

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A MIRA-BEJAIA



Faculté de Technologie

Département de génie civil

Mémoire de fin de Cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : Structures

Thème :

**Etude d'un pont cadre en béton armé sur
oued d'El-Kseur (Bejaia)**

Réalisé par :

Mr. HOCINI Kousseila

Encadré par :

*Mr. Sadaoui Omar

Membres du jury :

*Mr. Belhamdi Nourredine

*Mr. Kheffache Toufik

Promotion : 2021

Remerciements

Tout d'abord et avant tout, je remercie Dieu, le tout puissant, de m'avoir donné la force et le courage pour aller jusqu'au bout de mon travail.

Je remercie aussi mon encadrant : Dr. Sadaoui Omar, pour son dévouement, ses conseils et ses orientations dans la réalisation de ce mémoire malgré ses multiples préoccupations. Je lui suis très reconnaissant.

Je remercie ma binôme Hamoune Yasmîna pour sa collaboration dans ce mémoire avant son départ à l'étranger.

Je remercie également tous les enseignants du département génie civil qui ont contribué à ma formation depuis mon inscription en 2^{ème} année licence.

Je remercie les membres du jury qui me font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Je remercie ma famille, mes amis et toute personne qui m'a aidé de près ou de loin pour l'accomplissement de ce mémoire.



- Kousseïla -

Table des matières

Remerciements

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale

Chapitre I : Recherche bibliographique sur le phénomène d'affouillement

Introduction	1
I.1 Définition et description de l'affouillement	1
I.2 Types d'affouillements.....	1
I.2.1 Affouillement général	1
I.2.2 Affouillement local	1
I.2.3 Affouillement de contraction	2
I.3 Les causes d'affouillement.....	2
I.4 Conséquences des affouillements	4
I.5 Mesures anti affouillement.....	7
I.6 Méthodes d'évaluation de l'affouillement	7
I.6.1 In situ.....	7
I.6.2 Méthodes empiriques	7
I.7 Effet du tassement sur les ponts.....	9
I.8 Exemples d'effondrement de ponts en Algérie.....	12
I.8.1 Causes d'effondrement des ponts.....	12
I.8.2 Cas pathologiques répertoriés	12
Conclusion.....	16

Chapitre II : Généralités et données de site

Introduction	17
II.1 Présentation et description de l'ouvrage	17
II.2 Données fonctionnelles.....	18
II.2.1 Tracé en plan.....	18
II.2.2 Profil en long	19
II.2.3 Profil en travers.....	19
II.3. Classification et catégorisation du pont.....	20
II.4 Données hydrauliques.....	21
II.5 Contexte géologique local et synthèse géotechnique	22

Table des matières

II.5.1 Contexte géologique	22
II.5.2 Données sismologiques.....	22
II.5.3 Données géotechniques.....	24
II.6 Hypothèses sur les matériaux	31
II.6.1 Béton.....	31
II.6.2 Acier.....	32
Conclusion.....	33

Chapitre III : Prédimensionnement et évaluation des charges

Introduction	34
III.1 Schéma statique du pont.....	34
III.2 Prédimensionnement des différents éléments constituant le pont cadre	34
III.2.1 Le tablier.....	34
III.2.2 Les piédroits	35
III.2.3 Les fondations	35
III.2.4 Les murs en ailes	36
III.2.5 Les goussets.....	37
III.2.6 Les joints de chaussée	37
III.2.7 La dalle de transition	38
III.3 Définition des charges et surcharge.....	38
III.3.1 Charges permanentes (CP)	38
III.3.2 Charges variables (routières).....	38
III.4 Calcul des raideurs de sol par la méthode pressiométrique.....	51
III.4.1 Raideur verticale.....	51
III.4.2 Raideur horizontale	53
III.4.3 Raideur de rotation	53
III.5 Prédimensionnement du radier	53
III.6 Justification du mode de fondation à l'ELS	54
III.6.1 Semelle isolée.....	55
III.6.2 Radier général.....	63
III.6.3 Pieux	65
Conclusion.....	69

Table des matières

Chapitre IV : Modélisation et ferrailage des éléments du pont cadre

Introduction	70
IV.1 Modélisation du pont cadre	70
IV.1.1 Présentation du logiciel	70
IV.1.2 Présentation du modèle EF	70
IV.1.3 Présentation des différents chargements	71
IV.1.4 Combinaisons d'actions	77
IV.1.5 Résultats de calcul des sollicitations	78
IV.2 Ferrailage des éléments du pont cadre	79
IV.2.1 Ferrailage du tablier	80
IV.2.2 Ferrailage de la culée	83
IV.2.3 Ferrailage du radier	86
IV.2.4 Ferrailage des goussets	90
Conclusion	91

Chapitre V : Méthodologie de réalisation et contrôle d'exécution

Introduction	92
V.1 Plans de qualité et exigence HSE	92
V.1.1 But du plan HSE	92
V.1.2 Déclaration de l'ouverture et le commencement des travaux	92
V.1.3 Points importants à examiner par le contrôleur en charge du chantier	93
V.1.3.1 Au démarrage des travaux	93
V.1.3.2 Pendant les travaux	93
V.1.3.3 Application de plan HSE	93
V.2 Les différents intervenants dans la réalisation de l'ouvrage	94
V.2.1 Le maître d'ouvrage	94
V.2.2 Le maître d'œuvre	94
V.2.3 Le bureau d'étude technique	94
V.2.4 Le bureau de contrôle	94
V.2.5 L'entreprise	95
V.2.6 Laboratoire d'études et essais	95
V.3 Méthodologie de contrôle et de surveillance des travaux	95
V.3.1 Suivi et contrôle de chantier	95
V.3.2 Contrôle sur le béton	96
V.3.3 Procédure d'exécution	98

Table des matières

V.4 Essais de réception de l'ouvrage	99
V.4.1 Charges de chaussée	99
V.4.2 Trottoirs et pistes cyclables	100
V.4.3 Grandeurs physiques mesurées.....	101
V.4.4 La vérification des charges appliquées.....	102
V.4.5 Examen après les essais de chargement	102
V.4.6 Principales méthodes de contrôles à long terme.....	102
Conclusion.....	104

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Résumé

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Numéro	Titre	Page
Tab I.1	<i>Formules empiriques d'estimation de la profondeur d'affouillement</i>	
Tab II.1	<i>La catégorie des ouvrages</i>	
Tab II.2	<i>Classification des zones sismiques</i>	
Tab II.3	<i>Coefficients d'accélération</i>	
Tab II.4	<i>Caractéristiques géotechniques du site</i>	
Tab II.5	<i>Classification des sols d'après L. Ménard</i>	
Tab II.6	<i>Classification des sols à partir de la pression limite P_l</i>	
Tab III.1	<i>Dimensionnement des goussets</i>	
Tab III.2	<i>Classification des ponts en fonction de la largeur roulable</i>	
Tab III.3	<i>Valeurs du coefficient a_1</i>	
Tab III.4	<i>Coefficient a_2 en de la classe des ponts</i>	
Tab III.5	<i>Valeurs des chargements A_l</i>	
Tab III.6	<i>Coefficients B_c</i>	
Tab III.7	<i>Calcul de la charge du système B_c</i>	
Tab III.8	<i>Coefficients B_t</i>	
Tab III.9	<i>Charge Q_{Bt}</i>	
Tab III.10	<i>Résultats de la vérification au non poinçonnement du tablier</i>	
Tab III.11	<i>Charge due au convoi M_{C120}</i>	
Tab III.12	<i>Coefficient rhéologique α</i>	
Tab III.13	<i>Coefficients de forme λ_a et λ_c</i>	

Liste des tableaux

Tab III.14	<i>Résultats des calculs de la capacité portante (méthode laboratoire)</i>	
Tab III.15	<i>Descente de charge sur la pile centrale</i>	
Tab III.16	<i>Valeurs de l'effort normal N_s</i>	
Tab III.17	<i>Valeurs de la largeur B (méthode laboratoire)</i>	
Tab III.18	<i>Valeurs du facteur de portance K_p</i>	
Tab III.19	<i>Résultats de calcul de la capacité portante (méthode pressiométrique)</i>	
Tab III.20	<i>Valeurs du coefficient c_f</i>	
Tab III.21	<i>Résultats de calcul du tassement immédiat (méthode laboratoire)</i>	
Tab III.22	<i>Résultats de calcul du tassement de consolidation s_c (méthode laboratoire)</i>	
Tab III.23	<i>Résultats du tassement oedométrique (semelle isolée)</i>	
Tab III.24	<i>Résultats des calculs de la capacité portante pour radier (méthode laboratoire)</i>	
Tab III.25	<i>Descente de charge pour la pile centrale (radier)</i>	
Tab III.26	<i>Résultats de calcul de la capacité portante (méthode pressiométrique)</i>	
Tab III.27	<i>Résultats de calcul du tassement immédiat (méthode laboratoire)</i>	
Tab III.28	<i>Résultats de calcul du tassement de consolidation s_c (méthode laboratoire)</i>	
Tab III.29	<i>Résultats du tassement œdométrique (radier)</i>	
Tab III.30	<i>Résultats de la descente de charge sur la pile centrale (pieu)</i>	
Tab III.31	<i>Résultats de calcul du terme de pointe Q_{pu} (pile centrale)</i>	

Liste des tableaux

Tab III.32	<i>Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s</i>	
Tab III.33	<i>Résultats de calcul du terme de frottement Q_{su} (pile centrale)</i>	
Tab IV.1	<i>Coefficients des chargements à l'ELS et l'ELU</i>	
Tab IV.2	<i>Sollicitations maximales dans le tablier</i>	
Tab IV. 3	<i>Sollicitations maximales dans la culée</i>	
Tab IV. 4	<i>Sollicitations maximales dans le radier</i>	
Tab IV.5	<i>Section d'armatures du tablier selon le sens longitudinal x</i>	
Tab IV.6	<i>Section d'armatures du tablier selon le sens transversal y</i>	
Tab IV.7	<i>Choix des barres pour le ferrailage du tablier (selon les deux sens)</i>	
Tab IV.8	<i>Vérification des contraintes dans le béton du tablier</i>	
Tab IV.9	<i>Section d'armatures principales de la culée</i>	
Tab IV.10	<i>Choix des barres pour le ferrailage de la culée</i>	
Tab IV.11	<i>Vérification des contraintes dans le béton de la culée</i>	
Tab IV.12	<i>Section d'armatures du radier selon le sens longitudinal x</i>	
Tab IV.13	<i>Section d'armatures du radier selon le sens transversal y</i>	
Tab IV.14	<i>Choix des barres pour le ferrailage du radier (selon x et y)</i>	
Tab IV.15	<i>Vérification des contraintes dans le béton du radier</i>	
Tab V.1	<i>Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions</i>	

Liste des figures

Liste des figures

Numéro	Titre	Page
Fig I.1	<i>Affouillement total au droit d'une pile d'un pont</i>	
Fig I.2	<i>Extraction de sol d'Oued Sebaou (Tizi Ouzou)</i>	
Fig I.3	<i>Installation d'un matelas de gabions (El Kseur-OA1)</i>	
Fig I.4	<i>Pose de batardeaux en palplanches</i>	
Fig I.5	<i>Protection des piles de ponts par les enrochements</i>	
Fig I.6	<i>Barrières en géosynthétiques</i>	
Fig I.7	<i>Pont avec des piles en forme biaise (Berchiche)</i>	
Fig I.8	<i>Système isostatique (après tassement différentiel)</i>	
Fig I.9	<i>Système hyperstatique (après tassement différentiel)</i>	
Fig I.10	<i>Enfoncement de la pile d'un pont</i>	
Fig I.11	<i>Destruction du pont d'Oued Alleug (Blida)</i>	
Fig I.12	<i>Destruction du pont d'Oued Barika (Batna)</i>	
Fig I.13	<i>Pont d'oued Sebaou (Tizi Ouzou- Bejaia)</i>	
Fig I.14	<i>Effondrement du pont d'oued Bourdim (Msila)</i>	
Fig II.1	<i>Situation du projet sur Google Earth</i>	
Fig II.2	<i>Localisation du site</i>	
Fig II.3	<i>Vue en plan du pont cadre</i>	
Fig II.4	<i>Profil en long</i>	
Fig II.5	<i>Profil en travers au droit de la culée</i>	
Fig II.6	<i>Précipitations pluviométriques à Bejaia (2011-2020)</i>	

Liste des figures

Fig II.7	<i>Carte géologique de Bejaia sur une échelle de 1/50000</i>	
Fig II.8	<i>Variation des paramètres physiques (W, S_r) en fonction de la profondeur</i>	
Fig II.9	<i>Variation des limites d'Atterberg (W_L, W_P) en fonction de la profondeur</i>	
Fig II.10	<i>Variation des paramètres E_M, P_L^* en fonction de la profondeur</i>	
Fig III.1	<i>Schéma statique d'un pont</i>	
Fig III.2	<i>Le dévers du tablier</i>	
Fig III.3	<i>Radier d'un dalot (El Kseur, 2021)</i>	
Fig III.4	<i>Mur en aile (El Kseur, 2021)</i>	
Fig III.5	<i>Disposition du système B_c</i>	
Fig III.6	<i>Disposition du système B_t</i>	
Fig III.7	<i>Disposition du système B_r</i>	
Fig III.8	<i>Caractéristiques du convoi M_{C120}.</i>	
Fig III.9	<i>Convoi exceptionnel D_{240}</i>	
Fig III.10	<i>Poussée hydrostatique sur la pile</i>	
Fig III.11	<i>Schéma d'une fondation superficielle</i>	
Fig III.12	<i>Valeurs de P_i^* sous la fondation</i>	
Fig III.13	<i>Valeurs du coefficient de skempton μ dans les argiles</i>	
Fig III.14	<i>Abaque du frottement latéral unitaire q_s</i>	
Fig III.15	<i>Vue en plan du chevêtre de pieux</i>	
Fig IV.1	<i>Présentation du modèle éléments finis</i>	
Fig IV.2	<i>Charges complémentaires sur le tablier du pont cadre</i>	

Liste des figures

Fig IV.3	<i>Poussée des terres (G_{remb}) sur la culée du pont cadre</i>	
Fig IV.4	<i>Chargement A_1 (1 travée)</i>	
Fig IV.5	<i>Chargement A_1 (2 travées)</i>	
Fig IV.6	<i>Chargement B_c</i>	
Fig IV.7	<i>Charge du convoi militaire M_{C120}</i>	
Fig IV.8	<i>Convoi exceptionnel D_{240}</i>	
Fig IV.9	<i>Poussée latérale de la surcharge du remblai (Q_{remb})</i>	
Fig IV.10	<i>Poussée dynamique</i>	
Fig IV.11	<i>Force de freinage due au système A_1</i>	
Fig IV.12	<i>Force de freinage due au système B_c</i>	
Fig IV.13	<i>Ferraillage de la nappe supérieure du tablier</i>	
Fig IV.14	<i>Ferraillage de la nappe inférieure du tablier</i>	
Fig IV.15	<i>Vue en coupe du ferraillage du tablier</i>	
Fig IV.16	<i>Vue en plan du ferraillage de la culée</i>	
Fig IV.17	<i>Vue en coupe transversale du ferraillage de la culée</i>	
Fig IV.18	<i>Vue en coupe longitudinale du ferraillage de la culée</i>	
Fig IV.19	<i>Ferraillage de la nappe supérieure du radier</i>	
Fig IV.20	<i>Ferraillage de la nappe inférieure du radier</i>	
Fig IV.21	<i>Vue en coupe du ferraillage du radier</i>	
Fig IV.22	<i>Ferraillage du gousset supérieur (tablier-piédroits)</i>	
Fig IV.23	<i>Ferraillage du gousset inférieur (radier-piédroits)</i>	
Fig V.1	<i>Essai d'affaissement au cône d'Abrams</i>	

Liste des figures

Fig V.2	<i>Essai de compression</i>	
Fig V.3	<i>Essai de chargement d'un dalot</i>	
Fig V.4	<i>Chargement d'un trottoir</i>	

Introduction Générale

Introduction Générale

Les ponts cadres appelés aussi dalots sont généralement utilisés dans des zones de franchissement d'un oued ou bien d'une route quand les conditions géotechniques en matière de portance et de compressibilité sont défavorables. La conception de ces derniers doit satisfaire à certaines exigences d'ordre esthétique, technique et fonctionnel pour le bien-être et la sécurité des usagers.

L'objectif principal de notre travail est l'étude d'un pont cadre en béton armé situé dans la commune d'El Kseur, distante de 25 Km à l'Ouest du chef-lieu de la wilaya de Bejaia, reliant la rue Meziani H'mimi à Berchiche. C'est un pont parmi cinq (05) autres permettant de franchir un oued pour décongestionner la circulation au niveau du centre urbain de la ville d'El Kseur.

Ce mémoire est composé de 5 chapitres, englobant la recherche bibliographique, la conception et le calcul. Il est réparti comme suit :

- ❖ Le premier chapitre est destiné à une recherche bibliographique sur le phénomène d'affouillement qui est considéré comme le problème majeur d'endommagement de la plupart des ponts en Algérie.
- ❖ Le deuxième chapitre intitulé ; généralités et données de site, s'intéresse à la présentation de l'ouvrage, la collecte et l'analyse critique des données nécessaires à sa conception.
- ❖ Quant au troisième chapitre, il est consacré au pré-dimensionnement des différents éléments et l'évaluation des différentes charges (permanentes, d'exploitation et routières) ainsi qu'au choix du type de fondation
- ❖ Pour le quatrième chapitre, le but est de modéliser notre structure à l'aide du logiciel Robot 2018 pour pouvoir procéder au ferrailage des éléments du pont cadre à savoir : tablier, culée et radier en déterminant la section d'acier à adopter pour chaque élément.
- ❖ Le cinquième et dernier chapitre s'intéresse au volet inhérent à la méthodologie de réalisation et le contrôle d'exécution des travaux.

Enfin, nous terminerons par une conclusion générale qui résume tout notre travail dans ce projet suivi d'annexes illustratives.

Chapitre I
Recherche bibliographique
sur le phénomène
d'affouillement

Introduction

Les ouvrages d'art tels que les ponts sont exposés à divers problèmes provoquant ainsi leur instabilité et endommagement. Parmi ces problèmes, on cite le phénomène d'affouillement des fondations qui se produit en période de crue. De ce fait, il est important d'étudier ce phénomène, d'en distinguer les causes et de chercher des solutions appropriées pour limiter les dégâts qu'il peut en occasionner.

I.1 Définition et description de l'affouillement

L'affouillement est l'arrachement et le transport des sédiments du lit d'un cours d'eau sous l'action érosive d'un écoulement hydraulique. Ce phénomène est accentué par la présence d'obstacles à l'écoulement, tels que les piles et les culées de ponts. La présence de fosses d'affouillement engendre une perte de la capacité portante du sol et de la structure et menace sa stabilité.

Le processus de l'affouillement est le résultat de l'érosion du lit d'un oued et de ces berges pendant la période d'élévation d'eau durant un épisode pluvieux intense, la vitesse de l'eau augmente résultant à une augmentation dans les contraintes de cisaillement sur les matériaux au fond du lit. (Nemili et al, 2004)

I.2 Types d'affouillements

On définit 03 types d'affouillement : (Melville et Coleman, 2000)

I.2.1 Affouillement général

C'est l'abaissement du niveau d'eau tout au long du lit d'oued après transport des grains de sol. Il est provoqué par perte des propriétés mécaniques du sol lors des crues. L'affouillement général peut provoquer la ruine de toute fondation non protégée ou dont l'encastrement dans le sol est insuffisant.

I.2.2 Affouillement local

Il résulte directement de la présence de piles ou culée dans un écoulement hydraulique engendrant ainsi des fouilles locales qui sont le résultat des vortex (tourbillons) sous les conditions d'inondation.

I.2.3 Affouillement de contraction

Les pressions appliquées sur les matériaux des parois de fouilles soient par affouillement local ou par extraction de matériaux provoquent un affouillement dit de contraction. Il est dû essentiellement à la présence des remblais d'accès.

N.B. : Pour évaluer l'affouillement sous une pile de pont, on définit l'affouillement total « **H** » qui est la somme des affouillements : général, local et de contraction et s'écrit comme suit :

$$\boxed{H = H_G + H_L + H_C} \dots\dots\dots(1)$$

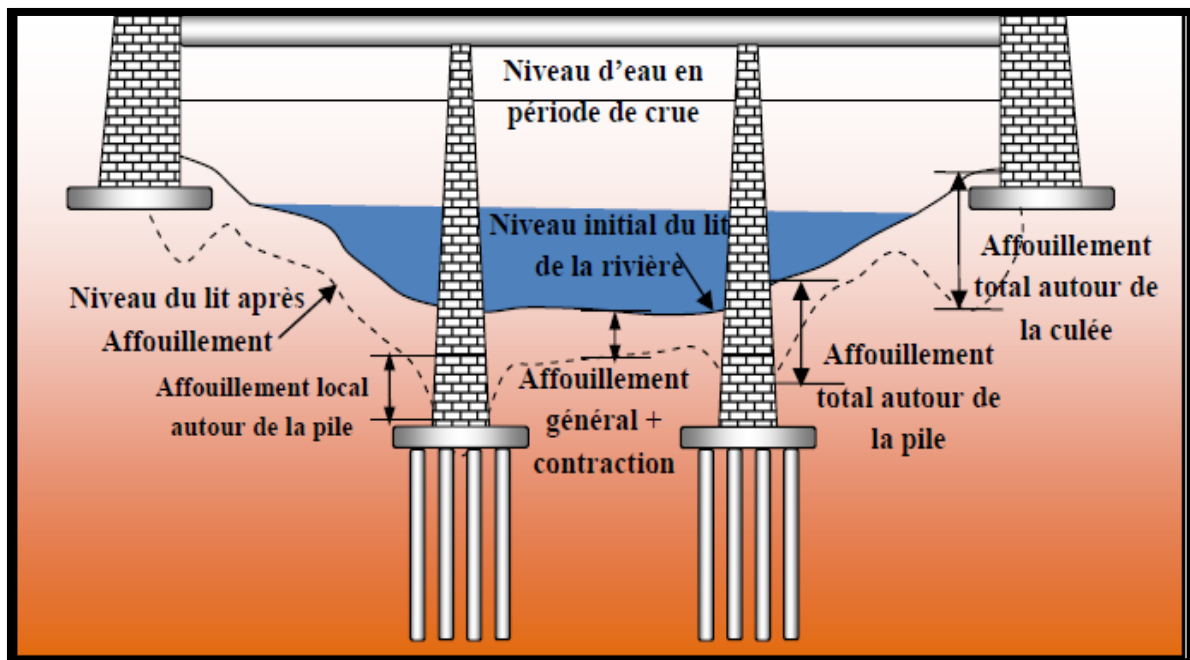


Fig I.1 : Affouillement total au droit d'une pile d'un pont (Melville et Coleman,2000)

I.3 Les causes d'affouillement

Les causes principales d'affouillement sont :

- *Propriétés et nature du sol*

L'affouillement est plus important lorsqu'il s'agit des sols fins, de cohésion faible et de granulométrie serrée. De plus, la forme des grains favorise leur transport.

Chapitre I Recherche bibliographique sur le phénomène d'affouillement

- *Courants d'eau et crues*

L'affouillement se produit dans le cas d'augmentation du débit de l'eau en parallèle avec la pente d'écoulement.

- *Présence d'ouvrages (obstacles)*

Les piles de pont créent des tourbillons qui font arracher les grains de sol ce qui produit l'affouillement local. La section et la disposition des piles (en biais) influent également sur l'affouillement.

- *Action humaine*

Toutes les activités humaines engendrant une modification du lit d'oued (extraction de sol) accentuent le phénomène d'affouillement notamment l'affouillement de contraction. L'extraction illicite des matériaux alluvionnaires (sable, TVO¹...) est l'une des actions des plus préjudiciables vis-à-vis des affouillements des affluents en Algérie qui est classée comme atteinte grave à l'environnement.



Fig I.2 : Extraction de sol d'Oued Sebaou (Tizi Ouzou)

¹ Tout Venant d'Oued

I.4 Conséquences des affouillements

Les conséquences de l'affouillement des fondations d'un pont ont un impact immédiat sur la stabilité de l'ouvrage. Les principales conséquences sont citées ci-dessous :

➤ ***Réduction de la force portante des fondations***

La force portante des fondations est réduite suite à la diminution de l'encastrement du fait de l'abaissement du lit.

Dans le cas des fondations profondes, cette force est réduite par diminution du frottement latéral sous l'effet de l'affouillement général ou local.

➤ ***Abrasion et érosion des matériaux***

Les sédiments transportés par la crue entrent en frottement et en choc avec les fondations de pont. Ceci entraîne l'abrasion des parties immergées, particulièrement lorsqu'aucune protection n'est prévue (palplanches, enrochements ...)

➤ ***Formation de cavités***

L'arrachement des particules de sol sous l'effet de l'écoulement de l'eau entraîne une formation de cavités sous les massifs de fondations. Les cavités se forment autour de l'appui par affouillement local lorsque les protections (enrochements) disparaissent.

I.5. Mesures anti affouillement

Pour lutter contre le phénomène d'affouillement des fondations en période de crue, on utilise un système de protection en matelas de gabions conçus en amont et aval du radier dans le sens des écoulements en vue de pallier aux risques de déchaussement de sol sous radier.



Fig I.3 : Installation d'un matelas de gabions (El Kseur-OA1²)

Le même système peut être remplacé par des rideaux de palplanches enfoncés à l'amont et l'aval de la fondation selon le sens des écoulements aussi.



Fig I.4 : Pose de batardeaux en palplanches

² Ouvrage d'Art n°1

On peut également protéger les fondations en installant des enrochements qui sont des entassements des blocs de pierres ou de roches assez gros.



Fig I.5 : Protection des piles de ponts par les enrochements

Pour limiter la vitesse d'écoulement on utilise des barrières géosynthétiques empêchant ainsi l'infiltration de l'eau interstitielle.



Fig I.6 : Barrières en géosynthétiques

La forme des piles de pont peut jouer un rôle important dans la lutte contre le phénomène d'affouillement. D'ailleurs, la disposition des piles en biais permet de faire circuler l'eau et éviter un affouillement local.



Fig I.7 : Pont avec des piles en forme biaisée (Berchiche)

I.6 Méthodes d'évaluation de l'affouillement

L'affouillement est évalué en déterminant sa profondeur. En voici quelques méthodes :

I.6.1 In situ

Pour évaluer la profondeur in situ on fait appel à l'essai pressiométrique. Elle est évaluée par le rapport entre le module pressiométrique et la pression limite $\frac{E_M}{P_l}$ qui donne la variation de la compacité du sol.

Plus ce rapport est élevé, plus le sol est compact ce qui donne une faible profondeur d'affouillement.

I.6.2. Méthodes empiriques

Ce sont des méthodes tirées d'expériences issues de nombreuses recherches. Les chercheurs à travers le monde ont développé des centaines de formules. On s'intéressera à trois approches ; Américaine, Française et Russe.

➤ **L'approche Américaine**

C'est une méthode basée sur la formule de **Toch** et **Laursen** puis développée par l'université de Colorado. Elle estime la profondeur d'affouillement sous une pile en tenant compte de sa forme et son diamètre ainsi que des coefficients de correction. Elle donne à la fin une formule assez complexe s'écrivant comme suit :

$$\frac{y_s}{a} = 2k_1k_2k_3k_4 \left(\frac{y_s}{a}\right)^{0.35} Fr^{0.43} l \dots\dots (2)$$

Avec :

- y_s : profondeur maximale d'affouillement
- y_1 : niveau de la rivière à l'avant de l'obstacle
- k_1, k_2, k_3, k_4 : coefficients de correction dépendant de la forme de la pile, de l'angle entre le courant et la pile, lit d'oued et le diamètre du sol
- Fr : nombre de Froude ($Fr = \frac{V_1}{gy_1}$) avec V_1 vitesse moyenne du cours d'eau et g accélération de la pesanteur
- l, a : longueur et largeur de la pile.

➤ **L'approche Française**

Elle donne une formule moins complexe que celle proposée par l'approche américaine. Elle calcule la profondeur de l'affouillement y en fonction du débit d'eau Q et le diamètre moyen des sédiments d_m :

$$y = 0.26 \left(\frac{Q}{\sqrt{d_m}}\right)^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (3)$$

➤ **L'approche Russe**

C'est une approche développée par l'école polytechnique de **LININGRAD** à Saint Pétersbourg. La profondeur d'affouillement se calcule par la formule suivante :

$$Q_{\max} = q \left(\frac{H_{\max}}{H}\right)^{1.3} \dots\dots\dots (4)$$

- Q_{\max} : débit spécifique d'eau à la sortie du pont qui est fonction de la profondeur maximale du courant

- q : débit spécifique d'eau à la sortie du pont de débit Q et de diamètre $L_M (q = \frac{Q}{L_M})$
- H_{max} : profondeur maximale du courant sous le pont.

Remarque :

Cependant, les autres formules permettant de calculer la profondeur d'affouillement et dépendant des paramètres hydrauliques, géotechniques et structurels, sont résumées dans le tableau ci-contre :

Tableau I.1 : Formules empiriques d'estimation de la profondeur d'affouillement

Auteurs	Formules
Shen et al (1969)	$d_s = 1.35b^{0.7}h_0^{0.3}$
Breusers et al (1977)	$d_s = 2K_s K_\theta (2 \frac{V}{V_c} - 1) \tanh(\frac{h_0}{b}) b$
Jain et Fischer (1979)	$d_s = 1.84b(\frac{h}{b})^{0.3} Fr_c^{0.25}$
Ettema (1980)	$d_s = bc_1 \ln(\frac{d_{50}}{b} \frac{Vt}{b} \frac{v}{Vb}) + \ln(c_2)$
Froehlich (1988)	$d_s = 0.32b\phi Fr^{0.2} (\frac{b_e}{b})^{0.62} (\frac{h_0}{b})^{0.46} (\frac{b}{d_{50}})^{0.082}$
Melville (1997)	$d_s = K_{hb} K_l K_d K_s K_\theta K_G$
Sheppard et Miller Jr (2006)	$d_s = 2.5bf_1(\frac{h_0}{b})f_2(\frac{b}{d_{50}}) \left\{ 1 - 1.75 \left[\ln(\frac{V}{V_c}) \right]^2 \right\}$
Arneson et al (2012)	$d_s = 2K_1 K_2 K_3 K_4 K_\omega h_0 Fr^{0.43} \left(\frac{b}{h_0} \right)^{0.65}$

I.7 Effet du tassement sur les ponts

Le tassement d'un sol est un déplacement vertical sous la fondation qui est dû soit à l'application de grandes surcharges soit à l'affouillement. Les tassements peuvent être uniformes ou différentiels.

Pour une structure isostatique, les appuis se tassent de façon uniforme et l'ossature n'est pas affectée. Cela ne crée pas d'efforts parasites additionnels dans la structure ; néanmoins au-delà d'une certaine valeur de tassement, les réseaux conçus sur le pont (conduites d'eau et de gaz, câblage...) peuvent être affectés ainsi que le confort pour les usagers de la route.

Par contre, dans le cas des ouvrages hyperstatiques, les tassements peuvent provoquer des désordres structuraux, voire même la ruine complète de l'ouvrage. Il s'agit d'une dislocation des piles, autrement dit une dénivellation d'appuis (tassement différentiel).

On estime donc que les ouvrages isostatiques sont beaucoup moins sensibles que les ouvrages hyperstatiques aux effets des tassements différentiels. Ceci est illustré dans les figures suivantes :

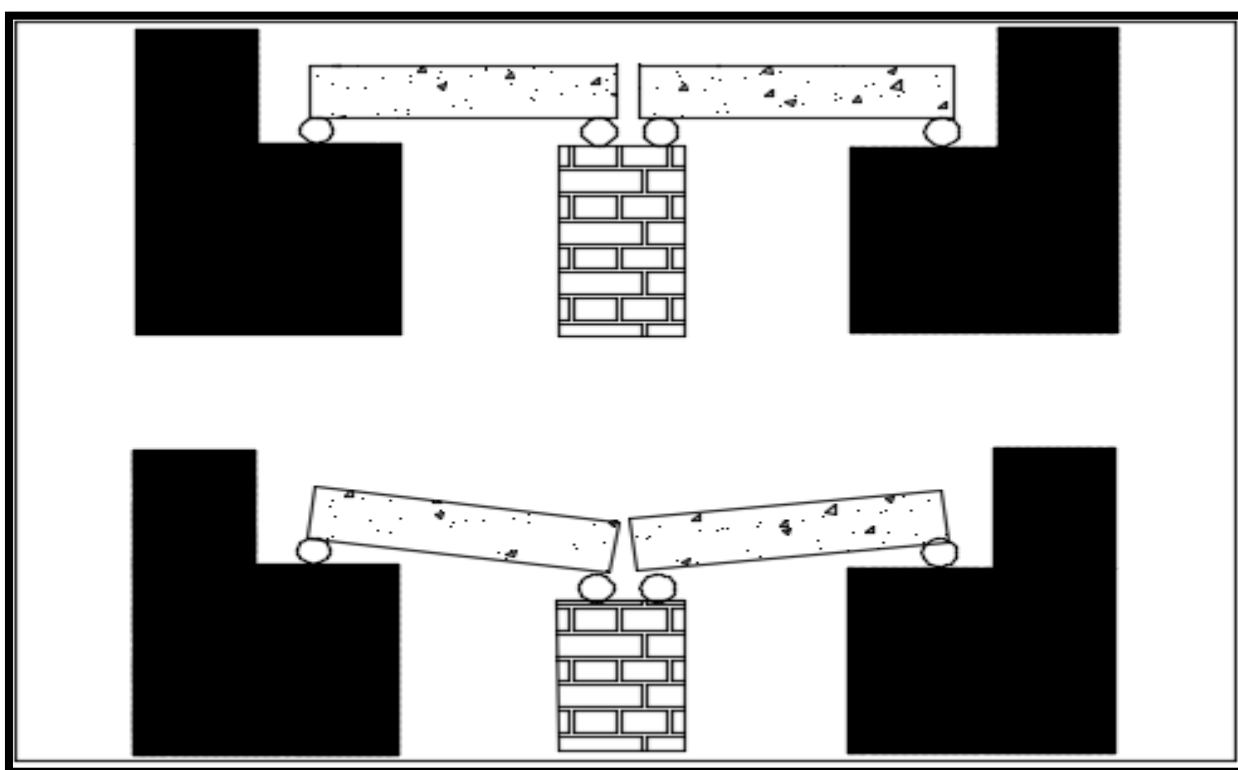


Fig I.8 : Système isostatique (après tassement différentiel)

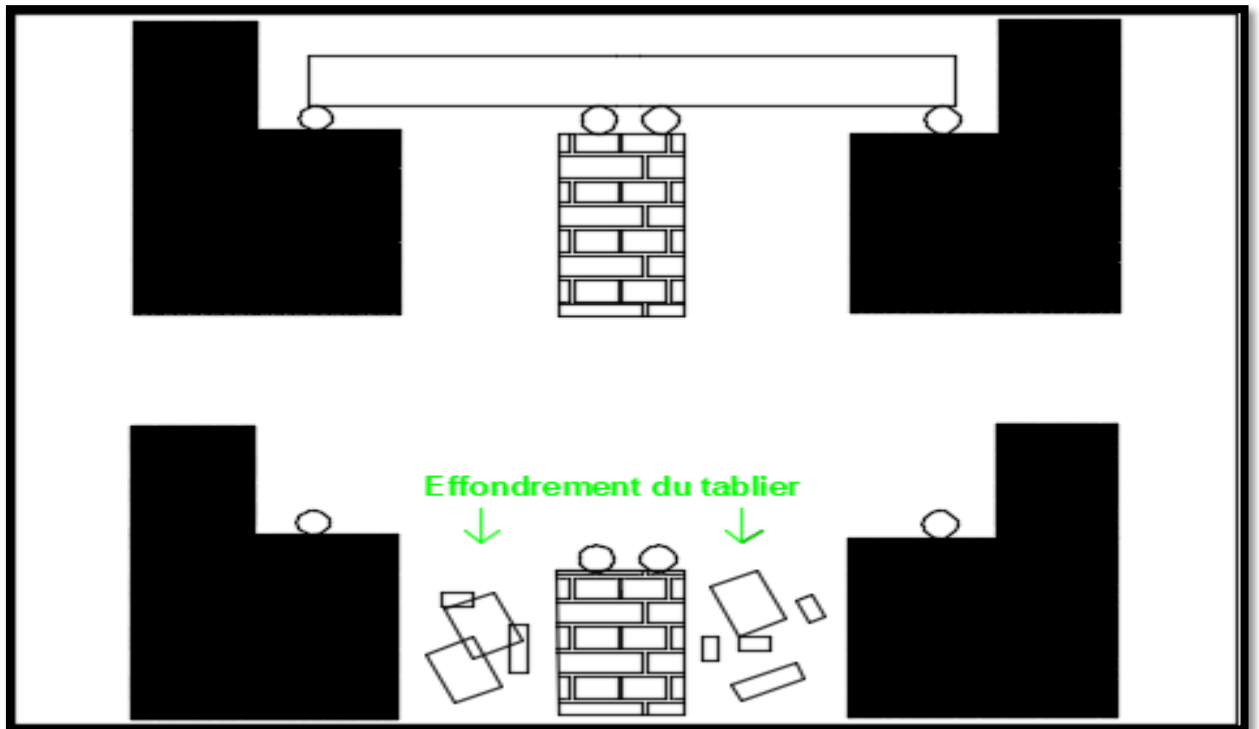


Fig I.9 : Système hyperstatique (après tassement différentiel)

L'image suivante montre un exemple réel d'une dislocation d'une pile de pont sous l'effet du tassement.

