



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche

Université Abderrahmane Mira Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Option : Géotechnique

Mémoire présenté en vue de l'obtention du
diplôme de Master II

Thème

**Prise en compte d'affouillement dans le
dimensionnement des piles de pont sur pieux :
étude de cas d'oued Amassine sur 150m**

Proposé et encadré par :

Mr. SADAoui Omar

Présenté par :

Mme. IDRISsou Akila

Soutenu le 24 Juin 2013 devant le jury composé de :

Le président : Mr. BENDADouche

L'examineur : Mr. BRARA

Année 2012/2013

Remerciements

Merci

Louange à Allah qui m'a comblé de faveurs...

Je remercie tout d'abord mon Professeur Mr. SADAOUI Omar de m'avoir fait l'honneur de m'encadrer. Je tiens à lui exprimer ma sincère et profonde gratitude pour ses précieux conseils, son soutien, sa patience et sa compréhension.

J'adresse mes vifs remerciements aux membres de jury de soutenance de ce mémoire Mr. BENDADOUCHÉ et Mr. BRARA.

Je tiens à exprimer mes remerciements à tous mes enseignants de l'école primaire jusqu'aux professeurs du département de Génie Civil.

Je remercie également le personnel technique de la DTP Bejaïa, le Bureau d'Étude E'II, ma sœur Souâd, mon père, mon mari, ainsi qu'à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Dédicâces

Je dédie ce modeste travail

A mes parents, mes frères et sœurs, qui m'ont tellement encouragé

A mon mari qui m'a toujours soutenu

A toute ma famille

A tout mes amis

Et Aux bénévoles du monde

Sommaire

Liste des symboles	4
Liste des figures	7
Liste des tableaux	8
Introduction Générale.....	9
Chapitre I. Recherche bibliographique sur les affouillements et leur impacte sur les ouvrages	11
I. Généralités	12
I.1. Définitions	12
I.1.1. Les Ponts.....	12
I.1.2. Les Cours d'eau	13
I.1.3. L'Affouillement :	14
I.2. Le phénomène d'affouillement.....	14
I.2.1. Types d'affouillement.....	14
I.2.2. Paramètres conditionnant l'affouillement.....	15
II. Méthodes d'évaluation de l'affouillement	18
II.1. Evaluation in situ.....	18
II.2. Evaluation empirique.....	19
II.2.1. L'approche américaine	19
II.2.2. L'approche française.....	21
III. Quelques cas pathologiques liés aux affouillements	22
III.1. L'ouvrage d'art de TAMDA (T.OUZOU, exemple de confortement)	22
III.2. L'Ancien pont d'oued Amassine (exemple d'endommagement).....	24
IV. Confortement anti affouillements de l'ancien pont ovoïdale.....	27
IV.1. Conception des enrochements	27
IV.2. Application pour le cas de l'ancien pont d'oued Amassine	29
V. Recommandations pour la protection des ponts contre l'affouillement.....	29
VI. Conclusion.....	29
Chapitre II. Etude Géotechnique du site sur oued Amassine.....	30
I. Les sondages carottés	31
II. Les essais pressiométriques	32
III. Les essais au laboratoire	33

Chapitre III. Etude et conception des fondations sous la pile centrale du nouveau pont sur oued Amassine.....38

- I. Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé sous charge axiale.....39**
 - I.1. La charge de fluage (ou critique)39**
 - I.2. La charge limite39**
 - I.3. Calcul de la charge limite de pointe39**
 - I.4. Calcul de la charge limite de frottement latéral40**
 - I.5. Justification d'un pieu isolé à l'état limite de mobilisation locale du sol sous chargement vertical axial (en compression)42**
 - I.6. Application pour le cas d'un pieu isolé sous la pile centrale du pont43**
- II. Choix du nombre et dispositions des pieux44**
- III. Etude de l'effet de groupe sur les pieux.....46**
 - III.1. Coefficient d'efficacité :46**
 - III.2. Comportement de la semelle de liaison.....48**
 - III.3. Application pour le cas des pieux sous la pile de pont48**
 - III.3.1. 1^{er} cas : l'effet de groupe négligeable48**
 - III.3.2. 2^{ème} cas : Présence de l'effet de groupe:.....49**

Chapitre IV. Etude analytique des pieux sous la pile centrale du pont sur Oued Amassine.....50

- I. l'effort normal dans les pieux :.....51**
- II. Déformée, moment fléchissant et effort tranchant dans les pieux53**
 - II.1. Généralités.....53**
 - II.2. Application pour le cas d'un pieu sous la pile centrale du pont sur Oued Amassine.....56**

Chapitre V. Modélisation numérique des pieux sous la pile centrale du pont sur Oued Amassine58

- I. Présentation du logiciel Plaxis 2D (Brinkgreve, 2003)59**
 - I.1. L'entrée des données (Input).....59**
 - I.2. Le programme de Calcul (Calculate).....62**
 - I.3. Le programme de résultats (output).....62**
 - I.4. Le programme des courbes (Curves).....62**
- II. Modèle bidimensionnel sur le site d'oued Amassine62**
 - II.1. Modèle du sol62**
 - II.2. Modèle du groupe de pieux.....63**
 - II.3. Modèle du chevêtre.....64**
 - II.4. Chargements et conditions aux limites64**

II.5. Les conditions initiales et génération du maillage65

II.6. Phases de calcul.....65

II.7. Affichage et interprétation des résultats de calcul.....65

III. Détails d'exécution des fondations :.....72

III.1. Ferrailage des pieux72

III.2. Ferrailage de la semelle de liaison des pieux.....73

III.3. Dispositions constructives74

Conclusion Générale76

Bibliographie.....79

Liste des symboles

C_c : Indice de compression.

C_e : Coefficient d'efficacité

C_s : Indice de gonflement.

D_n : Dimension d'un cube ou diamètre nominale

D_s : Diamètre équivalent d'une sphère

E_m : Module pressiométrique de Menard

F_{ai} : Charge axiale transmise au pieu i

F_r : Nombre de Froude

I_p : Indice de plasticité du sol

K_f : Module de réaction linéique

K_p : Coefficient de portance

P_l : Pression limite du sol

P_l^* : Pression limite nette

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente

P_{lim} : Profondeur maximale d'affouillement local (ou y_s)

Q_c : Charge de fluage

Q_{max} : Charge limite (ou Q_u)

Q_{pu} : charge limite de la pointe du pieu

Q_{su} : charge limite par frottement latéral pieu-sol

d_p : Entraxe des pieux

e_{yi} : Excentricité du moment par rapport au centre du pieu i

k_h : Module de réaction

q_p : Résistance unitaire limite du sol sous la pointe

q_s : Frottement latéral unitaire limite

w_L : Limite de liquidité du sol

w_P : Limite de plasticité

γ_h : Poids volumique humide du sol

γ_d : Poids volumique sec du sol

γ_s : Poids volumique sec des grains du sol

γ_{sat} : Poids volumique saturé du sol

γ_{unsat} : Poids volumique non saturé du sol

ρ_s : Masse volumique apparente du sol ou roche

ρ_w : Masses volumiques de l'eau

τ_c : Contrainte de cisaillement critique

ψ_c : Paramètre de Shields

h : Hauteur

A : Section

B : Dimension ou diamètre

C : Cohésion

D : Diamètre

E : Module de Young ou module d'élasticité

I : Inertie

L : Longueur

M : Moment fléchissant

N : Effort normal

P : Périmètre

Q : Débit

R : Nombre de Reynolds

SR : Degré de saturation du sol

T : Effort tranchant

V : vitesse

W : Poids

g : L'accélération de la pesanteur

m : Nombre de rangées de pieux

n : Nombre de pieux

n : Nombre de pieux par rangée

y : Déformée

α : Coefficient rhéologique

λ : Correction de Lane

ν : Coefficient de poisson

φ : Angle de frottement

ψ : Angle de dilatance

D_{50} : Diamètre médian

d_{50} : Diamètre moyen des grains

k_4 : Coefficient correcteur dépendant du diamètre moyen des grains du sol

k_3 : Coefficient correcteur dépendant du lit d'oued

k_2 : Coefficient correcteur dépendant de l'angle entre les directions principales du courant et de la pile (ou k_α)

k_1 : Coefficient correcteur dépendant de la forme de l'avant bec de la pile (ou k_s)

B_0 : Diamètre de référence.

P_0 : Contrainte verticale

l_{0i} : Longueur élastique (de transfert) d'un tronçon i d'un pieu

Liste des figures

FIGURE 1. *LE PONT DE QINGDAO HAIWAN BAY EN CHINE (GOOGLE EARTH)*..... 12

FIGURE 2. *PROPRIETES GEOMETRIQUES DES COURS D'EAU*..... 13

FIGURE 3. *UNE RIVIERE DANS SON BASSIN VERSANT (JEGO, 2009)*..... 13

FIGURE 4. *LES TYPES D'AFFOUILLEMENT SOUS LES PONTS*..... 15

FIGURE 5. *LA BALANCE DE LANE (1955)*..... 16

FIGURE 6. *AFFOUILLEMENT LOCAL AUTOUR D'UNE PILE SOUS L'EFFET DE VORTEX*..... 17

FIGURE 7. *PONT DANS UNE ZONE DE CONTRACTION DU COURS D'EAU* 18

FIGURE 8. *ILLUSTRATION DES NOTATIONS DE L'APPROCHE AMERICAINE D'AFFOUILLEMENT*..... 20

FIGURE 9. *ABAQUE DONNANT LA PROFONDEUR RELATIVE MAXIMALE D'AFFOUILLEMENT LOCAL EN FONCTION DE R POUR UN SABLE A GRANULOMETRIE PEU ETENDUE (CALGARO, 2000)* 21

FIGURE 10. *VUE AERIENNE DU PONT DE TAMDA, TIZI OUZOU*..... 22

FIGURE 11. *LES PHASES DE CONFORTEMENT DU PONT DE TAMDA, TIZI OUZOU (PHOTOS PRISES EN 2013)*..... 23

FIGURE 12. *VUE CHRONOLOGIQUE DES AFFOUILLEMENTS DE L'ANCIEN PONT D'OUED AMASSINE, BEJAIA (GOOGLE EARTH)* 25

FIGURE 13. *AFFOUILLEMENT EN AVAL DU PONT SUR L'OUED AMASSINE, BEJAIA (PHOTOS PRISES EN 2013)*..... 26

FIGURE 14. *COUPE LITHOLOGIQUE D'OUED AMASSINE* 31

FIGURE 15. *EXEMPLE DE RESULTATS D'ESSAI PRESSIOMETRIQUE DANS LE SONDAGE N°04* 33

FIGURE 16. *ANALYSE GRANULOMETRIQUE SUR DES ECHANTILLONS DE SOL RECUPERE DU SONDAGE CAROTTE N°04* 34

FIGURE 17. *COURBE OEDOMETRIQUE DE L'ESSAI SUR UN ECHANTILLON DU SOL EXTRAIT DU SC-03 ENTRE 20.75ET 21.00M* 34

FIGURE 18. *DONNEES GEOTECHNIQUES CONSIDERES POUR L'ETUDE DES FONDATIONS DE LA PILE CENTRALE DU PONT SUR OUED AMASSINE* 36

FIGURE 19. *FROTTEMENT LATERAL UNITAIRE LIMITE LE LONG DU PIEU (FASCICULE 62 TITRE V)* 42

FIGURE 20. *DISPOSITION DU GROUPE DE PIEUX*..... 46

FIGURE 21. *NOTION DE LA SEMELLE FICTIVE DE TERZAGHI* 47

FIGURE 22. *DISPOSITION DES PIEUX ET REPARTITION DES EFFORTS* 52

FIGURE 23. *COURBES DE Y, M ET T RESULTANTES DU CALCUL ANALYTIQUE*..... 57

FIGURE 24. *INTERFACE DU PROGRAMME INPUT- PLAXIS* 59

FIGURE 25. *LE PASSAGE DU CAS REEL AU MODEL SUR PLAXIS* 63

FIGURE 26. *MODELE SOL-FONDATIONS SOUS LE NOUVEAU PONT* 64

FIGURE 27. *MAILLAGE DU MODELE SOUS PLAXIS* 65

FIGURE 28. *DEFORMEE DU MODELE A L'ELS*..... 66

FIGURE 29. *LA DEFORMEE DU MODELE APRES LA SUPPRESSION DE LA COUCHE SUPERIEURE A ELU*..... 67

FIGURE 30. *COURBES DE YMNT A L'ELU* 68

FIGURE 31. *COURBES DE YMNT A L'ELS* 69

FIGURE 32. *FERRAILLAGE DES PIEUX*..... 74

FIGURE 33. *FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DE LIAISON DES PIEUX* 75

Liste des tableaux

TABLEAU 1. *LES VALEURS DES COEFFICIENTS DE CORRECTION (US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2001)* 20

TABLEAU 2. *QUELQUES PARAMETRES GEOTECHNIQUES DU SITE SUR OUED AMASSINE* 35

TABLEAU 3. *CLASSIFICATION DU SOL SELON LES ESSAIS PRESSIOMETRIQUE ET PENERTOMETRIQUE* 40

TABLEAU 4. *VALEURS DU COEFFICIENT DE PORTANCE K_p* 41

TABLEAU 5. *CHOIX DES COURBES POUR LE CALCUL DU FROTTEMENT LATERAL q_s* 41

TABLEAU 6. *CHARGE NOMINALE POUR LA VERIFICATION DE LA MOBILISATION DU SOL* 42

TABLEAU 7. *RESULTATS DE CALCUL DE LA CHARGE NOMINALE* 44

TABLEAU 8. *CHARGEMENT AXIAL SOUS LA PILE DE PONT (BICS, 2012)* 44

TABLEAU 9. *NOMBRES DE PIEUX MINIMAL NECESSAIRES POUR REPENDRE LA CHARGE TRANSMISE PAR LE PONT* 45

TABLEAU 10. *VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX AVEC NEGLIGENCE DE L'EFFET DE GROUPE* 49

TABLEAU 11. *VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX AVEC LA PRESENCE D'EFFET DE GROUPE* 49

TABLEAU 12. *EFFORTS TOTAUX A LA BASE DE LA PILE (BICS, 2012)* 51

TABLEAU 13. *EFFORTS TOTAUX TRANSMIS AUX PIEUX AVEC LE POIDS DU CHEVETRE* 51

TABLEAU 14. *REPARTITION DES EFFORTS SUR LES PIEUX DU GROUPE* 52

TABLEAU 15. *VALEURS DU COEFFICIENT RHEOLOGIQUE α* 54

TABLEAU 16. *CARACTERISTIQUES LIE AUX TRONÇONS LE LONG DU PIEU* 56

TABLEAU 17. *CARACTERISTIQUES DES COUCHES DU SOL* 63

TABLEAU 18. *CHARGEMENTS APPLIQUEES DANS LE MODELE* 64

TABLEAU 19. *VALEURS DE MNT DANS LA SECTION DEFAVORABLE* 69

TABLEAU 20. *COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS D'EFFORT NORMALES ANALYTIQUES ET EF* 70

TABLEAU 21. *COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS SANS AFFOUILLEMENT ET APRES AFFOUILLEMENT* 71

TABLEAU 22. *SECTIONS D'ACIERS POUR LE CHOIX DES ARMATURES* 72

TABLEAU 23. *RECOMMANDATIONS POUR LE CHOIX DU DIAMETRE DES ARMATURES TRANSVERSALES* 73

TABLEAU 24. *VALEURS DE MN POUR LE CALCUL DU FERRAILLAGE DES PIEUX* 73

TABLEAU 25. *CHOIX DES ARMATURES DU CHEVETRE* 73

Introduction Générale

Le souci principal du géotechnicien est bien la stabilité et la durabilité des ouvrages et constructions.

Les ponts étant de très grande importance sur l'échelle socioéconomique, leur stabilité est primordiale, et pour leur conception, on devrait prendre en compte tout les facteurs qui peuvent nuire à leur service.

Les dommages des ponts peuvent être causé par les chargements extérieurs, les dégradations des matériaux de construction, ou encore les effets accidentels.

Les plus grands dégâts des ponts de franchissement de rivières se produisent pendant les crues et les inondations, la raison principale de ces dégâts étant l'affouillement du lit de rivière sous les ponts, l'objet de notre recherche.

Notre recherche est établie pour prendre en compte l'affouillement dans la conception du projet de construction d'un nouveau pont sur oued Amassine de Bejaia et essayer d'évaluer l'impacte des affouillements sur cet ouvrage.

Elle portera un premier chapitre concernant ce phénomène et ces impactes sur les ouvrages, le deuxième chapitre est réservé pour une étude géotechnique du site sur Oued Amassine, la conception des fondations est réalisée dans le troisième chapitre, suivie d'une étude analytique de la déformation et la quantification des efforts dans les pieux sous le chapitre quatre, et enfin le chapitre cinq qui traite la modélisation de ce cas sous le logiciel Plaxis.

On vérifie à la fin l'hypothèse qu'on peut assurer la stabilité des fondations et mettre nos ouvrage à l'abri des risques éventuels si on néglige la résistance de la partie du sol jusqu'à la profondeur maximal d'affouillement avec majoration.

Chapitre I.

Recherche bibliographique sur les affouillements et leur impacte sur les ouvrages

Pour pouvoir cerner les problèmes et répondre aux risques d'endommagement ou d'instabilité que peut engendrer l'affouillement, il convient d'étudier ce phénomène.

Ce chapitre est consacré pour définir l'affouillement, ses causes, son mécanisme, et la prévention de son impact tout en recueillant des exemples de conception et traitement des ponts suspects d'affouillement.

I. Généralités

I.1. Définitions

I.1.1. Les Ponts

Un pont est un ouvrage d'art construit en élévation in situ permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel en assurant la circulation par voie routière, ferroviaire, ou pour canalisation. (Calgaro, 2000)

Ils peuvent être voutés, à poutres, en arc, suspendus, ou à haubans. Construit en maçonnerie, béton armé, béton précontraint, profilés métallique, ou mixte. Appuyés sur des piles et culées ou béquilles ; selon la conception de l'ingénieur, les besoins fonctionnels, les données naturelles et les exigences économiques. (Bernard-Gely, et al., 1994)



Figure 1. Le pont de Qingdao Haiwan Bay en Chine (Google Earth)

1.1.2. Les Cours d'eau

Un cours d'eau est un organisme qui permet de récolter et transporter par gravité les eaux des pluies et des sources d'un même bassin versant de l'amont vers l'aval jusqu'au confluent ou la mer.

Sa morphologie est fonction de l'espace et du temps selon le climat, la pente et la géologie du bassin versant. (Mangeot, 2010)

Un cours d'eau se présente par son profile en long (pente), son tracé en plans (les méandres de l'amont vers l'availe) et sa coupe en travers (la largeur L , périmètre P et la section d'écoulement S). (Calgaro, 2000)

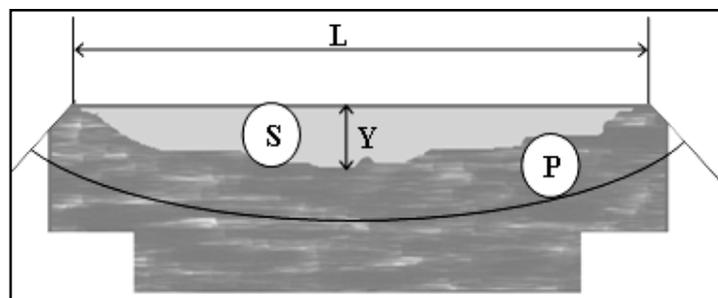


Figure 2. Propriétés géométriques des cours d'eau

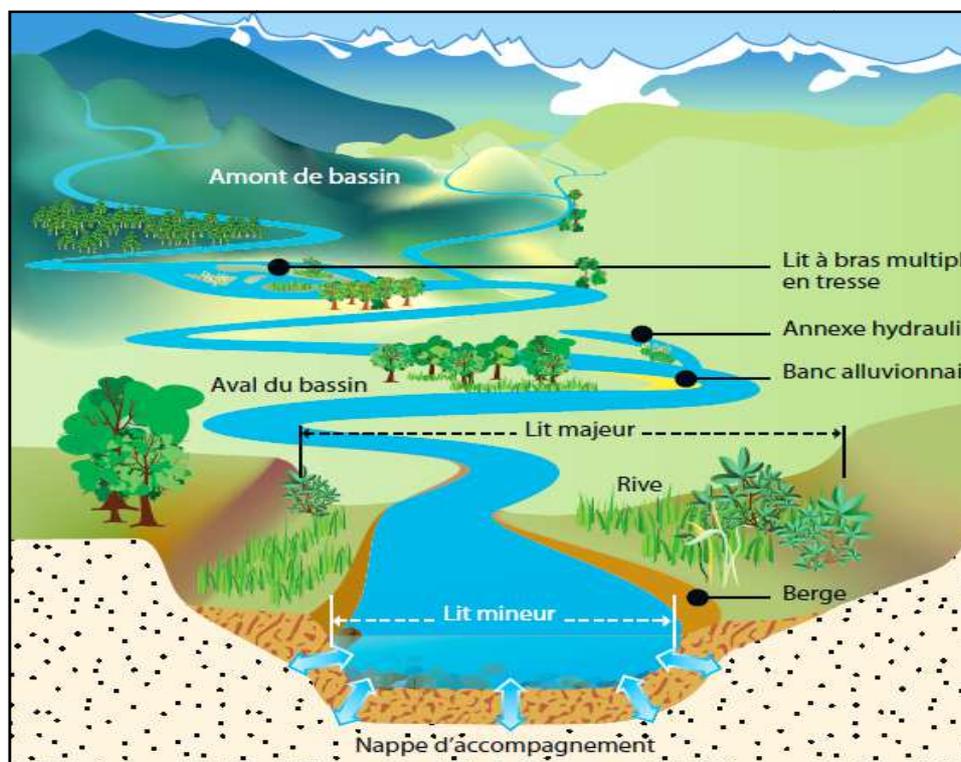


Figure 3. Une rivière dans son bassin versant (Jego, 2009)

I.1.3. L'Affouillement :

C'est un phénomène naturel qui décrit l'abaissement du niveau du lit d'une rivière par l'action hydrodynamique de l'eau (l'action érosive ou le transport solide), telles qu'il y a tendance à déchausser ou mettre à nue les fondations d'ouvrages franchissant cette rivière.

La grandeur de cette réduction en dessous du niveau initial du lit de la rivière est dite la profondeur d'affouillement. (Guemou, et al., 2012) .

I.2. Le phénomène d'affouillement

Les sols constituant les lits de rivières sont généralement sédimentaires, l'écoulement de l'eau à une vitesse donnée sur ces sols entraîne un déplacement continu des sédiments soit par charriage ou par suspension (transport solide).

La variation de la vitesse d'écoulement peut conduire à une augmentation du phénomène de transport et modifier aussi la morphologie du lit. (Melville, et al., 2000)

I.2.1. Types d'affouillement

Pour un pont donné, on définit trois types d'affouillement :

1. Affouillement général

Les rivières sont généralement métamorphiques, le cours d'eau entraîne les grains de sol et provoque l'abaissement de son niveau tout le long du lit, c'est ce qu'on appelle affouillement général.

