

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ SAAD DAHLAB DE BLIDA



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de Master
Option : Géotechnique

Thème

Effet du type du tablier sur la portance de la fondation d'un pont - Approche géotechnique

Etudié par : Encadré par :

BELAS Fatima

Dr M. ABDESSEMED

Année Universitaire : 2022/2023

Dédicaces

Aux êtres les plus chers, à ceux qui m'ont munie d'une force morale dure comme fer, dont le mérite et les sacrifices m'ont permis de vivre ce jour. Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents à qui je dois tout, qu'ils trouvent en moi la source de leur fierté.

A la plus douce des mères "Chefia", qui m'a accompagnée durant ce long parcours et m'a couvert de bienveillance et de précieux conseils, Celle à qui je souhaite une longue vie pleine de joie et de prospérité.

A mon cher père "Mustapha", qui m'a transmis le goût à l'effort et qui n'a guère cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études.

A mes frères 'Hassib', 'Amine', 'Abdel Djalil' et leurs épouses et particulièrement mon frère Mohand qui malgré son absence, a toujours été présent parmi nous dans nos cœurs. A ma sœur 'Faiza' et son mari pour leur soutien et encouragements, ainsi que mes neveux et nièces adorés, auxquels je souhaite beaucoup de réussite.

A mes amies spécialement 'Fatie' et tous mes collègues de l'option géotechnique, mes proches et toutes les personnes que j'aime, merci pour l'amour, la patience et le soutien moral.

FATIMA

REMERCIEMENTS

Je remercie tout d'abord le Bon Dieu, le tout puissant de m'avoir donné la force et la volonté afin de mener à bien ce mémoire de master.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance envers mon encadreur Dr. Mouloud ABDESSEMED, Enseignant- Chercheur à l'Université de Blida 1, pour son encadrement exemplaire, son écoute, sa disponibilité et surtout pour ses précieux conseils.

Je remercie aussi, les membres du jury qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'examiner mon travail.

Un grand merci aux ingénieurs de l'organisation CTTP/Alger, où j'ai effectué mon stage pratique et dont l'aide m'a été très précieuse, en l'occurrence : Mme Ouarab Chahira, Mr Hamid, Mr Korichi, Mr. Bounoua (Directeur au CTTP), qui ont eu la gentillesse de m'accueillir et de me transmettre leur savoir et à tous ceux qui de près ou de loin ont participé dans l'accomplissement de mon travail, sans oublier mes chers enseignants, qui ont contribué à ma formation.

Je remercie mes chers parents pour leur aide précieuse et leur soutien tout au long de ces années d'études et sans lesquels je ne serai ce que je suis aujourd'hui, ainsi que toute ma famille et mes ami (e)s pour leur encouragement.

BELAS Fatima.

ملخص:

من المعروف أن الجسور هي أعمال فنية لأن تصميمها وحسابها وبنائها يتطلب مستوى معيناً من المهارة التقنية والخبرة الكبيرة. يتميز كل جسر ببنية فوقية (سطح)، يعتمد اختياره على عدة معايير. تُظهر تجربة شركات بناء الجسور أن نوع السطح، جنباً إلى جنب مع الحمل المدعوم، مرتبط بشكل مباشر بقدرة تحمل أساس الجسر، سواء كان ضحلاً، شبه عميق أو عميقاً.

وفي هذا السياق، ستعالج أطروحة الماجستير هذه المشكلة المطروحة عن طريق وضع دراسات لمختلف الجسور، تتألف من أسطح مختلفة وأسس مناسبة. ستجرى محاولة لتحليل تقرير التربة لكل هيكل، عن طريق خفض الأحمال لتحديد لمعرفة الطريقة المستخدمة لتحديد قدرة تحمل الأساس، وبالتالي إجراء مقارنة بين (Mt, MI, H) عناصر التخفيض نوع سطح الجسر والأساس المناسب لضمان استقرار الهيكل.

الأسس المقترحة هي أسس ضحلة وأسس عميقة على خوازيق وأسس عميقة على أكوام مدفوعة. بالنسبة للأسطح، تم النظر في حالة السطح مسبق الإجهاد وحالة السطح المختلط وحالة السطح الفولاذي.

الكلمات المفتاحية: الجسور، الجيوتقنية، السطح، قدرة التحمل، الأساس، التحليل، المقارنة.

Résumé :

Les ponts sont connus pour être les ouvrages d'art par excellence, du fait que leur conception, leur calcul et leur réalisation, demandent une certaine technicité et un savoir-faire non négligeable. Chaque pont est caractérisé par une superstructure (tablier), dont le choix dépend de plusieurs paramètres. L'expérience des entreprises réalisatrices des ponts, montre que le type du tablier, avec la surcharge supportée, est en lien direct avec la capacité portante de la sa fondation, qu'elle soit superficielle, semi profonde ou profonde. C'est dans ce contexte, que ce mémoire de master, abordera la problématique posée, en établissant des cas d'études de ponts divers, composés de tabliers déférents et de fondations adéquates. On essayera d'analyser le rapport de sol de chaque ouvrage, en faisant une descente de charges pour déterminer les éléments de réduction (MI, Mt , N et H), pour essayer de savoir la méthode appliquée pour la détermination de la capacité portante de la fondation et par conséquent faire une comparaison entre le type de tablier et la fondation adéquate pour assurer toute la stabilité de l'ouvrage. Les fondations proposées sont : fondation superficielle, fondation profonde sur pieux forés et fondation profonde sur pieux battus. Pour les tabliers, on a pris le cas de tablier précontraint, le cas de tablier mixte et le cas de tablier métallique en PRS.

Mots clés : Pont, géotechnique, tablier, portance, fondation, analyse, comparaison.

Abstract:

Bridges are known to be works of art because their design, calculation, and construction require a certain level of technical skill and significant expertise. Each bridge is characterized by a superstructure (deck), the choice of which depends on several parameters. The experience of bridge construction companies shows that the type of deck, along with the supported load, is directly linked to the load-bearing capacity of the bridge foundation, whether it is shallow, semi-deep, or deep. Within this context, this master's thesis will address the posed problem by establishing case studies of various bridges, consisting of different decks and appropriate foundations. An attempt will be made to analyse the soil report for each structure, by lowering the loads to determine the reduction elements (Ml, Mt, N and H), to find out the method used to determine the bearing capacity of the foundation and, consequently, to make a comparison between the type of deck and the appropriate foundation to ensure the stability of the structure. The proposed foundations are shallow foundations, deep foundations on bored piles and deep foundations on driven piles. For the decks, the case of the prestressed deck, the case of the mixed deck and the case of the PRS steel deck were considered.

Keywords: bridge, geotechnics, deck, bearing capacity, foundation, analysis, comparison.

TABLE DES MATIÈRES :

Dédicaces	i
Remerciements.....	ii
Résumé.....	iii
Abstract.....	iv
Table des matières	v
Liste des figures	vii
Liste des tableaux	x
Liste des symboles et abréviations.....	xii
Introduction.....	1
Chapitre I : les ponts et leur application.	
I.1 Préambule.....	2
I.2 Différents types de ponts.....	2
I.3 Rôle du tablier dans le comportement d'un pont.....	9
Chapitre II : Fondations de ponts.	
II.1 Introduction.....	12
II.2 différents types de fondations de ponts.....	12
II.3 descentes de charges et éléments de réduction.....	15
Chapitre III :Reconnaisances Géotechniques et Présentation du Cas d'Étude	
III.1 Préambule.....	18

III.2 Reconnaissances géotechniques.....	18
III.3. Présentation du cas d'étude.....	20
III.4 Procédure et étapes de calcul.....	23
Chapitre IV : Cas d'étude (CTTP)	
IV.1 Procédure.....	26
IV.2 variante 1 : pont à tablier en béton précontraint.....	26
I.V 3 variante 2 : pont à tablier métallique.....	53
IV.4 variante 3 : pont à tablier mixte.....	75
Chapitre V : résultats et discussions	
V.1 Contexte.....	92
V.2 Récapitulatif du travail réalisé.....	92
V.3 Résultats et discussions des valeurs trouvées.....	93
V.4 Conclusion.....	98
Conclusion générale et recommandations.....	99
Références bibliographiques.	

LISTE DES FIGURES

Figure	I.1	Vue	d'un	pont	
rail.....					3
Figure	I.2	Vue	d'un	pont	routier
.....					3
Figure		I.3			Pont
canal.....					4
Figure	I.4	Pont	supportant		un
avion.....					4
Figure	I.5	Cas	du	type	de
viaduc.....					4
Figure	I.6.	Pont	en		béton
précontraint.....					5
Figure I.7. Pont mixte.....					5
Figure		I.8.		Pont	bois-
précontraint.....					6
Figure	I.9	:	pont	mixte	bois-
acier.....					6
Figure	1.10.	Différents	types	de	ponts
selon forme en plan.....					7
Figure	I.11.	Position	du	tablier	de
pont.....					10
Figure	I.12	Tablier	de	pont	en
treillis.....					11

Figure	I.13	pont	à	tablier	
mixte.....					11
Figure	II.1	Schéma	de	fondation	
superficielle.....					13
Figure	II.2	Schémas	semelle	isolée,	filante et
radier.....					13
Figure	II.3	Aperçu	des	fondations	
profondes.....					14
Figure	II.4.	Récapitulatif	des	types	de
fondations.....					15
Figure	III.1	Coupe	longitudinale	du	pont
étudié.....					21
Figure	III.2:	Vue	en	plan	pont en béton
précontraint.....					22
Figure	III.3	: Coupe	transversale	culée	du pont en béton
précontraint.....					24
Figure	III.4	: Détails	sections	variables	poutre en béton précontraint.....
					25
Figure	IV.1	: schéma	détaillé	mur	en retour.....
					27
Figure	IV.2.	Schéma	du	système	de surcharge Bc –
culée.....					30
Figure	IV.3	: schéma	système	de surcharge	Mc 120 –
culée.....					30
Figure	IV.4 :	Schéma	système	de surcharge	D 240 –
culée.....					31
Figure	IV.5 :	Plan	de	disposition	pieux
forés.....					33

Figure IV.6 Disposition pieux battus pour la culée.....	35
Figure IV.7 : coupe transversale poutre – pont en BP.....	41
Figure IV.8 : schéma système de surcharge Bc – pile.....	43
Figure IV.9 : schéma système de surcharge Mc 120 – pile.....	43
Figure IV.10 : schéma système de surcharge D240-pile.....	44
Figure IV.11: disposition pieux forés – pile.....	46
Figure IV.12 : disposition pieux battus – pile.....	47
Figure IV.16 : coupe longitudinale pont métallique.....	51
Figure IV.17 : vue en plan pont a tablier métallique.....	52
Figure IV.18 : détails N1 – éléments du tablier métallique.....	54
Figure IV.19 : détails N2 – éléments du tablier métallique.....	54
Figure IV.20 : détails N3 – éléments du tablier métallique.....	55
Figure IV.21 : coupe transversale culée – pont a tablier métallique.....	56
Figure IV.22 : plan de disposition pieux forés.....	58
Figure IV.23 : disposition pieux battus – culée.....	59
Figure IV.24 : coupe transversale sur pile – pont a tablier métallique.....	63
Figure IV.25: disposition pieux forés – pile.....	67

Figure	IV.26 :	Couple	longitudinale	
culée.....				72
Figure	IV.27 :	vue	en	plan
mixte.....				73
Figure	IV.28 :	coupe	transversale	culée –
mixte.....				74
Figure	IV.29 :	détails	et	section
mixte.....				76
Figure IV.30 :	plan de disposition pieux forés.....			78
Figure IV.31 :	schéma de disposition des pieux battu.....			80
Figure	IV.32 :	coupe	transversale	pile –
mixte.....				84
Figure	IV.33:	disposition	pieux	forés –
pile.....				87
Figure IV.34 :	disposition pieux battus – pile.....			88
Figures	VI.1 :	Ecart	(Tabliers)	-
.....				pieux forés
				97
Figures VI.2 :	Ecart (Tabliers) - pieux battus.....			97
Figures VI.3:	Ecart (Tabliers) - pieux forés			97
Figures VI.4:	Ecart (Tabliers) - pieux battu.....			97

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1 : Résultats caractéristiques physiques relevés au PK 61+840	19
Tableau III.2 : Résultats caractéristiques mécaniques relevés au PK 61+840	20
Tableau IV.1 : Détails calcul mur en retour.....	27
Tableau IV.2 : Charges permanentes (G)- culée.....	28
Tableau IV.3: Tableau récapitulatif des surcharges d'exploitation Q.....	31
Tableau IV.4 : Combinaisons des charges à l'ELS.....	32
Tableau IV.5: Récapitulatif des réactions pour la culée	33
Tableau IV.6: Récapitulatif des réactions pour la culée (pieux battus)	36
Tableau IV.7: Charges permanentes (G) de la culée - fondation superficielle.....	37
Tableau IV.8 : Surcharges d'exploitation Q – culée.....	38
Tableau IV.9 : Combinaisons de charges a l'ELS.....	39
Tableau IV.10 : Récapitulatif des réactions pour la culée.....	40
Tableau IV.11 : Charges permanentes G – pile.....	42
Tableau IV.12 : Surcharges d'exploitation Q – pile	44
Tableau IV.13 : Combinaisons de charges a L'ELS – pile.....	45
Tableau IV.16 : Récapitulatif des réactions sur pile – pieu foré.....	45
Tableau IV.17 : Récapitulatif des réactions sur pile – pieu battu.....	47
Tableau IV.18 : Charges permanentes G – fond superficielle pile.....	48
Tableau IV.19 : Charges variables Q – fond superficielle pile.....	48
Tableau IV.20 : Combinaisons de charges à l'ELS – fond superficielle pile.....	49
Tableau IV.21 : Vérification du poinçonnement.....	50
Tableau IV.22 : Charges permanentes (G) culée – fondations sur pieux forés.....	53
Tableau IV.23 : Tableau récapitulatif des surcharges d'exploitation Q.....	57
Tableau IV.24 : Combinaisons des charges à l'ELS.....	57
Tableau IV.25 : Récapitulatif des réactions sur culée.....	58
Tableau IV.26 : Récapitulatif des réactions appliquées sur la culée.....	59
Tableau IV.27 : Charges permanentes (G) culée – fondations sur pieux forés.....	60
Tableau IV.28 : Surcharges d'exploitation Q – culée.....	60
Tableau IV.29 : Combinaisons de charges à l'ELS.....	61

Tableau IV.30 : Vérification du poinçonnement.....	62
Tableau IV.31 :Charges permanentes (G) – pile.....	64
Tableau IV.32 : Surcharges d’exploitation Q – pile	64
Tableau IV.33 : Combinaisons de charges a L’ELS – pile.....	66
Tableau IV.34 : Récapitulatif des réactions appliquées sur la pile-pieu foré.....	66
Tableau IV.35 : récapitulatif des réactions appliquées sur pile-pieu battu.....	68
Tableau IV.36 : Charges permanentes G – fond superficielle pile.....	69
Tableau IV.37 : Surcharges d’exploitation Q – pile	69
Tableau IV.38 : Combinaisons de charges a l’ELS – pile.....	70
Tableau IV.39 : Vérification du poinçonnement.....	71
Tableau IV.40 : Charges permanentes (G) culée – fondations profondes.....	75
Tableau IV.41 : Surcharges d’exploitation Q – culée.....	77
Tableau IV.42 : Combinaisons des charges à l'ELS.....	77
Tableau IV.43 : Récapitulatif des réactions appliquées sur culée.....	78
Tableau IV.44 : Récapitulatif des réactions appliquées sur la culée – pieu foré.....	79
Tableau IV.45: Charges permanentes (G) culée – fondation superficielle.....	81
Tableau IV.46 : Surcharges d’exploitation Q – culée.....	82
Tableau IV.47 : Combinaisons de charges à l'ELS	82
Tableau IV.48 : Récapitulatif des réactions appliquées sur culée.....	83
Tableau IV.49 : Charges permanentes G – pile.....	85
Tableau IV.50: Surcharges d’exploitation Q – pile.....	86
Tableau IV.51: Combinaisons de charges a L’ELS – pile.....	86
Tableau IV.52 : Récapitulatif des réactions appliquées sur pile-pieu foré.....	87
Tableau IV.53 : Récapitulatif des réactions appliquées sur pile- pieu battu.....	88
Tableau IV.54 : Charges permanentes G – fond superficielle pile.....	89
Tableau IV.55: Charges variables Q – fond superficielle pile.....	90
Tableau IV.56: Combinaisons de charges à l’ELS – fond superficielle pile.....	90
Tableau IV. 57 : Vérification du poinçonnement.....	91
Tableau V.1 : Comparaison résultats pour tablier en béton précontraint.....	93
Tableau V.2 : Comparaison résultats pour tablier en charpente métallique.....	94

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

D : ancrage de la fondation dans le sol (m).

B : largeur de la semelle (m).

L : longueur de la semelle (m).

G : poids propre ou charge permanente de la structure (t/m^3).

Q : surcharges d'exploitation ou charges variables d'exploitation (t/m^3).

ELS : état limite de service.

ELU : état limite ultime.

k_a : coefficient de poussée active.

C_u : cohésion non drainée.

C : cohésion du sol (kPa).

φ : angle de frottement interne du sol ($^\circ$).

γ : poids volumique du sol (kN/m^3).

π : symbole mathématique équivalent à « 3.14 ».

MH : moment horizontal ou longitudinal (t.m).

MN : moment vertical ou transversal (t.m).

Ω : surfaces en (m^2).

F : facteur de sécurité = 3

Φ : diamètre du pieu en (m).

\bar{Q} : capacité portante du pieu battu selon Crandall (t).

σ_{sol} : capacité portante admissible d'un sol.

σ_{\min} : contrainte minimale.

σ_{\max} : contrainte maximale.

σ_m : contrainte moyenne.

S sur remblai : surcharges sur remblai (t/m^3).

P sur remblai : poids de la surcharge sur remblai (t/m^3).

Frein A(l) : freinage de la surcharge A(l) en (t).

Frein Bc : freinage de la surcharge Bc en (t).

INTRODUCTION GENERALE

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance, sa conception, son calcul et sa réalisation demandent une technicité et un savoir-faire non négligeables, c'est le cas pour le pont, dont la fonction principale est de permettre le franchissement d'un obstacle naturel ou une autre voie. Son appellation varie selon la voie qu'il porte (voie routière, ferrée, canal...), et sa portée (pont courant, viaduc, suspendu ...) mais quel que soit son appellation, le pont est composé de 3 principales parties : le tablier (superstructure) qui est la partie supérieure du pont en contact direct avec les sollicitations du trafic routier, les piles qui est l'élément porteur du pont et qui reçoit les charges du tablier et les répartie sur la fondation et enfin, les fondations, qui peuvent être superficielles, profondes ou semi profondes. Ainsi donc leur choix dépend de l'emplacement (zone) le type du sol et l'envergure du projet.

C'est ce qui fera l'objet de ce mémoire avec la problématique abordée, consistant à voir l'effet du type du tablier sur la capacité portance de la fondation. Pour cela on proposera de faire une comparaison technique sur un certain nombre de ponts déjà existants, en s'appuyant sur les rapports de sol et l'analyse des méthodes utilisées et par conséquent réaliser un calcul analytique ou numérique.

Après une introduction générale, le premier chapitre abordera les différents types de ponts et les critères et paramètres de leur conception. Quant au deuxième chapitre, on détaillera le rôle de la fondation d'un pont et les différents types de ces fondations, ainsi que les critères de leur choix. Une lecture du contenu du rapport de sol, concernant la détermination de la capacité portante, avec la méthode, in situ, appliquée, fera l'objet d'une genèse et discussion. Dans le troisième chapitre.

Tandis que le quatrième chapitre, traitera les cas d'étude réels, octroyés au niveau de l'organisme d'étude et contrôle CTP, avec le détail des différents cas de variantes adoptées, en faisant des descentes de charges, pour les cas des tabliers en béton précontraint, mixte et métallique et en choisissant la fondation qu'il faut en prenant le cas de fondation superficielle, fondation sur pieux forés et fondation sur pieux battus.

Enfin, le chapitre cinq, sera consacré à la présentation des résultats trouvés, avec des interprétations et discussion, en présentant les avantages et inconvénients de chaque variante présentée. Une conclusion générale et des recommandations sanctionneront le contenu de ce mémoire.

LES PONTS ET LEURS APPLICATIONS

I.1 Préambule

Le pont est un ouvrage d'art, appartenant à la catégorie des infrastructures de base, vu les fonctions qu'il joue et les moyens humains et matériels qu'on doit fournir pour sa réalisation. Par définition, le pont est une structure qui doit permettre de franchir ou de surmonter un obstacle naturel ou artificielle (oued, rivière, déblai, cours d'eau, route, chemin de fer, ...etc.), ou plusieurs obstacles à la fois, il est alors appelé Viaduc [1]

I.2 Différents types de ponts

Il existe plusieurs types de ponts qu'on peut classer suivant des familles selon le type de critères auquel on s'intéresse. Il existe 4 grandes familles selon lesquelles on peut classer un pont :

- Selon les efforts.
- Selon sa fonction.
- Selon son matériau de construction.
- Selon le type d'éléments porteurs
- Selon la forme en plan.
- Selon la mobilité.
- Classification statique.
- Classification dynamique.

I.2.1 Classification selon les efforts :

Si on devait effectuer une classification en prenant en compte le type de fonctionnement du pont ou plutôt la nature des efforts transmis aux appuis ou aux culées conduit à classer les ponts en trois catégories :

- Travail en traction : c'est le cas des ponts suspendus dont les câbles engendrent une composante horizontale de traction.
- Travail en compression : c'est les cas des ponts à dalle qui exercent une action verticale de compression sur leurs appuis.
- Travail en flexion : c'est le cas des ponts à poutres.

I.2.2 Classification selon la fonction du pont :

En effet, l'appellation d'un pont varie selon l'obstacle à franchir mais elle varie aussi selon le type de la voie portée :

- Pont rail : il s'agit d'une voie ferrée portée sur un pont qui surmonte un obstacle naturel (Figure I.1).
- Aqueduc : c'est un pont qui porte une conduite d'eau, de gaz ou autre.
- Pont routier : c'est le type le plus courant il s'agit d'une voie routière surmontant un obstacle naturel ou une autre voie (Figure I.2).



Figure I.1 Vue d'un pont rail



Figure I.2 Vue d'un pont routier

- Passerelle : il s'agit d'un pont pour piétons qui permet de franchir un obstacle, traverser une route, surmonter une voie roulante..., ce type de pont est connu pour ses petites dimensions.
- Pont canal : ce type n'existe que dans de rares pays, c'est un pont qui porte un cours d'eau navigable (Figure I.3).
- Pont avion : qui permet à l'avion de franchir un obstacle dans un aéroport (Figure I.4)



Figure I.3 Pont canal



Figure I.4 Pont supportant un avion

- Viaduc : C'est un pont routier de très grandes dimensions, il a pour fonction de traverser plusieurs obstacles à la fois tels que : une plaine, un cours d'eau, une voie routière, différence d'altitude ...



Figure I.5 Cas du type de viaduc

I.2.3 Classification selon le matériau de construction

Il existe plusieurs types de matériaux cependant, il est important de savoir que chaque matériau a sa propre spécificité (tel que la résistance à la traction pour l'acier ou la résistance à la compression pour le béton) ainsi on peut combiner certains types de matériaux afin d'atteindre les caractéristiques voulues. Les matériaux existants sont :

- Pont en maçonnerie : construit en pierre, ce pont ne travaille qu'en compression.
- Pont en béton armé : ce type de ponts est couramment utilisé vu que le coût du béton armé est assez économique par rapport aux autres matériaux, il travaille en compression et en traction en raison de la combinaison de l'acier et du béton.

- Pont en béton précontraint : les éléments porteurs sont munis de câbles précontraints. Cette technique aide à diminuer le nombre d'appuis (Figure I.6).
- Pont mixte béton - acier : ce type de pont présente en général des appuis en béton armé avec des éléments porteurs en charpente (Figure I.7).



Figure I.6. Pont en béton précontraint

Figure I.7. Pont mixte

- Pont en bois : Le bois possède d'excellentes caractéristiques mécaniques et est facile à assembler. Ce matériau a dès l'Antiquité permis la construction de ponts permettant le passage de chariots lourdement chargés. Le système le plus simple consistait à confectionner des travées assez courtes, avec des troncs d'arbres en remplacement aux poutres, liés entre eux et recouverts [1].
- Pont en bois- précontraint : la première apparition du tablier en bois précontraint fut au Canada, après avoir constaté les nombreuses dégradations qui surgissent sur les structures en béton armé. Outre le fait que le bois n'est pas attaqué par les sels de déverglaçage, ce type de tablier présente plusieurs avantages : légèreté, résistance, rapidité d'exécution, ainsi qu'une relative facilité de réalisation. Le bois précontraint transversalement est considéré comme un matériau de compression sous l'effet de tiges d'acier mises en tension. Il en résulte une section mixte légère, dont le poids volumique est d'environ 6 kN/m^3 (contre 25 kN/m^3 pour le béton) (Figure I.8) [2]
- Pont mixte bois – acier : Le mariage du bois et de l'acier a pour objectif d'obtenir une plus grande rigidité pour mieux transmettre et répartir les efforts. Pour éviter les problèmes liés aux écarts de variations dimensionnelles des deux matériaux vis-

à-vis de la température et de l'humidité (dilatation, gonflement, retrait), le principe est que le bois travaille dans le sens opposé à celui de l'acier. En général, le bois est utilisé dans le sens longitudinal, et l'acier dans le sens transversal [2]



Figure I.8. Pont bois- précontraint



Figure I.9 : pont mixte bois-acier.

I.2.4 Classification Selon le type d'éléments porteurs

- On appelle élément porteur cet élément qui est responsable de transmettre les différentes charges (qu'elles soient permanentes : tel que le poids propre de la structure, ou d'exploitation : tel que le trafic routier, ou même accidentelles : tel que l'effet du vent, neige, température...), dans le cas du pont il s'agit des piles (ou câbles s'il est suspendu) qui sont responsables de transmettre les charges transmises par le tablier et de les répartir uniformément sur la fondation.
- Pont à câbles : ce type est employé dans le cas des portées importantes notamment en milieu marin. Cette catégorie comprend les ponts suspendus dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à des câbles flexibles ou des chaînes reliées aux culées, et les ponts haubanés qui quant à eux tiennent grâce à des câbles reliés en diagonal à un pylône qui supporte le tablier qui lui-même supportera à son tour tout le poids du pont [3]
- Pont en poutre-caisson : c'est un pont dont le tablier est constitué par un assemblage de caissons, Le tablier se compose d'une ou plusieurs caissons en béton ou béton précontraint, évidés à l'intérieur assemblés les uns aux autres pour former un tablier. De ce fait, leurs rigidités vis-à-vis la flexion et la torsion sont

considérables. Ils sont utilisés pour des portées plus importantes que celles en dalle pleine, et sont souvent pratiqués en cas de pont très hauts (faciles à soulever).

