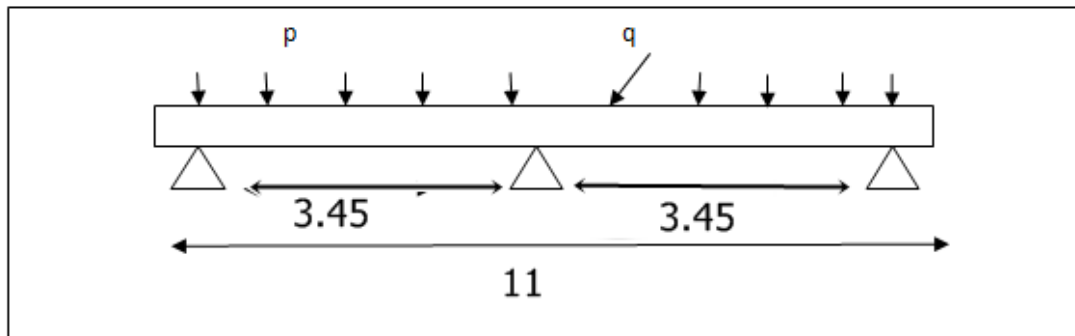
$$FR = \frac{3544,39}{724,92} = 4,889 > 1,5 \quad \text{pas de risque de renversement}$$

7. Etude du chevêtre

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

7.1. Sollicitations

H=1.30 m ; B=1.50 m ; L=11 m

**Tableau 21: sollicitation du chevêtre**

ELU: chevêtre $q = \frac{53,625}{11 \times 1.35}$

$$q = 3,61 \text{ t/ml}$$

tablier $p = 1.35G + 1.6A(l) + 1.5Q$

$$p = \frac{1.35 \times 544,891}{12} + \frac{1.6 \times 214,458}{12} + \frac{1.5 \times 9,1 \times 2}{12}$$

$$p = 92,169 \text{ t}$$

ELS: chevêtre $q = \frac{53,625}{11 \times 1}$

$$q = 4,875 \text{ t/ml}$$

tablier $p = G + 1.2A(l) + Q = 68,03 \text{ t}$

En utilisant SAP2000, on a déterminé les moments fléchissant et efforts tranchants

ELU

$$M_{\text{appui}} = -1682 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{travée}} = 384 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 2257 \text{ KN}$$

ELS

$$M_{\text{appui}} = -1251 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 292 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 1604 \text{ KN}$$

7.2. Ferrailage longitudinal

On utilise SOCOTEC pour ferrailer

EN TRAVEE		EN APPUI	
ELU	ELS	ELU	ELS
Mu=384 KN.m	Ms=292KN.m	Mu=1682 KN.m	Ms=1251 KN.m
Asc=0.0	$\sigma_{bc}=1.9 < 15$	Asc=32,41	$\sigma_{bc} = 4.9 < 15$
Ast=7.35cm ²	$\sigma_{sc}=184,5 < 500$	Ast=0.0 cm ²	$\sigma_{sc} = 262,10 < 500$

Tableau 22: Ferrailage longitudinal

On adoptera :

Armature Supérieur : 02 lits de 7T20

Armature inférieure : 01 lit de 7T16

7.3: Ferrailage transversal

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

a) justification du béton :

$T_u = 2,257$ MN.

La contrainte de cisaillement est donnée par $\tau_u = \frac{T_u}{b*d}$

$$\tau_u = \frac{2,257}{1.8*1.08} = 1.161 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.7 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ La condition est vérifiée.

Le diamètre minimum des armatures transversales est donnée par :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi; 20 \right) = \min \left(\frac{130}{35}; 20; 20 \right) \leq 3.71 \text{ cm.}$$

On prend $\Phi = 12 \text{ mm}$. Adopte 9 T12 = 10.18 cm²

8. Etude des futs**8.1 Etude du flambement**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec : l_f : longueur de flambement = $\frac{\sqrt{2}}{2} l_{\text{pile}} = \frac{\sqrt{2}}{2} \times 9,566 = 6,764 \text{ m}$

i : Rayon de giration; cas plus défavorable, on prend une section circulaire équivalente de rayon 1m

$$i = \frac{D}{4} \times 3 = 0,9$$

$$\text{Donc } \lambda = \frac{6,764}{0,9} = 7,51 < 50 \longrightarrow \text{Il n'y a pas de risque de flambement}$$

8.2. Ferrailage de la pile

a) Combinaison d'ELU

$$N_{u \max} = 1874,161 \text{ t}$$

$$M_{u \max} = 300,207 \text{ t.m}$$

En utilisant SCOTEC (pour section circulaire équivalente) on aura :

- Armatures longitudinales

$$A = 124,95 \text{ cm}^2 \longrightarrow 43\text{T}20$$

Armatures transversales

$$\phi_t > \phi_l / 2 ; \text{ soit } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$e = \min (15\phi_l ; 40\text{cm}) ; e_s = 30\text{cm}$$

9. Etude de ferrailage de la semelle de liaison

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

9.1. Pré dimensionnement

La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L \geq 3 \times \phi \Rightarrow L \geq 3 \times 1,2 \Rightarrow L \geq 3,6 \text{ m.}$$

On prend $L = 3,6\text{m}$.

La largeur de la semelle est donnée par :

$$A \geq L + \phi_p + 30 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 3,6 + 1,2 + 0,3 \Rightarrow A \geq 5,1 \text{ m}$$

On prend $A = 6,10\text{m}$

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B \geq \max [b ; \phi_p] + 30 \text{ cm} \Rightarrow B \geq \max [6 ; 1,2] + 0,3 \Rightarrow B \geq 6,3 \text{ donc on choisit une semelle filante de longueur } B = 13,4 \text{ m.}$$

On adopte le nombre des pieux est égal à 6 pieux de diamètre $\phi = 1,2 \text{ m}$.

