TABLE DES MATIERES

REMERCIENTS ..... **i**

DEDICACE ..... **ii**

RÉSUMÉ ..... **iv**

ABSTRACT ..... **v**

ملخص ..... **vi**

TABLE DES MATIERES ..... **vii**

LISTE DES FIGURES ..... **ix**

LISTE DES TABLEAUX ..... **xiii**

LISTE DES NOTATIONS ..... **xiv**

INTRODUCTION GENERALE **1**

CHAPITRE I FONDAMENTAUX DU DIMENSIONNEMENTS DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

I.1 Introduction : *2*

I.2 Interaction sols-structures (ISS) : *2*

I.3 Les règles de justification des ouvrages : *7*

I.3.1 Exigence de sécurité et exigence de service : 7

I.3.2 Situations et schémas de calcul : 7

I.3.2.1 Généralités : 7

I.3.2.2 Situation de calcul : 8

I.3.2.3 Schémas de calcul : actions, propriétés des matériaux et conditions aux limites : 9

I.3.2.4 Principaux schémas de calcul de la mécanique des sols et des roches : 12

I.3.3 Prouver la sécurité : 16

I.3.3.1 L'approche classique des coefficients de sécurité globaux : 17

I.3.3.2 L'approche nouvelle des facteurs partiels : 21

I.3.4 Prouver l'application au service : 29

I.3.4.1 L'approche classique : 29

I.3.4.2 L'approche nouvelle des facteurs partiels : 29

I.3.4.3 Durabilité des ouvrages : 30

I.4 Conclusion : *31*

CHAPITRE II MODELISATIONS NUMERIQUES DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

II.1 Introduction : *32*

II.2 Présentation de logiciel Géostudio : *32*

II.2.1 SEEP/W 33

II.2.2 SIGMA/W 33

II.2.3 SLOPE/W 34

II.3 L'apport de la modélisation numérique dans la justification des ouvrages géotechnique *34*

II.4 Cas d'un barrage en terre *34*

II.4.1 Présentation et localisation de cas étudié 34

II.4.2 Géologie du site 35
II.4.3 Caractéristiques de la digue 35
II.4.4 Géométrie de model étudié 36
II.4.5 Géométrie de maillage 36
II.4.6 Données géotechniques 37
II.4.7 Analyse de comportement mécanique 37
II.4.7.1 Niveau 270,75 NGA 37
II.4.7.2 Niveau 280 NGA 39
II.4.7.3 Niveau 311.5 NGA 41
II.4.8 Analyse de comportement hydraulique 43
II.4.8.1 Niveau plan d'eau 280 NGA 44
A) Analyse de la pression interstitielle dans la fondation 47
B) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau 48
II.4.8.2 Niveau du plan d'eau 291 NGA 48
II.4.8.3 Niveau du plan d'eau 305 NGA 50
A) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau 51
B) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau. 52
C) Analyse de la pression interstitielle dans la fondation, sous la recharge 53
II.4.9 Conclusion 54

II.5 Etude de cas d'un ouvrage de soutènement 54
II.5.1 Ouvrage modélisé 54
II.5.1.1 Caractéristiques mécaniques et géométriques 54
II.5.1.2 Hypothèses générales de modélisation 55
II.5.1.3 Choix particulier de modélisation 55
II.5.1.4 Résultats et commentaires 56
A) Maillage déformé 56
II.5.2 Conclusion 61

II.6 Etude de cas d'un glissement de terrain 62
II.6.1 Talus de pente 3,5 H 62
II.6.2 Talus de pente 2 H avec nappe 65
II.6.3 Conclusion 67

II.7 Cas d'une fondation superficielle : 68
II.7.1 Géométrie, maillage et conditions aux limites 68
II.7.1.1 Stratégie de la modélisation 68
II.7.1.2 Cas de la distance latérale D = 5 R = 15 m : 69
II.7.1.3 Effet de la distance latérale des frontières bloquées. 72
II.7.2 Conclusion 76

II.8 Etude d'une fondation profonde (Said, 2006) 77
II.8.1 Recueil des données expérimentales et géométriques 77
II.8.2 Conditions initiales 79
II.8.3 Modélisation du chargement statique du pieu 80
II.8.4 Résultats et commentaires 81
II.8.4.1 Le frottement latéral dans la couche d'interface 84
II.8.5 Conclusion 85

CONCLUSION GENERALE 86

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 87

ANNEXES 89

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Schéma de principe du dimensionnement.(Gervrau, 2000) 3

Figure 1.2 : Découplage usuel entre les modèles « géotechnique » et « structure » (Cuira et Simon, 2008).....4

Figure 1.3 : Deux modes d'analyse d'un écran de soutènement : point de vue de la structure et point de vue de sol.(Bennacer, 2016) 6

Figure 1.4 : Situation de calcul pour un barrage en terre. (Magnan, 2000).....9

Figure 1.5 : Situations de calcul pour un mur de soutènement.(Magnan, 2000).....9

Figure 1.6 : Schéma de calcul classique de la stabilité des barrages en terre.(Magnan, 2000) 13

Figure 1.7 : Schéma de calcul classique de la stabilité des murs de soutènement.(Sibille, 2017)..13

Figure 1.8 : Schémas de calcul classiques de la stabilité des fondations superficielles.(Magnan, 2000).....14

Figure 1.9: Schémas de calcul classiques de la stabilité des fondations profondes.(Magnan, 2000) 14

Figure 1.10 : Schémas de calcul classiques de la stabilité des déblais et pentes naturelles.(Durville, 2000) 15

Figure 1.11 : Chargement de surface sur un massif d'argile.(Magnan, 2000) 20

Figure 2.1: Illustration du logiciel Géostudio.....33

Figure 2.2: Localisation de barrage Boughrara (Rouissat, 2015).....35

Figure 2.3: Profil en travers type de barrage (Rouissat, 2015).....35

Figure 2.4: Géométrie et dimensions du profil retenue 36

Figure 2.5: Maillage utilisé pour le barrage.....36

Figure 2.6: Présentation de la géometrie et de conditions aux limites (270,75 NGA) 37

Figure 2.7: Maillage niveau 270,75 NGA 38

Figure 2.8: Tassement vertical (270,75 NGA).....38

Figure 2.9: Champ des contraintes totales verticales (270,75 NGA) 38

Figure 2.10: Champ de deformation (270,75 NGA).....38

Figure 2.11: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (280 NGA).....39

Figure 2.12:Tassement globale verticale (280 NGA).....40

Figure 2.13:Champ des contraintes verticale (280 NGA) 40

Figure 3.14 : Champ de déformation verticale (280 NGA).....40

Figure 2.15: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (311.5 NGA) 41

Figure 2.16: Tassement globale verticale (311,5 NGA).....41

Figure 2.17: Champ des contraintes verticales totales (311,5 NGA) 41

Figure 2.18: Champ de déformations (311,5 NGA) 41

Figure 2.19: Comparaison des tassements mesurés et calculés pendant la construction. 42

Figure 3.20: Localisation des cellules sur le profil du barrage (Rouissat, 2015) 43

Figure 2.21: Gradient hydraulique, 280 NGA 44

Figure 2.22: Champ des pressions interstitielle, niveau plan d'eau 280 NGA 44

Figure 2.23 : Débit de la fuite, niveau plan d'eau 280 NGA 45

Figure 2.24 : Variation de charge hydraulique, niveau plan d'eau 280 NGA 45

Figure 2.25 : Coupe A-A dans le noyau.....45

Figure 2.26 : Diagramme de vitesse de la coupe A-A.....46

Figure2.27 : Coupe B-B dans la recharge amont 46

Figure 2.28 : Diagramme de vitesse de la coupe B-B 47

Figure 2.29 : Comparaison des charges hydrauliques, modélisation – auscultation – Fondations, niveau du plan d'eau 280 NGA 47

Figure 2.30 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation –Noyau , Niveau d'eau 280 NGA 48

Figure 2.31 : Gradient hydraulique, niveau d'eau 291 NGA.....49

Figure 2.32 : Champ des pressions interstitielle, niveau d'eau 291 NGA 49

Figure 2.33 : Débit du fuite, niveau d'eau 291 NGA 49

Figure 2.34 : Variation du charge hydraulique, niveau d'eau 291 NGA.....49

Figure 2.35 : Comparaison des charges hydrauliques, modélisation – auscultation–Noyau, Niveau d'eau 291 NGA. 50

Figure 2.36 : Gradient hydraulique, niveau d'eau 305 NGA.....50

Figure 2.37 : Champ des pressions interstitielle, niveau d'eau 305 NGA 51

Figure 2.38 : Débit de fuite, niveau d'eau 305 NGA 51

Figure 2.39 : Variation du charge hydraulique, niveau d'eau 305 NGA.....51

Figure 2.40 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation –Analyse de la pression interstitielle dans la fondation, sous le noyau.....52

Figure 2.41 : Comparaison des charges hydrauliques, modélisation – auscultation–Fondation (sous le noyau), Niveau d'eau 305 NGA. 53

Figure 2.42 : Comparaison des charges hydrauliques, modélisation – auscultation–fondation (sous la recharge), Niveau d'eau 305 NGA.....53

Figure 2.43 : Géométrie de soutènement modélisé (Gaudin, 2002). 54

Figure 2.44 : Présentation de modèle dans géostudio. 55

Figure 2.45 : Maillage du modèle 56

Figure 2.46 : Déformée du maillage au cours de l'excavation 57

Figure 2.47: Déformations plastiques pour les trois phases d'excavation.....58

Figure 2.48 : Diagrammes de pressions, moments de flexion et déplacements de la paroi auto stable pour les trois phases d'excavation.....59

Figure 2.49 : Tassements totaux pour les trois phases d'excavation 59

Figure 2.50 : Comparaison des résultats de calcul PFE avec César. 60

Figure 2.51 : Représentation de la géométrie du talus de pente 3,5 H 62

Figure 2.52 : Maillage avec les conditions aux limites du talus de pente 3,5 H 62
Figure 2.53 : Maillage déformé du talus de pente 3,5 H 63
Figure 2.54 : Déplacements du talus de pente 3,5 H 63
Figure 2.55 : Défèrents méthodes de calcul du coefficient de sécurité 64
Figure 2.56 : Comparaison graphiques des résultats de calcul PFE vs PETAL–LCPC 64
Figure 2.57 : Représentation de la géométrie du talus de pente 2 H 65
Figure 2.58 : Maillage avec les conditions aux limites du talus de pente 2 H 65
Figure 2.59 : Maillage déformé du talus de pente 2 H 65
Figure 2.60 : les Déplacements totaux du talus de pente 2 H.....66
Figure 2.61 : Les résultats obtenus par plusieurs méthodes de calcul.....66
Figure 2.62 : Comparaison graphique des résultats par PFE vs PETAL–LCPC 67
Figure 2.63 : Semelle circulaire reposant sur un sol (Boudehouse, 2019) 68
Figure 2.64 : Définition de problème. 69
Figure 2.65 : Maillage du modèle. 69
Figure 2.66 : Coupe A-A sous la semelle 69
Figure 3.67 : Variation des contraintes verticals maximum sous la semelle 70
Figure 2.68 : Maillage déformé.....70
Figure 2.69 : Vecteurs des déplacements.....71
Figure 2.70 : Déplacements à la rupture 71
Figure 2.71 : Déplacement de la fondation.....71
Figure 2.72 : Zones d'influence 72
Figure 2.73 : Représentation des éléments de la limite d'élasticité 72
Figure 2.74 : Maillage déformé et déplacements cas de D=3R 73
Figure 2.75 : Maillage déformé et déplacements cas de D=5R 73
Figure 2.76 : Maillage déformé et déplacement cas de D=10R.....73
Figure 2.77 : Comparaison des résultats des déplacements.....74
Figure 2.78 : Variation des contraintes principales cas de D=3R.....74
Figure 2.79 : Variation des contraintes principales cas de D=5R.....74
Figure 2.80 : Variation des contraintes principales cas de D=10R.....75
Figure 2 81 Comparaison des résultats de la contrainte principale 75
Figure 2.82 : Comparaison des résultats de la capacité portant.....76
Figure 2.83 : Section et caractéristiques du caisson (Bustamante et Gianeselli 1991) 77
Figure 2.84 : (a)Géométrie adopté dans la modélisation (b) maillage avec les conditions aux limites 78
Figure 2.85 : Phases de calcul pour la modélisation numérique d'un essai de pieu foncé/battu (inspirè de Said, 2006).....81

Figure 2.86 : Evolution des déplacements horizontaux au cours de chargement du pieu 82

Figure 2.87 : Evolution des déplacements verticaux au cours du chargement du pieu 82

Figure 2.88 : Evolution des déformations plastiques autour du pieu au cours du chargement du pieu.....83

Figure 2.89 : Comparaison de distribution de la déformation des jauges dans les extensomètres durant le chargement.....84

Figure 2.90 : Comparaison entre valeurs expérimentales, MEPI 2D et PFE de la contrainte de cisaillement au fût du pieu.....85

Figure 2.91 : Réponse charge-tassement : numériques et expérimentaux 85

Figure A.92: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (282 NGA) 90

Figure A.93: Tassement global vertical.....90

(282 NGA) 90

Figure A.94: Champ de contrainte totale verticale (282 NGA) 90

Figure A.95: Champ de déformation verticale au niveau 282 NGA.....90

Figure A.96: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (288 NGA) 91

Figure A.97: Tassement global vertical (288 NGA) 91

Figure A.98: Champ de contrainte totale verticale (288 NGA) 91

Figure A.99: Champ de déformation verticale au niveau 288 NGA.....92

Figure A.100 Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (295 NGA) 92

Figure A.101: Tassement global vertical (295 NGA) 93

Figure A.102: Champ de contrainte totale verticale (295 NGA) 93

Figure A.103: Champ de deformation verticale (295 NGA).....93

Figure A.104: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (301 NGA) 93

Figure A.105: Tassement totale au niveau 301 NGA.....94

Figure A.106: Champ de contrainte totale vertical au niveau 301 NGA.....94

Figure A.107: Champ de déformation verticale au niveau 301 NGA.....94

Figure A.108: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (305 NGA) 95

Figure A.109: Tassement global vertical (305 NGA) 95

Figure A.110: Champ de contrainte totale verticale (305 NGA) 95

Figure A. 111: Champ de déformation verticale (305 NGA).....95

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Définitions et valeurs des coefficients de sécurité globaux utilisés traditionnellement pour le calcul de la stabilité des ouvrages géotechniques (Magnan, 2000).....18

Tableau 1.2 : Valeurs numériques des facteurs partiels pour les ouvrages géotechniques.(Magnan, 2000) 28

Tableau 2.1: Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du barrage 37

Tableau 2.2: Comparaison des résultats modélisation - auscultation au niveau 270,75 NGA.....39

Tableau 2.3: Comparaison des résultats de la modélisation-auscultation au niveau 280 NGA....40

Tableau 2.4: Comparaison des résultats modélisation – auscultation au niveau 311.5 NGA.....42

Tableau 2.5: Caractéristiques des cellules des pressions interstitielles. 43

Tableau 2.6 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation- Charge hydaulique- Niveau d'eau 280 NGA, Fondations 47

Tableau 2.7 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation –Charges hydrauliques- Niveau du plan d'eau 280 NGA, Noyau 48

Tableau 2.8 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation –Charges hydrauliques- Niveau d'eau 291 NGA, Noyau.....50

Tableau 2.9 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation–charges hydrauliques- Niveau d'eau 305 NGA, Noyau.....52

Tableau 2.10 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation– charges hydrauliques- Niveau d'eau 305 NGA, Fondation (sous le noyau). 52

Tableau 2.11 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation–charges hydrauliques- Niveau d'eau 305 NGA, Fondation (sous la recharge).....53

Tableau 2.12 : Paramètre de soutènement modélisé (Gaudin, 2002) 54

Tableau 2.13 : Comparaison des résultats PFE et CESAR 60

Tableau 2.14 : Comparaison des résultats de calcul PFE vs PETAL–LCPC.....64

Tableau 2.15 : Comparaison des résultats 67

Tableau 2.16 : Caractéristiques physico-mécaniques. 68

Tableau 2.17 : Comparaison des résultats des déplacements en mm 74

Tableau 2.18 : Comparaison des résultats de la contrainte principale.....75

Tableau 2.19 : Comparaison des résultats de la capacité portant 75

Tableau 2.20 : Caractéristiques géométriques du caisson 77

Tableau 2.21 : Caractéristiques des différentes couches du site (Said, 2006).....78

Tableau 2.22 : Paramètre constitutif des déffirents matérieux 79

Tableau 2.23 : Résultats de la contrainte radiale résiduelle après installation au fût. 80

Tableau 2.24 : Noeuds correspondants aux différents tronçons (Said, 2006). 83

Tableau A.25: Comparaison des résultats modélisation - auscultation au niveau 282 NGA.....91

Tableau A.26: comparaison de resultats modelisation-auscultation au niveau 288 NGA 92

Tableau A.27: Comparaison des résultats modelisation-auscultation (295 NGA).....93

Tableau A.28: Comparaison des resultats de modelisation-auscultation au niveau 301 NGA.....94

Tableau A.29: Comparaison des résultats modelisation-auscultation au niveau 305 NGA.....95

Rapport-Gratuit.com

LISTE DES NOTATIONS

ISS : Interaction Sol/Structure
F : Force [N]
S : Surface [m²]
δ: déplacement
K : coefficient de réaction
P : Pression
L'EC7 : L'Eurocode 7
U : Pression interstitielle
H : Charge d'eau
Q : Débit de crue
S : Tassement
γ**h** : Poids volumique humide
γ**d** : Poids volumique sec
ε: Déformation
H : Hauteur de remblai
γsat : Poids volumique saturé
C : Cohésion du sol
C' : Cohésion drainée
ϕ' : Angle de frottement interne drainé
Ψ : Angle de dilatance
kh : Perméabilité horizontale
μ : viscosité du fluide
K : perméabilité du milieu poreux
Δp: Gradient de pression
V : Vitesse d'écoulement
R : Coefficient de corrélation
RN : Côte retenue normale
PHE : Côte des plus hautes eaux
E : Module de déformation
CP : Cellule de pression
CPI : Cellule de pression interstitielle
Z pose : Côte de pose de l'instrument d'auscultation
PI : Cellule de pression interstitielle
CPT : Cellule de pression totale
b : Largeur d'élément de paroi considérée
H : Hauteur libre de l'écran de soutènement
HL : Hauteur d'excavation limite
He : Hauteur d'excavation
σ_V : La contrainte totale verticale
σ_h : La contrainte totale horizontale
z : Profondeur
$\boldsymbol{\tau}$: Contrainte de cisaillement
H : Hauteur de talus
Fs : coefficient de sécurité du talus
Nc, Nq, Nγ: Facteurs de la capacité portante
h1 : Epaisseur de la couche supérieur du sol

B : Largeur de la fondation
σ1: Contraintes principales
qu : Capacité portante ultime
R : Rayon de la fondation circulaire
D : La distance latérale des frontières bloquées
A : section de la pointe du pieu
D : diamètre du pieu
Eeq : module d'Young équivalent du pieu
Ep : module d'Young du pieu
Es : module d'Young du sable
h : distance verticale à partir de la pointe du pieu
L : longueur de l'interface
Lp : longueur du pieu
Nside : valeur moyenne du nombre de coups au SPT
NSPT : nombre de coups du SPT
OCR : coefficient de surconsolidation
p : contrainte effective moyenne (=p')
P : périmètre du pieu
q : déviateur de contrainte
q0 : contrainte verticale totale initiale in situ (=σv0)
q_p : résistance en pointe du pieu
q_{pres} : résistance en pointe résiduelle
q_s : frottement axial unitaire (=τ)
Q_0 : charge en tête du pieu
Qp : charge en pointe du pieu
Qpres : charge en pointe résiduelle
Qs : charge de frottement axial
Qsres : charge résiduelle de frottement axial
Qt : charge totale du pieu
R : rayon du pieu
Req : rayon équivalent du pieu
s : déplacement axial le long du pieu
Slat : surface latérale du pieu
t : épaisseur de l'interface
wb : déplacement de la pointe du pieu
wt0 : déplacement en tête du pieu au cours du chargement
W : poids du pieu
z : profondeur
γ_p : poids volumique du pieu
ν : coefficient de Poisson
νs: coefficient de Poisson du sable
νp : coefficient de Poisson du pieu
σ'rc : contrainte radiale effective après stabilisation
σ'v0 : contrainte verticale effective initiale in situ
τres: contrainte de cisaillement résiduelle

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

INTRODUCTION GENERALE

Pendant des siècles, sinon des millénaires, l'objectif principal de calcul et dimensionnement des ouvrages était d'assurer leur stabilité (ELU), et de limité leur mouvements sous les charges de service (ELS), on connait peu de choses sur les méthodes de calcul anciennes.

La justification de la stabilité des ouvrages géotechniques se fait actuellement par catégorie d'ouvrages selon des méthodes codifiées. En pratique, il reste à l'ingénieur à choisir la méthode de calcul parmi les nombreuses méthodes disponibles, ainsi que les valeurs des paramètres du projet, qui sont généralement obtenues a partir d'essais. L'impact économique du choix des valeurs des paramètres de dimensionnement, de même que celui du facteur de sécurité assurant la sécurité de l'ouvrage, est loin d'être négligeable.

Ce projet de fin d'études vise d'éclaircir les différents états ELU et ELS dans la pratique du calcul de la stabilité des ouvrages et décrire les aspects réglementaires de cette problématique. On évalue sur la base d'études paramétriques, la mise en œuvre de l'Eurocode 7, et son influence sur plusieurs géométries des ouvrages.

La modélisation numérique des ouvrages géotechniques, notamment par la méthode des éléments finis ou des différences finies, a connu une utilisation grandissante depuis un demi-siècle environ avec l'augmentation toujours plus rapide de la puissance de calcul et des capacités de mémoire des ordinateurs. Afin d'atteindre cet objectif, nous avons structuré ce mémoire en deux chapitres :

- Dans le premier chapitre, nous avons présenté les fondamentaux du dimensionnements et de justification des ouvrages géotechniques. Le chapitre comporte une description détaillée des éléments nécessaires à la conduite d'une modélisation.
- Dans le deuxième chapitre, Nous avons modélisé plusieurs ouvrages géotechniques à l'aide de logiciel Géostudio:
  1. une analyse du comportement **d'un barrage en terre** pendant la phase de réalisation des remblais de son exploitation. Le cas de vidange rapide ne fait pas l'objet de cette partie.
  2. En tenant compte des résultats pratiques en centrifugeuse, le cas **d'un écran de soutènement autostable** depuis son excavation jusqu'à son utilisation a été traité en détail.
  3. Une simulation numérique de deux cas **de stabilité des pentes**, dans des différentes configurations mécaniques et hydrauliques a aussi fait l'objet d'une étude numérique.
  4. Une étude de comportement du sol sous **une fondation superficielle**. On a traité un exemple concernant la distribution des contraintes dans le sol, le déplacement et la capacité portante des fondations.
  5. Le dernier cas s'intéresse à l'analyse bidimensionnelle numérique par éléments finis du comportement des pieux foncé ou battu. Cette analyse tient compte des effets d'installation en reproduisant les contraintes résiduelles (contrainte radiale au fût, contrainte de cisaillement au fût, résistance en pointe).

La mémoire se termine par une conclusion générale englobant les différentes constatations obtenues durant la préparation de ce mémoire.

CHAPITRE I FONDAMENTAUX DU DIMENSIONNEMENTS DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

I.1 Introduction :

La construction des éléments d'interface entre l'ouvrage et le terrain appelé ouvrages géotechniques doit être réalisé pour que les efforts exercés par l'ouvrage sur le terrain ne produisent de désordres au cours du temps qui pourraient nuire au bon usage de l'ouvrage. Deux types d'exécution doivent être respectées (voir l'Eurocode 0 « bases de calcul des structures ») :

1. Pendant sa durée de vie escomptée avec des niveaux de fiabilité appropriés et de façon économique, la structure doit être conçue et réalisée de telle sorte qu'elle résiste à toutes les actions et influences susceptibles d'intervenir pendant son exécution et son utilisation et qu'elle reste adaptée à l'usage pour lequel elle a été conçue
2. La structure doit être conçue de telle sorte qu'elle ne soit pas endommagée de façon disproportionnée par rapport à la cause initiale par des événements exceptionnels tels une explosion, un séisme et les conséquences d'erreurs humaines.

La conception des éléments s'appuie sur des règles de dimensionnement, elle–même établies à l'échelle européenne par les Eurocodes dans le monde par des normes, en Algérie aussi par des règles (Eurocode), normes (AFNOR) et recommandations (Sétra). Nous présentons dans cette partie quelques points à prendre en compte lors de l'élaboration du rapport géotechnique, document contractuel obligatoire accompagnant le dimensionnement de l'ouvrage. Pour établir ce rapport, il est nécessaire de disposer d'information sur la nature du terrain sur lequel est fondé l'ouvrage. Nous présenterons donc également assez succinctement les techniques de reconnaissance du terrain qui répondent à cette attente, sachant qu'il existe aujourd'hui une littérature abondante détaillant ces différentes techniques (Berthaud et al., 2013).

Ce chapitre comporte les éléments nécessaires, les fondamentaux de la conception géotechnique, la méthodologie d'étude et les éléments d'assure la sécurité d'un ouvrage en cohérence avec les règles, normes et recommandations en vigueur.

I.2 Interaction sols-structures (ISS) :

En génie civil tous les ouvrages ont en attouché avec les sols ou les roches, cette interaction peut être limitée par exemple des bâtiments ou ouvrages d'art et il est très complexe dans les soutènements, ou illimité dans le cas des tunnels.

Au-delà des propriétés des sols telles qu'on put étudier, il conviendra d'étudier les interactions qui existent entre le sol et les structures qui sont à son contact. Les structures sont très diverses, elles peuvent être souples ou rigides, fixes ou mobiles, perméables ou imperméables.

Les actions qu'elles imposeront au sol seront permanentes ou variables provisoires ou définitives ou encore statiques ou dynamiques.

Les interactions sont dépendantes ou non du déplacement relatif sol-structure. Le contact peut se faire à déformation imposée. Au bout d'un temps plus ou moins long va s'établir un équilibre entre le sol et la structure qui va se caractériser par stabilité des déformations.

Cet équilibre sera acceptable ou non au regard de l'utilisation des ouvrages.