- En treillis : il s'agit de barres assemblées de manière horizontale, verticale ou inclinée, de telle manière de suivre un système de triangulation adapté, ce type est connu pour travailler en traction
- Pont dalle : les dalles ont une section d'aspect général rectangulaire, qui peut avoir un encorbellement latéral ou des nervures (dans le but d'augmenter l'inertie de la dalle et donc augmenter la stabilité).
- Pont en arc : l'un des plus anciens ponts en acier, en maçonnerie ou en béton armé coulé. Ces ponts sont très esthétiques en plus d'être résistants cependant, ils coûtent très cher car ils demandent un certain savoir-faire et une main d'œuvre qualifiée.

I.2.5 Classification selon la forme en plan du pont :

On peut distinguer 3 différents types de formes en plan du tablier (Figure I.10) :

- Pont droit : l'axe des appuis est perpendiculaire à l'axe longitudinal du tablier
- Pont biais : l'axe des appuis font un angle non droit ($\neq 90^\circ$) avec l'axe longitudinal du tablier.
- Pont courbé : l'axe du Tablier est courbé en plan, cette courbure peut être constante ou variable comme il peut y avoir une seule courbure ou plusieurs.

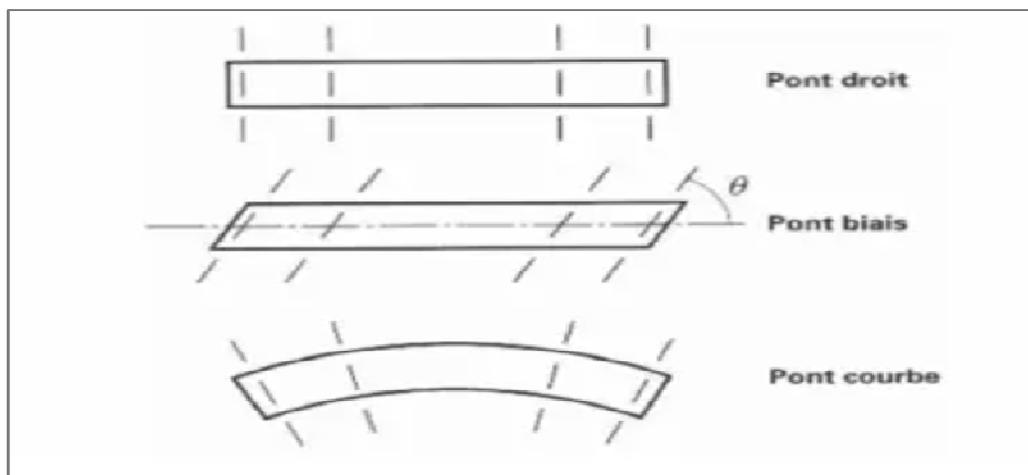


Figure 1.10. Différents types de ponts selon forme en plan.

I.2.6 Classification selon la mobilité du pont

Les ponts sont classés en 5 grandes catégories :

- Les ponts fixes : sont des structures qui ne se déplacent pas, généralement en béton armé (en charpente ou mixte), connues pour leur capacité à supporter de grandes charges et leur grande durée de vie.
- Les ponts levants : ce sont des ponts qui peuvent être déplacés (levée ou abaissée à l'aide de mécanismes hydrauliques ou électriques) pour permettre le passage de bateaux ou de navires, ils sont donc utilisés dans les canaux, les ports et les zones maritimes où la navigation est fréquente, ils se soulèvent sur une extrémité ou verticalement [3]
- Les ponts tournants : le principe est le même que pour les ponts levants, le but est de permettre le passage des bateaux, la seule différence c'est que ces ponts sont conçus pour pivoter sur un axe central, permettant ainsi aux bateaux de passer sous eux. Les ponts tournants modernes sont généralement motorisés (munis de moteur) et peuvent être contrôlés à distance [3]
- Pont transbordeur : Pont suspendu constitué de deux pylônes et d'une poutre de rigidité sous laquelle se déplace une nacelle suspendue qui permet le passage d'une rive à l'autre [3].

Note : ce type de pont a disparu avec le temps, Il n'en reste que très peu, notamment en France le seul ouvrage qui reste de ce type est à Rochefort.

- Pont rétractable : (pont coulissant, pont roulant) est une sorte de pont mobile à tablier reculant par translation pour libérer le passage il se trouve au niveau des rives aussi Appelé parfois pont-brouette [3]

I.2.7 Classification statique des ponts

La classification statique des ponts est basée sur les charges permanentes (poids propre) et d'exploitation (temporaires). Les charges permanentes comprennent le poids de la structure elle-même, tandis que les charges temporaires comprennent le poids des véhicules et des piétons. Les ponts peuvent donc être classés en fonction de leur capacité à supporter ces charges comme suit :

- Les ponts légers : sont conçus pour supporter des charges relativement faibles, tels que les piétons et les cyclistes
- Les ponts moyens : sont conçus pour supporter des charges plus importantes, tels que les voitures et les camions légers.
- Les ponts lourds : sont conçus pour supporter des charges très importantes, tels que les camions lourds et les trains.

I.2.8 Classification dynamique des ponts

La classification dynamique des ponts est basée sur les charges dynamiques, ce sont les charges qui varient en fonction du temps et elles comprennent les vibrations causées par le trafic, les vents et les séismes. Les ponts peuvent donc être classés en fonction de leur capacité à résister à ces vibrations comme suit :

- Les ponts souples : conçus pour absorber les vibrations causées par le trafic léger.
- Les ponts semi-rigides : conçus pour absorber les vibrations causées par le trafic plus lourd.
- Les ponts rigides : conçus pour résister aux vibrations causées par les séismes et les vents violents

I.3 Rôle du tablier dans le comportement d'un pont

I.3.1 Composants du tablier :

Le tablier est l'un des éléments porteurs du pont, il se situe dans la partie supérieure et se compose de (Figure I.11) :

- a) **La dalle** : le plus souvent en béton armé ou en corps creux (hourdis) elle reçoit les différentes couches composant la chaussée routière, elle sert d'élément de couverture, c'est aussi la partie sollicitée par le trafic routier, sur laquelle roulent les véhicules ...
- b) **Les poutres** : les poutres se situent exactement sous la dalle et sont chargées d'accueillir les efforts dus au poids propre (de la dalle) et aux surcharges et de les reporter sur les

culées et appuis. On en distingue deux types : les poutres latérales et les poutres sous chaussée.

- c) **Les entretoises** : interviennent dans le cas de ponts à poutres en béton, ces éléments servent de liaison entre les poutres, et ont deux fonctions principales : en s'opposant au déversement elle assurent la stabilité dans le sens transversal des poutres et solidarisent en répartissant de la manière la plus uniforme possible les surcharges d'exploitation et le poids propre sur les poutres il faut donc que leur nombre soit suffisant sans pour autant exagérer et en respectant le poids propre qui doit être réduit au maximum.
- d) **Les longerons** : exclusivement utilisés dans le cas de ponts métalliques, comme leur nom l'indique ils longent toute la longueur du pont ils sont donc disposés de manière parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage leur rôle est d'assurer la liaison entre les entretoises.
- e) **Le Contreventement** : il s'agit du croisement de deux poutres horizontales entre deux poutres latérales et ceci dans le but d'assurer la stabilité du tablier sous les efforts du vent.

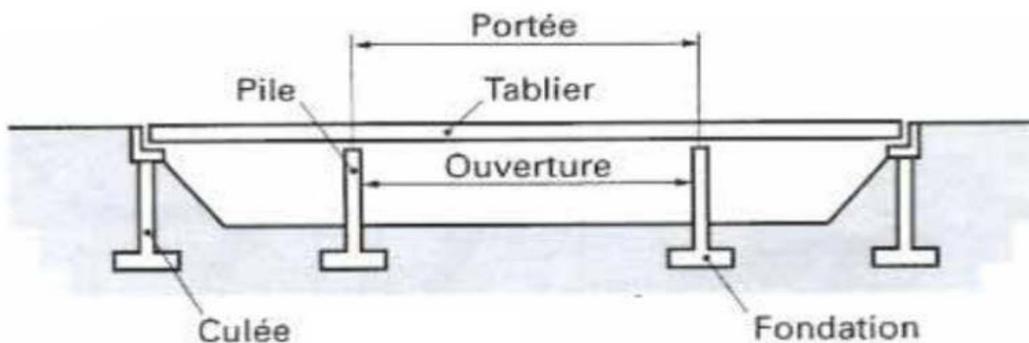


Figure I.11. Position du tablier de pont.

I.3.2 Rôle du tablier

Lors de la conception du tablier, l'ingénieur a des exigences spécifiques à prendre en compte en matière de charges, de durabilité et de sécurité. De nombreux facteurs entrent alors en jeu tels que la circulation attendue, les types de véhicules qui circuleront, les conditions climatiques, la durée de vie estimée du pont et les matériaux disponibles.

En somme, le tablier est une composante très importante dans un pont son rôle se divise en deux parties, la première est de composer une assise suffisamment rigide qui permet le franchissement d'obstacles (par les piétons ou véhicules...) , la deuxième est de supporter les charges

engendrées par les sollicitations du trafic routier et permet l'absorption et la répartition de ces chocs et les transmettent aux poutres (arcs ou câbles qui constituent la structure du pont) qui les transmettront à leur tour aux piles et culées enfin aux fondations. Mais le comportement de la structure dans son ensemble ou plus exactement sa stabilité ne répond pas seulement du tablier mais de son interaction avec les autres éléments composants ce pont (Figure I.12) (figure I.13)



Figure I.12 Tablier de pont en treillis



figure I.13 pont à tablier mixte

FONDATEIONS DE PONTS

II.1 Introduction

Les fondations font partie des éléments constituant le pont, la partie supérieure (tablier, pile, culée...) est appelée superstructure tandis que les fondations constituent l'infrastructure car elles se trouvent ancrées sous le sol à une certaine profondeur de la surface du terrain naturel appelée l'ancrage ou la fiche. Leur rôle consiste à accueillir les différentes charges qui leur parviennent par le biais des piles et culées et les transmettre aux différentes couches du sol d'assise capable de supporter sans déformations ni rupture (c'est-à-dire sans le moindre tassement ou effondrement) ces sollicitations. Et par conséquent assurer la stabilité et la résistance de la structure du pont avec les moindres risques possibles. La source de ces risques peut varier entre le milieu environnant, la structure supportée, sans oublier le sol dont la nature, la résistance mécanique et le comportement, peuvent faire toute la différence sur la sécurité d'une construction. On perçoit alors l'importance de la bonne reconnaissance des sols avant toute décision. La campagne de reconnaissance géotechnique se fait par le biais d'essais au laboratoire et in-situ, ce qui prendra une part importante dans le choix final du type de fondation.

II.2 Différents types de fondations de ponts :

Il existe plusieurs types de fondations utilisés pour les ponts, celles-ci varient en fonction du type du sol, de ses caractéristiques, de la taille du pont, des sollicitations auxquelles est soumise la structure du pont ... les types les plus utilisés sont :

II.2.1 Fondations superficielles :

Semelle isolée, filante ou radier, ce sont des éléments horizontaux en béton armé qui sont posés directement sur le sol et qui sont utilisés pour soutenir les piliers et les murs de soutènement, utilisés lorsque le sol sur lequel reposera la fondation est suffisamment résistant pour supporter la charge du pont. Ce type de fondations admet une faible hauteur d'ancrage et est généralement utilisé pour les ponts de petite à moyenne envergure. Une fondation est considérée superficielle si $(D/B < 4)$ (D) étant l'ancrage et (B) largeur de la base [3].

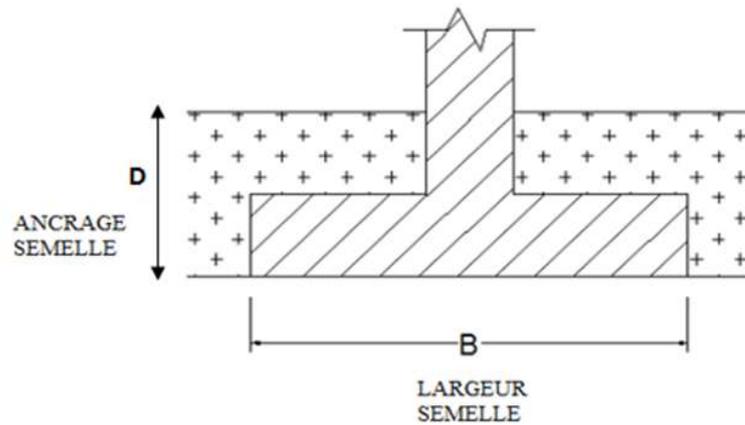


Figure II.1 Schéma de fondation superficielle.

La Semelle filante admet des dimensions $B \gg L$ tel que la longueur est très grande comparée à la largeur, elle reçoit et répartit les charges de l'ouvrage uniformément et linéairement sur le sol (Figure II.2)

Tandis que la semelle isolée admet une largeur B et longueur L tel que dans la plupart des cas $L = B$, elle permet de supporter une charge concentrée seulement venant d'éléments isolés comme des piles de pont...

Pour le radier, il admet des dimensions L et B tel que $L \times B$ est comparable à la surface de la structure portée, permet une répartition uniforme des charges sur un sol dont la portance est médiocre.

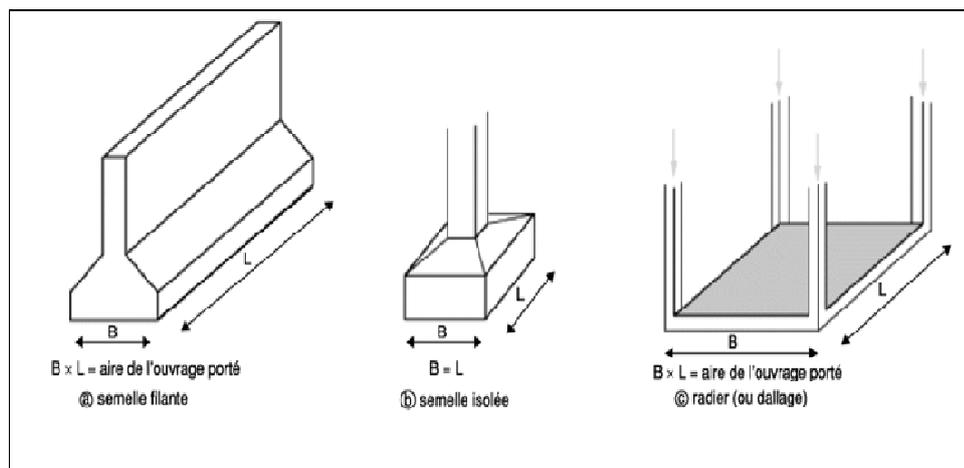


Figure II.2 Schémas semelle isolée, filante et radier.

II.2.2 Fondations profondes :

Une fondation est considérée profonde si le rapport ($D/B > 10$), et selon (Fascicule 62 titre V) [], qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e/B est supérieure à 5. Lorsque le sol dont on dispose présente une capacité portante faible ou limitée, des fondations profondes sont nécessaires (ou lorsque le sol résistant se trouve à une très grande profondeur ou dans le cas d'une structure très importante), les types le plus utilisés sont les pieux (ou puits). Les puits se réalisent par forage, les pieux quant à eux peuvent être mis place par battage, fonçage, forage... comme ils peuvent être fait en acier, en béton préfabriqué ou coulé sur place. Et ceci selon le type du sol, ses caractéristiques mécaniques, type de l'ouvrage à supporter, la charge transmise, et son emplacement, les délais de réalisations et le coût de l'opération.

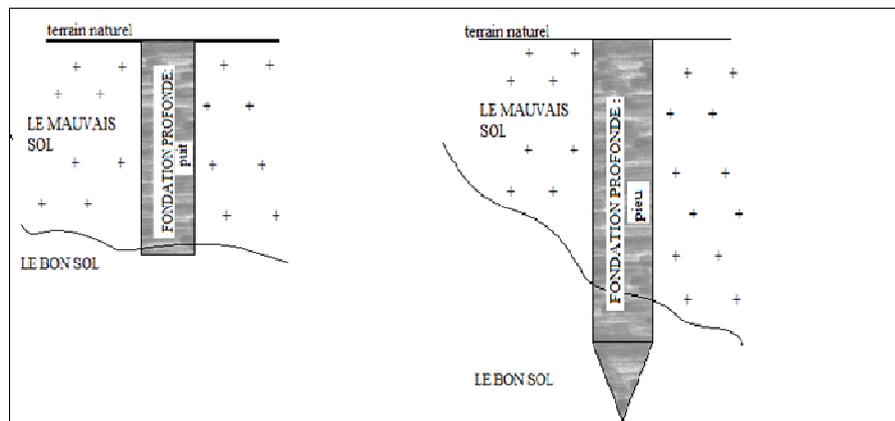


Figure II.3 Aperçu des fondations profondes.

II.2.3 Fondations spéciales

Ce type de fondations sont utilisées pour des sols présentant des problèmes (instables) ou pour des situations particulières tel que les fondations sous-marines, les fondations en terrain rocheux, les fondations sur sol compressible, les fondations sur palplanche, on distingue quelques-unes de ses fondations spéciales : Injection des sols, Parois moulées, Écrans étanches, Jet grouting... et donc la réalisation nécessite des matériaux spéciaux , des techniques particuliers et de la main d' œuvre qualifiée .

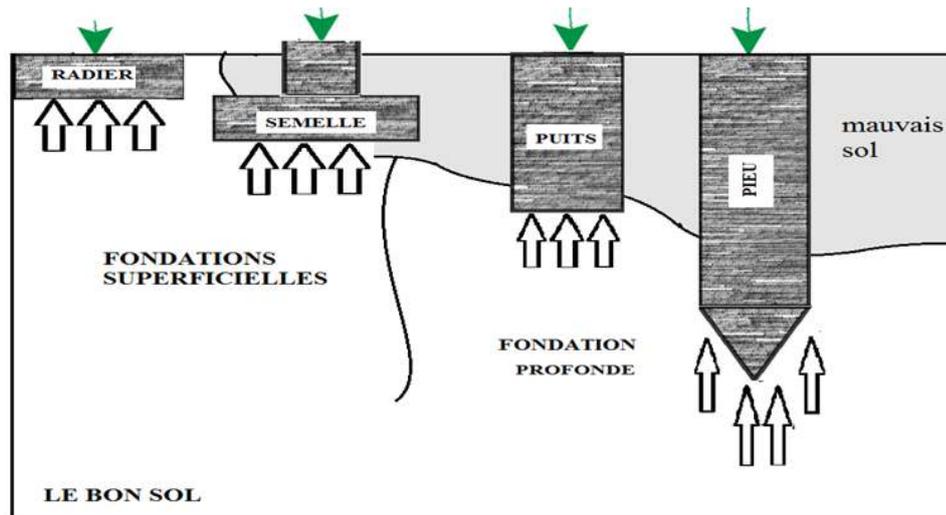


Figure II.4. Récapitulatif des types de fondations

II.3 Descente de charges et éléments de réduction

II.3.1 Principe

La descente de charges à effectuer la répartition et la transmission des charges appliquées sur la structure du pont ou tout autre ouvrage de génie civil. Il est essentiel de répartir les charges permanentes (poids propre du pont) et les surcharges d'exploitation (effort du trafic routier et efforts de freinage) de manière appropriée afin d'éviter des surcharges et donc des déformations excessives qui pourraient nuire à la sécurité et la stabilité de la structure. Elle se fait comme suit [3] :

- Identification des charges : Il s'agit d'identifier toutes les charges qui peuvent agir sur la structure et les trier par :
 - Nature : la nature des charges (volumiques, surfaciques, linéiques, ponctuelles)
 - Classe : qu'elles soient permanentes (poids propre, éléments fixes), variables (effort de freinage, surcharge due au Trafic) ou accidentelles (charges climatiques, séisme etc.)
- Répartition des charges : Une fois les charges identifiées, elles doivent être réparties sur les différents éléments porteurs de la structure qui les transmettront à leur tour aux fondations. Tout en respectant la manière dont les charges sont transmises d'un élément à un autre.

- Calcul des réactions aux appuis : c'est-à-dire les forces exercées par la structure sur les supports tels que les fondations, doivent être calculées en fonction de la répartition des charges. Ces réactions déterminent la manière dont la structure est soutenue et résiste aux forces extérieures.
- Vérification de la structure : Une fois les calculs des réactions aux appuis et des charges réparties terminés, l'étape suivante consiste à vérifier la combinaison de toutes ces charges. Il s'agit de vérifier la capacité des fondations et du sol d'assise à supporter les charges calculées sans dépasser leur capacité de résistance.

La descente de charges est une étape essentielle dans la conception d'une structure stable, sûre, et à moindre coûts. Elle nécessite une analyse détaillée et précise des charges appliquées et de leur répartition sur la structure.

II.3.2 Combinaisons de charges

Les ingénieurs en génie civil utilisent des coefficients, des facteurs de sécurité et des normes de conception spécifiques pour garantir que les charges sont correctement prises en compte et que la structure est dimensionnée en conséquence. la vérification aux états limites est valable pour tous les ouvrages quel que soient leurs types :

- → l'état limite ultime (ELU)

C'est une condition de non effondrement assurant la sécurité des personnes.

- → l'état limite de service (ELS)

C'est une condition qui permet de limiter les déformations admissibles.

Chaque état limite admet des coefficients appelés coefficients de sécurité. Ils permettent de combiner les charges.

- ELU : $1.35 G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

II.3.3 Eléments de réduction

L'effort normal, l'effort tranchant et le moment fléchissant sont des termes clés utilisés pour décrire les principales forces et les moments qui agissent sur les éléments structuraux d'un pont, et peuvent être décrits comme suit :

- **Effort normal** : également appelé force normale ou force axiale, est la composante de la force qui agit le long de l'axe longitudinal d'un élément structural c'est donc une force verticale. Il est généralement causé par des charges axiales, telles que le poids propre de l'élément, les charges verticales appliquées ou les forces de traction/compression. L'effort normal permet la détermination de la résistance à la traction et à la compression d'un élément structural, tel que la pile.

Le calcul de cet effort normal permet le dimensionnement adéquat de sections transversales des éléments afin de s'assurer qu'ils peuvent résister à ces forces.

- **Effort tranchant** : L'effort tranchant, ou force tranchante, est la force qui agit perpendiculairement à l'axe longitudinal d'un élément structural c'est donc une force horizontale, Il est généralement causé par des charges appliquées horizontalement, telles que les forces latérales résultant du vent ou efforts de freinage des véhicules.

L'effort tranchant permet d'évaluer la capacité de charge des éléments, tels que les poutres, les dalles ou les tabliers de pont. L'effort tranchant doit être pris en compte lors de la conception des éléments pour garantir leur résistance structurelle et leur stabilité.

- **Moment fléchissant** : Le moment fléchissant, souvent appelé simplement moment, est la tendance d'une force à faire fléchir un élément structural. Il est causé par des charges appliquées qui créent une flexion ou une courbure dans les éléments, tels que les poutres et les dalles de pont. Le moment fléchissant peut varier le long de la portée du pont et influe sur la résistance à la flexion des éléments, il doit bien évidemment être pris en compte lors du dimensionnement des sections transversales et même longitudinales.

L'analyse et le calcul de ces éléments de réduction est essentiel lors de la conception des ponts, ils assurent sécurité et durabilité. Des méthodes d'analyse structurelle avancées sont utilisées de nos jours telles que la méthode des moments, la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies, pour évaluer ces forces et moments dans la structure du pont et garantir que les éléments sont adéquatement dimensionnés pour résister aux charges et aux contraintes prévues et ainsi pouvoir prévoir préalablement la durée de vie de la structure et minimiser sa dégradation.

RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES ET PRÉSENTATION DU

CAS D'ÉTUDE

III.1 Préambule

L'objectif de cette partie de calcul est de déterminer la capacité portante des pieux, en tant que fondation profonde, en faisant une descente de charges pour le cas du tablier du pont étudié. On passera par la présentation du cas d'étude pratique octroyé par l'organisme d'Etude et Contrôle des Travaux Publics (CTTP), avec la connaissance géotechnique établie à cet effet.

III.2 Reconnaissances géotechniques

Afin d'avoir une idée sur le sol d'assise, une étude géotechnique a été réalisée par le 'CTTP', à la demande du maître de l'Ouvrage " DTP de la Wilaya de Tlemcen" et ce, dans le cadre du projet " Autoroute des Hauts Plateaux". Ce projet comprend plusieurs liaisons routières dont celle de la liaison : Tlemcen- El Aricha, qui s'étale sur 105 km divisés en plusieurs tronçons.

La campagne de reconnaissance géotechnique menée, consiste à définir la nature et la géométrie des terrains ainsi que leurs caractéristiques en se basant sur les différents essais réalisés (in-situ et au laboratoire), et bien évidemment une proposition de système de fondations.

III.2.1 Résultats de l'étude géotechnique

La campagne pour l'étude géotechnique a permis d'obtenir les informations et résultats suivants.

Situation géographique :

La zone étudiée PK 61+840 d'après la carte géologique de Tlemcen, cette région présente une topographie accidentée, le tracé passe par une zone de talus rocheux à pente douce.

Programme d'essais in-situ :

Treize (13) sondages carottés ont été réalisés dans le cadre de la campagne d'investigations géotechnique, permettant d'extraire des échantillons de sol intact afin de les soumettre à des essais géotechniques. La lithologie révélée lors de la mise en œuvre des sondages est la suivante :

Sondage carotté 12 [00.00 – 11.50 m] : PK 61+840, roche calcaire craie tendre et friable de couleur blanchâtre.

Programme d'essais au laboratoire :

Pour pouvoir arriver à proposer des fondations qui conviennent, il est nécessaire de connaître les caractéristiques du sol pour cela une batterie d'essais a été réalisée sur les échantillons relevés, nous avons réalisé les essais suivants :

- Analyse granulométrique.
- Limites d'Atterberg.
- Mesure de la densité et teneur en eau naturelle.
- Essai de cisaillement non consolidé et non drainé UU.
- Essai de cisaillement consolidé et drainé CD.
- Essai de compressibilité à l'œdomètre.

Les essais réalisés ont révélé les résultats récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau III.1 : Résultats caractéristiques physiques relevés au PK 61+840.

	Profondeur (m)	$\gamma_d(t/m^3)$	D max (mm)	W %	0.2mm < (%)	80 μm < (%)	WL %	IP %
Pk 61+840	2,80-3,00	1,28	5	21,95	58	52	43,33	19,8
	3,40-3,60	1,34	5	24,33	75	70	42,32	19,1
	6,00-6,30	1,71	/	19,34	100	100	45,81	21,5
	11,10-11,5	1,72	5	17,11	62	59	47,3	22,7

Tableau III.2 : Résultats caractéristiques mécaniques relevés au PK 61+840

	Profondeur (m)	Cu (kPa)	C'(kPa)	Cc (%)	Φ (°)	Cg (%)	Φ_u (%)	σ_p (bar)
PK	6,00-6,30	/	/	10,22	/	2,83	/	3,82
61+480	11,10-11,50	/	/	13,56	/	2,52	/	1,43

III.2.2 Interprétation des résultats :

Au niveau de PK 61+840 la granulométrie montre des sols fins disposant d'une fraction sableuse avec % de passants variant entre 52 et 75 % de diamètre inférieur à 80 μm , ceci se traduit par la faible plasticité de ces sols qui tourne aux alentours de 19 à 22%. On note aussi, que pour les densités, elles sont faibles en surface et s'améliorent en profondeur (De 1.28 => a 1.74 t /m³).