La hauteur de la semelle est calculée selon la méthode des bielles :

$$\left\{ \begin{array}{l} 45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad 1 \leq \operatorname{tg} \theta = \frac{d}{x} \leq 1,4 \quad \Rightarrow 1,525 \leq d \leq 2,135 \text{ m} \\ X = \frac{L}{2} - \frac{a}{4} = 525 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow H = 1,5 \text{ m}$$

Donc, les dimensions de la semelle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 6,10 \text{ m}; \\ B = 13,40 \text{ m}; \\ H = 1,50 \text{ m}. \end{array} \right.$$

❖ E.L.U :

Dans notre cas, ces conditions sont vérifiées, on a :

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 463,07 \text{ m}; \\ N_u = 1699,37 \text{ t}; \\ T = 42,62 \text{ t} \end{array} \right.$$

Soit S la section d'un pieu : $S = \pi \times R^2$

Nous avons deux files de 4 pieux

$$I = 2 \times 4 \times S \times \left(\frac{b'}{2}\right)^2$$

$$I = 2 \times 4 \times S \times (1,8)^2 = 25,92 \times S$$

Ω : Section des pieux = $6 \times S$

La réaction sur chaque pieu est : $R = S \times \sigma$

Alors:

$$R = S \left(\frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u \times V}{I} \right) = S \left(\frac{N_u}{6S} \pm \frac{M_u \times V}{25,92 \times S} \right) = \frac{N_u}{6} \pm \frac{M_u \times V}{25,92}$$

$$R = \frac{1699,37}{6} \pm \frac{463,07 \times 1,8}{25,92}$$

$$\text{D'où : } R_1 = 315,38 \text{ t} \quad \text{et} \quad R_2 = 251,06 \text{ t}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{b'}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{d}{1,55} = \frac{R_1}{F} \quad \text{donc } F = \frac{1,55 \times R_1}{d}$$

$$F = 337,13 \text{ t}$$

❖ E.L.S

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s=347,29t .m; \\ N_s=1262,21t. ; \\ T = 31,96t. \end{array} \right.$$

Soit S la section d'un pieu : $S=\pi \times R^2$

$R_1= 252,41 t$ et $R_2 = 227,64t$

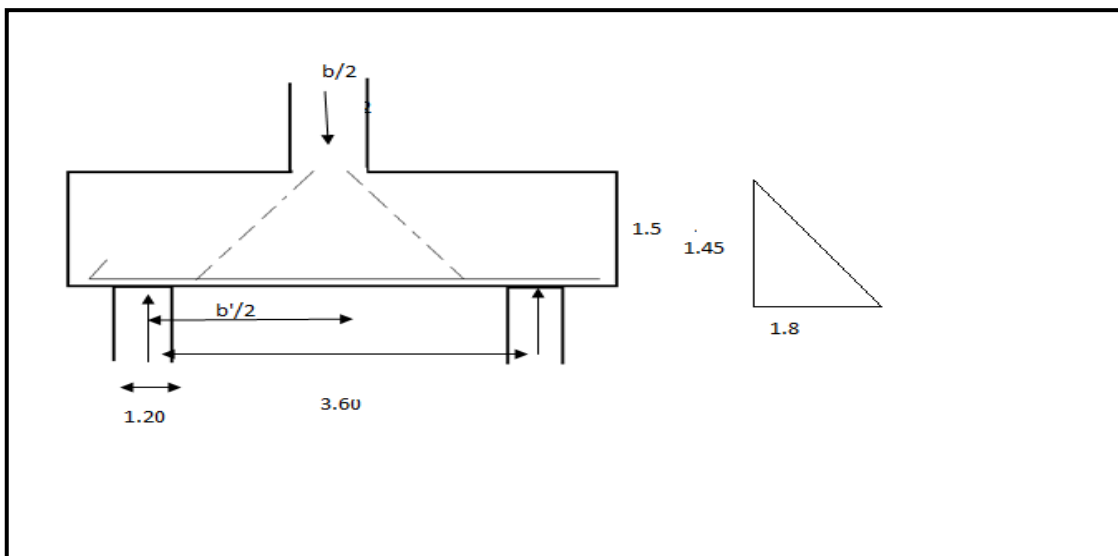


Figure 45: dimensionnement et sollicitation de la semelle

$F=269,81t$

$$A_{su} = \frac{1.1 * F}{\sigma_{st}} = \frac{1.1 * 269,81 \times 10^{-2}}{500/1.15} = 68,26cm^2$$

9.1.1. Les Armatures longitudinales

On prendre 14HA25 = 68.72 cm²

9.1.2. Les armatures transversales

At.inf = 1/4 x A.inf = 68.72/4 = 17.18cm², on prendre 10T16 avec esp 20 cm

9.1.3. Armature constructive

On prendre HA16 esp 20 cm

10. Étude des pieux

10.1. Etude vis à vis le flambement :

On considère que le pieu est encastré dans la semelle et articulé dans le sol

$$L_f = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \cdot 16 = 11,2\text{m}$$

L'élançement :

$$\lambda = \frac{4 L_f}{D} = \frac{4 \cdot 11,2}{1,2} = 37,33 < 75 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

a) Estimation de la charge nominale :

Pour les besoins de l'estimation de la charge nominale de ces pieux nous allons référer à la méthodologie exposée par J-Costet et Sangler

b) Méthode sanglerat :

Charge nominale (charge admissible vis à vis de la résistance du sol) :

$$Q_n = \frac{A}{3} Q_p + \frac{Q_f}{2}$$

A : aire de la section droit du pieu

Q_p : résistance de pointe à la rupture

Q_f : frottement latéral mobilisable le long du fut à la rupture

$$Q_f = (K_p \gamma \sin \delta) \gamma \frac{D^2}{2} p$$

Avec :

P : périmètre du pieu

D : longueur du pieu

$K_p \gamma$: coefficient de butée

Δ : obliquité de la butée par rapport au pieu

γ : densité du milieu considéré

La résistance de pointe

$$Q_p = \gamma D N_q + 1,2 c N_c$$

Point(SP1) : $\phi=30,5^\circ$; $C = 4,965$ bars ; $D = 16$ m ; ($N_c = 25,80$, $N_q = 14,72$, $N_\gamma = 10,94$) ;

$\gamma = 1,63$ t/m³

$K_a = 0,354$;

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 2,6 \quad ; \quad K_p \gamma = 2,82 \quad \delta = \frac{3\phi}{4} = 22,875^\circ$$

$$Q_f = (2,6 \times \sin 22,875) \times 1,63 \times \frac{16^2}{2} \times 3,768$$

$$Q_f = 697,5\text{t}$$

$$Q_p = 1.63 \times 16 \times 14.72 + 1.2 \times 4,965 \times 25.80$$

$$Q_p = 513,62 \text{ t}$$

$$Q_n = \frac{(1.2)^2 \times 3.14}{3 \times 4} \times 513,62 + \frac{697,5}{2}$$

$$Q_n = 542,28 \text{ t}$$

$$\text{ELU} : \frac{Q_f + Q_p}{1.4} = \frac{697,5 + 513,62}{1.4} = 865,08$$

$$\text{ELUacc} : \frac{Q_f + Q_p}{1.3} = \frac{697,5 + 513,62}{1.3} = 931,63 \text{ t}$$

$$\text{ELS} : \frac{Q_f}{2} + \frac{Q_p}{3} = \frac{697,5}{2} + \frac{513,62}{3} = 519,95 \text{ t}$$

	pile		$\phi=30.5$ D=15.00m
	R1	R2	
ELU	315.38	251.06	865.08
ELS	252.41	227.64	519.95

Tableau 23:Récapitulatif des résultats

10.2. Ferrailages des pieux de la pile

Ces efforts donnent un ferrailage négligeable, soit un ferrailage minimum de 0.8% x (A. Pieu) (puisqu'il s'agit d'une zone sismique).

$$A_{min} = 0.8\% \frac{(1.2)^2 \times 3.14}{4} = 90.43 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section de 19 HA 25.