L'estimation des interactions va permettre de faire des calculs de déformation du sol et de stabilité des ouvrages. On partira en général d'hypothèses sur le comportement du complexe sol-structure. Un calcul de déformation ou un calcul d'équilibre sera ensuite mené, s'il fait apparaitre un résultat conforme aux limites que l'on s'est fixé, le dimensionnement est correct, sinon il conviendra de modifier la géométrie de la structure fondation ou la loi de comportement retenue au départ, la figure 1.1 représente le schéma du principe de dimensionnement :

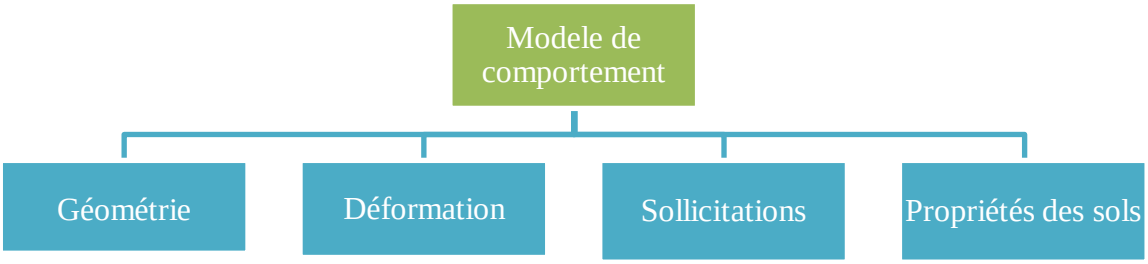


Figure 1.1 : Schéma du principe de dimensionnement.(Gervrau, 2000)

Les limites que l'on se fixe pour un dimensionnement sont :

- Les limites de déformation du sol au regard de ce que peut supporter la superstructure ou au regard des limites d'utilisation des lois de comportement retenues ;
- Les limites de facteur de sécurité pour les calculs d'équilibre ;
- Les limites en contrainte dans le massif ;
- La probabilité de ruine.

Nous allons énoncer les types d'interactions attendues pour quelques exemples simples, les principaux éléments qui vont nous guider sont :

- L'amplitude des déformations attendues qui est utile pour retenir a priori une loi de comportement ;
- La perméabilité de la structure pour déterminer la distance de drainage dans un calcul de tassement par exemple.

- La rigidité de la structure qui va déterminer la réparation de contrainte à la surface du sol, une structure souple répartit uniformément la charge sur le sol. Alors qu'à l'inverse une structure rigide applique sur le sol une pression de contact non uniforme.(Gervrau, 2000)

Concernant les calculs de la mécanique des sols qui utilisent la mécanique des milieux continus et la mécanique des solides, en principe, ils n'ont que des similitudes avec la résistance des matériaux, qui est utilisé pour calculer les structures et utilise une représentation des forces internes par les compacteurs (effort normal N, effort tranchant T et moment fléchissant M).

S'il est possible de combiner ces deux approches dans un même calcul, les calculs se font habituellement de façon séparée dans chaque milieu (terrain /structure), avec une représentation simplifiée des conditions d'interface.(Magnan, 2000)

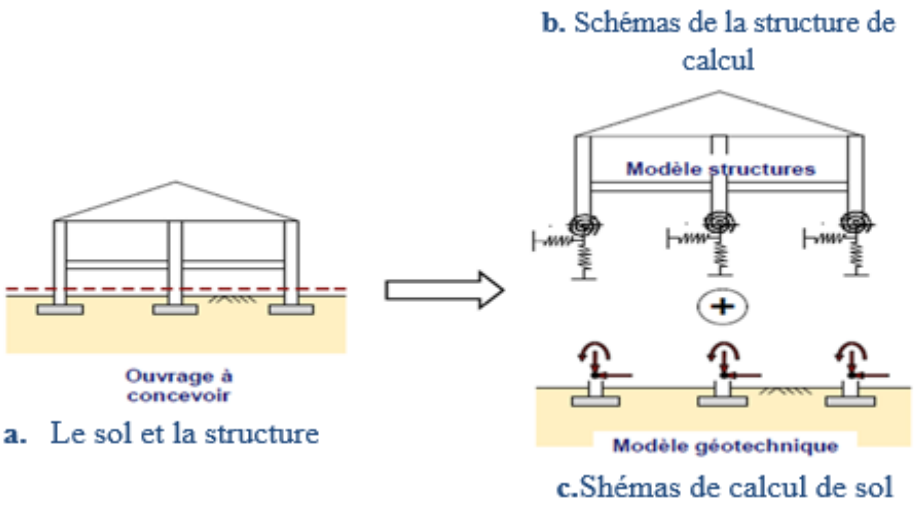


Figure 1.2 : Découplage usuel entre les modèles « géotechnique » et « structure » (Cuira et Simon, 2008)

L'étude de la structure de l'ouvrage, qui utilise les outils de la résistance des matériaux, a besoin de condition aux limites au contact avec le sol (figure 1.2.b). Les conditions les plus simples consistent en des conditions d'appui (appui simple, rotule, encastrement) sur la surface du sol, supposée fixe. Ce type d'appui est suffisant pour l'étude des structures isostatiques, où les déformations (limitées) d'un appui ne perturbent pas la répartition des efforts dans la structure. Pour les structures dont les efforts internes dépendent des déformations (structures hyperstatiques), il est indispensable d'évaluer la réponse du sol sous les charges appliquées, en tenant compte du déplacement (et de la déformation) de l'interface. (Magnan, 2000)

Ce besoin de faire varier l'effort de contact en fonction de déplacement à d'abord été traité dans un cadre linéaire, en utilisant la théorie de Winkler et Zimmermann, parfois appelée « théorie des

déformations locales », dans laquelle la force de contact **F** par unité de surface **S** est proportionnelle au déplacement **δ** par un facteur **K** appelé « coefficient de réaction » et de unité [kN/m^3] :

$$\frac{F}{S} = K\delta$$

Une variante de cette approche consiste à écrire localement la proportionnalité de la pression de contact **P** et du déplacement **δ**, ce qui permet de calculer les efforts dans la fondation superficielle en tenant compte de la déformation de l'interface :

$$P = K\,S$$

Ultérieurement, pour améliorer la qualité de ce modèle de calcul en tenant compte de la limitation des pressions que peut supporter le sol, le modèle de Winkler a été remplacer par un modèle « élastoplastique » de la forme :

$$\begin{cases} \delta = {}^{P}/_{K} & pour\ P < P_{max} \\ \delta = \text{quelconque} & \text{pour } P = P_{max} \end{cases};$$

Dans laquelle la pression P_{max} est le seuil de plasticité du sol. Différents travaux ont été effectués pour intégrer des effets de temps (consolidation, fluage) dans ce modèle de calcul

Winkler (1867) a supposé que la réaction du sol, à chaque point sous la fondation, est proportionnelle à la déflexion de la fondation en ce point. Cette hypothèse revient à modéliser le terrain par une juxtaposition de ressorts élastiques. Le constant de proportionnalité de ces ressorts est connue comme le module de réaction du sol K_w.

Pour le mécanicien des sols, le calcul de l'interaction sol-structure a une allure toute différente : l'ouvrage est une condition à la limite appliquée au massif de sol (figure 1.2c), qui peut prendre deux formes principales :

- Pression uniforme sur une surface (fondation souple) ;
- Force appliquée sur une surface à déformation uniforme (translation ou rotation) pour une fondation rigide.

Compte de tenu de cette condition d'interaction, qui tient compte du mode de déformation de la structure (rigidités relatives du sol et de l'ouvrage), et des autres conditions initiales et aux limites, on exécute alors les calculs classiques de stabilité et de déformation du massif de sol.

Chacun à leur façon, le calcul de la structure et de calcul du massif de sol tiennent donc compte de façon détaillée de leur objet propre et de façon plus approximative, des propriétés de l'autre milieu. Les progrès récents de modélisation numérique des sols et des structures permettent en théorie de décrire simultanément de façon également détaillée le sol et la structure et de déterminé globalement les efforts et les déformations de chaque matériau.

Néanmoins de tels calculs sont encore très rares et il est important de garder à l'esprit que les calculs courants comportent une description simplifiée de l'interaction.

On peut faire des commentaires analogues sur le calcul des ouvrages de soutènement et de façon générale, sur tous les calculs où du béton ou du métal sont en contact avec le sol. Ainsi, pour les rideaux de palplanches ou parois moulées devant lesquels une excavation est réalisée (figure 1.3 a), coexistent une approche de type «calcul des structures » et une approche de type «mécanique des sols ». Pour le calcul des structures, le sol en contact avec l'écran est réduit à un coefficient de réaction $\boldsymbol{k}$ (dans certains cas, une pression limite) (figure 1.3.b), ce qui permet de calculer des efforts (effort tranchant, effort normal et moment fléchissant) dans la structure en fonction de $\boldsymbol{k}$ et des coefficients aux limites du problème. Le calcul se réduit alors à la résolution d'une équation différentielle du quatrième ordre du déplacement $\boldsymbol{u}(\boldsymbol{z})$, de la forme :

$$\frac{d^4u}{dz^4} = k.u(z)$$

Que l'on résout pour des conditions aux limites adaptées (points fixe imposé par un tirant ou un buton, encastrement à la base ou en tête, etc.…). Cette fois aussi, la pression de contact, dont on peut choisir l'inclinaison, peut être limitée aux pressions limites de poussée ou de butée, qui résultent de l'analyse du fonctionnement mécanique du massif de sol.

Si l'on aborde le calcul des écrans de soutènement du point de vue du sol, l'écran lui-même est traité comme une condition à la limite, qui se réduit en fait à une hypothèse sur le sens de déplacement de l'écran par rapport au sol (figure 1.3.c). Cette hypothèse permet de définir les parties du sol en état de butée et en état de poussée et, moyennant une hypothèse sur l'inclinaison des forces de contact, de calculer les efforts appliqués à l'écran par le sol. Ce calcul sert à vérifier l'équilibre général de l'écran indépendamment de son dimensionnement interne, à déterminer sa fiche et, si nécessaire à calculer la répartition des efforts dans l'écran (Actuellement, ce type de calcul est délaissé en France pour le dimensionnement interne des grands écrans de soutènement, au profit des calculs de type « mécanique des structures », qui utilisent la méthode du coefficient de réaction).

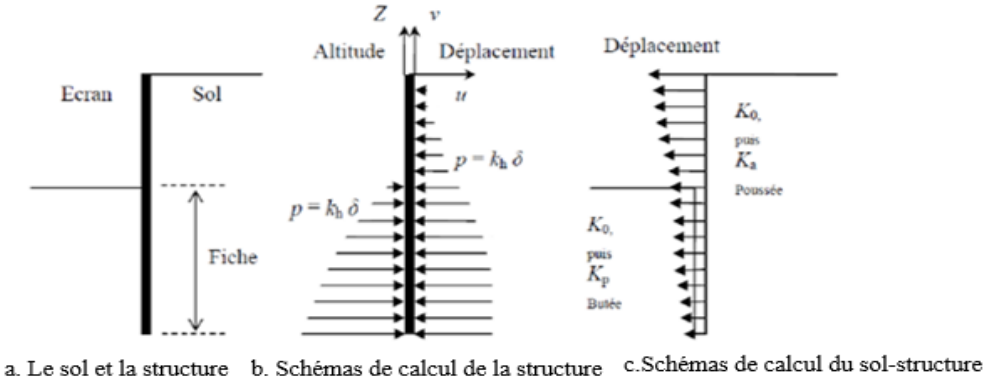


Figure 1.3 : Deux modes d'analyse d'un écran de soutènement : point de vue de la structure et point de vue de sol.(Bennacer, 2016)

L'idéal serait bien sûr de calculer simultanément les efforts et les déformations dans le sol et dans l'écran, sous les charges de service, en recourant le moins possible aux coefficients de réaction, qui ne sont pas des caractéristiques intrinsèques des sols. Néanmoins, cette perspective reste éloignée et les deux approches de l'interaction sol structure devront encore coexister en respectant les caractéristiques essentielles de chacun des matériaux en contact.

I.3 Les règles de justification des ouvrages :

I.3.1 Exigence de sécurité et exigence de service :

Dans tous les calculs de mécanique des sols comprennent l'un l'autre des deux objectifs suivants :

- Assurer la stabilité des massifs de sols et des ouvrages ;
- Estimer les déformations (et les écoulements d'eau), afin de s'assurer qu'elles sont compatibles avec l'utilisation prévue de l'ouvrage.

Selon le type d'ouvrages et la nature des sols les calculs sont prises des formes différentes. Dans certains cas, les vérifications théoriques sont généralement réalisées en se basant sur l'expérience qui montre certains ruptures ne peuvent se produire, mais le principe reste toujours d'assurer, avec prendre des précautions (coefficient ou facteur de sécurité), la stabilité de l'ouvrage ou du massif de sol, la géométrie joue un rôle très important, pour déterminer la déformations ou le déplacement de l'ouvrage ou d'un massif de sol et prendre les mesures nécessaires pour que celles-ci soient admissibles après la mise en service de l'ouvrage.

L'exigence de stabilité et l'exigence de service sont la base du formalisme des justifications aux états limites ultime et de service, qui constitue le cadre général des règles de l'EC 7, et qui sera examinées au chapitre 2.

Le paragraphe suivant présente les différentes situations et schémas de calcul utile dans la pratique de l'ingénieur.

I.3.2 Situations et schémas de calcul :

I.3.2.1 Généralités :

La construction d'un ouvrage ou l'exécution de travaux a pour effet de faire progressivement passer d'un état initial de la nature à un état différent. Ce processus continu mobilise le comportement mécanique du terrain et de la structure, qui doit rester en permanence admissible. Les vérifications de stabilité et de déformations devraient donc être continues, il se trouve heureusement que chacune des phases successives du chantier sollicite le système «sol-structure » dans un sens unique par exemple

Rapport-Gratuit.com

creuse une fouille devant un soutènement, et l'on sait que l'état final de chaque phase sera défavorable (on plus favorable) que les états intermédiaires du système lors de cette phase des travaux. On peut donc se contenter de repérer pendant le déroulement du chantier et la période d'exploitation de l'ouvrage les situations qui seront critiques pour la stabilité ou pour les déformations. Ces situations sont appelées « situation de calcul ». Nous verrons ensuite comment ces situations sont schématisées et quelles vérifications sont effectuées de façon systématique pour tous les ouvrages.

I.3.2.2 Situation de calcul :

Une situation de calcul est une situation critique pour le terrain et /ou l'ouvrage. Elle peut être créée par une modification de la géométrie de l'ouvrage, par une modification de la géométrie du terrain ou encore par une modification des charges appliquées au terrain ou à l'ouvrage. Prenons deux exemples, pour illustrer cette définition, celui d'un barrage en terre ce dernier sera traité en détail dans le chapitre 2 de projet fin d'étude, et celui d'un mur de soutènement l'ouvrage analysé aussi dans le chapitre 2 cette modeste constitution.

A) Barrage en terre homogène :

Examinons le cas d'un barrage en terre homogène, constitué d'un remblai d'argile posé sur un substratum argileux. La succession des opérations de construction du barrage est simple : on met en place le remblai par couches compactées jusqu'à atteindre sa hauteur finale. Il est clair que la situation la plus défavorable et la situation finale. C'est donc cette configuration géométrique (figure 1.4.a) que l'on va vérifier le comportement mécanique du corps du barrage (stabilité du massif d'argile, stabilité du massif de fondation argileux sous le poids du barrage, tassement du barrage et de la fondation). Une fois le barrage construit, il va être mis en eau : il est clair cette fois encore que la situation la plus défavorable correspond au niveau maximal de la retenue. Si la mise en eau est rapide, il faudra distinguer le comportement non drainé de l'argile à courte terme (figure 1.4.b) et le comportement drainé de l'argile à long terme, quand le réseau d'écoulement de l'eau sera établi dans le barrage (figure 1.4.c). Il existe donc trois situation de calcul qu'il faudra analyser séparément pour justifier la conception du barrage.

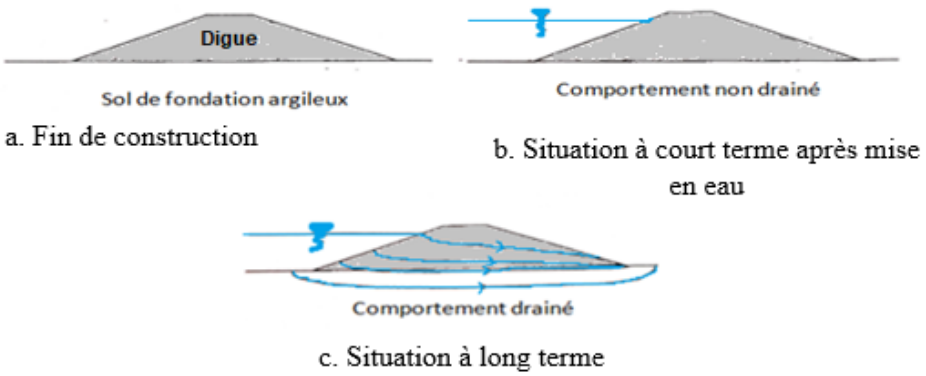


Figure 1.4 : Situation de calcul pour un barrage en terre. (Magnan, 2000)

B) Mur de soutènement :

Examinons maintenant le cas très simple d'un mur constitué de panneaux préfabriqués, reposant sur le sol par l'intermédiaire d'une semelle filante. La charge appliquée au sol est maximale lorsque le mur est achevé (figure 1.5.a). Mais il existe un second cas déchargement défavorable, qui est dû à l'effet du vent sur le mur. Nous devrons donc aussi examiner une seconde situation de calcul (figure 1.5.b), dans laquelle le mur est soumis à la pression du vent en plus de sa charge permanente due à la pesanteur, en a détaillé beaucoup plus dans le chapitre 2 de projet de fin d'étude.

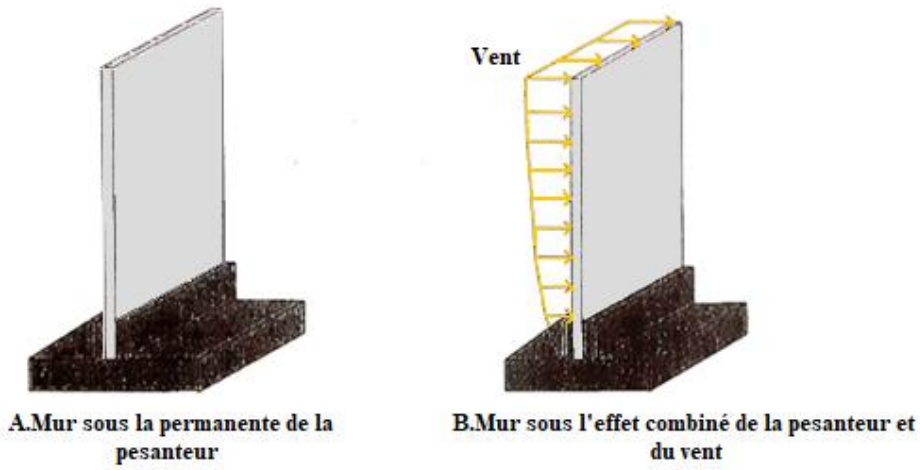


Figure 1.5 : Situations de calcul pour un mur de soutènement.(Magnan, 2000)

I.3.2.3 Schémas de calcul : actions, propriétés des matériaux et conditions aux limites :

Les situations de calcul une fois été identifiées, il faut mettre en place un ou des schémas de calcul, c'est à dire définir la géométrie des terrains et des éléments de structure, le comportement que l'on veut étudier, les propriétés mécaniques des terrains et des matériaux de structure, les conditions aux limites, les actions et la méthode de calcul qui sera utilisée. Il peut en effet exister plusieurs schémas de calcul pour une situation de calcul donnée, selon qu'on s'intéresse à la rupture du terrain ou la structure, à un mécanisme de rupture ou à un autre, ou que l'on utilise une méthode de calcul ou une autre.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

On va critiquer les différents éléments des schémas de calcul avant de passer en détail les principaux schémas ou modèles de calcul de la mécanique des sols.

A) Géométrie des terrains et des structures :

La géométrie des massifs de terrains et de structures est l'élément de base d'un schéma de calcul. Le premier choix, qui dépend de la géométrie du problème réel et de la méthode de calcul qui sera utilisée, est de décider si l'on étudie un modèle unidimensionnel (ce qui est fréquent pour les calculs d'amplitude et de vitesse de tassements), un modèle bidimensionnel plan (pour les calculs de capacité portante des fondations superficielle, les calculs de soutènements, certains calculs de tassements, la plupart des calculs d'hydraulique, tunnels en section courante, stabilité des pentes), un modèle bidimensionnel axisymétrique (calcul des pieux, colonnes ballastées, drains verticaux, pompages, etc.…) ou un modèle tridimensionnel (groupes de pieux, creusement des tunnels…).

Il faut ensuite fixer les limites géométriques du modèle, en fonction des terrains rencontrés (couches de terrains plus résistants, niveaux drainants…) et la zone d'influence mécanique des ouvrages ou travaux étudiés. Il faut enfin définir les limites internes des terrains présents sur le site : les interfaces correspondent d'abord aux limites des différents matériaux du terrain et de la structure. Mais elles doivent tenir compte aussi des méthodes de calcul utilisées : Certains admettent que le sol est homogène ou infini dans une direction, d'autres ne traitent que des couches homogènes, ce qui peut conduire à subdiviser en couches les massifs dont les propriétés varient avec la profondeur,…

B) Propriétés mécaniques des matériaux :

Chaque volume de terrain ou de structure doit recevoir des propriétés mécaniques, qui dépendent de la méthode de calcul choisie et de la situation de calcul (calcul à court terme, calcul à long terme, calcul sismique). Chaque propriété mécanique a une valeur « représentative » du volume auquel elle est attribuée de la reconnaissance géotechnique et tient compte de la variabilité inhérente aux milieux naturels à l'échelle de l'ouvrage étudié.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

C) Condition aux limites et état initial :

Les conditions aux limites des calculs géotechniques sont des valeurs imposées de certaines variables de calcul sur des surfaces désignées. Elles portent soit sur les déplacements (en général nuls, car les déplacements imposés sont considérés comme des actions), soit sur les contraintes totales (par exemple, des pressions nulles sur toutes les surfaces en contact avec l'air), soit sur les pressions d'eau ou les charges hydrauliques (pressions imposées au contact avec une masse d'eau en équilibre hydrostatique, le plus souvent). Les conditions aux limites sont normalement imposées sur les limites géométriques du modèle représentant le terrain et la structure.

L'état initial doit être spécifié pour tous les calculs non linéaires qui déterminent une variation de l'état du système « sol-structure » sous l'effet des actions appliquées (calculs de tassements par la méthode oédométrique, calculs de déformations élastoplastique). Il s'agit normalement des valeurs des contraintes et pressions d'eau dans le volume du terrain et de la structure qui correspondent à la géométrie initiale. L'état initial peut être évalué par des calculs préliminaires ou spécifié directement, par exemple en utilisant le coefficient de pression des terres au repos $\mathbf{K_0}$ pour les massifs à surface horizontale. Les calculs préliminaires simples, comme ceux que l'on fait parfois en élasticité linéaire isotrope, donnent pour les massifs à surface horizontale des résultats différents de la spécification directe par $\mathbf{K_0}$, qui constitue en principe la référence. Il faut donc accorder une attention particulière à la fixation de l'état initial, qui n'est pas encore maitrisée dans l'état actuel de la mécanique des sols et peut être une source d'erreurs dans la modélisation des ouvrages.

D) Actions :

Les actions sont par définition des grandeurs connues pour le calcul. Il peut s'agit de forces, de pressions ou de déplacements et la liste des actions potentielles est longue :

- Les forces volumiques de pesanteur, appliquées aux sols, roches, eaux et matériaux de structures ;
- Les pressions hydrostatiques des eaux libres et des eaux souterrains et les forces d'écoulement de l'eau dans le sol ;
- Les champs de contraintes existant dans le terrain avant la construction de l'ouvrage ;
- La diminution de charges existantes, comme lors de l'exécution de fouilles ;
- Les charges permanentes, d'exploitation et accidentelles transmises par les ouvrages ;
- Les forces appliquées par les encrages et les butons ;
- Les forces d'amarrage (
- Les pressions des terres sur les soutènements ;
- Les mouvements « spontanés » du terrain, qu'ils soient dus à des effondrements miniers, au gonflement ou au retrait de sols argileux, à la dissolution de roches ou aux phénomènes de gel dégel ;
- Les charges de neige et glace ;
- Les mouvements et accélérations crées par les tremblements de terre, les explosions, les vibrations et les charges dynamiques.

E) Méthodes de calcul :

Le choix de la méthode de calcul est un moment important dans la procédure de vérification du dimensionnement d'un ouvrage car il conditionne le choix des paramètres mécaniques du sol et le niveau de précision des résultats. Ce choix est nature différente selon les cas : ainsi, le choix de la méthode pressiométrique, de la méthode pénétrométrique ou de la méthode analytique en « c et ϕ » pour calculer la portance d'une fondation est associé à des paramètres géotechniques différents, mesurés avec des appareils spécifiques. La qualité de ces méthodes de calcul ne peut être comparée que par référence au comportement d'ouvrages réels sur lesquels on fait des mesures. Pour l'étude de la stabilité des pentes, on peut utiliser des méthodes d'analyse différentes avec des paramètres mécaniques du sol identiques et obtenir des résultats différents, ce qui nécessite aussi des validations par rapport à des ouvrages réels.

En fin, les simplifications imposées par la solution analytique et même par les méthodes de calcul numérique, qui ne peuvent reproduire tous les détails de la réalité, influencent la représentativité de ces méthodes de calcul.

L'adéquation de la méthode de calcul au phénomène mécanique ou hydraulique étudié doit donc être méditée avant chaque calcul, en gardant la conscience des différences qui subsistent entre toute méthode de calcul et la réalité.

I.3.2.4 Principaux schémas de calcul de la mécanique des sols et des roches :

Les schémas de calcul utilisés pour le dimensionnement des ouvrages géotechniques couvrent tous les modes de fonctionnement et de rupture déduits de l'expérience. Ils sont particulièrement variés pour les études de stabilité et moins nombreux pour les calculs de déformations.

A) Schémas de calcul pour les études de stabilité :

Les figures (6 à 10) montrent sous forme schématique les modes de rupture par rapport auxquels on effectue les études de stabilité pour les ouvrages courants de géotechnique :

La figure 1.6 pour les barrages en terre : ruptures du corps de barrage par glissement sur des surfaces de rupture cylindriques ou planes pour les niveaux haut et bas de l'eau dans la retenue (y compris en vidange rapide), glissement sur la base, glissement circulaire ou poinçonnement du sol de fondation, érosion régressive du corps de barrage.