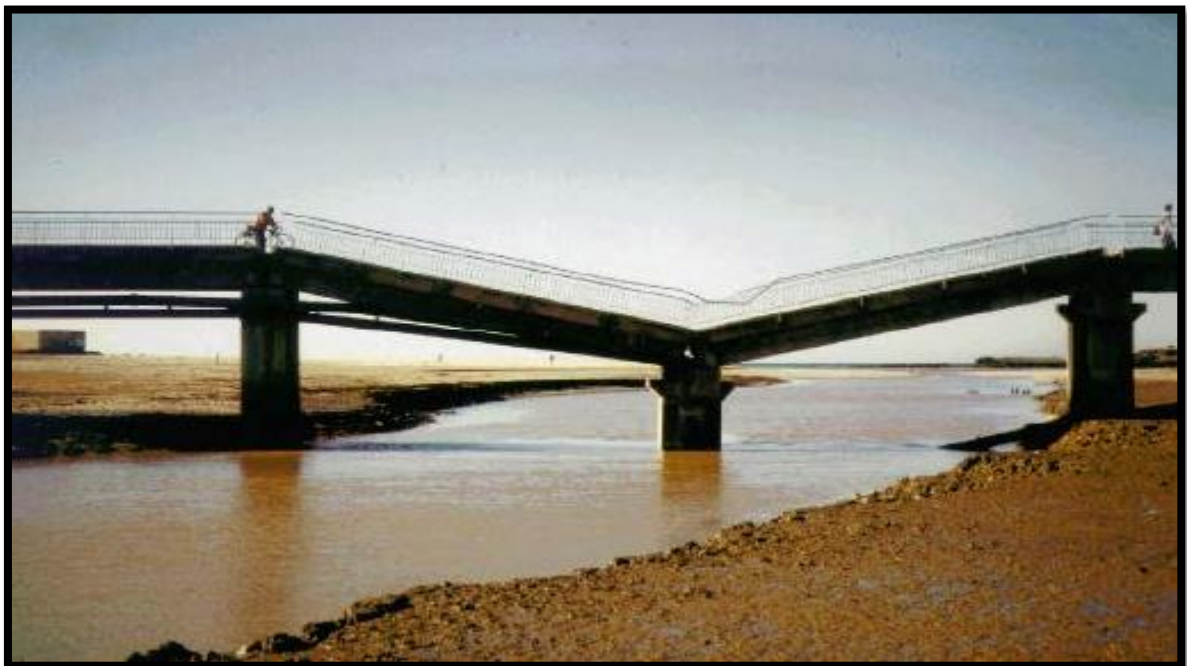


Fig I.10 : Enfoncement de la pile d'un pont

I.8 Exemples d'effondrement de ponts en Algérie

Bien que les ponts aient été très bien conçus initialement, ils peuvent subir des pertes de leur performance pouvant être attribuées à divers causes.

I.8.1 Causes d'effondrement

Les pathologies affectant les fondations d'un pont peuvent généralement être à l'origine des causes suivantes :

- Une reconnaissance du sol insuffisante ou incomplète
- Une augmentation non prévue des charges
- Efforts dynamiques ou accidentels (séisme, choc...)
- Vieillesse des matériaux constitutifs des fondations
- Manque d'entretien
- Phénomène d'affouillement ou d'érosion des fondations

Ce dernier point reste la principale cause de la ruine des fondations d'un pont. L'Algérie n'échappe pas à ce phénomène qui a causé beaucoup de détériorations, et parfois même des destructions des ponts causant des dégâts humains et matériels.

I.8.2 Cas pathologiques répertoriés

Plusieurs cas de collapse ont été enregistrés dans le monde et plus particulièrement en Algérie. On présentera ci-dessous quelques cas pathologiques liés à l'affouillement des fondations des piles de pont dans quelques villes Algériennes.

Cas 1 : Effondrement par affouillement du pont d'Oued Alleug à Blida

Il s'agit d'un ouvrage situé sur la **RN4³** entre **Mouzaia** et **Oued Alleug**, réalisé en **1950** et élargi en **1972**, l'ouvrage a connu un acte de sabotage (acte de terrorisme) en **1994** qui a causé l'effondrement de trois **(03)** travées, le coté endommagé a été reconstruit en **1996**.

En finalité l'ouvrage a une longueur totale de **161.3m** et une largeur de **12m** comportant **7 travées**.

³ Route Nationale N°4

L'ouvrage a connu aussi des travaux de confortement en **2008** pour les parties anciennes de l'ouvrage (confortement des piles et tabliers)

Suite aux fortes précipitations qu'a connue la région depuis **Samedi 14 avril 2018** il s'est produit un effondrement d'une partie de l'ouvrage en question, il s'agit de la 4^{ème} et la **5^{ème} travée**. La pile mitoyenne aux deux travées a subi un tassement et renversement suite à l'affouillement de l'oued compte tenu de la vitesse et du débit important de l'écoulement. Faute du recalibrage de l'oued, l'eau s'est créée un chemin rétréci localisé sur les travées centrales ; s'ajoute à cela le fait que l'ouvrage réalisé initialement repose sur des fondations semi-profondes (sans pieux) et l'acte de sabotage en **1990**, ces actions ont donc rendu l'ouvrage vulnérable ; d'où la nécessité de procéder aux recalibrages des oueds avant les périodes hivernales. (El Watan, 2018)



Fig I.11 : Destruction du pont d'Oued Alleug (Blida)

Cas 2 : Destruction du pont d'Oued Barika dans la wilaya de Batna

Il s'agit d'un ouvrage de **60m** d'ouverture sous forme d'un pont cadre permettant à la route nationale **RN78** de traverser l'oued à **10Km**, à l'amont de la ville de **Barika**. L'ouvrage a été réalisé en **1980**, il est fondé sur un radier général en béton armé posé au fil d'eau.

En **20 ans** de service, la subdivision des travaux publics a noté **03 crues** qui sont passées au-dessus de la dalle dont la dernière en **1998** pour un débit de $Q = 1000\text{m}^3/\text{s}$ qui a ruiné l'ouvrage.

Après la destruction partielle de l'ouvrage, le radier a été soulevé sur **2 à 3 travées** et l'eau s'écoule sous le radier, et une de ses semelles est déterrée de toute sa hauteur. (Nemili et al,2004)



Fig I.12 : Destruction du pont d'Oued Barika (Batna)

Cas 3 : Destruction du pont d'oued Sebaou (Tizi Ouzou)

Construit en **1959**, cet ouvrage aussi appelé « **Pont de Bougie** » est à tablier continu de **5 travées** comportant chacune **4 poutres métalliques** reliées par des entretoises et un hourdis en béton armé. Les divers assemblages sont rivetés.

Les appuis sont constitués de **2 culées** en maçonneries reposant sur une fondation superficielle et de **4 piles** qui sont fondés sur **9 pieux** chacun, protégés par un batardeau vis-à-vis de l'affouillement.

En **1974**, une pile a été endommagée suite à un affouillement excessif. Au cours de l'hiver de **1996**, la même pile a connu à nouveau le même problème suite à une crue importante de l'oued Sebaou. (Fedgouche, 2014)

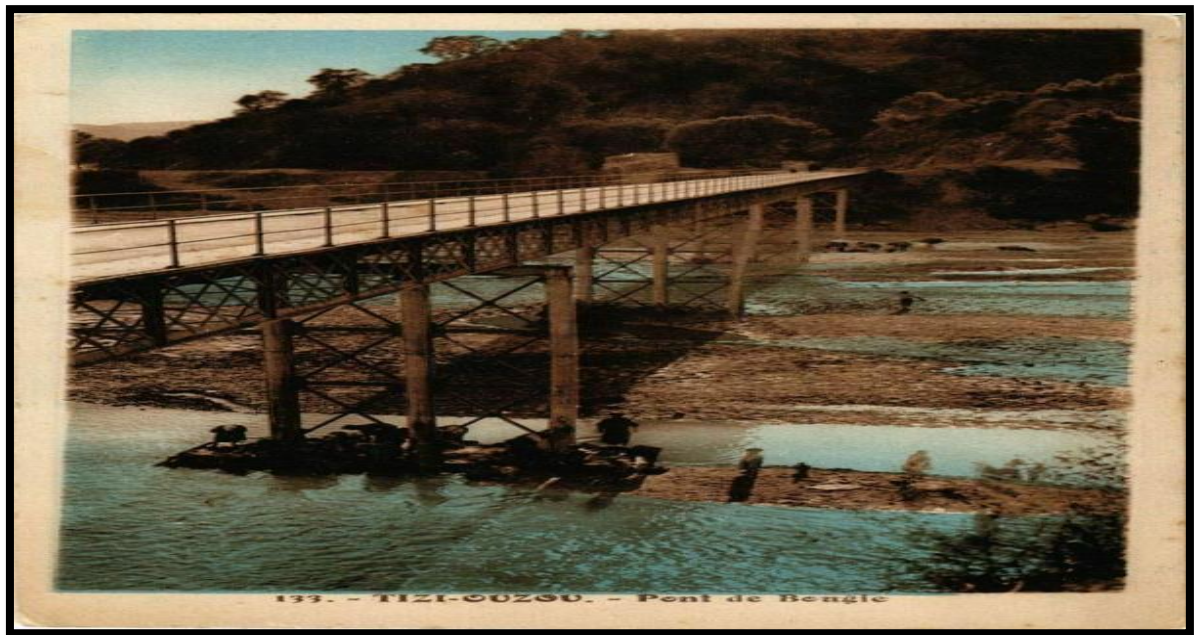


Fig I.13 : Pont d'oued Sebaou (Tizi Ouzou- Bejaia)

Cas 4 : Effondrement partiel du pont d'Oued Bourdim à Msila

Les intempéries enregistrées dans la wilaya de Msila ont provoqué l'effondrement partiel du pont enjambant **Oued Bourdim** sur la **RN8** dans la commune de **Benzouh**.

Selon les services de la protection civile, l'effondrement de l'ouvrage routier a été causé par les crues d'Oued Bourdim entraînées par les importantes précipitations de pluies recueillies par la région causant ainsi la mort d'une cinquantaine de personnes.



Fig I.14 : Effondrement du pont d'oued Bourdim (Msila)

Conclusion

L'affouillement présente un incontestable danger qu'on peut même considérer comme première cause de l'instabilité et de fragilité des ponts sous l'action hydrodynamique de l'eau. C'est un phénomène encore peu maîtrisé et très complexe dépendant de multiples paramètres hydrauliques, géologiques et géotechniques d'où la difficulté de son étude aussi bien que l'estimation de son impact sur la stabilité des ouvrages d'art. 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. La protection des fondations par des matelas drainant et brises courantes en gabions ou enrochements permet d'atténuer les effets et d'allonger la durée de vie des ponts.

Chapitre II
Généralités et données de
site

Introduction

Le pont est un ouvrage d'art relevant du domaine des travaux publics. Cette structure qui peut être soit en béton, en acier ou même en bois permet de franchir un obstacle et de répondre à des besoins économiques.

Une étude approfondie du sol d'assise est importante et nécessaire avant la mise en place du pont suivant des essais de laboratoire et in-situ pour déterminer toutes les données géotechniques qui permettront de définir le type de fondation à adopter pour la structure et prévenir ainsi le tassement.

II.1 Présentation et description de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un pont cadre en biais en béton armé, de longueur $L= 28.23\text{m}$ et de largeur $I= 11.5\text{m}$, situé en aval de l'ouvrage existant et il permet d'enjamber l'oued en reliant la commune d'El Kseur à Berchiche pour congestionner la circulation au niveau de ces deux régions.

Cette structure a une faible déclivité de 0.86% avec des hauteurs variables (de 9.77m à 10.04m) et est composée d'un double cadre avec **2 voies** de circulation.



Fig II.1: Situation du projet sur Google Earth



Fig II.2 : Localisation du site

II.2 Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles sont les caractéristiques qui permettent d'assurer la fonction de l'ouvrage de franchissement. Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers sont les trois éléments qui permettent de caractériser la géométrie d'une voie.

II.2.1 Tracé en plan

L'ouvrage en plan est en biais de longueur totale égale à **28.23m**.

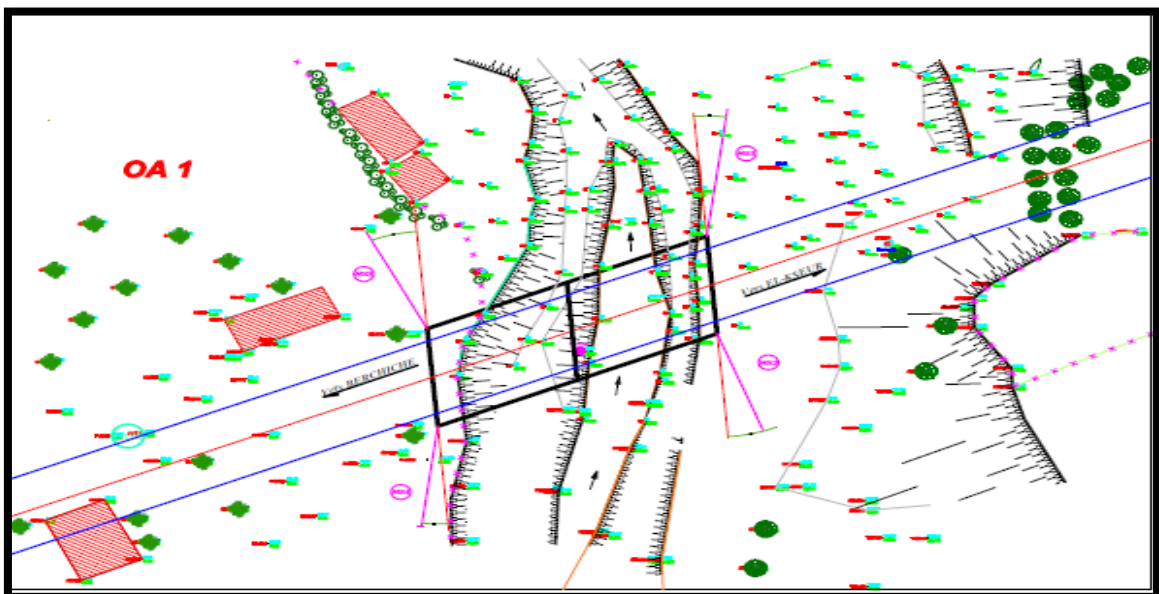


Fig II.3 : Vue en plan du pont cadre

II.2.2 Profil en long

Longitudinalement, l'axe de la voie portée présente une pente de **0.83%**.

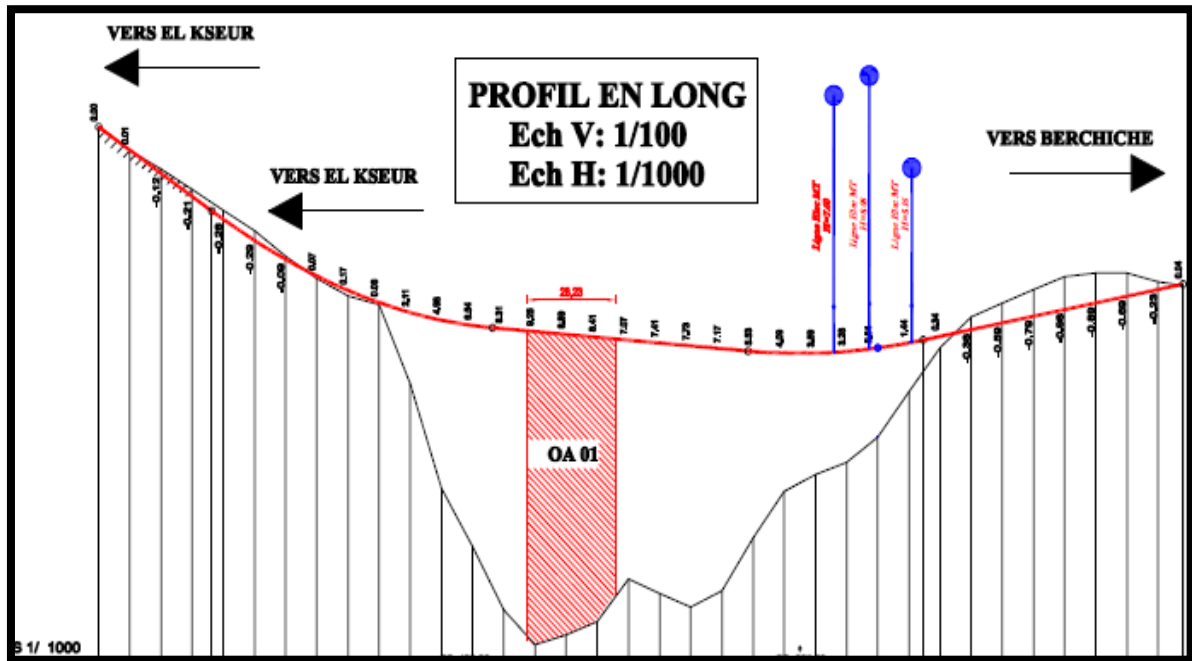


Fig II.4 : Profil en long

II.2.3 Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur rouable : **Lr = 7m.**
- Nombre de voies de circulations = **2 voies. (3,50 m chacune)**
- Largeur des trottoirs : **l = 2m** chacune
- Largeur utile : **Lu =11.5 m.**
- Largeur chargeable : **lc =7m.**

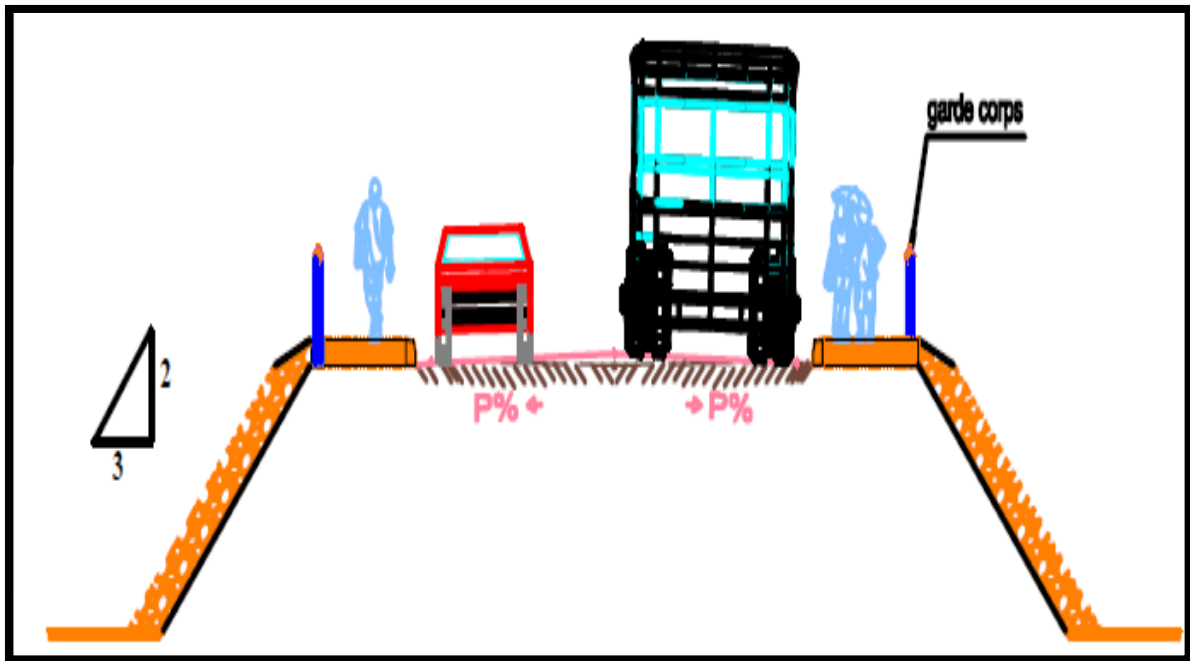


Fig II.5 : Profil en travers au droit de la culée

II.3. Classification et catégorisation du pont

Les ponts peuvent être classés suivant plusieurs critères :

- Selon la voie portée (dalot, viaduc)
- Selon le matériau (bois, pierres, béton précontraint, béton armé et en métal)
- Selon les fonctionnements mécaniques (pont en arc, voutés, suspendus)
- Selon la disposition en plan (pont droit, biais et courbé).

Le tableau suivant donne les catégories du pont :

TabII.1 : La catégorie des ouvrages [RPOA,2008⁴]

Groupe d'usage	Importance
Groupe 01	Pont stratégique
Groupe 02	Pont important
Groupe 03	Pont d'importance moyenne

Notre ouvrage est classé en **Groupe 03**

⁴ Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art

II.4 Données hydrauliques

Les données hydrauliques contribuent à la connaissance et la gestion des ressources en eau et à leur durabilité en rapport avec les bassins versants environnementaux.

La figure suivante indique les précipitations durant les **dix (10) dernières années** dans la wilaya de **Bejaia**. (Infoclimat.fr)

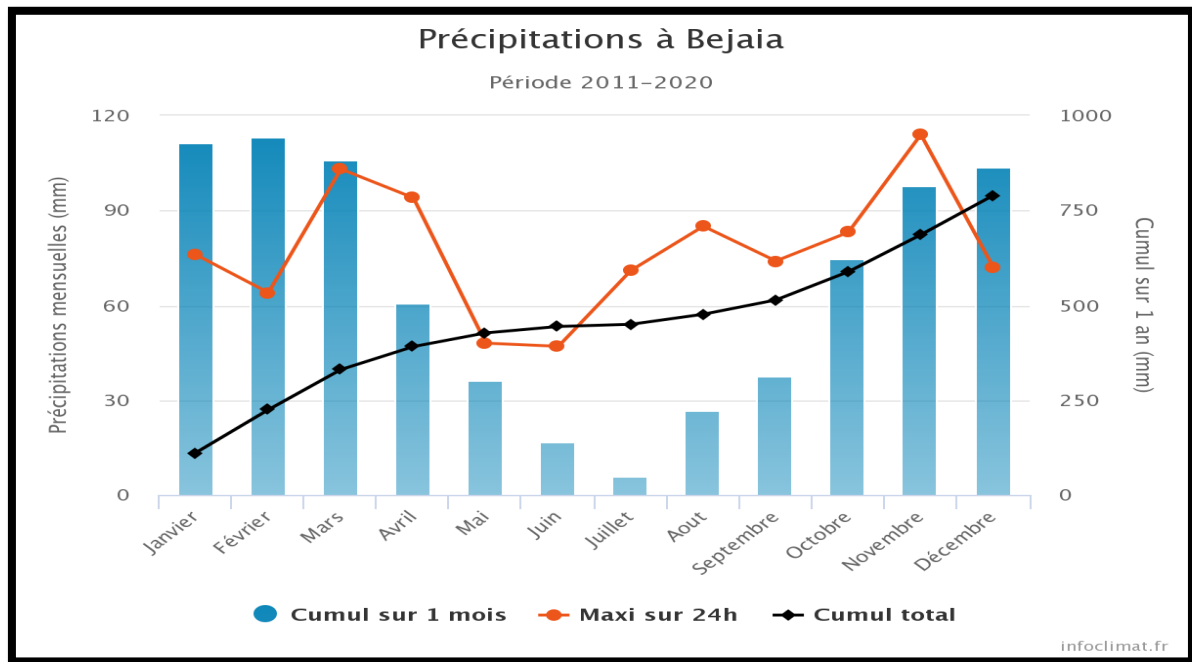


Fig II.6 : Précipitations pluviométriques à Bejaia (2011-2020)

➤ Interprétation du graphe

On remarque que la quantité de pluie maximale avoisine les **120 mm** durant les mois de février. La quantité de précipitations reste élevée durant la période d’hiver. Par contre, en été (de **mai** à **septembre**), on observe une petite quantité.

On constate aussi que les précipitations sur **24 heures** sont élevés durant les mois de **mars** et **novembre**, ce qui veut dire que durant ces mois le risque d’inondation est à prendre en compte, d’où la nécessité de surveiller les ponts en protégeant davantage leurs fondations.

➤ Conclusion

L’étude hydraulique nous permet d’envisager le type de protection à adopter aux ouvrages pour éviter ou bien diminuer le risque d’inondation.

II.5 Contexte géologique local et synthèse géotechnique

II.5.1 Contexte géologique

La reconstitution de l'histoire des sols permet souvent de comprendre leur organisation spatiale en couches et leurs origine (nature) explique beaucoup de leurs propriétés géotechniques. Elle permet l'identification des grands risques géologiques : failles, zones de glissement... etc. (Plumelle,2013)

La géologie de la région d'**El Kseur** est constituée par les formations gréseuses dans lesquelles sont interstratifiées des marnes.

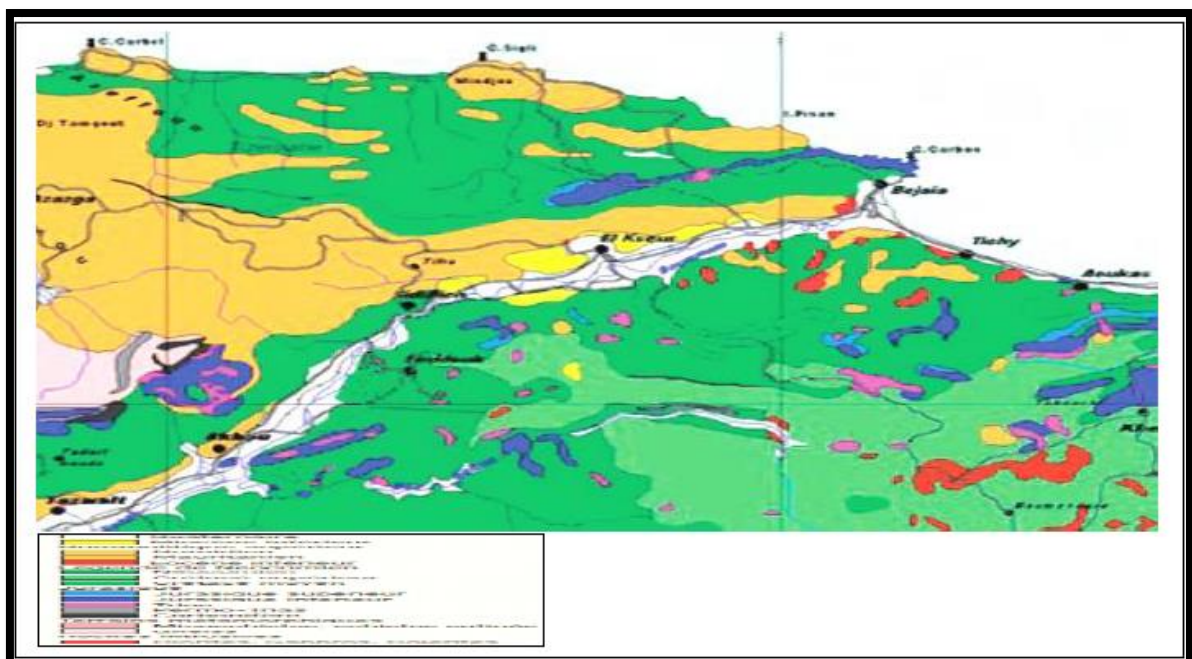


Fig II.7 : Carte géologique de Bejaia sur une échelle de 1/50000

II.5.2 Données sismologiques :

II.5.2.1 Classification des zones sismiques

Le territoire national compte principalement **5 zones** de sismicité croissante définies dans le tableau suivant :

Tab II.2 : Classification des zones sismiques [RPOA,2008]

Zone	Degré de sismicité
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone II-a	Sismicité moyenne
Zone II-b	Sismicité élevée
Zone III	Sismicité très élevée

Notre ouvrage se situe dans la commune d’El Kseur (wilaya de **Bejaia**). Elle est classée par le règlement parasismique algérien (**RPOA**) en **zone II-a** (zone de sismicité moyenne).

Le tableau ci-dessous donne les différents coefficients sismiques qui sont en fonction de la catégorie de pont (groupe d’usage) et de la zone sismique :

Tab II.3 : Coefficients d’accélération [RPOA,2008]

Zone groupe	I	II _a	II _b	III
01	0.15	0.25	0.30	0.40
02	0.12	0.20	0.25	0.30
03	0.10	0.15	0.20	0.25

Les deux coefficients sismiques ; horizontal et vertical, sont donnés par :

▪ $K_h = A \rightarrow K_h = 0.15$

▪ $K_v = 0.3 * K_h \rightarrow K_v = 0.045$

II.5.2.2 Classification du site

Les sites sont classés en **4 catégories**, en fonction des propriétés mécaniques des couches de sol qui le constituent, comme le montre le tableau suivant :

Tab II.4 : Caractéristiques géotechniques du site [RPOA, 2008]

Catégorie	Description	qc (Mpa)	N	PI (Mpa)	Ep (Mpa)	qu (Mpa)	Vs (m/s)	
S1	Rocheux	---	---	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$	
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	---	$400 \leq V_s \leq 800$
		Argile	>5	---	>2	>25	>0.4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10- 50	1-2	5-20	---	$200 \leq V_s \leq 400$
		Argile	1.5-5	---	0.5-2	5-5	0.1-0.4	
S4	Très meuble	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	---	$100 \leq V_s \leq 200$
		Argile	<1.5	---	<0.5	<	<0.1	

Afin de classer notre site on calcule la pression limite moyenne ($\overline{P_l}$) ainsi que le module pressiométrique moyen ($\overline{E_p}$) avec les formules suivantes :

$$\overline{P_l} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \frac{h_i}{P_{li}}} \dots\dots (5) \quad \overline{E_p} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \frac{h_i}{E_{pi}}} \dots\dots\dots (6)$$

En remplaçant dans les formules (5) et (6) on trouve : $\overline{P_l} = 0,77 \text{ MPa}$ et $\overline{E_p} = 8,61 \text{ MPa}$

Donc notre sol est un **sol meuble (S3)**.

II.5.3 Données géotechniques

Les données géotechniques sont des résultats de reconnaissance du sol qui s’obtiennent selon deux méthodes :

- Méthode in situ
- Méthode laboratoire

II.5.3.1 Essais laboratoire**A) Définition**

Ce sont des essais effectués au laboratoire au moyen d'un sondage carotté et qui sont complémentaires aux essais in-situ pour confirmer la reconnaissance du sol.

B) Sondage carotté**❖ Définition et mode d'emploi**

C'est une méthode directe de prélèvement de sol effectué à l'aide d'un carottier. Le mode d'enfoncement de carottier se fait par poinçonnement ou rotation et le fluide de forage peut être de l'air, de l'eau ou de la boue.

❖ Résultats

L'examen de la coupe de sondage carottée montre que le sous-sol est constitué par :

- Une nappe d'alluvions moyennes à grossières.
- Une couche d'argiles limono-sableuses.
- Des argiles beiges plus ou moins graveleuses à sableuses.
- Des marnes légèrement argileuses plus ou moins compactes avec des passées argileuses.

❖ Graphes du sondage carotté n°1

Les graphes suivants donnent les variations des paramètres physiques du **SC⁵** suivant les profondeurs indiquées.

⁵ Sondage Carotté

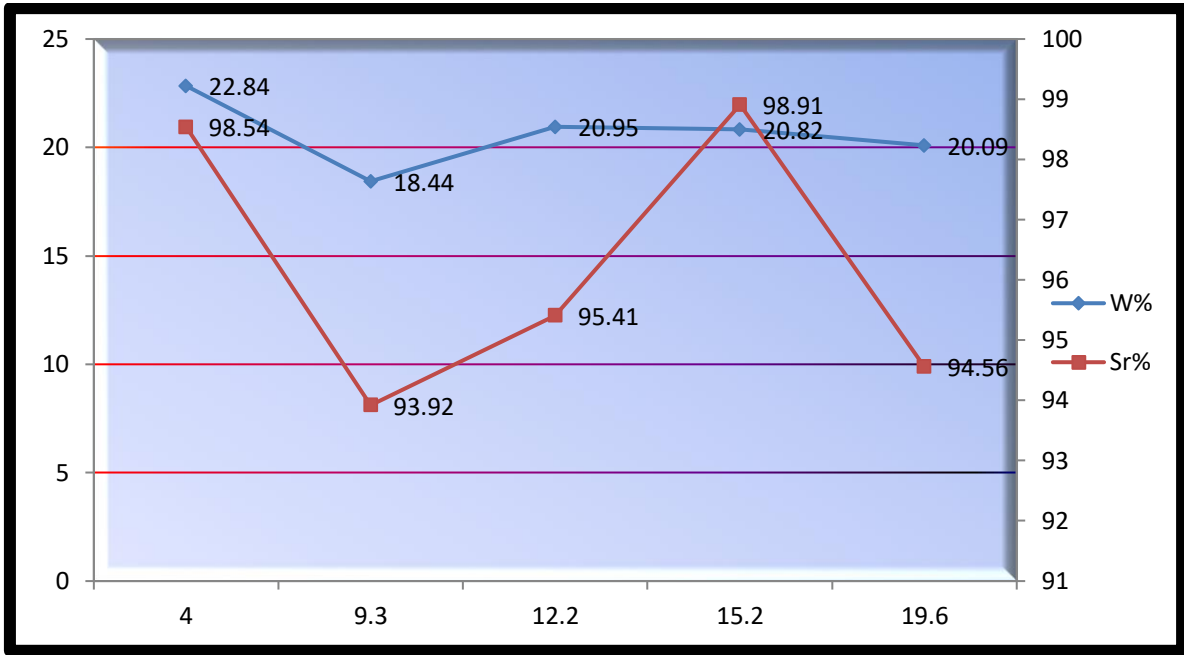


Fig II.8 : Variation des paramètres physiques (W, Sr) en fonction de la profondeur

➤ *Interprétation 1*

On remarque que le degré de saturation (Sr) varie entre de 93% à 99% le long de la profondeur. On peut donc estimer qu'on a un sol saturé. Par contre, la teneur en eau (W) est d'un pourcentage moyennement faible.