2. Affouillement local

La présence d'obstacles devant le cours d'eau provoque des tourbillons qui tentent à arracher les particules de sol et les transporter, ce qui engendre la formation des fouilles locales, c'est l'affouillement local.

3. Affouillement de contraction

La présence d'une fouille dans le lit de la rivière soit résultante de l'affouillement local ou par extraction de matériaux, provoque un affouillement de contraction, qui est due à l'exercice de pressions sur les matériaux des parois des fouilles et l'importation des matériaux par enchaînement.

Pour évaluer l'affouillement sous une pile de pont, on définit l'affouillement total, qui est la somme des profondeurs d'affouillements général local et de contraction. (May, et al., 2002).

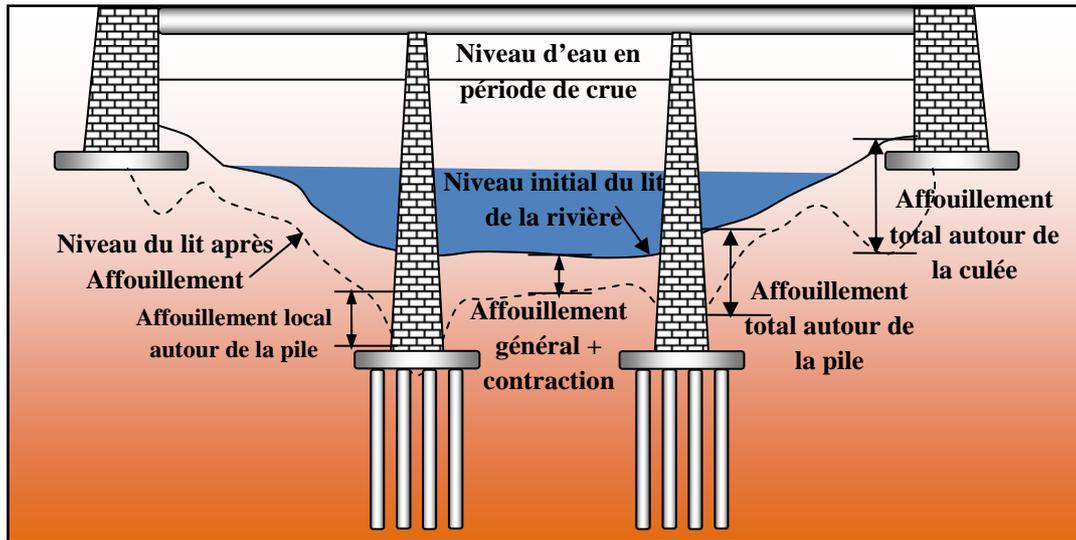


Figure 4. Les types d'affouillement sous les ponts

I.2.2. Paramètres conditionnant l'affouillement

1. Propriétés du sol :

Le transport solide dépend directement de la granulométrie du sol et sa compacité. La faible compacité favorise l'arrachement des grains, et les plus petits sont aussi faciles et rapidement transportés contrairement aux gros granulats qui nécessitent un débit plus important pour être transportés.

L'affouillement est ainsi plus important pour les sols fins, non cohésifs et de granulométrie serrée.

On peut en rajouter à cela, la forme des grains qui, dans le cas de transport solide par charriage, joue un rôle assez important puisque les grains à forme plus en moins arrondis sont aisément charriés contrairement aux grains à formes irrégulières. (Melville, et al., 2000) ; (FDOT, 2005)

2. Les courants d'eau et les crues :

L'augmentation de l'intensité d'écoulement d'eau, particulièrement pendant les périodes de crues, fait appel au transport solide ou d'autres termes, le phénomène d'affouillement.

L'influence de la pente de la rivière est aussi très importante puisqu'une pente forte fait accroître la vitesse d'eau et ensuite le transport solide. (Melville, et al., 2000)

Dans l'étude hydrodynamique des rivières, l'interaction entre l'écoulement d'eau et le sol constituant le lit de rivière est figuré par la balance de Lane. (Jego, 2009)

La balance de Lane démontre que l'affouillement se produit dans le cas d'augmentation du débit de l'eau, en combinaison avec la pente d'écoulement, d'une part, et d'autre part, le dépôt des sédiments dans le cas de surabondance du débit solide ou du diamètre des grains.

On peut remarquer que les rivières ont tendance à retrouver leur équilibre dynamique entre l'érosion et le dépôt, ce qui fait la variation continu de la morphologie du cours d'eau. (Malavoi, et al., 2011).

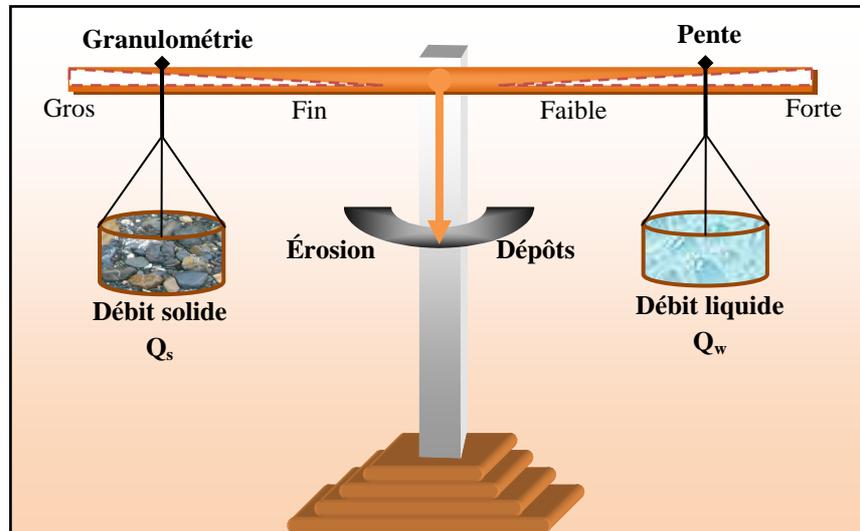


Figure 5. La balance de LANE (1955)

L'interaction entre les grains constituant le sol et l'écoulement d'eau fut l'objet de plusieurs recherches. Il en résulte la notion de la contrainte de cisaillement critique (τ_c) qui donne une force de cisaillement minimale exercé par le courant pour entraîner les grains du sol, et la notion de la vitesse admissible (V_c) qui donne une vitesse maximale admissible pour laquelle les grains d'un sol grossier restent en repos.

La vitesse admissible et la contrainte de cisaillement des sols grossiers non cohésifs sont données par les formules analytiques présentées par les équations suivantes.

$$\tau_c = \lambda \psi_c (\rho_s - \rho_w) g d \quad (N/m^2) \quad (1)$$

$$d_{50} = h \left[\frac{V_c}{B \sqrt{k' \psi_c g \Delta h}} \right]^{2.5}$$

λ : Correction apportée par Lane

$$\lambda = \begin{cases} 1 & \text{pour le fond du cours d'eau} \\ \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{tg^2 \alpha}{tg^2 \varphi}} & \text{pour les talus d'angle } \alpha \text{ et sol de frottement } \varphi \end{cases}$$

$$\psi_c : \text{Paramètre de Shields} = \begin{cases} 0.03 & \text{pour les particules au repos ablosu} \\ 0.04 & \text{pour le début d'instabilité des particules} \\ 0.06 & \text{pour les particules en moubvement} \end{cases}$$

g : L'accélération de la pesanteur

d_{50} : Diamètre moyen des grains

ρ_s, ρ_w : Masses volumiques respectivement du sol et de l'eau.

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

h : Hauteur d'eau

$$B := \begin{cases} 5 - 6 & \text{pour les écoulements turbulents violents} \\ 7 - 8 & \text{pour les turbulences normales} \\ 8 - 10 & \text{pour les turbulences mineures} \end{cases}$$

$$k' := \begin{cases} 1 & \text{pour le fond du cours d'eau} \\ \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}} & \text{pour les talus d'angle } \alpha \text{ et sol de frottement } \varphi \end{cases}$$

La complexité des phénomènes physico-chimiques dans les sols fins cohésifs ne permet qu'une évaluation empirique de la vitesse et la contrainte de cisaillement critique. (Etienne, et al., 1996)

3. La présence d'ouvrage

- **Les sillages et vortex** : les piles d'un ouvrage engendrent elle-même des tourbillons qui font arracher les grains de sol autour des piles de ponts, ce qui produit l'affouillement local et accentue son risque.

Ce phénomène dépend fortement aussi de la forme, la disposition et la section de la pile franchie. (Springer, et al., 2003) ; (FDOT, 2005)

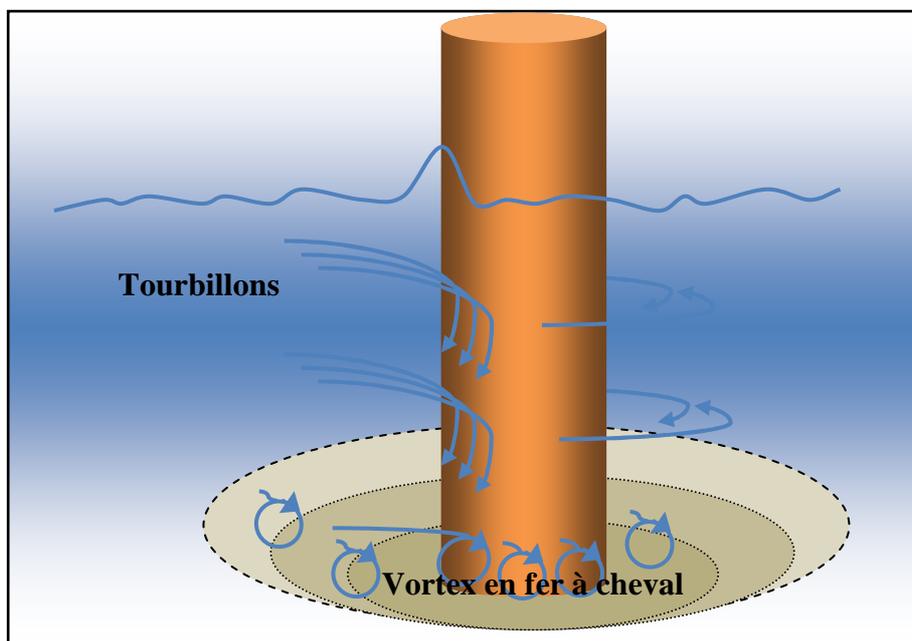


Figure 6. Affouillement local autour d'une pile sous l'effet de vortex

- **La contraction** : un pont peut être construit dans une zone naturelle ou artificielle de réduction de la section du cours d'eau, cette réduction peut être encore résultante de la structure de l'ouvrage lui-même.

Ce fait, augmente éventuellement la vitesse d'eau et sa puissance de transport solide auprès du pont, ce qui se concrétise par un surcreusement local du lit. (FDOT, 2005)

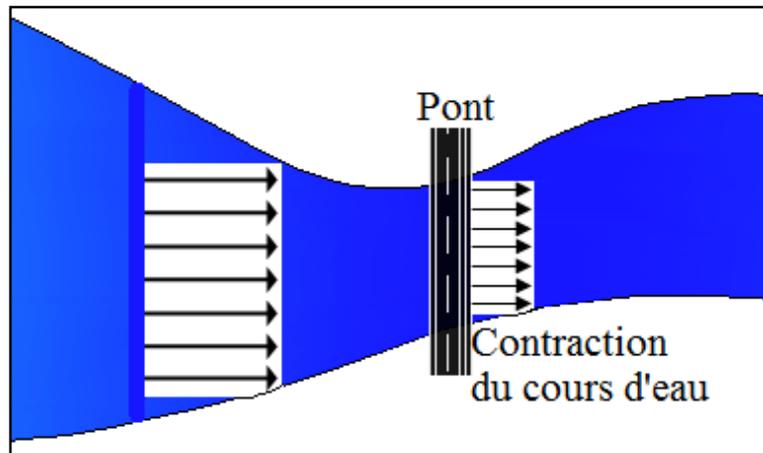


Figure 7. Pont dans une zone de contraction du cours d'eau

4. La modification du lit de rivière

Toute activité humaine modifiant le débit solide d'un cours d'eau, notamment l'extraction illicite et inattentive de sables et alluvions depuis le lit génère un déficit sédimentaire, ce qui provoque des désordres épouvantables et désastreux.

Il en résulte non seulement des problèmes écologiques, l'abaissement du niveau d'eau, l'affouillement de contraction à grande échelle, mais aussi la modification de la pente du lit qui agit sur la vitesse d'écoulement et accentue l'affouillement général.

Par conséquent, les constructions et les aménagements, particulièrement les ponts subissent des dégradations et des dommages hâtivement. (DDT(38), 2010) ; (Les Agences de l'Eau, 2000).

II. Méthodes d'évaluation de l'affouillement

La profondeur d'affouillement est déterminée soit pour les ponts déjà existants pour les reconforter ou pour les nouvelles constructions pour les protéger ; on propose ci-après quelques méthodes.

II.1. Evaluation in situ

- Les essais pressiométrique peuvent donner une idée sur la profondeur de sol suspect d'affouillement général tout en lisant la variation brutale de sa compacité donnée par le rapport entre le module pressiométrique et la pression limite du sol ($\frac{E_m}{P_l}$).

Cette estimation est peu correcte dans le cas des alluvions grossier qui peuvent se redéposer avec la même compacité après les crues. (Calgaro, 2000)

- Le laboratoire régional des ponts et Chaussées de Toulouse propose une méthode de mesure de la profondeur maximale d'affouillement basée sur la diagraphie radioactivité naturelle. Elle consiste à remplacer le matériau naturel d'un puits de la rivière par un sol de granulométrie similaire mais de radioactivité naturelle différente.

Après une crue, on détermine la position de l'interface entre le matériau non affouillé et les matériaux sédimentés dans un tube de mesure placé au centre du puits, ce qui nous donne la profondeur d'affouillement. (Mieussens, 1987)

II.2. Evaluation empirique

Ces méthodes sont issues des expériences sur des modèles réduits ou à partir des synthèses d'études sur des ouvrages existants.

On s'intéressera au plus récentes données par l'approche américaines et l'approche française.

II.2.1. L'approche américaine

Cette méthode est fondée sur la formule de Laursen et Toch qui donne la profondeur maximale d'affouillement local (P_{lim} ou y_s) en fonction du diamètre de la pile ou l'obstacle (D), le niveau de la rivière à l'avant de l'obstacle (y ou y_1) avec des corrections dépendant de la forme de l'avant bec de la pile (le coefficient k_1 ou k_s) et de l'angle entre les directions principales du courant et de la pile (le coefficient k_2 ou k_α) tel que:

$$(2) \quad \frac{P_{lim}}{D} = 1.5 k_\alpha k_s \left(\frac{y}{D}\right)^{0.3}$$

(Calgaro, 2000)

Cette formule est développée par l'université de Colorado pour estimer la profondeur d'affouillement sous une pile de pont en tenant compte de la section de la pile (de largeur (a) et longueur (l)) avec des corrections dépendant du lit d'oued (k_3), et le nombre de Froude juste avant la pile ($F_r = \frac{V_1}{(gy_1)}$ avec V_1 est la vitesse moyenne du cours d'eau, et g est l'accélération de la pesanteur) tel que:

$$(3) \quad \frac{y_s}{y_1} = 2.0 k_1 k_2 k_3 \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} F_r^{0.43} l$$

(Springer, et al., 2003)

Cette formule est aussi donnée pour tenir compte du diamètre moyen du sol tapissant le lit par un coefficient correcteur ($k_4 = \begin{cases} 1 & \text{si } D_{50} < 2mm \text{ ou } D_{95} < 20mm \\ 0.4V_R^{0.15} & \text{si } D_{50} \geq 2mm \text{ et } D_{95} \geq 20mm \end{cases}$) tel que :

$$(4) \quad \frac{y_s}{a} = 2.0 k_1 k_2 k_3 k_4 \left(\frac{y_1}{a}\right)^{0.35} F_r^{0.43} l$$

(US Department Of Transportation Federal Highway Administration, 2001)

Dans le cas de risque d'affouillement suite à la contraction de l'eau, on estime aussi sa profondeur donnée par la différence entre les niveaux moyens de l'eau dans la section de contraction (y_2) et dans la section courante (y_1) :

$$(5) \quad y_s = y_2 - y_1$$

(Springer, et al., 2003)

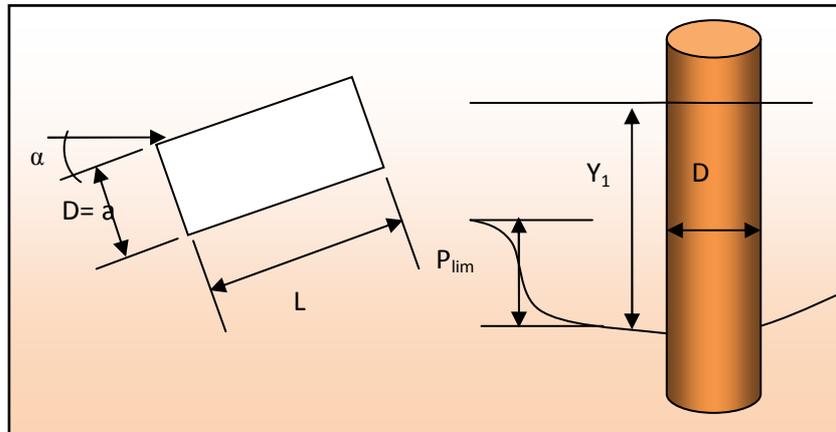


Figure 8. Illustration des notations de l'approche américaine d'affouillement

Correction selon l'avant bec		Correction selon l'angle α ($k_2 = (\cos\alpha + 1/a \sin\alpha)^{0.65}$) ou				Correction selon les conditions du lit de rivière (k_3)			Correction selon la granulométrie du sol
Forme de l'avant bec	k_1	α	$1/a = 4$	$1/a = 8$	$1/a = 12$	Condition du lit	Hauteur des pentes (m)	k_3	
Rectangulaire	1.1	0°	1.0	1.0	1.0	Eau claire	N/A	1.1	k_4 est égale à 1 pour les sols fins, et donnée par $0.4V_R^{0.15}$ pour les sols grenus ; $V_R = \frac{V_1 V_{icD_{50}}}{V_{cD_{50}} V_{icD_{95}}}$ > 0 $V_{icD_x} = \left(\frac{D_x}{a}\right)^{0.053} V_{cD_x}$ $V_{cD_x} = K_u y_1^{1/6} D_x^{1/3}$ $K_u = 6.19$
Circulaire	1.0	15°	1.5	2.0	2.5	Lit plan	N/A	1.1	
Pile cylindrique	1.0	30°	2.0	2.7	3.5	Petite dunes	$3 > H \geq 0.6$	1.1	
Avant bec pointue	0.9	45°	2.3	3.3	4.3	Dunes moyenn e	$9 > H \geq 3$	1.1-1.2	
Groupe de cylindres	1.0	90°	2.5	3.9	5	Large dunes	$H \geq 9$	1.3	

Tableau 1. Les valeurs des coefficients de correction (US Department Of Transportation Federal Highway Administration, 2001)

II.2.2. L'approche française

Les essais sur des modèles réduits du laboratoire national d'hydraulique de Chatou ont démontré que l'affouillement autour d'une pile dépend du rapport entre le diamètre de l'obstacle (D) et le diamètre moyen des sédiments (d_m) d'une part, et d'autre part du nombre de Reynolds (R) qui est corrélé avec le diamètre moyen des sédiments.

Il résulte de ces expériences un abaque donnant le rapport entre la profondeur d'affouillement et le diamètre de la pile en fonction du nombre de Reynolds et ainsi le diamètre moyen des sédiments.

Il a été aussi proposé une formule de calcul de la profondeur d'affouillement (y) en fonction du débit d'eau (Q) et le diamètre d_m tel que :

$$(6) \quad y = 0.26 \frac{Q^{1/3}}{d_m^{1/6}} \quad (\text{Calgaro, 2000})$$

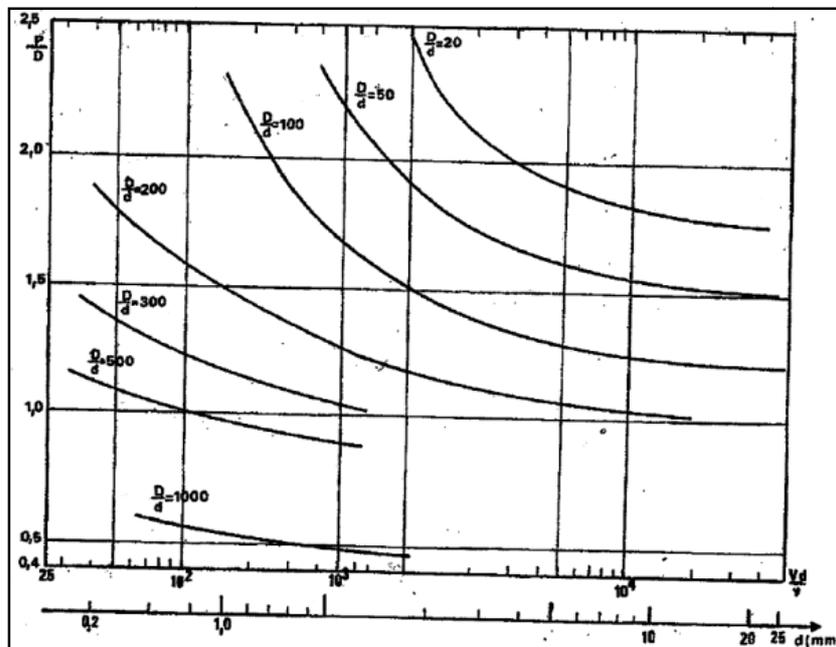


Figure 9. Abaque donnant la profondeur relative maximale d'affouillement local en fonction de R pour un sable à granulométrie peu étendue (Calgaro, 2000)

REMARQUE. — les unités sont en Système international

III. Quelques cas pathologiques liés aux affouillements

III.1. L'ouvrage d'art de TAMDA (T.OUZOU, exemple de confortement)

Le pont de Tamda situé à Tizi Ouzou, reliant le chemin de wilaya W174 du village Tamda à la route nationale N°12, il est de très grande importance socioéconomique pour ce village.

Cet ouvrage d'art est mis en route vers la fin de 1988, sa superstructure est mixte en béton armé et profilés métalliques, de 8.20m de largeur et 328.10 m de longueur sur dix travées, chaque pile est fondée sur 15 pieux forés tubés (tube métallique perdu) entourés par des palplanches.



Figure 10. Vue aérienne du pont de Tamda, Tizi Ouzou

La cause principale de l'affouillement de ses piles est bien l'extraction intensive abusive et illicite de matériaux d'oued Sebaou, les profondeurs d'extraction sur cet oued peuvent atteindre une dizaine de mètres, la modification du lit d'oued et l'abaissement d'eau a engendré un affouillement général très important, un affouillement de contraction sur une large zone qui a pu atteindre le pont, et ce qui a provoqué des fouilles de 4 à 5 m sous ses piles. (BEETI, 2012)

La solution de confortement anti affouillement retenue est une reprise en sous œuvre des pieux existants par un confinement périphérique en de six (6) pieux forés de 10 à 12m de profondeur ancrés dans la marne.