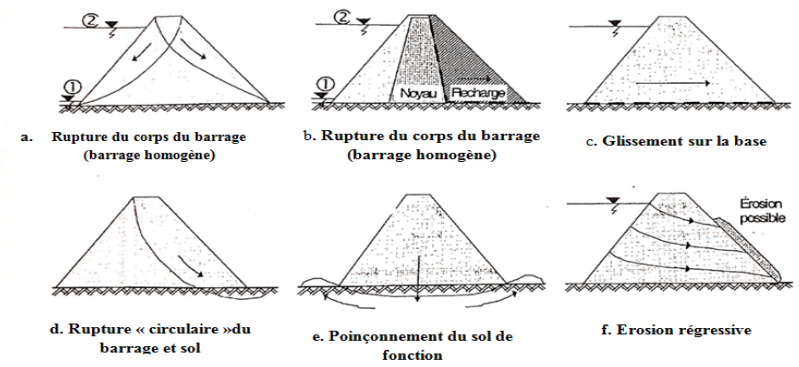


Figure 1.6 : Schéma de calcul classique de la stabilité des barrages en terre.(Magnan, 2000)

La figure 1.7 pour les murs de soutènement quatre modes principaux de rupture « externe » du mur (renversement, glissement sur la base, poinçonnement du sol de fondation, glissement d'ensemble emportant le mur et ses éventuels ancrages) plus la rupture de la structure sous les efforts imposés ;

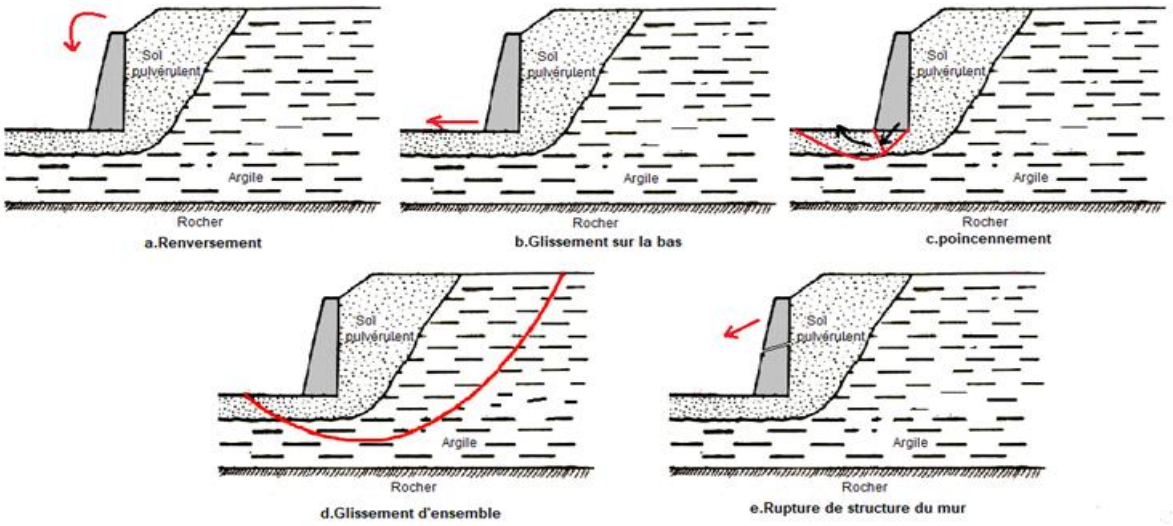


Figure 1.7 : Schéma de calcul classique de la stabilité des murs de soutènement.(Sibille, 2017)

Pour **la Figure 1.8** fondations superficielles : poinçonnement du sol de fondation, symétrique ou dissymétrique suivant la charge appliquée, glissement, rupture d'ensemble lorsque l'on se trouve à proximité d'une pente, plus la rupture de la structure ;

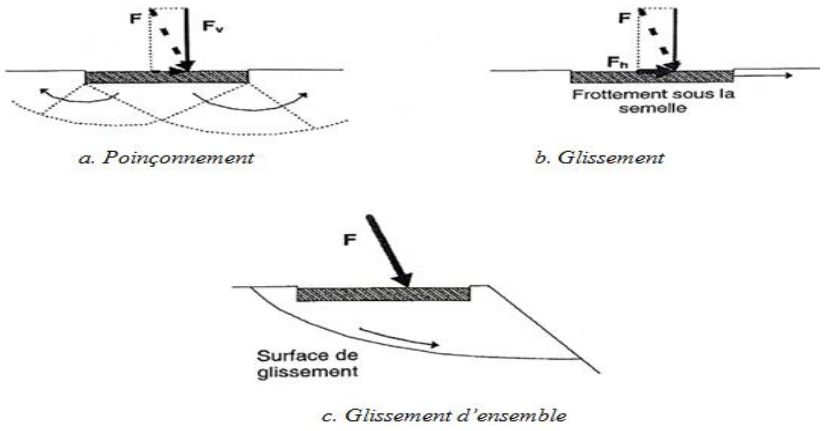


Figure 1.8 : Schémas de calcul classiques de la stabilité des fondations superficielles.(Magnan, 2000)

La figure 1.9 représente les fondations profondes: poinçonnement sous charge verticale, avec résistance de pointe et frottement latéral quand le sol s'enfonce par rapport au sol, ou avec résistance de pointe moins frottement négatif quand le sol s'enfonce par rapport au pieu ce dernier sera bien détaillé dans le chapitre3;

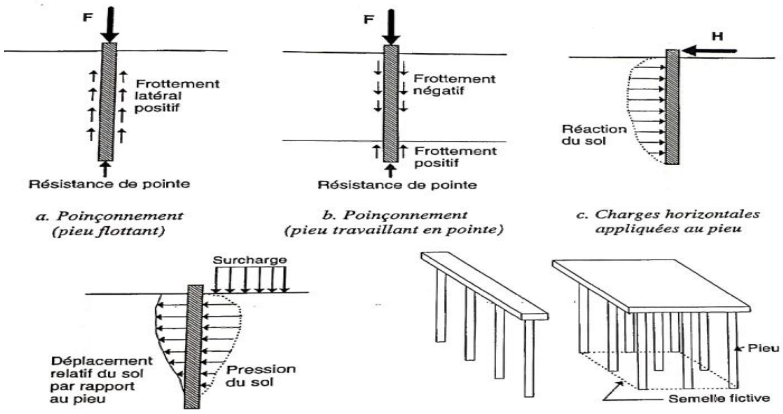
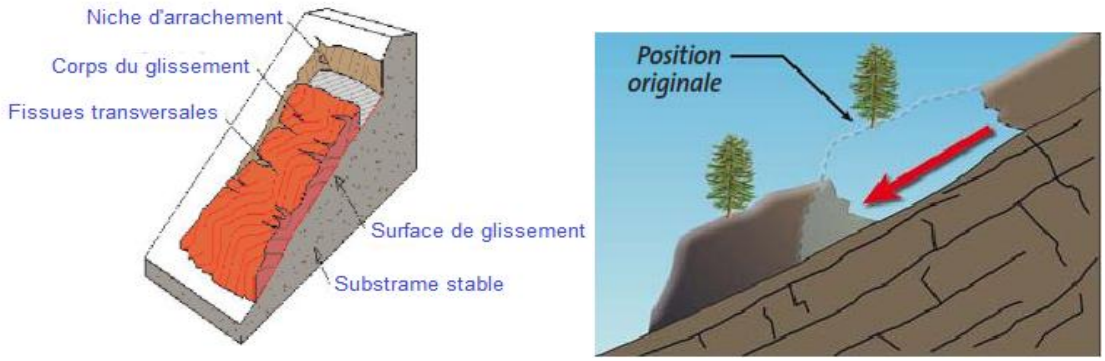
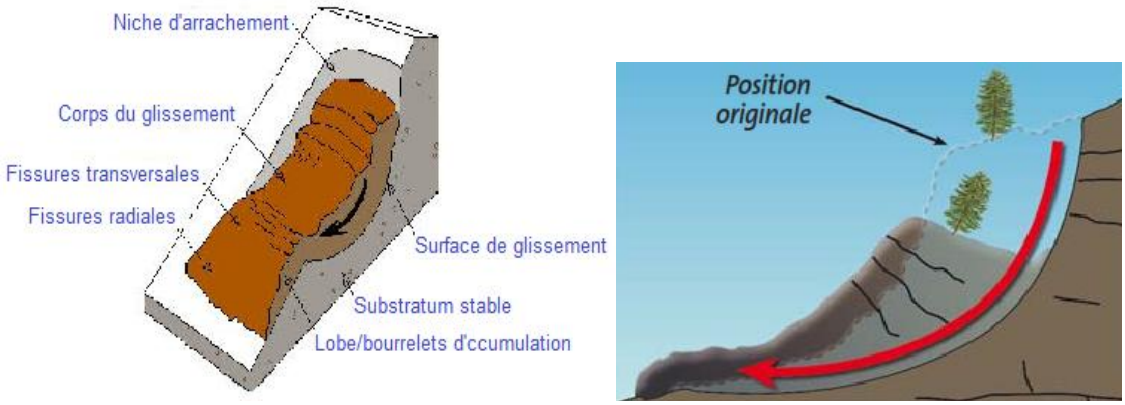


Figure 1.9: Schémas de calcul classiques de la stabilité des fondations profondes.(Magnan, 2000)

Pour les talus de déblais et les pentes naturels **la Figure 1.10**: la rupture par glissement sur des surfaces cylindriques ou planes, éventuellement imposées par des glissements anciens ou par la fissuration du massif, les détails et les résultats sont présentés dans le chapitre 2.



a. Glissement plan



b. Glissement rotationnel

Figure 1.10 : Schémas de calcul classiques de la stabilité des déblais et pentes naturelles.(Durville, 2000)

B) Schémas de calcul pour les études de déformations :

Les calculs de déformations sont beaucoup moins développés que les calculs de stabilité en géotechnique. Les méthodes de calcul s'appliquent directement pour le calcul des tassements des massifs de sols chargés en surface (fondations superficielles, remblais, barrages) par la méthode oédométrique et par les méthodes fondées sur la théorie de l'élasticité. Pour les fondations profondes et superficielles, la méthode pressiométrique fournit une estimation du tassement d'une fondation isolée.

Les déformations des massifs de sols peuvent aussi être calculées par des méthodes numériques, qui permettent de décrire plus précisément les conditions géométriques de l'ouvrage analysé, en conditions bidimensionnelles ou tridimensionnelles. Pour les déformations des soutènements et fondations, l'utilisation de la méthode des coefficients de réaction est répondue. Mais la détermination de caractéristiques mécaniques représentatives des différentes couches de sols reste un problème difficile, mal résolu par les méthodes de reconnaissance géotechnique courantes.

Dans beaucoup de cas, d'ailleurs, l'estimation des tassements ou mouvements horizontaux des terrains sollicités par les travaux n'est pas effectué par l'expérience montre que les conditions de

chargement imposées par les règles de justification de stabilité maintiennent les déformations en dessous des valeurs des déformations admissibles des ouvrages courants.

I.3.3 Prouver la sécurité :

La sécurité des constructions est une préoccupation permanente des ingénieurs. C'est une exigence très ancienne puisque l'on trouve des règles relatives aux défauts de construction des bâtiments dans les codes juridiques des civilisations du passé, comme le code d'Hammourabi, roi de Babylone de 1728 à 1686 avant notre ère, avec un principe de responsabilité de type « loi du talion ». Il est naturel que ces règles aient marqué profondément la tradition des métiers de la construction (architectes, entrepreneurs, ingénieurs modernes) : la sécurité y est ressentie comme une exigence fondamentale, comprise comme l'obligation d'éliminer tout risque de rupture. Comme personne n'est à l'abri d'un cataclysme ou d'une anomalie dont il n'est pas responsable, « éliminer tout risque de rupture » a été adouci en « éliminer tout risque de rupture dans le cadre des hypothèses imposées par les règlements, les règles de l'art et la commande reçue du client et hors phénomènes naturels imprévisibles ».

Concrètement, l'ingénieur dimensionne des ouvrages stables, c'est-à-dire résistant à tous les modes de rupture connus pour certaines valeurs maximales des sollicitations extérieurs: hauteur maximale des crues intensité maximale des séismes, charges maximales du trafic sur les ponts, etc. Dans cette conception traditionnelle du dimensionnement des ouvrages géotechniques, il n'y a pas de notions de risque de ruine au sens probabiliste du terme : toutes les incertitudes « internes » au sol et à la structure sont couvertes par les règles de justification et le concepteur est totalement responsable de leur application, tant que les bornes fixées pour les crues, les séismes, la circulation, etc. Ne sont pas dépassées. La sécurité est donc assurée par ces règles de justification, qui s'appuient sur l'expérience collective pour définir comment on peut passer des charges de rupture calculées aux charges admissibles, dont on peut garantir qu'elles ne provoqueront pas de rupture de l'ouvrage. Cette relation prend la forme de coefficient de sécurité globale dans la démarche traditionnelle de la mécanique des sols comme indiqué dans le paragraphe 3.3.2 ci dessous.

Sous l'impulsion des travaux européens de préparation des «ECs structuraux », ensembles de normes européennes harmonisant les calculs de bâtiments et d'ouvrages d'art à l'échelle de l'Europe, une approche un peu différente, issue des règles de justification des structures, a été définie: elle consiste à utiliser des « facteurs partiels » appliqués aux différents termes des équations servent à vérifier l'équilibre des ouvrages et à vérifier finalement l'équilibre des charges augmentées par les facteurs partiels et des résistances des matériaux des structures et des terrains, diminuées par d'autres

facteurs partiels. Cette approche est décrite et commentée au (paragraphe 3.3.3) de ce projet de fin d'étude.

I.3.3.1 L'approche classique des coefficients de sécurité globaux :

La sécurité des ouvrages géotechniques est traditionnellement assurée au moyen de coefficient de sécurité « globaux », appliqués aux résultats des calculs de stabilité. Ces coefficients de sécurité ont des définitions variées et des valeurs différentes selon le type de calcul effectué (Tableau 1.1), mais ils ont en commun d'avoir été validés par l'expérience.

Pour l'application pratique de ces règles, on commence par déterminer la charge qui provoque la rupture du massif de sol, en utilisant un modèle de calcul adapté, puis on compare les charges réellement appliquées dans le projet à la valeur de la charge limite divisée par le coefficient de sécurité globale.

Rapport-Gratuit.com

Tableau 1.1 : Définitions et valeurs des coefficients de sécurité globaux utilisés traditionnellement pour le calcul de la stabilité des ouvrages géotechniques (Magnan, 2000)

Types de calcul	Définition du coefficient de sécurité	Valeurs usuelles
Remblais sur sol mou : calcul en poinçonnement	Rapport de la capacité portante du sol à la charge réellement appliquée : $F=P_{max}/P_{réel}$	1,5
Portance d'un pieu +pointe du pieu +résistance latérale +frottement négatif	Rapport de capacité portante $Q_{p,max}$ à la charge admissible $Q_{p,adm}$: $F = Q_{p,max}/Q_{p,adm}$ Rapport de capacité portante $Q_{s,max}$ à la charge admissible $Q_{s,adm}$: $F = Q_{s,max}/Q_{s,adm}$ On utilise la valeur maximale de cette charge, qui est défavorable $Q_{s,neg}$	3 2
Glissement sur une surface de rupture (pentes naturelles et déblais, remblais sur sol mou)	Résultante des forces résistantes (s'opposant au glissement) /résultante des forces motrices (provoquant le glissement) ou rapport des moments de ces forces $F=Q_r/Q_a$ ou $F=M_r/M_a$	Ouvrages neufs 1,5 Pentes instables 1,2 à 1,3
Fondations superficielles et murs de soutènement +renversement (Décollement) +glissement sur la base +poinçonnement +glissement d'ensemble	Moment résistant /moment moteur (Décompression limitée du sol ou règle du tiers central) Force résistante / force motrice Capacité portante /charge appliquée Moment résistant/moteur Ou force résistance /force motrice	1,5 1,2 à 1,5 3 1,5 1,5
Rideaux de soutènement +équilibre du sol +module de réaction	Butée théorique / butée de calcul Fiche final / fiche calculée (butée maximale) Butée mobilisable /butée mobilisée	2 2(argile) $\sqrt{2}$ (sable) 2
Ancrages	Résistance ultime à l'arrachement / force de traction	2

A) Réflexions sur l'utilisation des coefficients de sécurité (globaux) en géotechnique :

Les travaux préparatoires à l'introduction de facteurs partiels pour la justification de la sécurité des ouvrages géotechniques, qui sera décrite dans le paragraphe suivant, ont montré qu'il fallait préciser le rôle réel des coefficients de sécurité classiquement utilisés en géotechnique. Pour donner un exemple, on peut être intrigué par le fait que l'on utilise des coefficients de sécurité très différents (l'un est le double de l'autre) pour les remblais sur sols mous et les fondations superficielles alors que le sol est le même, les paramètres sont fixés de façon identique et on utilise la même méthode de calcul de capacité portante en poinçonnement. La réponse est que les coefficients de sécurité sont des paramètres de dimensionnement globaux qui définissent directement la charge de service en tenant compte des déformations admissibles des sols et des ouvrages. C'est la raison principale de leurs valeurs différentes pour des ouvrages tolérant plus ou moins de déformations.

Le cas du poinçonnement d'un massif d'argile sous une charge de surface illustre simplement cette différenciation des charges admissibles (figure 1.11). Lorsque l'on augmente la pression à la surface du sol, le tassement croît progressivement, d'abord de façon quasi-linéaire, puis augmente de plus en plus vite jusqu'à ce que le sol ne puisse plus supporter la charge sans grandes déformations. Pour les argiles ; la cohésion non drainée est proportionnelle à la pression de préconsolidation ($\frac{C_u}{\sigma'_p} = 0{,}2\ à\ 0{,}3$) de sorte qu'il existe aussi une relation entre la pression limite sur le sol ($P_{max} = 5{,}14\ C_u$) pour une couche homogène d'épaisseur infinie) et le seuil σ'_p d'augmentation de la compressibilité du sol sous une charge permanente :

$$\boldsymbol{\sigma' = \frac{c_u}{0{,}2\ à\ 0{,}3} = \frac{1}{0{,}2\ à\ 0{,}3}\ \frac{p_{max}}{5{,}14} = \frac{p_{max}}{1{,}3\ à\ 1{,}54}}\ .$$

Pour une couche d'épaisseur limitée, le facteur $5{,}14 = (\pi + 2)$ de la pression limite sur le sol est un peu augmenté, mais la proportionnalité du seuil d'augmentation des tassements et de la capacité portante est maintenue. Si l'on applique un « coefficient de sécurité » de 1,5 à la capacité portante du sol en conditions non drainées, on autorise de préconsolidation (dans le cas le plus défavorable d'un sol normalement consolidé), ce qui se traduit par un tassement de l'ordre de 5 à 15% de l'épaisseur de la couche compressible pour les sols argileux mous courants. Si le sol est surconsolidé, le tassement sera plus faible et pourra être presque nul dans les sols très surconsolidés.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

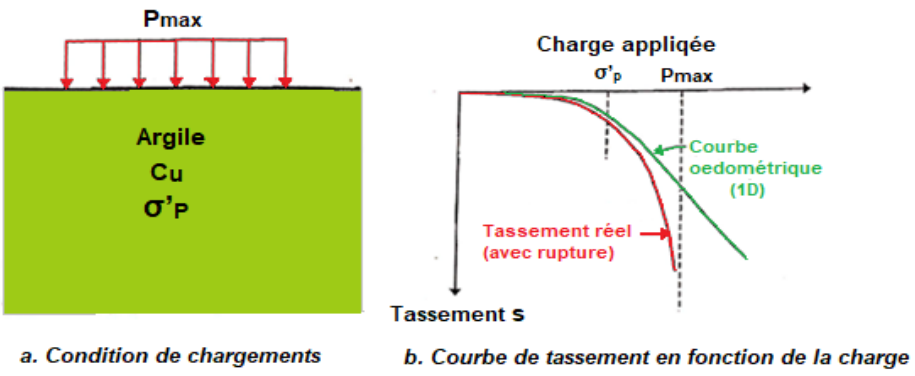


Figure 1.11 : Chargement de surface sur un massif d'argile.(Magnan, 2000)

Le raisonnement reste le même dans le cas où l'on adopte un coefficient de sécurité de 3 (fondations superficielles) : la charge appliquée à la surface du sol devient égale à la moitié de la pression de préconsolidation et la contrainte verticale moyenne dans le sol passe de σ'_{v0} à $\sigma'_{v0} + 0{,}5\,\sigma'_p$ et le tassement peut être très faible (si le sol reste surconsolidé) ou valoir de 3 à 8% de l'épaisseur des terrains compressibles, dans le cas le plus défavorable d'un sol normalement consolidé. On comprend ainsi pourquoi on admet dans certaines normes que le coefficient de sécurité F=3 garantit que les tassements seront admissibles, sauf conditions défavorables.

Dans les ouvrages réels, les conditions géométriques sont plus complexes et les massifs sont rarement homogènes, mais l'analyse des tassements de remblais sur sol mous ayant des coefficients de sécurité différents a montré que les déformations du sol commencent à différer sensiblement des tassements oédométrique quand le coefficient de sécurité global est proche de 1,2. Ainsi, les tassements de la phase initiale du chargement restent faibles et prévisibles et les coefficients de sécurité imposés par les règlements permettent d'assurer le contrôle des déplacements des sols.

Récapitulations les enseignements que l'on peut tirer de cet exemple :

- Les conditions de rupture calculées par un modèle rigide plastique sont atteintes après une phase où l'évolution des déformations s'accélère et peuvent rendre l'ouvrage inutilisable voire irréparable avant d'atteindre le chargement limite ;
- Plus on s'éloigne de la charge limite, plus on limite les déformations. Pour les remblais sur sols mous, on se ramène un peu au-delà de la pression de préconsolidation avec un coefficient de sécurité de 1,5 ; pour les fondations superficielles, on descend normalement à la limite des faibles déformations avec un coefficient de sécurité de 3.
- Enfin, la part du coefficient de sécurité que l'on peut justifier comme une précaution contre une mauvaise connaissance des propriétés du sol est difficile à définir car on ne dispose pas d'observations expérimentales sur des fondations superficielles de coefficient de sécurité nettement inférieur à 3. Pour

les remblais, les rares incidents observés depuis une trentaine d'années donnent l'idée que l'on peut commencer à observer des désordres quand les coefficients de sécurité de référence deviennent proches de 1,3.

L'analyse effectuée pour les massifs de sols chargés en surface par des remblais ou des fondations superficielles peut être étendue d'autres ouvrages géotechniques. Ainsi, pour les rideaux de soutènement, dont la stabilité est conditionnée par les forces de butée, on diminue la force de butée de calcul (ou on rallonge la fiche, ce qui a le même effet) parce qu'il faut des déplacements importants pour la mobiliser entièrement et que l'on veut que l'équilibre des poussées et butées soit atteint pour un déplacement horizontal limité du rideau. De même, le coefficient de sécurité fixé comme objectif quand on étudie la stabilité de pentes instables est celui qui semble jouer un rôle de seuil pour l'arrêt et la reprise des mouvements. Pour les fondations profondes et les murs de soutènement, la justification des coefficients de sécurité en termes de déplacements est moins directe mais, dans la pratique, la satisfaction des conditions de stabilité est dans tous les cas considérée comme une assurance implicite vis-à-vis des conditions de service, que l'on ne vérifie que pour des ouvrages sensibles.

I.3.3.2 L'approche nouvelle des facteurs partiels :

L'utilisation de facteurs partiels au lieu d'un facteur de sécurité global traduit l'idée que l'on doit rattacher les mesures de sécurité aux sources d'incertitude dans le projet. Le passage de l'approche traditionnelle à cette nouvelle approche demande une clarification du rôle traditionnel des coefficients de sécurité et un calage des valeurs des facteurs partiels pour que les ouvrages ne soient pas sensiblement modifiés par le changement de système. Nous avons vu dans le paragraphe précédent que les coefficients de sécurité « traditionnel » servent en général à garantir les conditions de service des ouvrages, ce qui implique que l'on n'atteindra pas les états limites ultimes. Cette constatation n'a pas simplifié le travail de montage du système des facteurs partiels.

Pour en montrer l'application pratique à la justification des ouvrages géotechniques, nous allons décrit les grandes lignes du système de justification défini par l'EC 7 (Norme CEN EN 1997-1), en le rattachant aux définitions déjà données dans ce chapitre.

A) Le cadre général de justification des projets de l'EC 7 :

La justification des projets selon l'EC 7 s'effectue dans un certain nombre de situations (au sens défini au paragraphe 3.2.2), représentant toutes les étapes critiques de la construction et de l'exploitation de l'ouvrage. Pour chacune de ces situations, on doit faire l'inventaire de toutes les données géométriques et mécaniques (actions et propriétés des matériaux) et des conditions qui doivent être vérifiées : Conditions d'équilibre et conditions de limitation des déplacements ou

déformations. La preuve que ces conditions sont vérifiées peut-être apportée par des calculs, par des mesures prescriptives, par des essais de chargement ou des essais sur modèles ou par l'approche observationnelle, qui consiste à élaborer le projet sur la base d'hypothèses raisonnables mais favorables et à observer le comportement de l'ouvrage en cours de travaux pour apporter les modifications nécessaires au projet de départ.

Toutes ces règles sont identiques à celles de la démarche traditionnelle du dimensionnement des ouvrages en géotechnique.

B) Un peu de vocabulaire :

Pour faciliter la description des procédures de justification des Eurocodes, il est indispensable de définir quelques mots :

A. <u>Valeurs caractéristiques :</u>

Pour les paramètres physiques et mécaniques des sols et des roches, la valeur caractéristique est une estimation prudente de la valeur moyenne réelle du paramètre, tel qu'il intervient dans les calculs (valeur moyenne sur une surface de rupture, valeur moyenne dans un volume, ...). Estimation prudente veut dire que les paramètres favorables sont estimés par défaut et les paramètres défavorables par excès. Les valeurs caractéristiques sont égales aux valeurs utilisées pour les calculs dans le dimensionnement des ouvrages géotechniques par Les méthodes traditionnelles, utilisant des coefficients de sécurité globaux. La valeur caractéristique d'un paramètre peut être déterminée par analyse statique quand les données disponibles le permettent où être fixée directement par le géotechnicien. On parle aussi de valeurs caractéristiques pour les variables détruites des valeurs caractéristiques des propriétés des sols et roches. Pour certaines actions qui ne sont pas dues aux sols ou transmises par eux, on parle de valeurs représentatives avec le même sens. Les valeurs caractéristiques sont distinguées par l'indice « K » adjoint au symbole de la variable concernée.