Espacement = 10 cm zone nodale

Espacement = 20 cm zone courante

Chapitre VIII:

Etude De la culée

Chapitre VIII : Etude de la Culée

1. Définition :

La culée est l'appui extrême du pont, elle joue deux rôles :

- l'appui du tablier
- le soutènement des terres

2. Fonctionnement de la culée :

Fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Transmission de la poussée des terres au sol de fondation
- Limitation des déplacements horizontaux et verticaux vis-à-vis :
 - ✓ du comportement mécanique du tablier.
 - ✓ du fonctionnement des équipements (appareils d'appui ; joint de chaussée)

La 1^{ère} et la 2^{ème} fonction pour un bon cheminement des efforts

Les 1^{ère} ; 2^{ème} et 3^{ème} fonctions pour équilibrer des efforts et assurer une rigidité suffisante des éléments de la culée.

Fonction technique :

Elle se caractérise par le fait que :

L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.

L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque des conditions ou canalisations passent à l'intérieur du tablier.

Le choix de la culée peut se faire progressivement ; il résulte d'une analyse englobant :

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

On distingue plusieurs types de culée :

- culées creuses.
- culées enterrés.
- culées en terre armée.
- culées à contre poids.
- Culées remblayées (ou massives) elle se présente dans notre cas à fondations profondes (pieux) ce choix revient à la nature topographique du site pour sa conception et la nature du sol (sondage et essais).

-La culée remblayée assure à la fois la fonction porteuse et soutènement et elle est conçue par atteindre une dizaine de Mètre en hauteur.

-La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.

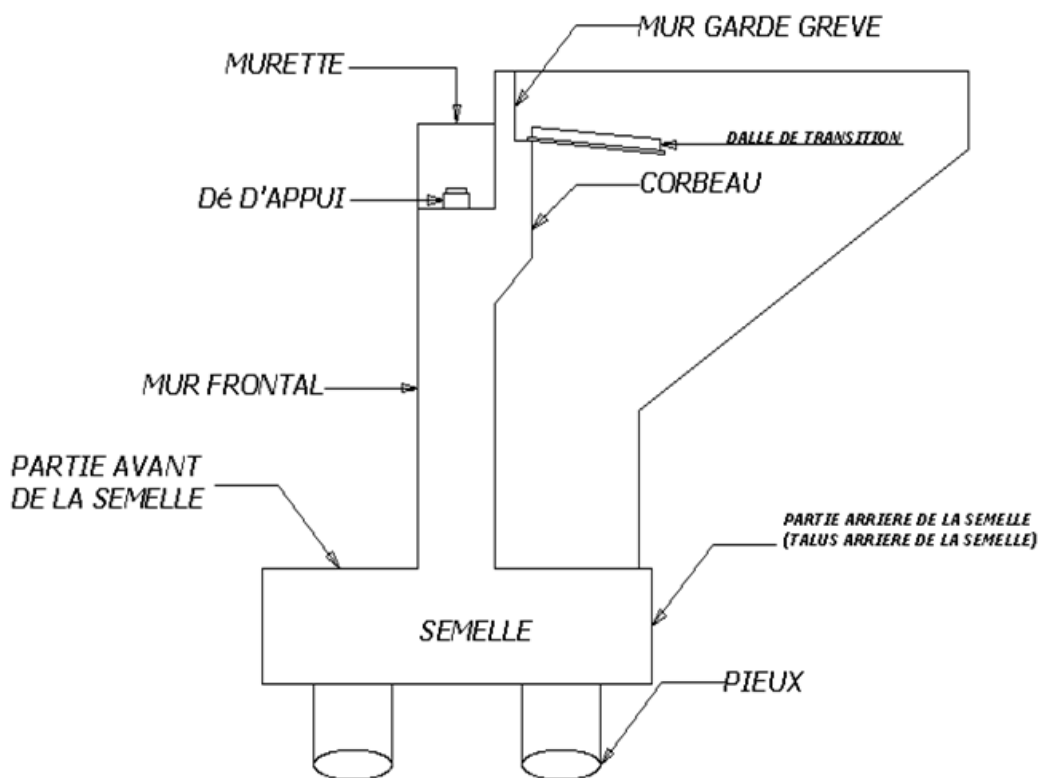


Figure 46: Détail de la culée.

Les éléments de la culée : La culée est constituée par les éléments suivants:

Le Chevêtre : C'est la partie supérieure de la culée ; qui supporte des d'appuis, il doit être aménagé de façon à permettre :

- L'implantation des appareils d'appuis, donc la largeur doit être suffisante.
- La mise en place des vérins lorsque on veut changer les appareils d'appuis.
- L'évacuation des eaux d'infiltrations vers la cuvette « saignée ».

Mur garde grève : C'est un voile en béton armé encastrée à sa base au sommet. Son rôle principal est de protéger le tablier contre tout contact avec le remblai. La hauteur (h) du mur garde grève dépend de celle du tablier.

Murs en retour : C'est un mur latéral en béton armé parallèle à l'axe de l'ouvrage.

Le remblai derrière le mur de front est bien protégé. C'est pour cela qu'on site fluviale, on utilise les murs en retour. Le mur en retour est encastré dans sa partie supérieure au mur garde grève et à sa partie inférieure au mur de front et à la semelle. Le poids du mur en retour joue un rôle stabilisateur pour le calcul.

Dalle de transition: Reposant sur le remblai et s'appuie à son extrémité sur le corbeau. Cette dalle supporte le corps de chaussée Le rôle principale de la dalle de transition est de limiter la dénivellation entre la chaussée et le tablier du à un manque inviable de compactage du remblai derrière la culée.

Le corbeau : Sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.