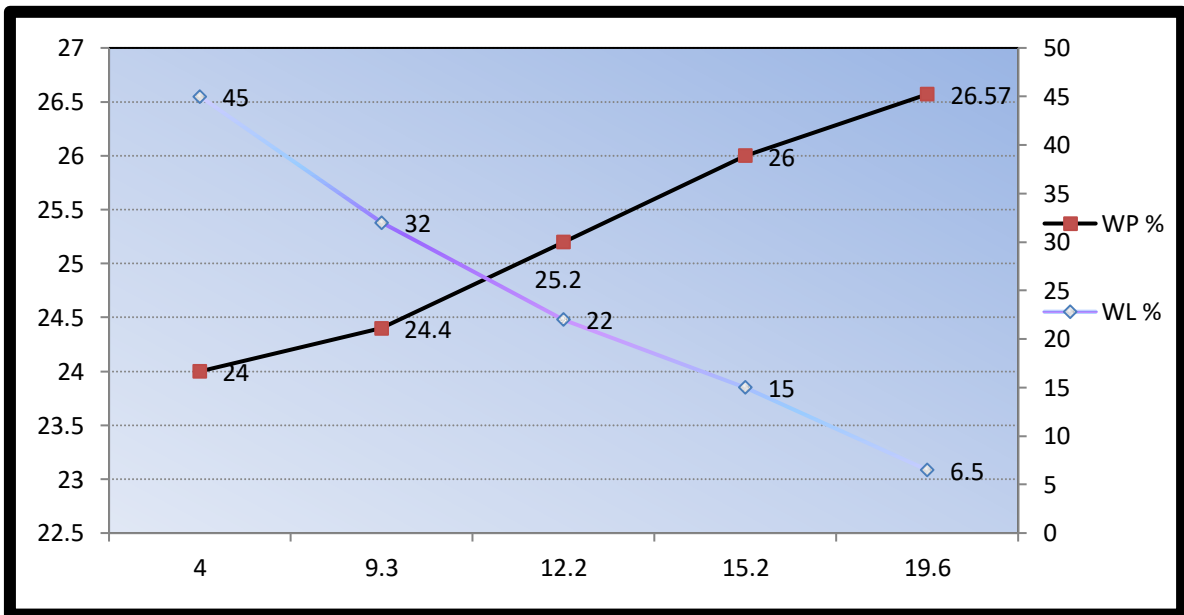


Fig II.9 : Variation des limites d'Atterberg (WL, WP) en fonction de la profondeur

➤ **Interprétation 2**

On remarque que la limite de liquidité (W_L) diminue d'une façon considérable le long de la profondeur et en parallèle, la limite de plasticité (W_P) augmente.

En définissant l'indice de plasticité (I_p) qui est la différence entre W_L et W_P , on déduit que le sol est **moyennement plastique à plastique**.

C) Types d'essais de laboratoire

Les essais laboratoire sont classés en **03 types** :

➤ **Les essais physiques : (d'identification)**

Pour déterminer la nature du sol on effectue :

- Analyse granulométrique
- Limites d'Atterberg (W_L , W_P , I_p)

Pour l'état du sol, on détermine les paramètres physiques suivant :

- Teneur en eau W (%)
- Degré de saturation S_r (%)
- Poids volumiques (γ_a , γ_h)

➤ **Les essais mécaniques**

On dispose des essais suivants :

- Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande
- Essai œdométrique
- Essai triaxial

➤ **Analyse chimique**

Elle est effectuée pour appréhender le niveau d'agressivité du sol vis-à-vis du béton de l'infrastructure. On détermine le taux des matières suivantes :

- Carbonates de calcium.
- Sulfates.
- Chlorures.

II.5.3.2 Essais in situ**A) Définition**

Ce sont des essais effectués sur site (chantier) à l'aide de machines et outils de sondage pour déterminer la nature et les propriétés géomécaniques du sol d'une manière précise.

B) Sondage pressiometrique**❖ Définition et mode d'emploi**

C'est un essai réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable descendue à la profondeur voulue. Elle est constituée d'une cellule de mesure et de **2 cellules de garde**.

Les essais pressiométriques ont été effectués à chaque pas de **2m** sur une profondeur de **20m**

❖ Interprétation des graphes

Le graphe ci-dessous donne les variations des paramètres E_M , P_L^* et le rapport $\frac{E_M}{P_L^*}$

On constate des valeurs faibles de pressions limites et de module pressiométrique jusqu'à **10m** puis elles deviennent moyennes à légèrement élevées le long de la profondeur investiguée.

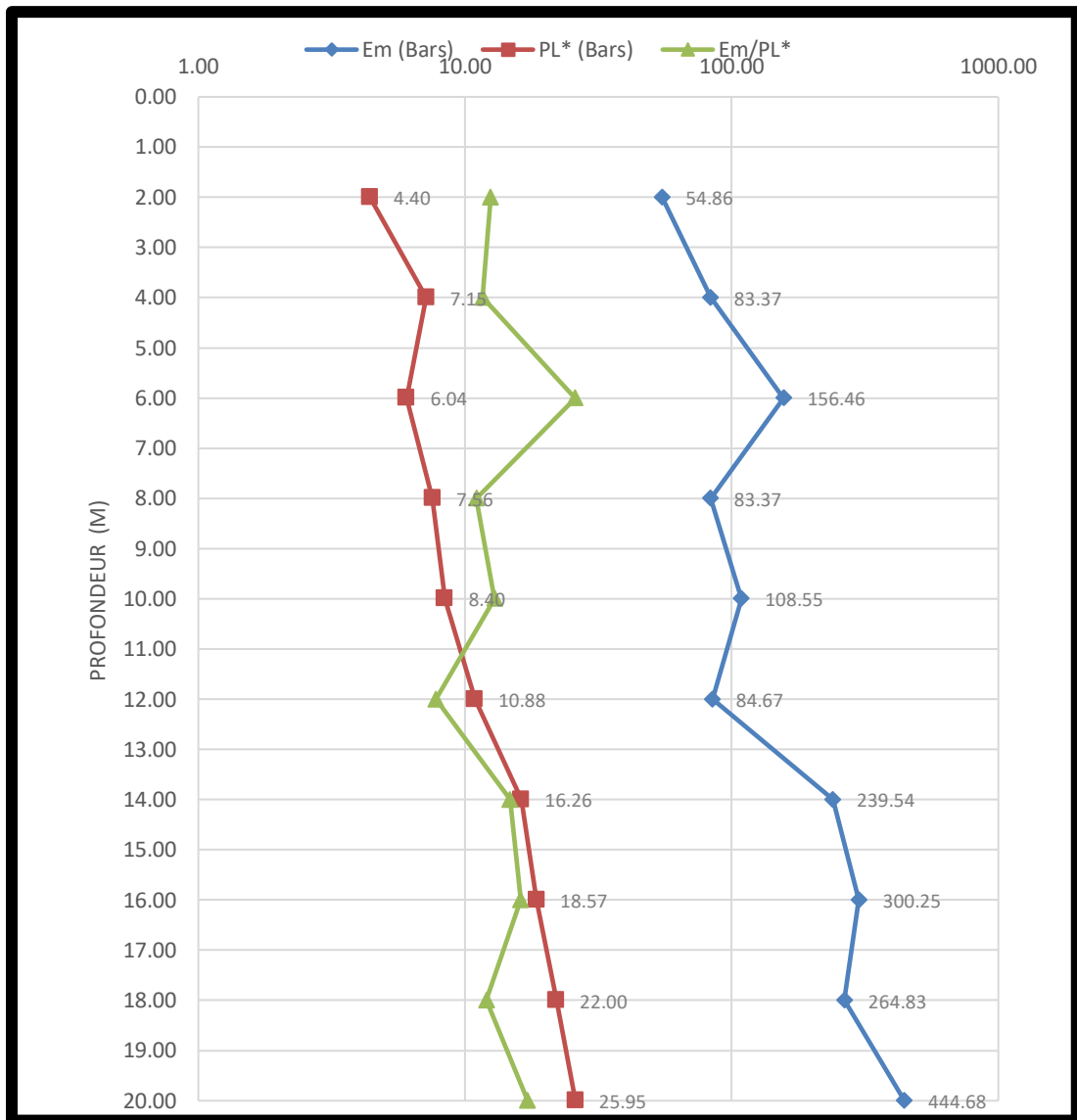


Fig II.10 : Variation des paramètres E_M , P_L^* en fonction de la profondeur

❖ **Classification des sols :**

• **Selon L. Ménard :**

Le rapport $\frac{E_M}{P_L^*}$ représente un paramètre important sur lequel Ménard s'est basé pour

proposer une classification des sols.

Tab II.5 : Classification des sols d'après L. Ménard

E_M/P_1^*	Nature des sols
$E_M/P_1^* < 5$	Argile remaniée et triturée
$5 < E_M/P_1^* \leq 8$	Argile sous-consolidée
$8 < E_M/P_1^* \leq 12$	Argile normalement consolidée
$12 < E_M/P_1^* \leq 15$	Argile légèrement surconsolidée
$E_M/P_1^* > 15$	Argile fortement surconsolidée

D'après le tableau de classification de Ménard, on conclut que notre sol est constitué d'argiles consolidées à surconsolidées.

• A partir de la pression limite P_l :

Tab II.6 : Classification des sols à partir de la pression limite P_l .

Nature du sol	Pression limite p_l (bars)	Consistance	Constructibilité
Argile	0 à 0.75	Très molle	Sol de très médiocre qualité ne convenant pas comme assises de fondation et nécessitant éventuellement des études complémentaires
	0.75 à 1.5	Molle	
	1.5 à 3.5	Consistance	Sol adapté aux fondations peu chargées
	3.5 à 8	raide	
	8 à 16	Très raide	Sol pouvant supporter des fondations moyennement chargées
	> 16	Dure	Sol ne posant aucun problème de fondation

D'après le tableau, on conclut que le sol est constitué d'argile de consistance raide à dure.

C) Types d'essais in situ :

On dispose de différents types essais à savoir :

- Essai pressiométrique Menard (PMT)
- Essai pénétromètre statique (CPT)
- Essai pénétromètre dynamique (PDL)
- Essai pénétromètre standard (SPT)

II.6 Hypothèses sur les matériaux

On définit dans ce qui suit les caractéristiques des matériaux utilisés dans la réalisation du pont cadre à savoir le béton et l'acier.

II.6.1 Béton

A) Caractéristiques :

• *Résistance à la compression :*

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à 28 jours, notée f_{c28} et calculée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83j} ; \text{ pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa (j < 28 jours)(7)} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.40 + 0.95j} ; \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa (j > 28 jours)(8)} \end{array} \right.$$

Vue l'importance des charges dans le cas des ouvrages d'art ainsi que l'élanement des piédroits, il est nécessaire de recourir à un béton de classe supérieure. On adoptera donc dans notre projet, une résistance à la compression du béton égale à : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

• *Résistance à la traction :*

La résistance du béton à la traction à 28 jours, notée f_{t28} est défini par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ avec } j < 28 \text{ jours(9)}$$

Pour notre cas, $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

B) Contrainte limite à l'ELU :

La contrainte limite en compression à l'ELU est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \dots\dots\dots(10)$$

Avec :

- $\gamma_b = 1.5$ (situation courante), donc : $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.15$ (situation accidentelle), donc : $f_{bu} = 22.17 \text{ MPa}$

Le module instantané du béton est donné par : $E_C = 11000(f_{c_j})^{1/3}$

Donc pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on aura : $E_C = 3.4 \times 10^4 \text{ Mpa}$.

II.6.2 Acier

A) La limite d'élasticité :

Les armatures passives utilisées dans notre ouvrage sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E400 avec une limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$

B) Contraintes limites de traction :

▪ **ELU :**

Elle est donnée par :

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots(11)$$

On introduit un coefficient γ_s :

- $\gamma_s = 1,15$ (situation durable), donc : $f_{st} = 348 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1$ (situation accidentelle), donc : $f_{st} = 400 \text{ MPa}$

▪ **ELS :**

En fissuration très préjudiciable (milieu agressif) ; cas de notre pont cadre.

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5 f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \dots\dots\dots(12)$$

$$\bar{\sigma}_s = 176.36 \text{ MPa}$$

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Conclusion

Les données du site nous ont permis d'identifier et de classer notre sol d'assise qui est un sol meuble constitué d'argiles consolidées à surconsolidées de consistance raide.

Chapitre III

Prédimensionnement et évaluation des charges.

Introduction

Tout ouvrage subit des charges permanentes et variables auxquelles il devrait résister. Ces charges proviennent des poids propres des différents constituants du pont et des chargements routiers. Pour ce faire, le prédimensionnement est obligatoire et nécessaire afin de déterminer ces charges et permet ensuite de choisir le type de fondation appropriée à notre structure en passant par le calcul de la capacité portante et le tassement suivant les deux méthodes basées sur les essais de laboratoire et in situ.

III.1 Schéma statique du pont

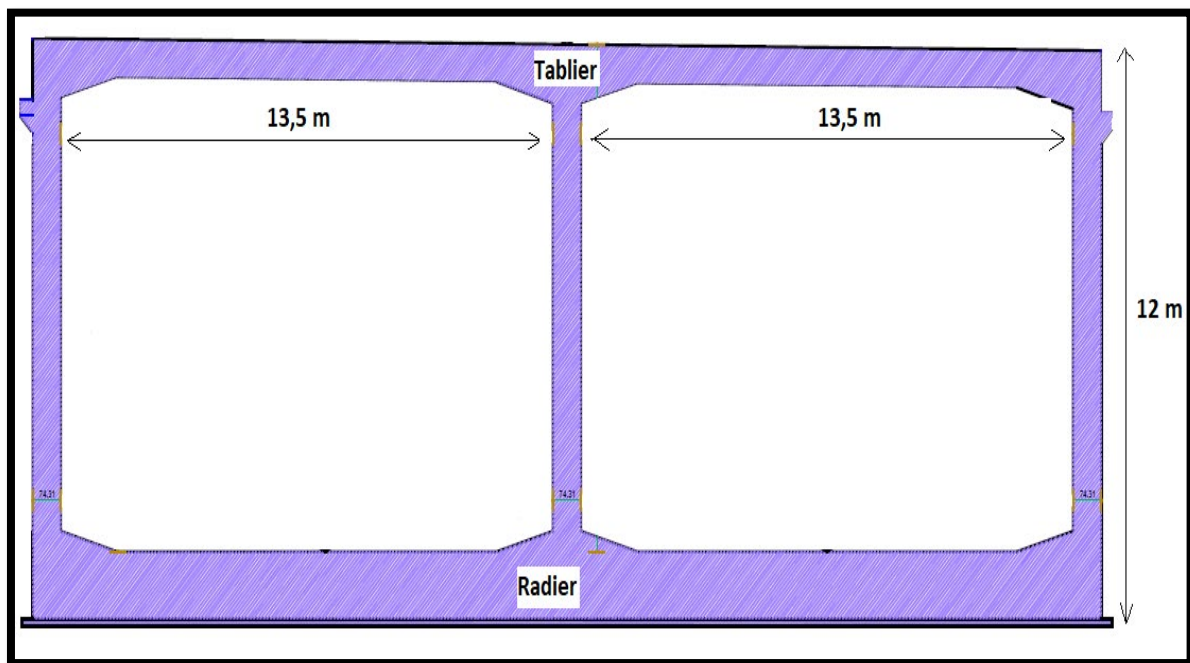


Fig III.1 : Schéma statique d'un pont

III.2 Prédimensionnement des différents éléments constituant le pont cadre

Le pont cadre est constitué d'éléments suivants :

III.2.1 Le tablier

C'est un élément porteur, généralement horizontal, de forme rectangulaire ou avec courbure et d'épaisseur constante. Il est destiné à reprendre les charges d'exploitation ou autres charges permanentes et à les transmettre aux piliers.

L'épaisseur « e » de la traverse supérieure (tablier) peut être déterminée par la formule suivante d'après (SETRA⁶,1992) où "l" désigne l'ouverture biaise de l'ouvrage :

$$e = \frac{l}{32} + 0.125 \dots\dots\dots(13)$$

On a : $l=13\text{m}$, d'où : $e=0.53\text{m}$. On prend donc : $e_t=0.6\text{m}$ (sur les bords) et $e_t=0.7\text{m}$ (au milieu), comme le montre la figure suivante :

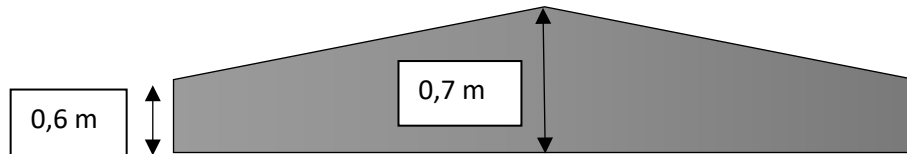


Fig III.2 : Le dévers du tablier

III.2.2 Les pénédroits

Ce sont des éléments verticaux chargés dans leur plan qui sont réalisés en béton armé. Leur rôle est de reprendre les charges permanentes et d'exploitation et d'assurer le contreventement contre le séisme.

Selon (SETRA,1992) l'épaisseur des pénédroits est prise égale à l'épaisseur du tablier vu qu'on ne dispose d'aucune formule pour calculer l'épaisseur. D'où : $e_p=0.7\text{m}$

Toutefois, d'après (SETRA,1992), il existe un abaque pour la détermination de l'épaisseur qui est en fonction du module de pseudo-élasticité E_{SOL} et de l'ouverture biaise « l » mais cette dernière est limitée à 12m de travée seulement.

III.2.3 Les fondations

C'est l'interface de contact entre le sol et la structure. Leur rôle principal est donc d'assurer la transmission des charges appliquées sur l'ouvrage au sol et de limiter la contrainte de sol tout en vérifiant la condition de non poinçonnement du sol (portance) et la réduction des tassements absolus et différentiels à des valeurs admissibles.

Le pont peut être construit sur des fondations superficielles ou profondes.

⁶ Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes



Fig III.3 : Radier d'un dalot (El Kseur, 2021)

III.2.4 Les murs en ailes

L'ouvrage doit être complété par des murs de tête liés à la culée pour assurer le soutènement des remblais. On distingue les murs en ailes et les murs de retour.

D'après (SETRA,1992) Art 2.3, l'utilisation des murs en ailes est recommandée pour des ouvrages biais.

Le mur en aile en béton armé se compose d'un voile vertical de hauteur H= 9.7 m, encastré sur une semelle avec des contreforts qui permettent de raidir le mur et d'éviter le glissement.

Son épaisseur est déterminée par :

$$\frac{H}{25} \leq e \leq \frac{H}{24} \dots\dots\dots(14)$$

On a : H = 9.7m donc $0.388 \leq e \leq 0.404$ soit : **$e_m = 40 \text{ cm}$**



Fig III.4 : Mur en aile (El Kseur, 2021)

III.2.5 Les goussets

Les goussets sont destinés à améliorer l'encastrement entre les piédroits et les traverses. Leurs dimensions doivent être choisies pour former une proportion harmonieuse avec l'ouverture, d'un point de vue purement esthétique, les dimensions sont données en fonction de l'ouverture, comme le montre le tableau suivant :

Tab III.1 : Dimensionnement des goussets [Fascicule 61-titreII].

Ouverture	Gousset supérieur	Gousset inférieur
2 à 4m	0.2×0.2 à 0.3×0.3	0.2×0.2 à 0.4×0.4
≥4m	0.3×0.3 à 0.4×0.4	0.4×0.4 à 0.5×0.5

III.2.6 Les joints de chaussée

Ils assurent la continuité de la chaussée et du trottoir. Pour remplir ce rôle sur le plan esthétique et confort les joints doivent présenter les qualités suivantes :

- Assurer la continuité de la surface de roulement ou des trottoirs (absence de choc et de rebond).
- Doivent être étanches et assurer une bonne évacuation des eaux.

III.2.7 La dalle de transition

La dalle de transition permet de traiter le problème en permettant de remplacer le rechargement par un léger reprofilage. La dalle de transition permet aussi de protéger le remblai d'accès contre l'infiltration des eaux. Elle est utilisée lorsque le tassement du remblai est à proximité de l'ouvrage.

III.3 Définition des charges et surcharge

En phase d'exploitation, l'ouvrage est soumis à plusieurs chargements qui sont dû au poids propre et à d'autres systèmes de chargement. De ce fait, on définit et on calcule tous types de chargement qui peuvent se présenter sur le pont.

III.3.1 Charges permanentes (CP)

Elles comprennent : le poids propre de l'ouvrage, le poids spécifique de sol, le poids spécifique de l'eau et les contraintes verticales et horizontales dues aux remblais d'accès aux culées. Les actions engendrées par ces charges se regroupent en actions favorables pour la stabilité de la structure.

Les poids des charges complémentaires sont donnés ci-dessous :

- **Revêtement:** $G_{rev} = L \times l \times e_{rev} \times \gamma_{bb} = 28.23 \times 11.5 \times 0.08 \times 25 = 649.29 \text{ KN}$
- **Trottoir :** $G_{trot} = 1.2 \times (0.25 \times 2 \times 28.23 \times 25) \times 2 = 846.9 \text{ KN}$
- **Garde-corps :** $G_{gc} = q \times L \times 2 = 1 \times 28.23 \times 2 = 56.46 \text{ KN}$

D'où le poids propre total de la structure : $G = \sum G_i = 23443.53 \text{ KN}$

La charge due à la poussée des terres est calculée comme suit :

$$G_{pt} = H * \gamma_{remblai} * K_0 \dots\dots\dots(15)$$

- **H :** hauteur de l'ouvrage.
- **K₀ :** coefficient de poussée des terres au repos ; $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin (32^\circ) = 0.47$

En remplaçant dans la formule (15) : $G_{pt} = 94 \text{ KN /m}^2$

III.3.2 Charges variables (routières)

Il existe quatre types de charges routières **A**, **B**, **M_{C120}**, **D₂₄₀** disposées sur la chaussée indépendamment pour le calcul.

Afin de procéder au calcul, il est important de connaître le nombre de voie de circulation, la longueur roulable L_R et la classe de l’ouvrage, qui sont des paramètres indissociables des systèmes de charge (DTR⁷ Algérien).

- Le Nombre de voies de circulation : 2 voies de 3,5 m de largeur chacune.
- La Classe de l’ouvrage : pour déterminer cette classe à partir de la largeur roulable L_R , le dalot est considérée comme un pont route vis-à-vis du chargement routier.

Les ouvrages sont rangés en 03 classes comme le montre le tableau suivant :

Tab III.2 : Classification des ponts en fonction de la largeur roulable [Fascicule 61-titreII].

Classe	Largeur roulable
1 ^{ère} classe	$L_R \geq 7m$
2 ^{ème} classe	$5.5 \leq L_R \leq 7m$
3 ^{ème} classe	$L_R \leq 5.5$

Notre ouvrage est de classe 1, avec 2 voie de circulation de **3.5 m** chacune.

$L_R = L_{ch} = 7m.$

III.3.2.1 Système de chargement $A(l)$:

Il est en fonction de la longueur chargée « l », des facteurs a_1 et a_2 qui dépendent du nombre de voies chargées ainsi que de la nature et de la classe du pont. D’après le **Fascicule 61-titre II, Art 4.21** :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{1+12} \dots\dots\dots(16)$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de $A(l)$ est multipliée par des coefficients a_1 et a_2 donnés dans les tableaux ci-dessous :

⁷ Document Technique Réglementaire

Tab III.3 : Valeurs du coefficient a_1 [fascicule 61-titreII]

Nombre de voies de circulation		1	2	3	4	5
Classe du pont	1	1	1	0.9	0.75	0.7
	2	1	0.9	-	-	-
	3	0.9	0.8	-	-	-

Classe 1 et nombre de voies 2 donc $a_1 = 1$

On définit la charge A_1 qui est obtenue par :

$$A_1 = \max (a_1 A(l), 4 - 0.002l)$$

$$A_1 = \max (11.5, 3.94)$$

$$A_1 = 11.5 \text{ KN/m}^2$$

La charge A_1 est multipliée par un coefficient $a_2 = \frac{V_0}{V}$

Tab III.4 : Valeurs de V_0

Classe de pont	V_0 (m)
1 ^{ère} classe	3.5
2 ^{ème} classe	3
3 ^{ème} classe	2.75

$V = 3.5 \text{ m}$ largeur d'une voie de circulation

V_0 : dépend de la classe de pont.

Notre pont est de classe 1 donc $V_0 = 3.5 \text{ m}$ d'où $a_2 = 1$

Tab III.5 : Valeurs des chargements A1

Nombre de voies	a1	a2	L	A(l)* a1* a2 (KN/m ²)
1	1	1	13.6	16.36
2	1	1	27.2	11.5

- Pour une file chargée :

$$Q_{A1} = A_1 \times L_R \times L_{\text{travée}}$$

$$Q_{A1} = 16.36 \times 7 \times 13.6$$

$$Q_{A1} = 155.47 \text{ KN}$$

- Pour deux files chargées :

$$Q_{A1} = A_1 \times L_R \times L_{\text{travée}}$$

$$Q_{A1} = 11.5 \times 7 \times 27.2$$

$$Q_{A1} = 2189.6 \text{ KN}$$

III.3.2.2 Système de chargement B

➤ Système a charge Bc :

Ce système est appliqué à tout type de pont et se compose de deux camions au maximum. La distance entre deux camions doit donner l'effet le plus défavorable.

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale **300 kN**.
- Masse portée par chacun des essieux arrière **120 kN**.
- Masse portée par l'essieu avant **60 kN**.
- Longueur d'encombrement **10,50 m**.
- Largeur d'encombrement **2,50 m**.
- Distance des essieux arrière **1,50 m**.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière **4,50 m**.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu **2 m**.
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de **0,25 m** de côté

- Surface d'impact d'une roue avant : carré de **0,20 m** de côté.

La figure ci-dessous nous montre la manière de schématiser la surcharge Bc :

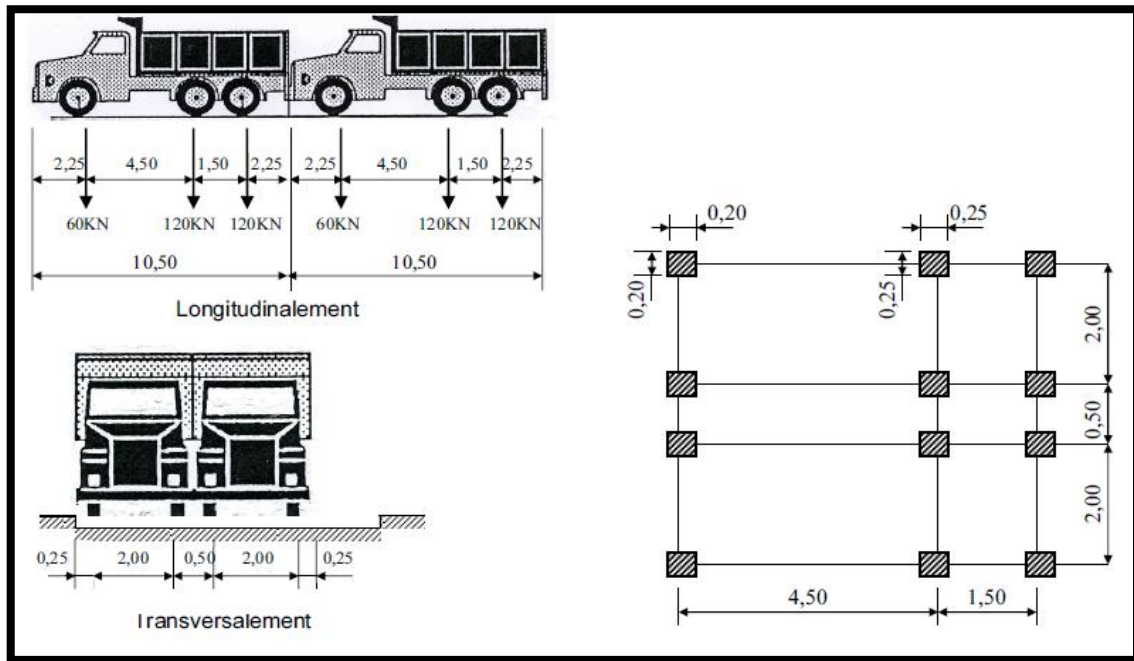


Fig III.5 : Disposition du système Bc

Il est donné selon la formule suivante :

$$Q_{BC} = Q * B_C * \delta \dots\dots\dots(17)$$

Q : charge maximale d'un essieu qui est égale à **120 KN**

B_C : coefficient de pondération qui est établie en fonction de la classe du pont et du nombre de file ; le tableau suivant donne les valeurs du coefficient B_C.

Tab III.6 : Coefficients Bc

Nombre de files		1	2	3	4	≥5
Classe du pont	1 ^{ère}	1.20	1.1	0.95	0.8	0.7
	2 ^{ème}	1.00	1.00	-	-	-
	3 ^{ème}	1.00	0.8	-	-	-

Notre pont est de **classe 1** comportant **2 voies**, donc **Bc = 1.1**

NB : Ce système de charge B_C s'applique à tous les ponts quel que soit leurs classes.

δ : coefficient de pondération dynamique qui est donné selon le fascicule 61-titre II. Art 5.5 :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{Q}} \dots\dots\dots(18)$$

Avec

- La charge permanente : **G = 23443.53 KN**
- La charge d’exploitation : **Q = 300×2×2×1.1 = 1320 KN**

Pour 1 file chargée : l=13.6m

Pour 2 files chargées : l =27.2m

Tab III.7: Calcul de la charge du système B_C

Nombre de files	Q(KN)	B _C	Δ	Q _{BC} (KN)
1	120	1.1	1.11	146.52
2	120	1.1	1.06	143.88

NB : Le calcul du coefficient dynamique se fait avec la même formule pour le système de charge **B_t** et **M_{C120}**.

➤ **Système de charge B_t :**

Le système **B_t** se compose de groupes de deux essieux dénommés **essieux-tandems** ; un tandem de ce système comporte **deux essieux** tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu **160 KN**.
- Masse totale **320 KN**.
- Distance des deux essieux **1,35 m**.
- Distance d’axe en axe des deux roues d’un essieu **2 m**.

Les caractéristiques de ce système sont représentées dans la figure si dessous :

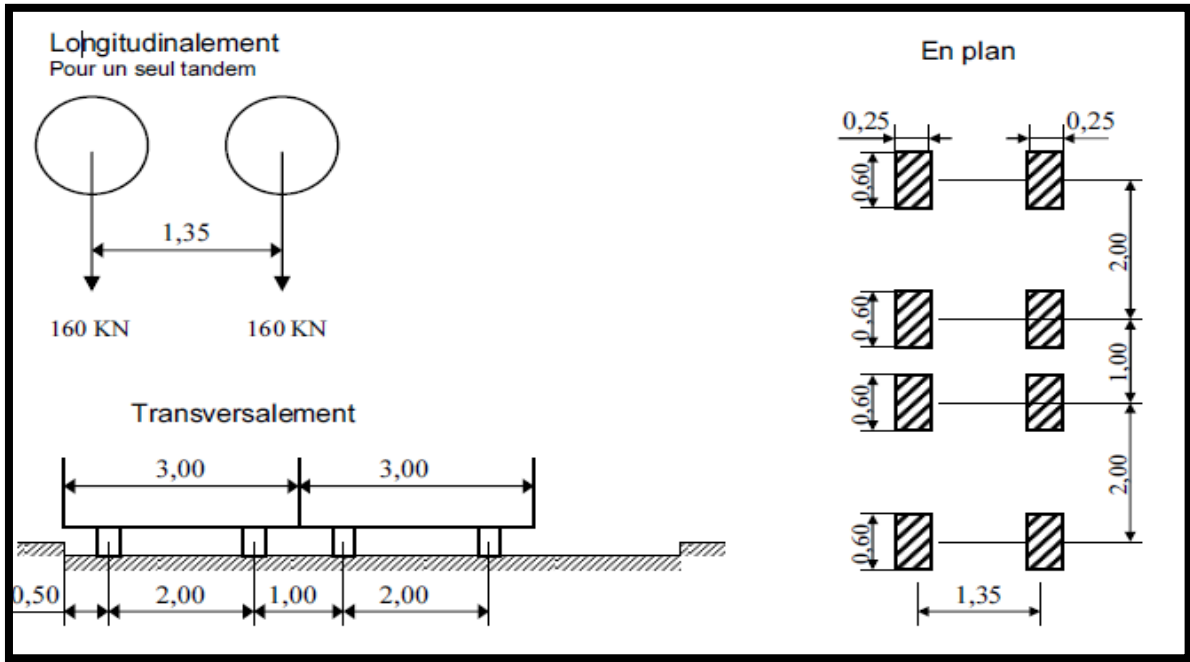


Fig III.6 : Disposition du système B_t

NB : Ce système de charge B_t s'applique uniquement aux ponts de 1^{ère} et de 2^{ème} classe. Un coefficient de pondération est appliqué suivant les classes et est reporté dans le tableau suivant :

Tab III.8: Coefficients B_t

1 ^{ère} classe	2 ^{ème} classe
1	0.9

Pour le cas de notre pont cadre : B_t = 1

- La charge permanente : G = 23443.53 KN
- La charge d'exploitation : Q = 320x2x1=640 KN

Tab III.9 : Charge Q_{Bt}

Q(KN)	B _C	δ	Q _{Bt} (KN)
640	1	1.06	678.4

➤ **Système de charge B_r :**

Le système **Br** se compose d'une roue isolée ; la roue isolée, qui constitue le système B_r porte une masse de **10 tonnes**. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle, uniformément chargé dont le coté transversale mesure **0.6m** et le coté longitudinal **0.3m**.