B. <u>Valeurs de calculs :</u>

Les valeurs de calcul des paramètres physiques et mécaniques des sols, roches et matériaux de structures et des actions sont les valeurs qui sont utilisées dans les inéquations représentant les conditions de stabilité de l'ouvrage. On parle aussi de valeurs de calcul pour des variables mécaniques déterminées à partir de valeurs de calcul des propriétés des matériaux et des actions. Les valeurs de calculs sont normalement déduites des valeurs caractéristiques des mêmes paramètres, variables ou actions par application de facteurs partiels, défini ci-après. Dans certains cas elles peuvent être fixées directement par le géotechnicien. Les valeurs de calcul sont distinguées par l'indice « d » adjoint au symbole de la variable concernée ;

C. Facteurs partiels :

Les facteurs partiels sans les facteurs un dimensionnels par lesquels on multiplie les valeurs caractéristiques des actions (γ_F) et divise les valeurs caractéristiques des propriétés des matériaux (γ_M) pour obtenir les valeurs de calcul. En règle générale, les paramètres dont l'effet est favorable sans diminués ($\gamma_F < 1$ ou γ_M) et ceux dont l'effet est défavorable sont augmentés ($\gamma_F > 1$ ou $\gamma_M < 1$). Il existe un troisième type de facteur partiel, appelé « facteur de modèles », qui est appliqué aux résultats des calculs et est noté γ_{Sd} ou γ_{Rd} selon qu'il applique aux sollicitations (effets des actions) ou aux résistances. Les facteurs partiels définissent collectivement le niveau de sécurité de l'ouvrage. Ils ont été choisis pour donner un résultat en moyenne équivalent à la méthode classique des coefficients de sécurité globaux, compte tenu de la remarque faite plus haut sur le fait que ces coefficients de sécurité intégraient les exigences de service des ouvrages ;

Valeurs spécifiées :

Pour certains paramètres, notamment géométriques, on peut définir la marge de sécurité par rapport à la valeur moyenne ou « nominale » (caractéristique) en fixant une valeur supérieure et une valeur inférieure qui seront utilisées comme valeur de calcul.

C) Quelques symboles :

Les symboles suivant sans utiliser systématiquement dans les Eurocodes :

-F- action : G- action permanente, Q- action variable, A-action accidentelle.

-E- effet d'action ;

-R- résistance (des éléments de structure ou de massif),

-X- Propriétés d'un matériau, -a- donnée géométrique -γ- facteur partiel

-Ψ-coefficient d'une action dans une combinaison d'actions.

-Indice d- valeur de calcul

-indice k- valeur caractéristiques, -indice Fou f - relatif à une action,

-indice M ou m- relatif à une propriété de matériaux,

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

-indice R - relatif à une résistance (d'éléments de structure ou de Massif),

-indice S - relatif aux effets d'actions (sollicitations)

Par exemple, F_k est la valeur caractéristique d'une action, G_k la valeur caractéristique d'une action permanente, X_d la valeur de calcul d'une propriété d'un matériau et γ_{Sd} le facteur (partiel) de modèle relatif à un effet d'actions.

D) Vérification aux états limites ultimes (ELU) :

Pour une situation de calcul donner, on connaît les actions faire de la géométrie des terrains et des structures, et les propriétés des matériaux et on doit vérifier que l'on n'atteint pas d'état limite ultime (de rupture ou de déformation mettant en péril l'ouvrage). L'inéquation à vérifier à la forme générale :

$$\boldsymbol{E_{d,u} \leq R_{d,u}}$$

Où l'indice **u** rappelle que l'on se préoccupe d'état limite ultime.

Le calcul des deux membres de l'inéquation peut être effectué de différentes manières.

D.1) Calcul de l'effet des actions :

Des règles assez complexes ont été définies pour la combinaison des actions qui s'exercent sur les ouvrages et pour éviter, notamment, que l'on additionne directement les effets d'action rares qui n'ont aucune chance d'être appliquées simultanément (par exemple, un tremblement de terre et le choc d'un bateau sur une pile de pont). Ces règles s'appuient sur un classement des actions en : Action permanente(G), Action variable (Q), Action accidentelles(A).

Dans certains cas, on est amené à faire des distinctions complémentaires entre action fixes et actions libres, actions statiques et actions dynamiques, actions à transmission directe, actions dues au sol, actions transmises par le sol, actions dues à l'eau, …

Les actions géotechniques (dues aux terrains ou transmises par eux) ont plusieurs particularités :

- Leur caractère permanent doit s'apprécier par rapport aux vitesses d'évolution propre des matériaux ;
- Elles dépendent souvent des déplacements de la structure à laquelle elles s'appliquent (par exemple, les effets de poussée et de butée) ;
- Certaines actions doivent être traitées comme des actions dans certains calculs mais pas dans d'autres (par exemple, le frottement négatif) ;
- Une même couche de terrain peut produire simultanément une action favorable (résistante) et une action défavorable (matrice) (par exemple, l'action du sol derrière un mur de soutènement en T renversé, dont le talon porte une certaine masse de terre.

Ces actions sont appliquées selon différentes combinaisons, qui sont classées, pour la vérification aux états limites ultimes, en :

- Combinaison fondamentale ; - Combinaison accidentelle ; Combinaison sismique.

Les combinaisons fondamentales s'appliquent aux situations durables (P) et transitoires (T).

Elles peuvent être représentées symboliquement de la façon suivante :

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{Gj}\, G_{Kj}\text{"+"}\gamma_p . P_K\text{"} + \text{"}\gamma_{Q1} Q_{K1}\text{"} + \text{"}\sum_{i>1} \gamma_{Qi} \Psi_{oi} Q_{Ki}$$

Avec les notations suivantes :

"+" Signifie ″doit être combiné à″ ; Σ Signifie ″l'effet combiné″ ;

G_{Kj} Valeurs caractéristiques des actions permanentes ;

P_K Valeurs caractéristiques d'une action de précontrainte ;

Q_{K1} Valeurs caractéristiques de l'action variable de base ;

Q_{Ki} Valeurs caractéristiques des autres actions variables ;

γ_{Gj} Facteur partiel pour l'action permanente j ;

γ_{Qi} Facteur partiel pour l'action variable i ;

γ_p Facteur partiel pour les actions de précontrainte ;

$\Psi_{oi} Q_{Ki}$ Valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement.

Ce mode de combinaison des actions traduit l'idée que les actions variables ne doivent pas être additionnées mais qu'il faut étudier à tour de rôle l'effet combiné d'une action variable « de base », dont on prend la valeur totale, et d'actions variables dites « d'accompagnement », dont on réduit la valeur pour le calcul considéré. Il semple que ce processus n'ait pas de justification théorique particulière, mais ait été introduit dans les règles de justification des structures pour ramener le dimensionnement des ouvrages à la pratique validée par l'expérience.

Les combinaisons accidentelles s'appliquent lorsque des actions accidentelles peuvent intervenir dans des situations durables ou transitoires, et dans les situations de projet accidentelles. Elles comportement des actions permanentes, une action accidentelle et des actions variables :

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{GAj}\, G_{Kj}\text{"+"}\gamma_{pA} . P_K\text{"} + \text{"}A_d\text{"} + \text{"}\Psi_{11} Q_{K1}\text{"} + \text{"}\sum_{i\geq 1} \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

Avec les notations suivantes :

A_d Valeur de calcul de l'action accidentelle ;

γ_{GAj} Facteur pour l'action permanente j ;

γ_{pA} Facteur partiel pour les actions de précontrainte ;

$\Psi_{11} Q_{K1}$ Valeur représentative de l'action variable de base ;

$\Psi_{2i} Q_{Ki}$ Valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement.

Les combinaisons ″sismiques″ sont à considérer dans des situations de projet sismique. Elles peuvent être représentées par la formule suivante :

$$\sum G_{kj} + P_k" + "\gamma_l A_{ed}" + "\sum_{i\geq 1} \Psi_{2i}\, Q_{ki}$$

Avec les notations suivantes :

A_{ed} Valeur de calcul d'une action sismique ; γ_l Coefficient d'importance.

Une fois définies les actions et combinaisons d'actions à utiliser dans le calcul de justification (s'il y a plusieurs combinaisons d'actions, plusieurs calculs seront nécessaires), on passe à l'étape suivante, qui est de calculer l'effet des actions. Cette opération peut prendre des formes diverses, car l'effet de l'action représente ce que l'on va comparer à un critère de résistance, qui peut être défini de différentes façons. Si l'on calcule un rideau de palplanches, la résistance du métal dans les palplanches sera comparée aux distributions de contraintes correspondant au torseur des efforts internes ; pour l'équilibre externe du même rideau, on comparera par contre la résultante des efforts moteurs appliqués au rideau et la résultante des efforts qui s'opposent à son mouvement.

Deux méthodes peuvent estimer $E_{d,u}$ valeur de calcul de l'effet des actions à l'état limite ultime :

- La première méthode consiste à déterminer la valeur caractéristique de l'effet des actions $E_{k,u}$ à partir des valeurs caractéristiques de tous les paramètres intervenant dans le calcul :

$$\boldsymbol{E_{k,u} = E\{F_k, X_k, a_k\}}$$

Puis à déterminer la valeur de calcul correspondante, en lui appliquant un facteur partiel et un facteur de modèle :

$$\boldsymbol{E_{d,u} = \gamma_{Sd}\gamma_E E_{k,u}} \quad ;$$

- La seconde méthode consiste à déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions $E_{d,u}$ à partir des valeurs de calculs de tous les paramètres intervenant dans le calcul, avec un facteur de modèle :

$$\boldsymbol{E_{d,u} = \gamma_{Sd} E\{F_d, X_d, a_d\}}$$

Dans cette seconde méthode, les valeurs de calcul des actions et des paramètres géotechniques et mécaniques des matériaux sont déduites des valeurs caractéristiques au moyen de facteurs partiels ou par spécification de bornes supérieures ou inférieures :

$$\begin{cases} \boldsymbol{F_d = \gamma_F F_K} \\ \boldsymbol{X_d = \dfrac{X_k}{\gamma_M}} \\ \boldsymbol{a_d = a_k \pm \Delta a} \end{cases}$$

D.2) Calcul des résistances :

Pour le calcul des résistances $R_{d,u}$, deux méthodes peuvent aussi être utilisées :

- On peut calculer la valeur caractéristique de la résistance à partir des valeurs caractéristiques de tous les paramètres intervenant dans le calcul :

$$\boldsymbol{R_{k,u} = R\{F_k, X_k, a_k\}\ ;}$$

Puis en déduire la valeur de calcul de la résistance qui sera comparée à l'effet des actions, en divisent la valeur caractéristique par un facteur partiel et un facteur de modèle, soit

$$\boldsymbol{R_{d,u} = \frac{R_{k,u}}{\gamma_{Rd}\gamma_R}\ ;}$$

- On peut aussi calculer directement la valeur de calcul de la résistance en divisant la résistance obtenue à partir des valeurs de calcul de tous les paramètres par un facteur de modèle :

$$\boldsymbol{R_{d,u} = \frac{R\{F_d, X_d, a_d}{\gamma_{Rd}}}$$

Dans cette seconde méthode, comme pour les effets des actions, les valeurs de calcul des actions et des paramètres géotechniques et mécaniques des matériaux sont déduites des valeurs caractéristiques au moyen de facteurs partiels ou par spécification de bornes supérieures ou inférieures :

Dans ces formules générales de calcul des effets des actions et des résistances, tous les paramètres du modèle de calcul interviennent à cause des interactions des actions et des résistances en mécanique des sols et des roches.

D.3) Valeurs des facteurs partiels :

Le choix des valeurs des facteurs partiels, dans le cadre général décrit ci-dessus, conditionne les effets pratiques des règles de justification des ouvrages. Si l'on fixe à 1, par exemple, tous les facteurs partiels sauf les facteurs de modèles, et si l'on donne au produit $\gamma_{Sd}.\gamma_{Rd}$ la valeur du coefficient de sécurité global traditionnel, on reconstitue sous une présentation différente des règles de justification identiques à celles qui ont été établies dans le passé.

Nous ne décrivons pas dans le délai les règles qui ont été retenues dans l'EC7 pour chaque type d'ouvrage, mais indiquerons seulement ici que deux démarches de justification sont considérées comme équivalentes :

Rapport-Gratuit.com

- **Dans la première**, on fait trois types de vérifications :
  - Une vérification d'équilibre statique d'ouvrage sous l'effet des pressions d'eau (poussée d'Archimède), appelée « Cas A » ;
  - Une vérification de l'équilibre en donnant aux propriétés des matériaux leur valeur caractéristique et en appliquant des facteurs partiels aux actions, appelée « Cas B » ;
  - Une vérification de l'équilibre en donnant aux actions leurs valeurs caractéristiques et en appliquant des facteurs partiels aux propriétés des matériaux, appelée « Cas C ».
- **Dans la seconde procédure de justification**, on fait deux types de vérifications :
  - Une vérification d'équilibre statique de l'ouvrage sous l'effet des pressions d'eau (poussée d'Archimède), appelée « Cas A » et identique à celle de la première procédure ;
  - Une vérification de l'équilibre en appliquant des facteurs partiels aux actions et aux propriétés des matériaux, appelée « Cas D » et dont il existe plusieurs variantes.

Le tableau 1.2 donne des jeux de valeurs numériques des facteurs partiels qui conduisent à des dimensionnements d'ouvrages pratiquement identiques au dimensionnement traditionnel.

Tableau 1.2 : Valeurs numériques des facteurs partiels pour les ouvrages géotechniques.(Magnan, 2000)

Paramètre	Symbole	Cas A		Cas B	Cas C	Cas D1	Cas D2
Facteur sur les actions γ_F							
Actions défavorables							
Permanente	$\gamma_{G,déf}$	1		1,35	1	1,35	1,2
Variable	$\gamma_{Q,déf}$	1,5		1,5	1,3	1,5	1,3
Accidentelle	$\gamma_{A,déf}$	1		1	1	1	1
Actions favorables							
Permanente	$\gamma_{G,fav}$	0,85		1	1	1	0,9
Variable	$\gamma_{Q,fav}$	0		0	0	0	0
Accidentelle	$\gamma_{A,fav}$	0		0	0	0	0
Facteur sur les propriétés des matériaux γ_m							
Propriétés favorables							
Angle de frottement interne	$\gamma_{m,\tan\varphi}$	1,2		1	1,2	1,1	1,2
Cohésion effective	$\gamma_{m,c}$	1,2-1,6		1	1,2-1,6	1,3	1,2
Cohésion non drainée	$\gamma_{m,cu}$	1,4		1	1,4	1,1	1,4
Résistance à la compression	$\gamma_{m,qu}$	1,4		1	1,4	1,2	1,4
Pression limite pressiométrique	$\gamma_{m,pl}$	1,4		1	1,4	1,2	1,4
Résistance de cône statique	$\gamma_{m,qc}$	1,4		1	1,4	1,2	1,4
Propriétés défavorables							
Toute propriété							
Facteurs de modèles							
Modèle d'action	γ_{Sd}	1		1	1	1	Divers
Modèle de résistance	γ_{Rd}	1		1	1	1	Divers

E) Vérifications relatives à des valeurs maximales imposées :

Dans certains cas, la condition de stabilité de l'ouvrage s'exprime sous la forme d'une inéquation de type :

$$\boldsymbol{E_{d,u} \leq C_{d,u}}$$

Où $E_{d,u}$ représente l'effet d'une combinaison d'action et $C_{d,u}$ une valeur limite d'un déplacement ou d'une déformation. La valeur de $C_{d,u}$ doit être spécifiée par l'ingénieur responsable de l'ouvrage, en fonction des caractéristiques de la structure et de son environnement. Pour le calcul de l'effet des actions, les règles indiquées ci-dessus sont applicables.

I.3.4 Prouver l'application au service :

L'attitude des ouvrages au service et une préoccupation aussi vieille que la stabilité de ces mêmes ouvrages, à tel point que comme nous l'avons noté plus haut, les calculs de stabilité et d'aptitude au service en été mélanger dans la démarche traditionnelle de justification des ouvrages. Nous en donnerons ci-après les grands principes, d'abord dans l'approche classique (paragraphe 3.4.2), puis dans l'approche nouvelle des facteurs partiels (paragraphe 3.4.2).

I.3.4.1 L'approche classique :

Dans la procédure traditionnelle de justification les ouvrages, le contrôle des conditions de service est assuré de deux façons :

- Par des calculs explicites des déformations ou déplacements l'ouvrage, que l'on compare à des valeurs limites, ou
- Par des calculs de stabilité avec des coefficients de sécurité déduit de l'expérience, qui réduit assez les charges pour limiter du même coup les déplacements.

Les charges (actions) utilisé pour ses calculs sont les actions permanentes ou quasi permanente, c'est-à-dire celle que le projecteur juge être appliqué pendant assez longtemps pour créer des déformations.

I.3.4.2 L'approche nouvelle des facteurs partiels :

Les vérifications aux états limites de service ne s'appliquent normalement qu'à l'ouvrage terminé, dont on veut qu'il se déforme où se déplace de façon limitée sous les charges permanente et quasi permanente qui lui sont appliquées. Une fois identifié les situations pour lesquelles un calcul aux états limites de service (ELS) est nécessaire, on fait l'inventaire des actions et combinaisons d'action, puis on calcule les déformations induites par les actions et on les compare aux valeurs limites fixées.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tous les facteurs partiels sont normalement fixés à 1, ce qui signifie que l'on fait les calculs avec les valeurs caractéristiques de tous les paramètres.

Les combinaisons d'action applicable aux états limites de service des affaires de celle des limites ultimes. On distingue :

- Les combinaisons quasi permanentes : $\sum_{j\geq 1} G_{kj}$ " + " $\sum_{i\geq 1} \Psi_{2i}\, Q_{ki}$;
- Les combinaisons fréquentes : $\sum_{j\geq 1} G_{kj} + \Psi_{11} Q_{1k}$" + " $\sum_{i>1} \Psi_{2i}\, Q_{ki}$;
- Les combinaisons rares : $\sum_{d\geq 1} G_{kj}$ " + "Q_{k1}" + " $\sum_{i>1} \Psi_{0i}\, Q_{ki}$.

Par souci de continuité avec les pratiques traditionnelles, et aussi pour faciliter la justification des ouvrages courants, il est admis de justifier les conditions de service en faisant des calculs de stabilité avec les combinaisons de charge des états limites de service et des facteurs partiel particulier, plus élevé que ceux utilisés pour imposer seulement la stabilité des ouvrages. Un exemple typique de cette démarche est d'utiliser pour les fondations superficielles des facteurs partiels globalement équivalents à un coefficient de sécurité traditionnel de 3.

I.3.4.3 Durabilité des ouvrages :

La question de la durabilité des ouvrages est apparue relativement récemment, avec l'introduction de matériaux périssables dans les ouvrages de la géotechnique. La corrosion de l'acier et le phénomène pour lequel les règles sont les mieux établies, mais la question de la durabilité géosynthétiques a aussi a été posée, et aussi celle des produits utilisés pour le traitement des sols.

Les documents normatif et réglementaire ne traitent pas la durabilité sur le même plan que la stabilité ou l'aptitude au service des ouvrages, qui peuvent faire l'objet de calcul selon des règles prédéfinies. La durabilité est exigée, pendant une période de durée définie, sous forme du maintien, par des moyens à définir des résistances des matériaux ou des structures utilisées dans les calculs de justification

Ainsi, l'EC 7 indique que :

1. Dans les études géotechniques, les conditions d'environnement interne et externe doivent être estimées au stade de l'élaboration du projet afin d'évaluer leur importance par rapport à la durabilité et de prendre les dispositions nécessaires pour assurer la protection ou obtenir une résistance adéquate des matériaux.

2. Lors de l’étude de la durabilité des matériaux mis en place dans le terrain, il convient de tenir compte des facteurs suivants :

- Pour le béton : les agents agressifs de l'eau interstitielle, tels que les conditions d'acidité ou les sels de sulfates ;

- Pour l'acier : Les attaques chimiques lorsque les éléments de fondations sont placés dans un terrain suffisamment perméable pour permettre la percolation de l'eau souterraine et de l'oxygène; la corrosion des faces des rideaux de palplanches exposés à l'eau libre, particulièrement dans la zone du niveau moyen des eaux; les attaques corrosives de type « piqûres » de l'acier scellé dans un béton poreux ou fissuré, surtout en ce qui concerne les aciers laminés où la calamine, agissant comme cathode, favorise l'action électrolytique avec la surface dépourvue de calamine, qui joue le rôle d'anode;

- Pour le bois : les champignons et les bactéries anaérobies en présence d'oxygène ;

- Pour les textiles synthétiques : l'effet de vieillissement dû à l'exposition aux rayons ultraviolets ou la dégradation par l'ozone, ou les effets combinés de la température et des contraintes, les effets secondaires de la dégradation chimique.(AFNOR, 2005)

I.4 Conclusion :

Ce chapitre présenté une définition générale de justification du dimensionnement des ouvrages, cette procédure est la même dans la démarche traditionnelle et dans l'approche par les facteurs partiels, mais le calibrage des ensembles de valeurs des facteurs partiels est une opération complexe, sur laquelle un consensus européen n'a pu encore être atteint.

CHAPITRE II MODELISATIONS NUMERIQUES DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

II.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés à l'analyse et l'estimation du comportement des différents ouvrages géotechnique : premièrement Nous analyserons du comportement du barrage Boughrara, sur la plan mécanique et hydraulique, a permis de se prononcer sur un certain nombre de phénomènes et manifestations dans un contexte lié étroitement aux interprétations des mesures. Deuxièmement, une analyse de comportement d'un écran de soutènement autostable aux cours d'excavation, troisièmement, deux cas de pentes ont été traités dans des conditions hydrauliques différant et des comparaisons vis-à-vis du coefficient de sécurité ont été faites avec plusieurs méthodes, quatrièmement , on va aborder la modélisation numérique de comportement de sol sous l'action des charges transmises par une fondation superficielle rigide, cinquièmement, on se propose d'analyser le comportement de pieu battu en vraie grandeur sous charge statique sur un site sableux. Toutes ces ouvrages seront analysées par le code de calcul géostudio ensuit, nous menons une étude comparative des résultats obtenus avec ceux obtenus dans les calculs précédents.

La modélisation numérique d'un ouvrage géotechnique avec le logiciel Géostudio comporte de nombreuses étapes, que l'on va récapituler ci-après. Elle met en jeu un ensemble de choix et de simplifications, qui doivent être justifiés dans le contexte de l'étude, et qui constituent une stratégie de modélisation (Mestat, 1997).

II.2 Présentation de logiciel Géostudio :

Géostudio est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques ;

SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux dans les milieux poreux saturés et non saturés ;

SIGMA/W: Permet d'analyser les problèmes de chargement et des déformations induites ;

QUAKE/W: Permet de tenir en compte de comportement d'un sol sous l'effet d'un séisme et chargement dynamique ;

TEMP/W: Permet l'analyse de comportement thermique et prendre en compte les problèmes géothermiques du sol.

CTRAN/W : Modélisation du mouvement d'une contamination dans des matériaux poreux.

AIR/W : Analyse des interactions entre l'eau et l'atmosphère et le sol.

VADOSE/W : Analyse de flux en dessous de la surface du sol en tenant en compte des conditions climatiques et des changements atmosphériques.

Figure 2.1: Illustration du logiciel Géostudio

II.2.1 SEEP/W

Seepage Modeling with SEEP/W

SEEP / W utilisent une formulation à base d'éléments finis pour analyser l'infiltration des eaux souterraines et les problèmes de dissipation de la pression interstitielle excessive dans les matériaux poreux tels que le sol et la roche. Sa formulation complète permet d'envisager des analyses allant de simples problèmes stationnaires saturés à des problèmes sophistiqués, saturés / non saturés en fonction du temps. SEEP / W peut être appliqué à l'analyse et à la conception de projets d'ingénierie géotechnique, civile, hydrogéologique, géo environnementale et minière. La conductivité hydraulique du sol est fonction de la pression négative de l'eau interstitielle dans les régions non saturées. Le taux de variation de la teneur en eau dépend de la pression interstitielle pendant les processus transitoires. La conductivité hydraulique peut être définie comme anisotrope dans deux directions orthogonales.

II.2.2 SIGMA/W

Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W

SIGMA / W est un produit logiciel à éléments finis qui peut être utilisé pour effectuer des contraintes et des déformations analyses des structures terrestres. Sa formulation complète permet d'analyser à la fois des problèmes très complexes. Par exemple, vous pouvez effectuer une analyse de déformation élastique linéaire simple ou une analyse de contraintes efficaces élastiques-plastiques non linéaires très sophistiquées. Lorsqu'il est couplé à d'autres produits, il peut également modéliser la génération et la dissipation de la pression interstitielle dans un sol, pour la réponse de la structure aux charges externes en utilisant une formulation entièrement couplée ou non couplée. SIGMA / W a une application dans l'analyse et la conception de projets de génie géotechnique, civil et minier.

II.2.3 SLOPE/W

SLOPE / W est le premier logiciel de stabilité des pentes pour calculer le facteur de sécurité des pentes en terre et en roche. Avec SLOPE / W, des problèmes simples et complexes peuvent être analysés pour une variété de formes de surface de glissement, de conditions de pression interstitielle, de propriétés du sol, de méthodes d'analyse et de conditions de chargement. En utilisant l'équilibre limite, SLOPE / W peut modéliser des types de sol hétérogènes, une géométrie complexe de surface stratigraphique et de glissement et des conditions de pression d'eau interstitielle variables en utilisant une large sélection de modèles de sol. Les analyses de stabilité des pentes peuvent être effectuées à l'aide de paramètres d'entrée déterministes ou probabilistes. Les contraintes calculées par une analyse des contraintes par éléments finis peuvent être utilisées en plus des calculs d'équilibre limite, pour l'analyse de stabilité de pente la plus complète disponible.

II.3 L'apport de la modélisation numérique dans la justification des ouvrages géotechnique

Le domaine de la géotechnique comprend une grande diversité d'ouvrages, de matériaux, de technologies possibles. Il se caractérise par des méthodes de calcul et de dimensionnement différentes selon le type d'ouvrage : barrage en terre, écran de soutènement, fondation superficielle ou profonde…etc. Les acteurs Intéressé par ces types d'ouvrages proposent de différents modèles de calculs et des méthodes de justification que se soit par les méthodes classiques, la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finis. Cependant, aucune méthode n'a prouvée sa dominance par cause de diversité des hypothèses et des conditions d'application requises. L'objectif de cette investigation est que l'analyse numérique aboutisse à une validation des modèles des ouvrages de ce logiciel par rapport aux autres logiciels.

Ce projet de fin d'études analyse un ensemble des problèmes de domaine de la géotechnique pour une éventuelle justification des ouvrages géotechniques selon les normes et les règles en vigueurs.

II.4 Cas d'un barrage en terre

II.4.1 Présentation et localisation de cas étudié

Le barrage de Boughrara est situé à l'ouest de la Wilaya de Tlemcen près de la commune de Hammam à l'aval de la confluence des oueds Mouillah et Tafna. Il est distant du chef-lieu de la Daïra de Maghnia d'environ 10 km (figure 2.2). L'avant-projet détaillé a été élaboré en 1988 par la société Russe Selkhozpromexport. Les études d'exécution ont été confiées au bureau d'études Tractebel. La surveillance des travaux a été assurée par le même bureau d'études en collaboration avec l'EDF. (Rouissat, 2015)

Figure 2.2: Localisation de barrage Boughrara (Rouissat, 2015)

II.4.2 Géologie du site

Le site se situe dans les limites d'un massif intensément fracturé du jurassique se développant dans toute l'emprise du barrage. Le système de fissures dans ces grès a conditionné l'importance de l'écran d'étanchéité. Les marnes du miocène reposent en discordance sur les dépôts jurassiques et les couvrent d'un tapis de près de 60 m dans le versant droit et la partie supérieure du versant gauche. Elles sont argileuses, compactes, de couleur grise à verdâtre.