3. Dimensionnement des éléments de la culée

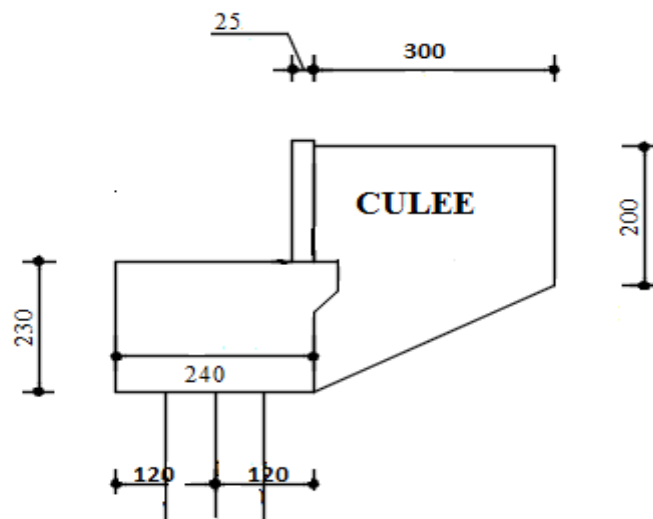


Figure 47: Dimensionnement des éléments de la culée

3.1 Mur garde grève (M.G.G)

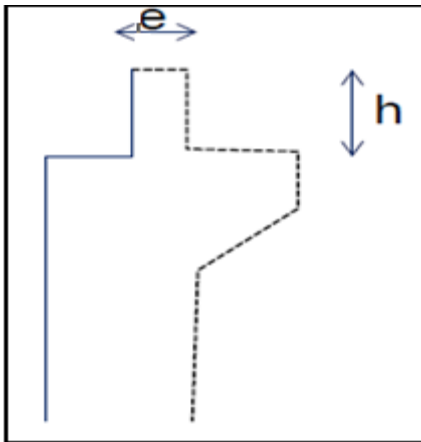


Figure 48 : Dimensionnement du mur de garde grève

Hauteur : $h = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{l'épaisseur de la dalle} + \text{dé}$

D'appui

$H = 1,654 \text{ m}$;

- Épaisseur $e = 0.25 \text{ m}$
- Longueur : est celle du tablier $L = 11 \text{ m}$

3.2. Mur en retour (M.R)

- La pente : $p = 2/3$;
- La largeur : $M1 = 2,00 \text{ m}$ et $M2 = 3,75 \text{ m}$

L'épaisseur

$$e = \frac{M1+2}{20} = 0.8 \text{ m}$$

3.3. Dalle de transition

- Longueur

$$L = \min \{ 6 \text{ m} ; \max (3,00 \text{ m} ; 0,6h) \}$$

On prend $L = 3,00 \text{ m}$

- **Largeur**

l = largeur de la chaussée – épaisseur de mur en retours

$$l = 11 - (0,8 \times 2) = 9,40 \text{ m}$$

- **Epaisseur**

Généralement elle a une épaisseur $e = 40 \text{ cm}$.

3.4. Le corbeau

Pour fermer le vide entre tablier et le mur garde grève, ces éléments sont munis de corbeau en partie supérieure dans lesquels se trouvent les réservations pour l'installation des joints.

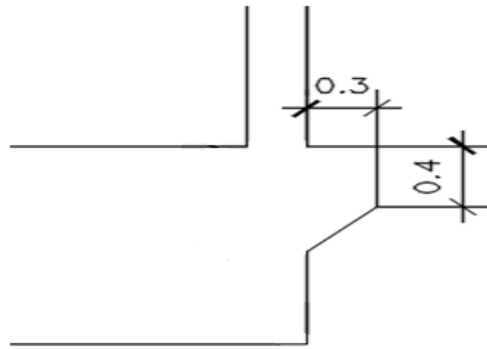


Figure 49: Dimensionnement de corbeau

Hauteur : $a = 0,3 \text{ m}$, Epaisseur : $E_f = 0,4 \text{ m}$, Hauteur : $H = 0,7 \text{ m}$

3.5. Mur De Front {M.F}

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appui, et l'about de la poutre.

Hauteur de mur front : $h = 2,30 \text{ m}$; L'épaisseur $e_{mf} = 2,40 \text{ m}$; $L = 11 \text{ m}$

4. Vérification de la stabilité de la culée

4.1. Sous charges permanentes

4.1.1. Sous charges permanentes

Eléments	$V_i(t)$	$d_{/o}(m)$	$M_{/o}(t.m)$	
MGG	$0.25 \times 11 \times 1.665 \times 2.5$	11.446	2.275	26,040
MDF	$2.30 \times 2.40 \times 11 \times 2,5$	151.8	1.325	201,135
Corbeau	$(0.7+0.4) \times 0.3/2 \times 11 \times 2.5$	4.54	2.60	11,804
MR1	$(2 \times 3 \times 0.8 \times 2.5) \times 2$	24	3.9	93,600
MR2	$(1.465 \times 3) / 2 \times 0.8 \times 2.5 \times 2$	11,4	3.4	38,760
Dalle de transition	$3 \times 9.4 \times 0.4 \times 2,5$	28.2	3.9	109,980
Total	$\Sigma V = 231,386t$			$\Sigma M = 481.32t.m$

Tableau 24: La descente de charge de la culée

- Calcul de l'excentricité $V_i/0$

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{481.32}{231.39} = 2.08m$$

- Calcul de l'excentricité $V_i/$ a l'axe médiane de la semelle

$$e_0 = \frac{B}{2} - e \quad \text{donc} \quad e_0 = \frac{11}{2} - 2.08 = 3.42m$$

$$\frac{11}{6} = 1,83 m$$

$$e_0 = 2.08 > \frac{B}{6} = \frac{11}{6} = 1,83 m \quad \text{Donc La force est dans le tiers central de la semelle}$$

4.1.2. Calcul en construction avec remblai

- Poussée des terres

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L$$

Avec

k_a : Coefficient actif (de poussée) = 0.354

γ : Poids volumique du remblai, on prend $1,63t/m^3$

h: hauteur de la culée = 2.30 m

L: longueur du mur de front-2× épaisseur de mur en retour

$k_a = 0.354$

$P_h = 43.499t$

- Vérification au renversement

Désignation	Coef	Vi(t)×coef		Hi(t)×coef		d/o(m)	Ms (t.m)	Mr (t.m)
Culée	1,35	231,39	312,37				481,32	
Poussée des terres	1,35			43,50	58,72	1,32		57,42
Poids des terres	1,35	227,04	306,50			2,40	735,61	
Poussée du Surcharge horizontale	1,5			20,09	30,14	1,98		59,67
Poussée du Surcharge vertical	1.5	56,76	85,14			2,40	204,34	
Réaction du tablier	1,35	274,96	371,20			0,75	278,40	
Variation linéaire	0,8			24,54	19,63	2,30		45,15
Freinage	1,6			14,41	23,06	2,30		53,03
Surcharge A(I)+Trot	1.6	230,42	368,67			0,75	276,50	
Total	/		1443,88		131,55		1976,17	215,27