Il s'ensuit la jonction de piles (poteaux) en têtes de ces pieux pour recevoir des poutres de couronnement faisant un monolithisme avec les anciens éléments porteurs (03 poteaux circulaires de la pile centrale).

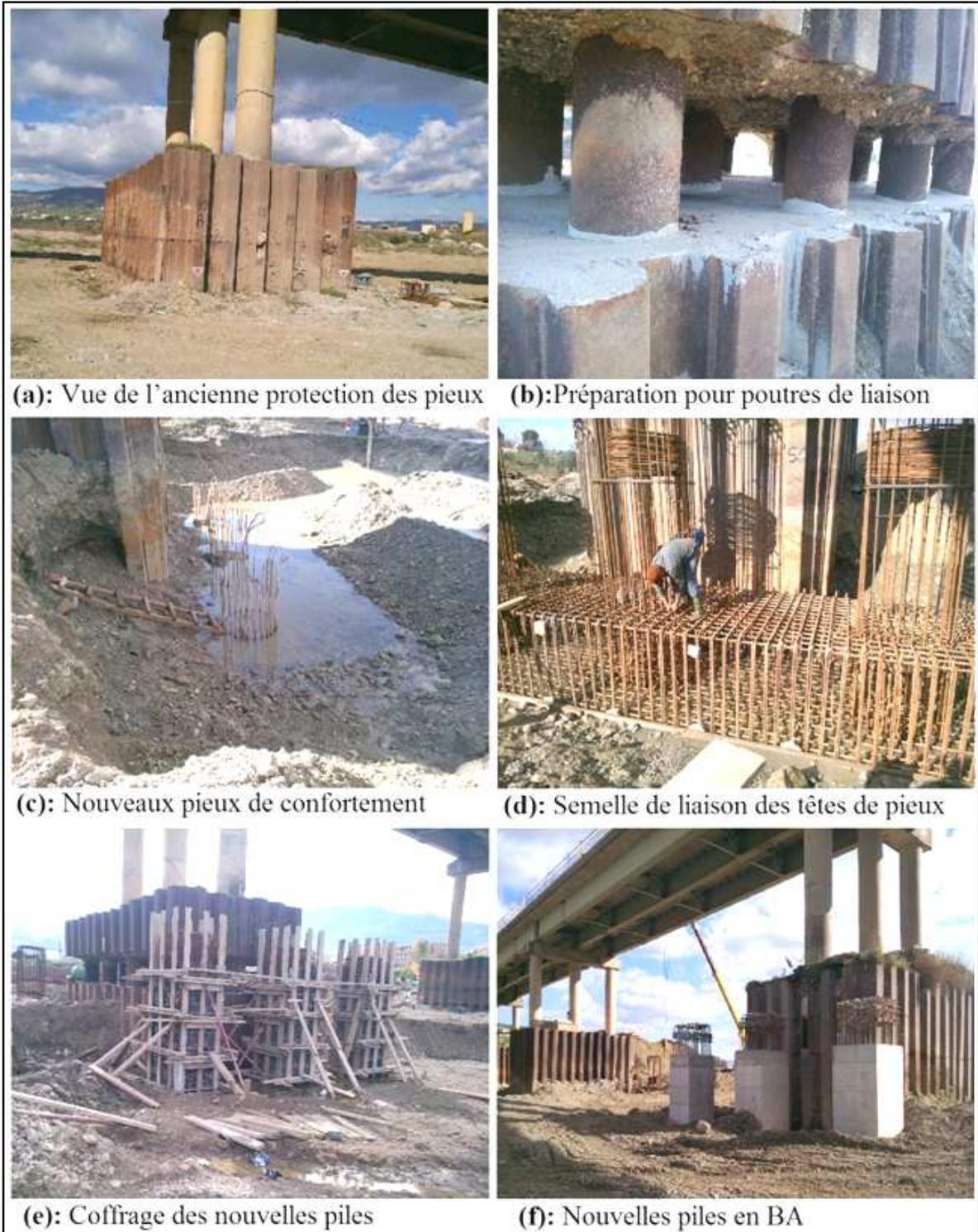


Figure 11. Les phases de confortement du pont de Tamda, Tizi Ouzou (photos prises en 2013)

III.2. L'Ancien pont d'oued Amassine (exemple d'endommagement)

Le pont franchissant l'oued Amassine sur le chemin de wilaya de Bejaia CW35 entre Amizour et Beni Maouche, constitue un point d'attache pour plusieurs villages.

Cet ouvrage de 120 m de longueur est construit en 1983, fondé sur un radier suivi de seize (16) ovoïdes en tôles ondulées en acier galvanisé orientées de l'amont vers l'aval pour permettre l'écoulement d'eau d'oued. Ces conduites sont bien fixées par des boulons écroués, surmonté par la chaussée de route avec talus enveloppées par un béton.

La présence de ce pont au milieu du lit d'oued a provoqué l'augmentation de la vitesse d'écoulement de l'eau par contraction.

De plus, l'apport solide par charriage en périodes de crue puis leur sédimentation a fait que quatre ovoïdes du côté Amizour soient fermées ce qui a augmenté davantage la vitesse de l'eau.

À cet effet, il apparaît des sillages et vortex autour de l'ouvrage provoquant des affouillements estimés à 1,77m de profondeur. Ce dernier a fait surgir de très grandes cavités sous les ovoïdes du côté aval qui ont endurés des fléchissements progressifs mettant à nu le revêtement des talus, et le béton du radier se fut complètement désagrégé. (BICS, 2009)

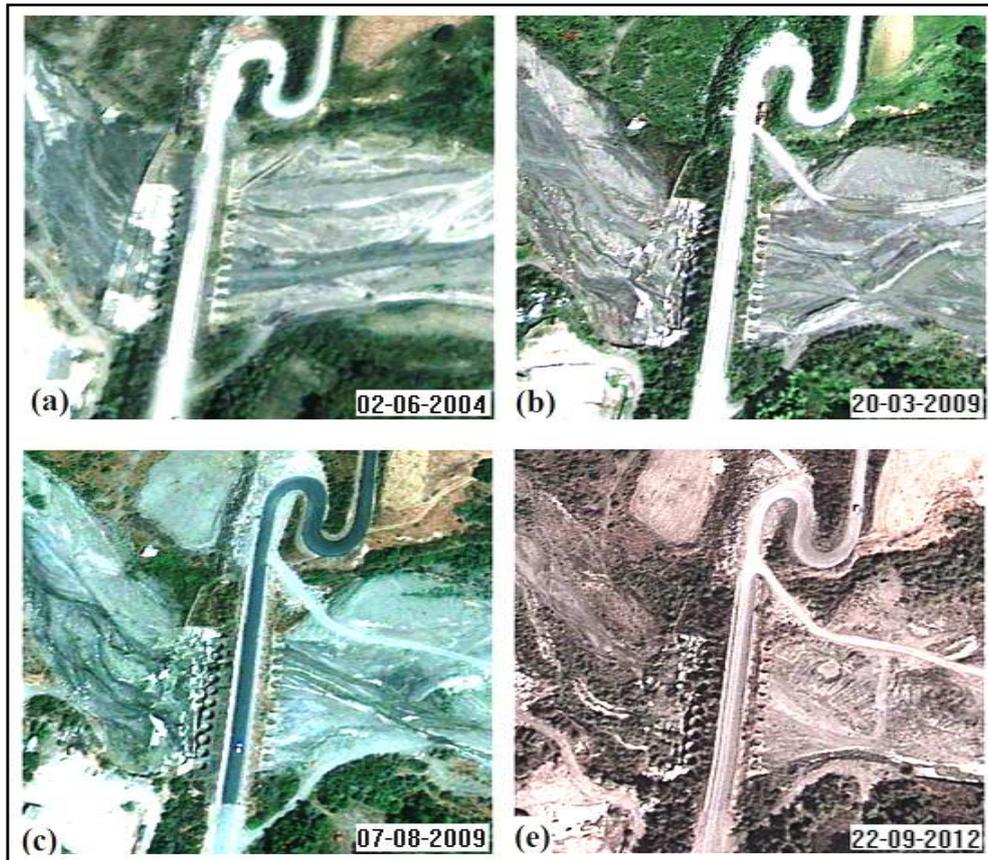


Figure 12. Vue chronologique des affouillements de l'ancien pont d'Oued Amassine, Bejaia (Google Earth)



(a): Le pont en circulation malgré les affouillements



(b): Fouilles en aval du pont



(c): Dégradation des ovoïdes



(d): Désagrégation du béton du radier



(e): Fouilles et blocs désagrégés du radier

Figure 13. Affouillement en aval du pont sur l'Oued Amassine, Bejaia (photos prises en 2013)

Cet ouvrage a été objet d'expertise du bureau d'étude BICS en 2009 qui a souligné l'exigence de son confortement par enrochement, en remplissant les fouilles par gros béton et remettant en état les buses métalliques suite à la dégradation des matériaux constitutifs.

De plus, il a été recommandé de construire un nouvel ouvrage pour éviter la contraction de l'eau.

La DTP Bejaïa a retenu une entreprise de réalisation spécialisée en ouvrages souterrains, en l'occurrence l'ENROS-Alger en vue de conforter l'ancien pont.

Les travaux consistent en la consolidation du radier, mise en place de lits d'enrochements anti affouillement et la réhabilitation de la structure des ovoïdes.

L'étude du nouveau pont dans le cadre de la modernisation du CW35 est terminée, la réalisation sera lancée ultérieurement.

IV. Confortement anti affouillements de l'ancien pont ovoïdale

Le confortement contre l'affouillement de l'ancien pont sur oued Amassine consiste à couler en pleine fouilles un gros béton dosé à 250 kg/m³ et mettre en place des enrochements.

Les enrochements sont couramment utilisés pour la protection contre l'érosion et l'affouillement dans les ouvrages hydrauliques, les fonds et berges des canaux et des cours d'eau.

IV.1. Conception des enrochements

Le dimensionnement des enrochements est lié à divers variables hydrauliques, à savoir : les propriétés du courant d'eau (vitesse et débit), la contrainte de cisaillement critique, et dans certains cas, peut être lié à la hauteur des houles et à la charge hydraulique. D'où la multitude des méthodes de calcul.

On se limitera dans notre étude à la méthode de calcul liée à la protection contre les affouillements dans les rivières, qui se base sur la vitesse du courant.

Les enrochements sont assimilés à des sphères, ou à des cubes qui répondent à l'action du courant d'eau par leur propre poids qui est donné en fonction de la dimension ou le diamètre équivalent par la formule (7).

$$W_{50} = \begin{cases} \frac{\rho_s \pi (D_s)^3}{6} & \text{si on considère la méthode de sphère} \\ \rho_s D_n^3 & \text{si on considère la méthode de cube} \end{cases} \quad (7) \quad \text{avec}$$

ρ_s : Masse volumique apparente de la pierre

D_s : Diamètre équivalent de la sphère

D_n : Dimension du cube ou diamètre nominale

De nos jours, la méthode de sphère n'est que rarement utilisé, la méthode du cube équivalent donne plus de fiabilité puisque $D_n = 0.81D_s$. (CIRIA, et al., 2009)

Le diamètre médian D_{50} (nominal ou équivalent) d'un enrochement stable est donné par de multiples formules, la plus utilisée est la formule d'ISBASH (8) issue de la notion de la vitesse critique.

$$D_{50} = \frac{b V^2}{\lambda 2g\Delta} \quad (8) \quad \text{avec}$$

$$b = \begin{cases} 1.4 & \text{pour les courants à forte turbulence} \\ 0.7 & \text{pour les courants en régime uniforme} \end{cases}$$

V^2 vitesse maximale du courant près des enrochements

λ : Correction apportée par Lane

$$\lambda = \begin{cases} 1 & \text{pour le fond du cours d'eau} \\ \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{tg^2 \alpha}{tg^2 \varphi}} & \text{pour les talus d'angle } \alpha \text{ et sol de frottement } \varphi \end{cases}$$

g : L'accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

ρ_s, ρ_w : Masses volumiques respectivement du sol et de l'eau

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

Le profil en long des cours d'eau naturels présente des passages en courbes, donc des modifications de la vitesse de l'eau et une augmentation de la turbulence du courant. Les enrochements qui se situent sur ces courbes subissent une sollicitation plus importante.

Des études sur des rivières ont été faite par la SOGREAH pour tenir compte de tel situation, il en résulte une approche empirique de la vitesse à considéré tel que (Etienne, et al., 1996):

$$V' = \begin{cases} 1.1 V & \text{pour les coudes faibles} \\ 1.4 V & \text{pour les coudes forts} \end{cases} \quad (9) \quad \text{avec :}$$

V' : vitesse corrigée pour le calcul des enrochements dans les courbes

V : vitesse du courant d'eau

Le bon fonctionnement de la protection par des enrochements est directement lié au dispositif de filtration associé. Cette couche soit en granulats ou en géotextiles doit être conçue pour assurer la perméabilité pour l'eau, empêcher la migration des grains du sol et reprendre la charge appliquée par les enrochements.

Les roches utilisées doivent être de bonnes caractéristiques pour répondre à l'action d'eau et assurer la durabilité de l'ouvrage et la protection elle-même.

IV.2. Application pour le cas de l'ancien pont d'oued Amassine

L'étude hydraulique du site en fonction de la géométrie du cours d'eau, la pluviométrie, l'étude des précipitations et les crues, relève que le débit ($Q = 305.13 \text{ m}^3/\text{s}$) n'atteint pas la génératrice supérieure des buses ($h = 1.5 \text{ m}$), mais la vitesse du courant au pied du pont en période de crue est relativement importante ($V = 4.34 \text{ m/s}$). (BICS, 2009)

D'après la carte aérienne sur le site, il s'avère que le pont est sur un coude fort, donc la vitesse du courant à considérer pour les calculs est $V' = 1.4 V$

En utilisant la formule d'Isbash, on calcule le diamètre médian des enrochements pour le fond de la rivière affouillable ($\lambda = 1$).

Le courant d'eau étant de forte turbulence, donc le facteur $b = 1.4$, les enrochements considérés sont de masse volumique $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$, $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$, $\Delta = 1.65$ et on aura :

$$D_{50} = \frac{b(1.4V)^2}{\lambda \cdot 2g\Delta} = 1.60 \text{ m}$$

Le poids moyen des enrochements correspondant est $W_{50} = \rho_s D_n^3 = 10.84 \text{ t}$

V. Recommandations pour la protection des ponts contre l'affouillement

Il est proposé : (Springer, et al., 2003) (Harrigan, 1999)

- L'installation et le suivi des dispositifs de surveillance d'affouillement.
- Concevoir le pont de sorte qu'il évite tous risques de débordements d'eau.
- Arranger le pont au maximum pour qu'il ne présente pas de contraction pour l'écoulement.
- Construire les fondations du pont le plus profondément possible de sorte qu'elles ne soient pas atteintes par l'affouillement et pour éviter des mesures de protection supplémentaires
- Dans les cas où le pont est suspect d'affouillement, il convient de prévoir une protection par enrochement, injection, drainage autour des piles et auprès des culées et renforcer les fondations.
- Conforter les ponts souffrant d'affouillement, et construire des ponts de secours si nécessaire.

VI. Conclusion

L'action hydrodynamique de l'eau est finalement énormément puissante qu'elle provoque de larges fouilles sous les ponts. L'affouillement présente donc un incontestable danger qu'on peut même considérer comme première cause de l'instabilité et la fragilité des ponts franchissant les cours d'eau.

C'est un phénomène encore peu maîtrisé très complexe dépendant de multiples paramètres hydrauliques, géologiques et géotechniques, d'où la difficulté de son étude aussi bien que son estimation.

Toutefois il est primordial de bien concevoir et protéger les nouvelles constructions pour répondre aux désordres et aussi bien surveiller et conforter les anciens ponts endommagés.

Chapitre II.

Etude Géotechnique du site sur oued Amassine

Dans le cadre de la modernisation du chemin de wilaya w35, la DTP Bejaïa a lancé l'étude d'un nouveau pont de franchissement sur oued Amassine de priorité nationale.

Cet ouvrage est de 10m de largeur, 150m de longueur sur six travées formé par cinq poutres, reposant sur des piles de voiles en béton armé, encastrés dans les fondations. (BICS, 2012)

Une étude géologique et géotechnique est réalisée en juillet 2012, elle comprend sept sondages carottés de 40 à 50m de profondeur (SC-01 jusqu'à SC-07), et sept sondages pressiométrique exécutées chaque 1m de profondeur (SP-01 jusqu'à SP-07), avec des essais en laboratoire à partir des échantillons intacts récupérés des sondages carottés. (BICS, 2012).

I. Les sondages carottés

Les résultats de l'appréciation géologique des échantillons récupérés à partir des sondages carottés nous ont permis de tracer la coupe lithologique du site avec l'implantation des sondages comme illustré sur la figure 14.

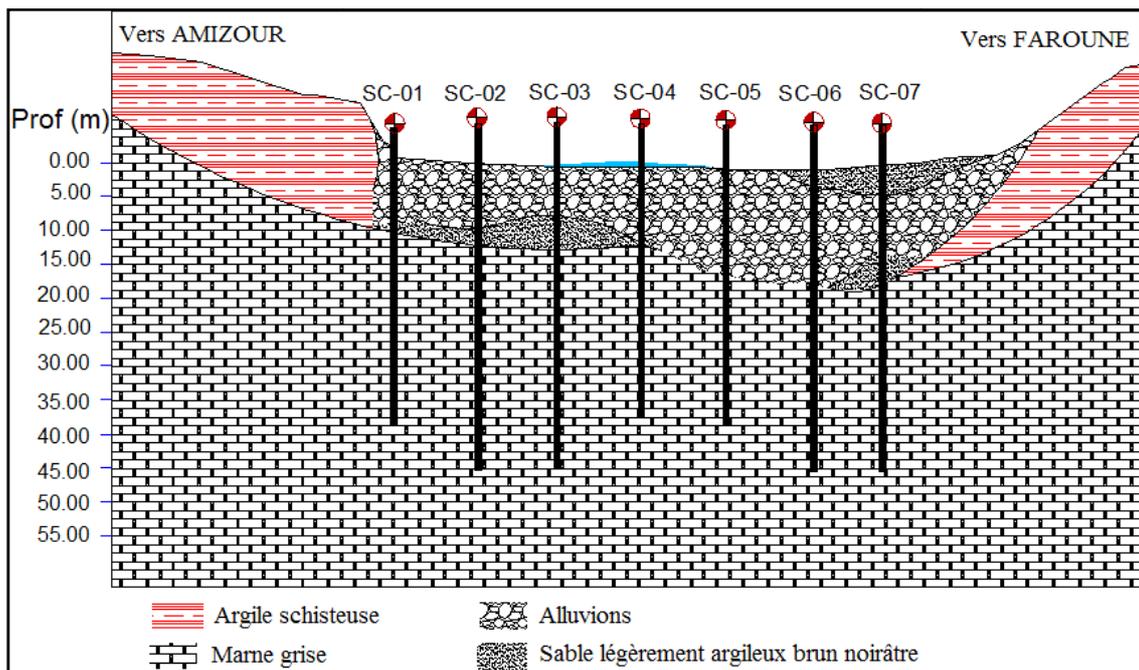


Figure 14. Coupe lithologique d'Oued Amassine

Cette coupe lithologique démontre nettement que l'oued Amassine est de forme synclinal, le sol se constitue d'un substratum en marne grise, surmonté par une épaisse couche quaternaire d'alluvions qui peut atteindre une dizaine de mètres.

Les alluvions sont suspectes d'une forte probabilité d'affouillement puisque c'est un sol sédimentaire du cours d'eau en dépôts, composé d'un mélange hétérogène de galets, graviers, sables, argiles et limons, avec une très faible cohésion.

Toutefois, la marne qui est une roche sédimentaire constituée de calcaire et d'argile (35% à 65%), est généralement de bonnes caractéristiques mécaniques. (Faucault, et al., 2010)

Trois essais de pénétration au carottier SPT ont été réalisés dans le sondage SC-02, et ils ont démontré par le grand nombre de coups (49, 79, 80) que le sol traversé est très compacte à dure.

II. Les essais pressiométriques

Le pressiomètre présente un outil de reconnaissance très fiable, à partir des contraintes horizontales exercées sur le sol, on obtient les pressions limite de rupture (P_l) et les modules pressiométriques de Menard (E_m) à différentes profondeurs. On peut s'en servir par analogie pour déterminer la capacité portante verticale du sol, avoir une estimation de ces caractéristiques mécaniques, et dimensionner les fondations.

Les résultats sont représentés sous des courbes en fonction de la profondeur, comme illustré dans la figure 15.

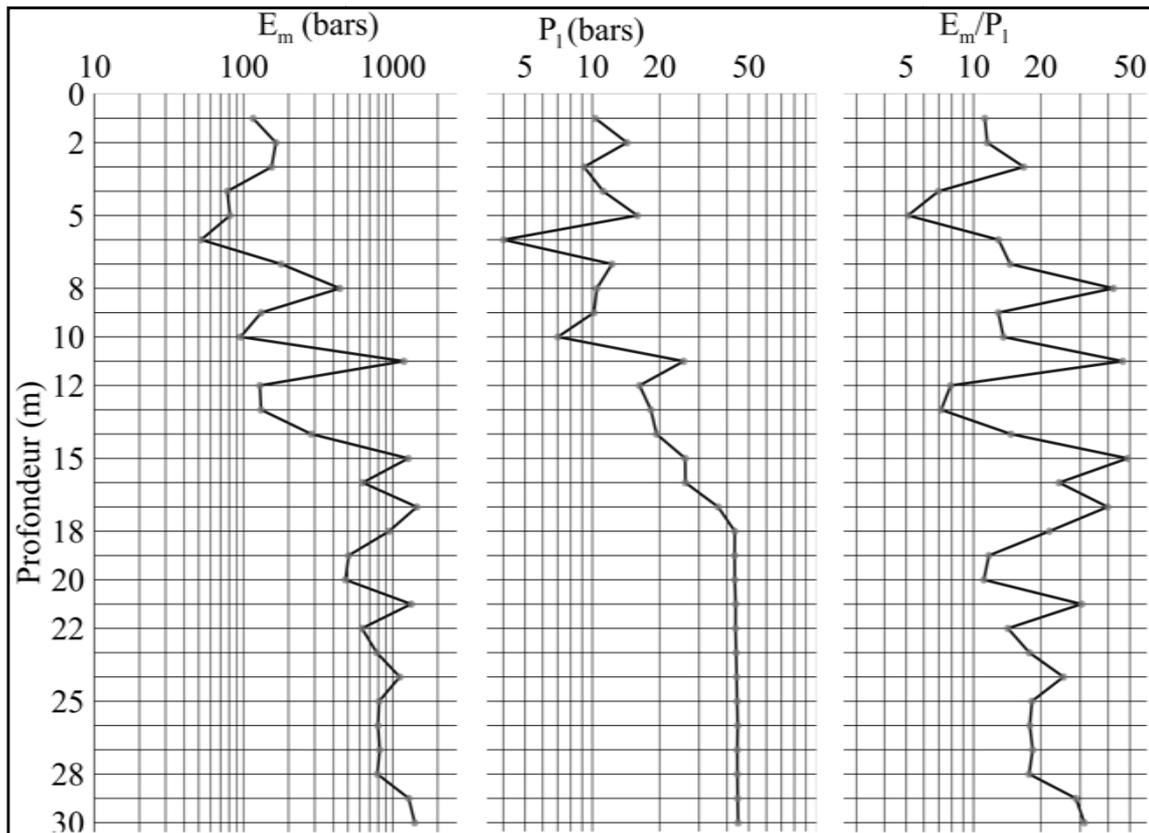


Figure 15. Exemple de résultats d'essai Pressiométrique dans le sondage N°04

III. Les essais au laboratoire

L'identification physique nous donne une moyenne de la densité sèche du sol $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$, les limites d'Atterberg (w_L , w_P , et I_P) indiquent un sol peu à moyennement plastique.