II.4.3 Caractéristiques de la digue

La digue et caractérisé par les éléments suivantes :

- Type : remblai zoné, - Niveau de la crête : 311.5 NGA, - Hauteur au-dessus du fond de vallée: 61m, - Longueur en crête : 1100 m, - Largeur en crête : 8.5 m, - Pente du talus : 2.5/1,

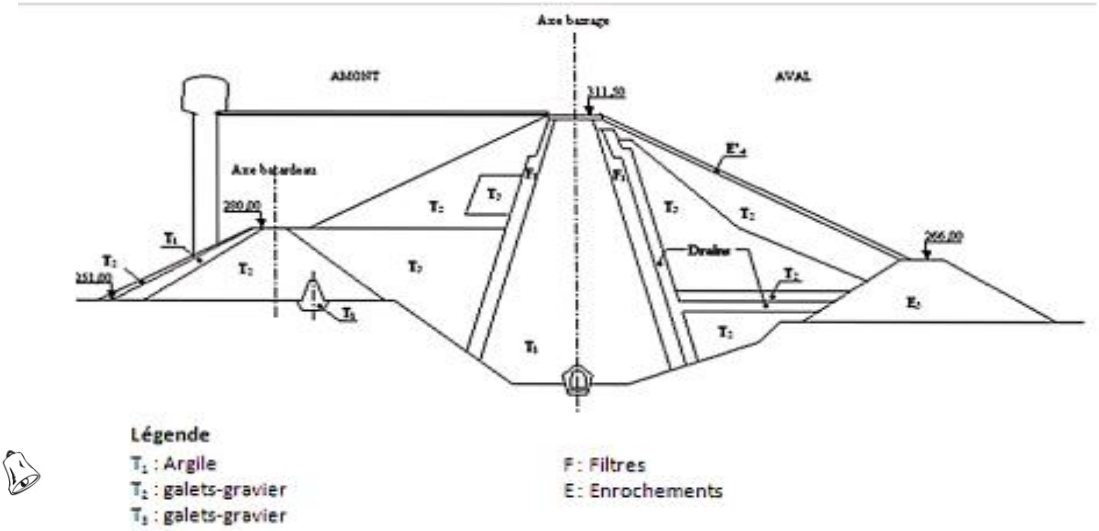
-Pente du talus aval : 2.25/1, - Risberme amont : Niveau 280 NGA,

- Risberme aval : Niveau 266 NGA, - RN : 305 NGA,- PHE : 309.95 NGA.

Les remblais de la digue sont constitués par des matériaux suivants :

- T1 : noyau central étanche constitué d'argile. Le noyau est arasé à la cote 310.6 NGA ou sa largeur est de 6m. En dessous, les pentes amont et aval sont de 10/3,

- T2 : recharges amont et aval en galet-graviers. (Rouissat, 2015)



Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Figure 2.3: Profil en travers type de barrage (Rouissat, 2015)

II.4.4 Géométrie de model étudié

La figure 2.4 montre le schéma de la modélisation retenue dans cette étude.

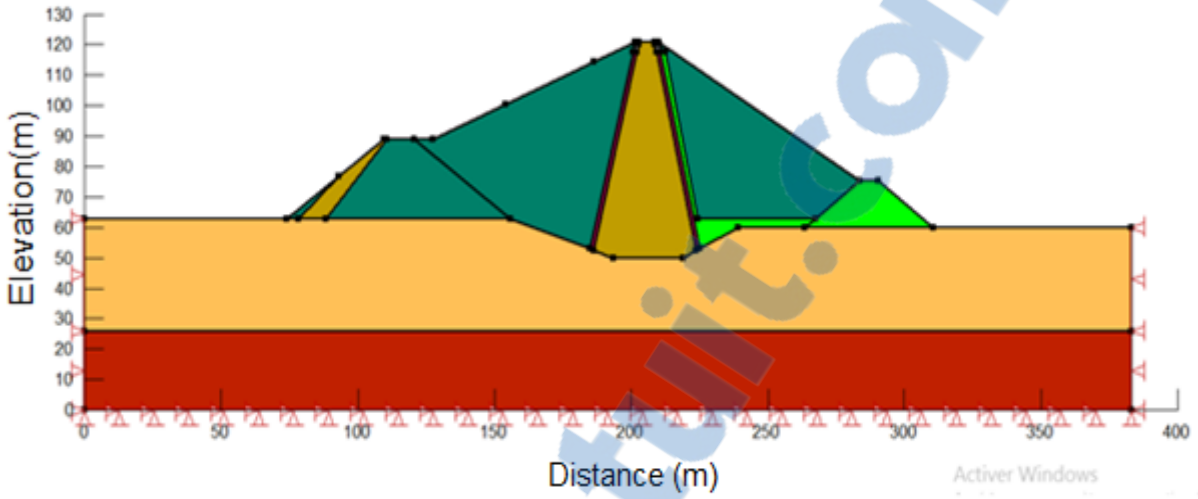


Figure 2.4: Géométrie et dimensions du profil retenue

Le modèle utilisé pour la modélisation c'est un barrage de Type d'un remblai en alluvions compactées avec noyau en argile repose sur 2 couche de fondation, un couche supérieur d'argile, compacte, de couleur grise à verdâtre, et un couche inferieur d'une marnes du miocène

II.4.5 Géométrie de maillage

Le maillage utilisée dans cette modélisation est un maillage d'éléments quadratiques/triangulaires de 1319 éléments et 1386 nœuds d'une taille de 5m.

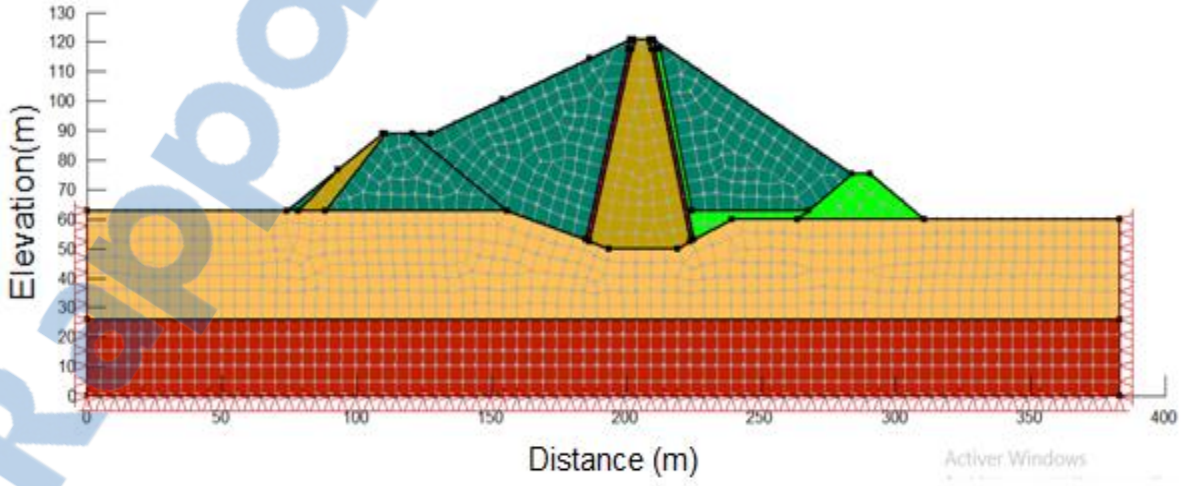


Figure 2.5: Maillage utilisé pour le barrage

II.4.6 Données géotechniques

Les paramètres mécaniques et hydrauliques du site sont consignés sur le tableau si dessous. Ce tableau inspiré de rapport géotechnique du projet.

Tableau 2.1: Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du barrage

Matériaux	γ_h [kN/m^3]	γ_{sat} [kN/m^3]	E [kN/m^2]	C' [kN/m^2]	Φ' [°]	K_h [m/s]
Corps du barrage						
Noyau argile	19,70	20	$2,8.10^4$	2,1	19,5	10^{-8}
Filtre sable	20,10	21,60	5.10^4	0	33	10^{-6}
Drain	20,60	22,10	6.10^4	0	38	10^{-3}
Galet-graviers	21	22	$9,45.10^4$	0	30	10^{-5}
Fondation						
Marne	22	22,50	$12,1.10^4$	1,2	34	10^{-7}
Grés	22,80	22,90	10.10^4	0	39	10^{-6}

II.4.7 Analyse de comportement mécanique

Concernant le comportement mécanique, la modélisation a été axée vers l'analyse des tassements en mode structural.

Pour le comportement mécanique, et au niveau de la base, les déplacements sont nuls dans toutes les directions. Le poids propre du barrage est pris en considération (γ_i).

La modélisation a été engagée en considérant différents niveaux de remblais. Ce choix est opéré en fonction de la disponibilité des mesures d'auscultations sur les niveaux choisis. Come le montre et le recommande Rouissat, 2015.

II.4.7.1 Niveau 270,75 NGA

Les figures 2.6 et 2.7 donnent respectivement la géométrie et les conditions aux limites et le maillage de barrage au niveau de remblai 270,75 NGA.

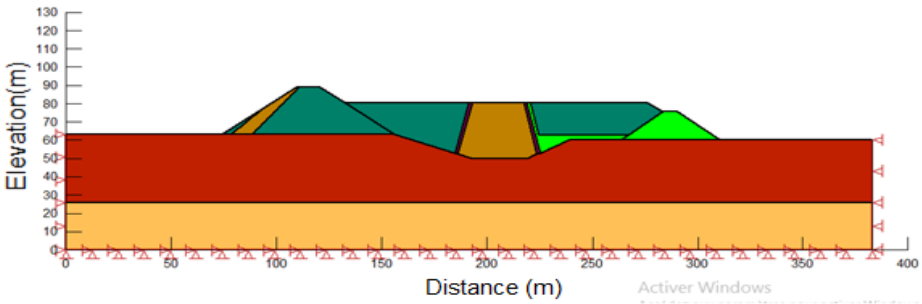


Figure 2.6: Présentation de la géometrie et de conditions aux limites (270,75 NGA)

Sur la figure 2.6, il s'agit d'un milieu hétérogène mais isotrope come le stipule les caracteristiques de tableau 2.1. La limite supérieure est totalement fixe. Les deux limites latérales fixes horizontalement. Par contre la base est considérée totalement fixe sur les deux directions.

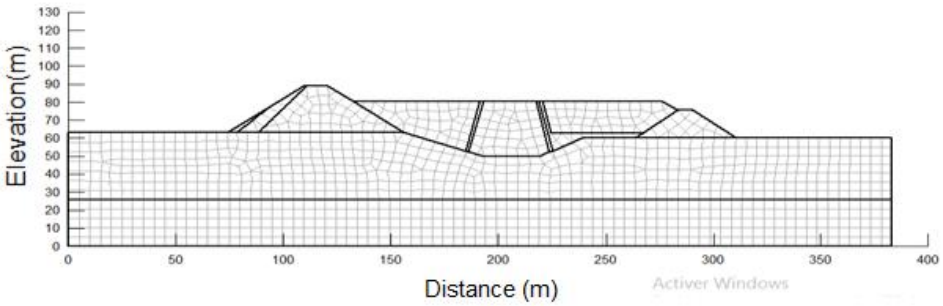


Figure 2.7: Maillage niveau 270,75 NGA

La figure 2.7 schématise le maillage adopté. Il comporte 1164 éléments quadratiques/triangulaires. Ce qui donne 1234 nœuds. Ce maillage respecte l'ensemble de recommandations de (Mestat, 1997).

Les figures 2.8, 2.9, 2.10 donnent les schémas relatifs aux fichiers graphiques des résultats de la modélisation. Ces résultats sont présentés sous forme de tassement vertical, champs de contraintes verticales, champs des déformations.

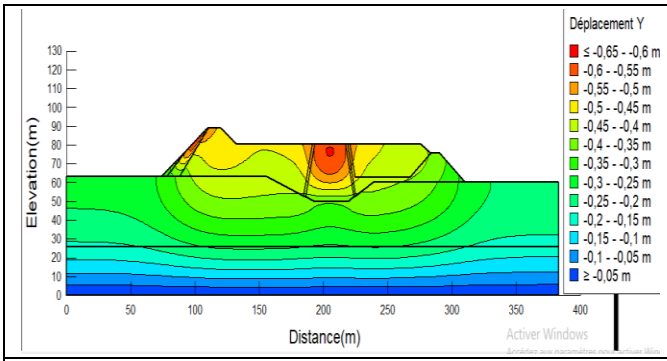


Figure 2.8: Tassement vertical (270,75 NGA)

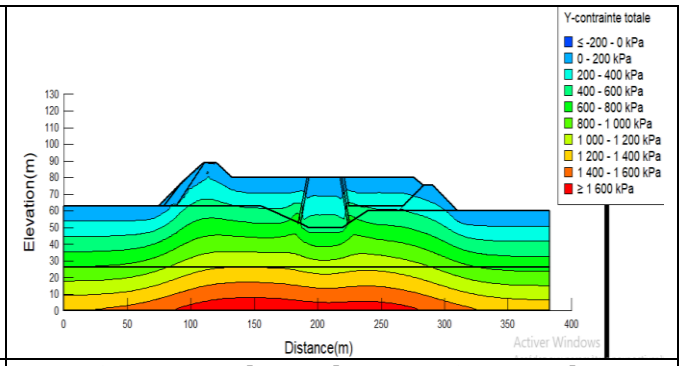


Figure 2.9: Champ des contraintes totales verticales (270,75 NGA)

La figure 2.8 montre le tassement global vertical en (m) au niveau 270 NGA.

La figure 2.9 illustre le champ des contraints totale verticale en (kPa) au niveau 270,75 NGA.

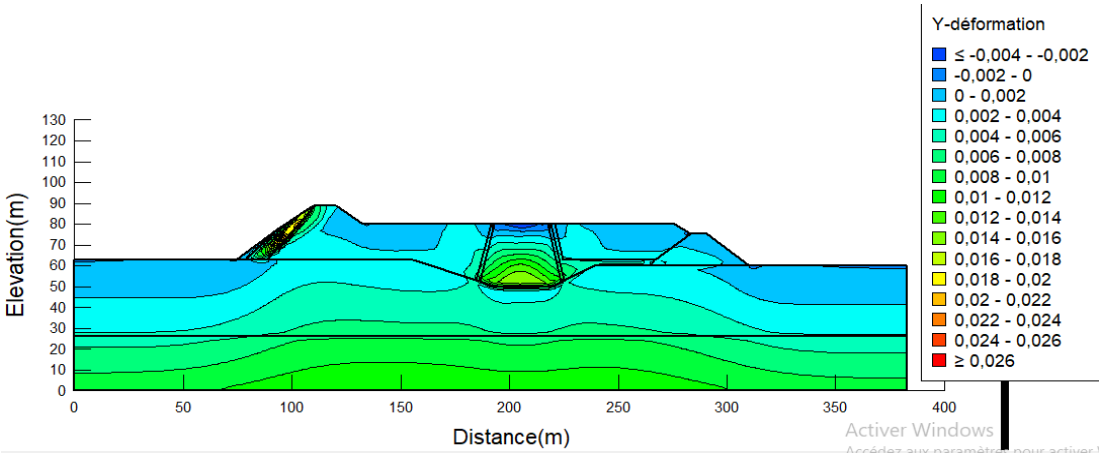


Figure 2.10: Champ de deformation (270,75 NGA).

La figure 2.10 illustre le champ des déformations verticaux au niveau 270,75 NGA.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Par référence aux résultats de l'auscultation à ce niveau, le tableau 2.2 met en évidence la comparaison des tassements obtenus par la modélisation et ceux mesurés.

Tableau 2.2: Comparaison des résultats modélisation - auscultation au niveau 270,75 NGA

Niveau 270,75 NGA	Repère crête (Noyau) (m)	Repère recharge aval (m)
PFE	0,595	0,439
Auscultation	0,375	0,115
Rouissat 2015 (Ansys)	0,533	0,40

Les tassements mesurés par l'auscultation sont inférieurs à ceux de la modélisation au niveau 270,75 NGA du barrage. Soit 58% de PFE et 42% par rapport à ceux de (Rouissat, 2015).

La différence entre notre étude et les valeurs de Rouissat, 2015 est trés faible soit 11%. Cette différence par excès peu ètre liée par exemple à la différence entre le type de maillage de chaque logiciel et surtout sur la prise en charge de chargement.

II.4.7.2 Niveau 280 NGA

La figure 2.11 illustre las conditions aux limites et le maillage du barrage pour les besoins de l'évaluation des divers paramètres de comportement mécanique.

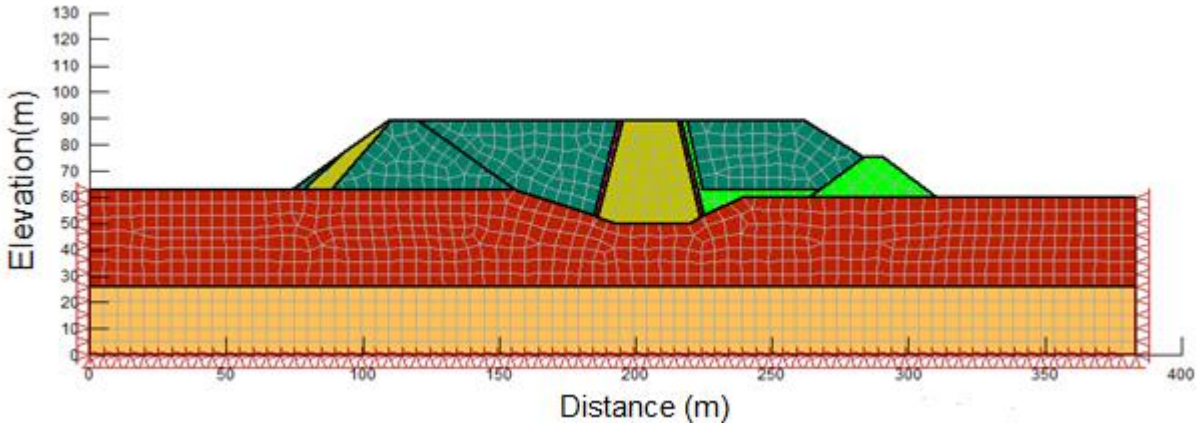


Figure 2.11: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (280 NGA)

Ce niveau (280 NGA) comporte 1216 éléments quadratiques/triangulaires. Ce qui donne 1284 nœuds. Les conditions aux limites sont les mêmes avec le niveau précédent (270,75 NGA).

Pour le niveau 280 NGA des remblais, les résultats de la modélisation sont donner sur les figures suivantes :

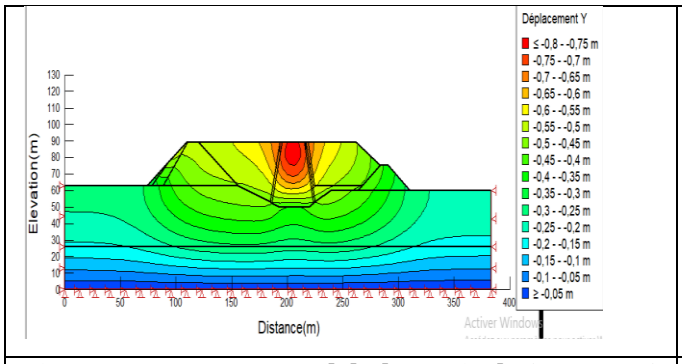


Figure 2.12:Tassement globale verticale (280 NGA)

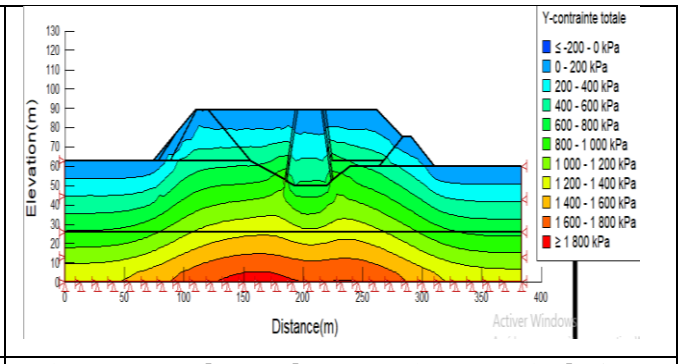


Figure 2.13:Champ des contraintes verticale (280 NGA)

La figure 2.12 présente le tassement globale verticale en (m) au niveau 280 NGA.
La figure 2.13 elle s'agit d'un champ des contraintes verticale en (kPa) au niveau 280 NGA.

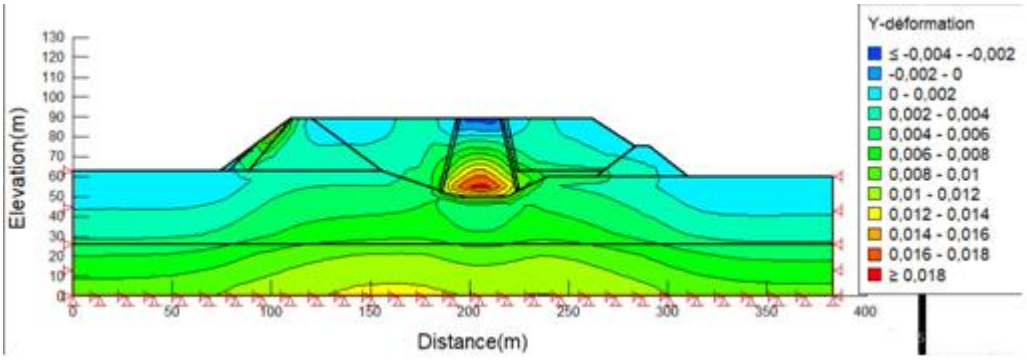


Figure 3.14 : Champ de déformation verticale (280 NGA)

La figure 2.14 montre le champ de déformation verticale au niveau 280 NGA.

Le tableau 2.3 illustre la comparaison des résultats de la modélisation et ceux d'auscultation.

Tableau 2.3: Comparaison des résultats de la modélisation-auscultation au niveau 280 NGA

Niveau 280 NGA	Repère crête (Noyau) (m)	Repère recharge aval (m)
PFE	0,763	0,586
Auscultation	0,57	0,215
Rouissat 2015 (Ansys)	0,722	0,509

Encore une autre fois, on constat que la différence entre PFE et auscultation est de l'ordre de 33%, légèrement supérieure à celle de Rouissat, 2015 puist de 5%. Les résultats de notre constribution reste comparable a celle de Rouissat, 2015 pour une différence de 5%.

L'annexe A comporte les résultats et les comparaisons pour les niveaux 282 NGA, 288 NGA, 301 NGA, 305 NGA.

II.4.7.3 Niveau 311.5 NGA

Ce niveau de modélisation est celui correspondant à la côte de la crête du barrage. Il s'agit la hauteur maximale du barrage. La figure 2.15 schématise le profil géométrique du barrage avec son maillage et les conditions aux limites pour les besoins de la modélisation.

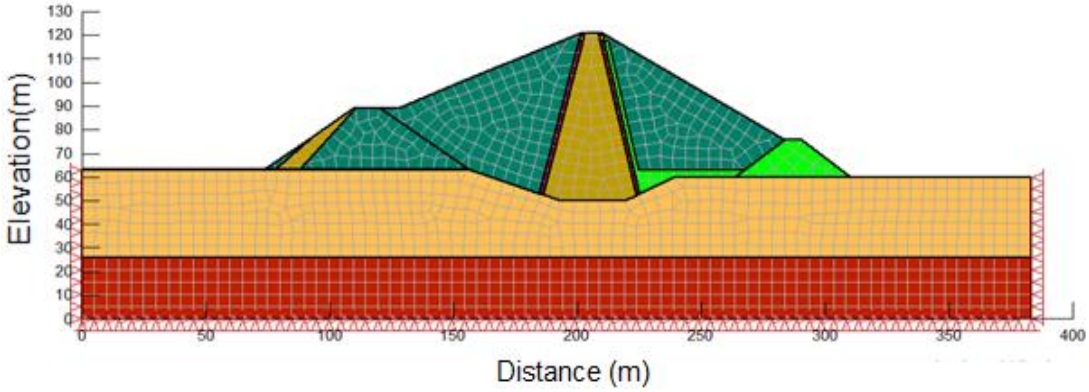


Figure 2.15: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (311.5 NGA)

Ce dernière niveau de la modélisation (311,5 NGA) comporte 1319 éléments quadratiques/triangulaires. Ce qui donne 1386 nœuds. Avec les bornes latérales sont fixe horizontalement est le borne inferieur fixe en deux directions, par contre le borne supérieur libre.

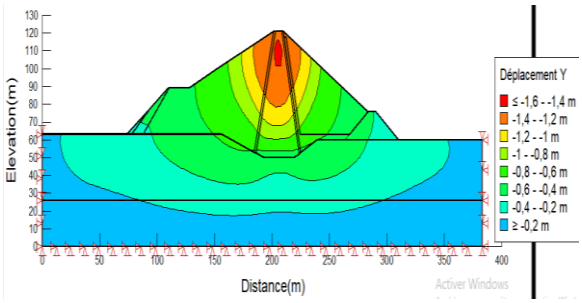


Figure 2.16: Tassement globale verticale (311,5 NGA)

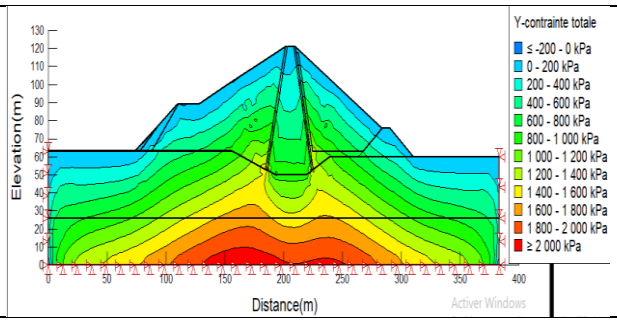


Figure 2.17: Champ des contraintes verticales totales (311,5 NGA)

La figure 2.16 présente la variation de tassement globale verticale en (m) au niveau 311,5 NGA.

La figure 2.17 montre le champ des contraintes verticales totales en (kPa) au niveau 311,5 NGA.