Tableau 26: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU

$$Fr = \frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = \frac{1976,17}{215,27} = 9,18 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement.}$$

- **Vérification au glissement :**

$$Fr = \frac{\Sigma F_S}{\Sigma F_R} = \frac{1443,88}{131,55} = 10,98 > 2 \dots \dots \dots \text{pas de risque de glissement}$$

- **ELS**

Désignation	Coef	Vi(t)×coef		Hi(t)×coef		d (m)	Ms (t.m)	Mr (t.m)
Culée	1	231,39	231,39				481,32	
Poussée des terres	1			43,50	43,50	1,32		57,42
Poids des terres	1	227,04	227,04			2,40	544,90	
Poussée du Surcharge horizontale	1			20,09	20,09	1,98		39,78
Poussée du Surcharge vertical	1	56,76	56,76			2,40	136,22	
Réaction du tablier	1	274,96	274,96			0,75	206,22	
Variation linéaire	1,2			24,54	14,72	2,30		33,87
Freinage	1,2			14,41	17,29	2,30		39,77
Surcharge A(I)+Trot		230,42	276,50			0,75	276,50	
Total			1066,65		95,61	0,00	1645,16	170,83

Tableau 27: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS

- **Vérification au renversement**

$$Fr = \frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = \frac{1645,16}{170,83} = 9,63 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement.}$$

- **Vérification au glissement**

$$Fr = \frac{\Sigma F_S}{\Sigma F_R} = \frac{1066,65}{95,61} = 11,16 > 2 \dots \dots \dots \text{pas de risque de glissement}$$

- Accidentelle

Désignation	Coef	Vi(t)×coef		Hi(t)×coef		d (m)	Ms (t.m)	Mr (t.m)
Culée	1	231,39	231,39				481,32	
Poussée des terres	1		0,00	43,50	43,50	1,32		57,33
Poids des terres	1	227,04	227,04		0,00	2,40	544,90	
Poussée du Surcharge horizontale	1		0,00	20,09	20,09	1,98		39,72
Poussée du Surcharge vertical	1	56,76	56,76		0,00	2,40	136,22	
Réaction du tablier	1	274,96	274,96		0,00	0,75	206,22	
Freinage	0.6		0,00	14,41	8,65	2,30		19,89
Surcharge A(I)+Trot	0.6	230,42	138,25		0,00	0,75	103,69	
Séisme	1	38,14	38,14	54,49	54,49	2,30	87,72	125,33
Total	/		966,54		126,73		1560,07	242,26

Tableau 28: Moments stabilisants et renversants en charge à l'accidentelle

- **Vérification au renversement**

$$Fr = \frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = \frac{1560,07}{242,26} = 6,43 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement.}$$

- **Vérification au glissement**

$$Fr = \frac{\Sigma F_S}{\Sigma F_R} = \frac{966,54}{126,73} = 7,62 > 2 \dots \dots \dots \text{pas de risque de glissement}$$

6. Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée

6.1. Mur garde grève (MGG)

6.1.1. Cas fondamentale

Le mur garde grève est calculé comme une console encastrée dans le chevêtre, il est soumis aux surcharges du remblai et à la masse des terres.

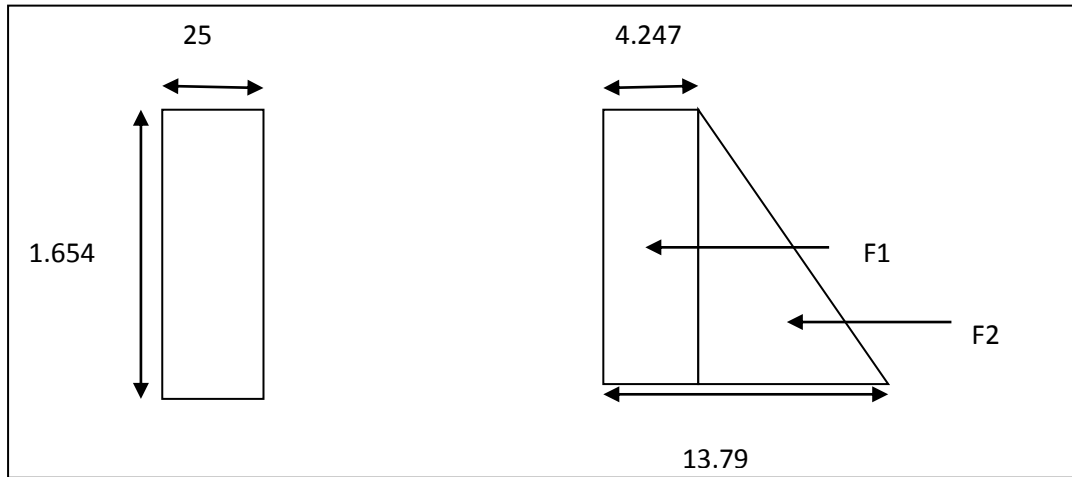


Figure 50: Les efforts agissant sur le mur garde grève

$$\sigma_H = k_p \cdot \gamma \cdot h + k_q \cdot q$$

Avec

$$k_p = k_q = k_a = 0.354$$

La surcharge du remblai $q=1,2t/m^2$

- Si $h=0$: $\sigma_H = 0.354 \times 1.63(0) + 0.354 \times 1,2= 0.4247t/m^2$.
- Si $h=1,654$: $\sigma_H = 0.354 \times 1.63 \times (1.654) + 0.354 \times 1,2= 1,379t/m^2$.