Les essais d'analyse granulométrique réalisés, démontrent que les éléments du sol dont le diamètre $d < 0.08$ est inférieur à 50%, et la fraction argileuse est inférieure à 30%, et les courbes granulométriques résultantes des essais sont présentées tel que la figure 16.

L'essai oedométrique donnant l'indice des vides du sol en fonction du chargement (figure 17), indique que le sol est normalement consolidé peu compressible et gonflant.

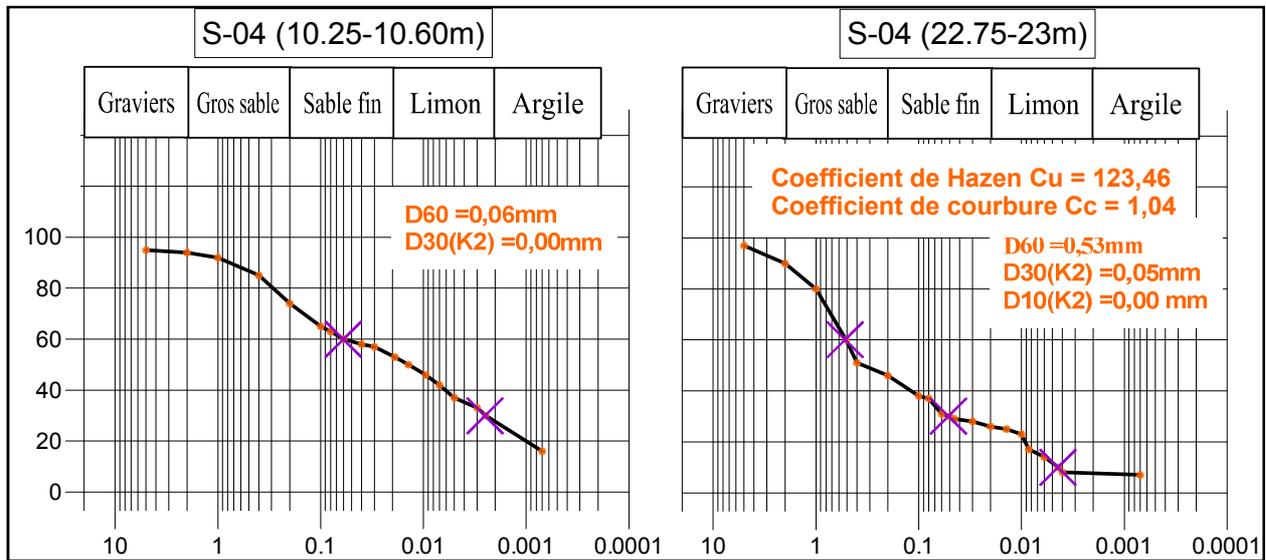


Figure 16. Analyse granulométrique sur des échantillons de sol récupéré du sondage carotté N°04

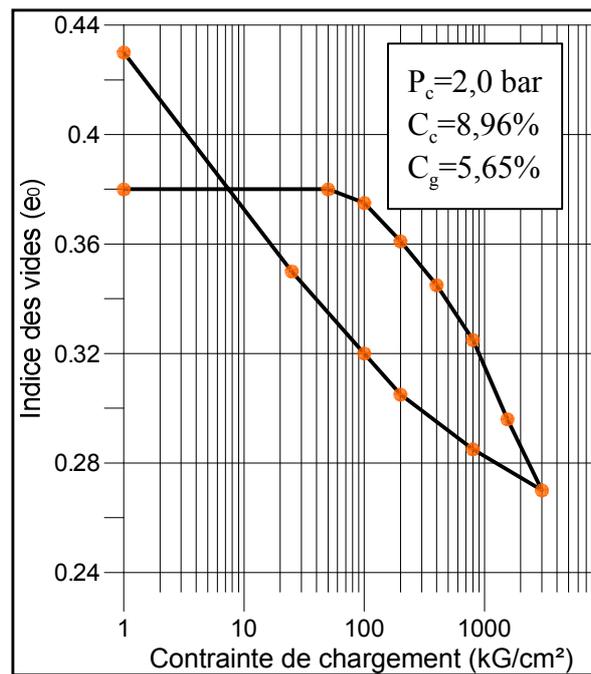


Figure 17. Courbe Oedométrique de l'essai sur un échantillon du sol extrait du SC-03 entre 20.75et 21.00m

Les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande consolidé drainé ont donné des valeurs variables de la cohésion et l'angle de frottement selon la profondeur, ce qui traduit un sol induré.

En résumé, les résultats d'essais sont donné par le tableau 2.

Essai	Résultats			Conclusion
Sondage carotté	Sol formé par un dépôt d'alluvions reposant sur une marne compacte grise foncée à verdâtre			Terrain relativement homogène
Essai SPT/SP 02 :	Profondeur	Nombre de coups		Sol très compacte à dure
	13-13.45	49		
	16-16.45	79		
	26-26.45	>80 (refus)		
Identification physique	Densité sèche = 16.50 à 21.20 kN/m ³			Sols denses à très denses
Limites d'ATTERBERG	Ip = 11.71 à 19.17 %			Sol peu à moyennement plastique
Analyse granulométrique	Eléments <0.08mm	Fraction argileuse		Sol fin
	<50%	<30%		
Essai oedométrique	Pc	Cc	Cg	Sol normalement consolidé peu à moyennement compressible
	2.0 bars	8.86 %	5.65%	
Cisaillement à la boîte de CASAGRANDE/ CD	C (de la fraction fine)		Φ (de la fraction granulaire)	Sols indurés
	72 à 295 kPa		40°	
				Sol de classe S3

Tableau 2. Quelques paramètres géotechniques du site sur Oued Amassine

On se limitera dans le cadre de notre étude pour la pile centrale du pont oued Amassine à l'essai pressiométrique N°4, et aux moyennes des résultats d'essais au laboratoire. La figure 18 en résume les données considérées.

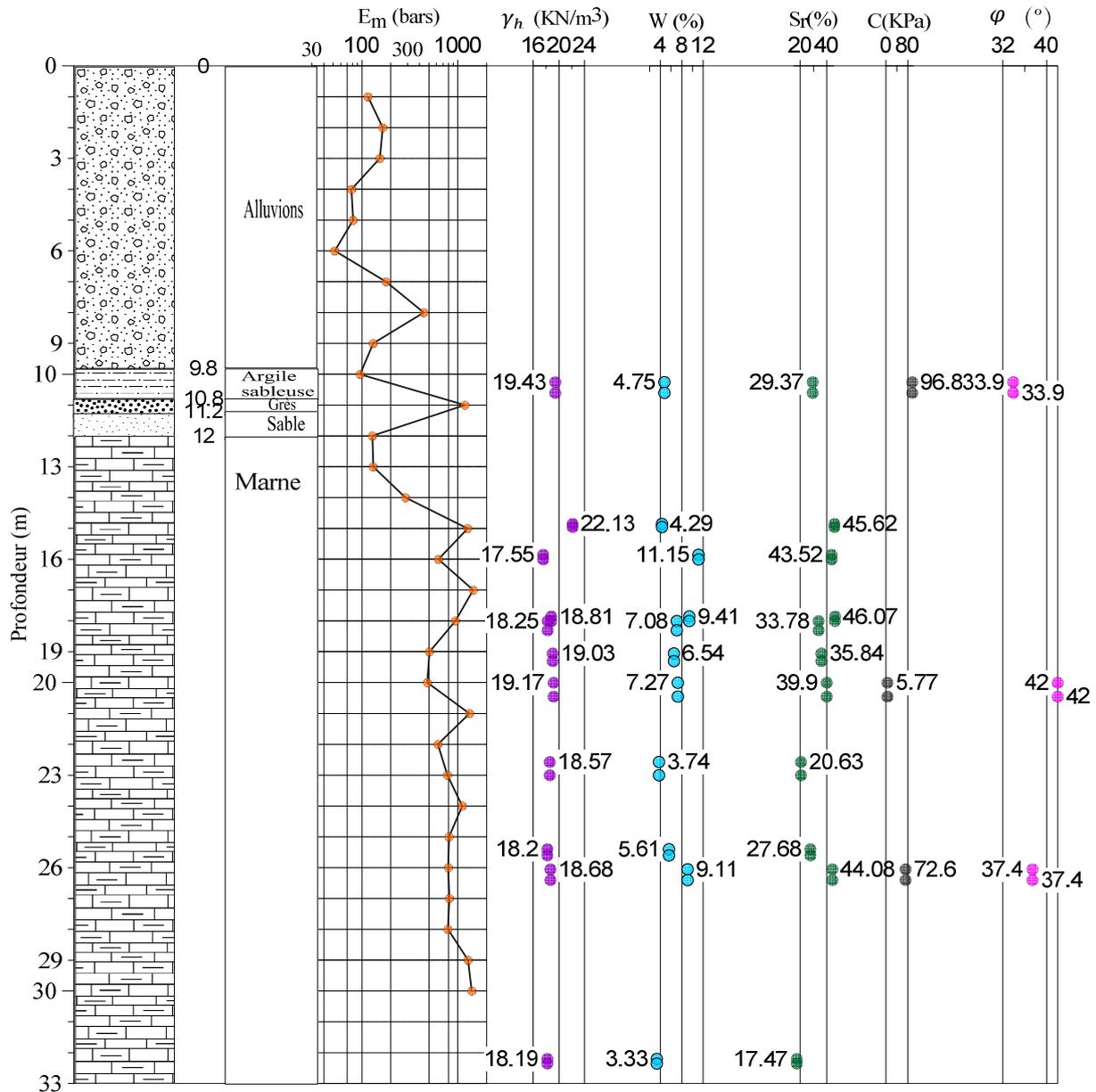


Figure 18. Données géotechniques considérés pour l'étude des fondations de la pile centrale du pont sur oued Amassine.

Les levés piézométriques au mois de juillet et aout ont indiqué que la nappe d'eau est à $h = 2.50 m$ de profondeur, mais vu que le terrain est au milieu d'oued, la nappe peut avoir de considérables remontées.

On considère donc pour nos calculs le cas le plus défavorable avec un niveau de la nappe à la surface du sol $H_w = 0 m$.

Suite au problème d'affouillement déjà observé sur l'ancien pont du site, les crues intensives d'oued, et l'épaisse couche d'alluvions, on opte nécessairement pour les fondations profondes par pieux ancrés dans la marne afin de construire et assurer la stabilité de la construction du nouvel ouvrage d'art.

Chapitre III.

Etude et conception des fondations sous la pile centrale du nouveau pont sur oued Amassine

Tenant compte de tous les paramètres géotechniques, et les résultats du chargement fourni par le BICS, ce chapitre est consacré pour la conception des fondations sur pieux sous la pile centrale du nouveau pont.

I. Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé sous charge axiale

Vue la présence du risque d'important affouillement du sol alluvionnaire, les fondations profondes sur pieux est directement retenu, on calcul la capacité portante alors en considérant les résultats du sondage pressiométrique.

On définit donc deux paramètres de charge :

- la charge de fluage Q_c .
- la charge limite Q_u .

I.1. La charge de fluage (ou critique)

Pour un pieu ne refoulant pas le sol, elle est donnée par :

$$Q_c = 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su} \quad (10)$$

Et pour un pieu mis en œuvre avec refoulement du sol, elle est donnée par :

$$Q_c = 0.7Q_{pu} + 0.7Q_{su} \quad (11)$$

I.2. La charge limite

Elle est donnée par la formule :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad (12)$$

Q_{pu} : charge limite de la pointe du pieu

Q_{su} : charge limite par frottement latéral pieu-sol

I.3. Calcul de la charge limite de pointe

$$Q_{pu} = A q_p \quad (13)$$

$$q_p = k_p P_{le}^* \quad (14)$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz \quad (15)$$

$$P_l^* = P_l - P_0 \quad (16)$$

$$P_0 = K_0[\gamma_d H_w + \gamma'(H - H_w)] + \gamma_w(H - H_w) \quad (17)$$

A : Section du pieu

q_p : Résistance unitaire du sol sous la pointe

k_p : Coefficient de portance donnée par le tableau 4 des valeurs du coefficient de portance

P_{ie}^* : Pression limite nette équivalente

P_i^* : Pression limite nette

P_l : Pression limite donnée par le pressiomètre

P_0 : Contrainte totale verticale

a : $\max(\frac{B}{2}, 0.50m)$

b : $\min(a, h)$

B : Dimension ou diamètre du pieu

h : Ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu

1.4. Calcul de la charge limite de frottement latéral

$$Q_{su} = A_s q_s = P \int_0^D q_s(z) dz \quad (18)$$

A_s : Surface latérale du pieu

q_s : Frottement unitaire limite donnée par corrélation avec P_l selon l'abaque de frottement latéral unitaire limite le long du pieu.

Classe de sol		Pressiomètre P_l (MPa)	Pénétromètre q_c
Argiles, limons	A- Argile et limons mous	< 0.7	< 0.3
	B- Argiles et limons fermes	1.2 à 2.0	3.0 à 6.0
	C- Argiles très fermes et dures	> 2.5	> 6.0
Sables, graves	A- Lâches	< 0.5	< 5
	B- Moyennement compacts	1.0 à 2.0	8.0 à 15.0
	C- Compacts	> 2.5	> 20.0
Craies	A- Molles	< 0.7	< 5
	B- Altérées	1.0 à 2.5	> 5.0
	C- Compacts	> 3.0	
Marnes, marno-calcaires	A- Tendres	1.5 à 4.0	
	B- Compacts	> 4.5	

Tableau 3. Classification du sol selon les essais pressiométrique et pénertométrique

Nature des terrains		Pieux mis en œuvre sans refoulement du sol	Pieux mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables, graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes, marno-calcaires		1.8	2.6

Tableau 4. Valeurs du coefficient de portance K_p

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄	
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁	Q ₂		(4)			Q ₂	Q ₃	
Puits ⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4)			Q ₃	Q ₄	
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅		
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆		Q ₇ ⁽⁷⁾

Tableau 5. Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral q_s

¹ Réalésage et rainurage en fin de forage.

² Pieux de grandes longueurs (>30m).

³ Forge à sec, tube non louvoyé.

⁴ Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

⁵ Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses)

⁶ Injection sélective et répétitive à faible débit

⁷ Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités

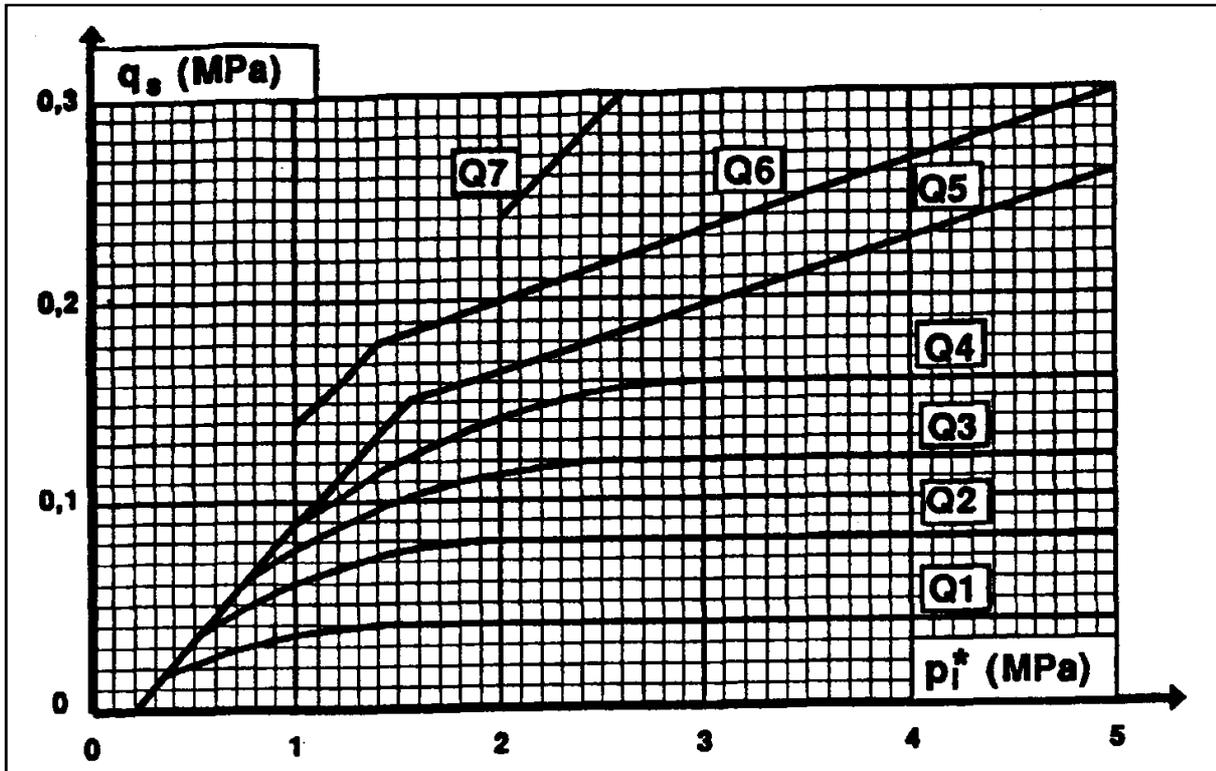


Figure 19. Frottement latéral unitaire limite le long du pieu (Ministère de l'équipement du logement et des transports, 1993)

1.5. Justification d'un pieu isolé à l'état limite de mobilisation locale du sol sous chargement vertical axial (en compression)

On vérifie que le chargement vertical est inférieur à la charge maximale admissible Q_{max} (ou charge nominale), elle est donnée par le tableau 6.

Etat limite		Combinaisons	Q_{max} selon le Fascicule 62 titre v	Q_a selon le DTU 13.2
Ultime	ELU	Fondamentales	$Q_u/1.40$	$Q_{aELU} = 0.5Q_{pu} + 0.75Q_{su}$
	ELA	Accidentelles	$Q_u/1.20$	
De service	ELS	Rares	$Q_c/1.10$	$Q_{aELS} = 0.33Q_{pu} + 0.5Q_{su}$
		Quasi-permanentes	$Q_c/1.40$	

Tableau 6. Charge nominale pour la vérification de la mobilisation du sol

1.6. Application pour le cas d'un pieu isolé sous la pile centrale du pont

On reprend le calcul de la capacité portante pour un pieu isolé sous la pile centrale en utilisant l'étude de sol et notamment les résultats d'essais pressiométrique N°04.

1.6.1. Pré-dimensionnement des pieux :

Suivant la disponibilité et la maîtrise des techniques de mise en œuvre des fondations profondes, il est couramment opté pour les pieux forés sans refoulement du sol.

La couche d'alluvions instables et peu cohésifs risque d'engendrer des écroulements et nuire à l'exécution, on propose donc l'utilisation de la bentonite pour stabiliser les parois du forage.

La marne est atteinte généralement à une dizaine de mètres, les pieux peuvent donc être ancrés dans la marne saine.

On propose comme pré-dimensionnement un pieu de longueur $D = L = \begin{cases} 18 \text{ m} \\ 20 \text{ m} \end{cases}$ et de diamètre $B = \begin{cases} 1 \text{ m} \\ 1.2 \text{ m} \end{cases}$ donc de section $A = \pi \frac{B^2}{4}$ et de périmètre $P = \pi B$, ce qui nous donne 4 cas à considérer.

1.6.2. Calcul de la charge limite de pointe

Le pieu est mis en œuvre sans refoulement du sol, foré avec l'utilisation de la boue, et ancré dans la marne, selon le tableau 4, on aura $K_p = 1.8$

Pour calculer P_1^* , on prend $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ et $K_0 = 0.5$ et la nappe d'eau est à $H_w = 0$, donc:

$$P_0 = K_0 \gamma' H + \gamma_w(H)$$

1.6.3. Calcul de la charge limite de frottement latéral

Pour déterminer q_s ; le sondage SC-04 nous donne un sol qui se constitue d'un substratum en marne grise, surmonté par une couche d'alluvions sur 12 m de profondeur avec des passages de sable, argile, et grès.

Ces alluvions sont suspect de forte probabilité d'affouillement, on néglige donc son effet de frottement dans la zone supérieure jusqu'à 7m de profondeur pour prendre en compte le risque d'affouillement, et on aura :

1. Les Alluvions (sables et graves $1.0 < pl > 2.0 \text{ Mpa}$), selon le tableau de classification, le sol est de class B, selon le tableau de choix des courbes de calcul de frottement latéral, le sol correspond à la courbe Q_2 ; d'après l'abaque, $q_{s1} = 0.070 \text{ Mpa}$
2. La Marne (marne $1.5 < pl > 4.0 \text{ Mpa}$), selon le tableau de classification, le sol est de class A, selon le tableau de choix des courbes de calcul de frottement latéral, le sol correspond à la courbe Q_3 ; d'après l'abaque, $q_{s2} = 0.12 \text{ Mpa}$

Pour calculer Q_s , les hauteurs des couches d'alluvions et marne sont respectivement : $h_1 = 5\text{ m}$, $h_2 = D - 12\text{ m}$.

I.6.4. Résultats de calcul

Les résultats de calcul de la charge nominale sont résumés dans le tableau 7.

	DTU 13.2				Fascicule 62 titre v			
	Longueur (m)	Diamètre (m)	Charge (kN)		Longueur (m)	Diamètre (m)	Charge (kN)	
ELU	18	1	4147	Com. Fondamentales	18	1	4724	
		1.2	5366			1.2	6226	
	20	1	4712		Com. Accidentelles	20	1	5262
		1.2	6045				1.2	6872
	18	1	2754	Com. Rares		18	1	3515
		1.2	3562				1.2	4573
20	1	3131	Com. Quasi-permanentes		20	1	3972	
	1.2	4014				1.2	5121	
18	1	2754		Com. Rares	18	1	3515	
	1.2	3562				1.2	4573	
20	1	3131	Com. Quasi-permanentes		20	1	3972	
	1.2	4014				1.2	5121	

Tableau 7. Résultats de calcul de la charge nominale

Les résultats de charges données par le DTU 13.2 à ELU sont notamment inférieurs à celles donnée par le fascicule 62 titre V, on peut donc considérer les résultats du DTU 13.2 pour prendre une plus grande marge de sécurité.

II. Choix du nombre et dispositions des pieux

Le nombre de pieux nécessaires est défini par le maximum des rapports entre le chargement et la charge nominale données aux états limites avec majoration à un nombre entier : $n = N/Q$ (19)

Le chargement axial sous la pile de pont est donné par le tableau 8.