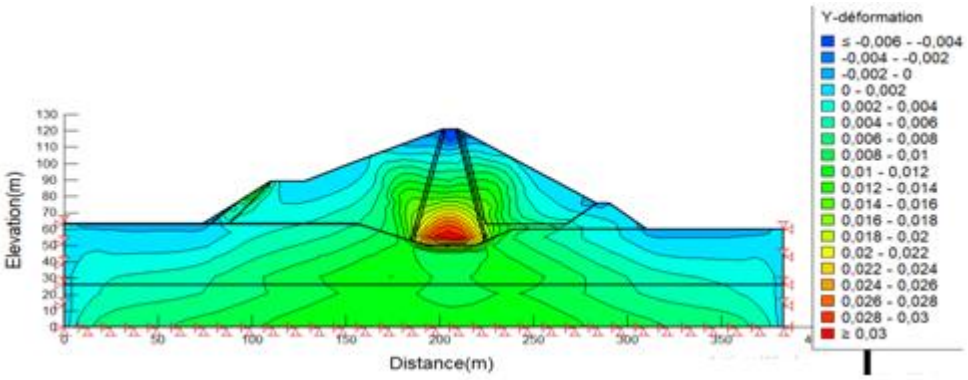


Figure 2.18: Champ de déformations (311,5 NGA)

La figure 2.18 illustre le champ de déformation au niveau 311,5 NGA.

Le tableau 2.4 donne la comparaison des valeurs des tassements obtenus par la modélisation et celles obtenues par auscultation.

Tableau 2.4: Comparaison des résultats modélisation – auscultation au niveau 311.5 NGA

Niveau 311,5 NGA	Repère crête (Noyau) (m)
PFE	1,347
Auscultation	1,225
Rouissat 2015 (Ansys)	1,308

La figure 2.19 donne une synthèse des tassements mesurés en auscultation et ceux calculés par modélisation pour l'ensemble des niveaux de remblais.

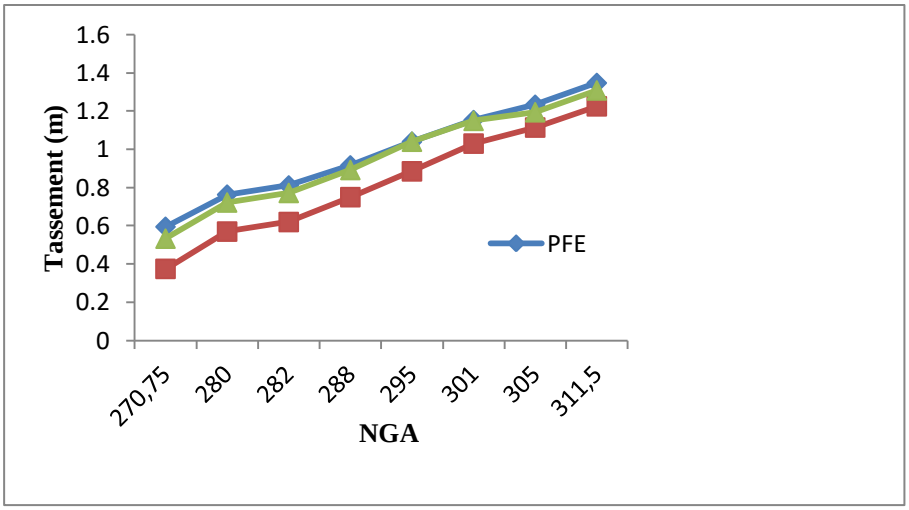


Figure 2.19: Comparaison des tassements mesurés et calculés pendant la construction.

Il ressort de cette figure :

1) Pour l'ensemble des niveaux est quelle que soit la hauteur du remblai en (m), les mesures d'auscultation sont inferieur à ceux de la modélisation numérique. Il est trivial que plus la hauteur augment d'autant le tassement est important.
2) La différence entre mesure est modélisation est plus faible pour les niveaux NGA élevés.
3) Le deux modélisations numériques restant compatible voir identiques pour quelques points.

A traves cette analyse, nous constatons que les résultats des tassements obtenus à travers la modélisation sont compatibles avec les mesures d'auscultation. Néanmoins, les petites différences peuvent être contribuées aux hypothèses de calcul et équations de chaque logiciel.

II.4.8 Analyse de comportement hydraulique

La figure 2.20 donne la localisation des cellules sur le profil d'auscultation.

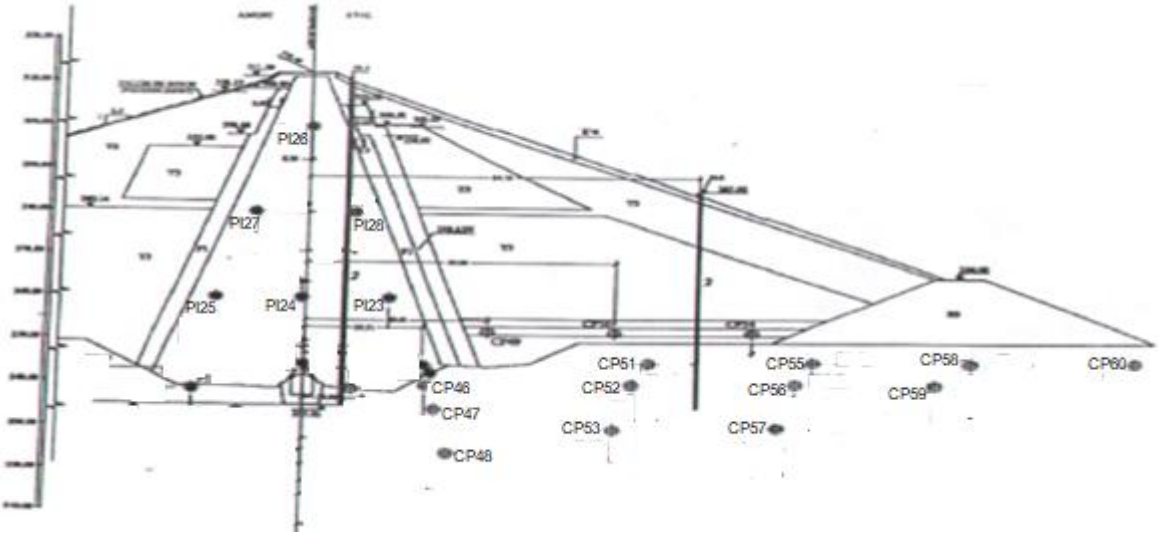


Figure 3.20: Localisation des cellules sur le profil du barrage (Rouissat, 2015)

Le tableau 2.5 donne les caractéristiques des cellules sur le profil d'auscultation.

Tableau 2.5: Caractéristiques des cellules des pressions interstitielles.

Cellule	Situation	Date de pose	z pose (m)
PI23	Partie inferieure du noyau	07/10/1998	260
PI24	Partie inferieure du noyau	07/10/1998	260
PI25	Partie inferieure du noyau	07/10/1998	260
PI26	Partie supérieure du noyau	04/10/1998	300
PI27	Milieu du noyau	10/03/1998	280
PI28	Milieu du noyau	10/03/1998	280
CP46	Fondation sous le noyau	15/08/1997	240,28
CP47	Fondation sous le noyau	16/08/1997	234,95
CP48	Fondation sous le noyau	20/08/1997	225,28
CP51	Fondation sous la recharge	15/08/1997	245,43
CP52	Fondation sous la recharge	15/08/1997	240,56
CP53	Fondation sous la recharge	18/08/1997	230,45
CP56	Fondation sous la recharge	12/08/1997	240,63
CP57	Fondation sous la recharge	12/08/1997	230,65
CP58	Fondation sous la recharge	10/08/1997	245,55
CP59	Fondation sous la recharge	11/08/1997	240,36
CP60	Fondation sous la recharge	10/08/1997	245,41

II.4.8.1 Niveau plan d'eau 280 NGA

Correspond au niveau du batardeau du barrage. La figure 2.21 à 2.24 donne respectivement la variation du gradient hydraulique, de la pression interstitielle, du débit d'eau et de la charge hydraulique au niveau du corps du barrage et ses fondations.

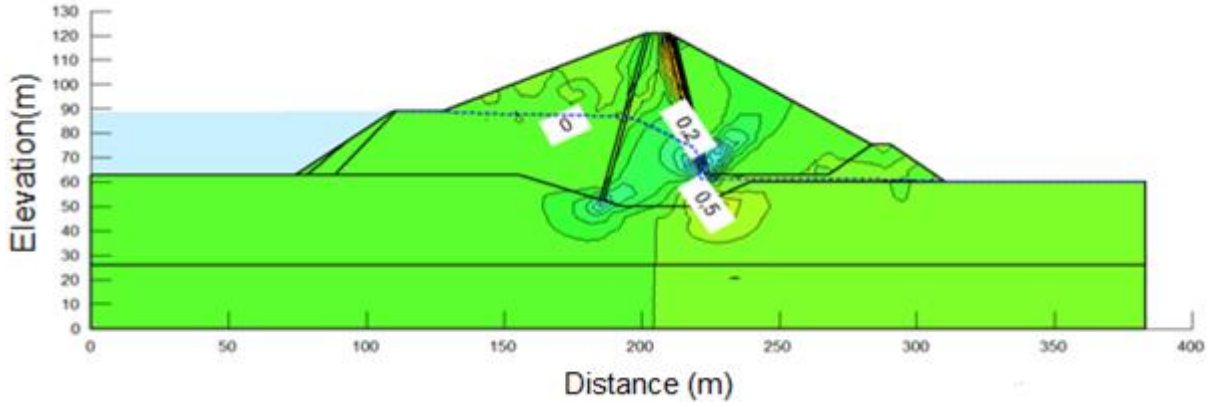


Figure 2.21: Gradient hydraulique, 280 NGA

Le gradient maximal au niveau 280 NGA égal à 0,5. Il est enregistré dans le drain comme le montre la figure 2.21.

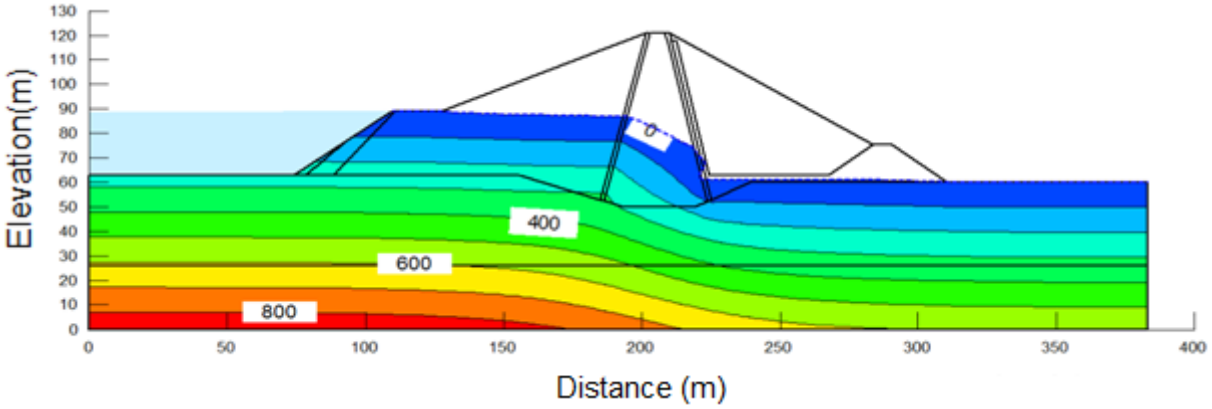


Figure 2.22: Champ des pressions interstitielle, niveau plan d'eau 280 NGA

La pression interstitielle varie entre 0 kPa (niveau de la ligne de saturation) vers 800 kPa (couche inférieure de fondation). Résultat attendue en cohérence avec la théorie des écoulements d'eau le sol.

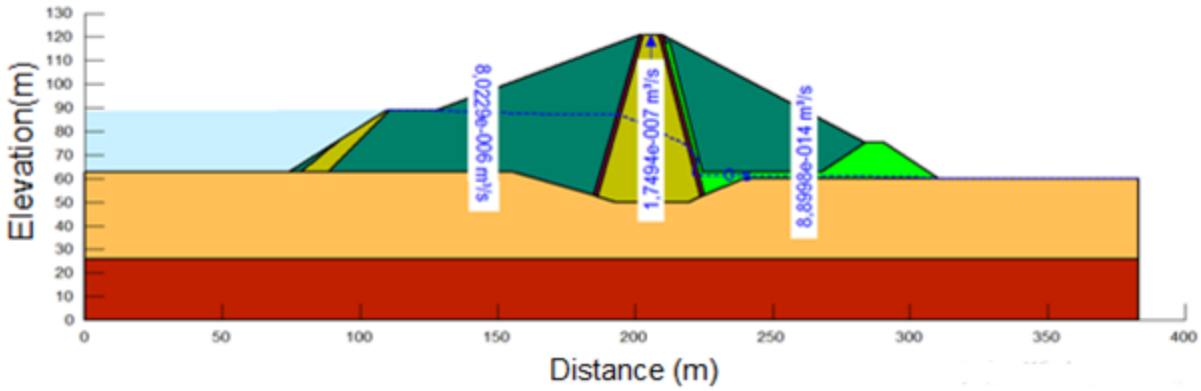


Figure 2.23 : Débit de la fuite, niveau plan d'eau 280 NGA

La valeur du débit de fuite est de 8,0229.10^{-6} m^3/s/ml dans la recharge amont du barrage, 7494.10^{-7} m^3/s/ml dans le noyau, par contre dans le drain la valeur égale à 8,8998.10^{-14} m^3/s/ml.

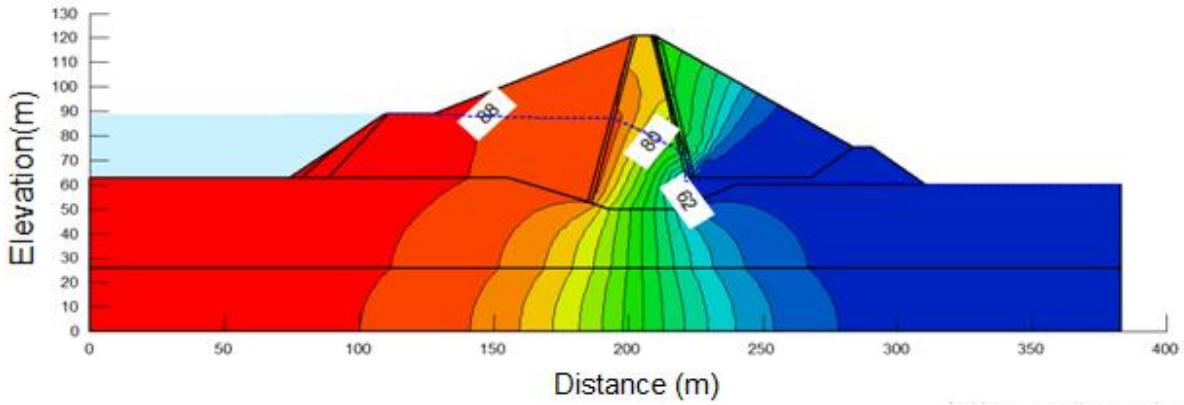


Figure 2.24 : Variation de charge hydraulique, niveau plan d'eau 280 NGA

La charge hydraulique diminue en allant vers le l'aval de barrage, en cohérence avec la distribution de la pression interstitielle et la théorie de Bernoulli. Coté amont 88 m (280 NGA) vers le coté aval 62 m (252,5 NGA).

On va faire des coupes à travers la digue pour tracer le graphe d'intensité de vitesse.

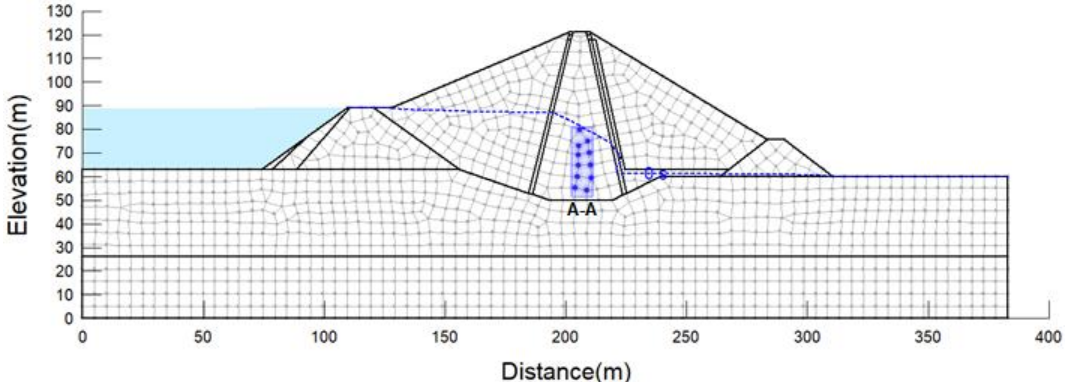


Figure 2.25 : Coupe A-A dans le noyau

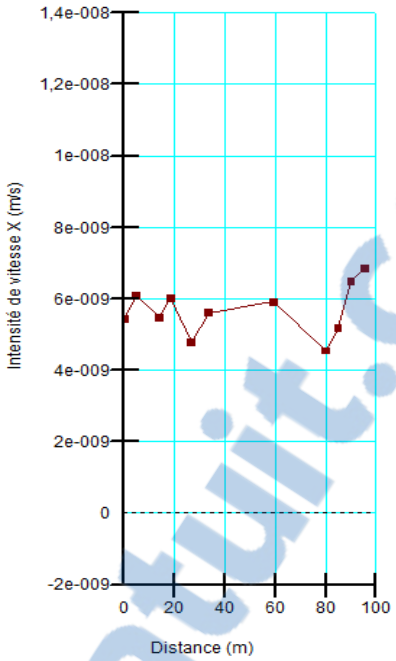


Figure 2.26 : Diagramme de vitesse de la coupe A-A

La vitesse d'écoulement ne change pas beaucoup à cause de faible perméabilité de l'argile dans le noyau.

La coupe B-B dans la recharge amont de la digue :

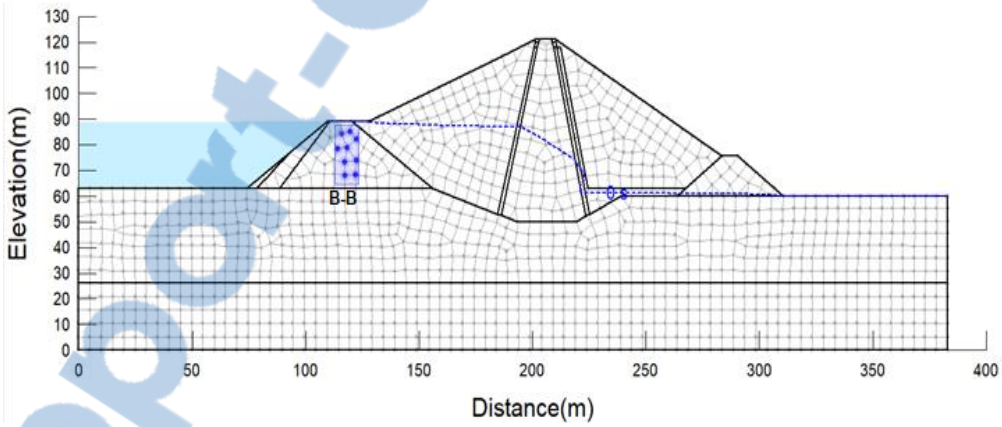


Figure2.27 : Coupe B-B dans la recharge amont

Rapport-Gratuit.com

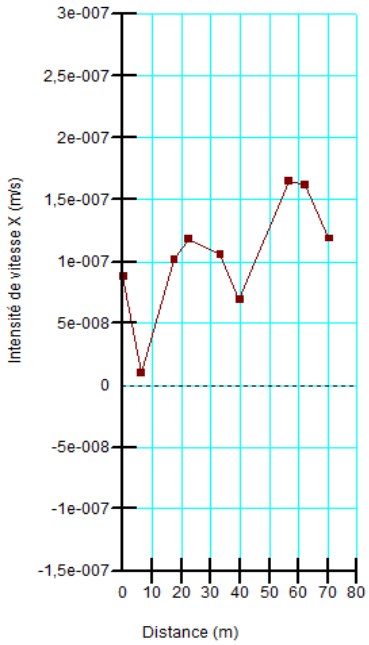


Figure 2.28 : Diagramme de vitesse de la coupe B-B

La vitesse d'écoulement augmente vu la valeur importante de la grand perméabilité de galet-gravier dans la recharge amont.

A) Analyse de la pression interstitielle dans la fondation

Le tableau 2.6 et la figure 2.29 donnent la comparaison des pressions interstitielles évaluées à travers notre projet de fin d'études, celles obtenues par des mesures et celui obtenues par Rouissat en 2015, pour les cellules installées sur le profil, au niveau des fondations du barrage pour un niveau du plan d'eau de 280 NGA. Comme le montre la figure 2.40.

Tableau 2.6 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation- Charge hydaulique- Niveau d'eau 280 NGA, Fondations

Plan d'eau 280 NGA	CP46	CP47	CP48
PFE	246,53	250,97	249,90
Mesure	228,175	238,3775	228,75
Rouissat 2015 (Ansys)	240,416	235,058	225,45

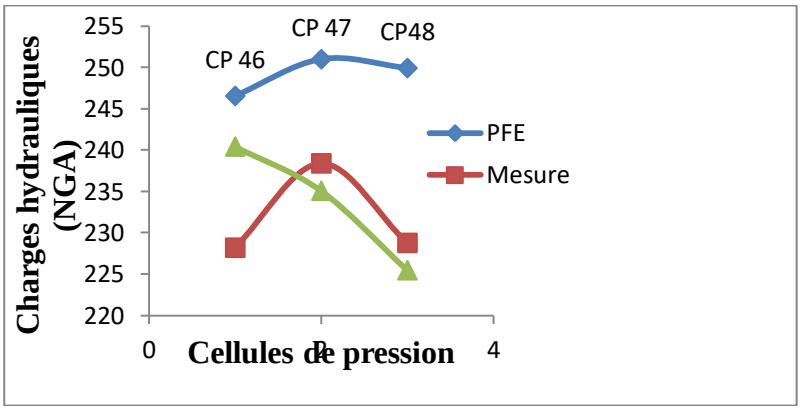


Figure 2.29 : Comparaison des charges hydrauliques, modélisation – auscultation – Fondations, niveau du plan d'eau 280 NGA

Les charges hydrauliques obtenue par mesure et par Rouissat, 2015 sont inférieurs à ceux de la modélisation au niveau d'eau 280 NGA du barrage, Cette différence peut s'expliquer, par exemple, par la manière dont ce logiciel est calculé à partir des conditions de la charge d'eau correctes qui lui sont présentées.

B) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau

Le tableau 2.7 et la figure 2.30 donnent la comparaison des pressions interstitielles évaluées à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation pour les cellules installées sur le profil, au niveau du noyau du barrage.

Tableau 2.7 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation –Charges hydrauliques- Niveau du plan d'eau 280 NGA, Noyau

Plan d'eau 280 NGA	PI23	PI24	PI25	PI27	PI28	PI26
PFE	264,367	269,032	274,128	277,793	272,185	275,282
Mesure	286,19	295,81	292,145	281, 16	280,21	300,36
Rouissat 2015 (Ansys)	260,19	260,5	261,024	280,378	280,201	300,083

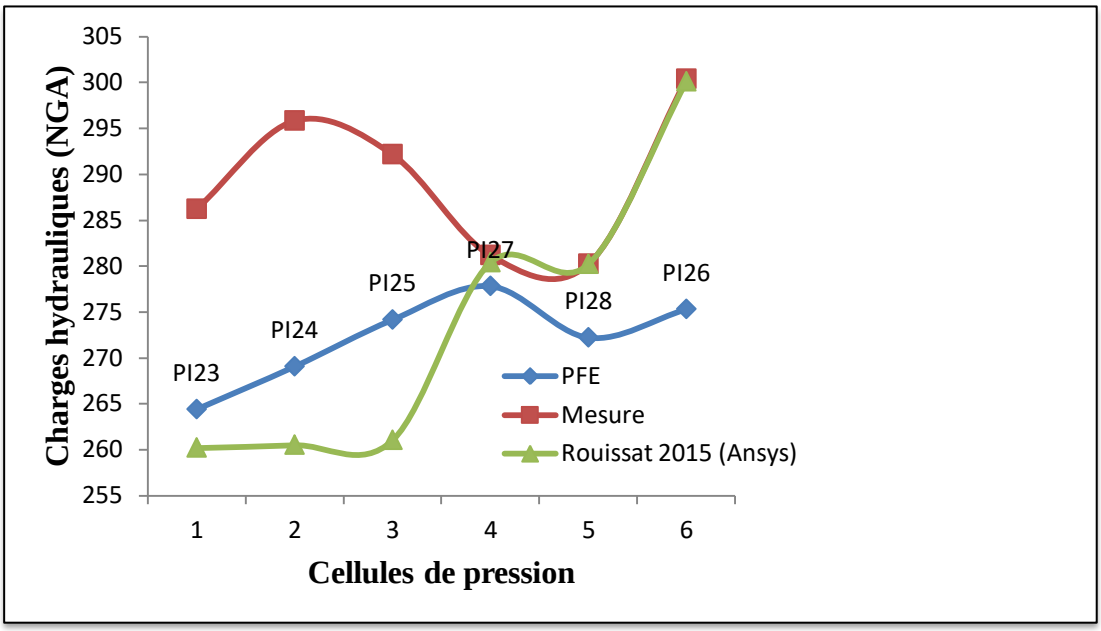


Figure 2.30 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation –Noyau , Niveau d'eau 280 NGA

Les valeurs obtenues dans notre PFE sont des valeurs intermédiaires entre les valeurs obtenues par la mesure et ceux déduites par Rouissat, 2015. Dans un premier temps cette différence semble induite par la partie non saturée des écoulements prise en compte dans notre PFE.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

II.4.8.2 Niveau du plan d'eau 291 NGA

La figure 2.31 à 2.34 illustre la variation du gradient hydraulique, de la pression interstitielle, débit de fuite et de la répartition de la charge hydraulique au niveau du corps du barrage et ses fondations.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

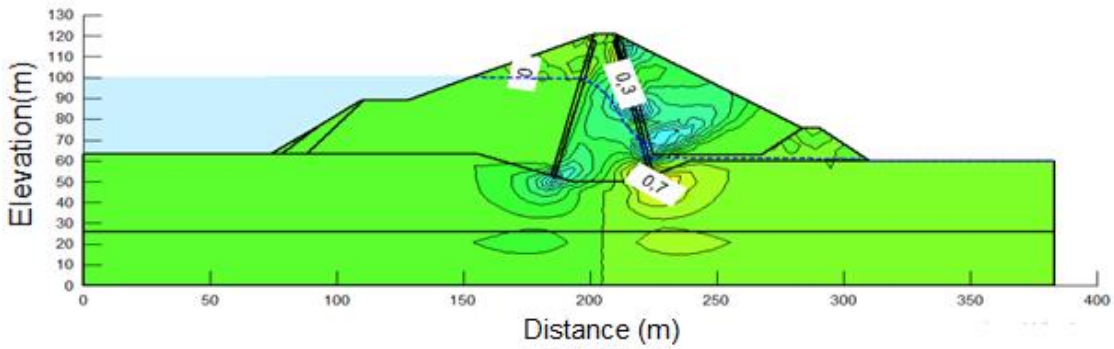


Figure 2.31 : Gradient hydraulique, niveau d'eau 291 NGA

Le gradient maximal ce trouve au niveau 291 NGA est de 0,7.