Z(m)	$\sigma_H(kN/m^2)$	Ka	Force(KN)	Pt d'application/o(m)
0	4.247	0.354	7.025	0.827
1,90	13.79	0.354	7.892	0.551

Tableau8: les efforts agissant sur mur garde grève

- **Moment d'encastrement**
- Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = F_1 \times x_1 + F_2 \times x_2$$

$$M = 7.025 \times 0.827 + 7.892 \times 0.551$$

$$M = 1.02t.m$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} \text{ avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 2700}{1,5} = 1530 \text{ t/m}^2 \quad (f_{c28} = 27 \text{ MPa.})$$

$$\mu_u = \frac{1,02}{1 \times 1530 \times 1,92^2} = 0,0003$$

$$\mu_u = 0,0003 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature}$$

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0005$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,487 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{50000}{1,15} = 43478,26 / \text{m}^2$$

$$A_{st} = \frac{1,02}{1,487 \times 43478,260} = \mathbf{0,157 \text{ cm}^2}$$

- **Ferraillage minimum d'après le R.P.O.A**

$$A_{min} = 0,6\% \times B \Rightarrow A_{min} = 0,6\% \times (0,2 \times 1) = \mathbf{15,00 \text{ cm}^2} ;$$

On compare :

$$A_{st} = 0,23 \text{ cm}^2 < A_{min(R.P.O.A)} = 15 \text{ cm}^2 \text{ Donc on ferraille avec le minimum de R.P.O.A.}$$

On adoptera alors :

10T14 ; $A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ partie tendue avec un espacement de 15cm.

10T14 ; $A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ partie comprimée avec un espacement de 15cm.

- **Armature de répartition**

$$A_r = 25\% \times A_{st} \Rightarrow A_r = 0,25 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

4T12/ml $\Rightarrow A_r = 4,52 \text{ cm}^2$; partie tendue avec un espacement de 20cm.

6.2. La dalle de transition

La dalle de transition consiste à jeter un pont entre le tablier et la culée. Elle est calculée comme une poutre reposant d'un coté sur le corbeau et de l'autre coté sur le remblai compacté

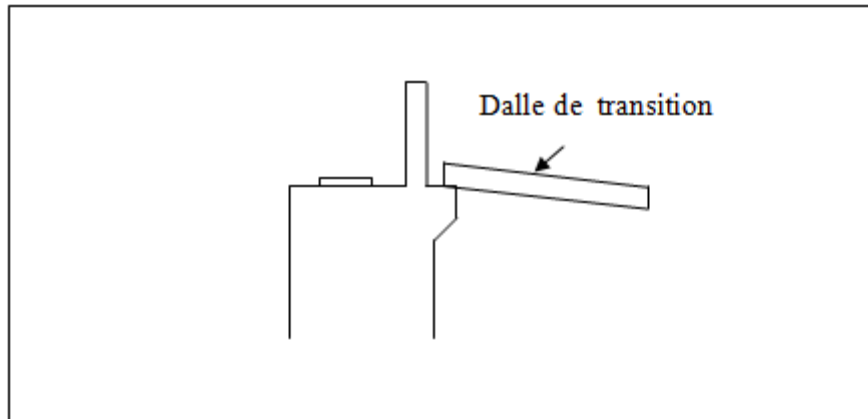


Figure 51: Dalle de transition

Poids propre de la dalle : $(0,4) \cdot (1) \cdot (2,5) = 1,0 \text{ t/ml}$.

Poids des terres : $(1) \cdot (1,654 - 0,4) \cdot (1,63) = 2,04 \text{ t/ml}$.

Surcharges des remblais : $(1) \cdot (1,2) = 1,2 \text{ t/ml}$.

Revêtement de chaussée : $(0,08) \cdot (1) \cdot (2,2) = 0,176 \text{ t/ml}$.

$\Sigma q = 3,216 \text{ t/ml}$.

6.2.1. Ferrailage de la dalle

▪ ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (1 + 2,04 + 0,176) + 1,5 \times 1,2$$

$$q_u = 6,142 \text{ t/ml}$$

$$M_u = \frac{6,142 \times 3^2}{8} = 27,64 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \mu = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{27,64}{1 \times 1530 \times 0,36^2}$$

$$\mu_u = 0,13 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A)}$$

C-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0,18 \Rightarrow Z = 0,33 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{27.64}{0.33 \times 43478.260} = 19,26 \text{ cm}^2$$

On prend **15HA14= 23.09cm²** avec esp = 15 cm.

▪ **Vérification à l'ELS**

$$q_s = G+Q = 4,416/\text{ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,416 \times 3^2}{8} = 19.87 \text{ t.m.}$$

$$\frac{bx^2}{2} + n \times A_{sc} (x - d') - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$0,5x^2 + 15 \times 23.09 \times 10^{-4} (0,36 - x) = 0$$

$$x = 0,191$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,191^3}{3} + 15 \times 23.09 \times 10^{-4} (0,36 - 0,191)^2$$

$$I = 24,89 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 2700 = 1620 \text{ t/m}^2; \text{ Avec } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} \Rightarrow \frac{19.87 \times 0,191}{2,489 \times 10^{-3}} = 1524,77 \text{ t/m}^2 \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(33333.33; 7229.93) \text{ on prend } \overline{\sigma}_{st} = 7229.93 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} \Rightarrow 15 \frac{19.87 \times (0.36 - 0,191)}{2,489 \times 10^{-3}} = 1542.28 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 1542.28 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma}_{st} = 7229.93 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures de répartition**

$$A_r = 25\% \times A_{st} \Rightarrow A_r = 0,25 \times 23.09 = 5.77 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4HA14/ml** $\Rightarrow A_r = 6.16 \text{ cm}^2$;

Vérification de la condition de non fragilité

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.142 \times 3}{2} = 9,213t.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$\tau_u = 25,59 \text{ t/m} < 126 \text{ t/m} \Rightarrow$ condition vérifiée.

6.3. Etude du corbeau

Il forme un appui à la dalle de transition encastré sur le mur de grève. On calcule le corbeau comme une console encastrée sur le mur garde grève

6.3.1 Condition d'une console courte

$L=40\text{cm}$; $a=l/2=15\text{cm}$

Les dimensions du corbeau sont :

$$d \geq \max(a ; L).$$

$$d \geq \max(15;35); d=50\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

q_u : decente de charges de la dalle de transition

$$q_u = 6.142 \text{ t/ml} ; q_s = 4.416\text{t/ml} \text{ et } l=3.0\text{m}$$

$$R_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$R_u = \frac{6.142 \times 3}{2} = 9,216\text{t/ml} \quad \Rightarrow \quad M_u = \frac{R_u \times l}{2} = \frac{9,216 \times 0.4}{2} = 1,840\text{t.m}$$

$$R_s = \frac{q_s \times l}{2}$$

$$R_s = \frac{4.416 \times 3}{2} = 13.023 \text{ t/ml} \quad \Rightarrow \quad M_s = \frac{R_s \times L}{2} = \frac{13.023 \times 0.40}{2} = 2.27 \text{ t.m.}$$

6.3.2. Cisaillement

On va vérifier le cisaillement dans le corbeau :

$$\tau_u = \frac{R_u}{b \cdot d} = 0.654 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min[4 ; 0,03(2 + \phi) \times \min(f_{c28} ; 30)] . \text{ avec } \phi = \min\left(\frac{d}{a} ; 4\right) = 2.$$

$$\tau_{adm}^- = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm}^- > \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6.3.3. Armatures tendue

$$Z = \min [0,75 \times d \times (1 + \phi/10); 1,2 \times a (0,8 + \phi/5)]$$

$$Z = 0.36 \text{ m.}$$

$$\text{Le ferrailage est : } A_s = \frac{1.840 \times 10^{-2}}{0,36 \times 434.78} = 1,17 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum d'après le R.P.O.A :

$$A_{min} = 0,5\% \times B = 20 \text{ cm}^2;$$

$$\text{On compare : } A_{st} = 1,17 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 < A_{min(R.P.O.A)} = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera alors : } A_{min(R.P.O.A)} = 25,13 \text{ cm}^2$$

On choisit : **HA20** ; $A_{st} = 25,13$ avec espacement de 15cm.