Etats limites	Charge axiale transmise à la base de la pile
ELU	$N_u = 15035,0\text{ kN}$
ELS	$N_s = 13047,4\text{ kN}$

Tableau 8. Chargement axial sous la pile de pont (BICS, 2012)

Les résultats de calcul de nombre de pieux minimal est résumé dans le tableau 9.

Pieux		Etats limites	Nombre de pieux minimal
Longueur (m)	Diamètre (m)		
18	1.0	ELU	4
		ELS	5
	1.2	ELU	3
		ELS	4
20	1.0	ELU	4
		ELS	5
	1.2	ELU	3
		ELS	4

Tableau 9. *Nombres de pieux minimal nécessaires pour reprendre la charge transmise par le pont*

On peut se référer aux recommandations données par le DTR BC 2.33.2 pour le choix de nos pieux. (Ministère de l'habitat, 1994)

Il est recommandé d'augmenter la longueur des pieux pour mobiliser un frottement latéral plus important et profiter de la résistance fournie par l'encastrement dans le substratum, on opte alors aux pieux de longueur $L = 20 m$.

En tenant compte des efforts, le diamètre de pieu recommandé pour les grands ouvrages est $B \geq 0.8 m$, le diamètre $B = 1 m$ est donc largement suffisant.

La disposition des pieux doit assurer une répartition homogène des charges axiales et un centrage du groupe de pieux sous la pile transmettant les sollicitations à la fondation tout en respectant que l'entraxe de deux pieux est au minimum $2B$.

Pour que nos fondations puissent reprendre la charge permanente de la semelle tête des pieux de plus à la charge transmise du pont, on propose de mettre en place, sous la pile centrale, six (06) pieux de un (1.0) m de diamètre et de vingt (20.0) m de longueur, avec la disposition illustré dans la figure 20, tout en vérifiant la capacité portante et l'effet de groupe.

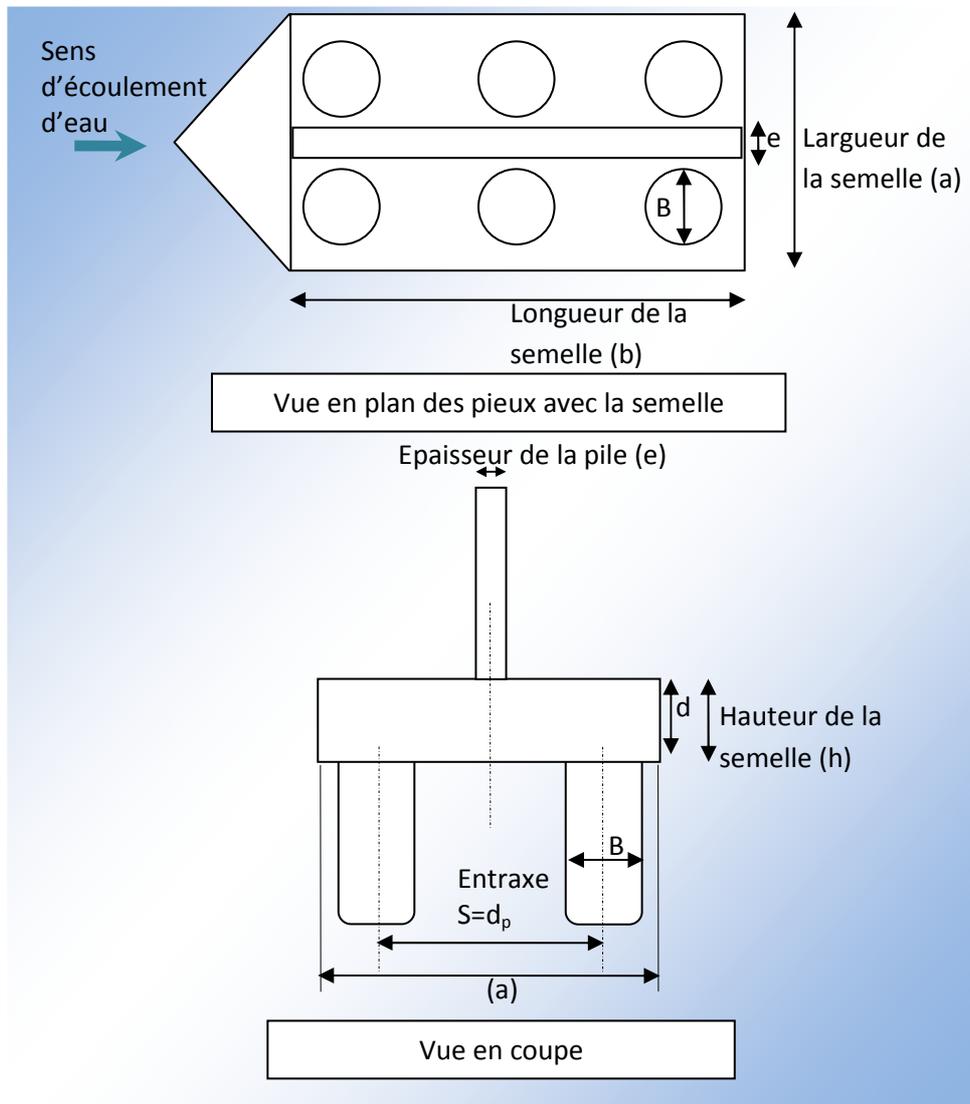


Figure 20. Disposition du groupe de pieux

III. Etude de l'effet de groupe sur les pieux

Il est démontré par expérience que dans le cas où l'effort résistant mobilisé par frottement latéral est supérieur à l'effort résistant mobilisé sous la pointe (pieu flottant), la capacité portante d'un groupe de (n) pieux peut être inférieure à la somme des capacités portante de ces pieux isolés.

III.1. Coefficient d'efficacité :

On définit ainsi le Coefficient d'efficacité donné par le rapport entre la charge limite du groupe de pieux et la somme des charges limites des pieux isolés. $C_e = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{ui}}$ (20)

Pour déterminer la valeur du coefficient d'efficacité ; il existe deux approches, la formule de Converse-Labarre et la méthode de Terzaghi.

1. formule de Converse-Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{\arctg(B/d)}{\pi/2} (2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}) \quad (21) \quad \text{avec :}$$

B : Diamètre des pieux

d : Entraxe des pieux

m : Nombre de rangées de pieux.

n : Nombre de pieux par rangée.

2. méthode de Terzaghi :

Le groupe de pieux est assimilé à une fondation fictive de longueur des pieux et de périmètre occupé par le groupe de pieux tel que le démontre la figure 21.

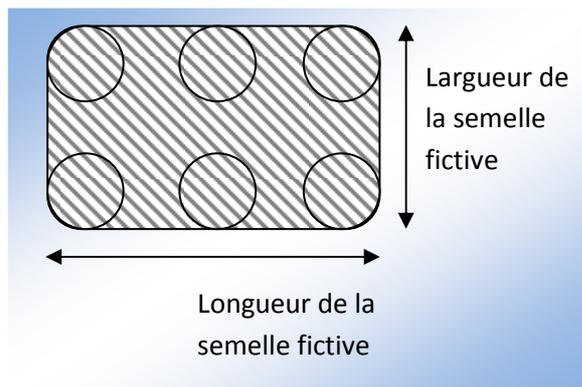


Figure 21. Notion de la semelle fictive de Terzaghi

3. Valeurs usuelles

Le Coefficient d'efficacité est donné par le fascicule 62 selon différents cas probables comme suit :

Groupe de pieux reposant sur un sol très résistant : dans ce cas l'effet de groupe est négligeable, donc $C_e = 1$.

Groupe de pieux planté dans un sol homogène :

$$\text{Pour les sols cohérents : } C_e = \begin{cases} = 1 & \text{pour } d > 3B \\ = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{d}{B} \right) & \text{pour } 1 \leq \frac{d}{B} \leq 3 \end{cases}$$

Pour les sols pulvérulents :

$$C_e = \begin{cases} = \text{minimum (formule de Converse – Labarre, méthode de Terzaghi)} \\ \text{si la mis en place est sans refoulement du sol ou dans un sable compacte avec refoulement} \\ = 1 \text{ si la mis en place est avec refoulement du sol sauf pour les sables compactes} \end{cases}$$

On vérifie alors que la somme des forces agissant sur le groupe de pieux est bien inférieure à la charge limite supporté par ce groupe de pieux.

$$\sum_{i=1}^n F_{di} \leq C_e n Q_{max} \quad (22) \quad \text{avec :}$$

F_{di} : Charge axiale transmise au pieu i

n : Nombre de pieux

Q_{max} : Charge limite définie précédemment

C_e : Coefficient d'efficacité définie précédemment

III.2. Comportement de la semelle de liaison

Pour les calculs, on considère que la semelle de liaison est un corps infiniment rigide et elle respecte donc la condition :

$$h \geq d_p / 2,5 \quad (23) \quad \text{avec :}$$

h : La hauteur de la semelle.

d : Le plus grand entraxe entre deux éléments de fondation voisins.

III.3. Application pour le cas des pieux sous la pile de pont

On vérifie, pour chaque combinaison d'actions, que la capacité portante du groupe de pieux est bien supérieur à la charge transmise au groupe par le chargement initial avec la charge permanente de la semelle de liaison.

III.3.1. 1^{er} cas : l'effet de groupe négligeable

Les pieux travaillent notamment par frottement, ancré dans la marne, et comme étant un sol cohérent, donc pour que ces pieux ne soient pas influencés par l'effet de groupe, l'entraxe doit être supérieur ou égal à 3m ($d_p = S \geq 3B = 3m$). On considère donc que $C = 1$ et $nQ_{pieu} = Q_{groupe}$

On suppose que cette condition est vérifiée du côté (a) et du côté (b) de la semelle de liaison, on prend $d_p = S = 3,6 m$, avec des débords de la semelle de 0.5m au maximum, ce qui nous donne une semelle de $axb = 5.6 \times 9.2 m$, et elle est supposée rigide donc $h \geq d_p / 2,5 = 1.44m$ on opte finalement pour $h = 1.5 m$.

On peut donc vérifier la capacité portante du groupe de pieux tout en rajoutant la charge permanente de la semelle tête de pieux, avec un béton armé de poids volumique $\gamma_b = 25 \text{ KN/M}^3$.

Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau 10.

Etats limites	Combinaison	Charge $Q_{semelle}$ (kN)		Charge $Q_{semelle} + Q_{chargement}$ (kN)	Nombre minimal de pieux	
		=				
ELU	Fondamentale	=	$1.125 * 1.2 G_{max}$	2608.2	17643.18	4
ELA	Accidentelle	=	G_{max}	1932.0	16966.89	4
ELS	Rare	=	G_{max}	1932.0	14979.40	5
	Quasi-permanente	=	G_{max}	1932.0	14979.40	5

Tableau 10. Vérification de la capacité portante des pieux avec négligence de l'effet de groupe

Le choix de six 6 pieux avec un entraxe de 3.6 mètres est donc adéquat avec le chargement et permet de prendre une bonne marge de sécurité.

III.3.2. 2^{ème} cas : Présence de l'effet de groupe:

On vérifie l'influence du groupe sur les pieux dans les deux sens (a) et (b) avec un entraxe $d = 2.5 \text{ m}$, $h = 1.0 \text{ m}$ et $axb = 4.5x7 \text{ m}$ (avec réduction de la longueur de la pile) tout en gardant $\gamma_b = 25 \text{ KN/M}^3$. On aura :

Le coefficient d'influence $C_e = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{d}{B} \right) = 0.875$, ce qui donne une réduction de la capacité portante de 12.5 %. La capacité portante du groupe de pieux est donc : $Q_{gu} = C_e \sum Q_{ui}$

Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau 11.

Etats limites	Combinaison	Charge $Q_{semelle}$ (kN)		Charge $Q_{semelle} + Q_{chargement}$ (kN)	Nombre minimal de pieux	
		=				
ELU	Fondamentale	=	$1.125 * 1.2 G_{max}$	787.5	16098.1	5
ELA	Accidentelle	=	G_{max}	1063.1	15822.5	5
ELS	Rare	=	G_{max}	787.5	13834.9	6
	Quasi-permanente	=	G_{max}	787.5	13834.9	6

Tableau 11. Vérification de la capacité portante des pieux avec la présence d'effet de groupe

Pour un entraxe de (2.5m), le choix de six 6 pieux est à la limite de la stabilité de l'ouvrage à l'état limite de service. Il est donc adéquat de maintenir l'entraxe de (3.6 m) pour assurer une bonne marge de sécurité.

Au terme de ce chapitre, la solution retenu est une fondation de six (06) pieux de $B = 1 \text{ (m)}$, de longueur $L = 20 \text{ (m)}$ avec un entraxe $S = 3.6 \text{ (m)}$ disposés en deux files de 03 pieux, sous une semelle de liaison de $a \times b \times h = 5.6 \times 9.2 \times 1.5 \text{ (m)}$.

Chapitre IV.

Etude analytique des pieux sous la pile centrale du pont sur Oued Amassine

I. L'effort normal dans les pieux :

Les efforts transmis aux pieux à partir de la pile sont donnés par le tableau 12.

Etats limites	Charge axiale transmise à la base de la pile	Chargement en flexion composée
ELU	$N_u = 15035,0 \text{ kN}$ $M = 0$	$N_u = 10662,91 \text{ kN}$ $M = 2178,05 \text{ kN.m}$
ELS	$N_s = 13047,4 \text{ kN}$ $M = 0$	$N_s = 8388,72 \text{ kN}$ $M = 1452,03 \text{ kN.m}$

Tableau 12. Efforts totaux à la base de la pile (BICS, 2012)

On considère, pour le calcul, un repère orthonormé global avec l'axe (x) selon le coté (b) de la semelle et l'axe (y) selon le sens (a).

On adopte l'entraxe $d_p = S = 3.6 \text{ m}$, avec la semelle de $axb \times h = 5.6 \times 9.2 \times 1.50 \text{ m}$.

En rajoutant le poids de la semelle de tête de pieux, on aura donc :

Etats limites	Charge axiale transmise à la tête des pieux	Chargement en flexion composée
ELU	$N_u = 17643.18 \text{ kN}$ $M = 0$	$N_u = 13271.11 \text{ kN}$ $M = 2178,05 \text{ kN.m}$
ELS	$N_s = 14979,40 \text{ kN}$ $M = 0$	$N_s = 10320.72 \text{ kN}$ $M = 1452.03 \text{ kN.m}$

Tableau 13. Efforts totaux transmis aux pieux avec le poids du chevron

Selon le DTR BC 2.33.2 (Ministère de l'habitat, 1994), on peut répartir les charges sur les pieux en utilisant la méthode barycentrique qui est donnée par la formule :

$$N_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_{xx}}{\sum_{j=1}^n e_{yj}^2} \cdot e_{yi} \mp \frac{M_{yy}}{\sum_{j=1}^n e_{xj}^2} \cdot e_{xi} \quad (24)$$

Dans notre cas $M_{yy} = 0$ la formule devient :

$$N_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_{xx}}{\sum_{j=1}^n e_{yj}^2} \cdot e_{yi} \quad (25) \quad \text{avec :}$$

N_i : Effort transmis au pieu i

N : Effort normal total à la base du chevron

n : Nombre de pieux ($n = 6$)

M_{xx} : Moment transmis par la pile

e_{yi}, e_{yj} : Excentricité du moment par rapport au centre du pieu i, j ($e_{yi} = e_{yj} = \frac{d_p}{2} = 1.8 \text{ m}$)

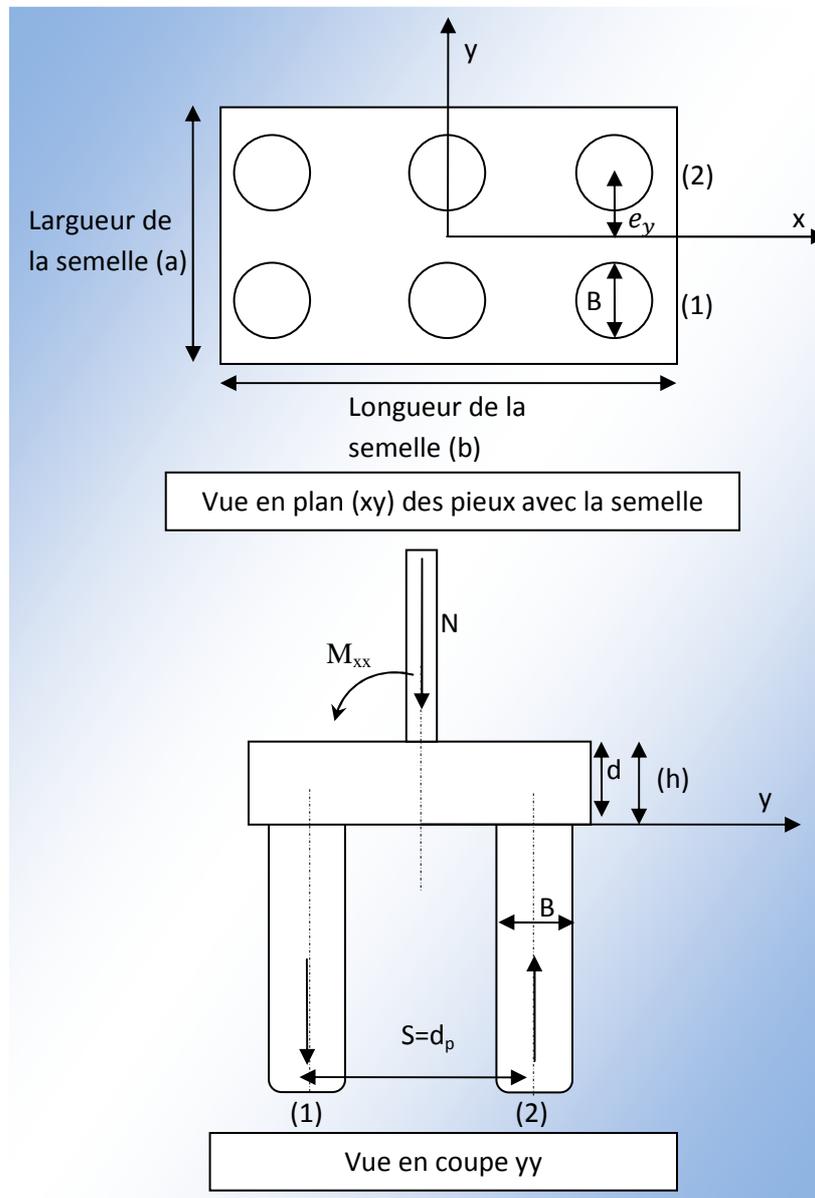


Figure 22. Disposition des pieux et répartition des efforts

Le chargement en flexion composée démontre que la structure pieux-chevêtre a tendance à être renversée, les pieux de la file (1) sont en surpression, et les pieux de la file (2) sont en déchargement.

Les résultats de calcul de répartition des efforts à la flexion composée sont regroupés dans le tableau 14.

Etat limite	Pieu de la file (1) (kN)	Pieu de la file (2) (kN)
ELU	$N_{u(1)} = 2413.52$	$N_{u(2)} = 2010.18$
ELS	$N_{s(1)} = 1854.57$	$N_{s(2)} = 1585.67$

Tableau 14. Répartition des efforts sur les pieux du groupe

On note que les charges résultantes sont inférieures à la limite de la capacité portante des pieux, ce qui indique qu'on est toujours dans le domaine de la sécurité.

II. Déformée, moment fléchissant et effort tranchant dans les pieux

II.1. Généralités

Les pieux soumis à des sollicitations non verticales en tête sont assimilés à des poutres reposant sur des appuis élasto-plastiques, caractérisé par un coefficient de réaction horizontale ou module de réaction k_h (Mpa) qui, dans le domaine élastique, représente la proportionnalité entre la pression horizontale des terres (p) et le déplacement du pieu (y). (Piliponnat, et al., 2003)

On définit aussi le module de réaction linéique donné par les formules suivantes :

$$K_f(z) = B \cdot k_h(z) \quad (26)$$

Pour les sollicitations de courtes durées :

$$K_{fc} = \frac{12 \cdot E_M}{1,33 \cdot \left(\frac{B_0}{B}\right) \cdot \left(\frac{2,65 B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} \quad (27) \quad \text{Pour } B \geq B_0$$

$$K_{fc} = \frac{12 \cdot E_M}{1,33 \cdot (2,65)^\alpha + \alpha} \quad (28) \quad \text{Pour } B \leq B_0$$

Pour les sollicitations de longues durées :

$$K_{fl} = \frac{K_{fc}}{2} \quad (29)$$

$$B_0 = 0.60 \text{ m}$$

E_m : Module pressiométrique

B : Diamètre du pieu

α : Coefficient rhéologique donné par le tableau 15.

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Roche	
	α	$\frac{E}{p_l}$	α	$\frac{E}{p_l}$	α	$\frac{E}{p_l}$	α	$\frac{E}{p_l}$	α	Type	α
Surconsolidé Très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
										Normal	1/2
Normalement consolidé normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	1-6	1/4	Très fracturé	1/3
Sous-consolidé, altéré	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-	Très altéré	2/3

Tableau 15. Valeurs du Coefficient rhéologique α

Les poutres sur appuis élastiques sont caractérisées par l'équation :

$$EI \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + K_f \cdot y = 0 \quad (30) \quad \text{avec :}$$

E : Module d'élasticité du pieu (Béton armé)

$$E = \begin{cases} 11000 \cdot f_{cj}^{1/3} & \text{si la duré d'application de la contrainte} < 24\text{heurs} \\ 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} & \text{si la duré d'application de la contrainte} > 24\text{heurs et } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

I : Inertie du pieu (pour une section circulaire = $\pi \frac{B^4}{64}$)

y : Déformée du pieu

K_f : Module de réaction linéique donné par les formules précédentes.

La résolution de l'équation générale (20) nous donne :

La déformée : $y(z) = C_1 A_i + C_2 B_i + C_3 C_i + C_4 D_i$

La courbure : $y'(z) = l_{0i} [C_1 (C_i - B_i) + C_2 (D_i - A_i) + C_3 (A_i - D_i) + C_4 (B_i + C_i)]$

Le moment fléchissant : $M(z) = 0.5 K_{fi} \cdot l_{0i}^2 (-C_1 D_i + C_2 C_i - C_3 B_i + C_4 A_i)$

L'effort tranchant : $T(z) = -0.5 K_{fi} \cdot l_{0i} [C_1 (C_i + B_i) + C_2 (D_i - A_i) + C_3 (A_i + D_i) + C_4 (B_i - C_i)]$

Avec :

$$A_i = ch\left(\frac{z}{l_{0i}}\right) \cos\left(\frac{z}{l_{0i}}\right)$$

$$B_i = ch\left(\frac{z}{l_{0i}}\right) \sin\left(\frac{z}{l_{0i}}\right)$$

$$C_i = sh\left(\frac{z}{l_{0i}}\right) \cos\left(\frac{z}{l_{0i}}\right)$$

$$D_i = sh\left(\frac{z}{l_{0i}}\right) \sin\left(\frac{z}{l_{0i}}\right)$$

l_{0i} : Longueur de transfert d'un tronçon i du pieu, $l_{0i} = \left(\frac{4 \cdot E_{pi} \cdot I_i}{K_{fi}}\right)^{0,25}$

C_1, C_2, C_3, C_4 Sont des constantes inconnus relatives à un tronçon i du pieu étudié, elles sont déterminées à partir les conditions aux limites et la continuité de liaison entre les tronçons. (Un tronçon est caractérisé par une géométrie et inertie constante et sol homogène)

La continuité de liaison entre deux tronçons $i-1$ et i donne les équations suivantes :

$$y_{i-1}(l_{i-1}) = y_i(0)$$

$$y'_{i-1}(l_{i-1}) = y'_i(0)$$

$$M_{i-1}(l_{i-1}) = -M_i(0)$$

$$T_{i-1}(l_{i-1}) = -T_i(0)$$

Avec :

l_{i-1} : Extrémité du tronçon $i - 1$

0 : Origine du tronçon i

Si le pieu est entièrement à géométrie et inertie constante dans un sol homogène, les formules de la déformée, la courbure, le moment fléchissant et l'effort tranchant sont écrite d'une la manière simplifié.