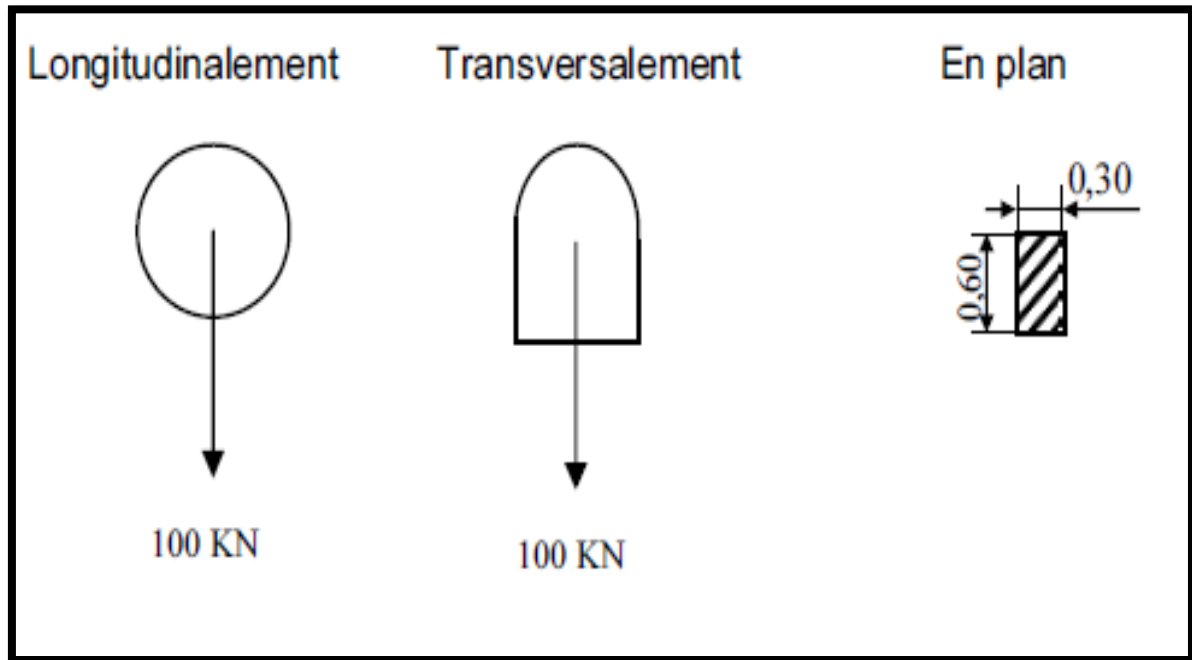


Fig III.7 : Disposition du système B_r

- La charge permanente : $G = 23443.53$
- La charge d'exploitation : $Q = 100 \times 2 = 200 \text{ KN}$

❖ **Vérification au non poinçonnement du tablier :**

Sous l'action de forces localisées (charges du système B), il y a lieu de vérifier la résistance du tablier (dalle) au poinçonnement. Cette vérification s'effectue comme suit :

$$Q_u \leq 0.045 U e \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (19)$$

Avec :

- Q_u : charge de calcul à l'ELU⁸ qui est égale à $Q_u = 1.6 P$
- U : périmètre du contour considéré
- e : épaisseur du tablier

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab III.10 : Résultats de la vérification au non poinçonnement du tablier

Système B	Charge P (KN)	Périmètre U (m)	Epaisseur e (m)	Charge Q_u (KN)	Condition
B_c	60	1	0.7	96	Vérifiée
B_t	80	1.7	0.7	128	Vérifiée
B_r	100	1.8	0.7	160	Vérifiée

III.3.2.3 Système militaire M

➤ La charge M_{C120} :

Sur les chemins classés pour permettre le passage des convois militaires, les ponts doivent être dimensionnés pour supporter ce type de véhicules, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorable que les surcharges des systèmes A et B. Un véhicule type du système M_{C120} comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : **1100 KN**
- Longueur d'une chenille : **6,10m**
- Largeur d'une chenille : **1m**
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : **3,30m**
- Distance entre axes de deux chars successifs doit être au moins égale à **36,60 m**.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

⁸ Etat Limite Ultime

Les caractéristiques de ce système sont représentées dans la figure suivante :

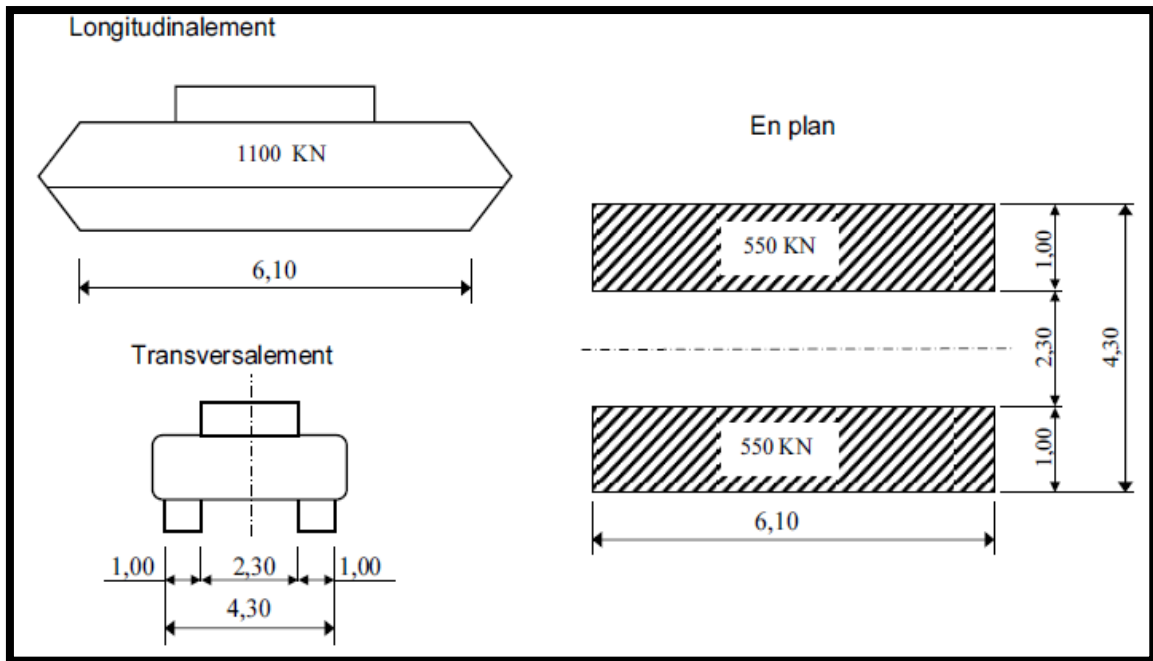


Fig III.8 : Caractéristiques du convoi M_{C120} .

$$Q_{MC120} = \frac{550}{6.1 \times 1}$$

$Q_{MC120} = 90.16 \text{ KN/m}^2$

Avec :

- La charge permanente : $G = 23443.53 \text{ KN}$
- La charge d'exploitation : $Q = 1100 \text{ KN}$

Tab III.11 : Charge due au convoi M_{C120}

Q_{MC120} (KN/m^2)	δ	$Q_{MC120} * \delta$ (KN/m^2)
90.16	1.06	95.57

➤ **Convoi exceptionnel D240**

Les véhicules types **D** sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers.

Le convoi-type **D240** comporte une remorque supportant **240 tonnes**, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de **3,20 m** de largeur et **18,6 m** de longueur.

NB : La charge exceptionnelle n'est pas majorée pour effets dynamiques ; elle est supposée ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

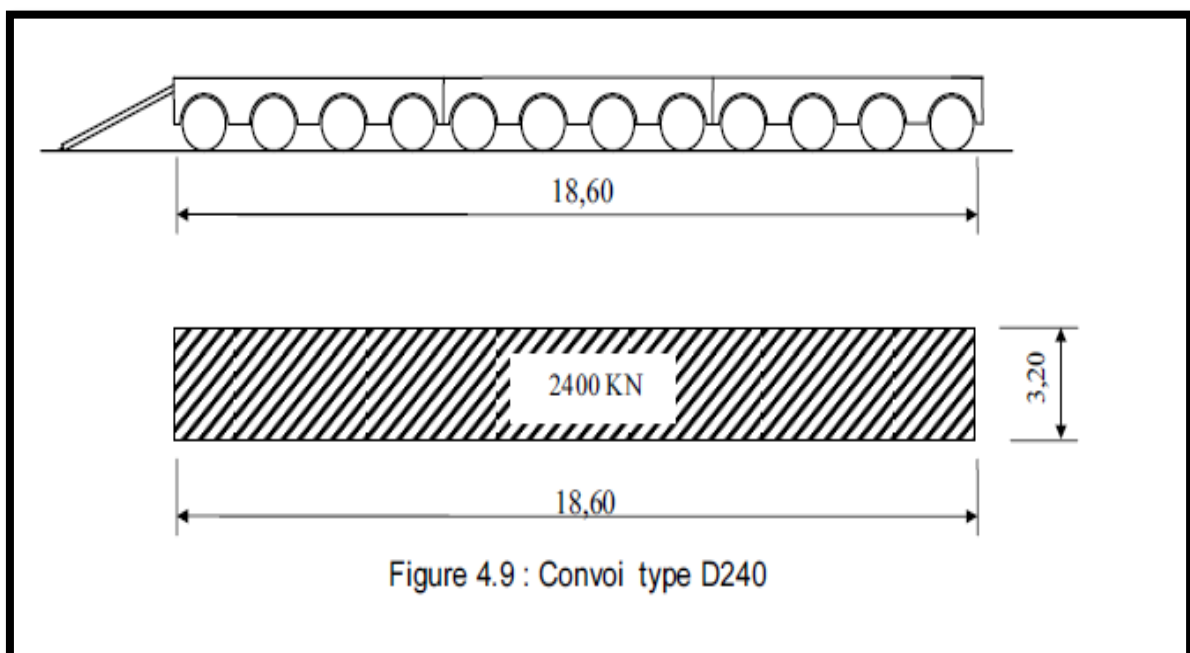


Fig III.9 : Convoi exceptionnel D₂₄₀

$$Q_{D240} = \frac{2400}{18,6 \cdot 3,2}$$

$$Q_{D240} = 40,32 \text{ KN/m}^2$$

III.3.2.4 Surcharge sur trottoir (ST)

Selon le **Fascicule 61-titre II**, on applique sur le trottoir une charge uniforme de **1,5 KN/m²** sur la largeur totale des deux trottoirs.

III.3.2.5 Effort de freinage

Les efforts de freinage sont développés uniquement à partir des charges **A** et **B_C**.

- Freinage du système A :

$$f_{AL} = \frac{A * S}{20 + 0.035 * S} \dots\dots\dots(20)$$

$$f_{AL} = \frac{11.45 * 324.645}{20 + 0.0035 * 324.645}$$

$$f_{AL} = 175.86 \text{ KN}$$

S : surface chargée.

- Freinage du système B_C :

Les efforts de freinage développés par B_C ne sont pas susceptibles de majoration dynamique :

$$f_{Bc} = B_C * P \dots\dots\dots(21)$$

$$f_{Bc} = 1.1 * 300$$

$$f_{Bc} = 330 \text{ KN}$$

III.3.2.6 Incrément de poussée dynamique

Selon le (RPOA), l'incrément dynamique de poussée active qui s'exerce sur un écran de hauteur **H** est pris égal à :

$$\Delta F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 [(1 + K_v) * K_{ad} - K_a] \dots\dots\dots(22)$$

Avec :

- γ : poids volumique du sol ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$)
- K_v : coefficient sismique vertical ($K_v = 0.045$)
- K_a : coefficient de poussée statique active, donné par la formule suivante (**dite de Rankine**)

$$K_a = \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi}} \dots\dots\dots(23)$$

- K_{ad} : coefficient de poussée dynamique active, donné par la formule (**dite de Mononobe-Okabe**)

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos\theta}} \right]^2} \dots\dots\dots(24)$$

- α : pente du remblai ($\alpha = 6^\circ$)
- φ : angle de frottement interne du remblai ($\varphi = 32^\circ$)
- Θ : angle combine qui est égal à: $\theta = \arctg \frac{K_h}{1+K_v} = 8.17^\circ$

En remplaçant dans les formules (23), (24) puis (25) on obtient un incrément de poussée dynamique égal à : $\Delta F_{ad} = 89.4 \text{ KN/m}$

III.3.2.7 Actions dues à l'eau

Les actions dues à l'eau se manifestent de multiples manières. Les phénomènes les plus couramment rencontrés sont :

- La pression hydrostatique.
- La poussée hydrodynamique du courant.
- L'action abrasive du courant.
- L'affouillement général des rivières et local autour des piles du pont.

La grandeur de la force horizontale exercée par des courants sur la surface verticale d'un objet immergé peut être déterminée par l'expression suivante :

$$F_{wa} = k \rho_{wa} h b v_{wa}^2 \dots\dots\dots(25)$$

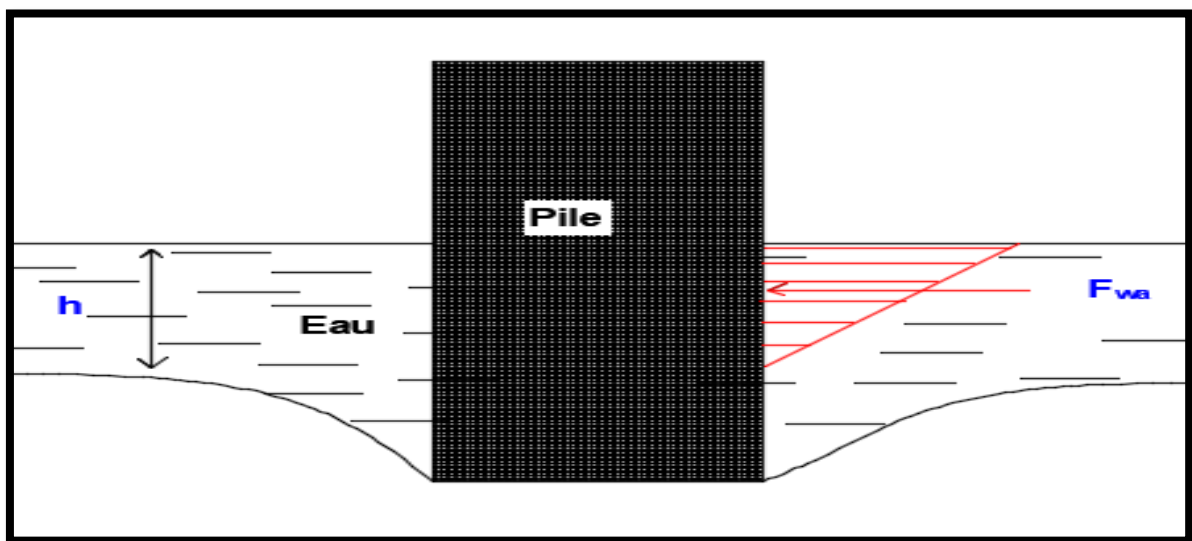


Fig III.10 : Poussée hydrostatique sur la pile

Avec :

- V_{wa} : vitesse moyenne de l'eau, prise en moyenne sur la profondeur, en m/s.
- ρ_{wa} : masse volumique de l'eau, en kg/m³.
- h : profondeur de l'eau, n'incluant pas, le cas échéant, la sur-profondeur locale due à l'affouillement en mètres.
- b : largeur ou diamètre de la pile en mètre.
- K : coefficient de forme qui est égal à :
 - ✓ $K=0.72$ pour une pile de section transversale horizontale carrée ou rectangulaire.
 - ✓ $K=0.35$ pour une pile de section transversale horizontale circulaire.

III.4 Calcul des raideurs de sol par la méthode pressiométrique

Les raideurs à prendre en compte proviennent des trois parties suivantes :

- Fondations et sol environnant
- Appuis
- Appareils d'appuis

III.4.1 Raideur verticale

Selon (Dhouib,2016) la raideur verticale est calculée comme suit :

$$K_v = \frac{9 E_M * B * L}{B \lambda_c \alpha + 1.2 * (1.67 \lambda_d B)^\alpha} \dots\dots\dots(26)$$

Avec :

- E_M : module moyen de déformation pressiométrique de Menard sous la fondation
- B : largeur de la fondation
- L : longueur de la fondation
- λ_c et λ_d : Coefficients de forme en fonction de rapport $\frac{L}{B}$ de la semelle
- α : Coefficient rhéologique qui dépend du rapport $\frac{E_M}{P_l}$

Le tableau si dessous nous donne les valeurs du coefficient rhéologique α :

Tab III.12 : Coefficient rhéologique α [Philipponnat,2002]

Type	Argile	
	E_M/P_L	A
Surconsolidé très serré	>16	1
Normalement consolidé	9-16	2/3
Sous consolidé ou lâche	7-9	1/2

$$\frac{E_M}{P_L}=12 \quad 9 < \frac{E_M}{P_L} < 16 \quad \text{d'où} \quad \alpha = \frac{2}{3}$$

Le tableau ci-dessous donne les valeurs numériques des coefficients de forme λ_c et λ_d en fonction du rapport $\frac{L}{B}$:

Tab III.13 : Coefficients de forme λ_d et λ_c

$\frac{L}{B}$	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_d	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65
λ_c	1	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50

Le module Menard moyen est donné par :

$$E_M = \frac{\sum_{i=1}^n E_{Mi}}{n} \dots\dots\dots(27)$$

$$E_M = \frac{571.28}{6}$$

$$E_M = 9.52 \text{ MPa}$$

On a $\frac{L}{B} = 2.6$ donc par interpolation, on obtient :

- $\lambda_c = 1.25$
- $\lambda_d = 1.65$

D'où :

$$K_v = \frac{9E_M \times BL}{B\lambda_c \alpha + 1.2 \times (1.67\lambda_d B)^\alpha} = \frac{29559.6}{21.786} = 1356.8 \text{ MN/ml}$$

$$\boxed{K_v = 1356.8 \text{ MN/ml}}$$

La raideur par unité de surface (nodale) est donnée par :

$$k_v = \frac{K_v}{S} = \frac{K_v}{BL} = 3.93 \text{ MPa/ml} = 3932,75 \text{ kPa/ml} \rightarrow \boxed{k_v = 3932,75 \text{ kPa/ml}}$$

III.4.2 Raideur horizontale

$$K_h = 0.2 K_v \dots \dots \dots (28)$$

$$\boxed{K_H = 271.36 \text{ MN/ml}}$$

III.4.3 Raideur de rotation

$$K_\theta = 0.5B^2 K_v \dots \dots \dots (29)$$

$$K_\theta = 0.5 * 11.5^2 * 1356.8$$

$$\boxed{K_\theta = 89718.4 \text{ MN/ml}}$$

III.5 Prédimensionnement du radier

L'épaisseur du radier est calculée en fonction de la longueur élastique l_e

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4E_C I_{xx}}{K_v B}} \dots \dots \dots (30)$$

Avec :

- I_{xx} : moment d'inertie du radier par 1ml est donné par la formule suivante en considérant une largeur unité ($B = 1\text{m}$)

$$I_{xx} = \frac{B * e^3}{12} = \frac{e^3}{12} \dots \dots \dots (31)$$

Pour que la fondation soit considérée comme étant rigide c.à.d. une distribution linéaire des contraintes, il faut que :

$$l_e^4 = \frac{4E_c \times e^3}{12k_v} = \frac{E_c e^3}{3k_v}$$

$$L \leq \frac{\pi l_e}{2} + e_v \rightarrow L - e_v \leq \frac{\pi l_e}{2} \Rightarrow (L - e_v)^4 \leq \frac{\pi^4 l_e^4}{16} = \frac{\pi^4 E_c \times e^3}{48 k_v}$$

$$e \geq \left(\frac{48K_v(L - e_v)^4}{\pi^4 E_c} \right)^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots(32)$$

- **E_c** : module instantané du béton égale à **3.4x10⁴ Mpa.**
- **K_v** : raideur nodale verticale (par unité de surface)
- **B** : largeur de la semelle, On prend : **B=1m**
- **L** : la longueur chargée égale à **13.6m**

En remplaçant dans l'équation (32), on aura : **e ≥ 1.57 m**

On prend : **e = 1.6 m**

NB : En réalité, la partie raidie du radier n'est pas concernée par cette épaisseur, d'où

« **L-e_v** » est d'environ **12m**, il en résulte que :

$$e \geq \left(\frac{48k_v(L - e_v)^4}{\pi^4 E_c} \right)^{1/3} = \frac{48 \times 3932.75 \times (12)^4}{97.4 \times 3.4 \times 10^7} = 1.18 \text{ m} \rightarrow \span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">**e = 1.20 m**$$

III.6 Justification du mode de fondation à l'ELS⁹

La fondation est l'interface de contact entre la superstructure et le sol. Pour justifier le mode de fondation adopté dans notre projet, on vérifie les critères de résistance et de tassement suivant les deux méthodes ; laboratoire et in situ.

⁹ Etat Limite de Service

Dans ce qui suit, le calcul se fera pour trois (03) types de fondations : semelle isolée (filante), radier et pieux. A la fin, on détermine le type de fondation approprié.

III.6.1 Semelle isolée (filante)

La semelle isolée est une fondation superficielle de forme rectangulaire ou carrée, de longueur **L** et de largeur **B**.

III.6.1.1 Calcul de la capacité portante

❖ **Méthode laboratoire :**

D’après le **DTR-BC 2.331**, pour une semelle soumise à un effort normal centré **N**, de largeur **B**, de longueur **L** et d’encastrement **D**, on a :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma' N_\gamma B S_\gamma + \gamma' D N_q S_q + C' N_c S_c \dots\dots\dots(33)$$

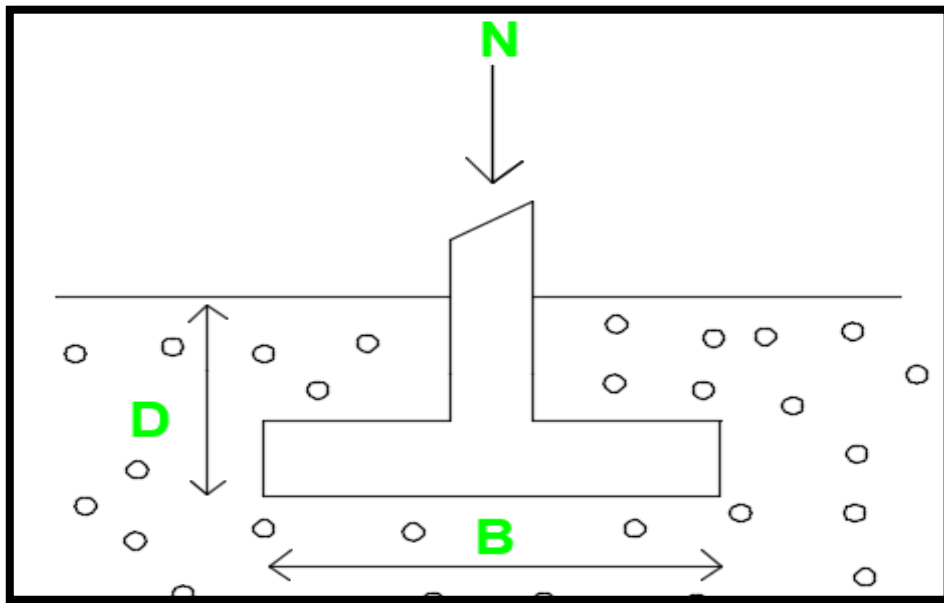


Fig III.11 : Schéma d’une fondation superficielle

Et on vérifie le critère de résistance suivant :

$$q_{ref} = \frac{N}{B * L} \leq q_{adm} = q'_0 + \frac{q_u - q'_0}{F_s} \dots\dots\dots(34)$$

Avec :

- **F_s** : coefficient de sécurité égale à 3

- γ' : poids volumique déjaugé du sol
- C : cohésion du sol
- D : profondeur d'encastrement de la semelle
- B : Largeur de la semelle
- L : Longueur la semelle
- q_u : la contrainte ultime
- N'_γ, N_q et N_c : facteurs de portance
- $S_\gamma = S_q = S_c = 1$ (semelle filante)

Les résultats sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tab III.14 : Résultats des calculs de la capacité portante (méthode laboratoire)

D(m)	L(m)	γ' (KPa/m)	N'_γ	N_q	N_c	φ_{UU} (°)	C_{UU} (KPa)	q_u (KPa)	q_{adm} (KPa)
3	12.5	10.4	0	1.34	5.9	3.3	30	218.8	93.73

N : est l'effort normal appliqué à la semelle isolée obtenu en effectuant une descente de charge sur la pile centrale du pont.

Tab III.15 : Descente de charge sur la pile centrale

Description	Charge permanente G (KN)	Charge variable Q (KN)
Tablier	2737	
Revêtement	312.8	
Trottoir	170	
Garde-corps	27.2	
Voile	1871.62	
Poids propre de la semelle + remblai	663.75 B	
Système de chargement $A_{(l)}$ (2 voies chargées)		1798.6
Total	5118.62 + 663.75 B	1798.6

On effectue la combinaison de charge à l'ELS suivante :

$$N_s = G + 1.2Q_{Al} \dots\dots\dots(35)$$

Tab III.16 : Valeurs de l'effort normal N_s

N_s (à court terme) (KN)	N_s (à long terme) (KN)
7276.94 + 663.75B	5118.62 + 663.75B

En remplaçant dans l'équation (34) on obtiendra les résultats du calcul de la largeur B de la semelle isolée résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab III.17 : Valeurs de la largeur B (méthode laboratoire)

Court terme (avec application de A_l)	Long terme (sans application de A_l)
B = 14.7 m	B = 10.3 m

❖ **Méthode in situ (essai préssiomérique)**

D'après le **DTR-BC 2.331**, pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur **B**, de longueur **L** et d'encastrement **D**, on a :

$$q_u = K_p P_{le}^* + q_0 \dots\dots\dots(36)$$

Avec :

- P_{le}^* : pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limites nettes sur une profondeur de **1.5B** située sous la semelle. Elle est donnée comme suit :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{le1}^* \times P_{le2}^* \times \dots \times P_{len}^*} \dots\dots\dots(37)$$



Fig III.12 : Valeurs de P_l^* sous la fondation

Le **DTR BC 2.331** recommande de plafonner les pressions limites nettes à **1.5 fois** leurs valeurs minimale sur la profondeur envisagée (**12 m**)

D'après la **figure III.12** on remarque que la valeur minimale de P_l^* sous la fondation est de $P_{l^* \min} = 6.04$ bars. Donc toutes les valeurs supérieures à $1.5 P_{l^* \min} = 9.06$ bars (sur 12m de profondeur) seront prises égales à cette dernière.

- K_p : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par la formule suivante :

$$K_p = c_1 \left[1 + c_2 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right] \dots \dots \dots (38)$$

Les valeurs du facteur de portance K_p sont données par le tableau suivant :

Tab III.18 : Valeurs du facteur de portance K_p [Dhouib,2016]

Catégorie de sol	Coefficients		Valeurs maximales de K_p	
	C_1	C_2	Semelle isolée	Semelle filante
Argiles et limons A, craies A	0.8	0.25	1.3	1.1
Argiles et limons B	0.8	0.35	1.5	1.22
Argiles C	0.8	0.5	1.8	1.4
Sables A	1	0.35	1.88	1.53
Sables et graviers B	1	0.5	2.25	1.75
Sables et graviers C	1	0.8	3	2.2
Craies B et C	1.3	0.27	2.18	1.83
Marnes, marno-calcaires et roches altérées	1	0.27	1.68	1.41

La largeur de la semelle B n'étant pas encore connue, mais puisque $B \ll L$ donc $K_p = C_1$ soit $K_p = 0.8$ (Argiles de catégorie A)

On résume les résultats de calculs dans le tableau suivant :

Tab III.19 : Résultats de calcul de la capacité portante (méthode pressiométrique)

K_p	P_{le}^* (bars)	q_0 (bars)	q_u (bars)	q_{adm} (bars)
0.8	7.56	0.312	0.3725	2.328

On vérifie le critère de résistance en remplaçant dans l'équation (34) et (36), on obtient : **B = 2.3 m**

III.6.1.2 Calcul du tassement

Le tassement est le déplacement vertical d'un ouvrage. Il s'agit d'un phénomène d'interaction sol-structure qui se manifeste soit à cause de l'action de la fondation, soit à cause de l'action du sol sur la fondation sous l'influence d'un ouvrage à proximité.

❖ Méthode laboratoire

Le tassement final d'une fondation superficielle comprend deux termes, le tassement immédiat et le tassement de consolidation. :

$$\Delta H = S_i + S_c \dots\dots\dots(39)$$

*Tassement immédiat s_i : appelé aussi tassement élastique qui est un tassement à court terme. Il est donné à partir de la loi élastique linéaire par l'expression suivante :

$$S_i = c_f \frac{1 - \nu^2}{E} qB \dots\dots\dots(40)$$

Avec :

- **q** : charge admissible
- **B** : largeur de la semelle
- ν : coefficient de poisson
- **E** : module d'élasticité du sol qui est donné par l'expression suivante :

$$E = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \frac{E_M}{\alpha} \dots\dots\dots(41)$$

- c_f : coefficient dépendant de la forme et de la rigidité de la fondation. Il est donné par les **tables de Giraud**.

Tab III.20 : Valeurs du coefficient c_f

L/B	1	2	3	5	10
Fondation rigide	0.88	1.21	1.43	1.72	2.18
Fondation souple au bord	0.56	0.76	0.89	1.05	1.27
Fondation souple au centre	1.12	1.53	1.78	2.1	2.58

Les résultats de calcul du tassement immédiat sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.21 : Résultats de calcul du tassement immédiat (méthode laboratoire)

Q (bars)	B (m)	ν	c_f	E (bars)	S_i (cm)
2.31	2.3	0.3	1.72	145.5	5.72

*Tassement de consolidation s_c : il est calculé à partir de la formule basée sur l'œdomètre. Le sol est découpé en tranches suffisamment fines.

$$S_c = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_{vz}}{\sigma_p} \dots\dots\dots(42)$$

Avec :

- **H** : épaisseur de la couche de sol
- **C_c** : coefficient de compression du sol
- **e_0** : indice des vides initial
- **σ_p** : pression de consolidation
- **σ_{vz}** : contrainte verticale au milieu de la tranche considérée qui est donnée par :

$$\sigma_{vz} = \sigma_{v0} + \Delta\sigma \dots\dots\dots(43)$$

Tel que : $\sigma_{v0} = \gamma' (D+z)$

$$\Delta\sigma = 4Iq$$

Les résultats du calcul du tassement de consolidation sont regroupés dans le tableau si dessous :

Tab III.22 : Résultats de calcul du tassement de consolidation s_c (méthode laboratoire)

H (m)	Z' (m)	B' (m)	L'(m)	m	N	I	$\Delta\sigma$ (kpa)	σ_{v0} (kpa)	σ_{vz} (kpa)	Cc	e ₀	s _c (cm)
3.45	1.72	1.15	6.25	0.7	3.63	0.167	154.3	49.09	203.38	0.13	0.605	3.02

Donc, le tassement final est : $\Delta H = 8.74 \text{ cm}$

❖ **Méthode pressiométrique :**

L'essai pressiométrique est l'essai in situ le plus adapté au calcul des tassements.

Le tassement final d'une fondation isolée de largeur B et d'un ancrage D est donné par :

$$S_f = \frac{\alpha}{9E_c} (q - \gamma D) \lambda_c B + \frac{2}{9E_d} (q - \gamma D) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \dots\dots\dots(44)$$

Avec:

- α : coefficient rhéologique donné par le tableau (**Philliponnat, 2002**)
- q : contrainte de référence
- B_0 : largeur de référence
- λ_d, λ_c : coefficients dépendant du rapport $\frac{L}{B}$
- E_c : module d'élasticité du béton.
- E_d : module oedométrique calculé comme suit :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}}$$

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8} \dots\dots\dots(45)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab III.23 : Résultats du tassement oedométrique (semelle isolée)

A	E _c (bars)	E _d (bars)	λ _d	λ _c	B ₀ (m)	B (m)	q (bars)	γ' (Kpa/m)	D (m)	S _f (cm)
0.67	83.37	210.3	2.14	1.4	0.6	2.3	2.31	10.4	3	1.44

III.6.2 Radier général :

Le radier est une fondation superficielle de dimensions (largeur et longueur) importantes.

III.6.2.1 Calcul de la capacité portante

❖ Méthode laboratoire

Comme pour la semelle isolée, on calcule et on vérifie la capacité portante du radier en remplaçant dans les deux équations (33) et (34). On obtient les résultats suivants :

Tab III.24 : Résultats des calculs de la capacité portante pour radier (méthode laboratoire)

D(m)	γ'(KN/m ³)	N _γ	N _q	N _c	C _{UU} ' (bars)	φ' ^o	σ _{adm} (bars)	q _{ref} (bars)	q _{ref} ≤ σ _{adm}
3	11.4	0.06	1.54	5.14	0.37	6	1.04	1.03	Vérifiée

Descente de charge :

Tab III.25 : Descente de charge pour la pile centrale (radier)

Charge Elément	Charges permanentes G(KN)	Charges d'exploitations Q(KN)
Tablier	5474	
Revêtement	625.6	
Garde-corps	54.4	
Trottoir	340	
Piédroits	5614.86	
A(l)		3597.2
SOMME	12108.86	3597.2

Combinaison d'action sous système de charge A(l)

$$N_s = G + 1.2Q_{A(l)}$$

$$N_s = 16425.5 \text{ KN}$$

❖ **Méthode pressiométrique :**

En remplaçant dans les équations (36), (37) et (38) on obtient les résultats ci-dessous :

Tab III.26 : Résultats de calcul de la capacité portante (méthode pressiométrique)

K_p	P_{le}^* (bars)	q_0 (bars)	q_{ref} (bars)	q_{adm} (bars)	$q_{ref} < q_{adm}$
0.83	7.56	31.2	0.438	2.43	Vérifiée

III.6.2.2 Calcul du tassement

❖ **Méthode basée sur les essais de laboratoire :**

Le tassement final est la somme du tassement immédiat et le tassement de consolidation.

En remplaçant dans les équations (40) et (42) puis en corrigeant les valeurs par le **coefficient de Skempton « μ »**, on obtient les résultats inscrit dans les tableaux suivants :

Tab III.27 : Résultats de calcul du tassement immédiat (méthode laboratoire)

Q (bars)	B (m)	ν	c_f	E (bars)	Δh (cm)	$S_i = \mu \cdot \Delta h$ (cm)
2.31	2.3	0.3	1.32	145.5	7.94	4.38

Tab III.28 : Résultats de calcul du tassement de consolidation s_c (méthode laboratoire)

H	Z	M	N	I	C_c (%)	σ'	σ'_c	e_0	Δh (cm)	$S_c = \mu \cdot \Delta h$ (cm)
5	5	2.5	6	0.24	14.68	1.62	1.39	0.605	2.9	2.32
3	3	0.96	2.3	0.2	9.68	1.91	2.21	0.578	1.08	0.97
10.75	10	0.47	1.12	0.125	9.01	2.38	2.13	0.696	2.75	1.92
Somme										5.21

L'abaque suivant donne les valeurs du coefficient de Skempton « μ » des argiles en fonction du rapport $\frac{H}{B}$.

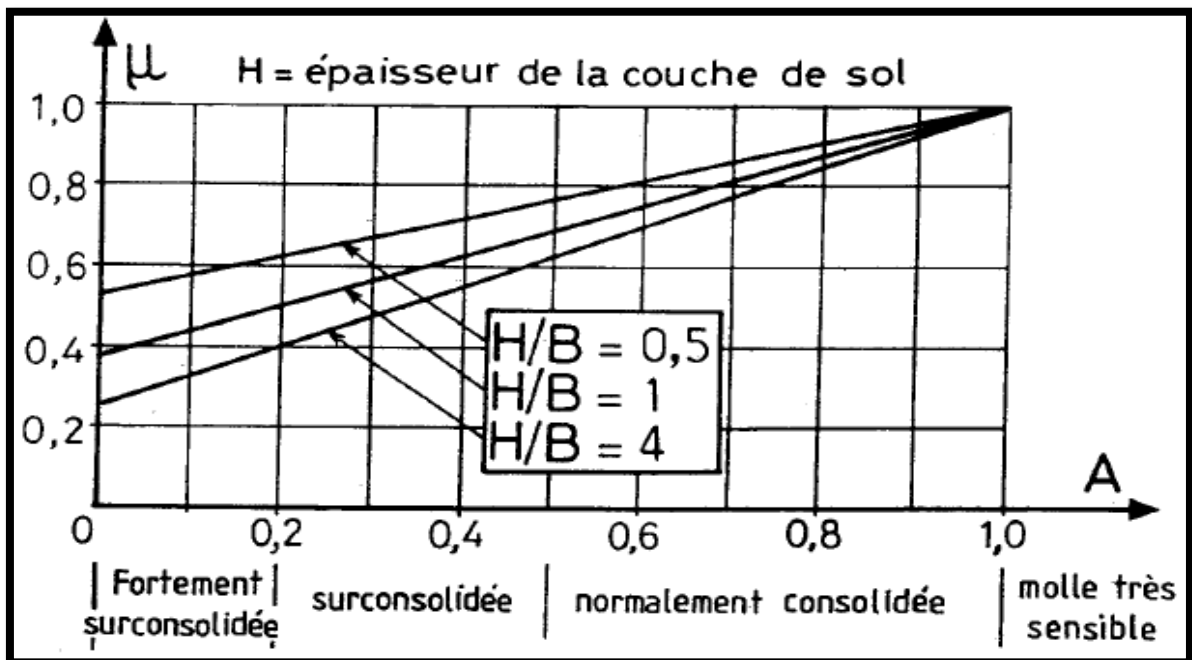


Fig III.13 : Valeurs du coefficient de skempton μ dans les argiles

En remplaçant dans l'équation (39), on aura un tassement final : $\Delta H = 9.59 \text{ cm}$

❖ **Méthode pressiométrique :**

En remplaçant dans l'équation (44), on obtient les résultats du tassement final résumés dans le tableau suivant :

Tab III.29 : Résultats du tassement oedométrique (radier)

A	E_c (bars)	E_d (bars)	λ_d	λ_c	B_0 (m)	B (m)	Q (bars)	γ' (kpa/m)	D (m)	S_f (cm)
0.67	83.37	81.6	1.65	1.24	0.6	12.5	0.438	10.4	3	6.14

III.6.3 Pieux

On fait recours aux fondations profondes (par pieux) lorsque les fondations superficielles ne peuvent être retenues pour des raisons de faible portance, tassement élevé ou charges importantes.