III.3. Présentation du cas d'étude

Notre cas d'étude, qui nous a été octroyé par le "CTTP", consiste à étudier et calculer la descente de charges d'un tablier de pont, conçu en béton précontraint.

Il s'agit d'un pont isostatique droit, composé de deux travées (2*25.25m), six poutres en béton précontraint de dimensions (h=1.30m*l=25.7m), d'entre axes d= 1.7m, avec hourdis en béton armé (e= 0.25m). Deux trottoirs de rive, avec corniche (l=1.25m). L'infrastructure est composée de deux culées remblayées + une pile intermédiaire circulaire. Transversalement, le revêtement du tablier est de d'épaisseur (e= 0.08m) et d'un devers en toit de 3%.

Le détail de dimensionnement de chaque appui est comme suit :

- Culée 1 : h= 7m ; h totale= 10.17m ; ep (mur frontal) = 1.2m
- Culée 2 : h=7m ; h totale= 10.29m ; ep (mur frontal) = 1.2 m
- Pile : h= 7.30m ; h totale= 8.7m ; Φ = 1.2 m (circulaire) .

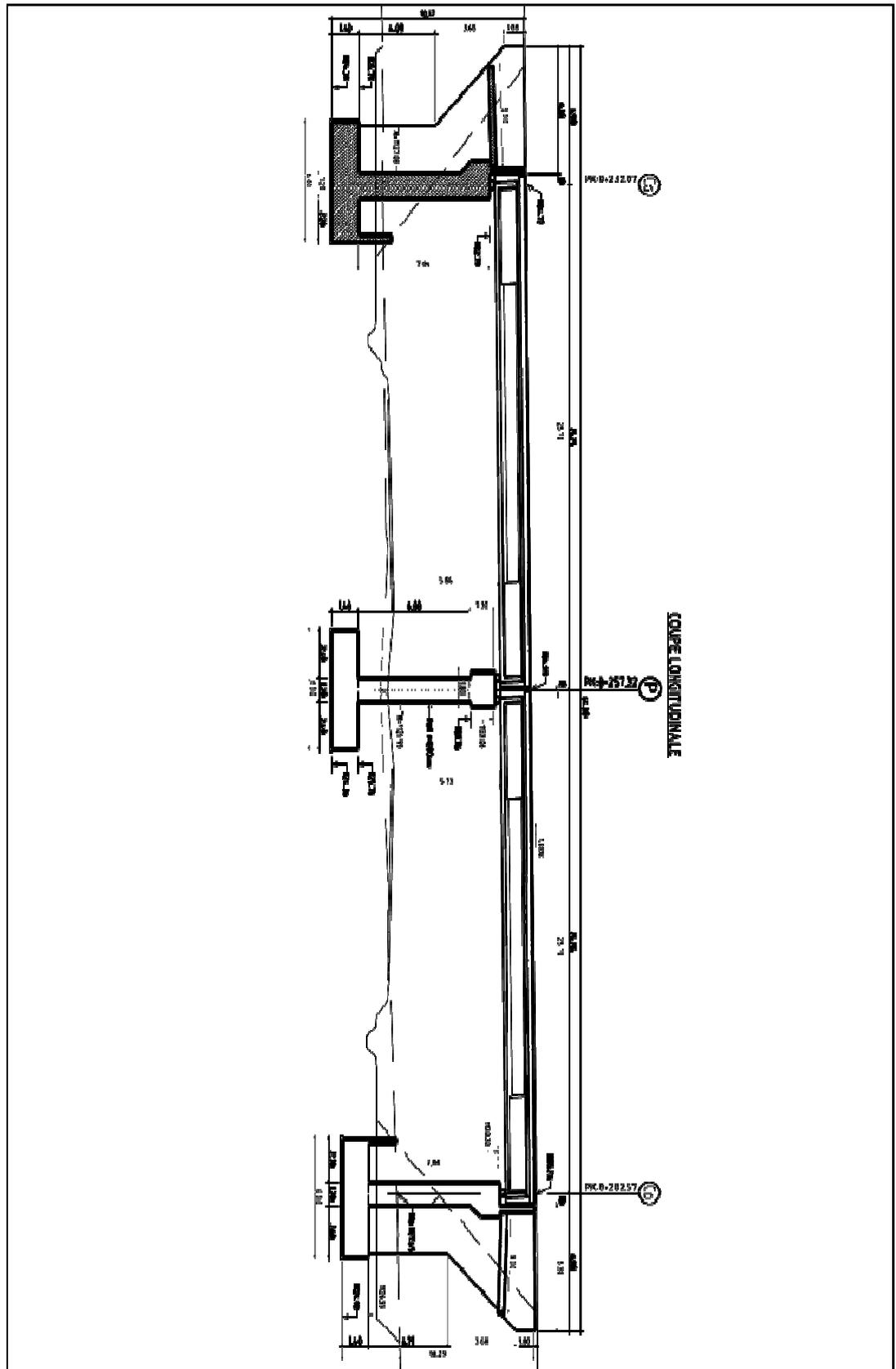


Figure III.1 Coupe longitudinale du pont étudié

III.4 Procédure et étapes de calcul

Les règles de calcul des charges et surcharges dans le pont routier sont décrites dans les documents suivants : « fascicule 61 titre II », « DTR 2008 », « RPOA 2008 » qu'on aura comme références tout au long des calculs. Les étapes à suivre dans notre cas sont les suivants :

- Détermination des charges permanentes G , qui sont le poids propre de la structure et le poids des éléments d'équipement (non porteurs).
- Détermination des charges d'exploitation Q ;
- Combinaisons des charges à l'état limite de service (ELS) ;
- Calcul des contraintes à l'ELS ;
- Descente de charges et détermination des éléments de réduction (M , H , N) en base et milieu de la semelle ;
- Conception et étude de la fondation en pieux ;
- Détermination de la capacité portante du pieu ;
- Proposition de deux types de fondations (sur pieux forés et sur pieux battus) ;
- Calcul de stabilité de chaque variante de fondation ;
- Conclusion et choix optimal.

Pour première étape, on a pris l'étude de la coupe transversale du pont en question en déterminant la charge permanente (CP) et les compléments de charges permanentes (CCP) (Figure III.3).

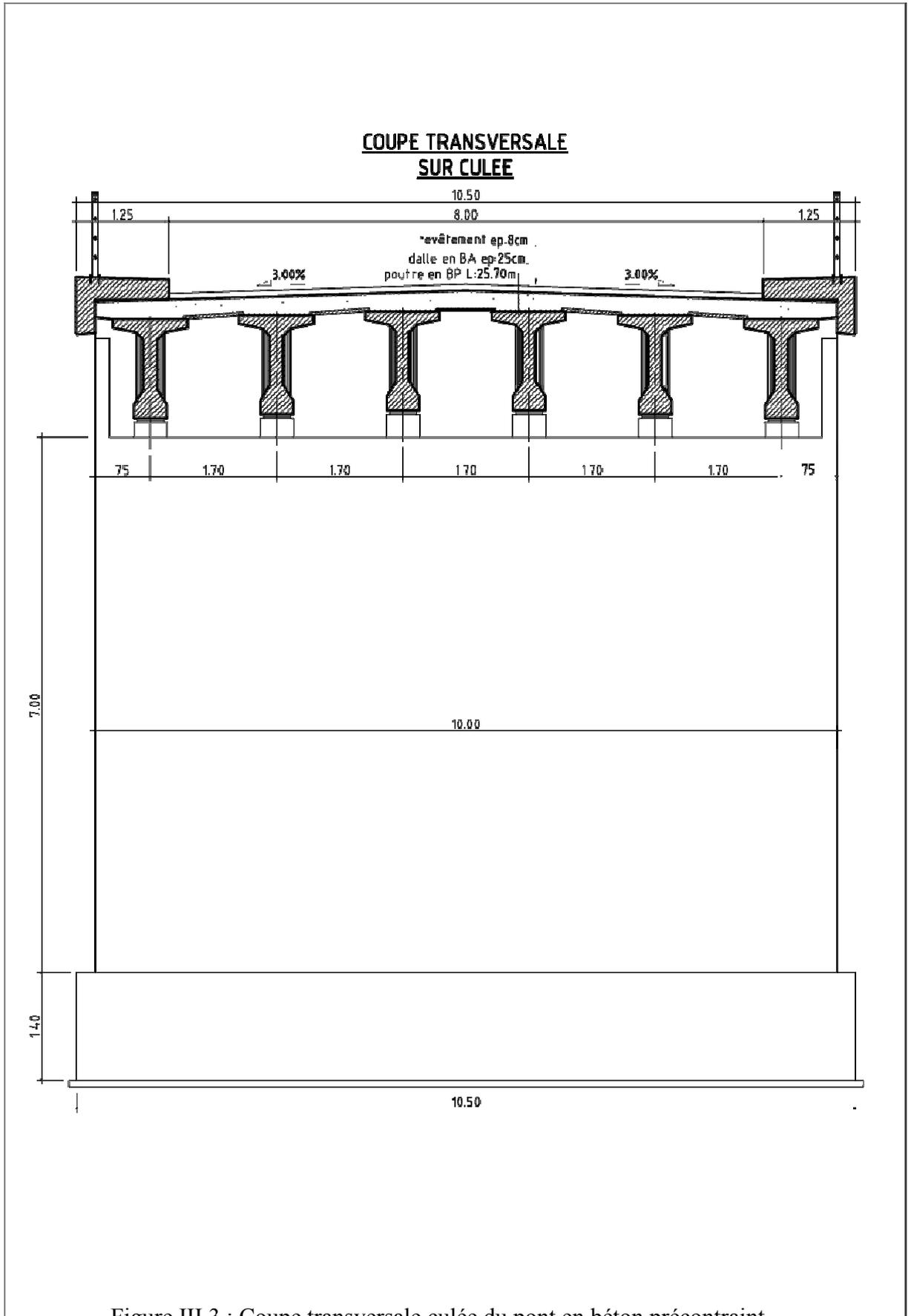


Figure III.3 : Coupe transversale culée du pont en béton précontraint.

La section de la poutre précontrainte est variable et elle est composée de trois sections distinctes (deux zones de bout et zone intermédiaire) (Figure III.4).

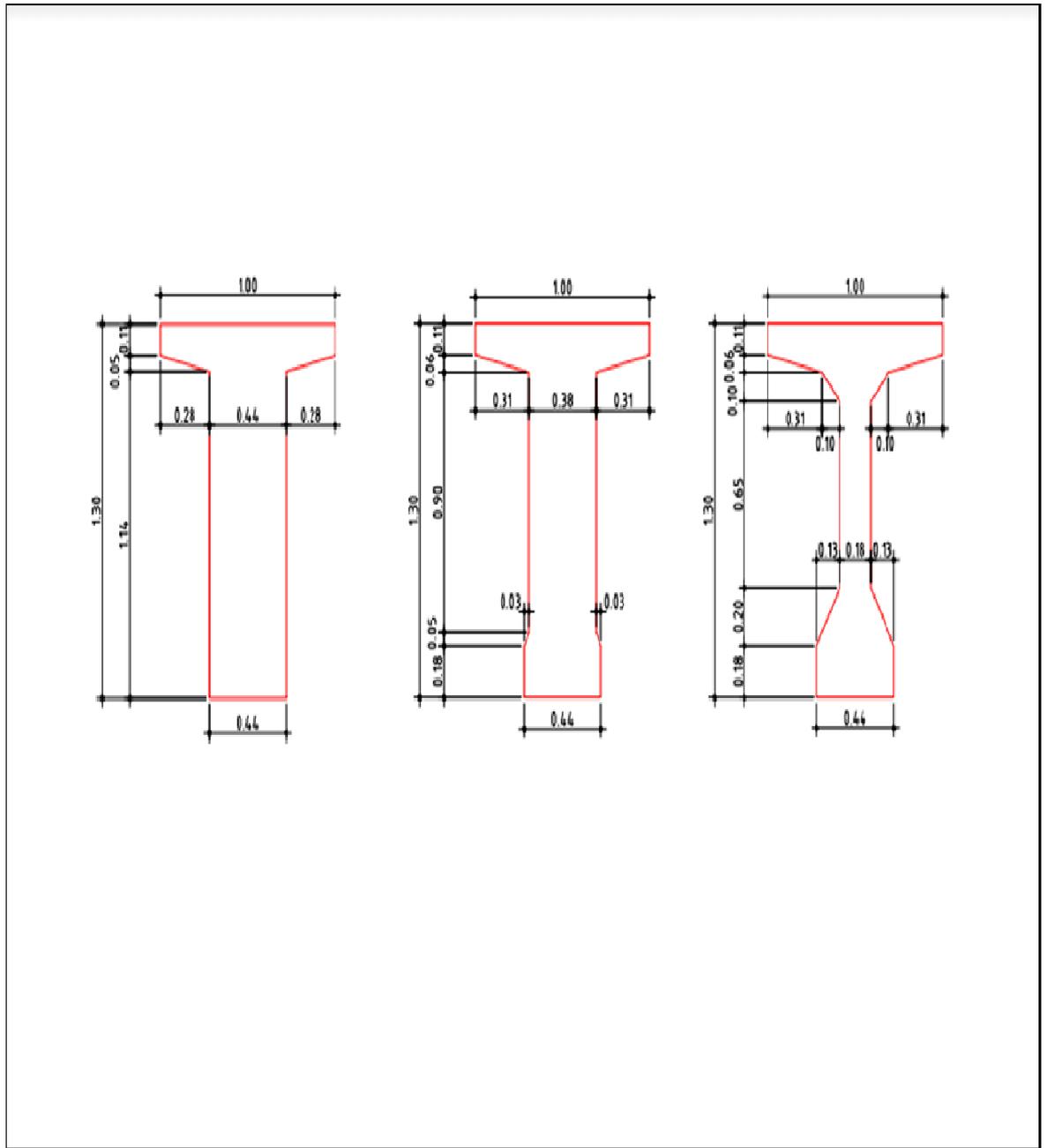


Figure III.4 : Détails sections variables poutre en béton précontraint.

DESCENTE DE CHARGES ET CALCUL DE LA STABILITÉ DE LA FONDATION

IV.1 Procédure

Afin de faire la comparaison entre le type du tablier et la conception de la fondation, sur pieux forés ou sur pieux battues, on procédera par les étapes de calculs suivants :

- Descente de charges et calcul des fondations pour le tablier de pont en béton précontraint ;
- Descente de charges et calcul des fondations pour le tablier de pont en charpente métallique ;
- Conception et calcul de la fondation en pieux forés ;
- Conception et calcul de la fondation en pieux battus.

IV.2 Calcul du tablier de pont en béton précontraint avec pieux forés

On procédera au calcul en passant par les étapes suivantes :

IV.2.1 Culée

IV.2.1.1 Calcul des charges permanentes G

a/ Calcul du poids propre :

1/ Tablier :

$$G = (\text{poutre} * 6) + \text{dalle} + (\text{garde-corps} * 2) + \text{revêtement} + (\text{trottoirs corniche} * 2)$$

Poutre : dans ce cas nous avons 3 sections (pour les 2 travées isostatiques)

- **Poutres** = $(v_1 + v_2 + v_3) \times 2.5 = 12.42 * 2.5 = 31 * 6 \text{ poutres} = 186 \text{ t/m}^3$
- **Dalle** = $(25.8 \times 0.25 \times 10.5) \times 2.5 = 169.31 \text{ t/m}^3$
- **Revêtement** = $(25.8 \times 8 \times 0.08) \times 2.2 = 36.32 \text{ t/m}$
- **Garde-corps** = $(0.2 \times 25.8) = 5.16 \times 2 = 10.32 \text{ t/m}^3$
- **Trottoirs + corniche** = $(0.1825 + 0.185) \times 2.5 = 1.0438 \times 44 = 45.9272 \times 2 = 91.85 \text{ t/m}^3$

$$\text{Poids total tablier : } \mathbf{G \text{ tablier} = 493.8 \text{ t/m}^3}$$

2) Mur en retour

Il est composé des éléments suivants (Figure IV.1). Le tableau IV.1, donne le détail du calcul du poids propre de chaque élément.

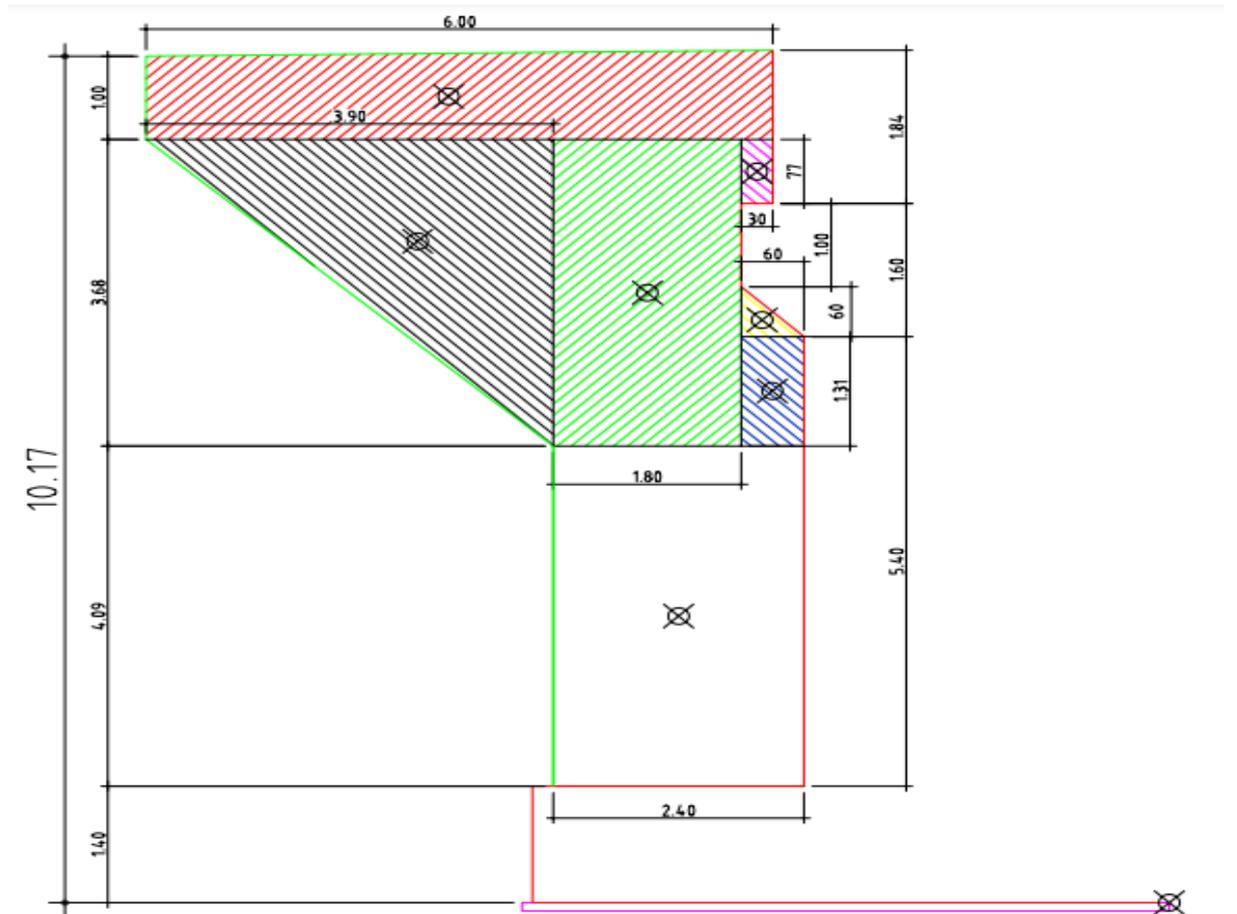


Figure IV.1 : schéma détaillé mur en retour.

Tableau IV.1 : Détails calcul mur en retour

Élémen t	Surface (m ²)	Poids (t /m ³)	Z (m)	Moment (t.m)
①	6 x 1 = 6	15	3,8	57
②	$3,68 \times 3,9 / 2 = 7,176$	17,94	4,1	73,55
③	1,8 x 3,68=6,62	16,56	1,9	31,46
④	0,3 x 0,77 = 0,231	0,5775	0,85	0,49
⑤	0,6 x 0,6/2 = 0,18	0,45	0,8	0,36
⑥	2,4 x 4,09 = 9,816	24,54	1,6	39,264
⑦	1,31 x 0,6 = 0,786	1,965	0,7	1,3755
Total =	30,813	77,0325	/	203,5

3) Terre sur patin arrière : $2.6 \times 8.72 \times 9.5 = 215.384 \text{ m} \times 1.8 = 387.6912 \text{ t/m}^3$ (γ remblai = 1.8 t/m^3)

4) Terre sur patin avant : $2.2 \times 1.3 \times 10.5 = 30.03 \times 1.8 = 54.054 \text{ t/m}^3$

5) Poids de la surcharge du remblai : $1 \text{ t/m}^3 \times \text{surface (du patin arrière)}$

$$1 \times (10.5 \times 2.6) = 27.3 \text{ t/m}^3$$

6) Poussée des terres : $\frac{1}{2} K_a * \gamma * h^2 * L$

(Avec $L = 10.5 - (2 \times 0.5)$ épaisseur du mur = 9.5 m ; forme de la surcharge triangulaire)

$$\frac{1}{2} \times (0.33) \times 1.8 \times (10.17)^2 \times 9.5 = 291.824 \text{ t/m}^3$$

7) Poussée de surcharges : $K_a \times 1 \text{ t/m}^3 \times h \times L$ (forme de la surcharge rectangulaire)

$$0.33 \times 1 \times (10.17)^2 \times 9.5 = 33.54 \text{ t/m}^3$$

Le tableau IV.2, ci-après, donne le récapitulatif de la descente de charge pour la culée.

Tableau IV.2 : charges permanentes (G)- culée.

	Poids N (t/m^3)	Poids H	Z (m)	M*N (t.m)	M*H (t.m)
Tablier	$493.8/2 = 246.9$		0.2	49.38	
Semelle	$(1.4*6*10.4) * 2.5 = 220.5$		0	0	
Mur de front	$(1.2*10*7) * 2.5 = 210$		0.2	42	
Mur en retour	$(0.5*30.813) * 2.5 = 38.51$			203.5	
Corbeau	$0.6*10*2.5 = 15$		0.7	10.5	
	$0.18*10*2.5 = 4.5$		0.6	2.7	
Dalle de transition	$0.3*5*8.8*2.5 = 33$		0.7	23.1	
Terre sur Patin arrière	387.69		1.71	662.94	
Terre sur Patin avant	54.054		1.89	102.1545	
Poids de la Surcharge Du remblai		$1*10.5*2.6=27.3$	1.70		46.41
Poussée des terres		$(\frac{1}{2}*0.33*1.8*10.17^2 * 9.5) = 291.824$	3.67		-1070.99
Poussée de surcharge		$(0.33*1*10.17 * 9.5) = 33.54$	5.15		-172.73

IV.2.1.2 Calcul des surcharges d'exploitation Q

1) Système de charges A(l) :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12} \quad \text{avec } l = \text{longueur chargée } 25.8 \text{ m}$$

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{25.8+12} = 11.82 \text{ KN/m}^2 = 1.182 \text{ t/m}^2$$

Classe du pont : classe I => 2 voies chargées => a1 = 1

$$A_1 = \max \{ (a_1 * A(l) = 1 * 11.82 = 11.82) ; (4 - 0.002 * 1 = 4 - (0.002 * 25.8) = 3.948) \}$$

$$A_1 = 1.82 \text{ t/m}^2$$

$$a_2 = \frac{V_0}{V} ; \text{ avec } V = 4 \text{ m largeur de la voie, } V_0 = 3.5 \text{ m} \Rightarrow 1 \text{ ère classe}$$

$$a_2 = \frac{3.5}{4} = 0.875$$

$$A_2 = a_2 \times A_1 = 0.875 \times 1.182 = 1.034$$

$$A = A_1 \times a_1 \times a_2 \times l_c = 1.182 \times 1 \times 0.875 \times 8 = 8.274 \Rightarrow \text{une seule voie chargée.}$$

$$8.274 \times 2 = 16.548 \Rightarrow \text{deux voies chargées}$$

$$R(A) = \frac{A(l) \times l_c \times L}{2} = \frac{1.182 \times 8 \times 24.7}{2} = 116.78$$

$$\text{Effort de freinage : } F = \frac{A.S}{20 + 0.0035(S)} = \frac{1.182 \times (8 \times 28.80)}{20 + 0.0035(8 \times 25.80)} = 11.773$$

2) Système de charges Bc :

Valeur de bc = 1.1 => 2 voies chargées.

$$bc = 1.2 \Rightarrow 1 \text{ voie chargée.}$$

Coefficient de majoration dynamique δ_{bc} :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2(24.7)} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{246.9}{120}} = 1.13$$

Tel que :

$$L = 24.7 \text{ m la portée}$$

$$G = 246.9 \text{ t/m}^3 \text{ charge permanente du tablier } (493.8 / 2)$$

$$S = 120 \text{ t charge B maximal. (Charge total = } 300 \text{ KN} \times 4 \text{ camions = } 1200 \text{ KN)}$$

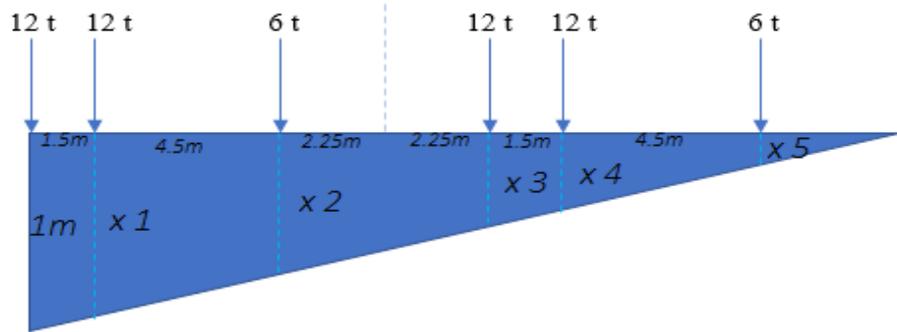


Figure IV.2. Schéma du système de surcharge Bc – culée.

$$\frac{24.7}{1} = \frac{23.2}{x1} \rightarrow x1 = 0.9392 \text{ m}$$

$$\frac{24.7}{1} = \frac{18.7}{x2} \rightarrow x2 = 0.757 \text{ m}$$

$$\frac{24.7}{1} = \frac{14.2}{x3} \rightarrow x3 = 0.5749 \text{ m}$$

$$\frac{24.7}{1} = \frac{12.7}{x4} \rightarrow x4 = 0.5141 \text{ m}$$

$$\frac{24.7}{1} = \frac{8.2}{x5} \rightarrow x5 = 0.332 \text{ m}$$

$$Rc' = (12x1) + (12x0.9392) + (6x0.757) + (12x0.5749) + (12x0.5141) + (6x0.332) = 42.87$$

$$Rc' \times bc \times \delta_{bc} \times n = 42.87 \times 1.1 \times 1.13 \times 2 = 106.58$$