6.3.4. Armatures de répartition

$$A_r = 25\% \times A_{st \min} \Rightarrow 25\% \times (25,13) = 6,28 \text{ cm}^2 ;$$

On adopte : **HA12** $\Rightarrow A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2$ avec espacement de 15cm

6.4. Mur de front

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la superstructure, poussée des terres), surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitation.

6.4.1. Les sollicitations du mur de front

- **ELU** : 1,35G+1,5Q+1,6 A(L) +1,6Q_f

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/ o	Ms/o (t.m)	Mr/o (t.m)
Mur garde grève	1,35	1,40		2,025	2,026	
Corbeau	1,35	0.57		2,350	1,308	
Mur de front	1,35	18,63		1,075	20,027	
Poussée des terres	1,35		2,524	1,318		3,326
Réaction du tablier	1,35	38,64		0,5	19,318	
Surcharge du remblai H	1,5		1,47	1,977		2,906
Surcharge A(L)	1,6	46		0,5	23	
Effort de freinage B _c	1,6		4,352	2,3		10,01
Total	/	105,22	8,35		65,679	16,242

Tableau 29: Récapitulatif des efforts à l'ELU

6.4.2. Ferrailage du mur de front à l'ELU

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$$h = 2,4 \text{ m}; b = 1 \text{ m}; d' = 0,1 \times h = 0,24 \text{ ; } d = h - d' = 2,16 \text{ m.}$$

$$N_u = V_i = 105,22 \text{ t.}$$

$$M_u = M_r - M_s \Rightarrow M_u = 65,679 - 16,242 = 49,43 \text{ t.m.}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,469$$

$$e > \frac{h}{6} = 0,40 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$M_a = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_a = 49,43 + 105,22 \times (2,16 - 1,2) \Rightarrow M_a = 150,44 \text{ t.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2} \text{ avec } f_{bc} = 1530 \text{ t/m}^2$$

$$\mu_u = 0,021 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature. } A_2 = 0.$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N \right) \text{ avec } \sigma_{st} = 43478,26 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0,026 \Rightarrow Z = 2,13 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{1}{43478,26} \left(\frac{150,44}{1,15} - 105,22 \right) = 5,89 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum d’après le R.P.O.A :

$$A_{min}=0,5\% \times B = 75\text{cm}^2;$$

Soit : **HA20** ; espacement 15 cm

• **Vérification à l’ELS**

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/ o	Moment Ms/o (t.m)	Moment Mr/o (t.m)
Mur de garde grève	1	1,034		1,396	1,443	
Corbeau	1	0,4125		2,350	0,969	
Mur de front	1	13,80		1,075	14,835	
Poussée des terres	1		18,70	1,318		2,464
Réaction du tablier	1	28,62		0,5	14,31	
Surcharge du remblai H	1		0,98	1,977		1,937
Surcharge A(L)	1,2	34,50		0,5	17,25	
Effort de freinage B _c	1,2		3,264	2,3		7,507
Total	/	78,37	6,114		48,81	11,91

Tableau 30: Récapitulatif des efforts à l’ELS

$$N_s = 78,37 \text{ t.}$$

$$M_s = 6,114 \text{ t.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4,97\text{MPa} < \sigma_{bc} = 16,20\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 24,97\text{MPa} < \sigma_{st} = 207,3\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

6.5. Etude de mur en retour

6.5.1. Introduction

Du point de vue comportement mécanique, un mur en retour constitue un élément complexe puisqu’il s’agit d’une plaque encastree sur une partie de son contour (semelle et avec le mur de front) et soumise à un système de surcharge.

6.5.2. Dimensionnement

On propose un mur en retour avec la section suivant

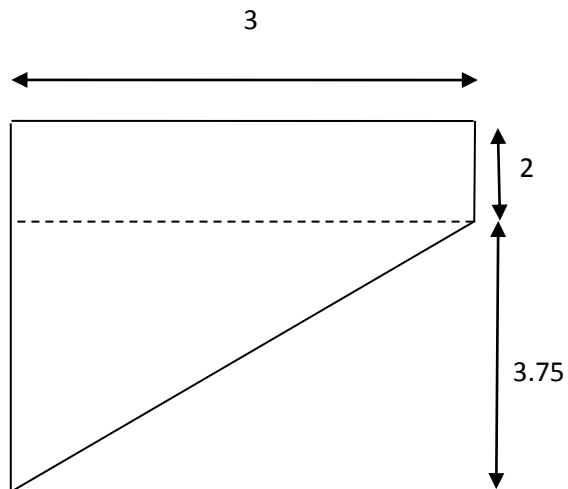


Figure 52: Dimensions de mur en retour

- **Cas fondamentale**

Chargées et surchargées par :

- Poussée des terres.
- Surcharge du remblai

6.5.3. Détermination des contraintes le long du mur

$K_a=0.354$ $\gamma=1.63\text{t/m}^3$ $q=1.2\text{t/m}^2$

- **E.L.U :**

$$\sigma(h) = k_a(1,35\gamma \cdot h + 1,5q)$$

- **E.L.S :**

$$\sigma(h) = k_a(\gamma \cdot h + q)$$

h (m)	$\sigma(h)$ (t.m ²)	
	ELU	ELS
0	0.637	0.425
2	2.195	1.578
5.75	4.116	3.742

Tableau 31: Les contraintes agissantes le long du mur

6.5.4. Détermination du ferrailage

Les résultats sont obtenus d'après modélisation en sap2000:

Moment (KN.m)	Sens vertical	Sens horizontal
ELU	120.30	180.60
ELS	80.40	121.30

Tableau 32: Les moments à L'ELU et à L'ELS

- **ELU**

Sens vertical : $M_{u_{max}} = 120.30 \text{KN.m.}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 2700}{1,5} = 1530 \text{t/m}^2 \quad (f_{c28} = 27 \text{MPa.})$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

$$\mu_u = 0,00035 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

$$\alpha = 0,00043 \Rightarrow Z = 3,374 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 0.83 \text{cm}^2$$

- **Ferrailage minimum d'après le R.P.O.A**

$$A_{min} = 0,5\% \times B \Rightarrow A_{min} = 0,5\% \times (0,8 \times 1 \text{ml}) = 40 \text{cm}^2 ;$$

14HA20 ; $A_{st} = 43.98 \text{cm}^2$; avec espacement de 15cm.