Pour un pieu encastré en tête dans un chevrete rigide et soumis à un effort horizontal H_0 :

$$y(z) = \frac{H_0}{K_f \cdot l_0} \cdot B^* \quad M(z) = \frac{-H_0 \cdot l_0}{2} \cdot D^* \quad T(z) = H_0 \cdot A^*$$

Pour un pieu libre en tête soumis à un effort horizontal H_0 :

$$y(z) = \frac{2H_0}{K_f \cdot l_0} \cdot A^* \quad M(z) = H_0 \cdot l_0 \cdot C^* \quad T(z) = H_0 \cdot D^*$$

Pour un pieu libre en tête soumis à un moment en tête M_0 :

$$y(z) = \frac{2M_0}{K_f \cdot l_0} \cdot D^* \quad M(z) = M_0 \cdot B^* \quad T(z) = \frac{-2M_0}{l_0} \cdot C^*$$

Avec :

$$A^* = e^{-z/l_0} \cdot \cos \frac{z}{l_0}$$

$$B^* = e^{-z/l_0} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0}\right)$$

$$C^* = e^{-z/l_0} \cdot \sin \frac{z}{l_0}$$

$$D^* = e^{-z/l_0} \cdot (\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0})$$

II.2. Application pour le cas d'un pieu sous la pile centrale du pont sur Oued Amassine

Dans notre cas, les pieux sont tous de la même section circulaire de diamètre $B = 1m$, de longueur $l = 20m$, et d'inertie $I = \pi \frac{B^4}{64} = 0.049 m^4$.

Ils sont chargés horizontalement en tête par l'effort tranchant transmis de la pile de pont $T = 191.07 kN$, chacun d'eux reprends un effort $H_i = \frac{1}{6} T = 31.84 kN$.

La durée d'application des contraintes de freinage est <24heurs, si on prend $f_{c28} = 30MPa$, donc le module d'élasticité $E = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3} = 34180 MPa$.

Le sol le long du pieu est composé de quatre couches, donc de caractéristiques différentes.

La première couche alluvionnaire susceptible d'affouillement, la deuxième couche aussi d'alluvions qui ne sont pas affouillables, la troisième couche représente la partie supérieure de la marne qui est altérée par la présence de la nappe d'eau, et la dernière couche de marne grise saine.

Les caractéristiques lié à ces couches en termes de longueur, module pressiométrique, le coefficient rhéologique et le module de réaction linéique sont résumés dans le tableau 16.

Couche	(1) : alluvions affouillable	(2) : alluvions non affouillables	(3) : marne altérée	(4) : marne saine
Longueur (m)	$h_1 = 7$	$h_2 = 5$	$h_3 = 3$	$h_4 = 5$
E_m (MPa)	98.25	173.50	202.81	734.08
α	0.33	0.33	1	1
K_f (MPa)	717.79	1267.52	537.89	1946.94

Tableau 16. Caractéristiques lié aux tronçons le long du pieu.

Pour simplification de notre cas, on peut considérer que le sol est homogène avec un module de réaction linéique équivalent $\overline{K_{fi}}$, calculé par la moyenne harmonique des modules de réaction linéique des couches.

$$\frac{\sum h_i}{\overline{K_{fi}}} = \frac{h_1}{K_{f1}} + \frac{h_2}{K_{f2}} + \frac{h_3}{K_{f3}} + \frac{h_4}{K_{f4}}$$

On aura : $\overline{K_{fi}} = 915,65 MPa$, et on déduit que $l_0 = 1.65 m$

Le pieu à considérer est encastré en tête dans le chevêtre rigide et soumis à un effort horizontal (effort tranchant dû au freinage). On applique donc les équations simplifiées pour ce cas, et les résultats sont représenté par la figure 23.

$$y(z) = 0.021 * 10^{-3} (e^{-z/l_0} \cdot (\cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0})) \text{ en (m)}$$

$$M(z) = -26,268 \left(e^{-z/l_0} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) \right) \text{ en (kN.m)}$$

$$T(z) = 31.84 \left(e^{-z/l_0} \cdot \cos \frac{z}{l_0} \right) \text{ en (kN)}$$

Le moment et l'effort tranchant maximaux sont données pour $z = 0$ avec :

$$M_{max} = -26,27 \text{ (kN.m)}, \text{ et } T_{max} = 31.84 \text{ (kN)}.$$

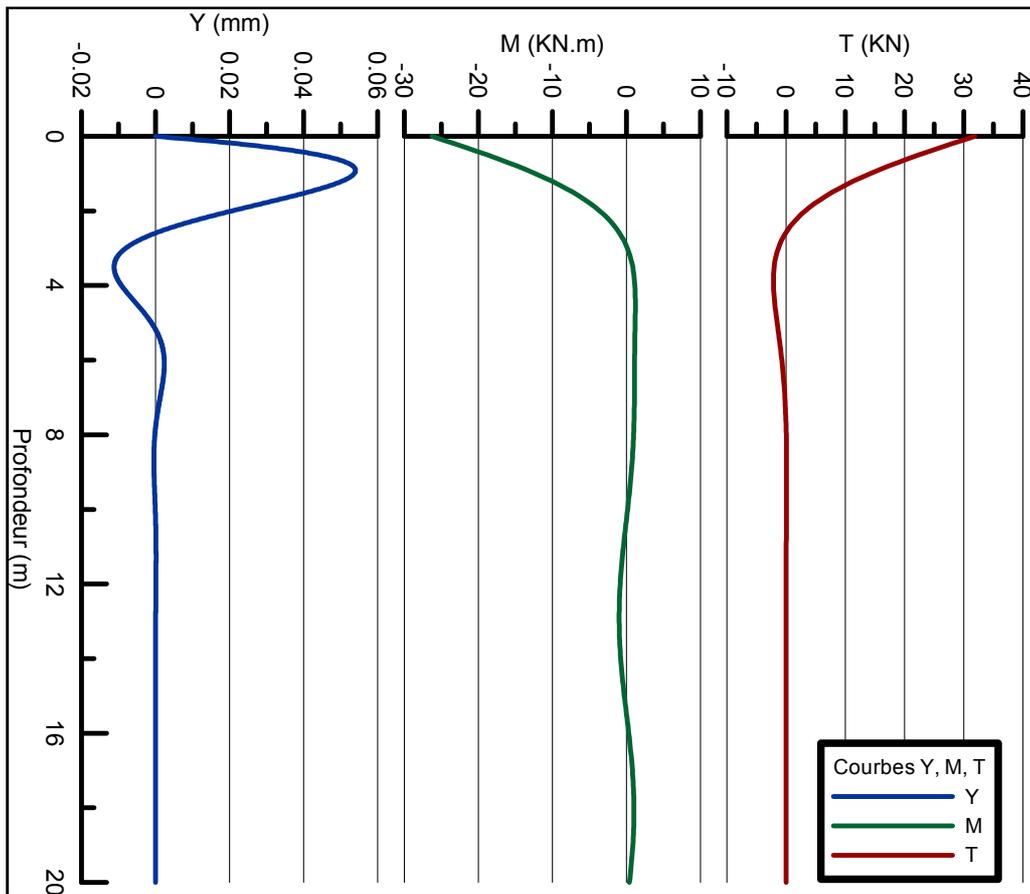


Figure 23. Courbes de Y, M et T résultantes du calcul analytique

Chapitre V.

Modélisation numérique des pieux sous la pile centrale du pont sur Oued Amassine

La grande difficulté des méthodes analytiques fait de plus en plus appel à l'utilisation des méthodes d'éléments finis en se servant des logiciels informatiques qui peuvent faire gagner du temps et donner des résultats très proches de la réalité.

I. Présentation du logiciel Plaxis 2D (Brinkgreve, 2003)

Plaxis est un logiciel professionnel d'éléments fini, permettant de modéliser le comportement du sol avec tous types de constructions éventuels dans le sol.

1.1. L'entrée des données (Input)

Comme première phase de modélisation, Plaxis propose d'introduire les données de la géométrie et les caractéristiques du sol et les ouvrages à considérer par le biais d'insertion d'éléments graphiques et de stockages de leurs propriétés dans la base de données.

Au lancement d'un nouveau projet sur Plaxis, on définit tout d'abord la largeur et la longueur totales de la géométrie et le type du model ; soit bidimensionnel ou axisymétrique.

Et la fenêtre initiale du programme s'affiche tel que le démontre la figure 24.

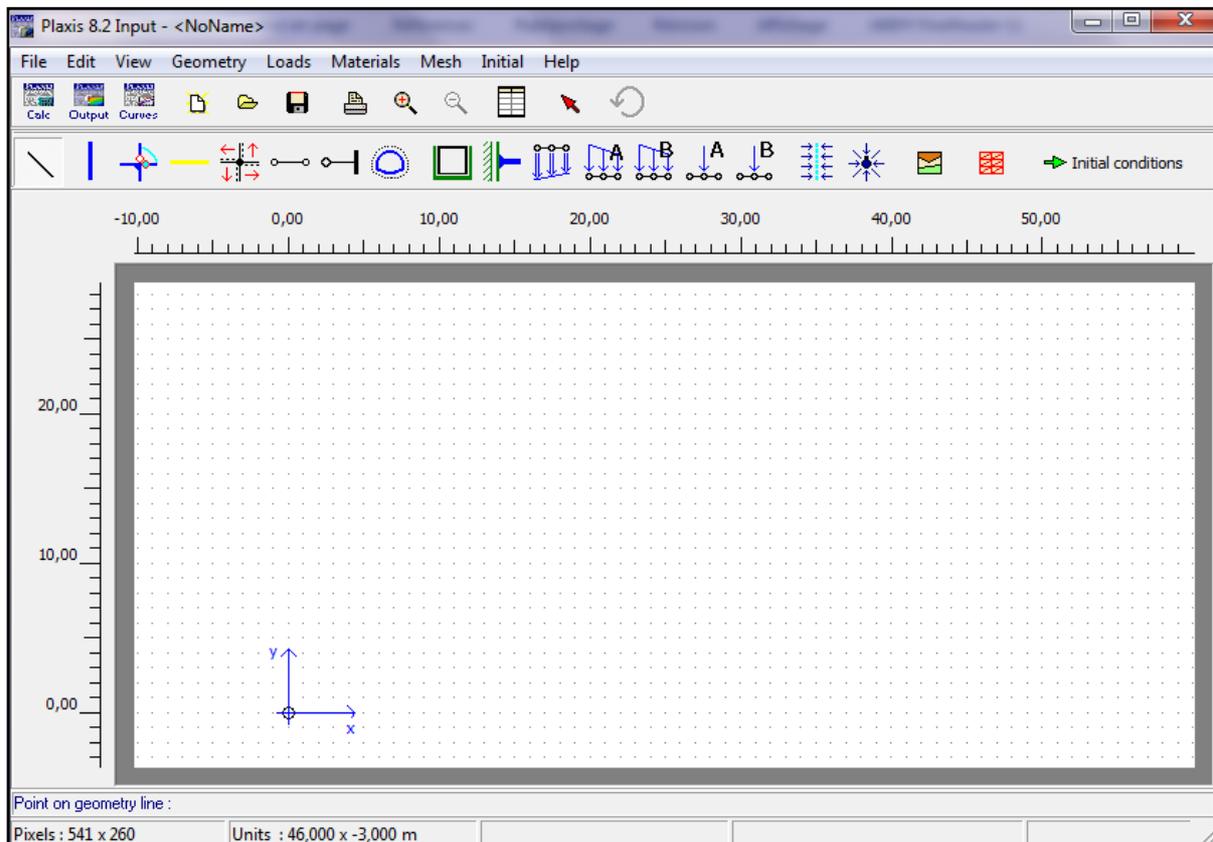


Figure 24. Interface du programme Input- Plaxis

I.1.1. La géométrie (Geometry):

Le sol est défini comme des surface limitées par des éléments ligne (line), les éléments de construction élancés ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives tel que les murs sont modélisés par les éléments plaques (Plate) , les géotextiles ou tout élément élancé possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion sont dessiné par l'élément (Geogrilles), les interfaces entre les matériaux sont aussi prises en compte avec l'élément (interface) qui permet de définir les caractéristiques des interfaces avec une épaisseur virtuelle, les liaisons entre deux points tel que les tirants sont des éléments nœud à nœud élastiques (Node-to-node anchor), et les tunnels sont aussi définis par l'élément (Tunnel).

I.1.2. Les chargements et conditions aux limites (Loads)

Plaxis permet d'introduire des déplacements imposés par l'élément (Prescribed displacements), de bloquer les déplacements soit horizontalement soit verticalement ou les deux en même temps ou encor bloquer la rotation d'un élément plate (Horizontal fixities, Vertical fixities, Rotation fixities). On peut aussi imposer des lignes de drainage où les pressions interstitielles sont nulles (Drain) ou des puits où un débit d'eau est pompé (Well).

De plus, il propose d'introduire les chargements répartis (ditributed load), et les charges ponctuelles (Point loads). Elles sont disponibles en deux types de systèmes (A et B) pour permettre d'assigner toute combinaison de charges sur un même point. Ces charges sont toutes indiquées en force par unité de longueur comme des charges linéiques dans la direction perpendiculaire au plan (kN/m).

I.1.3. Les propriétés des matériaux (Material)

1. Le sol et les interfaces (soil & interfaces)

Les surfaces et interfaces du sols peuvent être caractérisées en choisissant tout d'abord le modèle des matériaux (Material Model) qui est modélisé suivant différents niveaux de sophistication suivant le nombre de paramètres à introduire. soit le modèle élastique linéaire (Linar Elastic), Mohr-coulomb, Modèle pour les sols mous (Soft Soil model), modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model), Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model), Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model), ou encor créer un modèle défini par l'utilisateur (User-defined model).

Le model de Mohr-coulomb qu'on à l'habitude d'utiliser donne une très bonne approximation du comportement réel du sol. Il nécessite cinq paramètres fondamentaux du sol : le module de Young E, le coefficient de Poisson ν , la cohésion C, l'angle de frottement ϕ , et l'angle de dilataance ψ .

Le module de Young du sol est déduit à partir les essais de sol, il est relié directement au module oedométrique E_{oed} tel que :

$$E = \frac{(1+\nu)(1-\nu)}{(1-\nu)} E_{oed} \quad (31) \quad \text{avec :}$$

$$\nu = \begin{cases} 0.5 & \text{si le sol est saturé} \\ 0.3 & \text{dans le cas général} \end{cases}$$

$$\text{L'angle de dilatance } \psi \text{ est donné par : } \psi = \begin{cases} \varphi - 30 & \text{si } \varphi \geq 30^\circ \\ 0 & \text{si } \varphi < 30^\circ \end{cases}$$

Plaxis propose aussi de définir les types de comportement des matériaux (Material type) : Comportement drainé (Drained behaviour), non drainé (Undrained behaviour), et non poreux (Non-porous behaviour).

Il est enfin nécessaire de définir le poids volumique saturé et non saturé du sol (γ_{sat} et γ_{unsat}).

2. Les matériaux des plaques (Plates)

Ces éléments sont définis pour un comportement élastique ou un comportement élastoplastique, les propriétés de rigidité EI et EA sont aussi demandés.

Le passage du model réel au model Plaxis se fait par un calcul des rigidités équivalentes tel que :

$$\begin{cases} EI = E_e I_e \\ EA = E_e A_e \end{cases} \quad \text{avec :}$$

EI ,EA : La rigidité de flexion et la raideur normale réels

$E_e I_e$, $E_e A_e$: La rigidité de flexion et la raideur normale sur le model

Il en résulte donc un calcul pour déterminer l'épaisseur équivalente d , qui automatiquement calculé lors de l'entrée des propriétés sur Plaxis.

Les geogrilles sont par contre caractérisés seulement par la raideur axiale.

1.1.4. Génération du maillage (Mesh)

Le maillage de la géométrie est sa décomposition en éléments finis afin de réaliser le calcul. On a le choix entre des éléments à 15 nœuds ou des éléments à 6 nœuds, et le choix entre cinq niveaux de finesse globale (Global coarsenes): très grossier (Very coarse), grossier (Coarse), moyen (Medium), fin (Fine), très fin (Very fine).

Il est aussi possible de faire un raffinement globale (Refine Global) ou locale (Refine cluster, line, around point), et le maillage est enfin généré (Generate).

1.1.5. Conditions initiales (Initial conditions)

Cette étape consiste principalement à introduire les conditions hydrauliques, le poids volumique de l'eau, la nappe phréatique (Phreatic level), générer le calcul des pressions interstitielles (Generate water pressures), et enfin la génération des contraintes initiales (Generate initial stress).

1.2. Le programme de Calcul (Calculate)

Après avoir finalisé l'entrée des données, les calculs peuvent être lancés. D'une manière globale, on commence par définir le type de calcul : Calcul plastique (Plastic), l'analyse de la consolidation (Consolidation), calcul de coefficient de sécurité (Phi-c reduction), et une analyse dynamique (Dynamic analyses).

On procède par la suite à la création (Insert) et la définition (Define) des phases de calcul. On sélectionne des points témoins pour les courbes (select points for curves) et on lance les calculs.

1.3. Le programme de résultats (output)

Il permet d'afficher et créer un rapport des résultats des calculs pour les différentes étapes, on peut afficher les déformations (Deformations), les résultats de contraintes (Stress), modifier l'affichage des caractéristiques de la géométrie (Geometry), et les efforts dans les éléments de constructions (forces).

1.4. Le programme des courbes (Curves)

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

II. Modèle bidimensionnel sur le site d'oued Amassine

II.1. Modèle du sol

La taille du modèle bidimensionnel est délimitée par les lignes où on suppose que l'influence du chargement et des fondations est négligeable. On prend 90 m horizontalement, et 30 m verticalement (profondeur total du sol).

Les couches du sol sont modélisées en tant que des surfaces, avec le comportement de Mohr-Coulomb avec drainage. On considère les valeurs moyennes de la cohésion et l'angle de frottement pour chaque couche.

Vu l'absence d'essais pour la couche de marne altéré, on prendra 2/3 des paramètres calculé pour la marne saine.

Pour déterminer le module de Young, on dispose principalement d'essais pressiométriques, on peut calculer les modules oedométrique par la corrélation avec le module pressiométrique de Menard donnée par la formule³² et déduire le module de Young du sol :

$$E_m = \alpha E_{oed} \quad (32)$$

$$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \frac{E_m}{\alpha}$$

En résumé, les caractéristiques des couches de sol de notre cas sont résumées dans le tableau 17.

Couche	(1) : alluvions affouillable	(2) : alluvions non affouillables	(3) : marne altérée	(4) : marne saine
Epaisseur (m)	7	5	3	15
C (kPa)	1	1	50	75
φ (°)	35	35	23	34
ψ (°)	5	5	0	4
E_m (MPa)	98.25	173.50	202.81	833.74
α	0.33	0.33	1	1
E_{oed} (MPa)	294.76	520.51	202.81	833.74
ν	0.35	0.35	0.3	0.28
E(MPa)	184	324.3	151	652.2

Tableau 17. Caractéristiques des couches du sol

II.2. Modèle du groupe de pieux

On modélise les pieux comme élément plaque, avec prise en compte des interfaces avec le sol. On a deux files de pieux semblables et on calcule le diamètre équivalent d'une file de trois pieux tout en considérant l'épaisseur du model de un mètre linéaire.

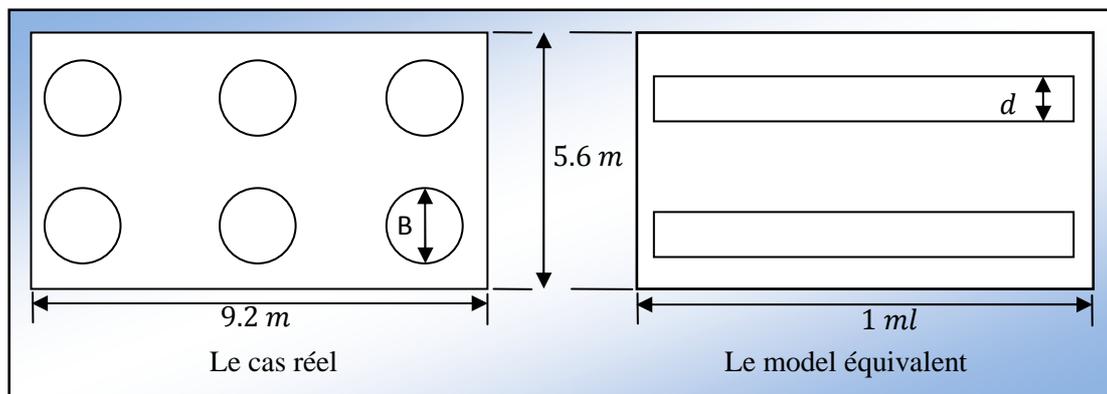


Figure 25. Le passage du cas réel au model sur Plaxis

$$EA = E_e A_e \Rightarrow E \frac{\pi B^2}{4 d_p} = E_e 1d$$

On aura $E_e = E \frac{\pi B^2}{4 d_p d}$ on injecte cette valeur dans la formule de la rigidité de flexion ;

$$E_c I = E_e I_e \Rightarrow \frac{E_c \pi B^4}{64 d_p} = \frac{E_c \pi B^2}{4 d_p} \frac{d^3}{12} \Rightarrow \frac{1}{8} B^2 = \frac{1}{6} d^2$$

$$\text{On aura donc } d = \frac{\sqrt{3}}{2} B = 0.866 m$$

Le module de Poisson du béton $\nu = 0.18$ et le module de Young $E = 34. 10^6 kPa$

$$EA = 29.44 10^6 kN/m, EI = 1.84 10^6 KkNm^2/m$$

II.3. Modèle du chevêtre

Le chevêtre est modélisé aussi en tant qu'élément plate, et vu que c'est un seul bloque, les propriétés EA et EI équivalents sont égales au modèle réel : $\nu = 0.18$, $E = 34.10^6 kPa$, $d = 1.5m$, $EA = 285.6 10^6 kN/m$, $EI = 53.55 10^6 kNm^2/m$.