Effort de freinage bc = 15 t (30t / 2 un seul camion est supposé freiner selon DTR)

3) Convoi Mc 120 :

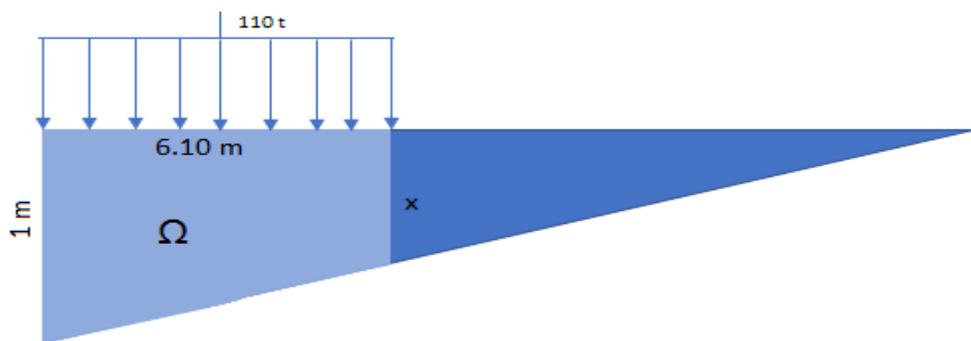


Figure IV.3 : schéma système de surcharge Mc 120 – culée.

$$\frac{24.7}{1} = \frac{18.6}{x} \rightarrow x = 0.7530 \text{ m } (24.7 - 6.10 = 18.6 \text{ m})$$

$$\Omega = (1 + 0.753 \times 6.10) / 2 = 5.3466 \text{ m}^2$$

$$Rc \text{ (Mc 120)} = \Omega \times 18.03 \text{ t} = 5.3466 \times 18.03 = 96.4$$

$$\delta_{Mc 120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 (24.7)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{246.9}{110}} = 1.127$$

$$Rc' \text{ (Mc 120)} = \delta_{Mc 120} \times Rc \text{ (Mc 120)} = 1.127 \times 96.4 = 108.64 \text{ t}$$

4) Convoi D240 :

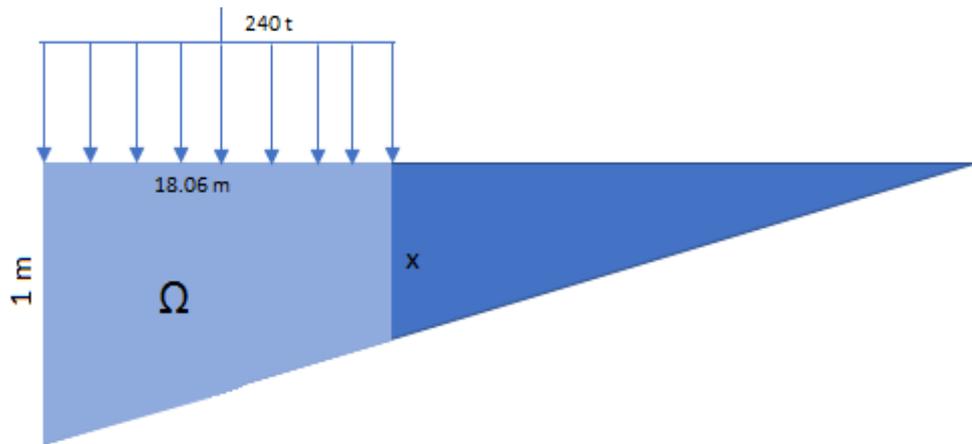


Figure IV.4 : Schéma système de surcharge D 240 – culée.

$$\frac{24.7}{1} = \frac{6.1}{x} \rightarrow x = 0.247\text{m}$$

$$\Omega = (18.6 \times (1 + 0.247)) / 2 = 11.5971 \text{ m}^2$$

$$\delta_{D240} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2(24.7)} + \frac{0.6}{1+4\frac{246.9}{240}} = 1.184$$

$$R_c (D240) = \Omega \times 12.90 \text{ t} = 11.5971 \times 12.90 = 149.60$$

$$R_c' (D240) = 149.6 \times 1.184 = 177.13 \text{ t}$$

5) Surcharges sur trottoirs :

La valeur de la surcharge est de : $Q_{tr} = 0.15 \times (24.7 \times 1.25) = 4.6312 \text{ t}$

Le tableau IV.3, donne la récapitulation de la surcharge d'exploitation.

Tableau IV.3: Tableau récapitulatif des surcharges d'exploitation Q.

	N (t)	H(t)	Z (m)	M*N (t.m)	M*H (t.m)
Surcharge A (1)	116.78			0	
Surcharge BC	106.58			0	
Surcharge Mc 120	108.64			0	
Surcharge D240	177.13			0	
Surcharge Sur trottoirs	4.6312			0	
Frein A (1)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

IV.2.1.3 Calcul des combinaisons de charges:

La combinaison de charges à l'ELS, est donnée dans le tableau suivant (Tableau IV.4)

Tableau IV.4 : Combinaisons des charges à l'ELS

		N (t)	H (t)	M (t.m)
G + 1.2 A (1)	G + 1.2 A (1) +s sur trottoirs 1210.154 + 1.2 (116.78+4.6312)	1355.85		
	1.2*freinage A (1) 1.2*(-11.773)		- 14.1276	1.2*(-98.89) = 118.668
G + 1.2 BC	G + 1.2 (BC + s sur trottoirs) 1210.154 + 1.2 (106.58 + 4.6312)	1343.60 7		
	1.2*freinage BC 1.2*(-15)		-18	1.2*(-126) = 151.2
G + MC120	G + MC120 1210.154 + 108.64	1318.79 4		
G + D240	G + D240 1210.154 + 177.13	1387.28 4		1096.2746

En faisant le calcul pour la détermination de la réaction de chaque pieu (R_{max} et R_{min}) et en respectant la condition de non effet de groupe, on aura les valeurs suivantes (Tableau IV.6).

On a comme hypothèses :

Profondeur (fiche du pieu) = 15 m, capacité portante du pieu = 500 t, diamètre pieu Φ = 1m.

Tableau IV.5: Récapitulatif des réactions pour la culée

			Capacité du pieu	Nbr de pieux	WL (m)	WT (m)	Rmax (t)	Rmin (t)
1	N max (t)	1387.284	447	6	14.4	10.8	307,34	155,08
	M corresp	1096.2746					332,72	129,7
2	N min (t)	1306.838	447	6	14.4	10.8	207,306	228,306
	M corresp	-151.2					203,8	231,8
3	M max (t.m)	1096.2746	447	6	14.4	10.8	307,34	155,08
	N corresp	1387.284					332,72	129,7

$R_{max} (min) = N/n \pm Mt/wt \pm Ml/wl$ avec :

N : Effort vertical (kN ou tonne) ; n : Nombre de pieux ;

Mt : Moment transversal (kN-m) Ml : Moment longitudinal (kN-m)

Wt : Module longitudinal Wl : Module longitudinal (m)

$R_{max} < Q_{pieu}$ (pas de tassement du pieu)

$R_{min} > 0$ (pas d'arrachement du pieu)

Pour la conception choisie, on a opté pour six (06) pieux forés (Figure IV.5).

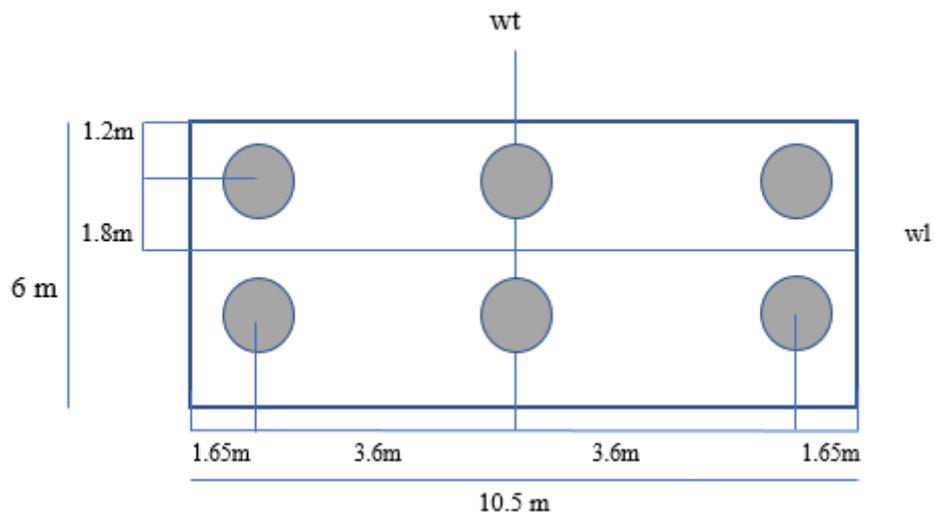


Figure IV.5 : Plan de disposition pieux forés.

$$W_t = \frac{6 \times (1.8^2)}{1.8} = 10.8$$

$$W_l = \frac{4 \times (3.6^2) + 2 \times (0^2)}{4} = 14.4$$

$$R (\text{max / min}) = \frac{N}{n} \pm \frac{Ml}{Wl} \pm \frac{Mt}{Wt}$$

Vérifications :

$R_{\text{max}} = 332.72 \text{ t} < 447 \text{ t} \Rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

$R_{\text{min}} = 228.31 > 0 \Rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de soulèvement.

IV.3 Calcul du tablier de pont en béton précontraint avec pieux battus

Culée

IV 3.1.1 Calcul de la capacité portante du pieu selon la méthode de Crandall

La capacité portant du pieu battu est donnée par la formule d Crandall [11], comme suit :

Donc la portance est de 203.17 tonnes, avec un diamètre du pieu $\Phi = 60.2$ cm

\bar{Q} : résistance dynamique (portance (N)) ;

M : poids du mouton (Kg) = 4000 kg

h : hauteur de chute (m) = 0.8m ;

P : poids des accessoires (kg) = 1000 kg

e : enfoncement moyen (m) = 1.2m ;

e1 : refus élastique / 1m de profondeur (mm) = 6mm

F : Coeff de sécurité = 3

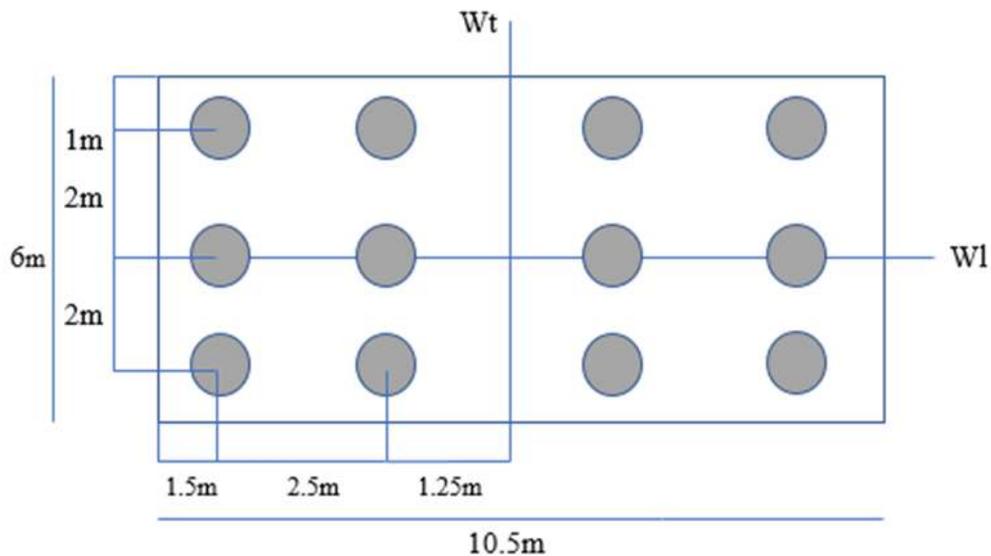


Figure IV.6 Disposition pieux battus pour la culée

Vérification des escarpements minimum :

$$2x \Phi = 2 \times 0.602 = 1.204$$

$$3x \Phi = 3 \times 0.602 = 1.806$$

0.5 < 1.5 m è espacement vérifié.

2.5 > 3 m è espacement vérifié.

Tableau IV.6: Récapitulatif des réactions pour la culée (pieux battus)

			Cap du pieu (t)	Nbr de Pieux	WI	Wt	R
1	N max (t)	1387.284	203.17	12	25	16	159.45
	M correspond (t.m)	1096.2746					184.12
2	N min (t)	1306.838	203.17	12	25	16	114.95
	M correspond (t.m)	-151.2					99.45
3	M max (t.m)	1096.2746	203.17	12	25	16	159.45
	N correspond (t)	1387.284					184.12

Vérifications :

$R_{max} = 184.12 \text{ t} < 203.17 \text{ t} \Rightarrow$ condition vérifiée, pas de poinçonnement.

$R_{min} = 99.45 \text{ t} > 0 \Rightarrow$ condition vérifiée, pas de soulèvement.

IV.4 Calcul du tablier de pont en B.P avec fondation superficielle

Culée

1- Calcul des charges permanentes (G) regroupé dans le tableau IV ci-après :

Tableau IV.7: charges permanentes (G) de la culée - fondation superficielle.

	Poids N (t/m ³)	Poids H (t/m ³)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Tablier	246.9		2.8	691.32	
Semelle	220.5		3	661.5	
Mur de front	210		2.8	588	
Mur en retour	38.51			135.523	
Corbeau	15		3.70	55.5	
	4.5		3.60	16.2	
Dalle de transition	33		6.25	206.25	
Terre sur patin arrière	54.054		4.71	254.59	
Terre sur patin avant	387.69		1.11	430.336	
Poids de la surcharge du remblai		27.3	4.71		- 128.583
Poussée des terres		291.824	3.67		- 1070.99
Poussée de surcharge		33.54	5.85		

$$G_{total} = 1210.154 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$M_{total} = 2884.7 \text{ (t.m)}$$

2- Tableau IV.8 représente le récapitulatif des surcharges d'exploitation

Tableau IV.8 : surcharges d'exploitation Q - culée

	N (t)	H(t)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Surcharge A (1)	116.78			0	
Surcharge BC	106.58			0	
Surcharge Mc 120	108.64			0	
Surcharge D240	177.13			0	
Surcharge Sur trottoirs	4.6312			0	
Frein A (1)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

- 1) (Le tableau IV.9) ci-après regroupe les combinaisons de charges a l'ELS effectuées sur la culée

Tableau IV.9 : combinaisons de charges a l'ELS.

		N (t)	H (t)	M stab	M renv	Ms/Mr
G + 1.2 A (l)	G + 1.2 A (l) + (s sur remb + s sur trot)	1323.09		2884.7		1.04
	1210.154 + 1.2 (116.78 - 27.3+4.6312)					
	G + 1.2(frein A (l) + P S Remb)		1163.27		2766.03	
	1210.154 + 1.2(-11.773-27.3)					
G + 1.2 BC	G + 1.2 (BC + s sur trottoirs + s sur remb)	1310.85		2884.7		1.07
	1210.154 + 1.2 (106.58 + 4.6312-27.3)					
	G + 1.2(frein BC + p sur remb)		1159.39		2704.70	
	1210.154 + 1.2*(-15 -27.3)					
G + MC120	G + MC120 + 1.2(s sur remblai + S sur trottoirs)	1291.59		2884.7		1
	1210.154 + 108.64 + 1.2(-27.3 + 4.6312)					
	G + 1.2(p sur remb)		1177.39		2884.7	
	1210.154 + 1.2(- 27.3)					
G + D240	G + D240 + 1.2(s sur remb)	1354.88		2884.7		1
	1210.154 + 177.13 + 1.2(-27.3)					
	G + 1.2(poussée sur rem)		1177.39		2884.7	
	1210.154 + 1.2(- 27.3)					

Détails de calcul des moments Stab et renv :

- **G+1.2 A(l) :**

$$G+1.2 (A(l) + S sur tott + S sur remblai) = 3039+ 1.2 (0-1280583+0) =2884.7 \text{ t.m}$$

$$G+1.2 (\text{freinage } A(l) + S \text{ sur remblai}) = 3039+1.2 (-98.89-128.583) = 2766.03 \text{ t.m}$$

- **G+1.2 Bc :**

$$G+1.2 (Bc+ S sur tott + S sur remblai) = 3039+ 1.2 (0-1280583+0) =2884.7 \text{ t.m}$$

$$G+1.2 (\text{freinage } Bc + S \text{ sur remblai}) = 3039+1.2 (-150-128.583) = 2704.704 \text{ t.m}$$

- **G+ Mc 120 :**

$$G + Mc_{120} + 1.2(S \text{ sur remblai} + S \text{ sur trot}) = 3039 + 0 + 1.2(-1280583 + 0) = 2884.7 \text{ t.m}$$

$$G + 1.2(S \text{ sur remblai}) = 3039 + 1.2(-1280583) = 2884.7$$

- **G+ D240 :**

$$G + D240 + 1.2(S \text{ sur remblai}) = 3039 + 0 + 1.2(-128.583) = 2884.7 \text{ t.m}$$

$$G + 1.2(S \text{ sur remblai}) = 3039 + 1.2(-128.583) = 2884.7 \text{ t.m}$$

Vérification des contraintes : (pour G+1.2 Bc le cas le plus défavorable)

Avec : $S = 6 \times 10 = 60 \text{ m}^2$; $B = 6 \text{ m}$

Tableau IV.10 : Récapitulatif des réactions pour la culée.

			σ_{\max}	σ_{\min}	$\sigma_{\min} > 0$	σ_m	σ_{sol} (t)
①	N max (t)	1354,88	67,29	-24,28	Non	44,4	10
	M corresp (t.m)	2884,7					
②	N min (t)	1291,59	66,29	-25,29	Non	43,395	10
	M corresp (t.m)	2884,7					
③	M max	2884,7	67,29	-24,28	Non	44,4	10
	N corresp (t)	1354,88					

$\sigma_{\min} < 0 \Rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de soulèvement

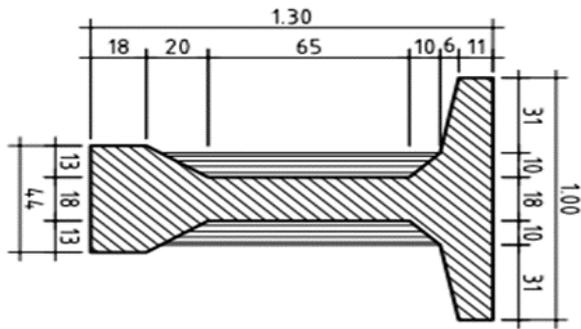
$m > \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de poinçonnement.

Il faut donc opter pour des fondations profondes, ce type ne convient pas.

POUTRE PRECONTRAINTE POST-TENSION



SECTION POUTRE



PONT EN BÉTON PRÉCONTRAIT à FONDATION SUR PIEUX FORÉS :

Pile :

- 1- Calcul des charges permanentes G : la descente de charges sur la pile est regroupée dans le (tableau IV.11)

Tableau IV.11 : charges permanentes G – pile.

	Poids N (t/m ³)	Poids H (t/m ³)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Tablier	493,8		0,6	296,28	
Semelle	$(9,4 \times 1,4 \times 6) \times 2,5 = 201,6$		0	0	
Fut x 3	$(3,14 \times 0,6^2 \times 6) \times 2,5 = 16,956$ $\times 3 = 50,868$		0	0	
Chevêtre	$(1,3 \times 1,8 \times 10) \times 2,5 = 58,5$		0	0	
Terre sur Semelle avant		$2,4 \times$ $(1,83 + 1,64) / 2 = 4,$ 164	1,74		7.245
Terre surSemelle arrière		4,164	1,74		7.245
Total	Gtotal = 804,6			Mtotal= 296,28	

- 2- Calcul des surcharges d'exploitation Q (nous avons les mêmes travées) :

- a. Surchargés A(l) :
- b. Surcharge A(l) pile = A(l) culée $\times 2 = 116.78 \times 2 = 233.56$ t ; freinage = -
11.773 t.
- c. Surcharges Bc:

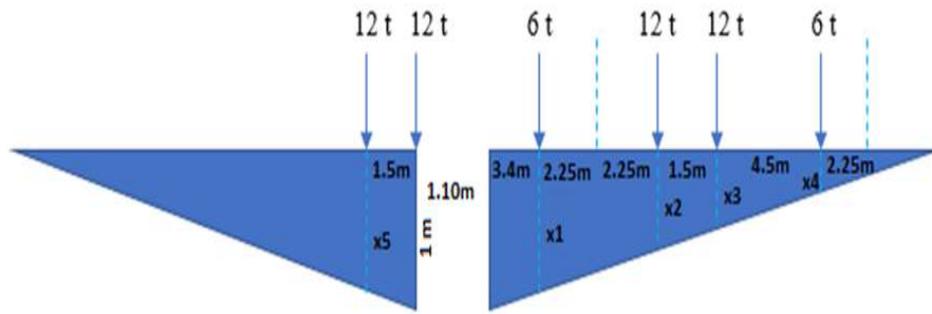


Figure IV.8 : schéma système de surcharge Bc – pile.

$$Rc' = (12 \times 0.939) + (12 \times 1) + (6 \times 0.862) + (12 \times 0.68) + (12 \times 0.619) + (6 \times 0.437) = 46.65 \text{ t}$$

$$Rc' \times Bc \times \delta_{bc} = 46.65 \times 1.1 \times 1.13 = 57.99 \text{ t} \times 2 \text{ voies} = 115.98 \text{ t}$$

2.1 Surcharges sur trottoirs :

$$\text{Surcharges sur trottoirs} = 2 \times 4.6312 = 9.2624 \text{ t}$$

2.2 Surcharge Mc 120 :

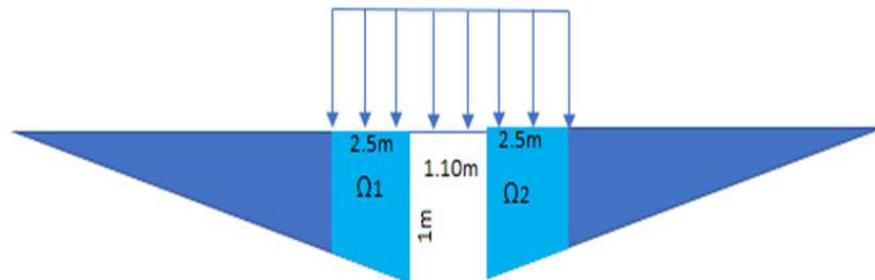


Figure IV.9 : schéma système de surcharge Mc 120 – pile.

$$\frac{24.7}{1} = \frac{22.2}{x} \rightarrow x = 0.899$$

$$\Omega = 2 \times 2.37 = 4.75 \text{ m}^2$$

$$Rc \text{ Mc120} = \Omega \times 18.03 \text{ t} = 4.75 \times 18.03 = 85.64 \text{ t}$$

$$\delta \text{ Mc 120} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2(24.7)} + \frac{0.6}{1+4 \frac{492.8}{110}} = 1.099$$

$$Rc' = \delta \text{ Mc 120} \times Rc \text{ Mc120} = 85.64 \times 1.099 = 94.118 \text{ t}$$

2.1 Surcharge D 240 :

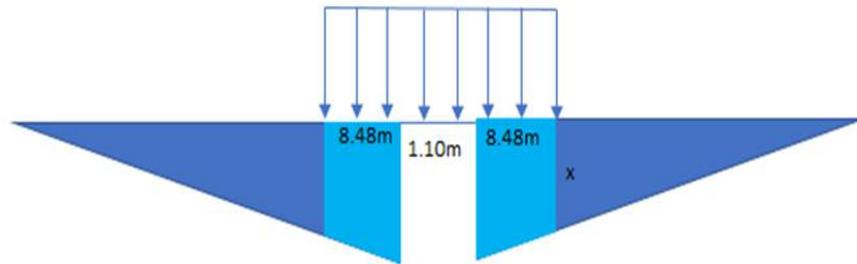


Figure IV.10: schéma système de surcharge D240 – pile.

$$\frac{24.7}{1} = \frac{16.22}{x} \rightarrow x = 0.657$$

$$\Omega = 2 \times (0.657 + 1 \times 8.48 / 2) = 7.02568 \times 2 = 14.05$$

$$R_c \text{ D240} = \Omega \times 12.9 = 12.90 \times 14.05 = 181.24$$

$$\delta \text{ D240} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2(24.7)} + \frac{0.6}{1+4 \frac{493.8}{240}} = 1.132$$

$$R_c' = R_c \text{ D240} \times \delta \text{ D240} = 1.132 \times 181.24 = 205.16$$

2- Calcul des surcharges d’exploitation dues au trafic routier regroupé comme suit :

Tableau IV.12 : surcharges d’exploitation Q – pile

	N (t)	H(t)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Surcharge A (l)	233.56			0	
Surcharge BC	115.98			0	
Surcharge Mc 120	94.118			0	
Surcharge D240	205.16			0	
Surcharge Sur trottoirs	9.26			0	
Frein A (l)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

3- Combinaisons de charges a L'ELS :

Tableau IV.13 : combinaisons de charges a L'ELS – pile

		N (t)	H (t)	MN (t.m)
G+1,2 A(l)	G+1,2 (A(l) + S sur trot) 804,768+1,2 (233,56+9,2624)	1096,15		
	1,2 x freinage A (l) 1,2 x - 11,773		-14,128	1,2 x (-98,89) = -118,668
G+1,2 Bc	G+1,2 (Bc + S sur trot) 804,768+1,2 (213,16+9,2624)	1071,67		
	1,2 x freinage Bc 1,2 x - 15		-18	1,2 x (-126) = - 151,2
G+Mc 120	G+ Mc 120 804,768 + 94,118	898,886		
G+D 240	G+ D 240 804,768 + 205,16	1009,93		

4 -

Tableau IV.16 : récapitulatif des réactions sur pile.

			Cap du pieu	Nbr de pieux	WL	WT	Rmax	Rmin
1	N max (t)	1096,15	447	6	14.4	10.8	79,49	103,2
	M corresp	-296,28					72,83	109,86
2	N min (t)	898,886	447	6	14.4	10.8	63,056	86,76
	M corresp	-296,28					56,39	93,42
3	M max (t.m)	-296,28	447	6	14.4	10.8	79,49	103,2
	N corresp	1009,93					72,83	109,86

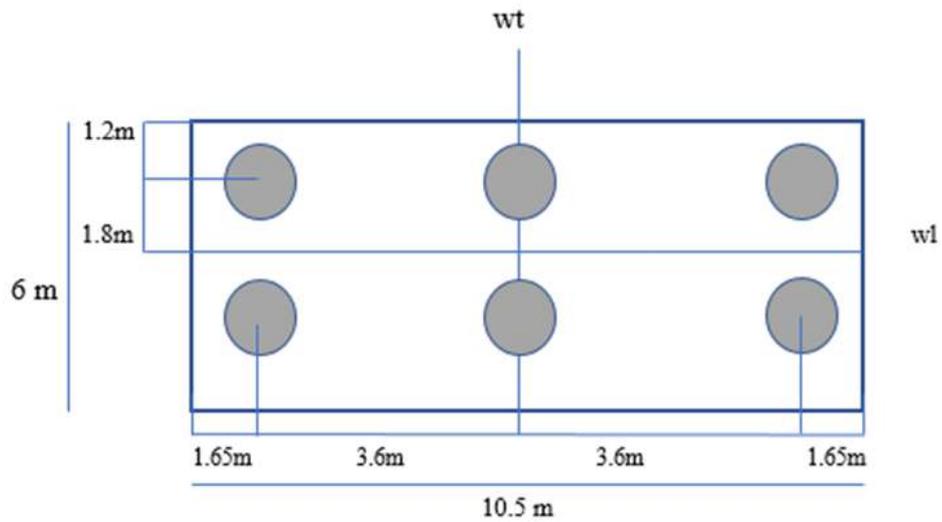


Figure IV.11: disposition pieux forés – pile.

$$W_t = \frac{6 \times (1.8^2)}{1.8} = 10.8$$

$$W_l = \frac{4 \times (3.6^2) + 2 \times (0^2)}{4} = 14.8$$

$$R (\text{max} / \text{min}) = \frac{N}{n} \pm \frac{Ml}{Wl} \pm \frac{Mt}{Wt}$$

Vérifications :

$R_{\text{max}} = 103.2 \text{ t} < 447 \text{ t} \Rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

$R_{\text{min}} = 56.39 \text{ t} > 0 \Rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de soulèvement.