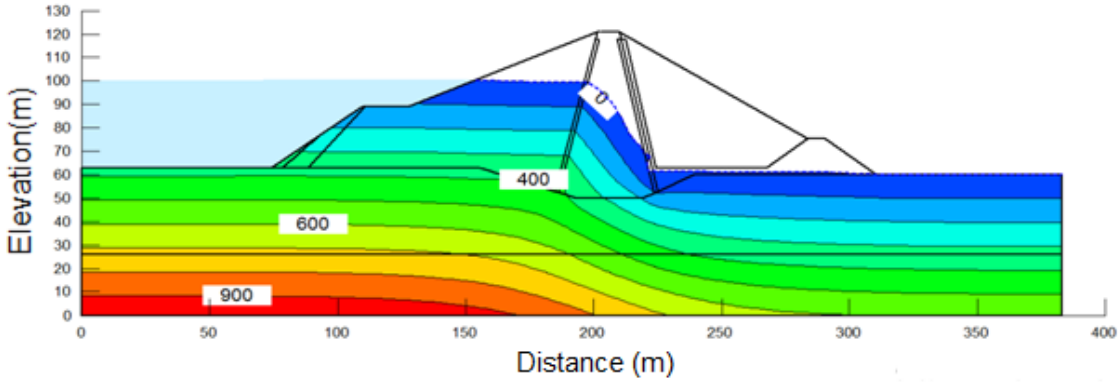


Figure 2.32 : Champ des pressions interstitielle, niveau d'eau 291 NGA

Le maximum de la valeur de la pression interstitielle est de 900 kPa enregistré à la base de la fondation.

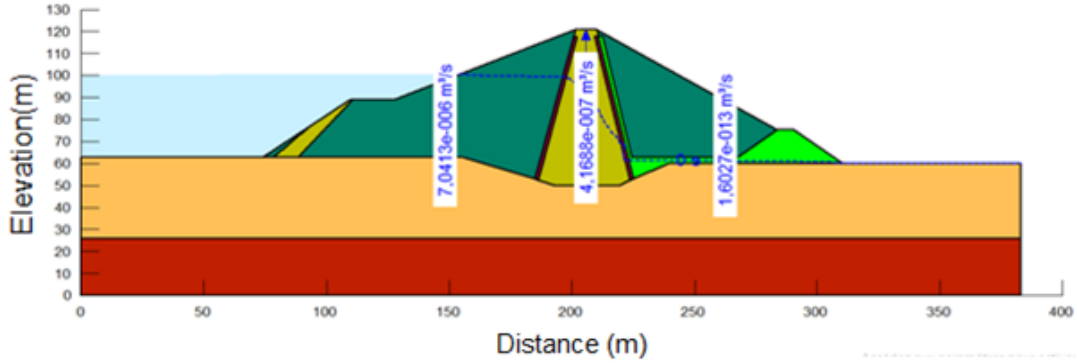


Figure 2.33 : Débit du fuite, niveau d'eau 291 NGA

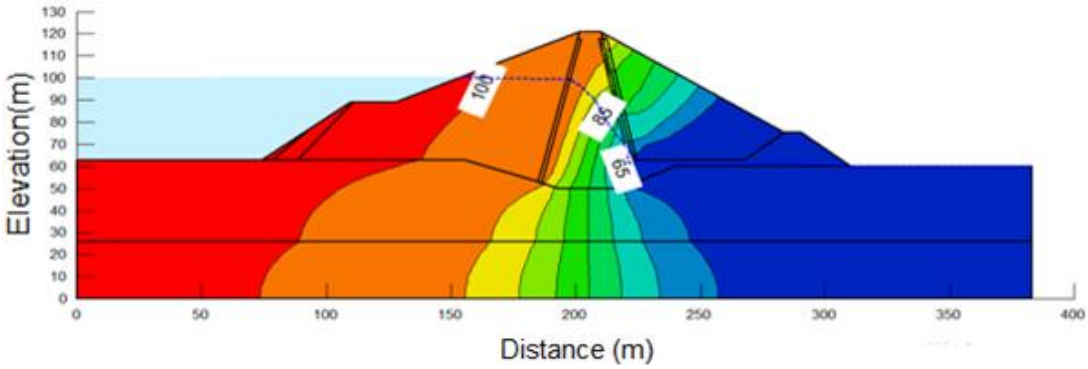


Figure 2.34 : Variation du charge hydraulique, niveau d'eau 291 NGA

Le tableau 2.8 et la figure 2.35 donnent la comparaison des charges hydrauliques évaluées à travers la modélisation numérique (PFE et Rouissat, 2015) et celles obtenues par mesures d'auscultation) pour les cellules installées, au niveau du noyau du barrage pour un niveau d'eau de 291 NGA.

Tableau 2.8 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation –Charges hydrauliques- Niveau d'eau 291 NGA, Noyau.

Plan d'eau 291 NGA	PI23	PI24	PI25	PI27	PI28	PI26
PFE	267,21	275,254	283,299	288,481	281,769	289,422
Mesure	287,85	300,395	293,805	281,335	280,245	299,945
Rouissat 2015 (Ansys)	262,11	265,85	274,24	284,92	282,56	301,64

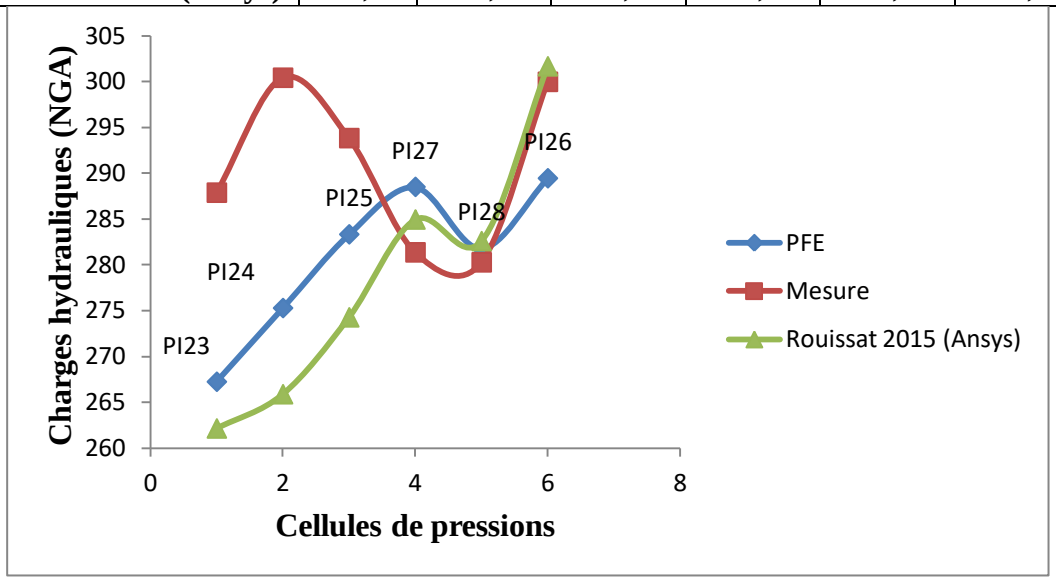


Figure 2.35 : Comparaison des charges hydrauliques, modélisation – auscultation–Noyau, Niveau d'eau 291 NGA.

II.4.8.3 Niveau du plan d'eau 305 NGA

Les figures 2.36 à 2.39 illustrent la variation du gradient hydraulique, la pression interstitielle, débit de fuit et de la charge hydraulique par modélisation du barrage pour un niveau d'eau de 305 NGA.

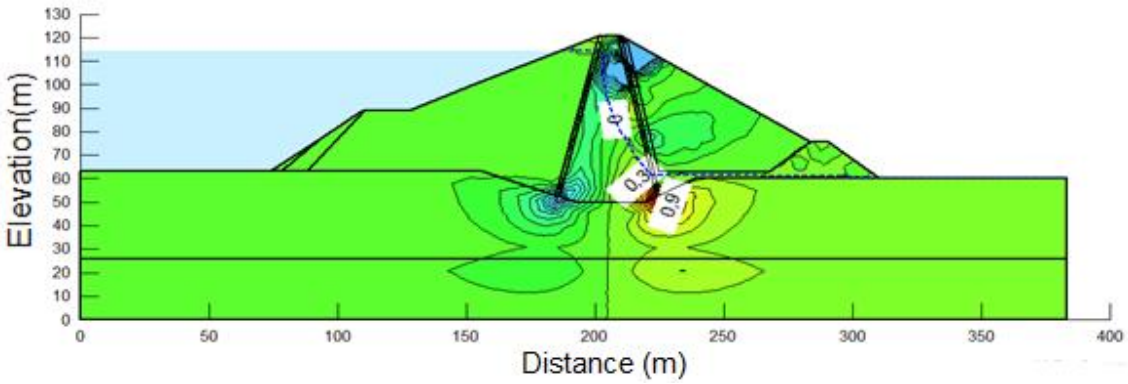


Figure 2.36 : Gradient hydraulique, niveau d'eau 305 NGA.

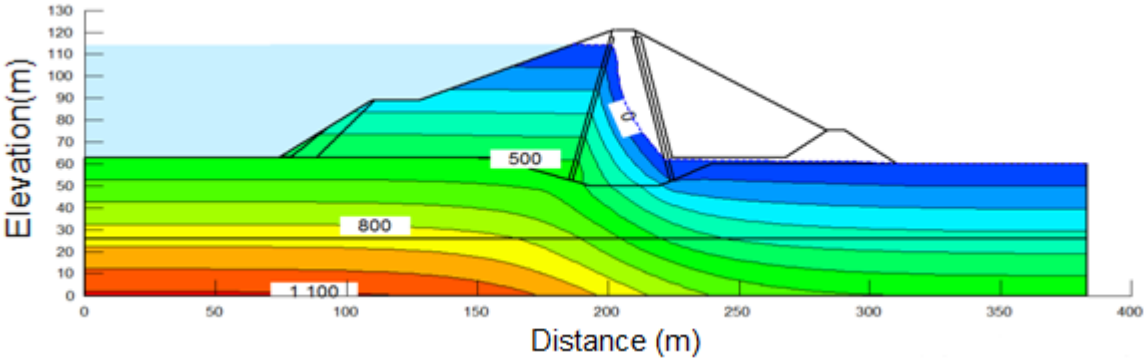


Figure 2.37 : Champ des pressions interstitielle, niveau d'eau 305 NGA

Le maximum de la pression interstitielle dans le dernier niveau d'eau est 1100 kPa situé au niveau bas de la fondation.

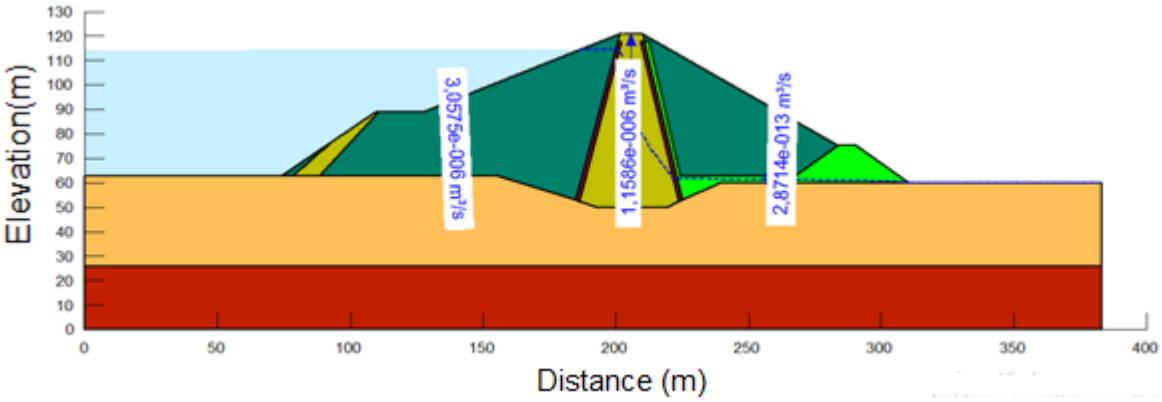


Figure 2.38 : Débit de fuite, niveau d'eau 305 NGA

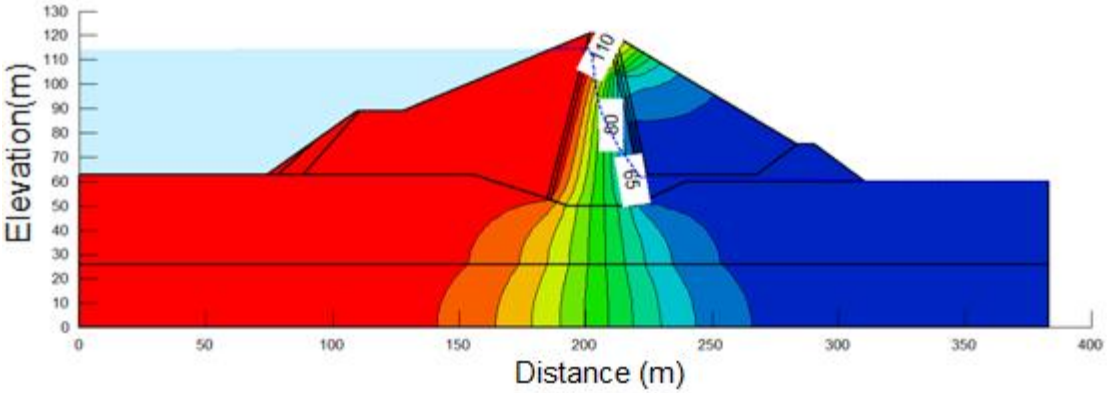


Figure 2.39 : Variation du charge hydraulique, niveau d'eau 305 NGA

La charge hydraulique toujours décroissante de côté amont 110m (305 NGA) vers le coté aval 65 m (255,5 NGA).

A) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau

Pour ce profil, et concernant les niveaux de pressions interstitielles, le tableau 2.9 et la figure 2.40 donnent la comparaison entre les paramètres évalués à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation.

Tableau 2.9 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation–charges hydrauliques- Niveau d'eau 305 NGA, Noyau.

Plan d'eau 291 NGA	PI23	PI24	PI25	PI27	PI28	PI26
PFE	271,54	282,085	293,879	302,153	280,840	299,554
Mesure	288,69	300	295,4	281,315	280,23	299,975
Rouissat 2015 (Ansys)	269,69	281,45	302,86	320,11	293,85	312,43

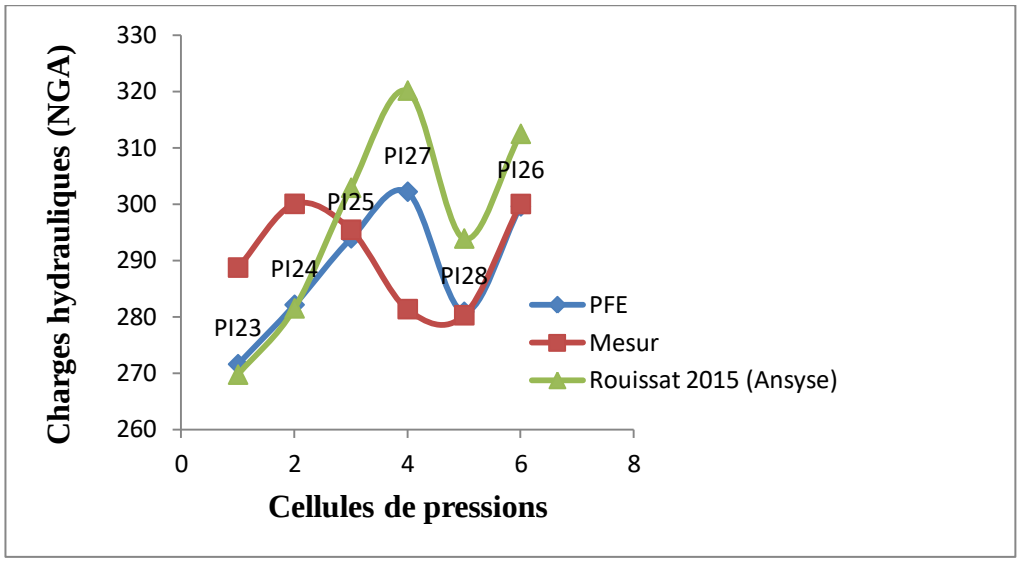


Figure 2.40 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation –Analyse de la pression interstitielle dans la fondation, sous le noyau.

B) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau.

Pour ce profil, concernant les niveaux de charges hydrauliques, le tableau 2.10 et la figure 2.41 donnent la comparaison entre les paramètres évalués à travers la modélisation numérique et celles obtenues par mesures d'auscultation.

Tableau 2.10 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation– charges hydrauliques- Niveau d'eau 305 NGA, Fondation (sous le noyau).

Plan d'eau 305 NGA	CP46	CP47	CP48
PFE	246,972	255,565	250,350
Mesure	235	241,28	231
Rouissat 2015 (Ansys)	238	243	234

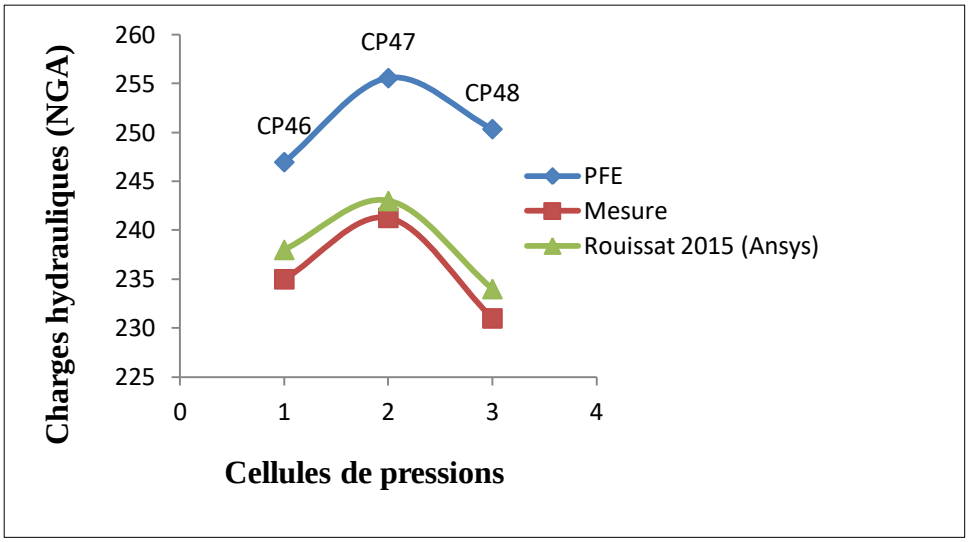


Figure 2.41 : Comparaison des charges hydrauliques, modélisation – auscultation–Fondation (sous le noyau), Niveau d'eau 305 NGA.

C) Analyse de la pression interstitielle dans la fondation, sous la recharge

Le tableau 2.11 et la figure 2.42 donnent la comparaison entre les paramètres évaluées à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation.

Tableau 2.11 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation–charges hydrauliques- Niveau d'eau 305 NGA, Fondation (sous la recharge).

Plan d'eau 305 NGA	CP51	CP52	CP53	CP56	CP57	CP58	CP59	CP60
PFE	251,827	253,772	255,560	252,552	253,709	251,641	252,136	250,887
Mesure	250	246	237	243	235	249	244	247
Rouissat 2015 (Ansys)	251,12	247,66	239,75	245,85	237,25	250,54	245,59	249,67

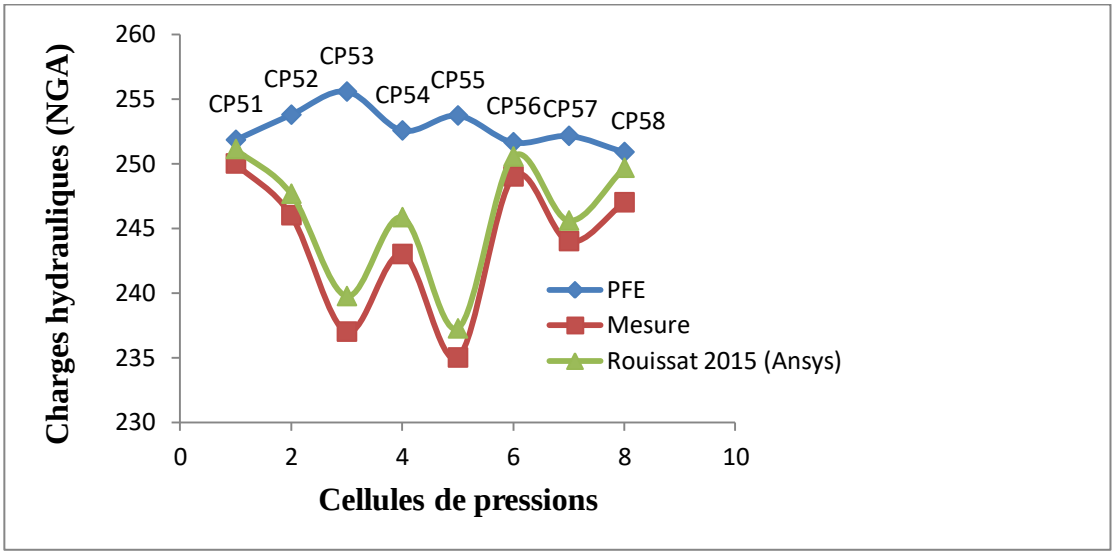


Figure 2.42 : Comparaison des charges hydrauliques, modélisation – auscultation–fondation (sous la recharge), Niveau d'eau 305 NGA.

II.4.9 Conclusion

- **Comportement mécanique:**

Les tassements mesurés en phase de réalisation du barrage sont importants au niveau supérieur de remblai et sont compatibles avec les résultats des mesures en place d'auscultation.

- **Comportement hydraulique:**

Au niveau du noyau, les cellules PI 23, PI 24 et PI 25 donnent des valeurs des mesures supérieures à celles calculées par modélisation. Cependant, les différences enregistrées restent acceptables par rapport à l'auscultation.

II.5 Etude de cas d'un ouvrage de soutènement

La modélisation numérique des parois de soutènement exige une certaine maîtrise des principes de la modélisation (choix des lois de comportement, des paramètres de ces lois, élaboration du maillage, modélisation des aspects liés à l'exécution des travaux....), mais aussi de l'utilisation du logiciel. Nous nous sommes intéressés dans ce paragraphe à l'analyse d'un ouvrage de soutènement et de son comportement.

II.5.1 Ouvrage modélisé

II.5.1.1 Caractéristiques mécaniques et géométriques

La géométrie de l'ouvrage modélisé est présentée sur la figure 2.43. Il s'agit d'une paroi en béton de 12m de hauteur libre et de 20m de hauteur totale. Le massif de sol est composé de trois couches d'épaisseur de 4m distinctes à surfaces horizontales. Cet exemple est inspiré de la thèse de Gaudin, 2002.

Les valeurs de paramètres nécessaires à la modélisation sont résumées dans le tableau 2.12.

Tableau 2.12 : Paramètre de soutènement modélisé (Gaudin, 2002)

	E (kPa)	ν	Φ (°)	C (kPa)	$K_{0°}$	γ (kN/m^3)
Couche 1	20000	0,3	35	2,0	0,5	21,0
Couche 2	12000	0,4	26	10,0	0,65	19,0
Couche 3	80000	0,4	26	10,0	0,65	18,0
Paroi	21000000	0,15	-	-	-	22,0

La figure 2.43 présente la géométrie de l'écran de soutènement utilisé pour la modélisation.

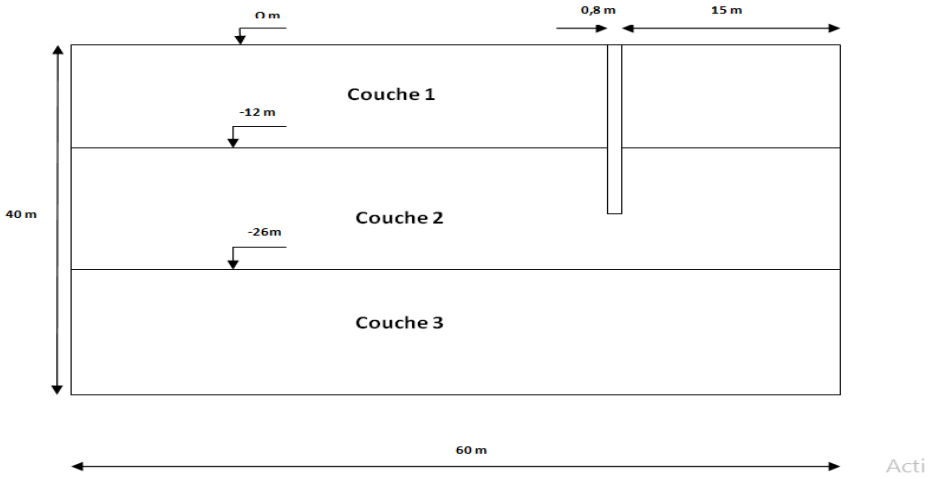


Figure 2.43 : Géométrie de soutènement modélisé (Gaudin, 2002).

II.5.1.2 Hypothèses générales de modélisation

Les hypothèses générales de modélisation communes, sont les suivantes :

- les calculs sont menés en déformation plane.
- la loi de comportement du sol est une loi élastique parfaitement plastique associée au critère de rupture de Mohr-Coulomb.
- la phase de construction du rideau n'est pas modélisée (l'état de contrainte initiale dans le sol est établi indépendamment de la paroi).
- la paroi peut-être modélisée soit par des éléments de poutres soit par des éléments de massif.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- l'état de contrainte initial est défini par le couple ($\sigma_v = \gamma.h$; $\sigma_h = K_0.\sigma_v$)
- l'état initial de déformation se situe après l'initialisation des contraintes et la mise en place de la paroi.
- la première phase est constituée d'une excavation au niveau -4,0m.
- la seconde phase est constituée d'une excavation au niveau -8,0m.
- la troisième phase est constituée d'une excavation au niveau -12,0m.

La géométrie du modèle et les conditions aux limites sont présentés sur la figure 2.44.