III.6.3.1 Descente de charge sur la pile centrale

La descente de charge effectuée sur la pile centrale pour le cas d'un pieu est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tab III.30 : Résultats de la descente de charge sur la pile centrale (pieu)

Charge Elément	Charges permanentes G(KN)	Charges d'exploitations Q(KN)
Tablier	5474	
Revêtement	625.6	
Garde-corps	54.4	
Trottoir	340	
Piédroits	1871.62	
A(l)		1798.6
Somme	8365.62	1798.6

- Combinaison d'action sous système de charge A(l)

$$N_s = G + 1.2Q_{A(l)}$$

$$N_s = 10523.94 \text{ KN}$$

III.6.3.2 Calcul de la capacité portante sur la pile centrale (méthode pressiométrique)

D'après le DTR BC-2.33.2, la charge de fluage est donnée par :

$$Q_c = 0.4Q_{pu} + 0.66Q_{su} \dots\dots\dots(46)$$

A) Terme de pointe :

La charge limite de pointe est donnée par la formule suivante :

$$Q_{pu} = K_p P_{le}^* A_p \dots\dots\dots(47)$$

Avec :

- P_{le}^* : pression limite nette équivalente donnée par :

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} P_{le}^* dz \dots\dots\dots(48)$$

- $a = \max \left(\frac{B}{2}; 0.5 \right)$
- $b = \min (h ; a)$
- K_p : facteur de portance
- A_p : section de pointe du pieu.

Tab III.31: Résultats de calcul du terme de pointe Q_{pu} (pile centrale)

B(m)	a(m)	b(m)	D(m)	P_{le}^*	$A_p(m^2)$	$P_{le}^*(Kpa)$	k_p	$Q_{pu}(KN)$
1	0.5	0.5	18	46	0.785	4600	1.14	5055.95

B) Terme de frottement :

L'effort total mobilisable par frottement latéral sur une hauteur H est calculé suivant la formule ci-après :

$$Q_{su} = \pi B \int_0^H q_{su}(z) dz \dots \dots \dots (49)$$

Avec :

- q_s : frottement latéral unitaire limite obtenu à partir de l'abaque de la **figure III.14**
- B : diamètre du pieu.

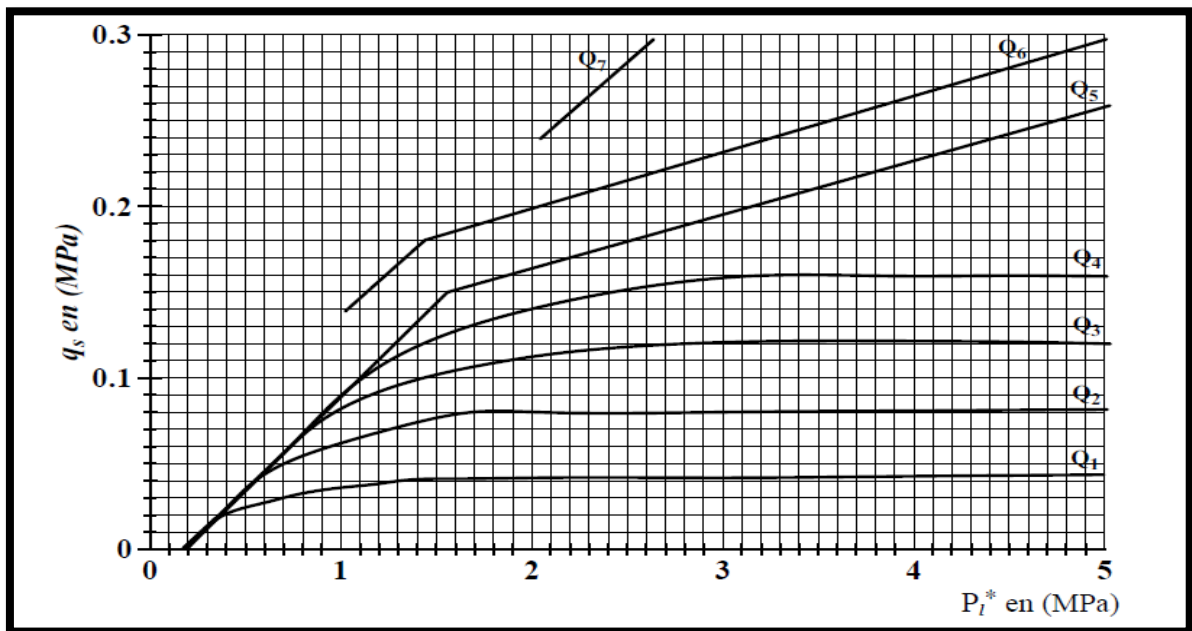


Fig III.14 : Abaque du frottement latéral unitaire q_s

Tab III.32 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s

Type de pieu	Argiles – Limons		
	A	B	C
Foré simple	Q_1	Q_1, Q_2	Q_2, Q_3

Les résultats de calcul du terme de frottement sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.33: Résultats de calcul du terme de frottement Q_{su} (pile centrale)

B(m)	q_{su} (Kpa)	Q_{su} (KN)
1	400	1256

En remplaçant dans la formule (46), on obtient une charge de fluage : $Q_c = 2851.34$ KN

C) Contrainte admissible

Selon le DTR BC-2.33.2, la charge admissible à l'ELS d'un pieu isolé est donnée par :

$$Q_{aELS} = \frac{Q_c}{1.4} \dots\dots(50)$$

Et le nombre de pieux est calculé suivant la formule :

$$n = \frac{N_s}{Q_{aELS}} \dots\dots\dots(51)$$

En remplaçant dans les équations précédentes (50) et (51) on aura :

$$Q_{aELS} = 2036.67 \text{ KN et } n = 5.16.$$

Soit **6 pieux** sous la pile centrale du pont.

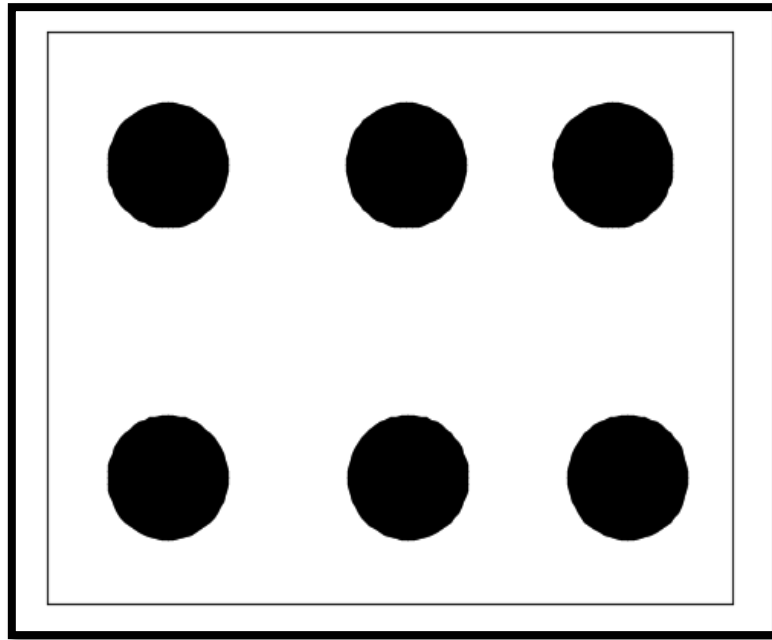


Fig III.15 : Vue en plan du chevêtre de pieux

Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu faire le prédimensionnement de chaque élément constituant le pont cadre et aussi l'évaluation des charges (permanentes et variables).

Pour justifier le type de fondation, la vérification des critères de résistance (capacité portante et tassement) a montré que la fondation du pont cadre peut être réalisée sous radier général et éventuellement sous pieux. Le choix a été porté sur un radier général pour des raisons économiques et rapidité d'exécution. Ce mode de fondation superficiel sera sujet à la contrainte de déformabilité du sol, néanmoins la prédiction des tassements et leurs justifications sont présentées.

Chapitre IV
Modélisation et ferrailage
des éléments du pont
cadre.

Introduction

Après le prédimensionnement des éléments et l'évaluation de toutes les charges, on peut désormais passer à la modélisation du pont cadre à l'aide du logiciel Robot 2018 en insérant toutes les données nécessaires pour extraire à la fin les sollicitations qui nous permettront par la suite de ferrailer chaque élément du pont.

IV.1 Modélisation du pont cadre

IV.1.1 Présentation du logiciel

Robot est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales.

Les utilisateurs de Robot pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de Robot afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques.

Ce logiciel permet également de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

IV.1.2 Présentation du modèle EF¹⁰

La modélisation est la partie importante dans l'étude d'une structure. Elle sert à élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

La structure de notre pont cadre a été modélisée par le logiciel **Robot 2018**. En intégrant les paramètres suivants :

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- $K_H = 271.36 \text{ MN/ml}$
- $K_V = 1356.8 \text{ MN/ml}$
- $K_\Theta = 89718.4 \text{ MN/ml}$

¹⁰ Eléments Finis

Notre modèle élément finis est représenté par la figure ci-dessous :

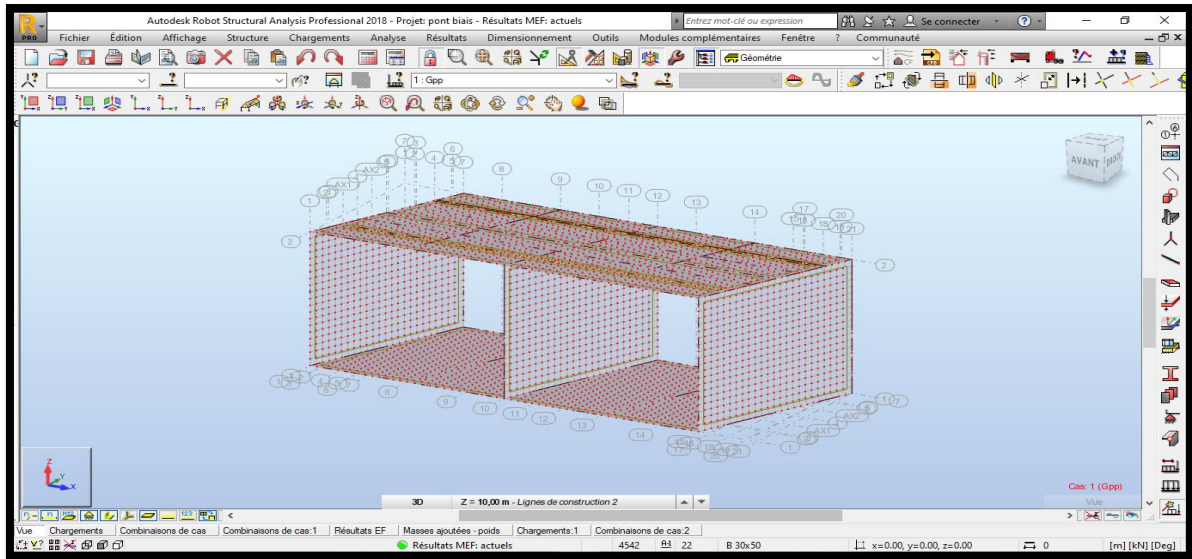


Fig IV.1 : Présentation du modèle éléments finis

IV.1.3 Présentation des différents chargements

IV.1.3.1 Charges permanentes

Les charges permanentes concernent, en plus du poids propre de l'ouvrage, les charges complémentaires (trottoirs, revêtement) et la poussée des terres sur les culées.

- Charges complémentaires

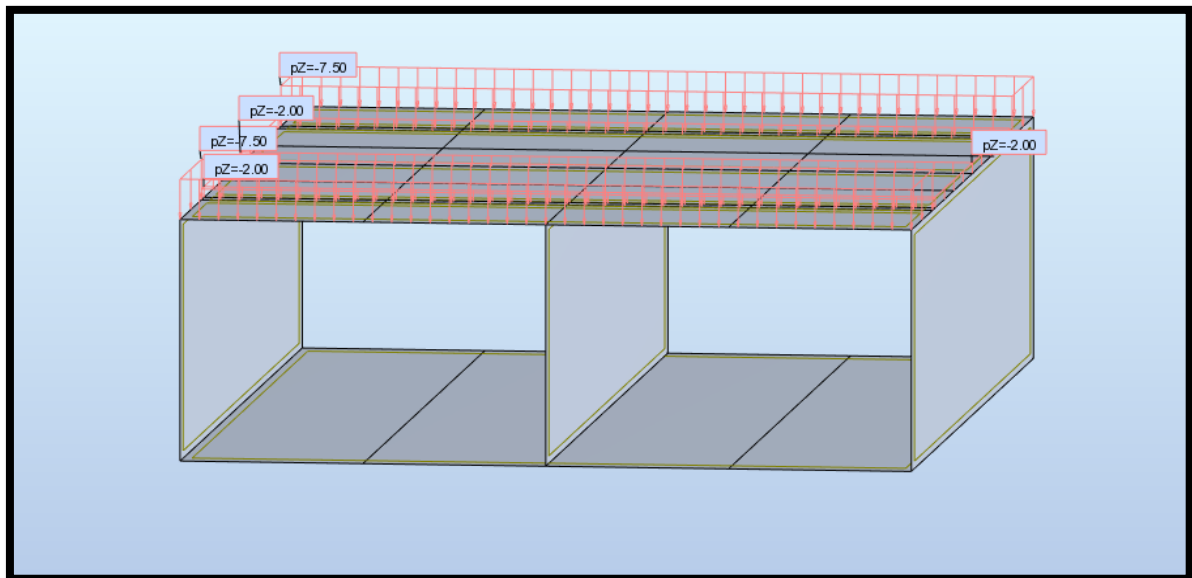


Fig IV.2 : Charges complémentaires sur le tablier du pont cadre

- Poussée des terres (G_{remb})

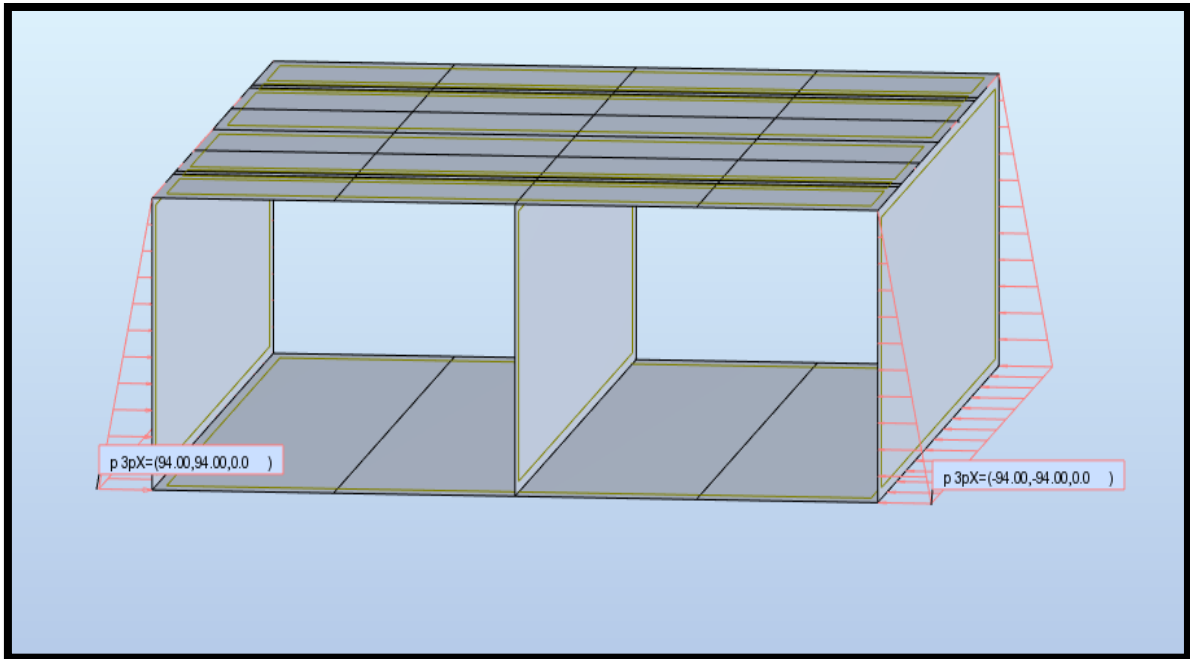


Fig IV.3 : Poussée des terres (G_{remb}) sur la culée du pont cadre

IV.1.3.2 Charges variables

Elles concernent les charges routières et les surcharges des remblais d'accès aux culées.

- Système de chargement A

Pour une travée (1T) :

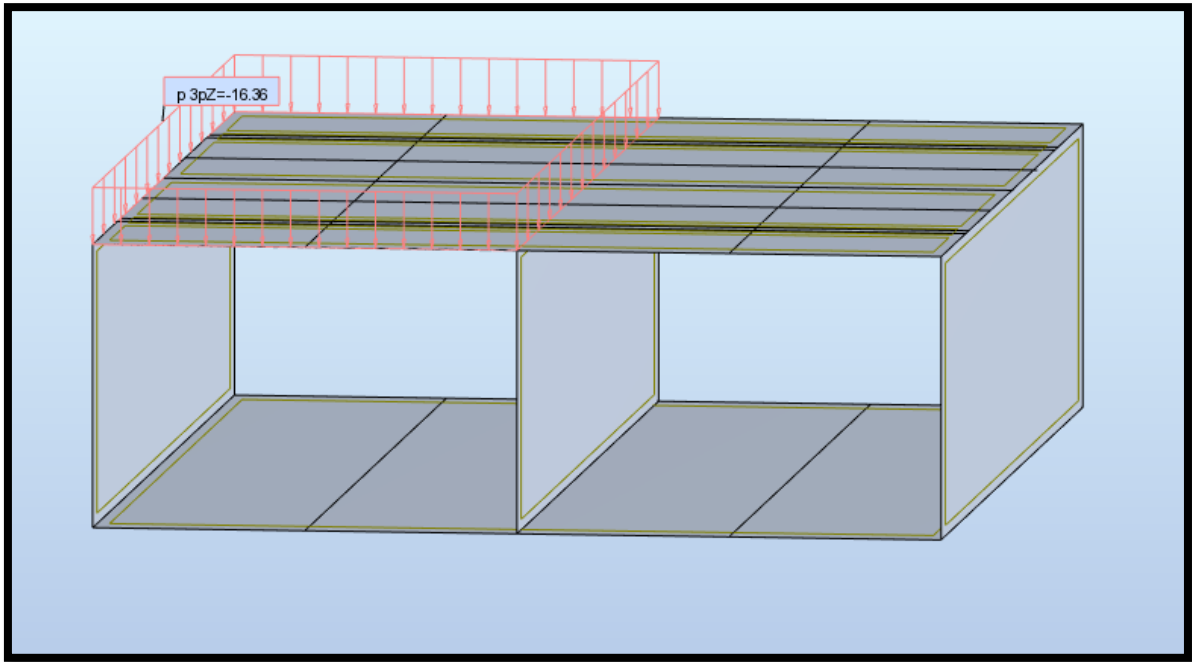


Fig IV.4 : Chargement A_l (1 travée)

Pour deux travées (2T) :

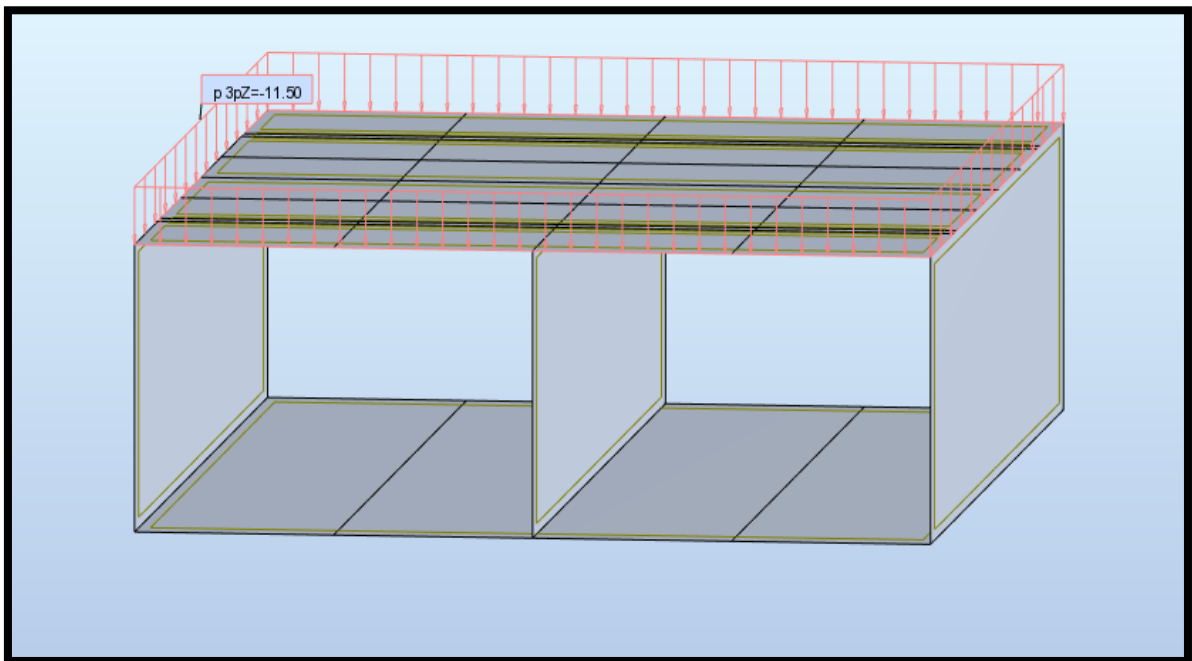


Fig IV.5 : Chargement A_l (2 travées)

- Système de chargement B

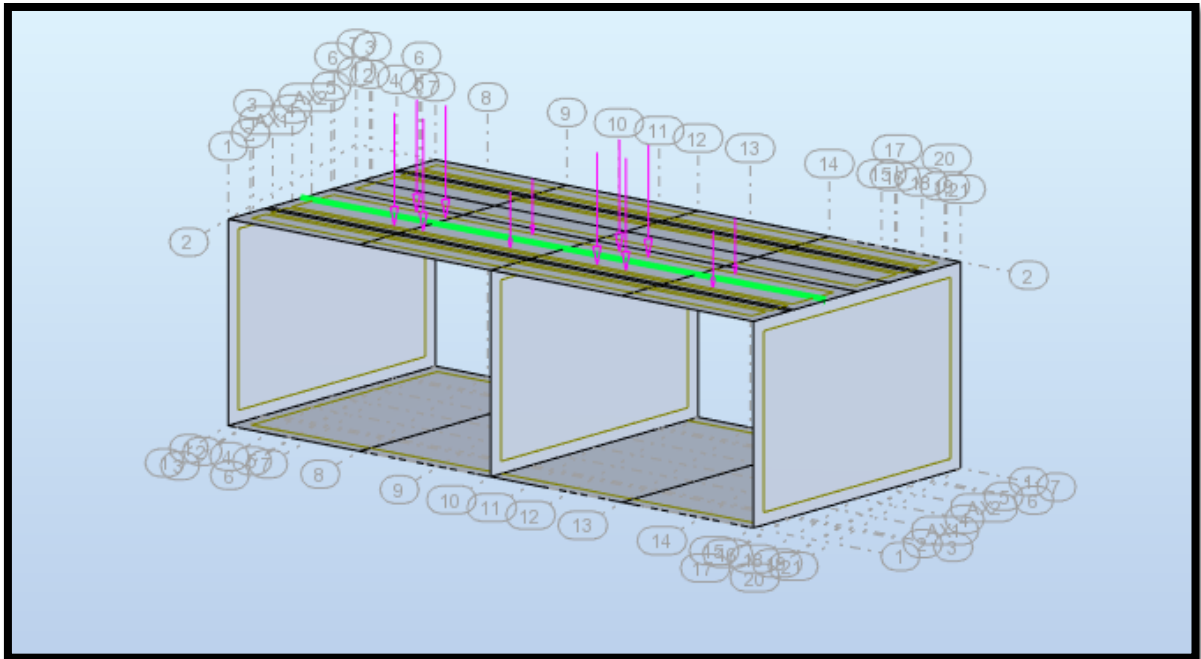


Fig IV.6 : Chargement Bc

- Charges militaires :

Charge M_{C120} :

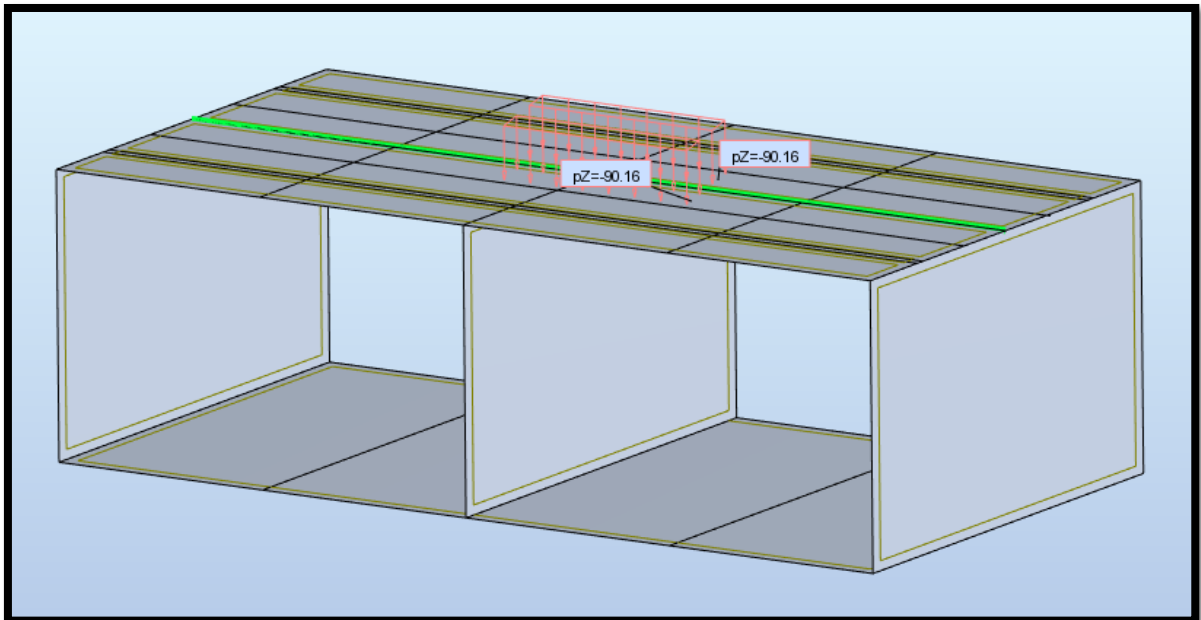


Fig IV.7 : Charge du convoi militaire M_{C120}

Convoi exceptionnel D₂₄₀ :

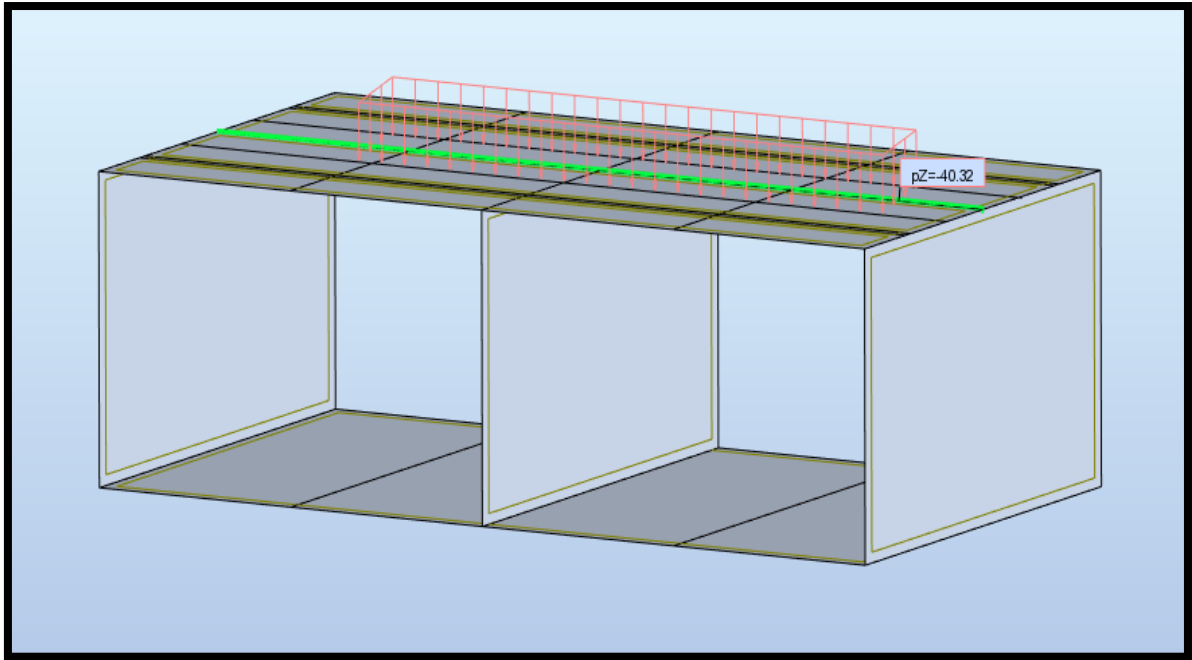


Fig IV.8 : Convoi exceptionnel D₂₄₀

- Poussée latérale de la surcharge du remblai (Q_{remb})

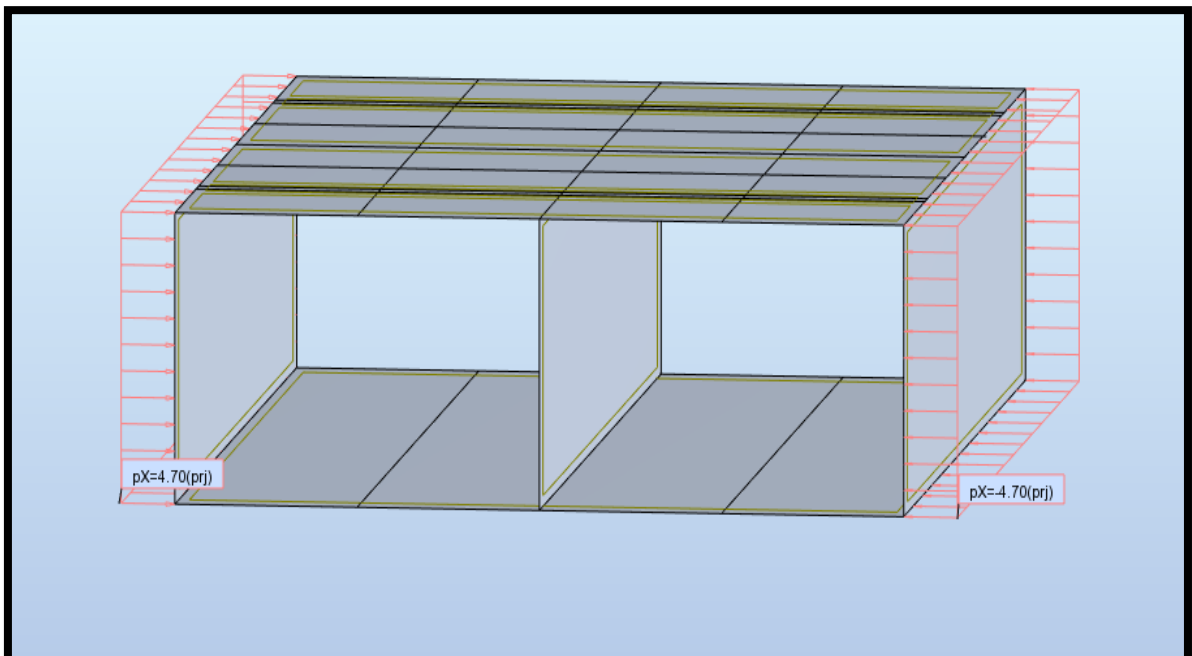


Fig IV.9 : Poussée latérale de la surcharge du remblai (Q_{remb})

IV.1.3.3 Charges accidentelles

Ce sont des actions qui ne durent que quelques secondes et qui sont dues au freinage, au séisme ou bien au choc.