PONT EN BÉTON PRÉCONTRAIT AVEC FONDATION SUR PIEUX BATTUS :

Pile :

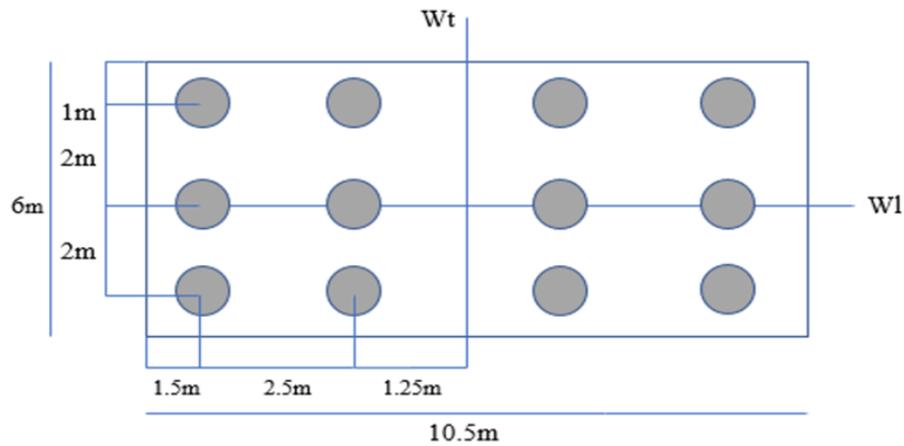
Capacité portante du pieu selon la méthode de crandall : $\bar{Q} = 203.17$ t

Figure IV.12 : disposition pieux battus – pile

Tableau IV.17 : récapitulatif des réactions sur pile – pieu battu

			Cap du pieu (t)	Nbr de pieux	Wl	Wt	Rmax	Rmin
1	N max (t)	1096,15	203.17	12	25	16	86,59911333	98,7626
	M corresp	-118,668					83,92908333	98,7626
2	N min (t)	898,556	203.17	12	25	16	63,02846667	86,7309
	M corresp	-296,28					56,36216667	93,3972
3	M max	-118,668	203.17	12	25	16	86,59911333	96,0926
	N corresp	1096,15					83,92908333	98,7626

 $R_{max} = 98.76$ t < 203.17 t \Rightarrow condition vérifiée, pas de poinçonnement.

 $R_{min} = 56.36$ t > 0 \Rightarrow condition vérifiée, pas de soulèvement.

PONT EN BÉTON PRÉCONTRAIT AVEC FONDATION SUPERFICIELLE :

Pile :

1- Charges permanentes G :

Tableau IV.18 : charges permanentes G – fond superficielle pile

	Poids N (t/m ³)	Poids H (t/m ³)	Z(m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Tablier	493,8		3	148,4	
Semelle	201,6		3	604,8	
Fut x 3	16,956x3 =50,868		3	152,6	
Chevêtre	58,5		3	175,5	
Terre sur semelle avant		4,164	1,2		5
Terre sur semelle arrière		4,164	4,8		19,99

2- Charges d'exploitation Q : le tableau suivant tableau IV.19 récapitule les surcharges d'exploitation dues au trafic routier appliquées sur la pile.

Tableau IV.19 : charges variables Q – fond superficielle pile

	N (t)	H(t)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Surcharge A (l)	233.56			0	
Surcharge BC	115.98			0	
Surcharge Mc 120	94.118			0	
Surcharge D240	205.16			0	
Surcharge Sur trottoirs	9.26			0	
Frein A (l)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

3- Combinaisons de charges a L'ELS :

Tableau IV.20 : combinaisons de charges à l'ELS – fond superficielle pile

		N (t)	H (t)	MN (t.m)	Mstab / Mrenv
G+1,2 A(l)	G+1,2 (A(l) + S sur trot) 804,768+1,2 (233,56+9,2624)	1096,15		2414,304	-20
	1,2 x freinage A (l) 1,2 x - 11,773		-14,128	1,2 x (-98,89) = -118,668	
G+1,2 Bc	G+1,2 (Bc + S sur trot) 804,768+1,2 (213,16+9,2624)	1071,67		2414,304	-15
	1,2 x freinage Bc 1,2 x - 15		-18	1,2 x (-126) = -151,2	
G+Mc 120	G+ Mc 120 804,768 + 217,28	1022,05		2414,304	
G+D 240	G+ D 240 804,768 + 354,26	1159,03		2414,304	

Vérification des contraintes :

- Stabilité vis-à-vis du renversement : $\frac{M_{stab}}{M_{renv}} > 1.5$

$$\frac{2414.304}{-151.2} = -15 < 1.5 \rightarrow \text{condition non vérifiée, risque de renversement.}$$

- Stabilité vis-à-vis du glissement : $\left(\frac{H}{N}\right) \text{tg } \varphi < 0.4$

$$\frac{-18}{1071.675} \times \text{tg } 20^\circ = -0.006 < 0.4 \rightarrow \text{condition vérifiée, pas de glissement.}$$

- Stabilité vis-à-vis du poinçonnement :

Tableau IV.21 : vérification du poinçonnement.

			σ_{\max}	σ_{\min}	$\sigma_{\min} > 0$	σ_m	σ_{sol} (t/m ²)
①	N max (t)	1159.028	56.72	-19.93	Non	37.56	10
	M corresp (t.m)	2414.304			Vérifiée		
②	N min (t)	1022.048	54.55	-22.09	Non	35.39	10
	M corresp (t.m)	2414.304			Vérifiée		
③	M max	2414.304	56.72	-19.93	Non	37.56	10
	N corresp (t)	1159.028			Vérifiée		

$\sigma_{\min} < 0 \Rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de soulèvement.

$\sigma_m > \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de poinçonnement.

Il faut donc opter pour des fondations profondes, ce type ne convient pas.

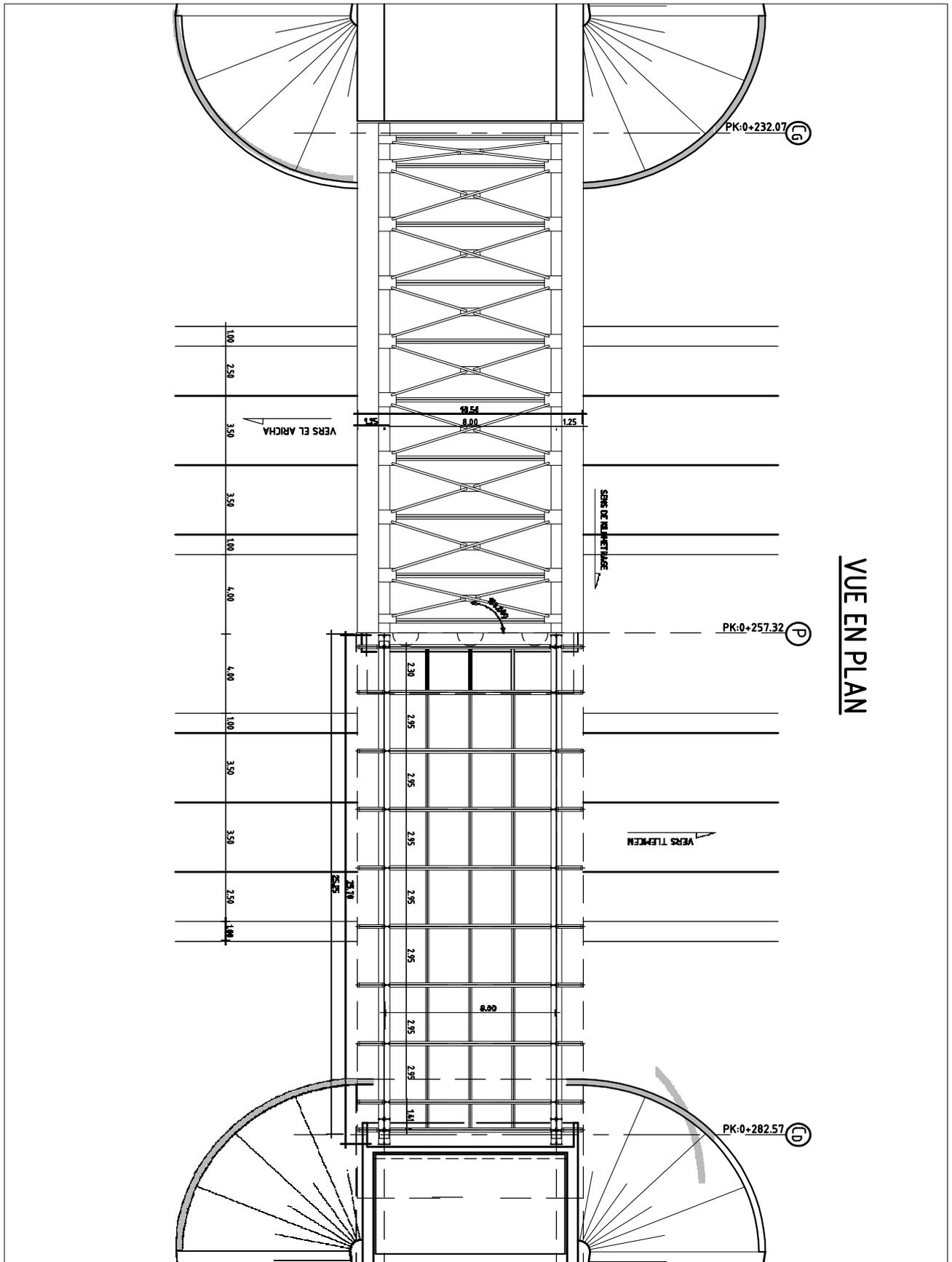


Figure IV.17 : vue en plan pont a tablier métallique.

PONT A TABLIER METALLIQUE → FONDATION SUR PIEUX FORES

Culée :

1- Calcul des charges permanentes G :

Tableau IV.22 : Charges permanentes (G) culée – fondations sur pieux forés.

	Poids N (t/m ³)	Poids H (t/m ³)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Tablier	82.3329		0.2	16.466	
Semelle	220.5		0	0	
Mur de front	210.10		0.2	42.02	
Mur en retour	38.51			203.5	
Corbeau	0.6*10*2.5 = 15		0.7	10.5	
	0.18*10*2.5 = 4.5		0.6	2.7	
Dalle de transition	0.3*5*8.8*2.5 = 33		0.7	23.1	
Terre sur Patin arrière	54.05		1.89	102.1545	
Terre sur Patin avant	387.69		1.71	662.95	
Poids de la Surcharge Du remblai		1*10.5*2.6=27.3	1.70		-46.41
Poussée des terres		(½*0.33*1.8*10.17 ² *9.5) =291.824	3.67		-
Poussée de surcharge		(0.33*1*10.17 ² *= 33.35	5.15		-172.73

G Global = 1045.682 (t/m³)

⇒ Voir Schéma détaillé des éléments constituant le tablier métallique

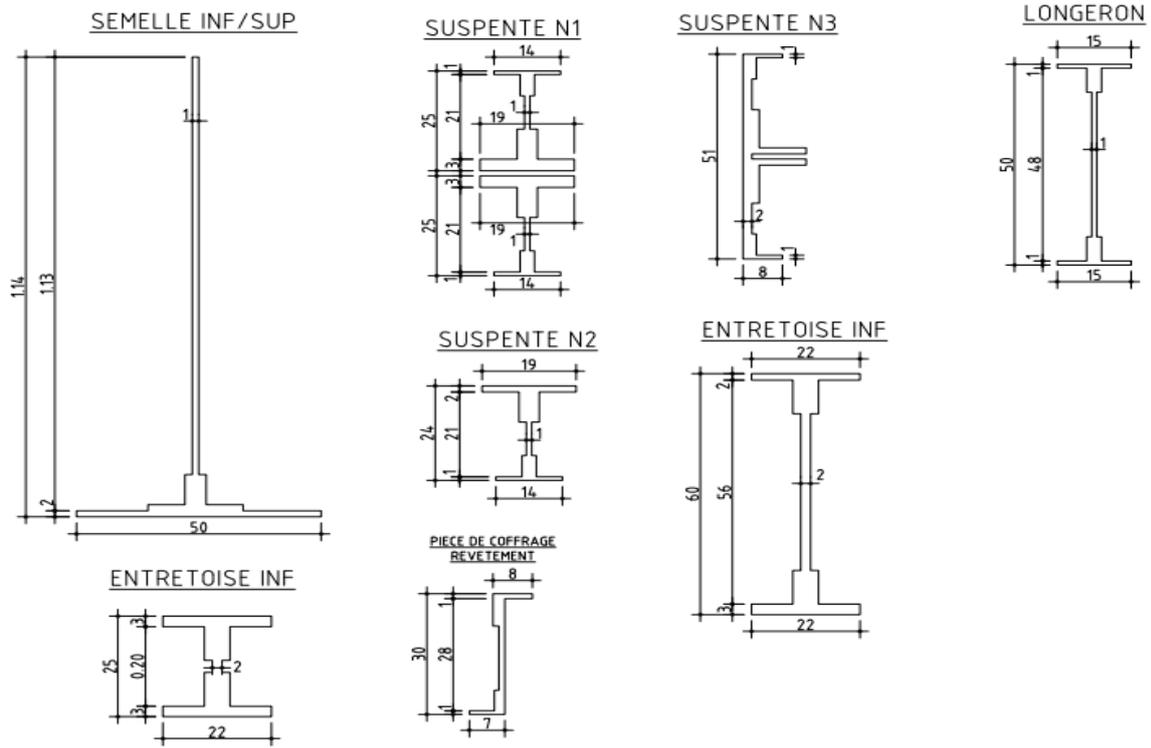


Figure IV.18 : détails N1 – éléments du tablier métallique.

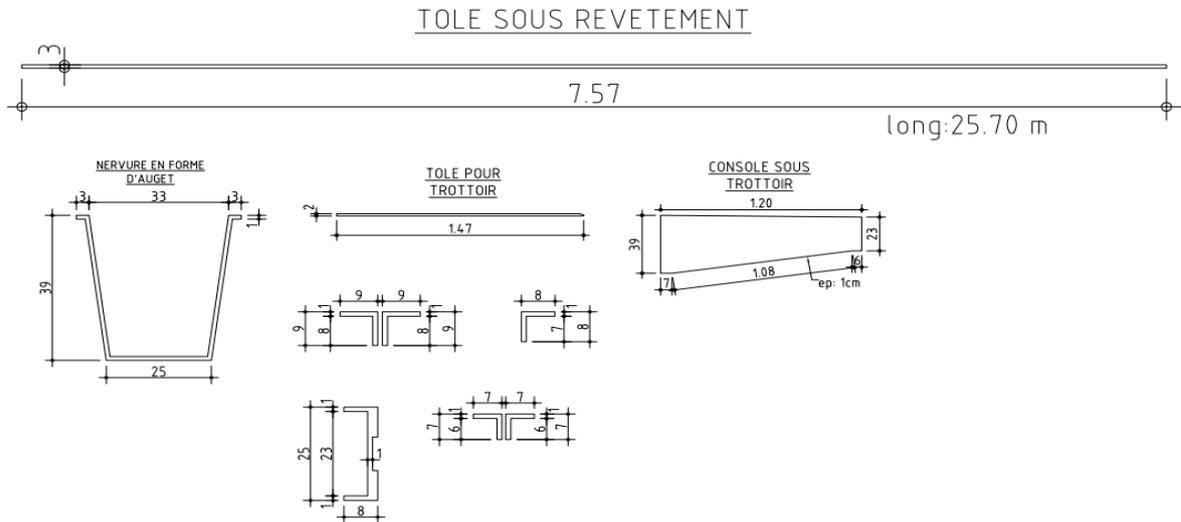
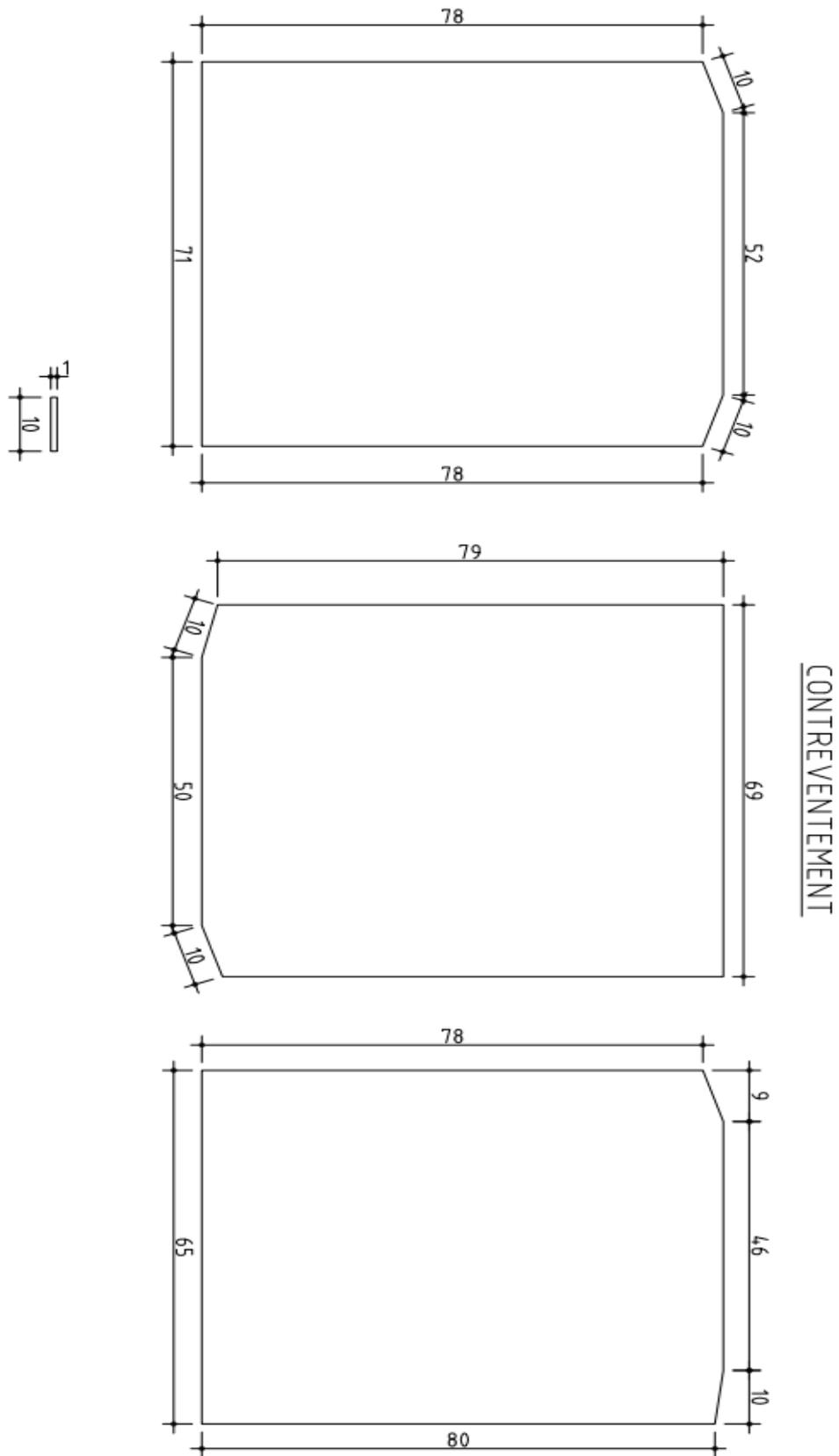


Figure IV.19 : détails N2 – éléments du tablier métallique.



IV.20 : détails N3 – éléments du tablier métallique.

2- Calcul des surcharges d'exploitation Q :

Tableau IV.23 : Tableau récapitulatif des surcharges d'exploitation

	N (t)	H(t)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Surcharge A (1)	116			0	
Surcharge BC	115.06			0	
Surcharge Mc 120	117.6			0	
Surcharge D240	197.47			0	
Surcharge Sur trottoirs	4.6312			0	
Frein A (1)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

Tableau IV.24 : Combinaisons des charges à l'ELS

		N (t)	H (t)	M (t.m)
G + 1.2 A (1)	G + 1.2 A (1) +s sur trottoirs 1045.682+ 1.2 (116+4.6312)	1235.97		
	1.2*freinage A (1) 1.2*(-11.773)		- 14.1276	1.2*(-98.89) = -118.668
G + 1.2 BC	G + 1.2 (BC + s sur trottoirs) 1045.682+ 1.2 (115.06 + 4.6312)	1223.73		
	1.2*freinage BC 1.2*(-15)		-18	1.2*(-126) = -151.2
G + MC120	G + MC120 1045.682+ 117.6	1198.922		1063.39
G + D240	G + D240 1045.682+ 197.47	1267.41		1063.39

Profondeur du pieu = 15 m, capacité portante du pieu = 447 t, diamètre du pieu $\Phi = 1$ m

Tableau IV.25 récapitulatif des efforts appliqués sur culée – pieu foré

			Cap du pieu	Nbr de pieux	WL	WT	Rmax	Rmin
1	N max (t)	1267.41	447	6	14.4	10.8	285.08	137.39
	M corresp	1063.39					309.70	112.77
2	N min (t)	1198.922	447	6	14.4	10.8	273.67	125.97
	M corresp	1063.39					298.28	101.36
3	M max (t.m)	1063.39	447	6	14.4	10.8	285.08	137.39
	N corresp	1267.41					309.70	112.77

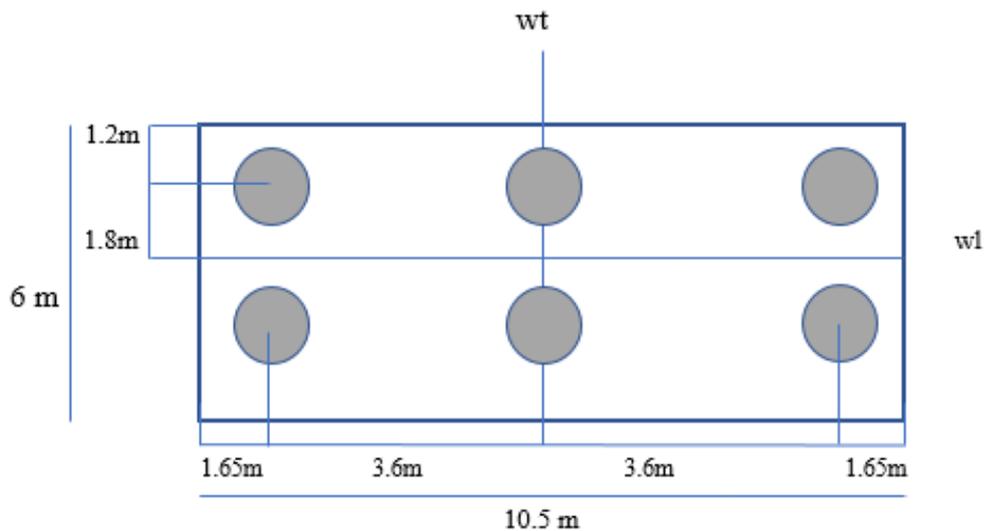


Figure IV.22 : plan de disposition pieux forés.

$$W_t = \frac{6 \times (1.8^2)}{1.8} = 10.8$$

$$W_l = \frac{4 \times (3.6^2) + 2 \times (0^2)}{4} = 14.4$$

$$R (\text{max / min}) = \frac{N}{n} \pm \frac{Ml}{Wl} \pm \frac{Mt}{Wt}$$

Vérifications :

$R_{\text{max}} = 309.7 < 447$ t → condition vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

$R_{\text{min}} = 101.36 > 0$ → condition vérifiée, pas de risque de soulèvement

PONT A TABLIER METALLIQUE → FONDATION SUR PIEUX BATTUS

Culée :

Tableau IV.26 : récapitulatif des réactions appliquées sur culée- pieux battus.

		Cap du pieu	Nbr de pieux	WL	WT	Rmax	Rmin	
1	N max (t)	1267.41	203,17	12	16	25	172,08	39,16
	M corresp	1063.39					148,15	63,08
2	N min (t)	1198.922	203,17	12	16	25	166,37	33,45
	M corresp	1063.39					142,45	57,37
3	M max (t.m)	1063.39	203,17	12	16	25	172,08	39,16
	N corresp	1267.41					148,15	63,08

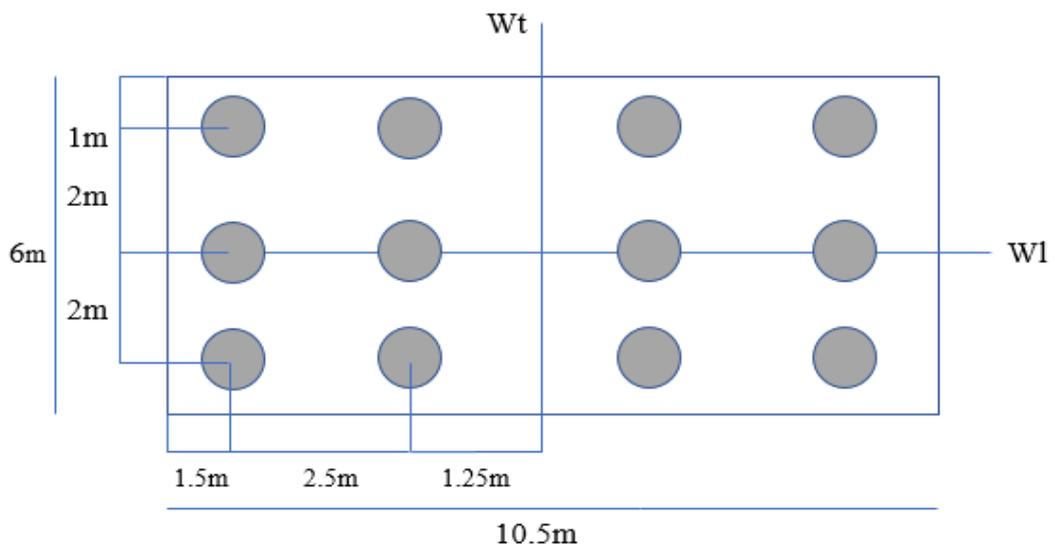


Figure IV.23 : disposition pieux battus - culée

$R_{max} = < 203.17 \text{ t} \rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

$R_{min} = > 0 \rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de soulèvement

PONT A TABLIER METALLIQUE → FONDATION SUPERFICIELLE :**Culée :****Tableau IV.27 : Charges permanentes (G) culée – fondations superficielle.**

	Poids N (t/m ³)	Poids H (t/m ³)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Tablier	82.3329		3.10	255.23	
Semelle	220.5		3.10	383.55	
Mur de front	210.10		3.10	651.31	
Mur en retour	38.51			135.523	
Corbeau	15		3.75	56.25	
	4.5		3.59	16.155	
Dalle de transition	33		6.25	206.25	
Terre sur Patin arrière	54.05		1.6	86.48	
Terre sur Patin avant	387.69		1.10	426.459	
Poids de la Surch Du remblai		-27.3	5.85		-159.70
Poussée des terres		-291.824	3.67		-1067.97
Poussée de surcharge		-33.35	5.85		-186.498

Tableau IV.28 : surcharges d'exploitation Q - culée

	N (t)	H(t)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Surcharge A (1)	116.78			0	
Surcharge BC	106.58			0	
Surcharge Mc 120	108.64			0	
Surcharge D240	177.13			0	
Surcharge Sur trottoirs	4.6312			0	
Frein A (1)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

Tableau IV.29 : combinaisons de charges à l'ELS.