II.4. Chargements et conditions aux limites

Pour définir les conditions aux limites, on applique un blocage total horizontalement et verticalement aux extrémités de la géométrie.

Les chargements appliqué doivent être définis comme des charges linéaires en les divisant sur la longueur d'application (8.2 m), et on calcul l'excentricité de la charge normale sachant que $\frac{M_0}{N} = e_0$ ce qui fait deux modèles avec le chargement à ELU et ELS. Le tableau 18 en résume les résultats.

Etats limites	Chargement en flexion composée	Excentricité (m)	Chargements linéaire appliqué dans le modèle (kN/ml)
ELU	$N_u = 10662,91 kN$ $M = 2178,05 kN.m$ $T = 191.07 kN$	0.204	$N_u = -1300.35$ $T = -23.3$
ELS	$N_s = 8388,72 kN$ $M = 1452,03 kN.m$ $T = 191.07 kN$	0.173	$N_s = -1032.01$ $T = -23.3$

Tableau 18. Chargements appliquées dans le modèle

On assigne les caractéristiques des matériaux et on applique les chargements tels qu'il est présenté par la figure 26.

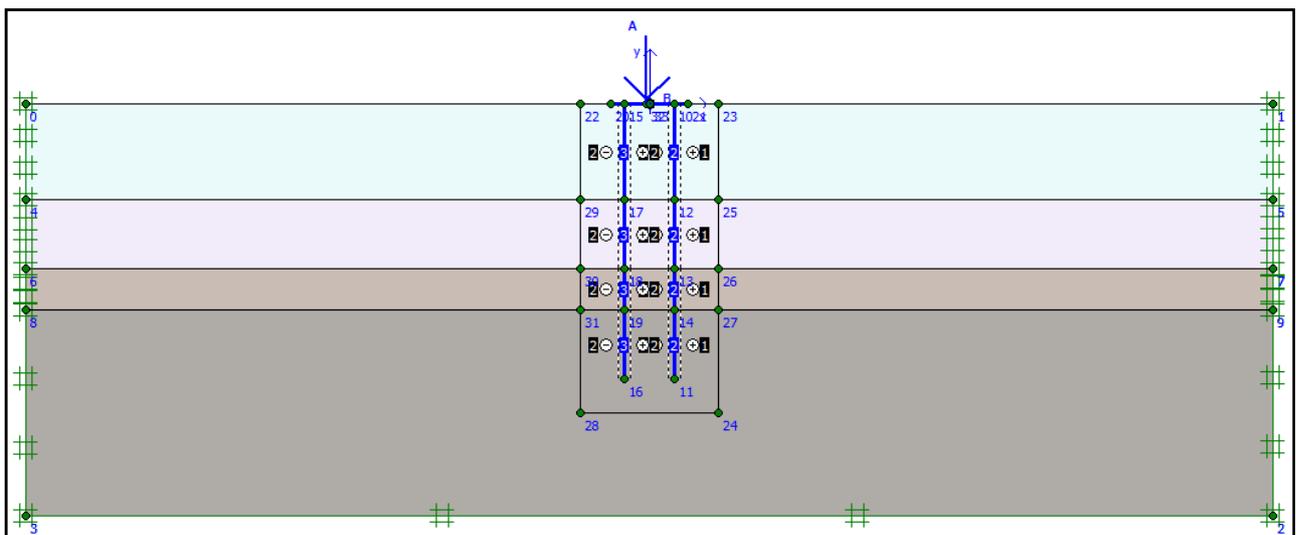


Figure 26. Modèle sol-fondations sous le nouveau pont

II.5. Les conditions initiales et génération du maillage

Pour une meilleure précision, On choisie les éléments à 15 nœuds et on applique un maillage global moyen, et on fait un raffinement très fin autours des pieux. La figure 27 représente le résultat.

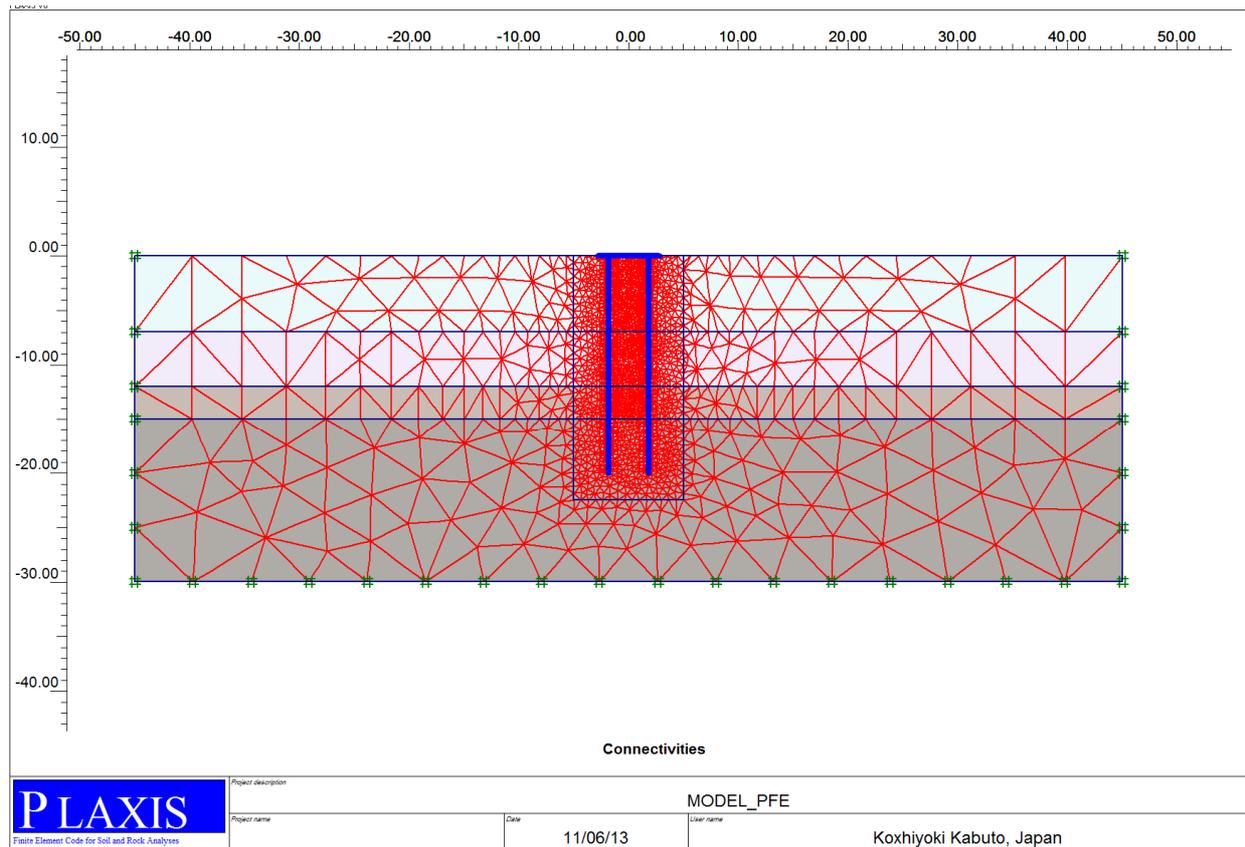


Figure 27. Maillage du modèle sous Plaxis

La nappe phréatique est au niveau zéro, on lance le calcul des pressions interstitielles et les contraintes initiales. On quitte le programme input pour passer à la phase de calcul.

II.6. Phases de calcul

On procède le calcul par le modèle élastique avec la construction par étapes. On défini principalement cinq phases : la première est réservé pour le sol en place seul, on active dans les phases suivantes respectivement les pieux, le chevêtre, la charge axiale, et enfin la charge horizontale. On a essayé de rajouter une phase supplémentaire pour tenir compte de l'affouillement en supprimant la couche supérieure du sol tout en lui gardant l'effet d'écoulement.

II.7. Affichage et interprétation des résultats de calcul

L'allure des déformées du modèle sont représenté à titre d'exemple sur les figures 28 et 29 ci après.

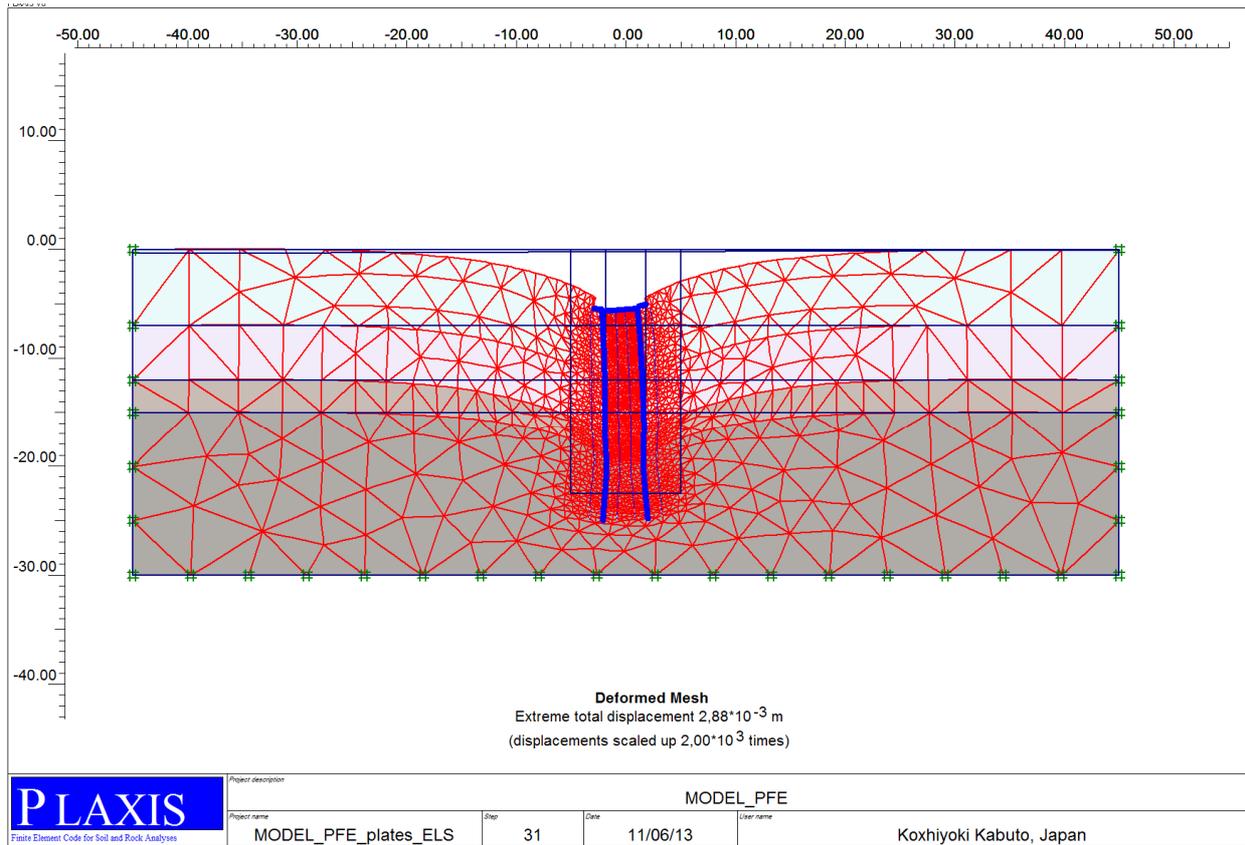


Figure 28. Déformée du modèle à l'ELS

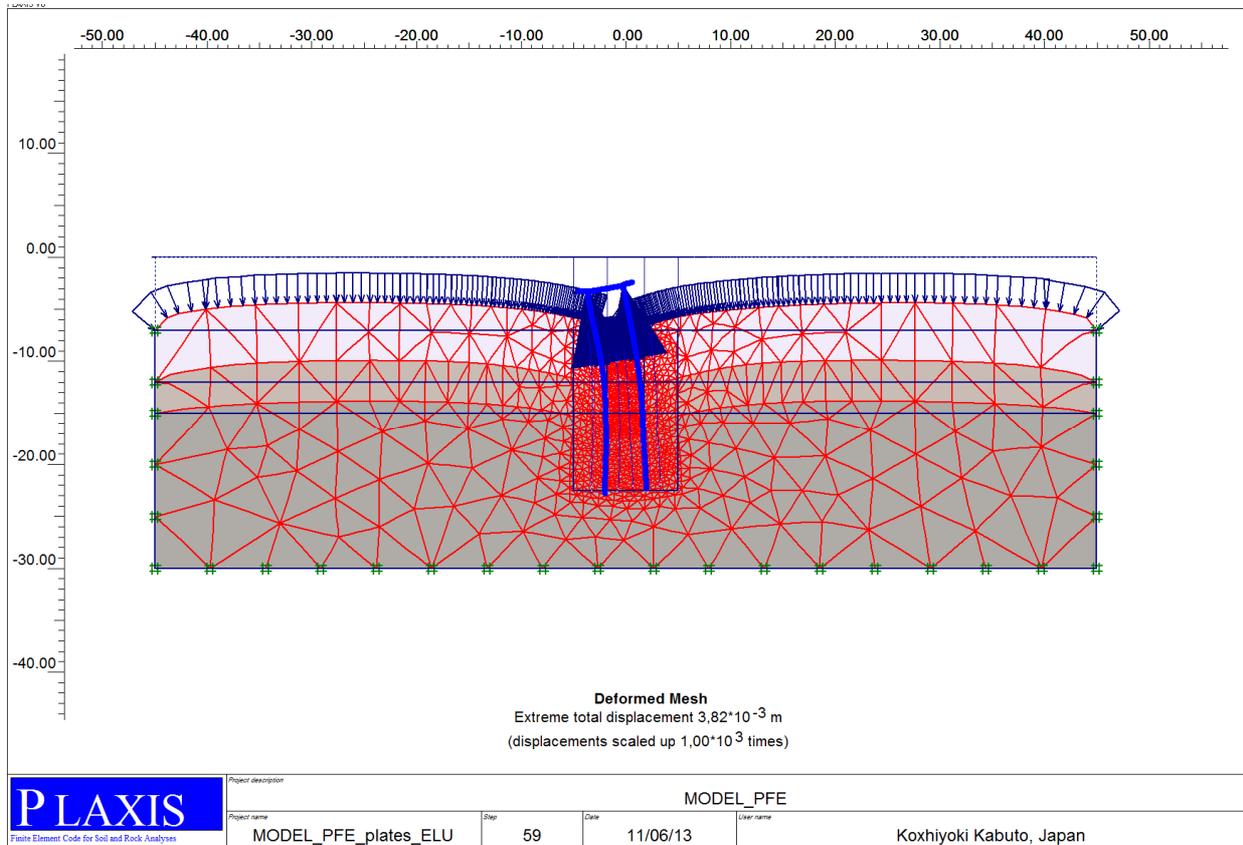


Figure 29. La déformée du modèle après la suppression de la couche supérieure à ELU

On remarque que la file à gauche du modèle correspondant à la file (1) est la plus sollicitées.

Pour le passage du modèle Plaxis au calculs analytiques, les efforts linéaires répartis sont convertie aux efforts ponctuelles. On considère que le pieu centrale est le plus chargé, et reprend les efforts le long de $1/2 d_p$ de part et d'autre.

Pour tenir compte des états limites ultimes on reprend les efforts résultants de Plaxis comme étant des charges permanentes, et on aura :

$$\text{Effort réel ultime} = 1.35 \times \text{effort Plaxis} \times d_p$$

$$\text{Effort réel de service} = \text{effort Plaxis} \times d_p$$

À partir de là, on construit les courbes de variation de MNTY en fonction de la profondeur pour ce cas défavorable à l'ELU (figure 30) et à l'ELS (figure 31).

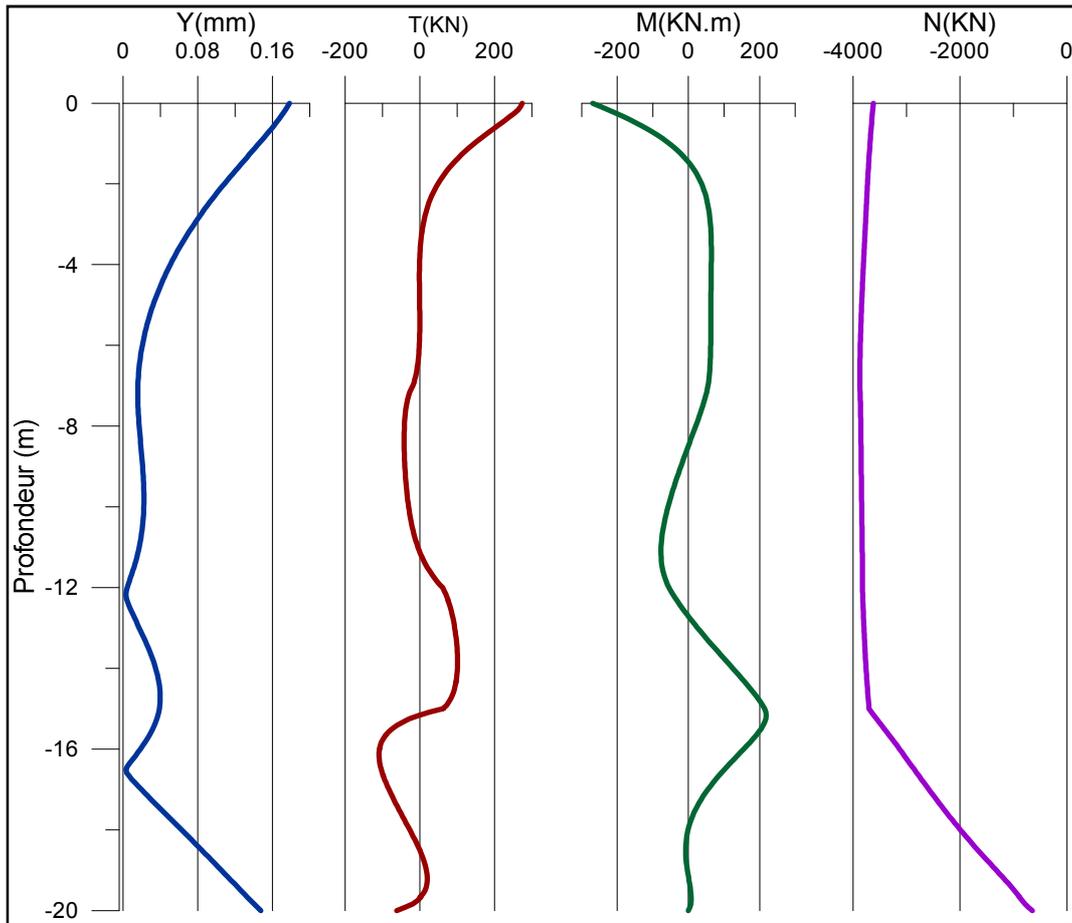


Figure 30. Courbes de YMNT à l'ELU

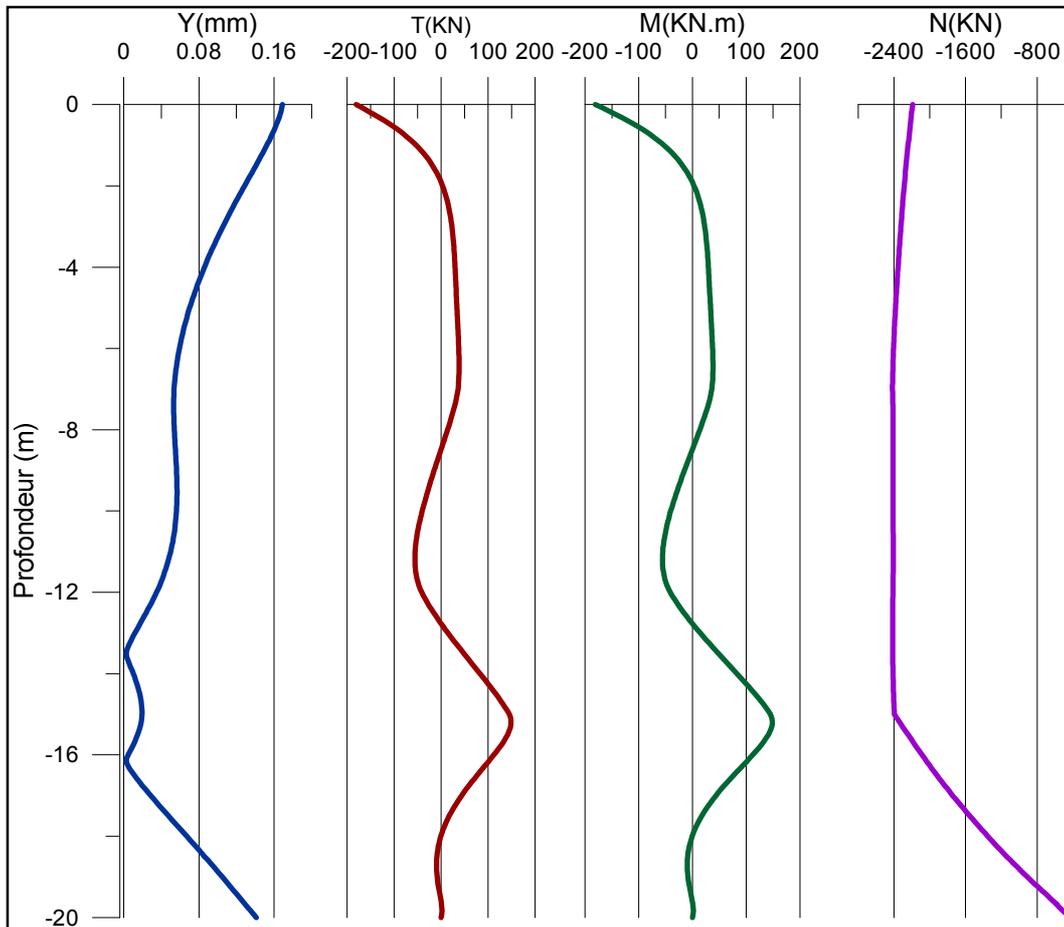


Figure 31. Courbes de YMNT à l'ELS

A partir de ces graphes, on déduit que la section la plus défavorable est à $z = 0$, avec les valeurs absolus de M N et T aux états limites donnés par le tableau 19.

	M (kNm)	N(kN)	T(kN)
ELU	269.181	3621.625	273.743
ELS	180.81	2190.866	163.433

Tableau 19. Valeurs de MNT dans la section défavorable

II.7.1. Comparaison entre les résultats analytiques et les résultats obtenus par éléments finis

1. Effort normal :

D'après les courbes dessinées, il semble que la différence entre les efforts normaux calculés analytiquement et celle données par éléments finis n'est pas importante. On l'évalue par un calcul de pourcentage comme le démontre le tableau 20.

Etat limite	File	Résultat analytique (kN)	Résultats d'éléments finis (kN)	%
ELU	(1)	$N_{u(1)} = 2413.52$	$N_{u(1)} = 3621.62$	+50
	(2)	$N_{u(2)} = 2010.18$	$N_{u(2)} = 3055.93$	+52
ELS	(1)	$N_{s(1)} = 1854.57$	$N_{s(1)} = 2190,87$	+18
	(2)	$N_{s(2)} = 1585.67$	$N_{s(2)} = 1890,00$	+19

Tableau 20. Comparaison entre les résultats d'effort normales analytiques et EF

On remarque que la différence n'est pas très grande, vu que pour la méthode analytique on a considéré que les pieux reprennent tous la même charge, et pour les résultats de Plaxis, on a considéré comme cas extrême que le pieu central reprend un effort plus important.