- Poussée dynamique

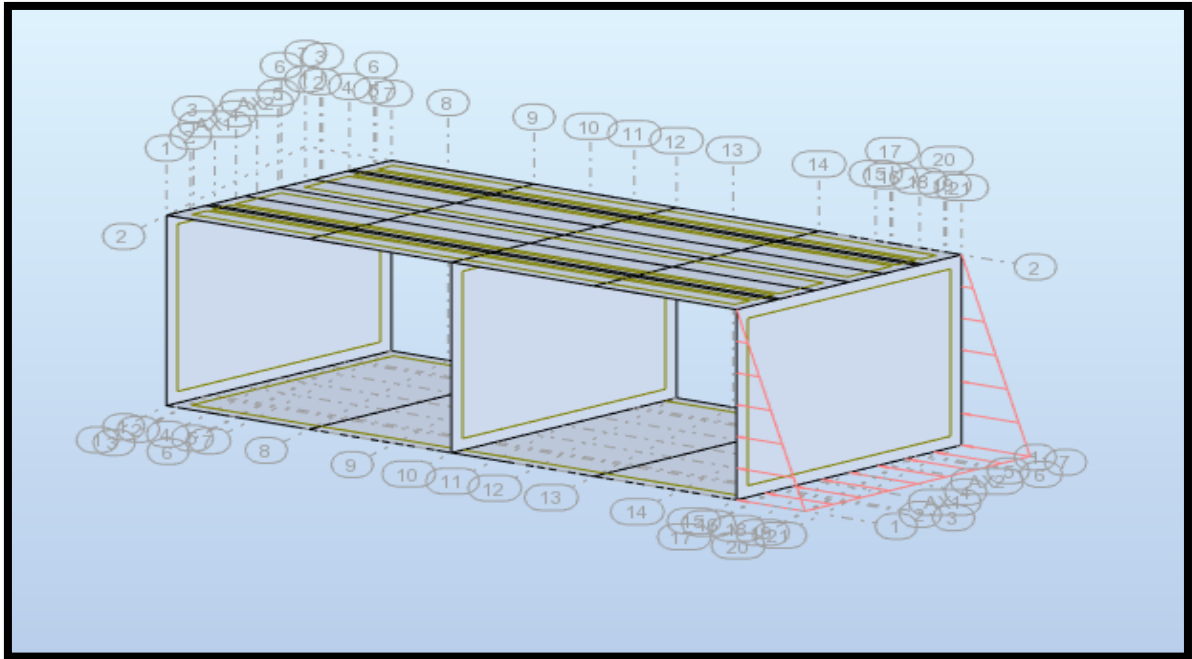


Fig IV.10 : Poussée dynamique

- Force de freinage A_l

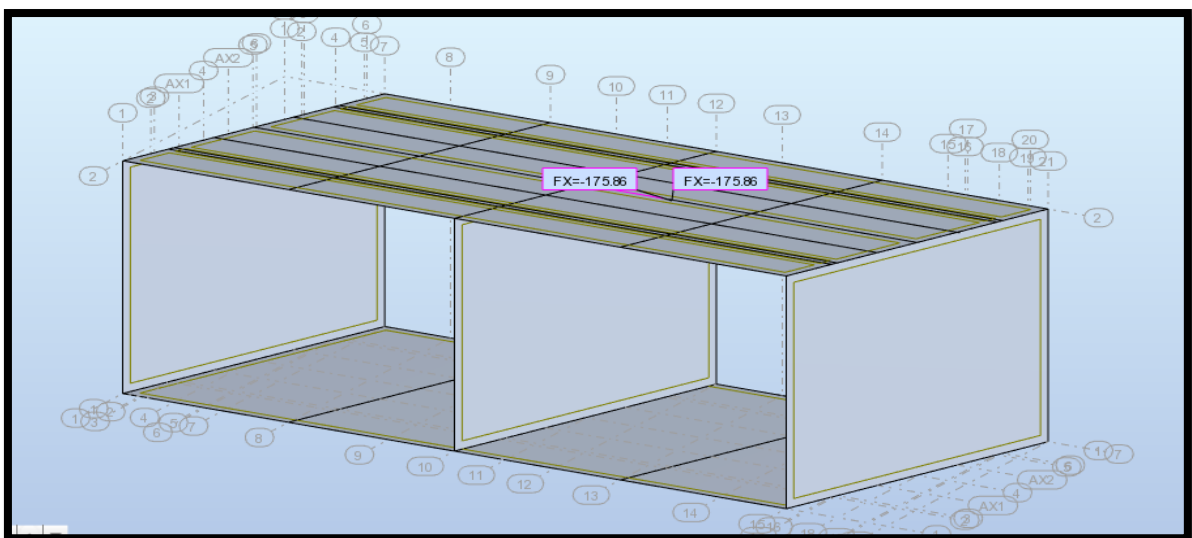


Fig IV.11 : Force de freinage due au système A_l

- Force de freinage Bc

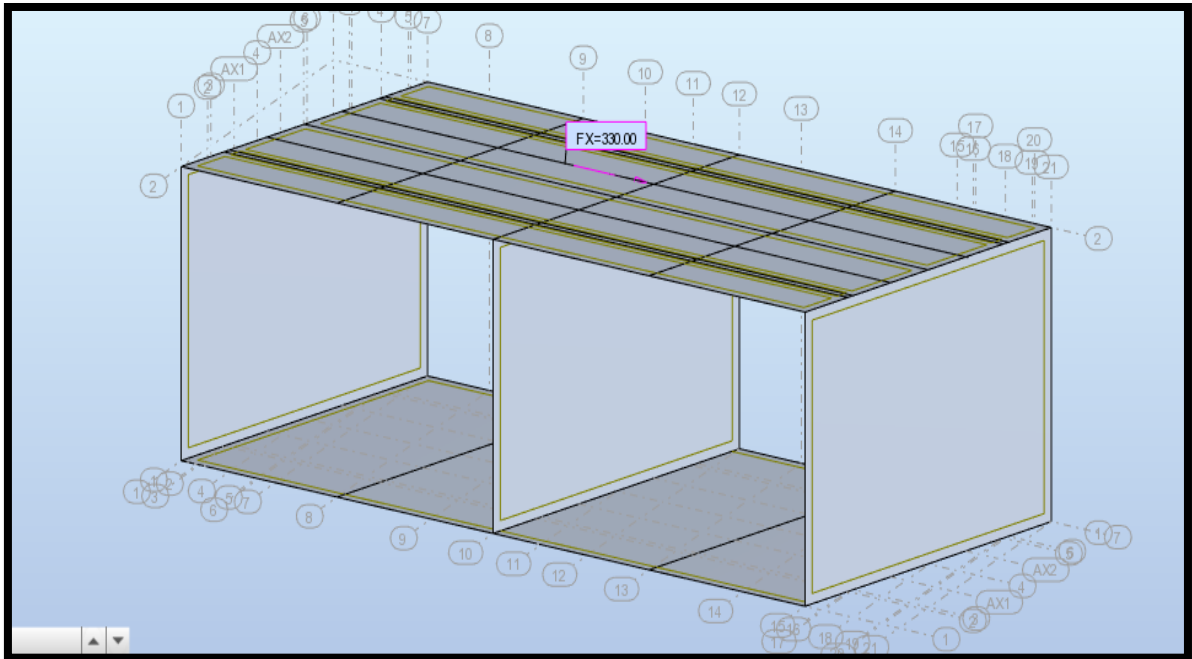


Fig IV.12 : Force de freinage due au système Bc

IV.1.4 Combinaisons d'actions

Selon le BAEL99¹¹, il y a lieu de considérer les combinaisons suivantes :

- Combinaisons à l'ELU :

On considère les combinaisons suivantes :

$$1.35 G + 1.6 \max \begin{pmatrix} Al \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{pmatrix} + 1.6 \max \begin{pmatrix} f_{Al} \\ f_{Bc} \end{pmatrix} + 1.6 Q_{\text{trottoir}}$$

$$1.35 G + 1.35 \max \begin{pmatrix} M_{c120} \\ D_{240} \end{pmatrix} + 1.6 Q_{\text{trottoir}}$$

¹¹ Béton Armé aux Etats Limites

- **Combinaisons à l'ELS**

On considère les combinaisons suivantes :

$$G + 1.2 \max \begin{pmatrix} Al \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{pmatrix} + 1.2 \max \begin{pmatrix} f_{Al} \\ f_{Bc} \end{pmatrix} + 1 Q_{\text{trottoir}}$$

$$G + 1 \max \begin{pmatrix} M_{c120} \\ D_{240} \end{pmatrix} + 1 Q_{\text{trottoir}}$$

- **Combinaison sismique**

$$G + E + 0.2Q$$

E : action sismique évaluée à partir des coefficients K_v et K_h

On donne ci-après les coefficients pour chaque chargement :

Tab IV.1 : Coefficients des chargements à l'ELS et l'ELU

Action	ELU	ELS
Poids propre	1.35	1
Charges civiles A_l, B	1.6	1.2
Surcharge sur trottoirs	1.6	1
Convoi M_{C120}, D_{240}	1.35	1
Charge sismique	1.2	0
Charge sur remblai	1.6	1.2

IV.1.5 Résultats de calcul des sollicitations

Les résultats de calcul des sollicitations maximales, autrement dit, le **moment fléchissant M**, l'**effort normal N** et l'**effort tranchant T** suivant les deux sens (longitudinal x et transversal y) tirés de la modélisation sont portés dans les tableaux suivants en considérant les trois **(03) éléments** (tablier, culée et radier) :

Tab IV.2 : Sollicitations maximales dans le tablier

	Mxx (KN.m/ml)	Myy (KN.m/ml)	Nxx (KN/ml)	Nyy (KN/ml)	Tx (KN/ml)	Ty (KN/ml)
Max	976.42	993.78	359.69	303.73	625.43	10677.94
Cas	ELU	ELU	ELU	ELU	ELU	ELU
Min	-464.01	-463.66	-321.78	-473.26	-481.3	-8733.76
Cas	ELU	ELU	ACC	ACC	ELU	ACC

Tab IV. 3 : Sollicitations maximales dans la culée

	Mxx (KN.m/ml)	Myy (KN.m/ml)	Nxx (KN/ml)	Nyy (KN/ml)	Tx (KN/ml)	Ty (KN/ml)
Max	1333.46	252.12	661.91	145.56	581.05	149.41
Cas	ACC	ACC	ACC	ACC	ELU	ACC
Min	-1035.41	-193.99	-2334.06	-502.28	-702.24	-467.24
Cas	ELU	ELU	ACC	ACC	ELU	ACC

Tab IV. 4 : Sollicitations maximales dans le radier

	Mxx (KN.m/ml)	Myy (KN.m/ml)	Nxx (KN/ml)	Nyy (KN/ml)	Tx (KN/ml)	Ty (KN/ml)
Max	1223.57	288.07	615.79	515.99	1476.88	1115.7
Cas	ELU	ACC	ELU	ELU	ELU	ELU
Min	-1294.56	-510.10	-900.17	-261.42	-1308.76	-1202.24
Cas	ACC	ELU	ACC	ACC	ELU	ELU

IV.2 Ferrailage des éléments du pont cadre

En exploitant les résultats des sollicitations précédentes, on calculera désormais la section d'acier nécessaire pour chaque élément de notre pont suivant les deux sens ; **longitudinal (x)** et **transversal (y)**.

IV.2.1 Ferrailage du tablier

Le tablier qui est une dalle en béton armé est calculée en flexion simple. Elle est ferrillée en deux nappes (supérieure et inférieure) suivant les deux sens : x et y. On notera que pour le cas d'un tablier, la nappe inférieure est plus importante en raison des charges appliquées.

IV.2.1.1 Calcul à la flexion simple et choix des barres

Les résultats de calcul en flexion simple pour une section ($\mathbf{b} \times \mathbf{e}_t$) = (1×0.7) m² sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Selon le sens longitudinal x :

Tab IV.5 : Section d'armatures du tablier selon le sens longitudinal x

	Mx (KN.m/ml)	e (cm)	d (m)	f _{bu} (MPa)	μ _{bu}	z (m)	f _{st} (MPa)	A (cm ² /ml)
Nappe supérieure	-464.01	3.5	0.665	17	0.061	0.644	348	20.7
Nappe inférieure	976.42	3.5	0.665	17	0.129	0.619	348	45.32

- Selon le sens transversal y :

Tab IV.6 : Section d'armatures du tablier selon le sens transversal y

	My (KN.m/ml)	e (cm)	d (m)	f _{bu} (MPa)	μ _{bu}	z (m)	f _{st} (MPa)	A (cm ² /ml)
Nappe supérieure	-463.66	3.5	0.665	17	0.061	0.644	348	20.69
Nappe inférieure	993.78	3.5	0.665	17	0.132	0.618	348	46.2

Les sections à adopter seront les mêmes suivant les deux sens (x et y). Le choix des barres est donné dans le tableau ci-dessous :

Tab IV.7 : Choix des barres pour le ferrailage du tablier (selon les deux sens)

Elément	Nappe supérieure		Nappe inférieure	
	Armatures adoptées (cm ² /ml)	Armatures correspondantes (cm ² /ml)	Armatures adoptées (cm ² /ml)	Armatures correspondantes (cm ² /ml)
Tablier	21.99	7HA20	48.25	6HA32

IV.2.1.2 Vérifications

- Vérification des contraintes dans le béton

On vérifie la formule suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \dots\dots\dots (52)$$

Avec :

- $\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$
- $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$

Tab IV.8 : Vérification des contraintes dans le béton du tablier

M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	I (m ⁴)	y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
470.63	48.25	0.0176	0.246	6.56	18	Vérifiée

- Vérification des contraintes dans l’acier

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc}\left(\frac{d-y}{y}\right) \leq \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots (53)$$

$$\sigma_{st} = 167.32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 176.36 \text{ MPa (Vérifiée)}$$

- Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le (RPA99), la contrainte de cisaillement dans le béton doit vérifier la condition :

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots(54)$$

$$\tau_{bu} = 0.939 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 1.4 \text{ MPa (Vérifiée)}$$

IV.2.1.3 Schémas de ferrailage du tablier

Les figures ci-après montrent les schémas de ferrailage du tablier selon une vue en plan (nappe inférieure et supérieure) ainsi qu'une vue en coupe transversale.

NB : Selon (SETRA,1992), la disposition des armatures du tablier dépend de l'angle du

biais et du coefficient de forme η défini par : $\eta = \frac{\text{largeur droite}}{\text{ouverture droite}} \dots\dots\dots (55)$

Pour une largeur de 11.5 m et une ouverture de 13.6 m, on obtient en remplaçant dans l'équation (55) :

$\eta = 0.84$ pour un ouvrage peu biais ($\phi \geq 70 \text{ gr}$). Les aciers seront donc disposés parallèlement aux bords libres et aux lignes d'appuis.

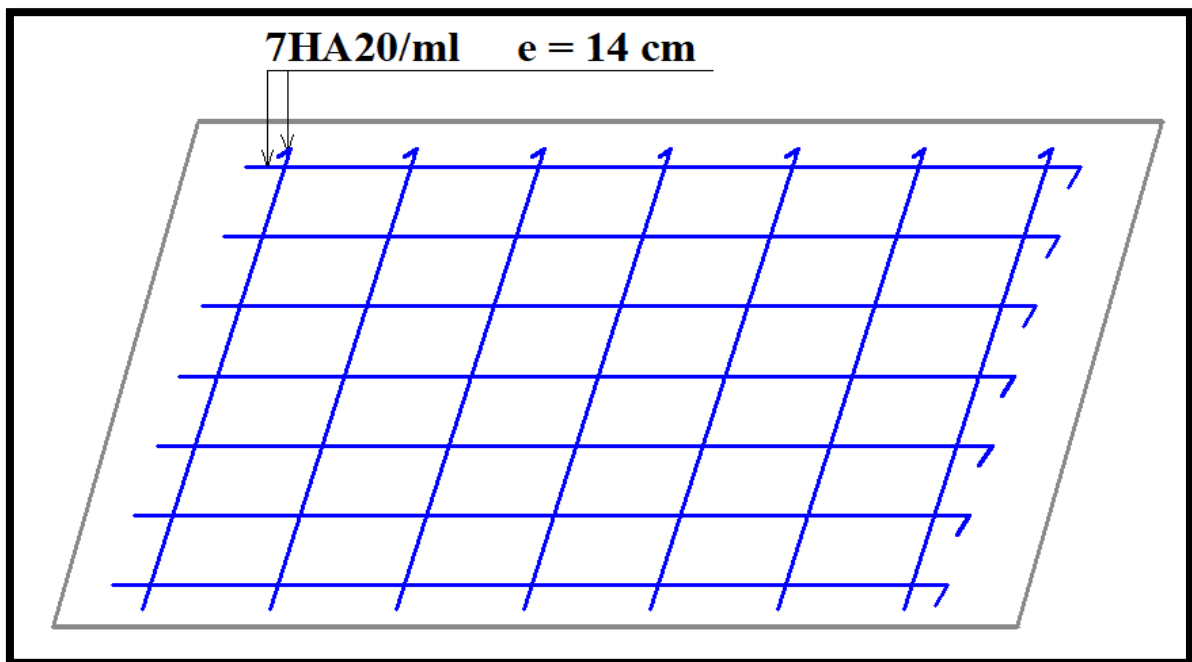


Fig IV.13 : Ferrailage de la nappe supérieure du tablier

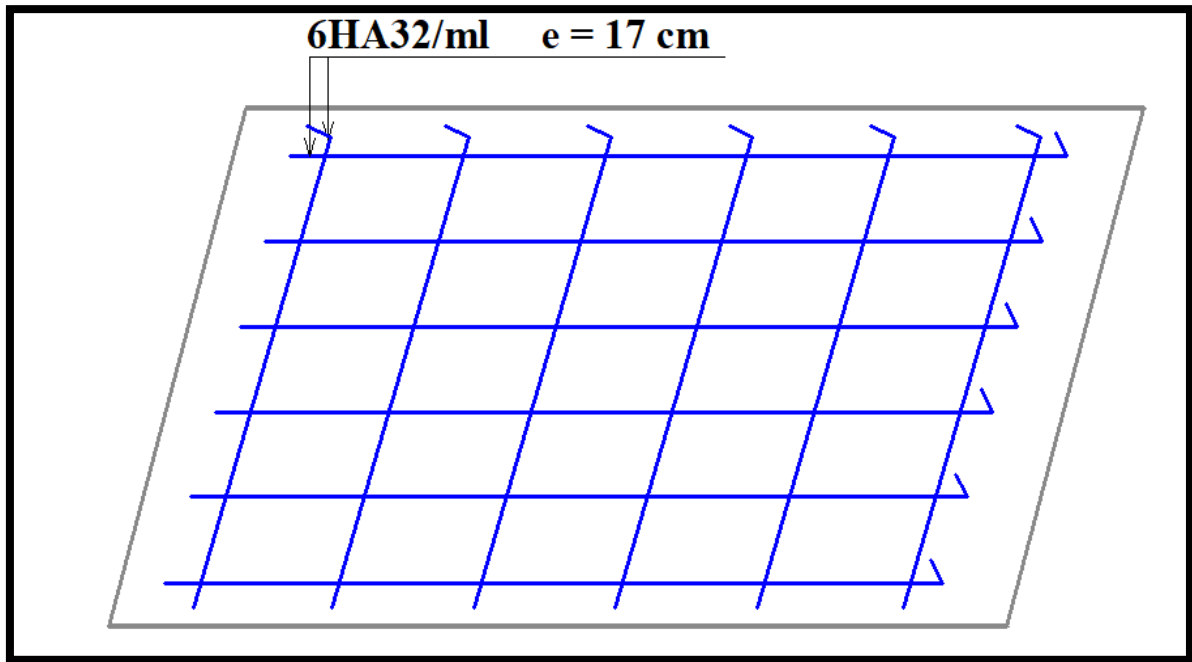


Fig IV.14 : Ferrailage de la nappe inférieure du tablier

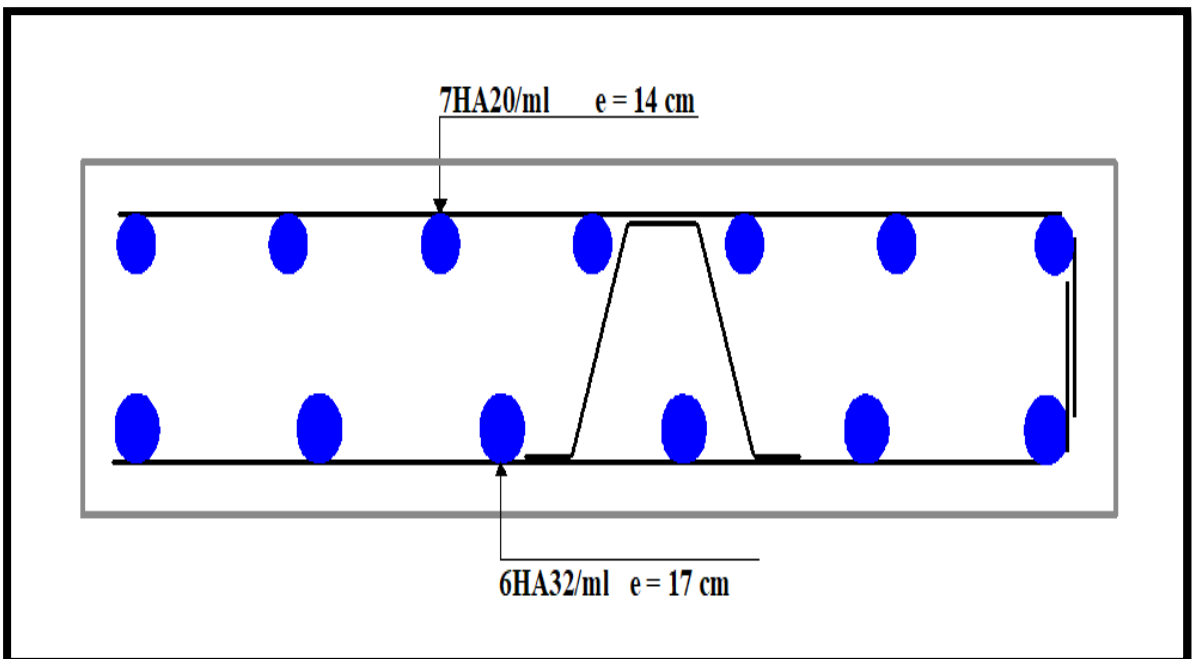


Fig IV.15 : Vue en coupe du ferrailage du tablier

IV.2.2 Ferrailage de la culée

La culée est un voile en béton armé encastré en haut par le tablier et en bas par le radier. Cet élément est ferrillé à la flexion composée selon les trois (03) combinaisons suivantes :

1. $M^{\max} \rightarrow N^{\text{corresp}}$
2. $N^{\max} \rightarrow M^{\text{corresp}}$
3. $N^{\min} \rightarrow M^{\text{corresp}}$

NB : Les deux nappes sont ferrillées de façon similaire et contrairement au tablier, la culée ne dépend pas du biais.

IV.2.2.1 Calcul à la flexion composée et choix des barres

La 3^{ème} combinaison donne le cas le plus défavorable (SET¹²) et les résultats de calcul à la flexion composée pour une section ($b \times h$) = 1 m² sont résumés dans le tableau ci-dessous :

- Selon le sens longitudinal (principal) :

Tab IV.9 : Section d'armatures principales de la culée

N^{\min} (KN/ml)	M^{corresp} (KN.m/ml)	D (m)	d' (cm)	e_G (m)	e_a (m)	f_{st} (MPa)	h (m)	A_p (cm ² /ml)
-2334.06	418.26	0.96	4	0.18	0.28	348	1	46.29

- Selon le sens transversal (secondaire) :

La section d'armatures secondaire, dite aussi de **répartition**, est calculée comme suit :

$$A_r = \frac{A_p}{3} \dots\dots\dots (56)$$

D'où : $A_r = 15.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix des barres est donné dans le tableau ci-après :

¹² Section Entièrement Tendue

Tab IV.10 : Choix des barres pour le ferrailage de la culée

Elément	Armatures principales		Armatures de répartition	
	Armatures adoptées (cm ² /ml)	Armatures correspondantes (cm ² /ml)	Armatures adoptées (cm ² /ml)	Armatures correspondantes (cm ² /ml)
Culée	48.25	6HA32	16.08	8HA16

IV.2.2.2 Vérifications

Tab IV.11 : Vérification des contraintes dans le béton de la culée

M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	I (m ⁴)	y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
491.32	48.25	0.0176	0.246	6.84	18	Vérifiée

$$\sigma_{st} = 174.68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 176.36 \text{ MPa (Vérifiée)}$$

IV.2.2.3 Schémas de ferrailage de la culée

Les figures ci-dessous illustrent les schémas de ferrailage de la culée par une vue en plan et l'autre en coupe transversale :

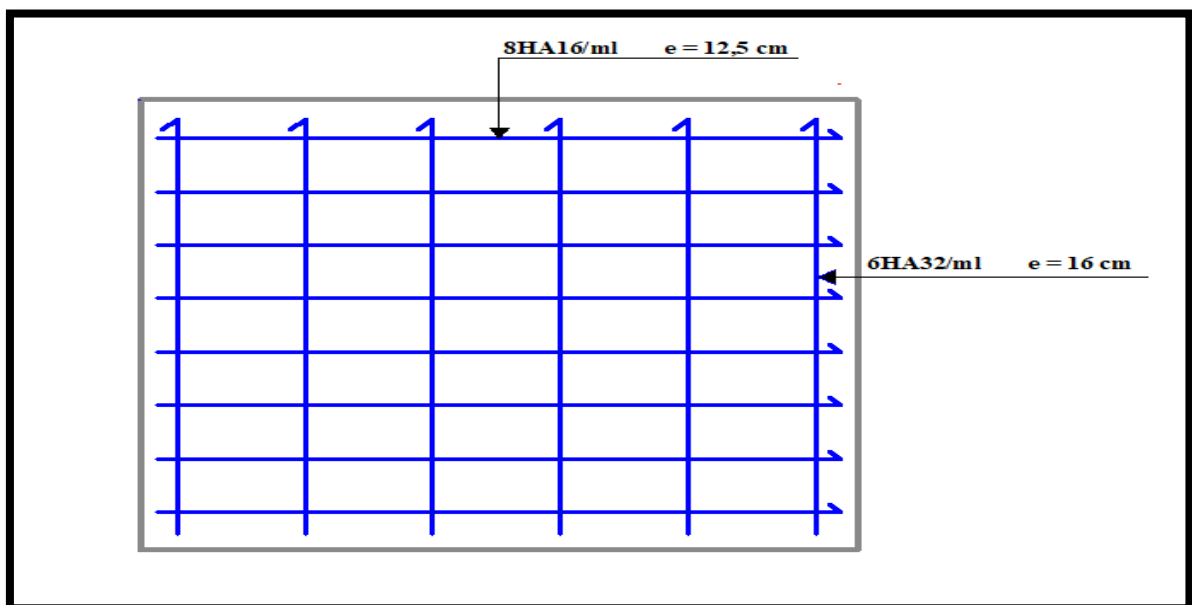


Fig IV.16 : Vue en plan du ferrailage de la culée

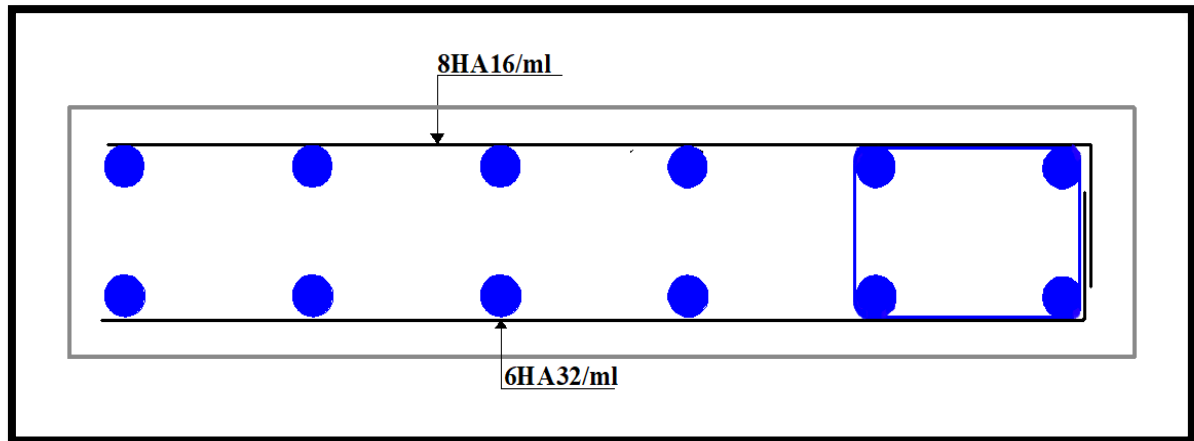


Fig IV.17 : Vue en coupe transversale du ferrailage de la culée

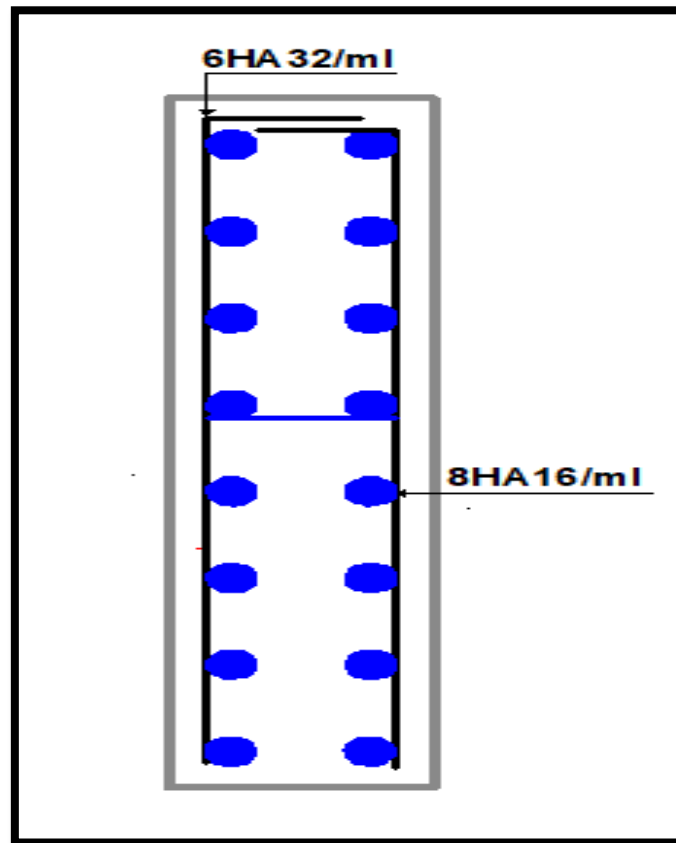


Fig IV.18 : Vue en coupe longitudinale du ferrailage de la culée

IV.2.3 Ferrailage du radier

Le radier est considéré comme étant une dalle renversée en béton armé. Il est calculé en flexion simple et est ferrillé en deux nappes (supérieure et inférieure) suivant les deux sens : x et y

On notera encore une fois que pour le cas d'un radier, la nappe supérieure est plus importante que la nappe inférieure du fait de la réaction du sol sur celui-ci.

IV.2.3.1 Calcul à la flexion simple et choix des barres

Les résultats de calcul en flexion simple pour une section ($b \times e_{\text{radier}} = (1 \times 1.2) \text{ m}^2$) sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Selon le sens longitudinal x :

Tab IV.11 : Section d'armatures du radier selon le sens longitudinal x

	M_x (KN.m/ml)	e (cm)	d (m)	f_{bu} (MPa)	μ_{bu}	z (m)	f_{st} (MPa)	A (cm ² /ml)
Nappe supérieure	1223.57	5	1.15	17	0.054	1.118	348	31.43
Nappe inférieure	-1294.56	5	1.15	22.17	0.044	1.124	400	28.78

- Selon le sens transversal y :

Tab IV.12 : Section d'armatures du radier selon le sens transversal y

	M_y (KN.m/ml)	e (cm)	d (m)	f_{bu} (MPa)	μ_{bu}	z (m)	f_{st} (MPa)	A (cm ² /ml)
Nappe supérieure	288.07	5	1.15	22.17	0.009	1.145	400	6.28
Nappe inférieure	-510.1	5	1.15	17	0.022	1.137	348	12.89

Les sections à adopter selon les deux sens (x et y) et le choix des barres sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tab IV.13 : Choix des barres pour le ferrailage du radier (selon x et y)

Elément		Nappe supérieure		Nappe inférieure	
		Armatures adoptées (cm ² /ml)	Armatures correspondantes (cm ² /ml)	Armatures adoptées (cm ² /ml)	Armatures correspondantes (cm ² /ml)
Radier	Selon x	34.36	7HA25	29.45	6HA25
	Selon y	6.79	6HA12	15.71	5HA20

IV.2.3.2 Vérifications

Tab IV.14 : Vérification des contraintes dans le béton du radier

M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	I (m ⁴)	y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
625.57	34.36	0.0475	0.298	3.93	18	Vérifiée

$$\sigma_{st} = 170.88 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 176.36 \text{ MPa (Vérifiée)}$$

IV.2.3.3 Schémas de ferrailage du radier

Les dessins de ferrailage du radier représentés par une vue en plan (nappe inférieure et supérieure) ainsi qu'une vue en coupe transversale sont schématisés dans les figures suivantes :

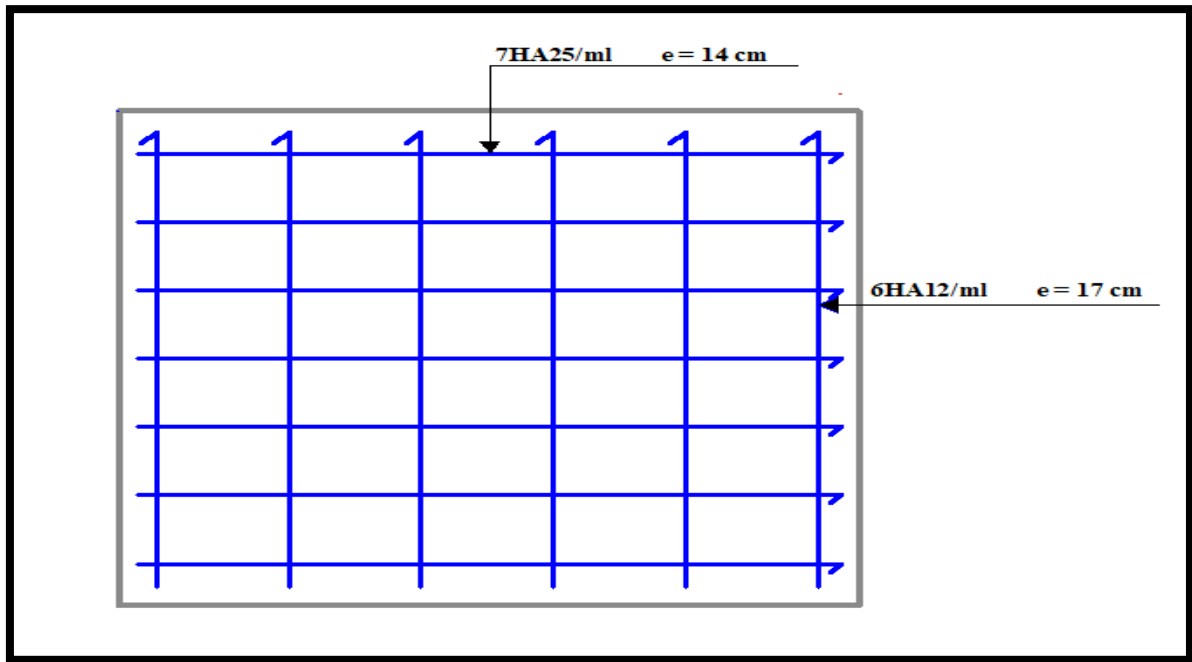


Fig IV.19 : Ferrailage de la nappe supérieure du radier

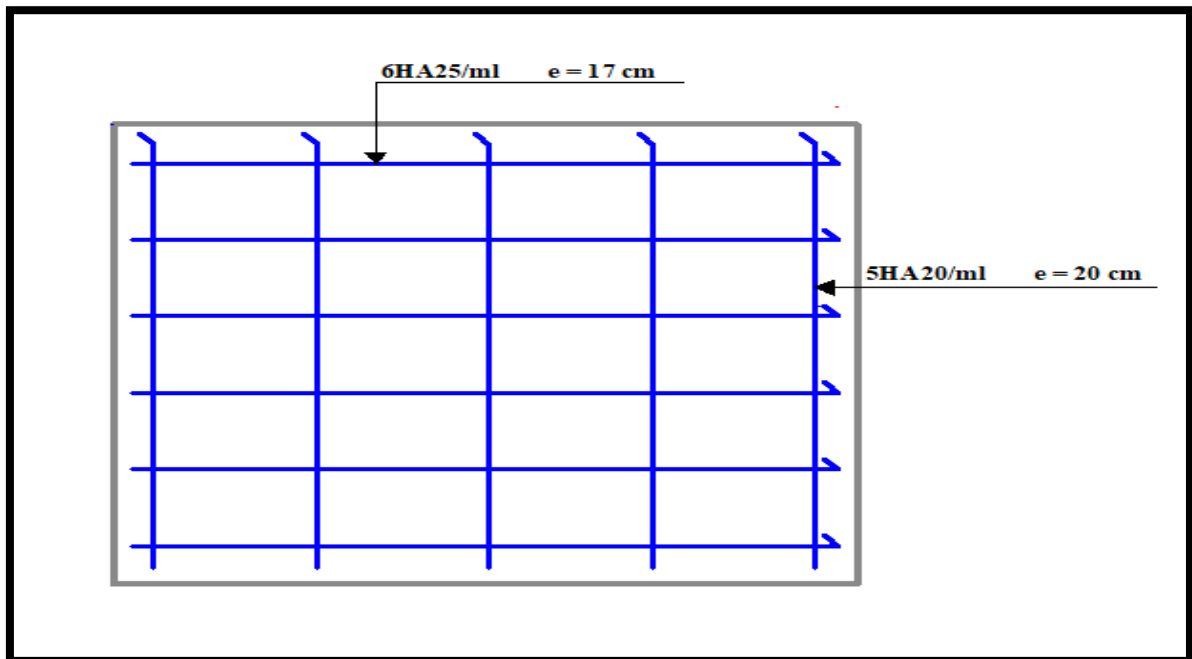


Fig IV.20 : Ferrailage de la nappe inférieure du radier

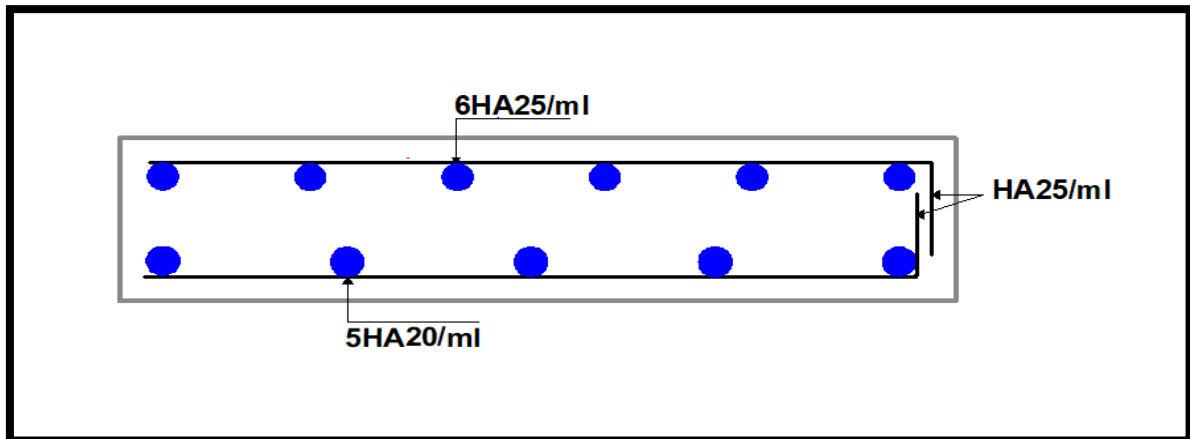


Fig IV.21 : Vue en coupe du ferrailage du radier

IV.2.3 Ferrailage des goussets

Les goussets sont réalisés afin de renforcer l'encastrement du tablier et du radier avec les pénétrations.