		N (t)	H (t)	M stab	M renv	M stab/ M renv
G + 1.2 A (l)	G + 1.2(A (l) + s sur remblai + s sur trot) 1045.682 + 1.2 (116.78 - 27.3 + 4.6312)	1158.615		2487.204		1.08
	G + 1.2(frein A (l) + P S Remblai) 1045.682 + 1.2(-11.773-27.3)		1146.375		2295.5	
G + 1.2 BC	G + 1.2 (BC + s sur trottoirs + s sur remblai) 1045.682 + 1.2 (106.58+ 4.6312- 27.3)	1146.375		2487.204		1.15
	G + 1.2(frein BC + p sur remblai) 1045.682 + 1.2*(-15 -27.3)		994.92		2144.364	
G + MC1 20	G + MC120 + 1.2(s sur remblai + S sur trot) 1045.682 + 108.64 + 1.2(- 27.3 + 4.6312)	1127.478		2487.204		1.08
	G + 1.2 (p sur remblai) 1045.682 + 1.2(- 27.3)		1012.922		2295.564	
G + D24 0	G + D240 + 1.2(s sur remblai) 1045.682 + 177.13 + 1.2(-27.3)	1190.052		2487.204		1.08
	G + 1.2 (poussée sur remblai) 1045.682 + 1.2(- 27.3)		1012.922		2295.564	

Vérification des contraintes : (pour G+1.2 Bc le cas le plus défavorable)

- Stabilité vis-à-vis du renversement : $(M \text{ stab}) / (M \text{ renv}) > 1.5$

$2487.204/2144.364 = 1.08 < 1.5 \rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de renversement.

- Stabilité vis-à-vis du glissement : $H/N \times \text{tg } \varphi < 0.04$

$994.92/1146.37 \times \text{tg } (20^\circ) = 0.16 > 0.04 \rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de glissement.

- Stabilité vis-à-vis du poinçonnement :

$$\delta_{\max} = \frac{N}{S} \left(1 \pm 6 \frac{M}{B \times N} \right) \quad \delta_m = \frac{3 \delta_{\max} + \delta_{\min}}{4}$$

Avec : $S = 6 \times 10 = 60 \text{ m}^2$; $B = 6 \text{ m}$

Tableau IV.30 : récapitulatif des réactions appliquées sur culée – fondations sup

			σ_{\max}	σ_{\min}	$\sigma_{\min} > 0$	σ_m	σ_{sol} (t/m^2)
①	N max (t)	1190.052	61.29	-21.61	non	40.565	10
	M corresp (t.m)	2487.204			vérifiée		
②	N min (t)	1127.478	60.24	-22.66	non	39.515	10
	M corresp (t.m)	2487.204			vérifiée		
③	M max	2487.204	61.29	-21.61	non	40.565	10
	N corresp (t)	1190.052			vérifiée		

$\sigma_{\min} < 0 \rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de soulèvement.

$\sigma_m > \sigma_{\text{sol}} \rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de poinçonnement.

Il faut donc opter pour des fondations profondes, ce type ne convient pas.

PONT A TABLIER METALLIQUE → FONDATION SUR PIEUX FORÉS :

Pile :

1- Calcul des charges permanentes G :

Tableau IV.31 : charges permanentes G pile – pieux forés

	Poids N (t/m ³)	Poids H (t/m ³)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Tablier	164.6658		0,6	98.80	
Semelle	201,6		0	0	
Fut x 3	50,868		0	0	
Chevêtre	58,5		0	0	
Terre sur Semelle avant		4,164	1,74		7.245
Terre sur Semelle arrière		4,164	1,74		7.245
Total =	Gtotal= 475.63 t			Mtotal= 98.80 t	

2- Calculs des surcharges d'exploitation Q :

Tableau IV.32 : surcharges d'exploitation Q – pile

	N (t)	H(t)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Surcharge A (I)	232			0	
Surcharge BC	119.05			0	
Surcharge Mc 120	98.74			0	
Surcharge D240	222.38			0	
Surcharge Sur trottoirs	9.26			0	
Frein A (I)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

Details de calcul surcharges :

- Système A(l) = 2 x A(l) culée = 116 x 2 = 232 t freinage A(l) = - 11.773 t

- Système Bc :

$$\delta b = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2(24.7)} + \frac{0.6}{1+4\frac{164.6658}{120}} = 1.16$$

$$Rc' = 46.65$$

$$Rc' \times bc \times \delta bc = 46.65 \times 1.1 \times 1.16 = 59.52 \times 2 = 119.05 \text{ t} \quad \text{freinage Bc} = -15 \text{ t}$$

- Système Mc 120 :

$$\delta bc = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2(24.7)} + \frac{0.6}{1+4\frac{164.6658}{110}} = 1.153$$

$$Rc' (\text{Mc 120}) = 85.64 \text{ t}$$

$$Rc' = \delta bc \times Rc (\text{Mc 120}) = 85.64 \times 1.153 = 98.74 \text{ t}$$

- Système D 240 :

$$\delta bc = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2(24.7)} + \frac{0.6}{1+4\frac{164.6658}{240}} = 1.227$$

$$Rc' = Rc (\text{D 240}) \times \delta bc (\text{D 240}) = 1.227 \times 181.24 = 222.38$$

3- Combinaisons de charges a L'ELS :

Tableau IV.33 : combinaisons de charges a L'ELS – pile

		N (t)	H (t)	MN (t.m)
G+1,2 A(l)	G+1,2 (A(l) + S sur trott) 475.63 +1,2 (232+9,2624)	765.58		98.80
	1,2xfreinageA(l) 1,2 x - 11,773		-14,128	1,2 x (-98,89) = -118,668
G+1,2 Bc	G+1,2 (Bc + S sur trott) 475.63+1,2 (119.05+9,2624)	629.602		
	1,2xfreinageBc 1,2 x - 15		-18	1,2 x (-126) = -151,2
G+Mc 120	G+Mc120 475.63 + 98.74	574.37		98.80
G+D 240	G+D240 475.63+ 222.38	698.01		98.80

Tableau IV.34 : récapitulatif des contraintes appliquées sur pile – pieux forés.

			Cap du pieu	Nbr de pieux	WL	WT	Rmax	Rmin
1	N max (t)	765.58	447	6	14.4	10.8	134.46	120.74
	M corresp	98.80					136.74	118.45
2	N min (t)	574.37	447	6	14.4	10.8	102.59	88.87
	M corresp	98.80					104.88	86.58
3	M max (t.m)	-151.2	447	6	14.4	10.8	94.43	115.43
	N corresp	629.60					90.93	118.93

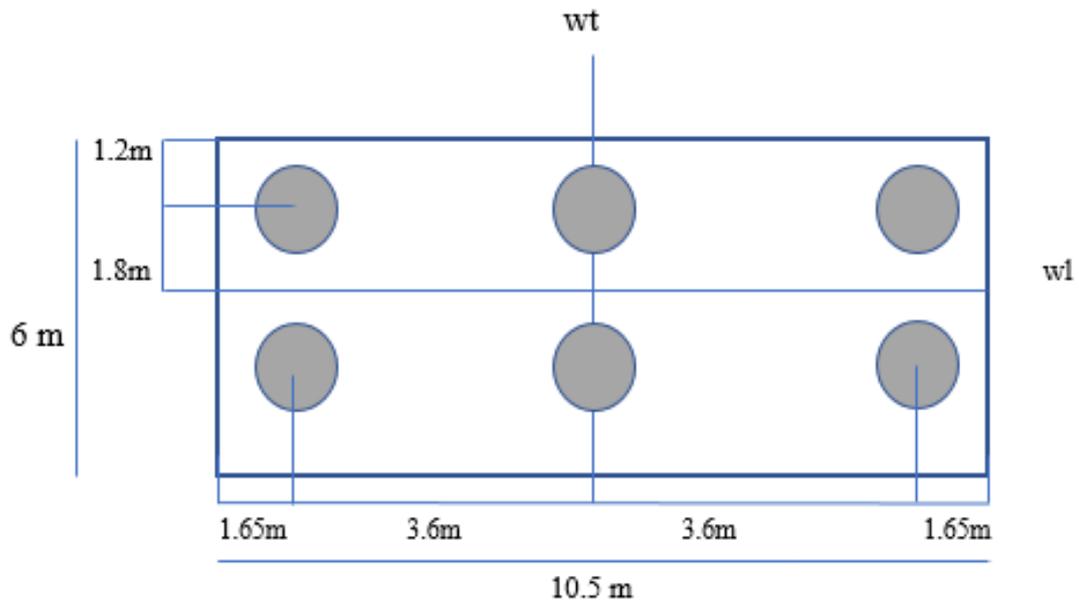


Figure IV.25: disposition pieux forés – pile.

$$W_t = \frac{6 \times (1.8^2)}{1.8} = 10.8$$

$$W_l = \frac{4 \times (3.6^2) + 2 \times (0^2)}{4} = 14.4$$

$$R \text{ (max / min)} = \frac{N}{n} \pm \frac{Ml}{Wl} \pm \frac{Mt}{Wt}$$

Vérifications :

$R_{\max} = 136.74 \text{ t} < 447 \text{ t} \rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

$R_{\min} = 86.58 \text{ t} > 0 \rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de soulèvement.

PONT A TABLIER METALLIQUE → FONDATION SUR PIEUX BATTUS :

Pile :

Capacité du pieu = 302.17 t, diamètre du pieu $\Phi = 60.2$ cm**Tableau IV.35 : récapitulatif des réactions appliquées sur pile – pieu battu**

			Cap du pieu	Nbr de pieux	WL	WT	Rmax	Rmin
1	N max (t)	765.58	302.17	12	16	25	69.98	57.62
	M corresp	98.80					67.75	59.84
2	N min (t)	574.37	302.17	12	16	25	54.05	41.68
	M corresp	98.80					51.82	43.90
3	M max (t.m)	-151.2	302.17	12	16	25	43.08	61.85
	N corresp	629.60					46.46	58.47

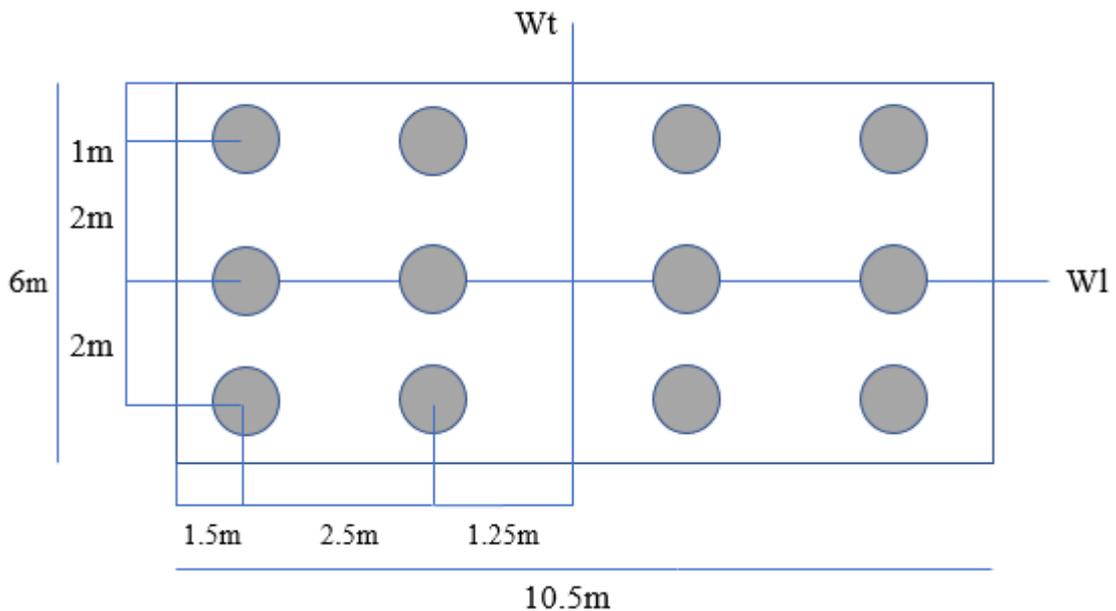


Figure IV.25 : disposition pieux battus – pile.

$R_{max} = 67.75 \text{ t} < 203.17 \text{ t} \rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

$R_{min} = 41.68 \text{ t} > 0 \rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de soulèvement

PONT A TABLIER METALLIQUE AVEC FONDATION SUPERFICIELLE :

Pile :

1- Calcul des charges permanentes G :

Tableau IV.36 : charges permanentes G – fond superficielle pile

	Poids N (t/m ³)	Poids H (t/m ³)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Tablier	164.6658		3	493.997	
Semelle	201,6		3	604.8	
Fut x 3	50,868		3	152.604	
Chevêtre	58,5		3	175.5	
Terre sur semelle avant		4,164	1,2		5
Terre sur semelle arrière		4,164	4,8		19.99

Gtotal = 475.63 (t/m³)

Mtotal = 1426.90 t.m

2- Calculs des surcharges d'exploitation Q :

Tableau 5.37 : surcharges d'exploitation Q – pile

	N (t)	H(t)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Surcharge A (l)	232			0	
Surcharge BC	119.05			0	
Surcharge Mc 120	98.74			0	
Surcharge D240	222.38			0	
Surcharge Sur trottoirs	9.26			0	
Frein A (l)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

3- Combinaisons de charges a l'ELS :

Tableau 5.38 : combinaisons de charges a l'ELS – pile.

		N (t)	H (t)	MN (t.m)	Mstab / Mrenv
G+1,2 A(l)	G+1,2 (A(l) + S sur trot)	765.142		1426.90	-12.02
	475.63+1,2 (233,56+9,2624)				
	1,2 x freinage A (l)		-14,128	1,2 x (-98,89)	
	1,2 x - 11,773			= -118,668	
G+1,2 Bc	G+1,2 (Bc + S sur trot)	629.602		1426.90	-9.4
	475.63+1,2 (119.05+9,2624)				
	1,2 x freinage Bc		-18	1,2 x (-126)	
	1,2 x - 15			= -151,2	
G+Mc 120	G+ Mc 120	574.37		1426.90	
	804,768 + 217,28				
G+D 240	G+ D 240	698.01		1426.90	
	804,768 + 354,26				

Vérification des contraintes :

- Stabilité vis-à-vis du renversement : $\frac{M_{stab}}{M_{renv}} > 1.5$

$$\frac{1426.9}{-151.2} = -9.4 < 1.5 \quad \square \text{ condition non vérifiée, risque de renversement.}$$

- Stabilité vis-à-vis du glissement : $(\frac{H}{N}) \text{tg } \varphi < 0.4$

$$\frac{-18}{629.602} \times \text{tg } 20^\circ = -0.010 < 0.4 \rightarrow \text{condition vérifiée, pas de glissement.}$$

- Stabilité vis-à-vis du poinçonnement :

Tableau 5.39 : vérification du poinçonnement.

			σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{min} > 0$	σ_m	σ_{sol} (t/m ²)
①	N max (t)	765.142	36.53	-11.029	non	24.64	10
	M corresp (t.m)	1426.90			vérifiée		
②	N min (t)	574.37	33.35	-14.21	non	21.46	10
	M corresp (t.m)	1426.90			vérifiée		
③	M max	1426.90	36.53	-11.029	non	24.64	10
	N corresp (t)	765.142			vérifiée		

$\sigma_{min} < 0 \rightarrow$ condition non vérifiée , il y a risque de soulèvement.

$\sigma_m > \sigma_{sol} \rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de poinçonnement.

Il faut donc opter pour des fondations profondes, ce type ne convient pas.

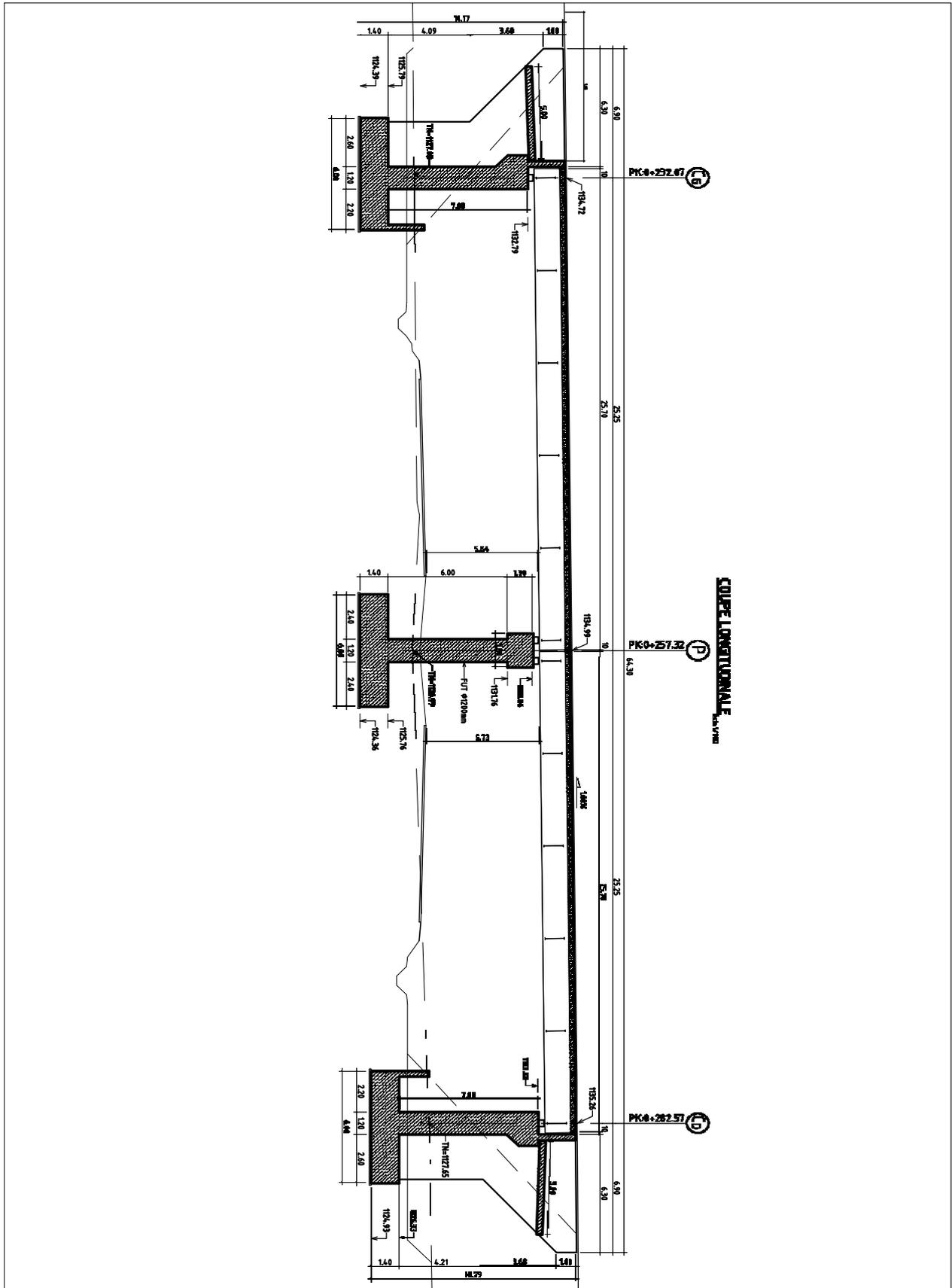


Figure IV.26 : Couple longitudinale culée

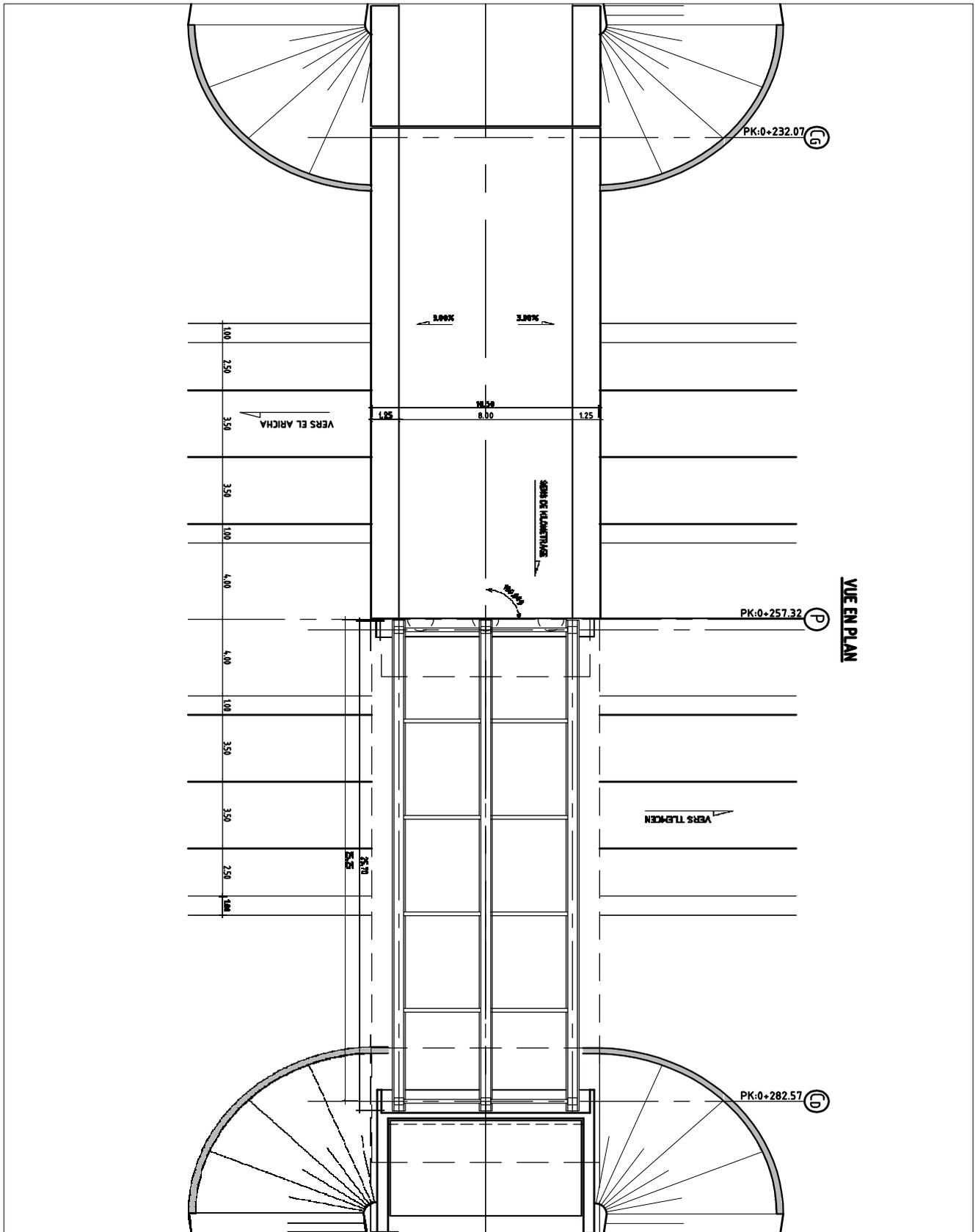


Figure IV.27 : vue en plan pont mixte

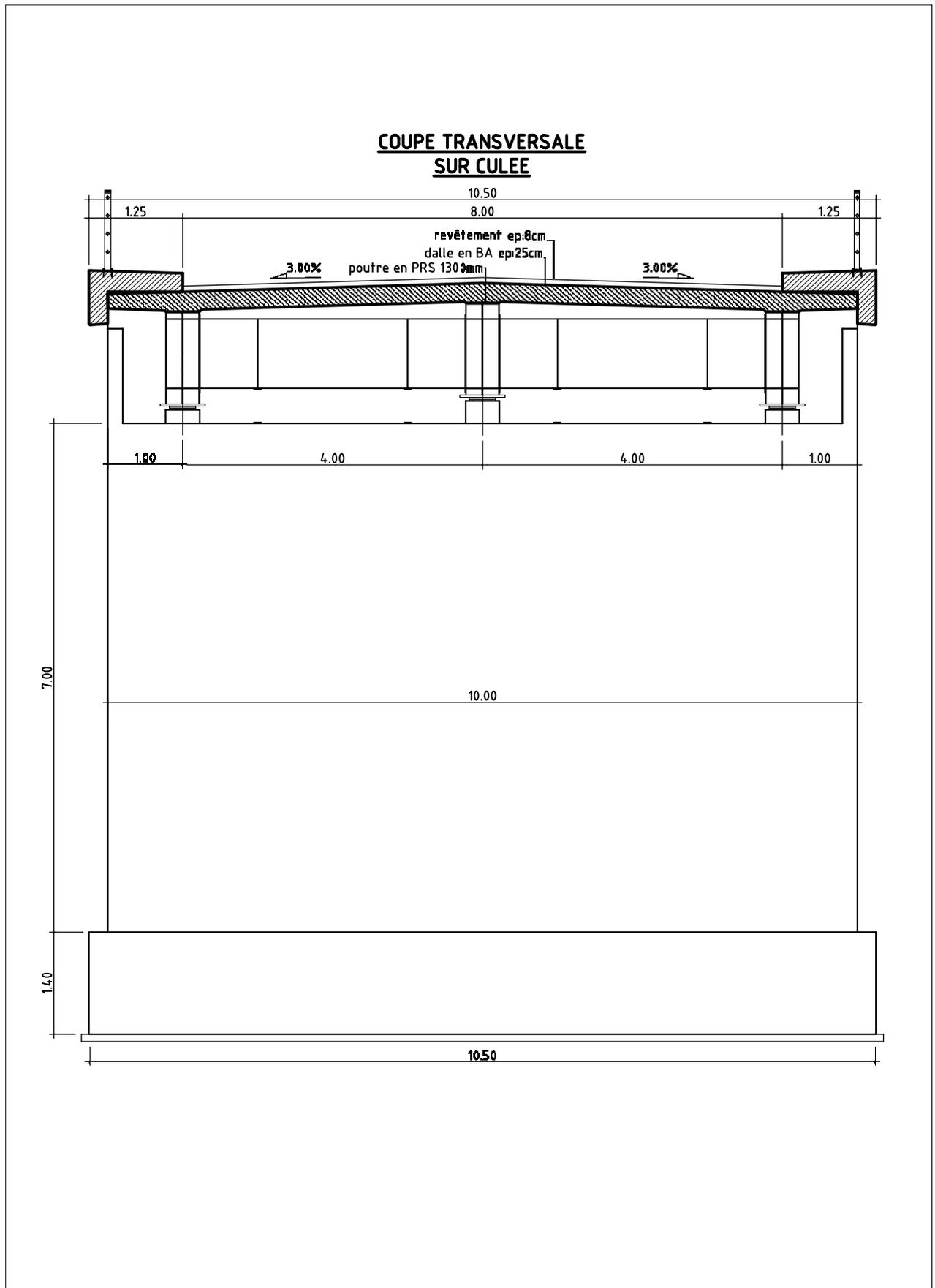


Figure IV.28 : coupe transversale culée – pont mixte.