On constate aussi que en tous ces cas, la charge reste toujours inférieur à la capacité portante des pieux, qui est donnée par $N_u = 4712$ et $N_s = 3131$

- MNTY :** on à constaté d'après les courbes dessinées une très grande différence entre les résultats obtenus. Cette différence est dû à l'effet de portique entre le chevêtre et les pieux que Plaxis à considéré. la charge normale avec l'excentrement donne un moment important et un effort tranchant au niveau de la tête des pieux de plus à l'effort dû au freinage. Dans notre calcul analytique, on s'est intéressé seulement à l'effet de l'effort horizontal.

II.7.2. Comparaison entre les résultats des phases sans affouillement et après affouillement

On résume les résultats de la phase (5) et la phase supplémentaire (6) dans le tableau 21.

Etat limite	File	Déformation	Résultats sans affouillement	Résultats avec affouillement	Variation (%)	
ELU	(1)	U (mm)	Utotal	3.38	3.82	+13
			Ux	0.18	1.85	+928
			Uy	3.37	3.34	-1
		N (kN/m)	745.19	850.552	+14	
		T (kN/m)	56.326	18.933	-66	
		M (kNm/m)	55.387	75.703	+37	
	(2)	U (mm)	Utotal	3.20	3.43	+7
			Ux	0.38	2.05	+439
			Uy	3.18	2.75	-14
		N (kN/m)	628.792	659.799	+5	

		T (kN/m)	37.631	4.367	-88	
		M (kNm/m)	64.680	2.381	-96	
ELS	(1)	U (mm)	Utotal	2.88	2.87	0
			Ux	0.17	1.44	+747
			Uy	2.88	2.48	-14
		N (kN/m)	608.574	697.85	+15	
		T (kN/m)	45.398	18.277	-60	
		M (kNm/m)	50.224	81.687	+63	
		(2)	U (mm)	Utotal	2.77	2.69
	Ux			0.37	1.65	+346
	Uy			2.75	2.13	-23
	N (kN/m)		525.001	544.178	+4	
	T (kN/m)		27.647	5.023	-82	
	M (kNm/m)		44.921	16.355	-64	

Tableau 21. Comparaison entre les résultats sans affouillement et après affouillement

On constate que la variation de la déformation totale est vraiment négligeable à ELS, et ne varie que très peu à l'ELU, de l'ordre de 1/10 de millimètre.

La variation du déplacement vertical est notamment élevée, pourtant, il est initialement de l'ordre de 1/10 de millimètre, et reste de l'ordre du millimètre.

Le tassement reste de l'ordre de millimètres et sa variation est négligeable.

L'effort tranchant diminue considérablement, et le moment fléchissant diminue aussi largement pour la file (2), mais augmente pour la file (1).

L'effort normale augmente légèrement pour les deux files, on peut donc vérifier la capacité portante pour le maximum d'augmentation avec :

$$N_{max s} = 697.85 \times 3.6 = 2512.26 < 3131 \text{ kN}$$

$$N_{max u} = 850.552 \times 3.6 \times 1.35 = 4133.68 < 4712 \text{ kN}$$

La capacité portante des pieux est toujours vérifiée, et la structure reste en sécurité même après affouillement de sept mètres sous la structure.

A partir de cette analyse, on déduit que la solution qu'on a considéré pour prendre en compte l'effet de l'affouillement dans la conception des fondations du pont sur oued Amassine a permis un dimensionnement avec plus de sécurité.

On remarque aussi que le logiciel Plaxis en s'appuyant sur la méthode d'éléments finis donne la possibilité de résoudre des problèmes complexes et donner des résultats très proche de à la réalité.

III. Détails d'exécution des fondations :

Le nouvel ouvrage d'art sur oued Amassine reposera sur des fondations sur pieux forés à la boue, couronnés par un chevêtre, on s'intéresse dans cette section au ferrailage des pieux et la semelle de liaison.

On se sert des applications SOCOTEC pour le calcul de la section total de ferrailage.

Ces applications permettent de calculer des sections d'aciers l'ELU et vérifier les contraintes aciers et béton à l'ELS selon les règles BAEL 91. Il est demandé d'introduire les propriétés de la section du béton et les efforts appliqués puis lancer les calculs.

III.1. Ferrailage des pieux

On introduit le diamètre du pieu $D = 1m$ et les efforts en flexion composée de la section défavorable obtenu précédemment et résumés dans le tableau 17.

$$\begin{cases} M_U = 269.181 \text{ kN.M} \\ N_U = 3621.625 \text{ kN} \\ M_S = 180.81 \text{ kN.M} \\ N_S = 2190.866 \text{ kN} \\ A_u = 0 \end{cases}$$

La section est entièrement comprimé, donc on utilise les recommandations du fascicule 62 titre v :

Les cages d'armatures des pieux de section circulaire sont constituées par des armatures longitudinales en acier disposées suivant les génératrices d'un cylindre autour desquelles sont enroulées et fixées rigidement des cerces ou hélices.

La section minimale des armatures longitudinales est $A_{min} = 0.005 \frac{\pi B^2}{4} = 39.25 \text{ cm}^2$, on choisit le nombre et la section des armatures d'après le tableau 22.

ϕ	Sections en cm pour un nombre de barre égale à											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	2,16	2,36
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	3,11	3,39
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	5,53	6,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	8,64	9,42
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	12,44	13,57
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39	16,93	18,47
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	22,12	24,13
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	34,56	37,70
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	54,00	58,90
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	88,47	96,51
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66	138,23	150,80
50	19,63	39,27	58,90	78,54	98,17	117,81	137,44	157,08	176,71	196,35	215,98	235,62

Tableau 22. Sections d'aciers pour le choix des armatures.

D'après le tableau 22, on peut utiliser une section équivalente d'armatures longitudinale de $8\phi 25$ avec un espacement supérieur à 10cm entre nu.

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal aux quatre dixièmes du plus grand diamètre des barres longitudinales, avec un minimum de 6 mm. Des recommandations sont données par le tableau 23.

ϕ armatures longitudinales	12-14	16	20	25	32
ϕ armatures transversale	6-8	8-10	12-14	12-16	16

Tableau 23. *Recommandations pour le choix du diamètre des armatures transversales*

D'après le tableau 23, on peut utiliser des armatures transversales en cerces de $\phi 14$ avec un écartement inférieur à 15 fois le diamètre des armatures longitudinales et un maximum de 35cm.

III.2. Ferrailage de la semelle de liaison des pieux

Pour les deux sections en longueur et largeur, on introduit les efforts tirés à partir du modèle Plaxis comme le démontre le tableau 24, avec une contrainte du béton de 25 MPa et une limite élastique de l'acier de 500 MPa.

Les armatures supérieures de section A' sont seulement constructives, elles sont déterminé à partir des armatures inférieurs avec $A' = A/10$ (Perchat, et al., 1999).

Les armatures inférieures équivalentes sont données selon le tableau 22.

Les résultats en sections d'armatures est résumé dans le tableau 25.

	M (kNm)	N (kN)
ELU	12730.50	763.94
ELS	7570.32	487.326

Tableau 24. *Valeurs de MN pour le calcul du ferrailage des pieux*

Section du béton	Armatures	Section totale calculé par SOCOTEC	Choix des armatures
En largeur $b \times h = 5.6 \times 1.5$	Supérieures	0	7 $\phi 20$
	Inférieures	218,81	11 $\phi 50$
En longueur $b \times h = 9.2 \times 1.5$	Supérieures	0	7 $\phi 20$
	Inférieures	213,95	12 $\phi 50$

Tableau 25. *Choix des armatures du chevrete*

On note que ces résultats ne sont qu'à titre indicatifs, le ferrailage nécessite d'autres paramètres issus d'étude sismique.

III.3. Dispositions constructives

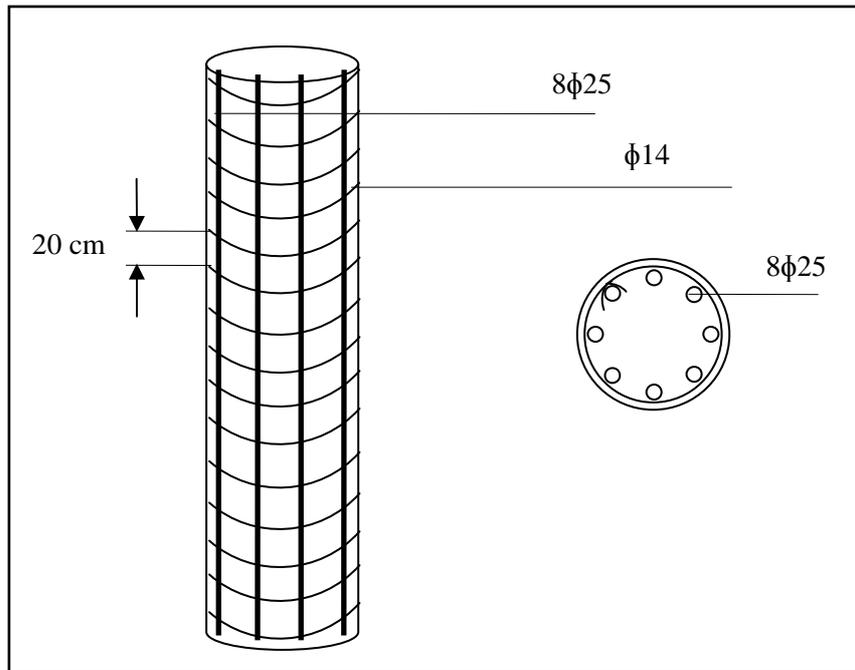


Figure 32. Ferrailage des pieux

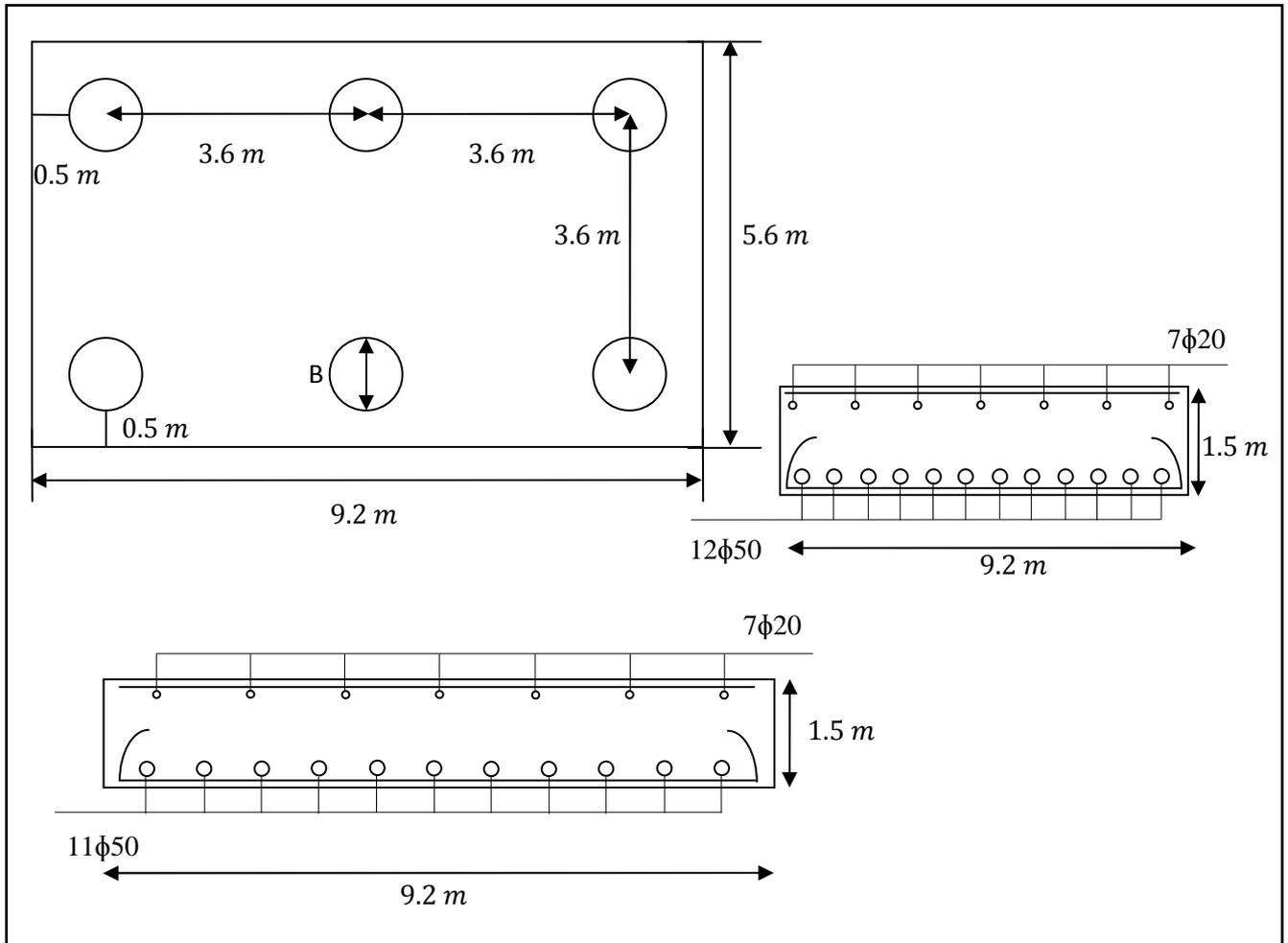


Figure 33. Ferrailage de la semelle de liaison des pieux

Conclusion Générale

L'affouillement est de forte complexité et nécessite beaucoup plus de recherches et études pour pouvoir le maîtriser.

En effet, il dépend non seulement des paramètres géotechniques (le type du sol, le diamètre des grains et leurs consistances) et des paramètres hydrauliques (vitesse du courant, les crues et la géométrie du cours d'eau) mais aussi des activités d'extraction des matériaux alluvionnaires pour le secteur BTPH.

Dans le cas des fondations superficielles, l'action hydrodynamique engendre des perturbations des massifs de sol autour des piles de pont, une chute de capacité portante du sol et des efforts horizontaux importants prennent naissance.

La solution de mise en œuvre d'enrochement brise courant au voisinage des fondations atténue la vitesse d'affouillement mais ne constitue pas une solution durable à long terme à cause d'absence de travaux d'entretien.

Les activités humaines affectent la stabilité des cours d'eau et des ouvrages qui s'y trouvent en augmentant considérablement l'affouillement. Le non respect de la réglementation en matière d'extraction de matériaux alluvionnaires a contribué à la dégradation de l'environnement fluvial et l'endommagement des ouvrages d'art particulièrement ceux datant de l'ère coloniale. Actuellement, la politique de l'état s'est focalisée sur l'interdiction d'extraction des matériaux alluvionnaires.

La forme de la pile et son implantation par rapport aux lignes de courant est un facteur essentiel de conception des ouvrages d'art. Cela contribue à la réduction de l'affouillement. Toutefois, il convient de mettre toujours des dispositifs de surveillance et maintenance pour les ouvrages de franchissement.

Notre travail de PFE s'est étalé sur l'investigation de l'affouillement de l'ancien pont d'oued Amassine et l'étude des fondations d'un pont neuf conçu pour la modernisation du CW 35.

Dans ce cadre, une étude géotechnique a été exploitée pour le dimensionnement des fondations en tenant compte du risque affouillement. La profondeur affouillable évaluée à 7m d'épaisseur dans des matériaux meubles a été considérée dans les calculs de capacité portante des pieux et de simulation numérique.

Les calculs analytiques basés sur l'approche des raideurs des couches de sol ainsi que les modèles numériques par EF permettent d'appréhender les interactions sol-structure. Les résultats permettent un dimensionnement avec plus de sécurité.

Le modèle considéré avec hypothèses de déformations planes sous actions statique n'est qu'une approche simplificatrice. Un modèle 3D est vivement conseillé dans ce genre de problèmes. Néanmoins, ils permettent une comparaison par rapport aux méthodes classiques usuellement utilisées.

D'après l'étude, on remarque que les tassements sont faibles de l'ordre de millimètre, les pieux de la file (1) ont un tassement de 3.35 mm à l'ELU et de 2.88mm à l'ELS. Les pieux de la file (2) tassent de 3.18mm à l'ELU de 2.75mm à l'ELS.

Après la phase d'affouillement le tassement diminue vu la suppression du poids de la couche alluvionnaire, on a eu un tassement de la file (1) de 3.34mm à l'ELU et de 2.48 à l'ELS, et pour la file (2) on a eu 2.75mm à l'ELU et 2.13mm à l'ELS.

Les tassements sont faibles de l'ordre de millimètre, les pieux de la file (1) ont un tassement de 3.35 mm à l'ELU et de 2.88mm à l'ELS. Les pieux de la file (2) tassent de 3.18mm à l'ELU de 2.75mm à l'ELS. Après la phase d'affouillement le tassement diminue légèrement, on a eu un tassement de la file (1) de 3.34mm à l'ELU et de 2.48mm à l'ELS, et pour la file (2) on a eu 2.75mm à l'ELU et 2.13mm à l'ELS.

Les déplacements horizontaux sont initialement négligeables, de 0.18mm à l'ELU et 0.17mm à l'ELS pour la file (1) et de 0.38mm à l'ELU et 0.37mm à l'ELS pour la file (2).

On enregistre après affouillement 1.85mm , 2.05mm respectivement pour la file (1) et (2) à l'ELU, et 1.44mm , 1.65mm à l'ELS. Ils accroissent de dix fois plus, ce qui prouve l'apparition des efforts horizontaux importants. Toutefois, ces déplacements résultants sont d'ordre faible.

La capacité portante est en tous les cas vérifiée, inférieure à 3131KN à l'ELS et à 4712KN à l'ELU. On a constaté que la charge transmise au pieu le plus sollicité augmente de 2190.81KN avant l'affouillement à 2512.26KN après affouillement à l'ELS, et de 3621.62KN à 4133.68KN à l'ELU. Soit une augmentation généralement autour de 14%, ce qui exprime le risque d'instabilité à cause des chutes de la capacité portante.

Ce travail nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances, de mettre en œuvre toutes les connaissances géotechniques acquises durant le cursus universitaire, de développer notre réflexion et méthodologie de plus au fait de maîtriser de nouveaux logiciels tel que Plaxis, AutoCAD, Grapher et les applications de SOCOTEC.

On a pu aussi réaliser à quel point le domaine de la géotechnique est vaste et divergent et il en reste encore beaucoup à apprendre et découvrir.

Bibliographie

BEETI. 2012. *Etude d'expertise de l'ouvrage d'art de Tamda, Tizi Ouzou.*

Bernard-Gely, Anne et Calgaro, Jean-Armand. 1994. *Conception des ponts.* s.l. : Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.

Brinkgreve, RBJ. 2003. *Plaxis, Version 8, Manuel de référence.* s.l. : PLAXIS b.v. P.O. Box 572, 2600 AN DELFT, The Netherlands.

Bureau d'Ingénieurs Conseils SADAOUI- DTP Bejaia. 2012. *Etude APS.OA sur Oued Amassine.*

Bureau d'Ingénieurs Conseils SADAOUI. 2009. *Etude d'expertise de l'ouvrage d'art sur CW35 au PK08+000.*

Bureau d'Ingénieurs Conseils SADAOUI- DTP Bejaia. 2012. *Rapport géotechnique; Projet modernisation du chemin de Wilaya N°35 sur 39 kms.*

Calgaro, Jean-Armand. 2000. *Projet et construction des ponts.* s.l. : Presse de l'école nationale ds Ponts et Chaussées.

CIRIA, CUR et CETMF. 2009. *Guide Enrochement.* s.l. : CETMF, Conpiègne.

DDT(38). 2010. *Le profil d'équilibre des cours d'eau.* Ministère de l'agriculture, de l'agroalimentaire et de la forêt - Direction Départementale des Territoires (38) – Service Environnement – unité police de l'eau.

Etienne, D et Richard, F. 1996. *Defenses de berges en enrochements.* s.l. : CETMF, Notice STC.VN N°96.2.

Faucault, Alain et Raoult, Jean-François. 2010. *Dictionnaire de géologie.* s.l. : Dunod.

FDOT. 2005. *Bridge Scour Manual.* Florida Department of Transportation.

Google Earth 2013.

Guemou, B et Bentorki, S. 2012. *Modelisation de l'Aaffouillement autour des piles de ponts. The first International Conference of Civil Engineering ICCE'.*

Harrigan, Edward T. 1999. *1998 Scanning Review of European Practice for Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures.* Harrigan National Cooperative Highway Research Program. N° 241.

Jego, Sylvie. 2009. *Quelles rivières pour demain?* Le ministère de l'Ecologie, du Développement durable et de l'Energie - L'Agence de l'Eau Adour Garonne. Dossier 105.

Les Agences de l'Eau. 2000. *Effets de l'extraction des Granulats Alluvionnaires sur les Milieux Aquatiques.* Le ministère de l'Ecologie, du Développement durable et de l'Energie - Les Agences de l'Eau. Etude N°71.

Levillain, Jean-Pierre. 1987. *Les risques hydrauliques: inondations, érosions, affouillements.* Bull. Liaison LPC.150/151- Réf. 3228.

Malavoi, J.R, et al. 2011. *Éléments de connaissance pour la gestion du transport solide en rivière.* s.l. : Onema.

Mangeot, Pierre. 2010. Pourquoi Restaurer? [auteur du livre] ONEMA. *Restauration physique des cours d'eau.*

May R W P; Ackers JC ; Kirby A M. 2002. *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures.*

May, RWP, Ackers, JC et Kirby, AM. 2002. *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures.* s.l. : CIRIA C551.

Melville, Bruce W et Colman, Stephen E. 2000. *Bridge scour.*

Mieussens, C. 1987. Mesure de l'affouillement maximum dû à une crue par diagraphie radio-activité naturelle après la crue. *Revue Française de Géotechnique*, N°38.

Ministère de l'équipement du logement et des transports. 1993. *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Fascicule n° 62 - titre v.*

Ministère de l'habitat. 1994. *Méthodes de calcul des fondations profondes DTR.BC 2.33.2.*

Nicollet, G. 1971. *Déformation des lits alluvionnaires. Affouillemnt autour des piles de ponts cylindriques.* s.l. : Rapport LNH Chatou n° HC/043/689.

Perchat, Jean et Roux, Jean. 1999. *Maîtrise du BAEL 91 et DTU associés.* s.l. : Eyrolles.

Piliponnat, Gérard et Hubert, Bertrand. 2003. *Fondations et ouvrages en terre.* s.l. : Eyrolles, 2003.

Springer, Jim et Zhou, Ke. 2003. *Bridge Hydraulics.* [auteur du livre] Lian Duan Wai-Fah Chen. *Bridge Engineering.*

US Department Of Transportation Federal Highway Administration. 2001. *Evaluating of scour at bridges Publication.* s.l. : EvaPublication No. FHWA NHI 01-001, Hydraulic Engineering Circular No.18.