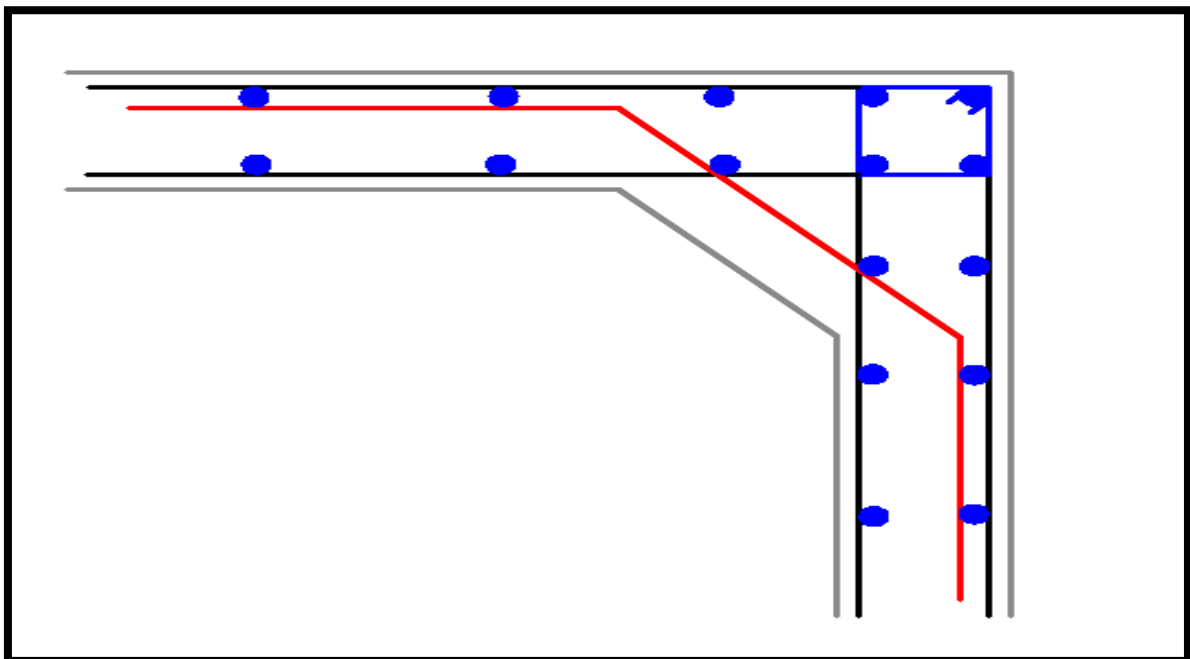


Fig IV.22 : Ferrailage du gousset supérieur (tablier-piédroits)

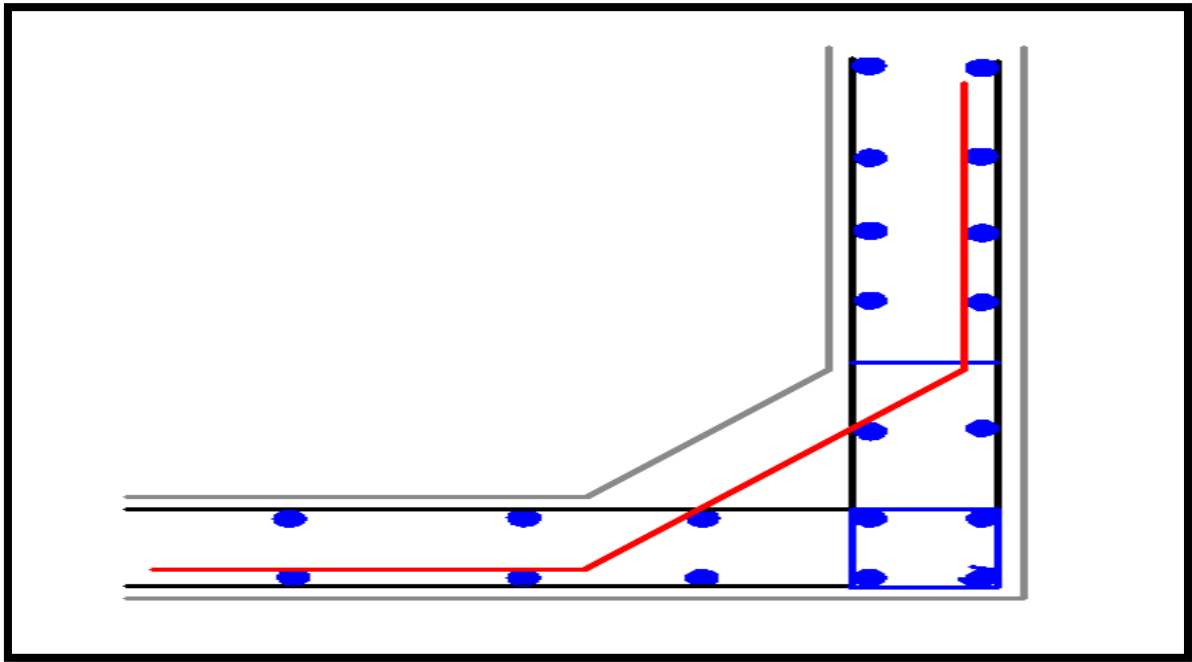


Fig IV.23 : Ferrailage du gousset inférieur (radier-piédroits)

Conclusion

Après avoir effectué toutes les vérifications nécessaires, le calcul du ferrailage des éléments du pont cadre (tablier, culée et radier) nous a conduit aux conclusions suivantes :

Le ferrailage de la nappe inférieure du tablier a donné une section d'armatures plus importante que celle de sa nappe supérieure. L'utilisation des écarteurs est recommandée pour maintenir en place les deux nappes.

Les deux faces de la culée ont été ferrillées similairement. Le ferrailage est complété par utilisation des armatures de répartition et des étriers.

Contrairement au tablier, le ferrailage de la nappe supérieure du radier a donné une section d'armatures plus grande que celle de sa nappe inférieure.

Le ferrailage des goussets permet d'avoir une bonne liaison (encastrement) entre le tablier et le radier avec les piédroits.

Chapitre V
Méthodologie de
réalisation et contrôle
d'exécution

Introduction

L'hygiène et la sécurité sur chantier sont très importantes, elles sont réglementées par le code de travail pour garantir un meilleur avancement des travaux afin de limiter les accidents et les pénalités de retard.

V.1 Plans de qualité et exigence HSE

C'est le document de base qui définit l'organisation spécifique mise en place sur le chantier par l'entreprise et que remet l'entreprise au représentant technique du client (le maître d'œuvre).

V.1.1 But du plan HSE

Un plan HSE a pour objectif de définir les mesures propres à prévenir les risques lors de la réalisation des travaux au niveau du projet. Ces travaux doivent être réalisés dans des conditions de sécurité maximale pour répondre aux attentes de la réglementation Algérienne, de la politique HSE du maître de l'Ouvrage.

Ces attentes et objectifs sont la préservation des personnes, des biens et de l'environnement :

- Identifier les risques et les mesures de protections liées aux travaux à mener au niveau de l'emprise du passage de l'ouvrage à réaliser.
- Définir les moyens d'exécution des travaux et de protection suivant les modes opératoires et les exigences imposées en matière HSE.
- Protéger la santé, la sécurité et l'environnement durant l'exécution des travaux.
- Informer et sensibiliser l'encadrement et le personnel sur les risques liés aux travaux à mener et la mise en œuvre des moyens de protection.

V.1.2 Déclaration de l'ouverture et le commencement des travaux

Le responsable du projet doit accomplir les formalités réglementaires avant l'ouverture des travaux, en déclarant auprès des autorités habilitées les horaires de travail ainsi que les renseignements ci-après :

- La décision de création et la dénomination du projet ;
- L'adresse du siège du projet ;

- Le Tracé de l'ouvrage à réaliser à partir du point de départ et point final avec
- Détermination de son périmètre (Wilaya- Daïra- commune) ;
- La date probable du commencement des travaux
- La durée probable des travaux.

V.1.3 Points importants à examiner par le contrôleur en charge du chantier

Durant la période de préparation, les intervenants du projet procéderont avec le responsable HSE à une visite d'inspection commune de l'emprise du passage de l'ouvrage à réaliser, qui devra leur permettre d'établir le plan HSE. (SETRA, 2009)

Avant le démarrage du chantier, on doit s'assurer que :

- Les problèmes de signalisation et d'exploitation des voies de circulation.
- La signalisation mise en place correspond bien au dossier d'exploitation.
- Les inspections communes avec les entreprises et les coordonnateurs ont bien été faites.
- Les réseaux divers sont bien repérés.
- En cas de risque de présence d'engins de guerre.

V.1.3.1 Au démarrage des travaux

- L'ordre de service de démarrage des travaux est bien donné
- Les réseaux divers enterrés et aériens, sont bien repérés et protégés ou déplacés.
- Les entrées-sorties et les circulations internes sont bien balisées.

V.1.3.2 Pendant les travaux

- Les intervenants sur le chantier sont, soit du personnel de l'entreprise soit des sous-traitants déclarés.
- Les signalisation et dispositifs de sécurité de chantier restent bien en place pendant toute la durée du chantier.
- Les entreprises respectent les règles élémentaires de sécurité en matière de protection individuelles.

V.1.3.3 Application de plan HSE

Le Plan en matière HSE est tenu à disposition au niveau du projet, il peut être consulté par les organismes appelés à intervenir dans le domaine de la sécurité, de la protection de la santé et de l'environnement, son application inclura :

- Le procédé d'inspection commune des phases de travaux.
- L'organisation entre les différentes phases de travaux et leurs activités successives.
- L'organisation des moyens matériels et de la circulation.
- La veille à l'application correcte des mesures arrêtées ou définies dans le Plan HSE.
- De tenir à jour, d'adapter le Plan HSE et de veiller à son application.

V.2 Les différents intervenants dans la réalisation de l'ouvrage

V.2.1 Le maitre d'ouvrage

Il est chargé de financer toutes les étapes de construction, et c'est à lui que revient le choix de déterminer la manière de déroulement des travaux.

V.2.2 Le maitre d'œuvre

Le maitre d'ouvrage est le plus souvent incompetent en matière de travaux. C'est pourquoi il exprime ses besoins à un représentant compétent qui est le maitre d'oeuvre. Il définit l'ouvrage en fonction du programme et des possibilités financières du maitre d'ouvrage, les plans généraux et les plans d'exécution, sous son contrôle.

V.2.3 Le bureau d'étude technique

Le BET a pour mission le control des travaux afin que les normes, le délai et les plans donnés par le maitre d'œuvre soient respectés. Pour le control, chaque structure ou fondation ne sont faites qu'après l'accord du technicien qui travaille avec le BET et qui fait la réception de tout travail fait par l'entreprise. Le BET dispose d'un coordinateur de travaux sur le chantier qui fait la coordination entre les différents intervenants : des réunions sont faites au cours desquelles les problèmes rencontrés sont discutés et conclus par des PV dans le cadre du suivi de travaux.

V.2.4 Le bureau de contrôle

Son rôle est de vérifier et d'optimiser les plans ainsi que toutes les techniques élaborées par le bureau d'études afin d'éviter toutes les erreurs éventuelles qui peuvent influencer sur la construction.

V.2.5 L'entreprise

Elle représente la partie et l'étape d'exécution du projet. Elle s'engage à assumer ce qui est convenu sur le cahier des prestations spéciales dans un délai prédéfini en mettant en œuvre différents moyens à savoir :

- Le personnel : chef de chantier, maîtres, ferrailleurs, coffreurs, ouvriers...
- Les matériaux : ciment, granulats, sables, galet ...
- Le matériel : bétonnière, grues ...

V.2.6 Laboratoire d'études et essais

Il est chargé d'effectuer toutes les études géotechniques afin d'avoir une bonne connaissance du sol, on évitera ainsi les problèmes dus au tassement, gonflement ou la rupture du sol. Le laboratoire donne aussi les dosages exacts du ciment, des granulats et de l'eau pour obtenir le type de béton proposé par le BET.

V.3 Méthodologie de contrôle et de surveillance des travaux

Le contrôle des travaux est une opération qui consiste à assurer que le projet est réalisé dans le respect des règles de l'art et conformément aux plans. Il doit être initié dès le début des travaux préparatifs et il se poursuit même après la finition des travaux.

V.3.1 Suivi et contrôle de chantier

Le suivi et le contrôle du chantier sont des éléments indispensables à sa bonne exécution. Les étapes à respecter sont :

➤ La réunion du chantier

Généralement la réunion de chantier se tient à minimum toutes les semaines dans le but de mettre un point de situation sur l'état d'avancement des travaux. L'établissement d'un compte rendu de réunion de chantier est obligatoire et doit être réalisé avec soin puisque ce document a une valeur juridique.

➤ Gestion d'approvisionnement

Une bonne gestion de chantier implique une bonne gestion de l'approvisionnement de matériaux. Elle peut se faire directement sur le chantier ou bien à l'entrepôt. Dans les deux cas, il est réalisé au fur et à mesure de l'avancement des travaux afin de coller au mieux aux besoins et éviter d'avoir un stock en surplus.

➤ **Le planning et le respect des délais**

Pour éviter de voir des pénalités de retard appliquées conformément au contrat, il est essentiel de suivre le planning de chantier et donc de respecter les délais de livraison.

Toutefois, les délais peuvent être allongés sans application de pénalités notamment en cas d'intempéries provoquant un arrêt forcé du chantier.

➤ **Le suivi du budget**

Afin de connaître le montant des dépenses par rapport à l'état d'avancement des travaux, un état de situation est réalisé mensuellement pour avoir une vision précise du montant cumulé des travaux.

➤ **Contrôle du chantier**

Il permet de s'assurer de la conformité du chantier par rapport au contrat en s'appuyant sur différents documents.

Le maître d'ouvrage doit s'assurer que :

- Les plans de qualités sont effectivement mis en pratique.
- Les contrôles sont réalisés et interprétés en temps réel.
- Les anomalies sont détectées et traitées.
- Procès-verbal de réception à chaque visite du chantier.
- Les délais d'exécution sont bien respectés.
- Fiche de suivi pour chaque travail réalisé.
- Contrôle du béton.

V.3.2 Contrôle sur le béton

Le contrôle sur béton comprend plusieurs étapes :

- L'étude de formulation (élaboration d'une formule adaptée aux constituants et aux exigences l'ouvrage).
- L'épreuve de convenance (vérification que le béton formulé peut être fabriqué en centrale).
- Le contrôle de fabrication du béton qui se traduit par les essais sur béton frais et sur béton durci.

V.3.2.1 Essai sur béton frais

Ces essais peuvent être réalisés en phase d'étude. Les principaux essais sont :

- Mesure d'affaissement (slump test).
- Essai Vébé
- Table à choc (flow test)
- Essai d'étalement
- Essai à la boîte en L



Fig V.1 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams

V.3.2.2 Essai su béton durci

Ces essais sont réalisés après durcissement du béton :

- Essais de compression
- Essais de fendage



Fig V.2 : Essai de compression

V.3.3 Procédure d'exécution

V.3.3.1 Procédures générales

- Bétonnage et contrôle des essais sur le béton
- Coffrage et décoffrage.
- Pose des armatures.

V.3.3.2 Procédures particulières

- Exécution des fondations (radier)
- Piédroits
- Murs en ailes
- Tablier

V.3.3.3 Points importants à examiner avant la réception

- L'adaptation de la situation avec le programme de contrôle.
- Interprétation des contrôles.
- Inspection détaillée de l'ouvrage.
- Le bilan de qualité de tous les contrôles.

V.4 Essais de réception de l'ouvrage

Les essais de réception des ouvrages d'art constituent, dans la plupart des cas, le dernier acte du contrôle extérieur lors de la construction d'un ouvrage neuf après la réalisation d'une couche de roulement protégeant le tablier et son étanchéité.

Ces épreuves constituent une mesure globale d'un ou plusieurs comportements de l'ouvrage sous une sollicitation extérieure, permettant de juger l'acceptabilité de l'ouvrage au regard de sa destination et de supporter un trafic routier. Cette mesure une interprétation délicate et les conditions de sa réalisation doivent être particulièrement soignées. (SETRA ,2004)



Fig V.3 : Essai de chargement d'un dalot

V.4.1 Charges de chaussée

Les essais de réception sur la chaussée comprennent les épreuves par poids propre et les épreuves par poids roulant. Les charges sont composées et organisées avec des véhicules dont la circulation est autorisée.

V.4.1.1 Charges générales statiques

Les épreuves de chargement comportent la vérification du fonctionnement mécanique des éléments porteurs du tablier. Il convient de produire dans les éléments constitutifs de l'ouvrage les sollicitations développées par les charges routières d'essai.

Pour les tabliers travaillant essentiellement en flexion, on s'intéresse principalement aux sections de l'ouvrage les plus sollicitées en flexion.

Dans le cas des ponts biais ou fortement courbé, on vérifie essentiellement le non-soulèvement des appareils d'appuis.

Dans la plupart des cas, les charges d'épreuve sont constituées d'un groupe de camion qu'on déplace progressivement le long de l'ouvrage, permettant ainsi l'épreuve successive des sections remarquables. Pour les appuis intermédiaires quelques charges complémentaires sont demandées lors des épreuves.

V.4.1.2 Charges générales dynamiques

Pour la plupart des ouvrages, les effets dynamiques sont contrôlés qualitativement par des épreuves simplifiées sous charges roulantes :

Parmi les véhicules utilisés pour les épreuves par poids mort, on conserve un nombre égal à celui des voies de circulation en choisissant ceux qui comportent les essieux les plus lourds. Ces véhicules étant disposés de front et dans le même sens, circulent de bout en bout du pont à une vitesse adaptée aux exigences de la sécurité.

Un essai de freinage sur l'ouvrage peut être organisé avec un véhicule lourd de plus de 19t. Cet essai permet d'appréhender d'éventuels mouvements anormaux.

V.4.1.3 Charges locales routières

Pour les charges locales, les effets des charges routières d'épreuves doivent être comprises entre les effets des charges routières fréquentes et les trois-quarts des effets des charges routières caractéristiques définies dans la réglementation.

Cette épreuve vise les éléments ou parties de la structure pour lesquels les valeurs significatives de l'effet à mesurer impliquent de concentrer les charges d'essais sur une faible étendue.

V.4.2 Trottoirs et pistes cyclables

Aucune épreuve de charge de l'ensemble des trottoirs n'est demandée pour les ponts. Il faut simplement éprouver sa résistance locale sous l'effet des charges d'essai.

Dans le cas de trottoirs qui ne sont pas séparés de la chaussée par un dispositif de sécurité ou par une bordure, l'épreuve de charge, si elle est imposée, peut dans certains cas être réalisée avec des camions se déplaçant sur les trottoirs.

Dans le cas de trottoirs non accessibles aux véhicules routiers, on éprouve localement les trottoirs, les pistes cyclables et les bandes de séparation de ces dernières, en disposant un lest sur une partie de leur surface.



Fig V.4 : Chargement d'un trottoir

V.4.3 Grandeurs physiques mesurées

Les mesures peuvent porter sur les flèches, les tassements, les déplacements horizontaux des appuis ...etc.

Les quantités à mesurer doivent être significatives au regard des incertitudes sur leur détermination et leur mesure. Elles doivent caractériser au mieux le comportement de l'ouvrage.

Le fonctionnement mécanique des ouvrages en torsion est délicat à appréhender. En général, il est prudent de privilégier les mesures sous des chargements ne sollicitant pas le tablier en torsion.

V.4.4 La vérification des charges appliquées

Il est exigé pour chaque camion un bon de pesée (poids total et poids des essieux), établi le jour même de chaque phase d'épreuve sur une installation de pesage statique récemment étalonnée ou vérifiée.

Le maître d'ouvrage vérifie que la position réelle des essieux est proche de la position théorique tant dans le sens longitudinal que transversale avec un écart inférieur à 10 cm.

Le chargement des appuis provoque des tassements qui sont généralement très faibles. Il convient simplement de suivre les tassements et d'établir le nivellement du tablier à vide après l'enlèvement des chargements.

V.4.5 Examen après les essais de chargement

Cet examen a pour but de constater l'état de l'ouvrage après les épreuves et de le comparer à l'état initial déjà enregistré. Ces constats sont reportés sur le document ayant servi à l'examen préalable en les différenciant des constats initiaux.

L'organisme d'essais en génie civil rédige au maître d'œuvre un rapport contenant les mesures réalisées lors des épreuves comprenant le rappel :

- Des règlements mises en œuvre et de leurs positions.
- Analyse des conditions de mesures.
- Des valeurs attendues et des variations admissibles de ces valeurs au regard des incertitudes concernant les modèles et les valeurs.
- Le rappel des incertitudes affectant les mesures.
- La comparaison entre les résultats mesurés et traités avec les valeurs calculées.

V.4.6 Principales méthodes de contrôles à long terme

Les méthodes permettant d'effectuer les différents contrôles sont nombreuses, elles doivent cependant toutes correspondre à deux principes de base :

- Les contrôles doivent s'effectuer in situ.
- Les moyens de contrôle doivent être non destructifs.

On distingue trois (03) méthodes de contrôle :

V.4.6.1 Méthodes visuelles

C'est une méthode qui s'appuie sur l'observation du contrôleur et les appréciations apportées sur les éléments apparents :

- Contrôle visuel direct (surface)
- Caméra, appareil photo.
- Jumelles pour les éléments non accessibles.

V.4.6.2 Méthodes physico-chimiques

Elles s'appliquent à une analyse des caractéristiques des matériaux :

- La carbonatation : elle entraîne des problèmes de durabilité puis de résistance sur les structures en béton armé en faisant baisser le pH. Les barres d'acier gonflent sous l'effet de la corrosion et font éclater le béton d'enrobage.
- Analyse microscopique : le béton avec une porosité très importante entraîne des conséquences sur la dureté des ouvrages.

V.4.6.3 Méthodes non destructives

Les essais non destructifs représentent des méthodes de reconnaissance couramment appliquées aux structures.

On a deux (02) essais qui permettent de mesurer directement la résistance :

- **Essai au scléromètre** : le principe de cet essai est que le rebond d'une masse élastique dépend de la dureté de la surface sur laquelle frappe la masse.
- **Méthode Ultrason** : elle consiste à mesurer le temps mis par une onde à parcourir une distance connue. Les principales caractéristiques de tous les appareils comprennent un générateur d'impulsion et un récepteur d'impulsion.

La vitesse de propagation des ultrasons est calculée comme suit :

$$V^2 = \frac{E_d(1-\nu)}{\rho(1+\nu)\nu} \dots\dots\dots (57)$$

Avec :

E_d : module d'élasticité dynamique de béton.

ρ : la masse volumique du béton.

ν : coefficient de poisson.

La relation entre la vitesse de propagation des ondes et la qualité du béton est résumée dans le tableau suivant :

Tab V.1 : Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions

Qualité du béton	Vitesse de propagation de l'impulsion (m/s)
Excellente	Supérieure à 15000
Bonne	12000-15000
Douteuse	10000-12000
Mauvaise	7000-10000
Très mauvaise	Inférieure à 7000

Conclusion

Dans ce chapitre, on a fait intervenir plusieurs informations concernant l'hygiène et la sécurité dans les chantiers afin de limiter les dégâts et de protéger les ouvriers. On a aussi mis au point le contrôle du béton pendant la période de construction ainsi qu'à long terme.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'étude d'un ouvrage d'art est très complexe car cela nécessite des connaissances approfondies dans plusieurs domaines notamment la géotechnique et les travaux publics.

Ce projet ayant comme objectif d'étudier un pont cadre en béton armé nous a conduit à utiliser une documentation diverse.

Nous avons commencé notre projet par une recherche bibliographique sur les affouillements où nous avons constaté que la plupart des ponts se ruinent suite à ce phénomène dont les causes peuvent être non seulement naturelles (épisodes pluvieux intenses) mais aussi humaines (extraction illicite des matériaux d'oued) et qu'il est difficile à le maîtriser.

Nous avons procédé par la suite à la collecte de toutes les informations relatives au pont en exploitant les plans et le rapport géotechnique qui ont conduit au pré-dimensionnement des différents éléments du pont.

Les difficultés que nous avons rencontrées étaient dans le quatrième chapitre réservé à la modélisation et au ferrailage. Une partie qui requiert beaucoup de connaissances et maîtrise des logiciels : Autocad et Robot.

Le travail a été achevé par une petite recherche sur la méthodologie de réalisation des ponts ainsi que le contrôle d'exécution.

Une attention particulière a été portée au calcul des fondations puisque de nos jours, beaucoup de dégâts subis par les ouvrages d'art procèdent des défauts de conception ou de calcul au niveau des fondations. C'est pour cette raison que nous avons effectué le calcul pour les deux types de fondations : superficielles et profondes, pour enfin faire le choix adéquat dans le cadre de la sécurité et de l'économie.

Pour terminer, ce travail nous a été très enrichissant car il nous a permis de mettre en œuvre toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire et de développer certains points dont je cite :

- Maîtrise d'un nouveau logiciel de calcul et de modélisation des structures à savoir : Robot Structural Analysis, qui est le logiciel idéal pour la conception des ponts.
- Utilisation de nouveaux DTR comme le RPOA, SETRA... etc

Conclusion Générale

- Application de nouvelles charges variables dont les charges routières qui sont des systèmes de chargement lié à chaque type de véhicule.
- Analyse des différents types de sols se trouvant sur site et effectuer des essais de laboratoire grâce au stage que nous avons bénéficié au niveau de l'entreprise LNHC. On a pu nous approfondir en géotechnique et on a conclu que c'est un domaine très vaste et divergent.

*Liste des références
bibliographiques*

Références bibliographiques :

Centre des techniques d'ouvrages d'art. 1992. *Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes.* Bagneux Cedex-France.

DTU BAEL 1991. *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, révisées en 1999.*

Fedgouche F. 2014. *Etude d'expertise sur l'oued Sebaou.* Ecole nationale des travaux publics. Alger

Rapport de sol.2019. *Rapport géotechnique du pont cadre.* El kseur, laboratoire de contrôle de bâtiments et de travaux publics. 2019

Melville et Colman. 2000. Journal de génie hydraulique. *Bridge scour.*

Fascicule 62 titre 5.1993. *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 62 titre V. Ministère de l'équipement du logement et des transports. 1993

DTR-BC 2.331. 1991. *Document Technique Réglementaire.* Règles de calcul des fondations superficielles. Ministère de l'équipement et du logement.

DTR-BC 2.332. *Document Technique Réglementaire.* Règles de calcul des fondations profondes. Ministère de l'équipement et du logement.

Guide SETRA. 2009. *Document Technique Réglementaire. Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (SETRA).* Ministère de l'habitat, ministère des travaux publics.

RPOA. 2008. *Projet du règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA).* Ministère des travaux publics.

Nemili Z. 2004. *Régimes des crues dans la région des hauts plateaux et risques d'affouillement à l'aval des ouvrages d'art. Actes des journées techniques : risques naturels.* Batna

Philipponnat G. 2003. *Fondations et ouvrages en terre,* éditions Eyrolles

Plumelle C. 2013. *Théorie et pratique de la géotechnique.* Editions le moniteur. Paris.

Les Annexes

ACCOTEMENT DROIT

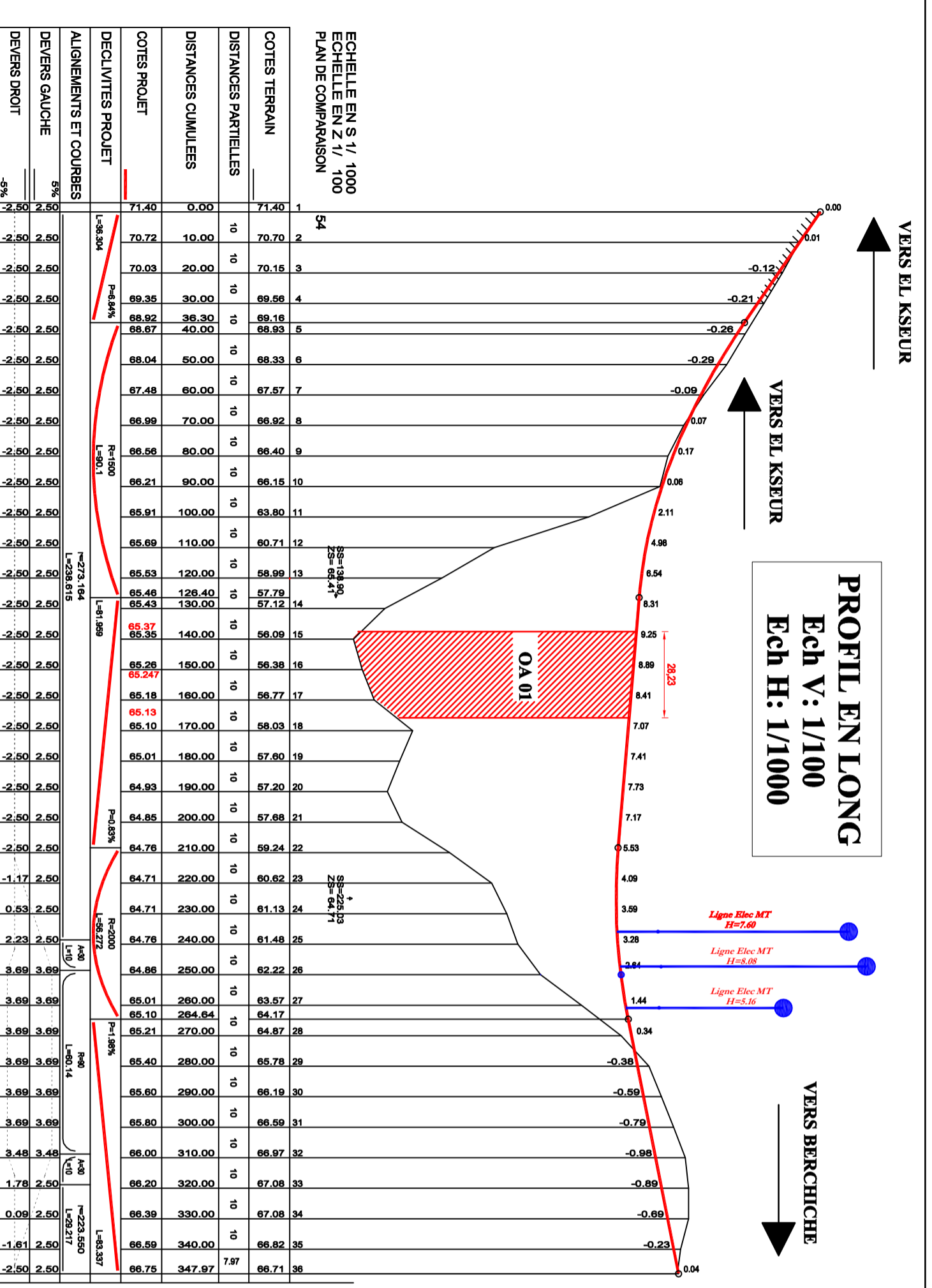
N°	ASCENT	DEPART	ARRIVEE	PROFOND	Y	PROFOND	Z
1	5.75	3.022	5911271	70664097	71.248		
2	5.75	3.022	5902151	70661915	70.544		
3	5.75	3.022	5893029	70657823	69.838		
4	5.75	3.022	5883908	70653732	69.132		
5	5.75	3.022	5874787	70649641	68.426		
6	5.75	3.022	5865666	70645550	67.720		
7	5.75	3.022	5856545	70641459	67.014		
8	5.75	3.022	5847424	70637368	66.308		
9	5.75	3.022	5838303	70633277	65.602		
10	5.75	3.022	5829182	70629186	64.896		
11	5.75	3.022	5820061	70625095	64.190		
12	5.75	3.022	5810940	70621004	63.484		
13	5.75	3.022	5801819	70616913	62.778		
14	5.75	3.022	5792698	70612822	62.072		
15	5.75	3.022	5783577	70608731	61.366		
16	5.75	3.022	5774456	70604640	60.660		
17	5.75	3.022	5765335	70600549	59.954		
18	5.75	3.022	5756214	70596458	59.248		
19	5.75	3.022	5747093	70592367	58.542		
20	5.75	3.022	5737972	70588276	57.836		
21	5.75	3.022	5728851	70584185	57.130		
22	5.75	3.022	5719730	70580094	56.424		
23	5.75	3.022	5710609	70576003	55.718		
24	5.75	3.022	5701488	70571912	55.012		
25	5.75	3.022	5692367	70567821	54.306		
26	5.75	3.022	5683246	70563730	53.600		
27	5.75	3.022	5674125	70559639	52.894		
28	5.75	3.022	5665004	70555548	52.188		
29	5.75	3.022	5655883	70551457	51.482		
30	5.75	3.022	5646762	70547366	50.776		
31	5.75	3.022	5637641	70543275	50.070		
32	5.75	3.022	5628520	70539184	49.364		
33	5.75	3.022	5619399	70535093	48.658		
34	5.75	3.022	5610278	70531002	47.952		
35	5.75	3.022	5601157	70526911	47.246		
36	5.75	3.022	5592036	70522820	46.540		
37	5.75	3.022	5582915	70518729	45.834		
38	5.75	3.022	5573794	70514638	45.128		
39	5.75	3.022	5564673	70510547	44.422		
40	5.75	3.022	5555552	70506456	43.716		
41	5.75	3.022	5546431	70502365	43.010		
42	5.75	3.022	5537310	70498274	42.304		
43	5.75	3.022	5528189	70494183	41.598		
44	5.75	3.022	5519068	70490092	40.892		
45	5.75	3.022	5509947	70486001	40.186		
46	5.75	3.022	5500826	70481910	39.480		
47	5.75	3.022	5491705	70477819	38.774		
48	5.75	3.022	5482584	70473728	38.068		
49	5.75	3.022	5473463	70469637	37.362		
50	5.75	3.022	5464342	70465546	36.656		
51	5.75	3.022	5455221	70461455	35.950		
52	5.75	3.022	5446100	70457364	35.244		
53	5.75	3.022	5436979	70453273	34.538		
54	5.75	3.022	5427858	70449182	33.832		
55	5.75	3.022	5418737	70445091	33.126		
56	5.75	3.022	5409616	70441000	32.420		
57	5.75	3.022	5400495	70436909	31.714		
58	5.75	3.022	5391374	70432818	31.008		
59	5.75	3.022	5382253	70428727	30.302		
60	5.75	3.022	5373132	70424636	29.596		