PONT A TABLIER MIXTE → FONDATION SUR PIEUX FORES**Culée :**

1- Calcul des charges permanentes G : le tableau suivant récapitule la descente de charge effectuée sur la culée.

Tableau IV.40 : Charges permanentes (G) culée – fondations profondes

	Poids N (t/m ³)	Poids H (t/m ³)	Z (m)	M*N (t.m)	M*H (t.m)
Tablier	201.23 /2 = 100.615		0.2	20.123	
Semelle	220.5		0	0	
Mur de front	210		0.2	42	
Mur en retour	38.51			203.5	
Corbeau	15		0.7	10.5	
	4.5		0.6	2.7	
Dalle de transition	33		0.7	23.1	
Terre sur Patin arrière	387.69		1.71	662.94	
Terre sur Patin avant	54.054		1.89	102.1545	
Poids de la Surcharge Du remblai		27.3	1.70		-46.41
Poussée des terres		291.824	3.67		- 1070.99
Poussée de surcharge		33.35	5.15		-172.73
	G Global = 1063.869			M=1096.274	

⇒ **Voir détails et section poutre – pont mixte**

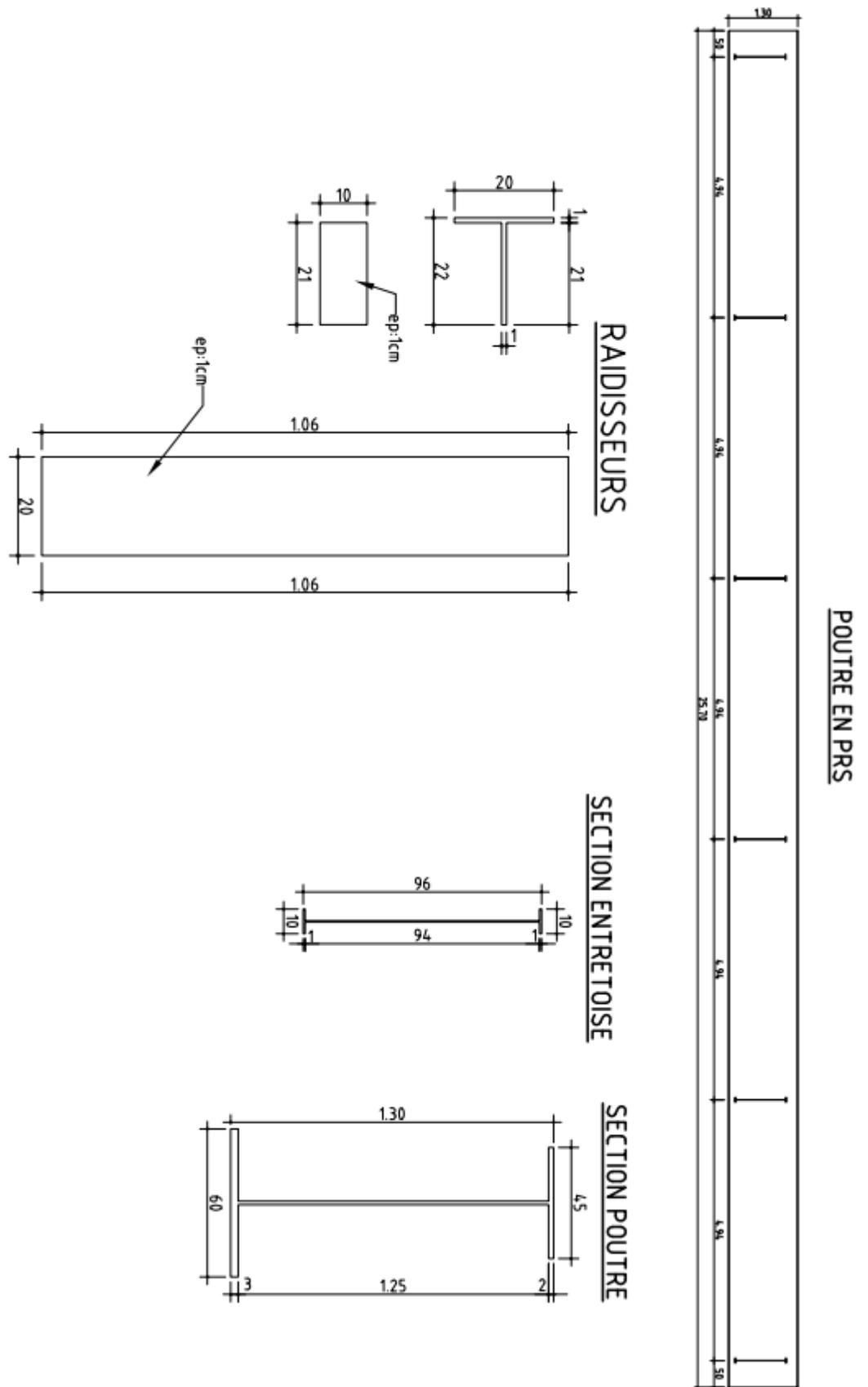


Figure IV.29 : détails et section poutre – pont mixte.

2- Calcul des surcharges d'exploitation Q :

Le tableau IV.41 regroupe de calcul des surcharges d'exploitation du trafic routier.

Tableau IV.41 : surcharges d'exploitation Q – culée

	N (t)	H(t)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Surcharge A (l)	116.78			0	
Surcharge BC	113.64			0	
Surcharge Mc 120	115.29			0	
Surcharge D240	192.984			0	
Surcharge Sur trottoirs	4.6312			0	
Frein A (l)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

3- Combinaisons de charges a l'ELS :

Tableau IV.42 : Combinaisons des charges à l'ELS

		N (t)	H (t)	M (t.m)
G + 1.2 A (1)	G + 1.2 A (1) + s sur trottoirs 100.615+ 1.2 (116.78+4.6312)	246.308		
	1.2*freinage A (1) 1.2*(-11.773)		-14.1276	1.2*(-98.89) = -118.668
G + 1.2 BC	G + 1.2 (BC + s sur trottoirs) 100.615 + 1.2 (113.64 + 4.6312)	242.54		
	1.2*freinage BC 1.2*(-15)		-18	1.2*(-126) = -151.2
G + MC120	G + MC120 100.615 + 115.294	215.91		1067.02
G + D240	G + D240 100.615 + 192.984	293.595		1067.02

4- Le tableau IV.43 recapitule les réactions appliquées sur la culée :

Profondeur du pieu = 15 m, capacité portante du pieu = t, diamètre du pieu $\Phi = 1\text{m}$.

Tableau IV.43 : récapitulatif des réactions appliquées sur culée.

			Cap du pieu	Nbr de pieux	WL	WT	Rmax	Rmin
1	N max (t)	293.595	447	6	14.4	10.8	123.03	-25.16
	M corresp	1067.02					147.73	-49.86
2	N min (t)	215.91	447	6	14.4	10.8	109.93	-38.26
	M corresp	1067.02					134.63	-62.96
3	M max (t.m)	1067.02	447	6	14.4	10.8	123.03	-25.16
	N corresp	293.595					147.73	-49.86

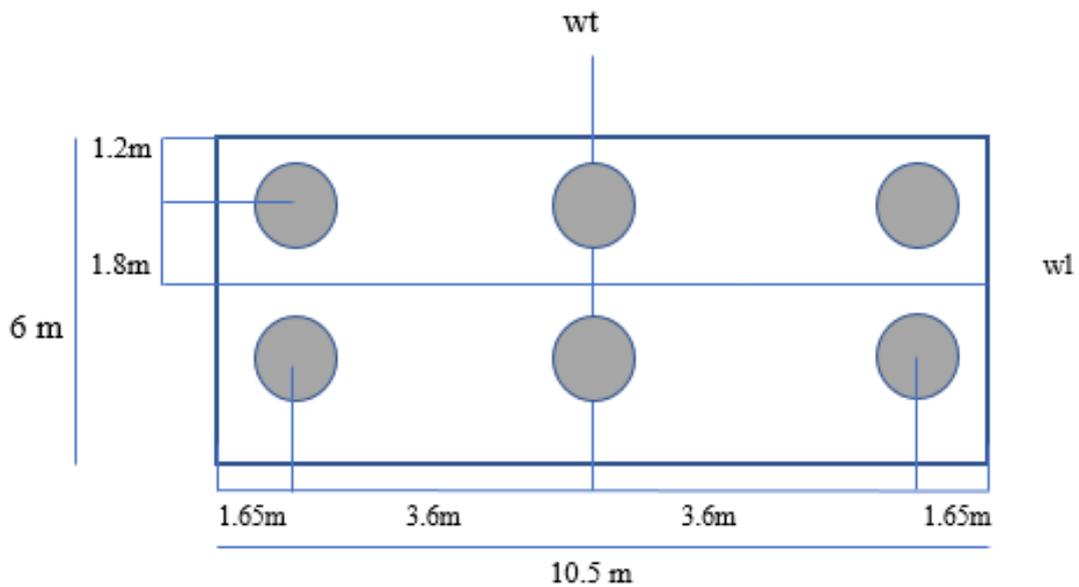


Figure IV.30 : plan de disposition pieux forés.

$$W_t = \frac{6 \times (1.8^2)}{1.8} = 10.8$$

$$W_l = \frac{4 \times (3.6^2) + 2 \times (0^2)}{4} = 14.4$$

$$R (\text{max / min}) = \frac{N}{n} \pm \frac{Ml}{Wl} \pm \frac{Mt}{Wt}$$

Vérifications :

$R_{max} = 147.3 \text{ t} < t \rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

$R_{min} = -62.96 < 0 \rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de soulèvement.

Ce type de fondation risque de poser problème, il faut opter pour un autre type.

PONT A TABLIER MIXTE \rightarrow FONDATION SUR PIEUX BATTU

Culée :

1- Le tableau suivant récapitule les réactions appliquées sur la culée, la descente de charges est la même que pour les pieux forés :

Tableau IV.44 : récapitulatif des réactions appliquées sur culée – pieu battu

			Cap du pieu	Nbr de pieux	WL	WT	Rmax	Rmin
1	N max (t)	293.595	203.17	12	16	25	91.155	-42.22
	M corresp	1067.02					67.14	-18
2	N min (t)	215.91	203.17	12	16	25	84.68	-48.69
	M corresp	1067.02					60.67	-24.68
3	M max	1067.02	203.17	12	16	25	91.155	-42.22
	N corresp	293.595					67.14	-18

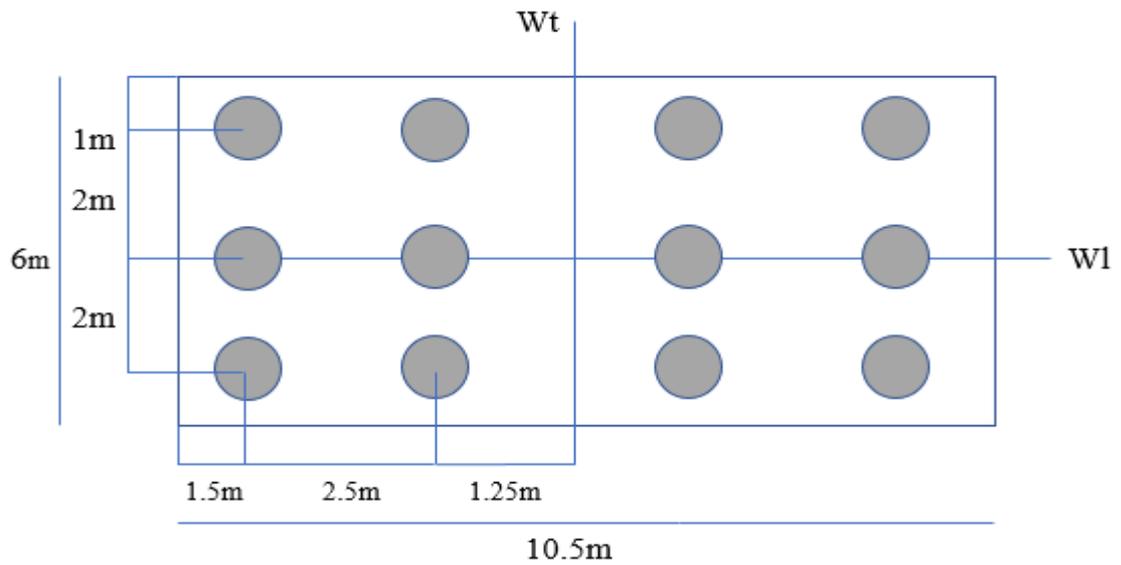


Figure IV.31 : schéma de disposition des pieux battus.

Vérifications :

$R_{max} = 91.155 \text{ t} < 203.17 \text{ t} \rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

$R_{min} = -48.69 \text{ t} < 0 \rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de soulèvement.

Ce type de fondation risque de poser problème, il faut opter pour un autre type.

PONT A TABLIER MIXTE → FONDATION SUPERFICIELLE**Culée :**

1- Calcul des charges permanentes G :

Le tableau IV.45 regroupe les résultats de la descente de charges effectuée sur la culée pour une fondation superficielle :

Tableau IV.45: Charges permanentes (G) culée – fondation superficielle

	Poids N (t/m ³)	Poids H (t/m ³)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Tablier	100.615		2.8	281.722	
Semelle	220.5		3	661.5	
Mur de front	210.10		2.8	588	
Mur en retour	38.51			135.523	
Corbeau	15		3.70	55.5	
	4.5		3.60	16.2	
Dalle de transition	33		6.25	206.25	
Terre sur Patin arrière	54.05		4.71	254.59	
Terre sur Patin avant	387.69		1.11	430.336	
Poids de la Surcharge Du remblai		-27.3	4.71		-128.583
Poussée des terres		-291.824	3.67		-1070.99
Poussée de surcharge		-33.35	5.85		-195.097

$$G_{\text{global}} = 1063.869 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

2- Calcul des surcharges d'exploitation :

Le tableau IV.46 ci-après recapitule les surcharges d'exploitation du trafic routier

Tableau IV.46 : surcharges d'exploitation Q - culée

	N (t)	H(t)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Surcharge A (l)	116.78			0	
Surcharge BC	113.64			0	
Surcharge Mc 120	115.29			0	
Surcharge D240	192.984			0	
Surcharge Sur trottoirs	4.6312			0	
Frein A (l)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

3- Combinaisons de charges a l'ELS :

Tableau IV.47 : combinaisons de charges à l'ELS.

		N (t)	H (t)	M stab	M renv	M stab/ M renv
G + 1.2 A (l)	G + 1.2(A (l) +s sur remblai + s sur trott) 1063.869+ 1.2 (116.78 -27.3+4.6312)	1176.80		2629.62		1.11
	G + 1.2(frein A (l) + P S Remb) 1063.869 + 1.2 (-11.773-27.3)		1016.9814		2356.65	
G + 1.2 BC	G + 1.2 (BC + s sur trottoirs + s sur remblai) 1063.869 + 1.2 (113.64+ 4.6312-27.3)	1173.034		2629.62		1.13
	G + 1.2(frein BC + p sur remblai) 1063.869 + 1.2(-15 -27.3)		1013.109		2324.12	
G + MC1 20	G + MC120 + 1.2(s sur remblai + S sur trott) 1063.869 + 115.29 + 1.2(- 27.3 + 4.6312)	1151.956		2629.62		1.06
	G + 1.2 (p sur remblai) 1063.869 + 1.2(- 27.3)		1031.109		2476.02	
G + D24 0	G + D240 + 1.2(s sur remblai) 1063.869 + 192.984 + 1.2(-27.3)	1224.093		2629.62		1.06
	G + 1.2 (poussée sur remblai) 1063.869 + 1.2(- 27.3)		1031.109		2476.02	

Vérification des contraintes : (pour G+1.2 Bc le cas le plus défavorable)

- Stabilité vis-à-vis du renversement : $(M \text{ stab}) / (M \text{ renv}) > 1.5$

$$\frac{2629.62}{2324.12} = 1.13 < 1.5 \rightarrow \text{condition non vérifiée, il y a risque de renversement.}$$

- Stabilité vis-à-vis du glissement : $H/N \times \text{tg } \varphi < 0.04$

$$\frac{1013.109}{1173.034} \times \text{tg } (20^\circ) = 0.31 > 0.04 \rightarrow \text{condition non vérifiée, il y a risque de glissement.}$$

- Stabilité vis-à-vis du poinçonnement :

$$\delta_{\max} = \frac{N}{S} \left(1 \pm 6 \frac{M}{B \times N} \right) \quad \delta_m = \frac{3 \delta_{\max} + \delta_{\min}}{4}$$

Avec : $S = 6 \times 10 = 60 \text{ m}^2$; $B = 6 \text{ m}$

4- Le tableau ci-après récapitule les réactions appliquées sur la culée :

Tableau IV.48 : récapitulatif des réactions appliquées sur culée

			σ_{\max}	σ_{\min}	$\sigma_{\min} > 0$	σ_m	$\sigma_{\text{sol}} \text{ (t)}$
①	N max (t)	1224.093	64.23	-23.43	non	42.315	10
	M corresp (t.m)	2629.62					
②	N min (t)	1151.956	63.03	-24.63	non	41.115	10
	M corresp (t.m)	2629.62					
③	M max	2629.62	64.23	-23.43	non	42.315	10
	N corresp (t)	1224.093					

$\sigma_{\min} < 0 \rightarrow$ condition non vérifiée , il y a risque de soulèvement.

$\sigma_m > \sigma_{\text{sol}} \rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de poinçonnement.

Il faut donc opter pour des fondations profondes.

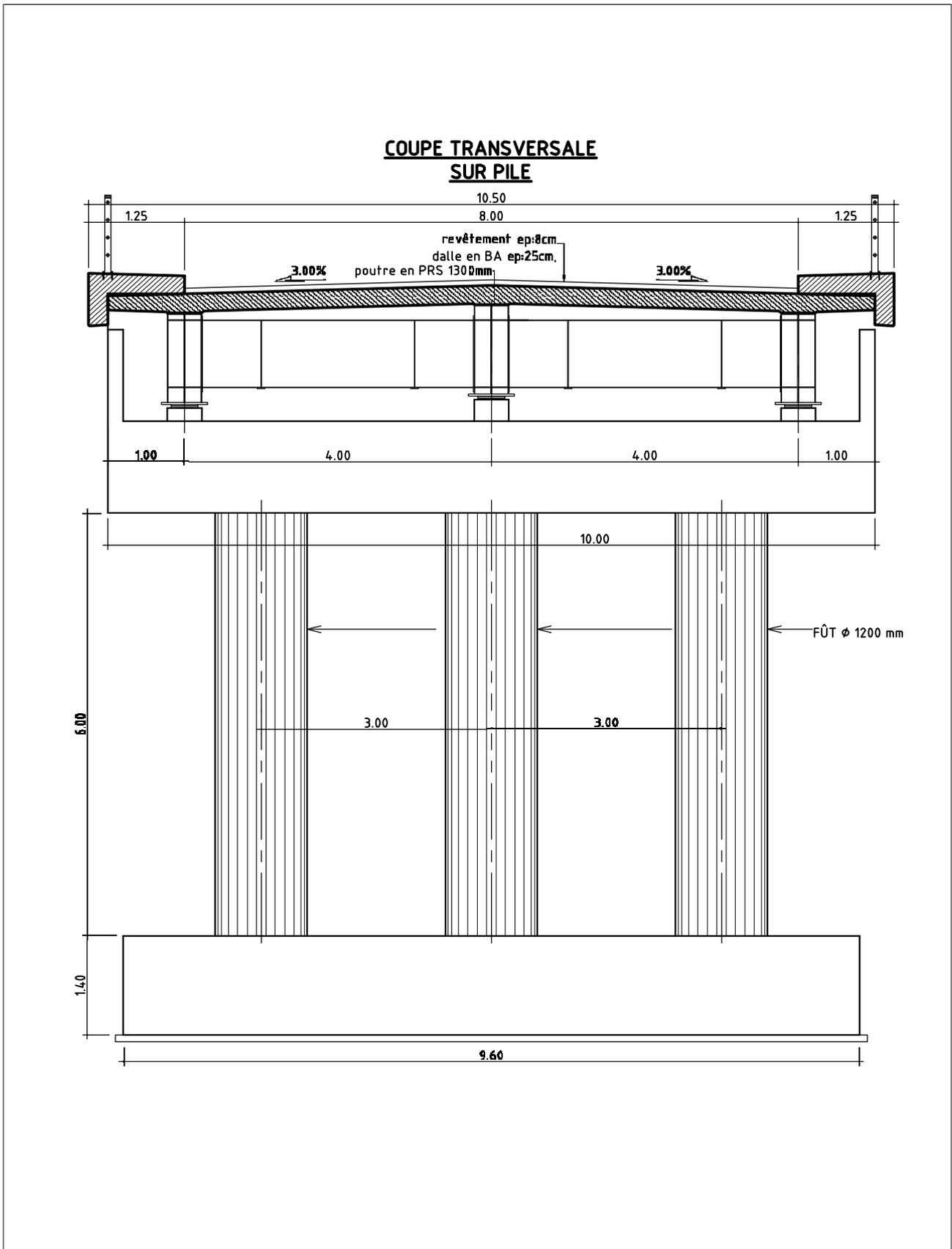


Figure IV.32 : coupe transversale pile – pont mixte.

PONT A TABLIER MIXTE → FONDATION SUR PIEUX FORES :

Pile :

- 1- Calcul des charges permanentes G : le tableau ci-après recapitule les calculs de descente de charges qui a été effectué sur la pile pour des fondations profondes :

Tableau IV.49 : charges permanentes G - pile

	Poids N (t/m ³)	Poids H (t/m ³)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Tablier	201.23		0,6	120.74	
Semelle	201,6		0	0	
Fut x 3	50,868		0	0	
Chevêtre	58,5		0	0	
Terre sur Semelle avant		4,164	1,74		7.245
Terre sur Semelle arrière		4,164	1,74		7.245
Total =	Gtotal= 512.198 (t/m ³)			Mtotal= 120.74	

- 2- Calcul des surcharges d'exploitation Q (nous avons les mêmes travées) :

Le tableau IV.50 regroupe les calcul des surcharges d'exploitation dues au trafic routier appliquées sur la pile :

Tableau IV.50: surcharges d'exploitation Q – pile

	N (t)	H(t)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Surcharge A (l)	233.56			0	
Surcharge BC	54			0	
Surcharge Mc 120	115.29			0	
Surcharge D240	180.26			0	
Surcharge Sur trottoirs	9.26			0	
Frein A (l)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

3- Combinaisons de charges a L'ELS :

Tableau IV.51: combinaisons de charges a L'ELS – pile

		N (t)	H (t)	MN (t.m)
G+1,2 A(l)	G+1,2 (A(l) + S sur trott) 512.198+1,2 (233,56+9,2624)	803.58		120.74
	1,2 x freinage A (l) 1,2 x - 11,773		-14,128	1,2 x (-98,89) = -118,668
G+1,2 Bc	G+1,2 (Bc + S sur trott) 512.198+1,2 (54+9,2624)	588.113		120.74
	1,2 x freinage Bc 1,2 x - 15		-18	1,2 x (-126) = -151,2
G+Mc 120	G+ Mc 120 512.198 + 115.29	627.49		120.74
G+D 240	G+ D 240 512.198 + 180.26	692.46		120.74

4- Le tableau IV.52 recapitule les réactions appliquées sur la pile pour des fondations sur pieux forés :

Tableau IV.52 : récapitulatif des réactions appliquées sur pile.

			Cap pieu	Nbr de pieux	WT	WL	Rmax	Rmin
1	N max (t)	803.58	447	6	14.4	10.8	142.32	125.55
	M corresp	120.74					145.11	122.75
2	N min (t)	588.113	447	6	14.4	10.8	106.40	89.63
	M corresp	120.74					109.20	86.84
3	M max (t.m)	120.74	447	6	14.4	10.8	142.32	125.55
	N corresp	803.58					145.11	122.75

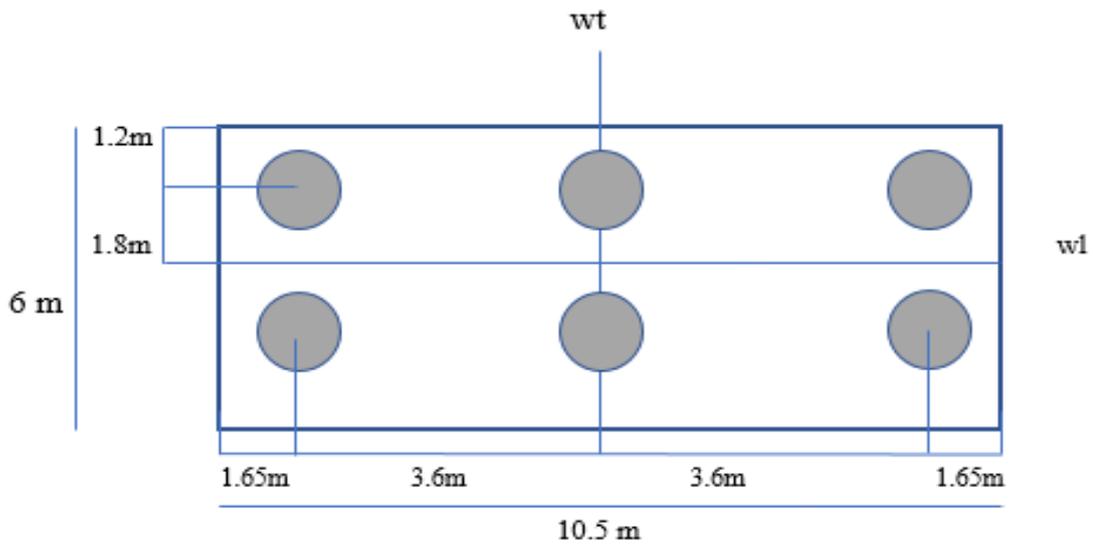


Figure IV.33: disposition pieux forés - pile

$$W_t = \frac{6 \times (1.8^2)}{1.8} = 10.8 W_l = \frac{4 \times (3.6^2) + 2 \times (0^2)}{4} = 14.4$$

$$R \text{ (max / min)} = \frac{N}{n} \pm \frac{Ml}{Wl} \pm \frac{Mt}{Wt}$$

Vérifications :

$R_{max} = 145.32 \text{ t} < 447 \text{ t} \rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

$R_{min} = 86.84 \text{ t} > 0 \rightarrow$ condition vérifiée, pas de risque de soulèvement.