- Sens horizontal : $M_{u_{max}} = 180,60 \text{KN.m.}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

$$\mu_u = 0,00036 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

$$\alpha = 0,0004 \Rightarrow Z = 3.374m.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 0.20 \text{ cm}^2$$

La section de ferrailage A_{st} est faible devant A_{min} . on choisit comme ferrailage :

8HA25 ; $A_{st}=40\text{cm}^2$; avec espacement de 15cm.

6.6 .Etudes des pieux

On considère que le pieu est encastré dans la semelle et articulé dans le sol

$$L_f = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \cdot 16 = 11,2m$$

L'élanement :

$$\lambda = \frac{4l_f}{D} = \frac{4 \cdot 16,1}{1,2} = 37,33 < 75 \text{ La condition est vérifiée.}$$

6.6.1. Estimation de la charge nominale :

Pour les besoins de l'estimation de la charge nominale de ces pieux nous allons référer à la méthodologie exposée par J-Costet et Sangler

b) Méthode sanglerat :

Charge nominale (charge admissible vie à vis de la résistance du sol) :

$$Q_n = \frac{A}{3} Q_p + \frac{Q_f}{2}$$

A : aire de la section droit du pieu

Q_p : résistance de pointe à la rupture

Q_f : frottement latéral mobilisable le long du fut à la rupture

$$Q_f = (K_p \gamma \sin \delta) \gamma \frac{D^2}{2} p$$

Avec :

P : périmètre du pieu

D : longueur du pieu

K_{γ} : coefficient de butée

Δ : obliquité de la butée par rapport au pieu

γ : densité du milieu considéré

La résistance de pointe

$$Q_p = \gamma D N_q + 1.2c N_c$$

Point(SP1) : $\phi=30,5^\circ$; $C = 4,965$ bars ; $D = 16$ m ; ($N_c = 25.80$, $N_q = 14.72$, $N_\gamma = 10.94$) ; $\gamma = 1.63$ t/m³

$$K_a = 0.354 ;$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 2.6 ; \quad K_{\gamma} = 2.82 \quad \delta = \frac{3\phi}{4} = 22.875^\circ$$

$$Q_f = (2.6 \times \sin 22.875) \times 1.63 \times \frac{16^2}{2} \times 3.768$$

$$Q_f = 697,5t$$

$$Q_p = 1.63 \times 16 \times 14.72 + 1.2 \times 4,965 \times 25.80$$

$$Q_p = 513,62t$$

$$Q_n = \frac{(1.2)^2 \times 3.14}{3 \times 4} \times 513,62 + \frac{697,5}{2}$$

$$Q_n = 542,28t$$

$$\text{ELU} : \frac{Q_f + Q_p}{1.4} = \frac{697,5 + 513,62}{1.4} = 865,08$$

$$\text{ELU}_{acc} : \frac{Q_f + Q_p}{1.3} = \frac{697,5 + 513,62}{1.3} = 931,63t$$

$$\text{ELS} : \frac{Q_f}{2} + \frac{Q_p}{3} = \frac{697,5}{2} + \frac{513,62}{3} = 519,95t$$

	pile		$\phi=30.5$ D=15.00m
	R1	R2	
ELU	315.38	251.06	865.08
ELS	252.41	227.64	519.95

Tableau 33:Récapitulatif des résultats

6.6. 2.Ferraillages des pieux de la pile

Ces efforts donnent un ferraillage négligeable, soit un ferraillage minimum de 0.8% x (A. Pieu) (puisqu'il s'agit d'une zone sismique).

$$A_{min}=0.8\% \frac{(1.2)^2 \times 3.14}{4} = 90.43 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section de 19 HA 25.

Espacement =10 cm zone nodale

Espacement =20 cm zone courante

Conclusion Générale

L'élaboration d'un projet nécessite d'une part, la réflexion et le bon sens, et d'autre part une connaissance étendue dans le domaine d'emploi des différents types de structures, sur les bases de leurs dimensionnements, des sujétions liées aux différentes méthodes d'exécution et des dispositions constructives qui conditionnent la durabilité de la structure à long terme.

L'étude de ce projet a nécessité énormément de temps et des recherches approfondies ce qui nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre cursus universitaire et de bénéficier des connaissances et de l'expérience des gens du domaine.

Notre objectif étant d'aboutir à une structure conçue et calculée de façon à résister avec une sécurité appropriée à toutes les charges et déformations éventuelles pendant la construction et l'exploitation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Ouvrage :

- Règles B.P.E.L 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en bétons armés, suivant la méthode des états limites.
- Règlement parasismique Algérien des ouvrages d'arts (RPOA)
- Document SETRA.
- Cahier des prescriptions communes (fascicule 61 titre II)

Cours :

- Cours de pont CUAT, Mr BOUAYED.
- Cours de béton précontraint CUAT, Mr AMARA.
- Cours de béton armé CUAT, Mr AMARA.

Logiciels :

- SAP2000 pour la modélisation
- AUTOCAD2004, pour les dessins.
- MICROSOFT OFFICE 2010

Sites web:

www.setra.

Mémoire :

- SOUSSI. A & YAGOUB. S (**PFE**) : Etude d'un pont à poutre en béton précontraint
- AZZOUNI .CH&MADJDOUB. M(**PFE**) : Etude d'un pont à poutre en béton précontraint
- BOUTERFASABDELKARIM(**PFE**) : Etude d'un pont à poutre en béton précontraint
- TOR Youcef & MELLOUK Kamel (**PFE**): Etude techno- économique sur deux variantes de pont
- BEKKAL BRIKCI .W& DALI YUCEF. W(**PFE**): Etude d'un ouvrage d'art en béton précontraint
- BENARBIA Djamila & MORSLI Fatima Zohra(**PFE**) : Etude d'une Nouvelle Variante d'un Viaduc Biais à Poutres Sous-chaussée en Béton Précontraint