ACCOTEMENT GAUCHE

N°	ASCENT	DEPART	ARRIVEE	PROFOND	Y	PROFOND	Z
1	5.75	3.022	5915361	70655514	71.248		
2	5.75	3.022	5906240	70651423	70.544		
3	5.75	3.022	5897119	70647332	69.840		
4	5.75	3.022	5888000	70643241	69.136		
5	5.75	3.022	5878881	70639150	68.432		
6	5.75	3.022	5869762	70635059	67.728		
7	5.75	3.022	5860643	70630968	67.024		
8	5.75	3.022	5851524	70626877	66.320		
9	5.75	3.022	5842405	70622786	65.616		
10	5.75	3.022	5833286	70618695	64.912		
11	5.75	3.022	5824167	70614604	64.208		
12	5.75	3.022	5815048	70610513	63.504		
13	5.75	3.022	5805929	70606422	62.800		
14	5.75	3.022	5796810	70602331	62.096		
15	5.75	3.022	5787691	70598240	61.392		
16	5.75	3.022	5778572	70594149	60.688		
17	5.75	3.022	5769453	70590058	59.984		
18	5.75	3.022	5760334	70585967	59.280		
19	5.75	3.022	5751215	70581876	58.576		
20	5.75	3.022	5742096	70577785	57.872		
21	5.75	3.022	5732977	70573694	57.168		
22	5.75	3.022	5723858	70569603	56.464		
23	5.75	3.022	5714739	70565512	55.760		
24	5.75	3.022	5705620	70561421	55.056		
25	5.75	3.022	5696501	70557330	54.352		
26	5.75	3.022	5687382	70553239	53.648		
27	5.75	3.022	5678263	70549148	52.944		
28	5.75	3.022	5669144	70545057	52.240		
29	5.75	3.022	5660025	70540966	51.536		
30	5.75	3.022	5650906	70536875	50.832		
31	5.75	3.022	5641787	70532784	50.128		
32	5.75	3.022	5632668	70528693	49.424		
33	5.75	3.022	5623549	70524602	48.720		
34	5.75	3.022	5614430	70520511	48.016		
35	5.75	3.022	5605311	70516420	47.312		
36	5.75	3.022	5596192	70512329	46.608		
37	5.75	3.022	5587073	70508238	45.904		
38	5.75	3.022	5577954	70504147	45.200		
39	5.75	3.022	5568835	70500056	44.496		
40	5.75	3.022	5559716	70495965	43.792		
41	5.75	3.022	5550597	70491874	43.088		
42	5.75	3.022	5541478	70487783	42.384		
43	5.75	3.022	5532359	70483692	41.680		
44	5.75	3.022	5523240	70479601	40.976		
45	5.75	3.022	5514121	70475510	40.272		
46	5.75	3.022	5505002	70471419	39.568		
47	5.75	3.022	5495883	70467328	38.864		
48	5.75	3.022	5486764	70463237	38.160		
49	5.75	3.022	5477645	70459146	37.456		
50	5.75	3.022	5468526	70455055	36.752		

AXE DE LA CHAUSSEE

N°	ASCENT	DEPART	ARRIVEE	PROFOND	Y	PROFOND	Z
1	5.75	3.022	5915361	70655514	71.248		
2	5.75	3.022	5906240	70651423	70.544		
3	5.75	3.022	5897119	70647332	69.840		
4	5.75	3.022	5888000	70643241	69.136		
5	5.75	3.022	5878881	70639150	68.432		
6	5.75	3.022	5869762	70635059	67.728		
7	5.75	3.022	5860643	70630968	67.024		
8	5.75	3.022	5851524	70626877	66.320		
9	5.75	3.022	5842405	70622786	65.616		
10	5.75	3.022	5833286	70618695	64.912		
11	5.75	3.022	5824167	70614604	64.208		
12	5.75	3.022	5815048	70610513	63.504		
13	5.75	3.022	5805929	70606422	62.800		
14	5.75	3.022	5796810	70602331	62.096		
15	5.75	3.022	5787691	70598240	61.392		
16	5.75	3.022	5778572	70594149	60.688		
17	5.75	3.022	5769453	70590058	59.984		
18	5.75	3.022	5760334	70585967	59.280		
19	5.75	3.022	5751215	70581876	58.576		
20	5.75	3.022	5742096	70577785	57.872		
21	5.75	3.022	5732977	70573694	57.168		
22	5.75	3.022	5723858	70569603	56.464		
23	5.75	3.022	5714739	70565512	55.760		
24	5.75	3.022	5705620	70561421	55.056		
25	5.75	3.022	5696501	70557330	54.352		
26	5.75	3.022	5687382	70553239	53.648		
27	5.75	3.022	5678263	70549148	52.944		
28	5.75	3.022	5669144	70545057	52.240		
29	5.75	3.022	5660025	70540966	51.536		
30	5.75	3.022	5650906	70536875	50.832		
31	5.75	3.022	5641787	70532784	50.128		
32	5.75	3.022	5632668	70528693	49.424		
33	5.75	3.022	5623549	70524602	48.720		
34	5.75	3.022	5614430	70520511	48.016		
35	5.75	3.022	5605311	70516420	47.312		
36	5.75	3.022	5596192	70512329	46.608		
37	5.75	3.022	5587073	70508238	45.904		
38	5.75	3.022	5577954	70504147	45.200		
39	5.75	3.022	5568835	70500056	44.496		
40	5.75	3.022	5559716	70495965	43.792		
41	5.75	3.022	5550597	70491874	43.088		
42	5.75	3.022	5541478	70487783	42.384		
43	5.75	3.022	5532359	70483692	41.680		
44	5.75	3.022	5523240	70479601	40.976		
45	5.75	3.022	5514121	70475510	40.272		
46	5.75	3.022	5505002	70471419	39.568		
47	5.75	3.022	5495883	70467328	38.864		
48	5.75	3.022	5486764	70463237	38.160		
49	5.75	3.022	5477645	7045			



ECHELLE EN S 1/ 1000
ECHELLE EN Z 1/ 100
PLAN DE COMPARAISON

COTES TERRAIN	DISTANCES PARTIELLES	DISTANCES CUMULEES	COTES PROJET	DECLIVITES PROJET	ALIGNEMENTS ET COURBES	DEVERS GAUCHE	DEVERS DROIT
71.40	10	0.00	71.40			5%	-5%
70.70	10	10.00	70.72		L=38.304	5%	-2.50
70.15	10	20.00	70.03			5%	-2.50
69.56	10	30.00	69.35			5%	-2.50
68.93	10	40.00	68.92			5%	-2.50
68.33	10	50.00	68.67			5%	-2.50
67.57	10	60.00	68.04			5%	-2.50
66.92	10	70.00	67.48			5%	-2.50
66.40	10	80.00	66.99			5%	-2.50
66.15	10	90.00	66.56			5%	-2.50
63.80	10	100.00	66.21			5%	-2.50
60.71	10	110.00	65.91			5%	-2.50
58.99	10	120.00	65.69			5%	-2.50
57.79	10	130.00	65.53			5%	-2.50
57.12	10	140.00	65.46			5%	-2.50
56.09	10	150.00	65.43			5%	-2.50
56.38	10	160.00	65.37			5%	-2.50
56.77	10	170.00	65.35			5%	-2.50
58.03	10	180.00	65.26			5%	-2.50
57.60	10	190.00	65.247			5%	-2.50
57.20	10	200.00	65.18			5%	-2.50
57.68	10	210.00	65.13			5%	-2.50
59.24	10	220.00	65.10			5%	-2.50
60.62	10	230.00	65.01			5%	-2.50
61.13	10	240.00	64.93			5%	-2.50
61.48	10	250.00	64.85			5%	-2.50
62.22	10	260.00	64.76			5%	-2.50
63.57	10	270.00	64.71			5%	-2.50
64.17	10	280.00	64.71			5%	-2.50
64.87	10	290.00	64.76			5%	-2.50
65.78	10	300.00	64.86			5%	-2.50
66.19	10	310.00	65.01			5%	-2.50
66.59	10	320.00	65.10			5%	-2.50
66.97	10	330.00	65.21			5%	-2.50
67.08	10	340.00	65.40			5%	-2.50
67.08	10	350.00	65.60			5%	-2.50
66.82	10	360.00	65.80			5%	-2.50
66.71	10	370.00	66.00			5%	-2.50
66.75	10	380.00	66.20			5%	-2.50
66.75	10	390.00	66.39			5%	-2.50
66.75	10	400.00	66.59			5%	-2.50
66.75	10	410.00	66.75			5%	-2.50

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE & POPULAIRE

WILAYA DE BEJAJA

COMMUNE D'EL KSEUR

INTITULÉ PROJET

ETUDE ET REALISATION DES OA RELIANT ELKSEUR -BERCHICHE

OA 1/ PONT RELIANT RUE MEZIANI H'MIMI-BERCHICHE

WILAYA DE BEJAJA

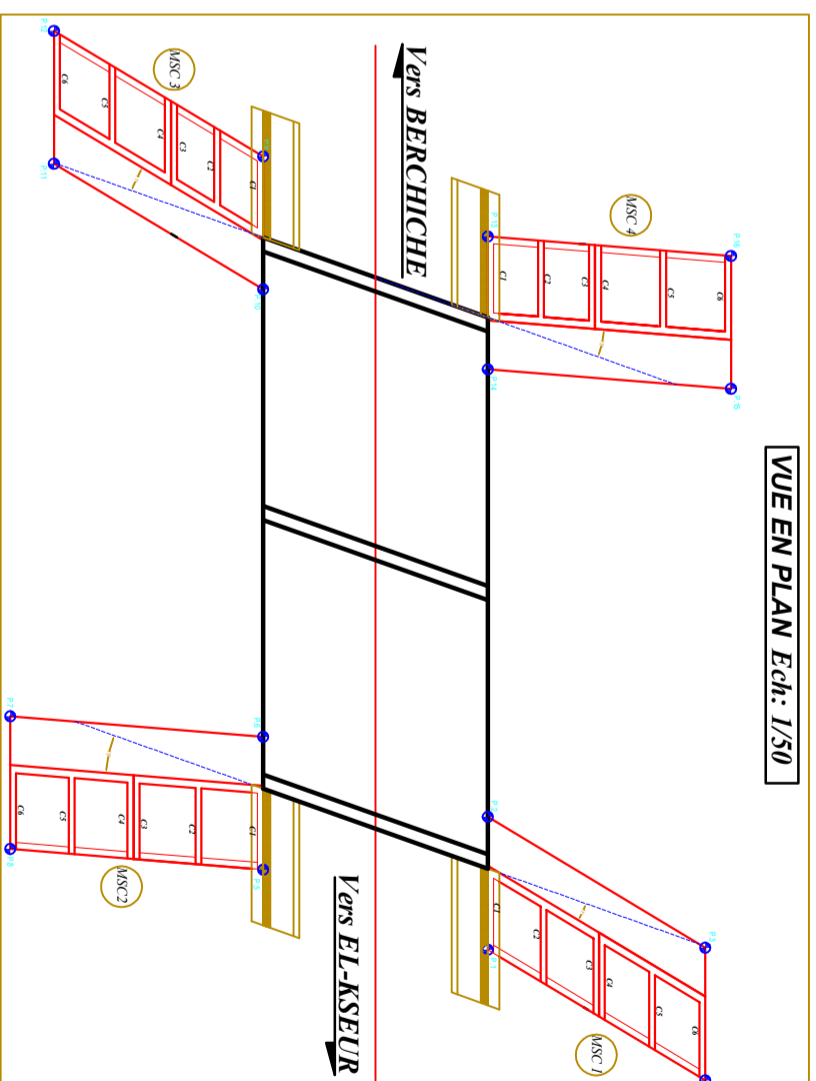
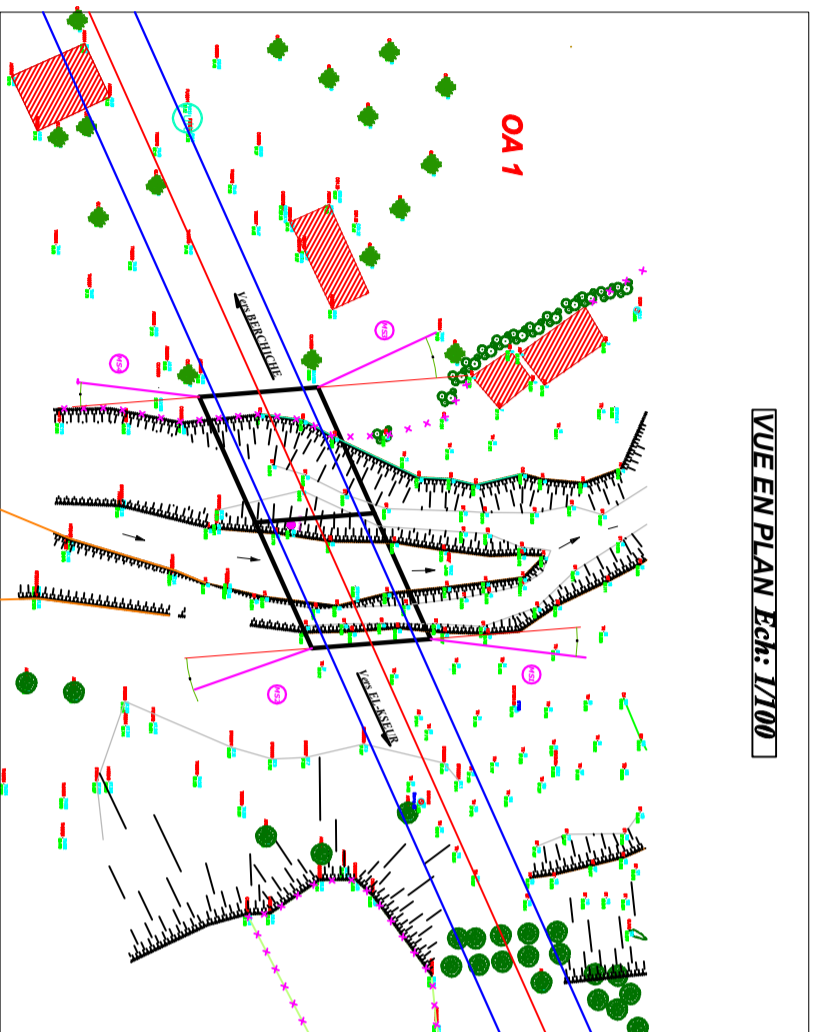
MISSION

ÉTUDE D'EXÉCUTION

INTITULÉ PLAN

PROFIL EN LONG

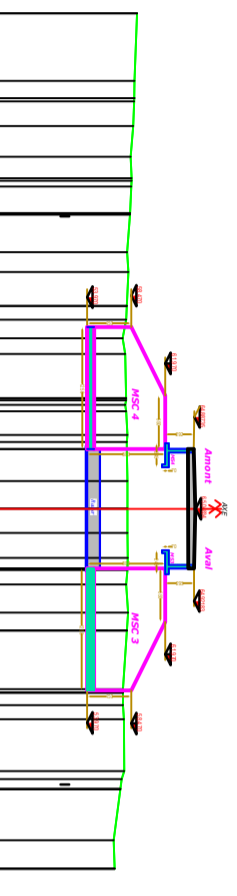
3/18



N°	X	Y	semelles
P 01	5791.393	70612.248	53.970
P 02	5785.188	70609.465	53.970
P 03	5786.741	70622.372	53.970
P 04	5792.945	70625.155	53.970
P 05	5792.359	70600.076	53.970
P 06	5786.154	70597.294	53.970
P 07	5790.493	70585.034	53.970
P 08	5796.696	70587.821	53.970
P 09	5759.028	70585.129	53.970
P 10	5765.233	70587.912	53.970
P 11	5763.750	70575.500	53.970
P 12	5757.545	70572.718	53.970
P 13	5758.060	70597.300	53.970
P 14	5764.265	70600.083	53.970
P 15	5760.078	70611.861	53.970
P 16	5753.873	70609.078	53.970

Coté de BERCHICHE

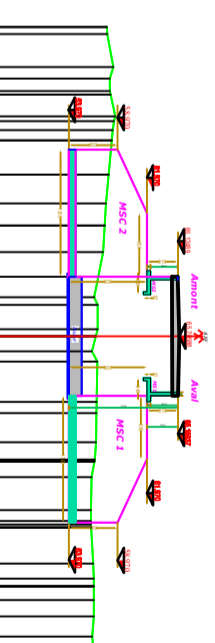
Profil n° : 2
Echelle en X : 1/100
Echelle en Y : 1/100
PC : -36.00 m



Numéro de profils en travers	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12				
Altitudes TN	59.06	58.82 58.79	58.66	58.40 58.52	58.35	58.06 58.17	58.03 57.97	57.60 57.85	57.94	58.08 58.03	58.08	58.09 58.10	57.94 58.15 58.02	57.62 57.63 57.71	57.74 57.36	56.68 56.76
Altitudes Projet				58.470	61.970	64.887	65.048	64.921	61.970	58.470						
Distances partielles TN	8.71	11.78	9.49	9.45	5.23	6.10	6.11	6.37	6.36	9.87	8.19					
Distances cumulées TN	0.00	8.71	20.49	29.98	39.43	44.66	50.76	56.87	63.23	69.60	79.47	87.66				
Alignements droits et courbes	DROITE L = 44.66 m			DROITE L = 12.21 m			DROITE L = 30.79 m									

Coté de EL-KSEUR

Profil n° : 1
Echelle en X : 1/1000
Echelle en Y : 1/1000
PC : -43.00 m



Numéro de profils en travers	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
Altitudes TN	57.88	58.53 58.15	58.71 58.36	58.03	57.75 57.63	57.47 56.96	56.92 56.91	56.87	56.83 56.77	56.73 56.63 56.29	56.39 56.29	56.46 56.52 56.53 56.51 56.36 56.53
Altitudes Projet		58.970	61.970	65.124	65.285	65.159	61.970	58.970				
Distances partielles TN	6.95	4.66	3.52	5.23	5.23	6.10	6.10	6.73	6.73	6.05	7.23	
Distances cumulées TN	0.00	6.95	11.61	15.13	20.36	25.58	31.69	37.79	44.52	51.26	57.31	64.54
Alignements droits et courbes	DROITE L = 25.58 m			DROITE L = 12.21 m			DROITE L = 26.75 m					

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE

WILAYA DE BEJAIA
DAIRA DEL KSEUR
COMMUNE DEL KSEUR

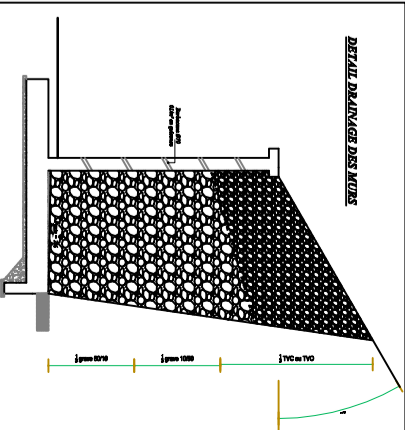
ETUDE ET REALISATION DES OA RELIANT EL-KSEUR-BERCHICHE
OA INPONT RELIANT RUE MEZANI/HIMI A BERCHICHE

ETUDE PRELIMINAIRE

TRACÉ EN PLAN
PROFILS EN TRAVERS NCS EN ALLES

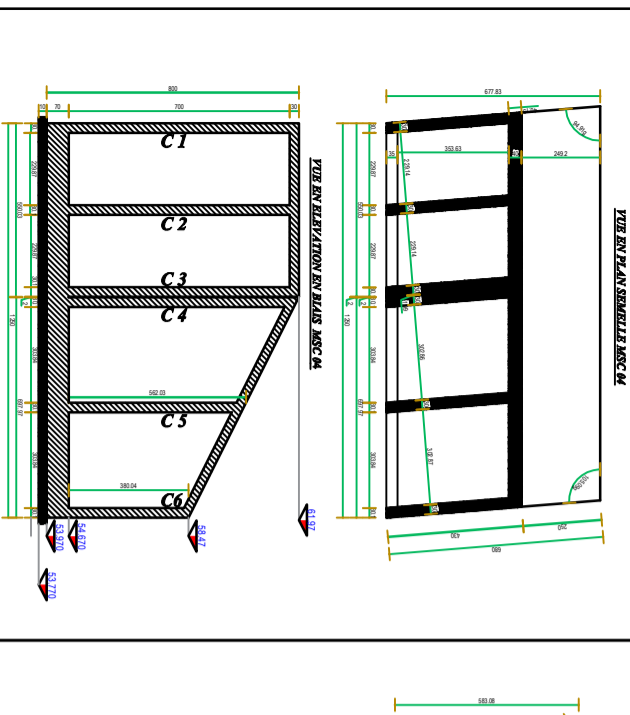
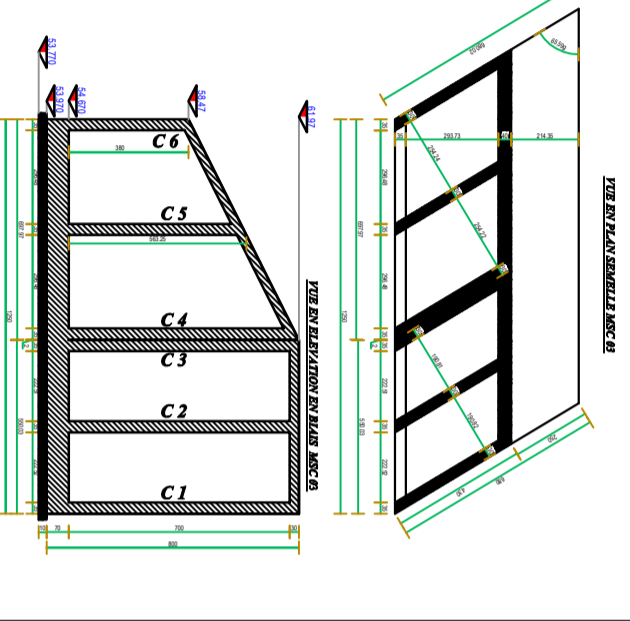
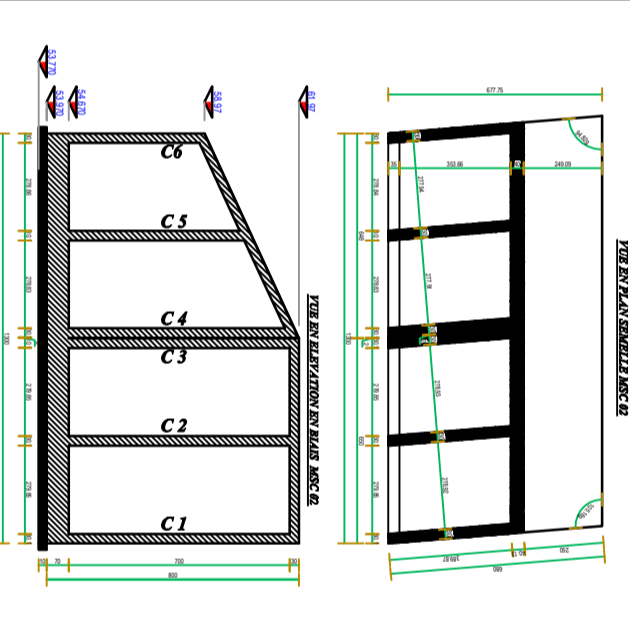
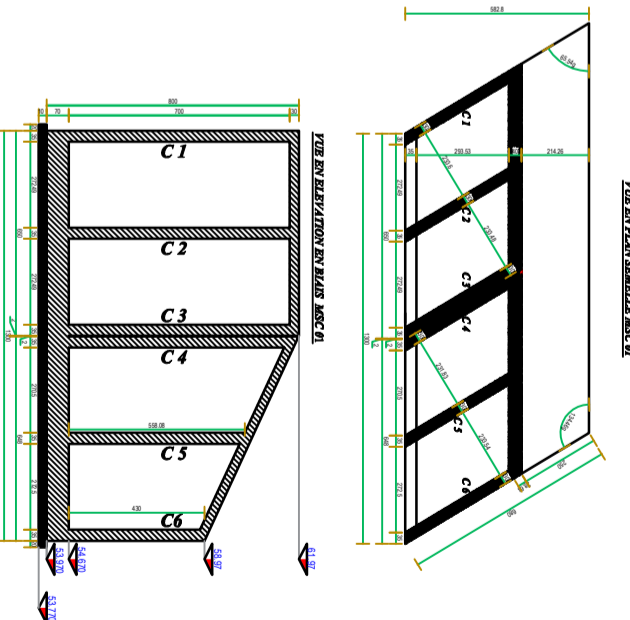
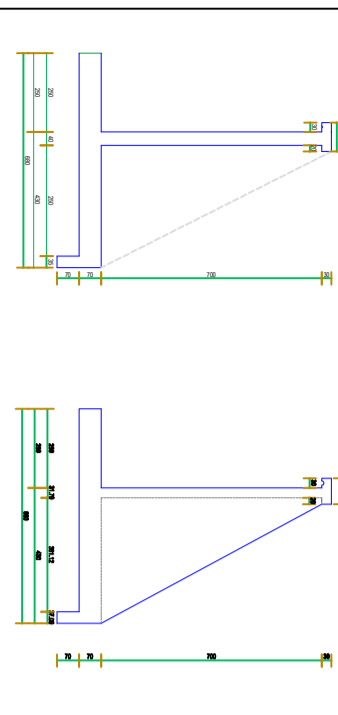
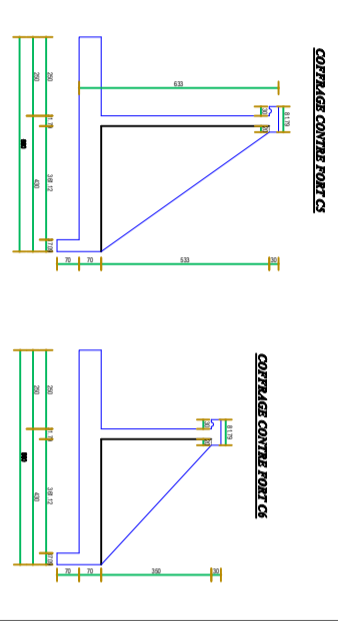
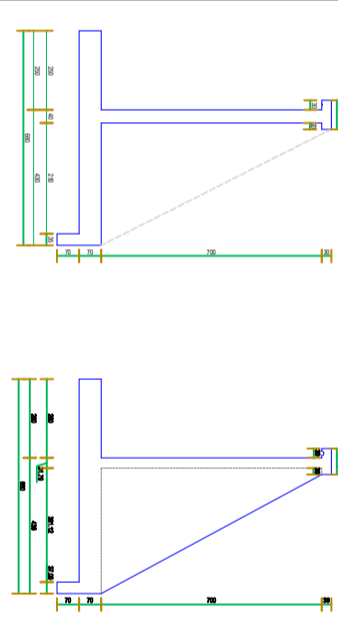
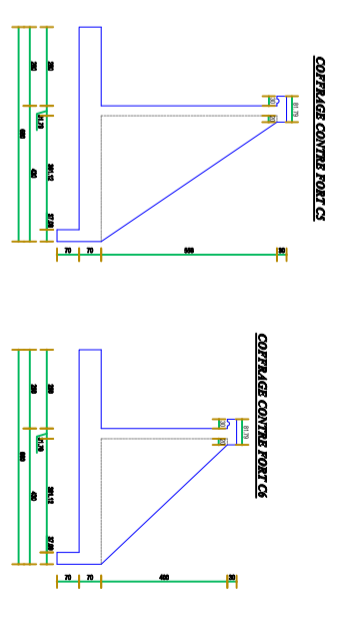
11/18

NVL153:
 - Acier Fe 400
 - Ecartage = 35 mm
 - Longueur de recouvrement L=50xφ



NOTA: Las armillas de acero se han adoptado para un espesor de columna (TVO) del habitad de malla de 100 mm, pero en el caso de un habitad de 30 cm, consulte el control de laboratorio sobre el uso de pernos de diámetro de 10 mm por cada 30 cm de espesor de columna.

REPUBLICA ALBANESE SHKOLLITORE E POPULARE WILAJA DE BEJAN DHRYA DE BEJAN COMUNA DE BEJAN	
ETJDE D'EDUCACION ETJDE E REHABILITACION DE LA REJANT ELISABETH-BENJONCH OLA 11/10/17 REJANT RUE MEDIANE HANJE-BENJONCH	
OBJETO: REALIZACION DE LA REJANT RUE	ETJDE: ETJDE DE REHABILITACION DE LA REJANT RUE
PROYECTO: ETJDE DE REHABILITACION DE LA REJANT RUE	FECHA: 12/1



10. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la réalisation de l'ouvrage d'art OA1/Pont reliant la rue Meziani H'mimi à Berchiche commune d'El Kseur permettront d'enjamber l'Oued et d'assurer le passage des usagers entre le village Berchiche et el kseur ainsi que les localités avoisinantes.

Le sous-sol est constitué par une nappe d'alluvions moyennes à grossières, une couche d'argile limono-sableuses, des argiles beiges plus au moins graveleuses à sableuses reposant sur des marnes légèrement argileuses plus ou moins compactes avec des passes sableuses.

Compte tenu des caractéristiques géotechniques ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, ces sols peuvent développer des contraintes admissibles de l'ordre de **1.30bars** pour des fondations superficielles type radier ancrées à **2.5m** de profondeur après terrassements la nappe alluvionnaire (matériau d'apport) et remblai.

Les tassements estimés pour des fondations superficielles de types radier sont de l'ordre de **8.76 cm**.

Les pluies torrentielles engendrant des crues qui entraînent l'élévation du niveau des eaux dans l'oued.

Ces crues provoquent des phénomènes d'affouillement qui est le résultat de l'érosion du lit d'oued ou de ces berges pendant la période d'élévation des eaux durant une inondation.

Il en résulte ainsi une augmentation des contraintes de cisaillement sur les matériaux au fond du lit d'oued, lorsque ces dernières sont suffisamment élevées, les matériaux sont soulevés du fond du lit d'oued et transportés plus loin avec le flux

L'affouillement est la principale sollicitation qui s'exerce sur les ouvrages de franchissement. Il convient de ce fait d'assurer aux piles et aux culées, des protections contre les affouillements,

D'où il y'a lieu d'adopter des solutions qui consistent à les réduire à savoir :

- La limitation de la vitesse d'écoulement en faisant en sorte que les accès coupent le moins possible le lit du cours d'eau à franchir et que les piles soient en petit nombre, de dimensions réduites et de forme appropriée ;
- Le choix d'une bonne disposition des piles en les mettant dans la direction du courant et en leur donnant des formes appropriées
- L'utilisation du tapis d'enrochement pour remplir la fosse d'affouillement par des blocs d'enrochement.
- L'utilisation des palplanches.

Aussi il y'a lieu de prendre en considération les risques que présente les remblais contigus à l'ouvrage à savoir :

- Les tassements différentiels.
- La fissuration au niveau de la jonction du remblai et de l'ouvrage d'art.
- Les poussés des remblais.
- Les frottements négatifs.

Afin d'éviter ces risques il est nécessaire de respecter certaines dispositions constructives concernant :

- La conception du remblai,
- Le choix des matériaux,
- La mise en œuvre.

La profondeur d'ancrage dans le cas des fondations superficielles dépendra de la profondeur d'affouillement de l'oued

Pour évaluer cette hauteur d'affouillement, on a besoin des données hydrauliques (Mesure des niveaux des plus hautes eaux, des vitesses et débits d'écoulement) et les données géotechniques.

Selon les recommandations du CGS (2003), la région est classée en zone de sismicité moyenne **IIa**. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

Les analyses chimiques montrent que le sous-sol n'est pas agressif pour béton hydraulique de l'infrastructure.

Ingénieur charge de l'étude
L.BENMEZIANE

Le Directeur

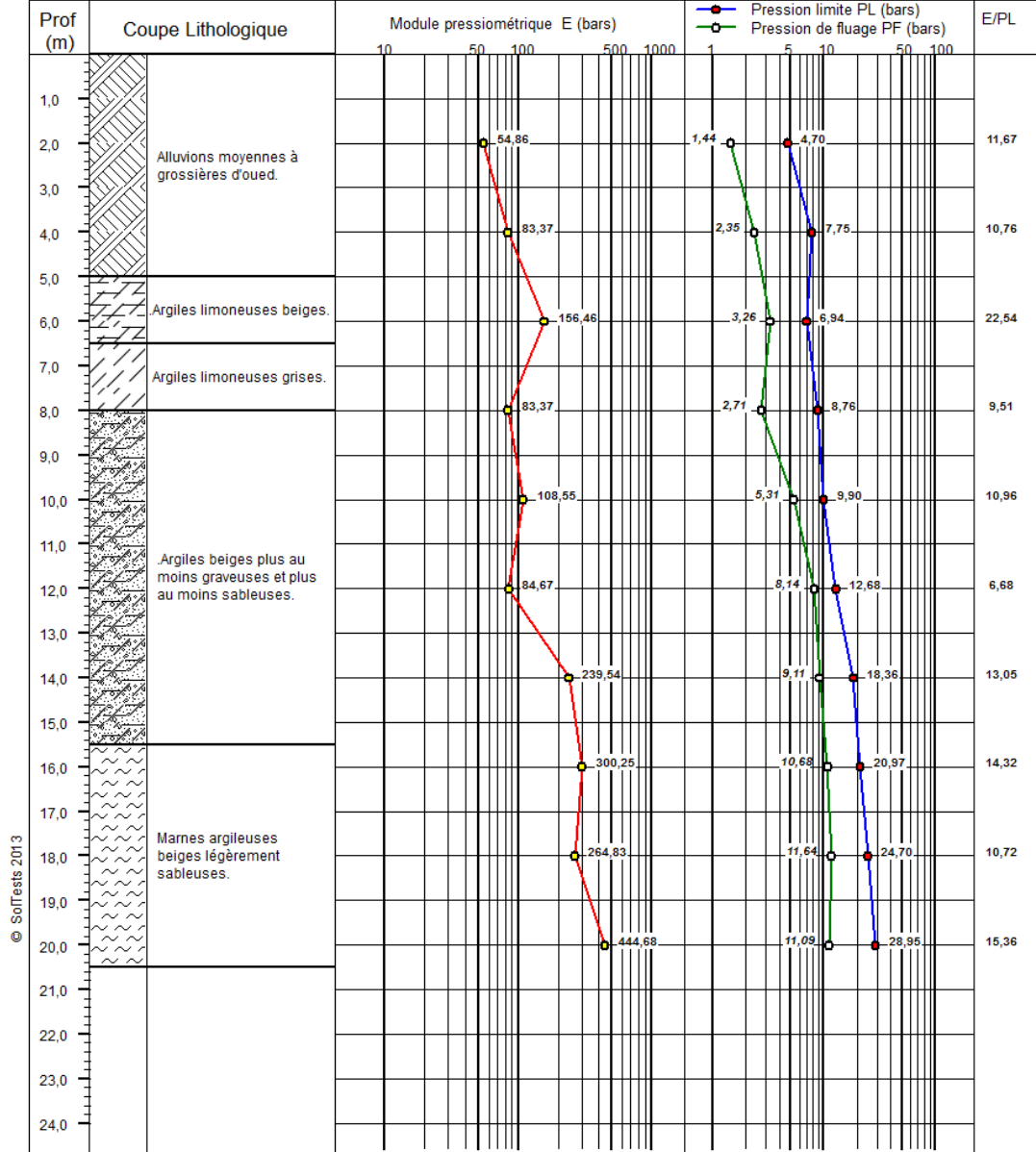


RAPPORT DE SONDAGE
Essai Pressiométrique Menard
 NF P 94-110-1

Projet: Réalisation des ouvrages d'Art
 N°Dossier: 059.ES.2018
 Lieu: Berchiche commune El Kseur
 Client: ETPBH BOUZIDA SAID
Sondage N°: SP1

Appareil:

Date essai :
 Profondeur nappe / TN (m) :
 Coordonnées GPS :
 X : Z :
 Y :



Remarque :

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Résumé

Les ponts cadres en béton armé constituent un type d'ouvrage très répandu destiné au franchissement des cours d'eau. Leur conception requiert de bonnes connaissances aussi bien dans le domaine des ouvrages d'art que dans la géotechnique. Toutefois, même s'ils sont bien conçus ils n'échappent pas aux problèmes d'affouillement des fondations. De ce fait, l'étude géotechnique du sol est très importante car elle permet de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise pour choisir le type de fondation adéquat et faire face aux divers problèmes notamment ceux liés à l'eau.

Un bon calcul de ferrailage permet de concevoir un pont cadre pouvant résister aux multiples charges extérieures (charges routières, poussée des terres... etc) pour la préservation des personnes, des biens et de l'environnement.

Mots clés : Pont, géotechnique, charges routières, ferrailage.

Abstract

Concrete frame bridges are widely used for crossing streams. Their conception requires a great amount of knowledge in geotechnical and civil engineering structures studies. Nevertheless, despite being well created, they don't escape to the problem of foundation scour. Thereby, the geotechnical study is crucial because it allows determining physical and mechanical characteristics of the soil in order to choose the right type of foundation and face problems especially those related to water.

A good reinforcement makes it possible to design a frame bridge that can withstand multiple external loads (road loads, soil pressure...etc) for the sake of lives, property and protection of the environment.

Keywords : Bridge, geotechnology, road loads, reinforcement.