PONT EN BETON PRE-CONTRAIT \rightarrow FONDATION SUR PIEUX BATTUS :

Les pieux forés ont été disposé comme le montre la figure IV.34, les réactions appliquées sur la pile sont récapitulées dans le tableau IV.53 :

Capacité portante du pieu selon la méthode de crandall : $\bar{Q} = 203.17 \text{ t}$

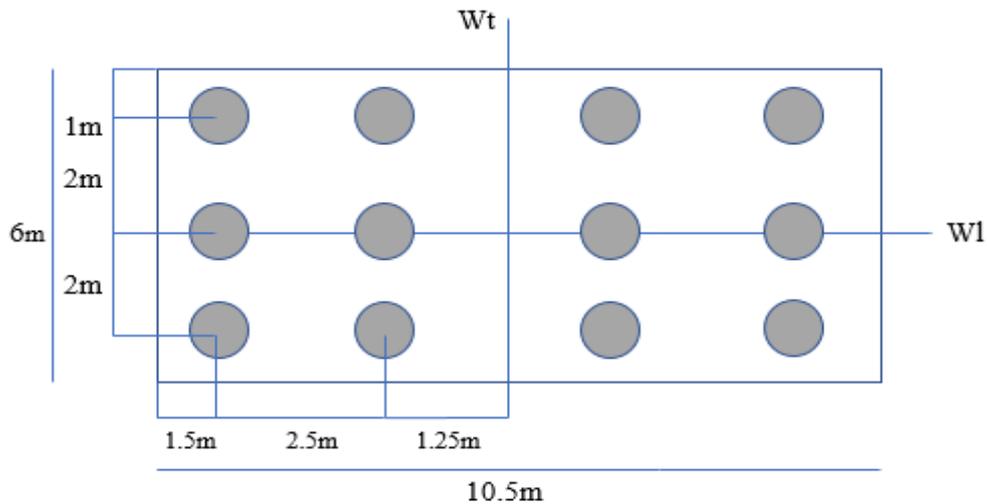


Figure IV.34 : disposition pieux battus – pile

Tableau IV.53 : récapitulatif des réactions appliquées sur pile.

			Cap du pieu (t)	Nbr de pieux	Wl	Wt	Rmax (t.m)	Rmin (t.m)
1	N max (t)	803.58	203.17	12	25	16	71.79	62.14
	M corresp	120.74					74.51	59.42
2	N min (t)	588.113	203.17	12	25	16	53.84	44.18
	M corresp	120.74					56.56	41.46
3	M max	120.74	203.17	12	25	16	71.79	62.14
	N corresp	803.58					74.51	59.42

$R_{max} = 74.51 \text{ t} < 203.17 \text{ t} \rightarrow$ condition vérifiée, pas de poinçonnement.

$R_{min} = 41.46 \text{ t} > 0 \rightarrow$ condition vérifiée, pas de soulèvement.

PONT EN BETON PRE-CONTRAIT \rightarrow FONDATION SUPERFICIELLE :

Pile :

- 1- Charges permanentes G : le tableau IV.54 regroupe les résultats trouvés après avoir effectué la descente de charges sur la pile pour des fondations superficielles :

Tableau IV.54 : charges permanentes G – fond superficielle pile

	Poids N (t/m ³)	Poids H (t/m ³)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Tablier	201.23		3	603.69	
Semelle	201,6		3	604.8	
Fut x 3	50,868		3	152.604	
Chevêtre	58,5		3	175.5	
Terre sur semelle avant		4,164	1,2		4.995
Terre sur semelle arrière		4,164	4,8		19.99
Gtotal=512.198 (t/m ³)		M= 1536.594 t.m			

2- Charges d'exploitation Q :

Tableau IV.55: charges variables Q – fond superficielle pile

	N (t)	H(t)	Z (m)	MN (t.m)	MH (t.m)
Surcharge A (l)	233.56			0	
Surcharge BC	54			0	
Surcharge Mc 120	115.29			0	
Surcharge D240	180.26			0	
Surcharge Sur trottoirs	9.26			0	
Frein A (l)		-11.773	8.4		-98.89
Frein BC		-15	8.4		-126

3- Combinaisons de charges a L'ELS :

Tableau IV.56: combinaisons de charges à l'ELS – fond superficielle pile

		N (t)	H (t)	MN (t.m)	Mstab / Mrenv
G+1,2 A(l)	G+1,2 (A(l) + S sur trot) 512.198+1,2 (233.56+9,2624)	803.58		1536.594	-13.06
	1,2 x freinage A (l) 1,2 x - 11,773		-14,128	1,2 x (-98,89) = -118,668	
G+1,2 Bc	G+1,2 (Bc + S sur trot) 512.198+1,2 (54+9,2624)	588.112		2414,304	-10.16
	1,2 x freinage Bc 1,2 x - 15		-18	1,2 x (-126) = -151,2	
G+Mc 120	G+ Mc 120 512.198 + 115.29	627.488		1536.594	1
G+D 240	G+ D 240 512.198 + 180.26	692.458		1536.594	

Vérification des contraintes :

- Stabilité vis-à-vis du renversement : $\frac{M_{stab}}{M_{renv}} > 1.5$

$$\frac{1536.594}{-118.668} = -13.06 < 1.5 \quad \square \text{ condition non vérifiée, risque de renversement.}$$

- Stabilité vis-à-vis du glissement : $(\frac{H}{N}) \text{tg } \varphi < 0.4$

$$\frac{-18}{588.112} \times \text{tg } 20^\circ = -0.011 < 0.4 \rightarrow \text{condition vérifiée, pas de glissement.}$$

- Stabilité vis-à-vis du poinçonnement

$$\delta_{max} = \frac{N}{S} \left(1 \pm 6 \frac{M}{B \times N} \right) \quad \delta_m = \frac{3 \delta_{max} + \delta_{min}}{4}$$

Tableau 5. 57 : vérification du poinçonnement.

			σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{min} > 0$	σ_m	σ_{sol} (t/m ²)
①	N max (t)	803.58	16.305	12.48	vérifiée	15.35	10
	M corresp (t.m)	1536.594					
②	N min (t)	588.112	13.42	8.19	vérifiée	12.12	10
	M corresp (t.m)	1536.594					
③	M max	1536.594	16.305	12.48	vérifiée	15.35	10
	N corresp (t)	803.58					

$\sigma_{min} > 0 \rightarrow$ condition vérifiée , il n'y a pas de risque de soulèvement.

$\sigma_m > \sigma_{sol} \rightarrow$ condition non vérifiée, il y a risque de poinçonnement.

Il faut donc opter pour des fondations profondes, ce type ne convient pas.

RESULTATS ET DISCUSSIONS

V.1 Contexte

La problématique posée, concernant l'effet du choix adéquat du type de tablier d'un pont, sur la capacité portante de la fondation de ses appuis (pile ou culée), a fait l'objet de notre étude. En effet, cette étude consistait à prendre un cas d'étude réel (pont en béton précontraint), situé dans la Wilaya de Tlemcen, caractérisée par une zone, moyennement sismique, selon le règlement parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (RPOA 2008) [12]. L'ouvrage est implanté dans la liaison routière, d'un tronçon de 105 Km, du nouveau projet de " l'Autoroute des Hauts Plateaux, caractérisé par un trafic très intense.

V.2 Récapitulatif des phases de travail

Pour cela, on a tout d'abord fait l'étude du pont, tel présenté en béton précontraint, en faisant la descente de charges, au niveau de chacune de la pile et de la culée et ce, en déterminant les éléments de réduction, à base et milieu de la semelle, qui sont : Effort vertical (N) du aux poids propre, Moment fléchissant longitudinal (Ml) et le Moment transversale (Mt).

On a fait, ensuite, une autre conception, en convertissant le tablier du pont en pont, à poutres en profilés reconstituées soudés (PRS) et en faisant de la même manière la descente de charges en déterminant éléments de réduction, à base et milieu de la semelle (pour la pile et pour la culée).

De la même façon, on a procédé dans la troisième étape à la prise, pour les mêmes dimensions du pont précédant, le cas d'un tablier mixte, à poutre en PRS, surmontées d'une dalle en béton armé. La descente de charge, pour la pile et pour la culée, a donné les éléments de réduction, à base et milieu de la semelle de fondation.

Une fois la descente de charges terminé, on a résumé les résultats obtenus lors des calculs de : charges permanentes G, charges d'exploitation dues au trafic routier (A(l), Bc, Mc 120 et D240, tels que supposé dans les hypothèses de calcul. Les trois types de fondations proposés pour chaque variante sont :

- Fondation superficielle ;
- Fondation profonde sur pieux forés de diamètre 1m.
- Fondation profonde sur pieux battus de diamètre 60.2cm.

V.3 Résultats et discussions des valeurs trouvées

V.3.1 Cas du pont à tablier à poutres en béton précontraint

Pour un nombre de six (6) poutres en forme de ‘‘I’’, pour le tablier du pont en béton précontraint.

Pour la Culée :

- Le poids total du tablier (poids propre + charges d’exploitation), est de : **G tablier = 246.9 tonnes.**
- Le poids total de la culée est de **G culée = 1210.154 tonnes.**

Pour la Pile :

- Le poids total du tablier (poids propre + charges d’exploitation), est de : **G tablier= 493.8 tonnes.**
- Le poids total de la pile **G pile = 804.77 tonnes.**

Le tableau suivant (Tableau V.1), résume les résultats trouvés pour les trois types de fondations, avec identification de chaque type.

Tableau V.1 : Comparaison résultats pour tablier en béton précontraint

Type defondation	Superficielle	Pieu foré Nombre : 06	Pieu battu Nombre : 12
Appui	Contrainte admis.	Portance=447 tonnes	Portance= 203.2 tonnes
Culée	Stabilité non vérifiée	Rmax=332.72 tonnes	Rmax= 184 tonnes
Pile	Stabilité non vérifiée	Rmax = 103.2 tonnes	Rmax= 98.76 tonnes
Ecart/ Remarque	Type de fondation non valable	Culée/ Ecart 25.6% Pile/: Ecart : 76.92%	Culée/ Ecart 9.45% Pile/: Ecart : 51.39%

V.3.2 Cas du pont à tablier métallique

Pour le cas du tablier du pont en charpente métallique, on a calculé son poids propre avec les surcharges routières, ainsi que les poids des appuis (pile et culée).

Pour la Culée :

- Le poids total du tablier (poids propre + charges d'exploitation), est de : **G tablier = 82.22 tonnes.**
- Le poids total de la culée est de **Gculée = 1045.68 tonnes.**

Pour la Pile :

- Le poids total du tablier (poids propre + charges d'exploitation), est de : **G tablier= 164.67 tonnes.**
- Le poids total de la pile **G pile = 475 tonnes.**

Le tableau suivant (Tableau V.2), résume les résultats trouvés pour les trois types de fondations, avec identification de chaque type.

Tableau V.2 : Comparaison résultats pour tablier en charpente métallique

Fondation	Superficielle	Pieu foré Nombre : 06	Pieu battu Nombre : 12
Appui	Contrainte admissible	Portance=447 tonnes	Portance=203.2 tonnes
Culée	10.45 t/m ² > 10 t/m ²	Rmax= 309.7 tonnes	Rmax= 184 tonnes
Pile	24.46 t/m ² > 10 t/m ²	Rmax =136.74 tonnes	Rmax= 67.75 tonnes
Ecart/ Remarque	Stabilité non vérifiée Type de fondation non valable	Culée/ Ecart 30.71% Pile/: Ecart : 69.41%	Culée/ Ecart : 9.45% Pile/: Ecart : 66.67%

V.3.4 Cas du pont à tablier mixte

Dans le cas du tablier mixte (Acier PRS + béton), on a calculé son poids propre avec les surcharges routières, ainsi que les poids des appuis (pile et culée).

Pour la Culée :

- Le poids total du tablier (poids propre + charges d'exploitation), est de : **G tablier = 100.615tonne.**
- Le poids total de la culée est de **Gculée = 1045.68 tonnes**

Pour la Pile :

- Le poids total du tablier (poids propre + charges d'exploitation), est de : **G tablier= 263.87 tonnes.**
- Le poids total de la pile **G pile = 512.20 tonnes.**

Le tableau suivant (Tableau V.3), donne les résultats trouvés pour les trois types de fondations, avec identification de chaque type.

Tableau V.3 : Comparaison résultats pour tablier en charpente métallique

Fondation Appui	Superficielle	Pieu foré Nombre : 06	Pieu battu Nombre : 12
	Contrainte admissible	Portance=447 tonnes	Portance=203.2 tonnes
Culée	42.31 t/m ² > 10 t/m ²	Rmax= 147.31 tonnes	Rmax= 91.15 tonnes
Pile	15.35 t/m ² > 10 t/m ²	Rmax = 145.32 tonnes	Rmax = 74.51 tonnes
Ecart/ Remarque	Stabilité non vérifiée Type de fondation non valable	Culée/ Ecart 67.71% Pile/: Ecart : 67.75%	Culée/ Ecart : 55.14% Pile/: Ecart : 63.34%

V.3.4 Lecture et discussion des résultats

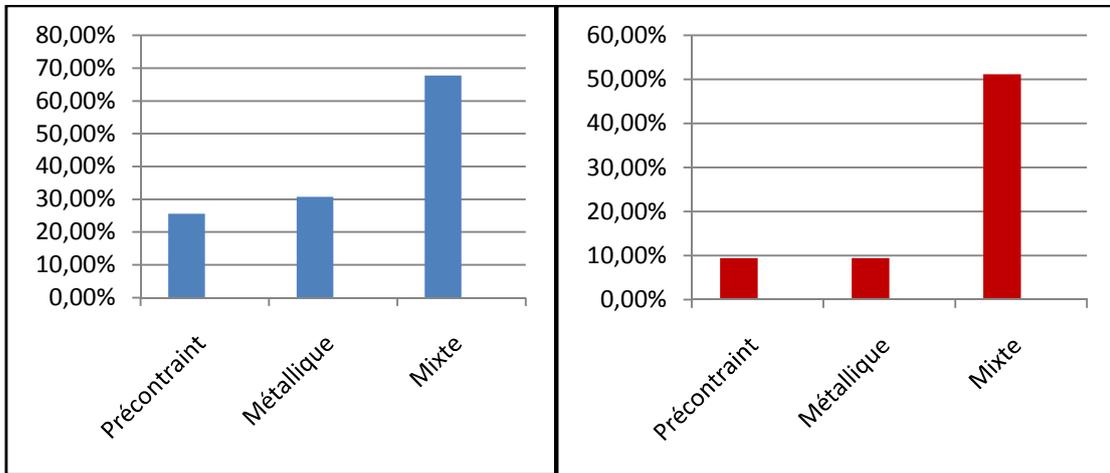
Sur la base des résultats obtenus et compte tenu des variables prises dans notre étude, le rapport de sol a donné des valeurs de la contrainte du sol du sol d'assise, pour le cas de la fondation superficielle, l'ordre de 10t/m^2 , qui est nettement inférieure à celle de la descente de charges, pour les appuis (pile ou culée) et pour tous les cas des tabliers étudiés. On peut conclure, que pour les ponts de grande envergure (stratégiques ou consistants), il est déconseillé d'utiliser les fondations superficielles, sauf pour le cas des sols rocheux, en substratum ou marneux, disposant d'une contrainte de sol supérieure à 5 bars (50 t/m^2).

Pour les pieux forés, de diamètre pris dans notre cas égal à 1 m, avec une fiche (profondeur) de 15 m, la portance a été trouvée égale à 447tonne (au niveau du CTP). Cette valeur semble trop grande et la remarque de confirmer le type d'essai, in situ, utilisé pour la détermination de cette capacité reste posée. Néanmoins, en comparant les valeurs trouvées par les descentes de charges, il s'est avéré, que toutes les conditions de stabilité de cette fondation, ont été largement vérifiées (pas de tassement et pas d'arrachement). Pour la culée, la solution est la plus économique, pour faire travailler le pieu à sa limite de portance (écart variant de 25, 30 et 67% en faveur de la solution tablier précontraint). Tandis que dans la légèreté, la solution du tablier en charpente métallique est la plus optimale, avec un écart de 30%.

Concernant, la solution fondation sur pieux battus, qui est de moins en moins réalisable en ce moment par les entreprises Algériennes spécialistes dans les ouvrages d'art, l'écart de portance- R_{\max} , pour la culée, est de 9.45% (tablier précontraint ou tablier métallique), de 55.11% (tablier mixte). Tandis que pour la pile, les valeurs ont donné des écarts, tels, que : tablier précontraint (51.39%), tablier métallique (66.67%) et tablier mixte (63.34%). Il semble que la solution précontrainte est plus optimale pour ce type de pieux.

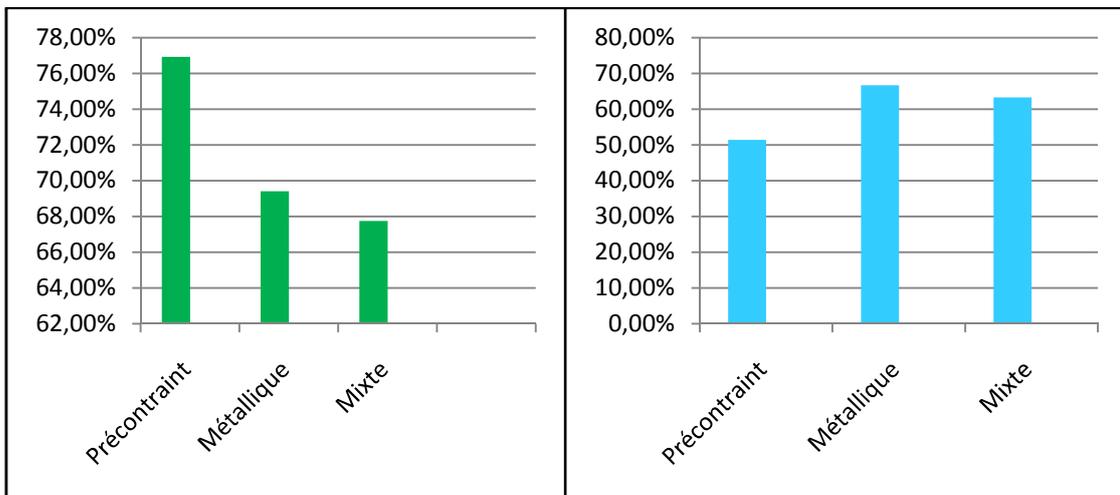
Afin de présenter, statiquement les résultats, les figures VI.1 et VI.2, illustrent les pourcentages trouvés en forme d'histogrammes.

Culée :



Figures VI.1 : Ecart (Tabliers) - pieux forés Figure VI.2 : Ecart (Tabliers) - pieux battus

Pile :



Figures VI.3: Ecart (Tabliers) - pieux forés
battus

Figure VI.4: Ecart (Tabliers) - pieux

Conclusion

Le choix de la solution optimale, pour le type de fondation la plus technique (stabilité) et la plus économique (écart minime), dépend en premier lieu du rapport du sol et la manière avec laquelle a été calculé la portance de cette fondation (essai in situ). Dans la plupart des cas, les bureaux d'études donnent des calculs avec trop de prudence (surdimensionnement), ce qui a été observé dans le calcul de la portance du pieu foré (447 tonnes). Le deuxième paramètre, qu'il faut le prendre en compte est le type du sol (consistance, cohésion, etc..), ou il s'est avéré que la fondation superficielle a été à chaque fois non vérifiée. Pour les pieux battus, qui est une solution très économique dans la plupart des cas de ponts sur des sols secs ou moyennement humides et les écarts observés sont très réduits.

Les tabliers étudiés, dans notre étude, sont de trois types (qui sont d'ailleurs les plus répandus dans la réalisation des ponts en Algérie). Il s'agit des ponts à tablier précontraint, à tabliers en métal et à tablier mixte. Bien que, le tablier précontraint soit lourd, mais il présente plusieurs avantages et il est le plus stable dans le cas des grands ponts. Le tablier à treillis métalliques, n'est pas très conseillé pour les ponts routiers, par contre celui mixte, a donné de grandes satisfactions et peut être plus économique en termes de cout et en termes de stabilité de sa fondation avec des écarts (en pieu forés ou pieux battus) pas trop grands.

Pour les recommandations recueillis du CTTP, en pratique, il a été mentionné que :

- Le tablier mixte, qui est l'association entre le béton et l'acier est la plus légère en poids par conséquent c'est le type le plus économique en matière de fondation.
- Le tablier métallique : Juste après le tablier mixte vient le tablier métallique qui est moins léger que le béton et permet une certaine économie dans les fondations à condition d'avoir une main d'œuvre qualifiée car sa réalisation demande un certain savoir faire sans oublier la disponibilité du matériau qui n'est pas toujours évidente.
- Le tablier en béton précontraint : c'est le matériau le plus lourd et donc le dimensionnement des fondations est parfois exagéré, malgré cela il représente de nombreux avantages tel que la disponibilité du matériau et la facilité de réalisation sans complications.

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

A la lumière des résultats exposés, tout au long de ce mémoire, on a pu tirer plusieurs conclusions. En effet, ce travail basé sur une étude comparative entre les différents types de tabliers de ponts (au nombre de trois dans notre cas) et le type de fondation adéquat pour assurer sa stabilité a été fait sur la base d'un stage effectué au sein de l'organisme CTPP Bahch-Djerah (Alger) pendant plus de quatre mois, qui a permis de contribuer à la compréhension de la problématique (relation choix du type du tablier- portance fondation profonde). Le travail consistait à voir l'effet du type du tablier sur la capacité portance de la fondation. Pour cela, on a proposé de faire une comparaison technique sur un certain nombre de tablier du même ponts, en faisant la descente de charges pour la pile et la culée.

La discussion et interprétation des résultats obtenus a permis de tirer les conclusions suivantes :

Pour les recommandations pour futurs travaux de mémoire de master ou recherches post graduations, Il y a sans aucun doute des progrès à faire dans le domaine de la conception, de l'entretien et du renforcement des ponts. La connaissance de caractéristiques des matériaux et leur comportement mécanique permet de mesurer et décrire l'état de dégradation d'un pont et ensuite prévoir les types de fondations les plus adaptées a employer dans le future pour augmenterleur durée de vie.

Cette étude représente un pas en avant pour les études expérimentales menées dans le domaine des ponts (géotechnique). Néanmoins il est souhaitable de pousser plus ce type de travaux et prendre d'autres cas de ponts mixtes, souples et rigides, avec des analyses numériques pour choir un modèle adéquat qui peut caler les résultats expérimentaux trouvés.

- Pour faire un travail technique et économique pour un choix optimale de la fondation d'un pont en fonction du type de son tablier, il faut avoir une étude de sol très fiable, donnant la vraie valeur de la portance de la fondation (en pieu) en faisant des essais in situ ;
- Bien que le calcul fait par l'organisme CTPP a donné lieu à la réalisation du type de fondation en pieux forés, le calcul de la descente de charges au niveau de la pile

Conclusions générales et recommandations.

ou de la culée, a montré que les écarts portance-vraie valeur de R_{max} est très important (plus de %) ;

- Le choix de la solution optimale, pour le type de fondation la plus technique (stabilité) et la plus économique (écart minime), dépend en premier lieu du rapport du sol et la manière avec laquelle a été calculé la portance de cette fondation (essai in situ) et le type du sol (consistance, cohésion, etc..) ;
- Il s'est avéré que la fondation superficielle a été à chaque fois non vérifiée ;
- Pour les pieux battus, qui est une solution très économique dans la plupart des cas de ponts sur des sols secs ou moyennement humides et les écarts observés sont très réduits ;
- Les pieux forés sont les plus utilisés et donnent plus de confiance à la stabilité globale de la fondation et pour tout le pont ;
- Bien que, le tablier précontraint est lourd, mais il présente plusieurs avantages et il est le plus stable dans le cas des grands ponts. Le tablier à treillis métalliques, n'est pas très conseillé pour les ponts routiers, par contre celui mixte, a donné de grandes satisfactions et peut être plus économique en termes de cout et en termes de stabilité de ses fondations avec des écarts (en pieu forés ou pieux battus) pas trop grands.
- Le tablier mixte, qui est l'association entre le béton et l'acier est la plus légère en poids par conséquent c'est le type le plus économique en matière de fondation.
- Le tablier métallique : Juste après le tablier mixte vient le tablier métallique qui est moins léger que le béton et permet une certaine économie dans les fondations à condition d'avoir une main d'œuvre qualifiée car sa réalisation demande un certain savoir-faire sans oublier la disponibilité du matériau qui n'est pas toujours évidente.
- Le tablier en béton précontraint : c'est le matériau le plus lourd et donc le dimensionnement des fondations est parfois exagéré, malgré cela il représente de nombreux avantages tel que la disponibilité du matériau et la facilité de réalisation sans complications.

Pour les recommandations, pour futurs études, il est recommander de faire des études plus poussées en terme de calcul numérique ou paramétré, en se basant sur une base de données, avec de l'intelligence artificiels Un aperçu sur les statistiques, pour avoir les informations au niveau de toutes les entreprises, BET, laboratoires, exerçant dans le domaine des ouvrages, est très bénéfique pour plus savoir sur la relation : type de fondation

Conclusions générales et recommandations.

– choix du type du tablier, et faire, ainsi une feuille de route pour les utilisateurs sur terrain en pratique.

LISTE DES REFERENCES :

- [1] B. Gely and J.A. Calgary (2019), Conception des ponts, Cours de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 347 Pages, France.
- [2] NICOLAS DIDIER, EGIS JMI - JEAN-MARC TANIS, EGIS JMMARS (AVRIL 2011), revue ouvrages d'art Imaginer Concevoir Construire : quelques réflexions sur le bois dans les tabliers d'ouvrages d'art, TRAVAUX N° 879 1
- [3] DICTIONNAIRE DE L'ENTRETIEN ROUTIER VOLUME 5 : Ouvrages d'art juin 2008
- [4] BOUAFIA ALI (2010), Conception et calcul des ouvrages géotechniques, Edition pages bleues.
- [5] Librairie Eyrolles (1993), Fascicule n° 62, titre V - Conception et calcul des fondations des ouvrages de génie, 182 pages, France.
- [6] G. Nicolas (2020), Construction A3 ; S1-C06/Chargement et descente de charges, EPSAA, France.
- [7] REVUE TECHNIQUE DES ENTREPRISES DE TRAVAUX PUBLICS. N° 964 NOVEMBRE 2020.
- [8] Document Technique Règlementaire (DTR 2008), règles définissant les charges a appliquer pour le calcul et les épreuves des pont routiers.
- [9] Document Technique Règlementaire (DTR), Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA 2008).
- [10] Pr. BOUAFIA ALI (2018), Calcul des ouvrages géotechnique problèmes résolus.
- [11] Journée Technique du CFMS (Paris – 26 mars 2014), Le battage des pieux. Le point de vue du Contrôleur Technique.