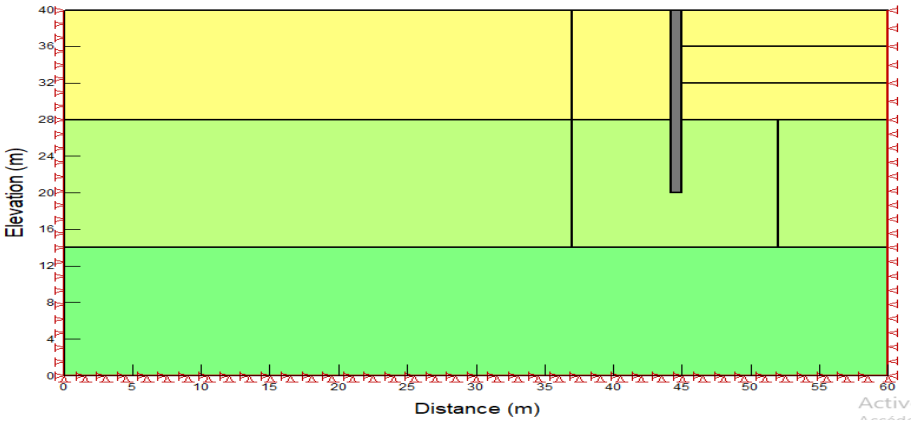


Figure 2.44 : Présentation de modèle dans géostudio.

Les conditions aux limites de déplacements horizontaux fixes sur les limites latérales, et les déplacements dans les deux directions sont fixes sur la limite inférieure, par contre la limite supérieure est libre.

II.5.1.3 Choix particulier de modélisation

Les paramètres laissés au libre choix des modélisateurs concernent essentiellement le type de maillage utilisé, la modélisation des éléments de contacts. Les options qui ont été privilégiées sont les suivantes.

<u>Concernant les matériaux :</u>

- la loi de comportement adoptée pour la paroi est une loi élastique linéaire isotrope.

- la loi d'écoulement plastique du sol est non associée (le paramètre ψ de dilatance est pris égal à (φ -20°) pour chacune des couches de sol).

Concernant le maillage :

- la paroi est modélisée par des éléments de massifs quadrilatères à 4 nœuds (Q4).
- le sol est modélisé par des éléments triangulaires à 3 nœuds (T3).

Le maillage est présenté sur la figure 2.45 Il comporte 4775 nœuds et 8915 éléments ce qui en fait un maillage relativement dense, notamment dans les zones fortement sollicitées, c'est à dire à proximité de la paroi.

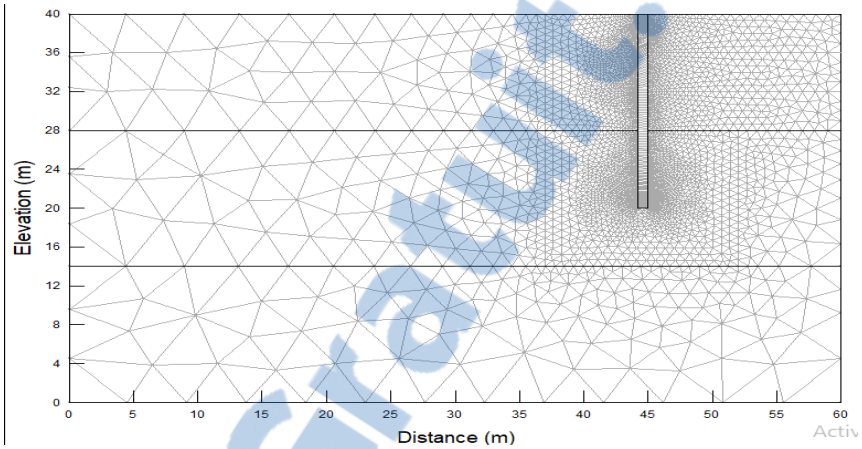
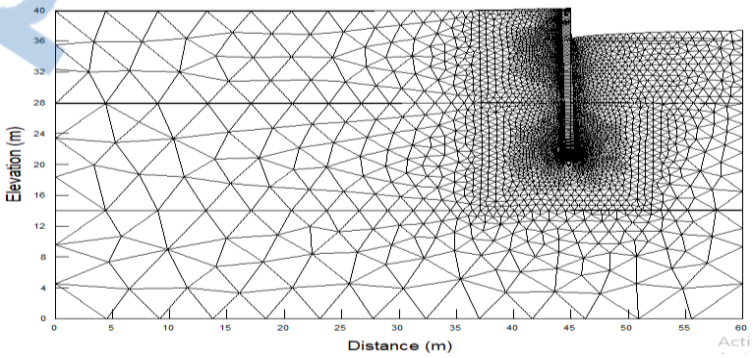


Figure 2.45 : Maillage du modèle

II.5.1.4 Résultats et commentaires

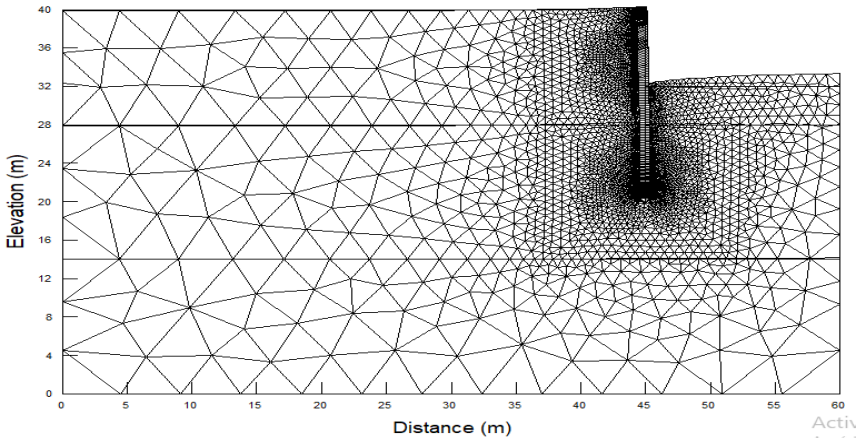
A) Maillage déformé

Concernant les déformées et déplacements du maillage, on vérifie aisément que le champ de déplacements devient négligeable à une distance d'environ 20m derrière l'écran. Il s'agit de rayon d'action et de l'effet de l'excavation sur le terrain avoisinant. Cette constatation est triviale et en cohérence avec la pratique de l'ingénieur ainsi que les recommandations de modélisation.

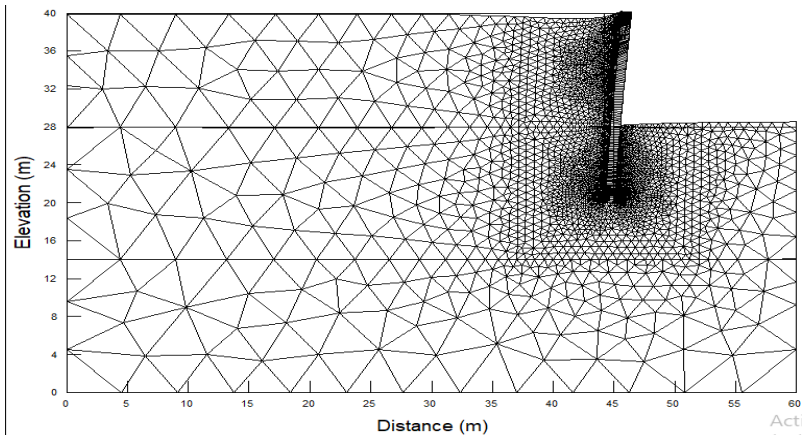


Phase 1

Rapport-Gratuit.com



Phase 2

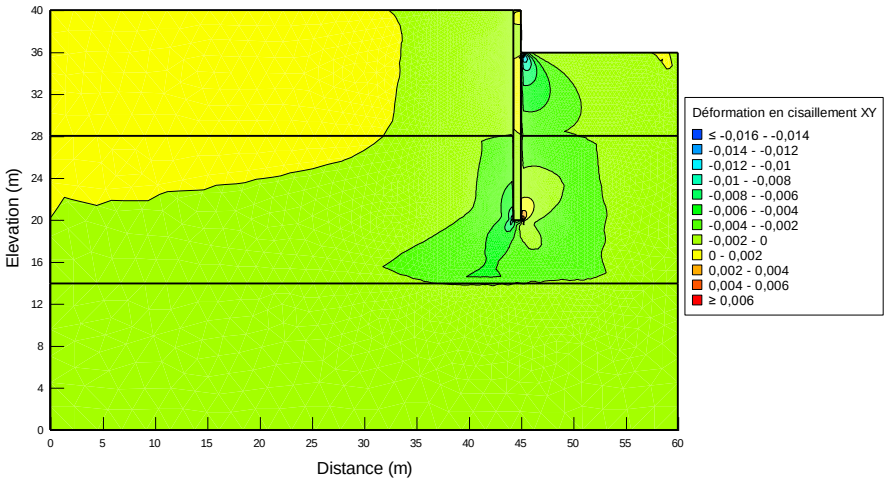


Phase 3

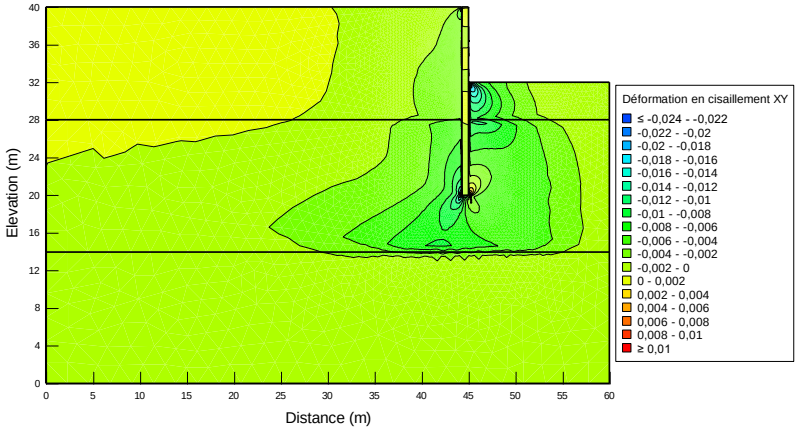
Figure 2.46 : Déformée du maillage au cours de l'excavation

Sous l'effet des forces d'excavation, le fond de fouille se soulève marquant la prédominance des déformations élastique, parallèlement, on observe un mouvement horizontal de la paroi vers le sol soutenu dû au déchargement latéral des contraintes.

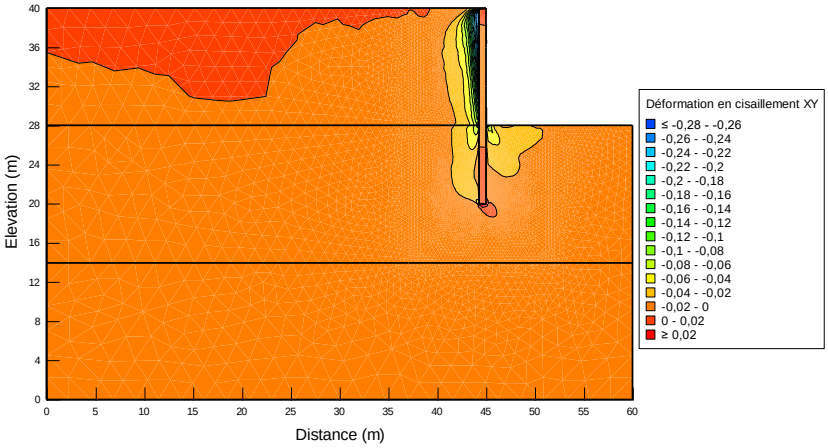
Au fur et à mesure de la progression de l'excavation, on peut observer la formation d'un prisme de poussée immédiatement derrière l'écran et d'un prisme de butté au pied de l'écran. L'étendue de ces prismes augmente de la deuxième phase à la troisième phase d'excavation, tout en conservant le même ordre de grandeur de déformations plastiques, comme le montre la figure 2.47.



Phase 1



Phase 2



Phase 3

Figure 2.47: Déformations plastiques pour les trois phases d'excavation

Devant l'écran, les déformations plastiques dues au déplacement horizontal de l'écran viennent s'ajouter à celles dues à l'excavation tout comme pour la première phase. L'action conjointe de ces deux phénomènes entraine une forte rotation des contraintes principales. Notons qu'au terme de la troisième phase d'excavation, le prisme de butée atteint le pied de la paroi.

La figure 2.48 présente les profils de pression sur l'écran, les courbes de moment de flexion et les déplacements de l'écran pour les trois phases d'excavation.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

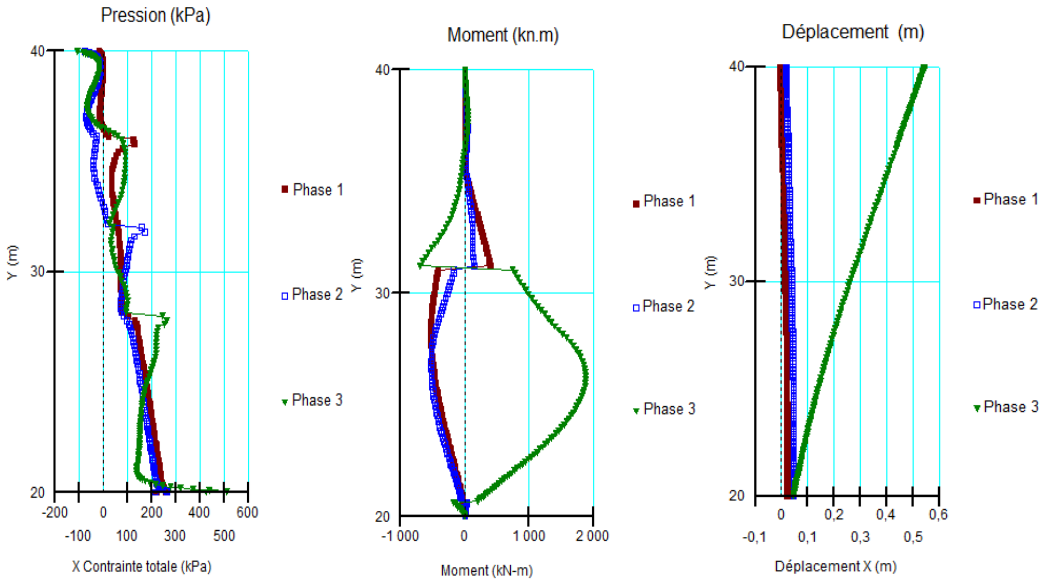


Figure 2.48 : Diagrammes de pressions, moments de flexion et déplacements de la paroi auto stable pour les trois phases d'excavation.

L'ensemble de ces résultats est qualitativement satisfaisant. Les courbes de moments de flexion sont conformes à celle issues de calcul mené à l'aide des méthodes usuelles avec un moment nul en pied et en tête et un moment maximal est négatif tant que la hauteur en fiche est supérieure à la hauteur libre. Les courbes de déplacement indiquent un comportement général de la paroi différent pour chacune des trois phases d'excavation. Dans un premier temps, on observe un mouvement de translation du pied de la paroi du au déchargement du massif sous l'effet des forces d'excavation. Ce mouvement de translation s'accentue et concerne la totalité de la hauteur de la paroi lorsque le déchargement se fait plus important au terme de la deuxième phase d'excavation.

La figure 2.49 présente les profils de tassement du sol soutenu dans les trois cas.

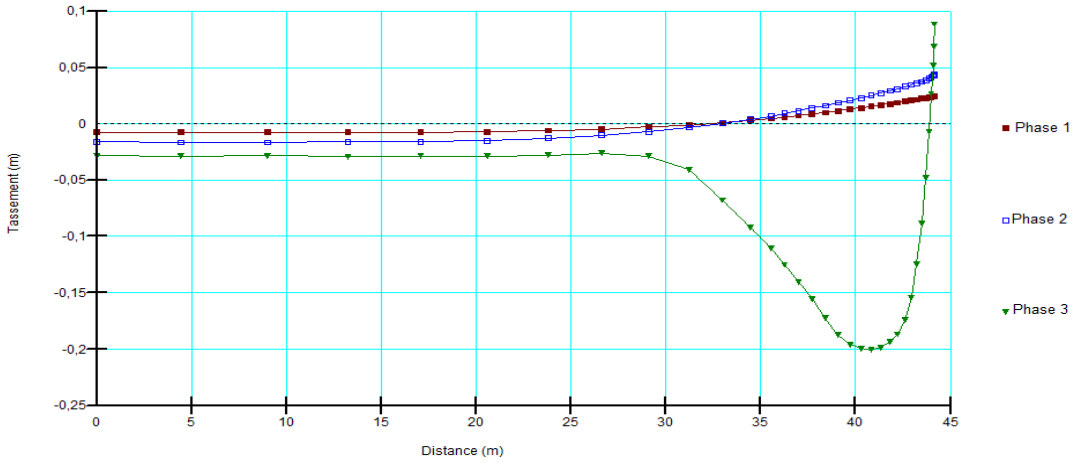


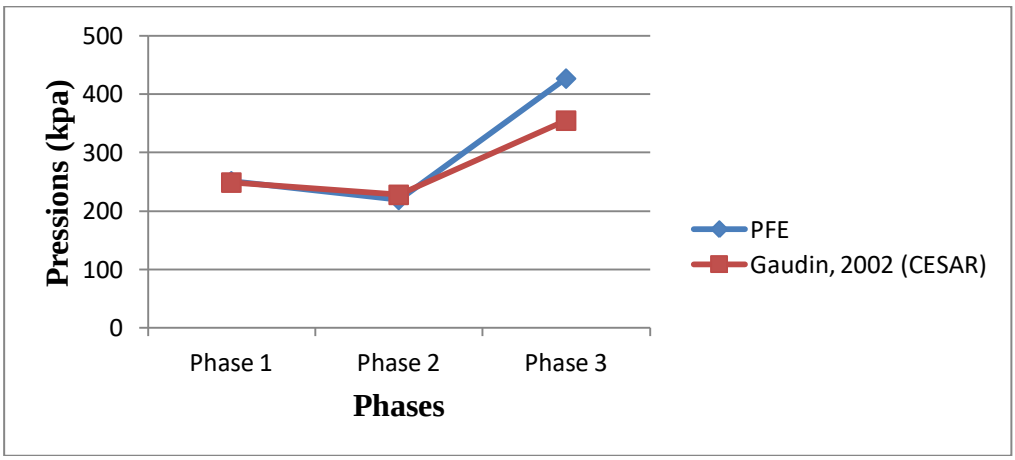
Figure 2.49 : Tassements totaux pour les trois phases d'excavation

En observe que le tassement est important au niveau de la troisième phase à cause de grandes déformations plastiques autour de la paroi.

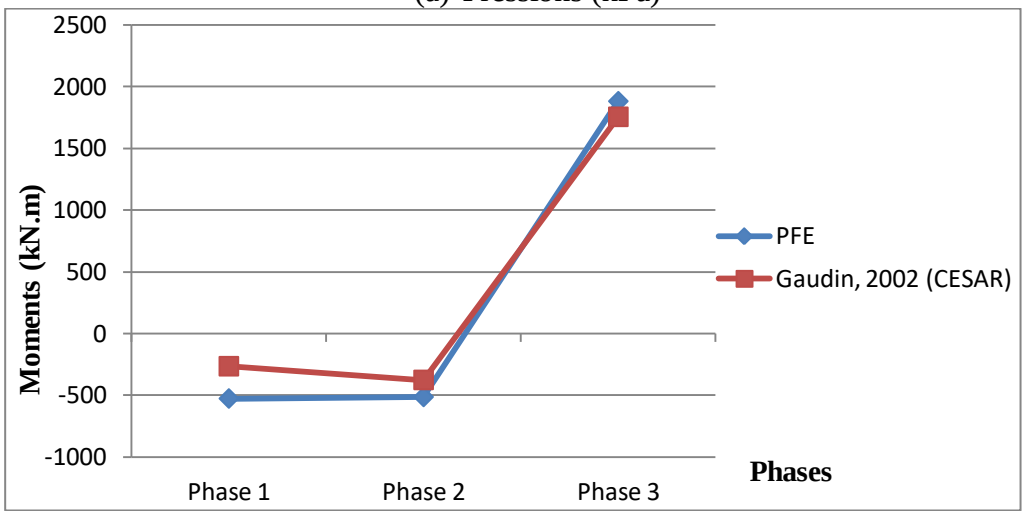
Le tableau 2.13 et la figure 2.50 donne la comparaison de notre modélisation avec le code César-LCPC utilisé par Gaudin, 2002.

Tableau 2.13 : Comparaison des résultats PFE et CESAR

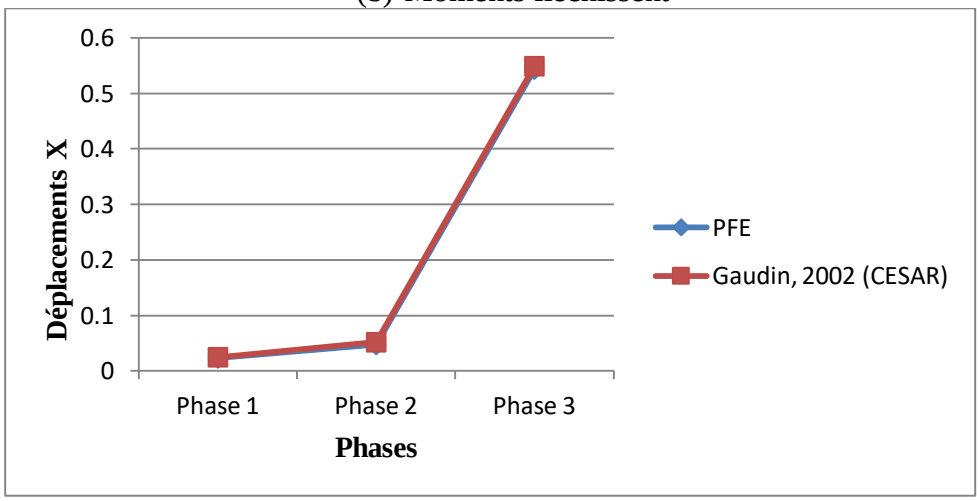
	Pressions (kPa)			Moment (kN.m)			Déplacements (m)		
	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 1	Phase 2	Phase 3
PFE	251,26	219,262	426,945	-526,287	-513,731	1881,19	0,023	0,047	0,543
Gaudin, 2002	249	228	355	-265	-376	1755	0,025	0,052	0,549



(a) Pressions (kPa)



(b) Moments fléchissent



(c) Déplacements horizontaux

Figure 2.50 : Comparaison des résultats de calcul PFE avec César.

II.5.2 Conclusion

Il apparait, au terme de cette modélisation, que les résultats obtenus sont conformes aux hypothèses de calcul est similaires aux résultats d'autres modélisations réalisées sur le même ouvrage. La procédure de vérification mis en place permet une validation des résultats avec un degré de confiance satisfaisant.

II.6 Etude de cas d'un glissement de terrain

Dans ce cas, nous traiterons deux conditions de glissement du sol déjà traitées par le logiciel PETAL–LCPC basé sur la méthode des éléments finis.

En premier lieu, un cas de talus (homogène) a été traité sans l'existence de la nappe d'eau d'une pente 3,5 H (Figure 2.51).

En second lieu, un cas de talus (homogène) avec une nappe d'eau d'une pente 2 H a té traité (Figure 2.57).

II.6.1 Talus de pente 3,5 H

La figure 2.51 représente la géométrie et les caractéristiques géotechniques de l'exemple en question.

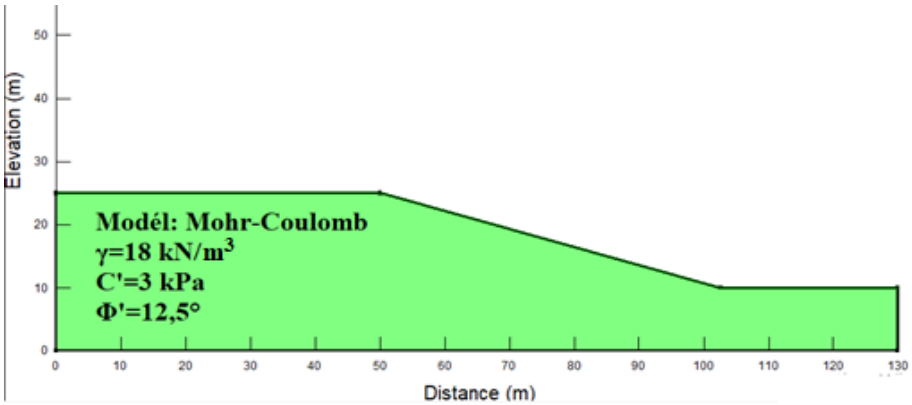


Figure 2.51 : Représentation de la géométrie du talus de pente 3,5 H

En ce qui concerne cet exemple la démarche est la suivante :

- Un couple d'analyse SIGMA/W et SLOPE/W pour effectuer la redistribution des contraintes (maillage, déformée) et les déplacements totaux de talus.
- Détermination du coefficient de sécurité par plusieurs méthodes de calcul à l'aide SLOPE/W.

II.6.1.1 Géométrie de maillage et conditions aux limites

Le maillage utilisé et un maillage des éléments quadratiques/triangulaires de 311 nœuds et 263 éléments d'une taille de 3m. Concernant les conditions aux limites, les déplacements horizontaux bords latéraux sont fixes, et les mouvements dans toutes les directions sont fixes à la base du talus.

L'exploitation détaillée des résultats des calculs est présentée sur les figures ci-dessous.

La figure 2.52 présente la géométrie de maillage avec les conditions aux limites d'un talus de pente 3,5 H.

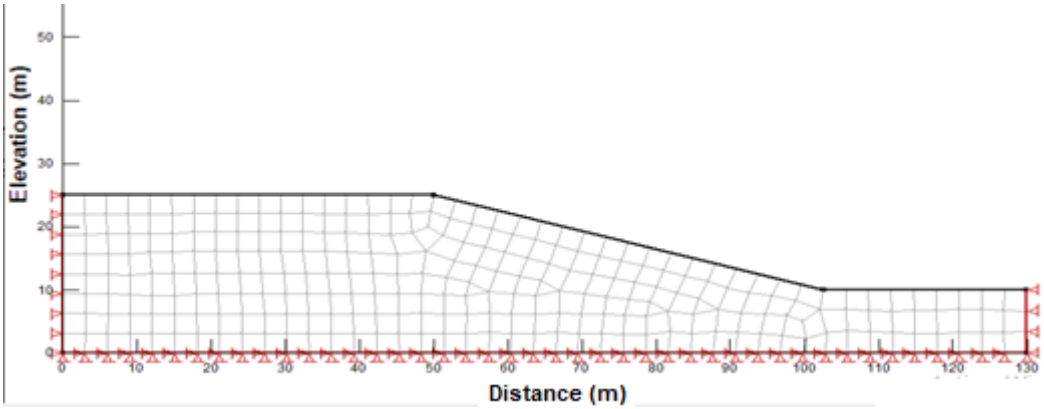


Figure 2.52 : Maillage avec les conditions aux limites du talus de pente 3,5 H

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

La figure 2.53 représente le maillage déformé du versant sous l'effet du poids propre du talus. Elle met en évidence une déformation importante à la tête du talus et une autre significative au pied du talus. Les extrémités ne sont pas affectés par ce mouvement étant donné que la distance latérale et importante. Aucune influence n'est enregistrée.

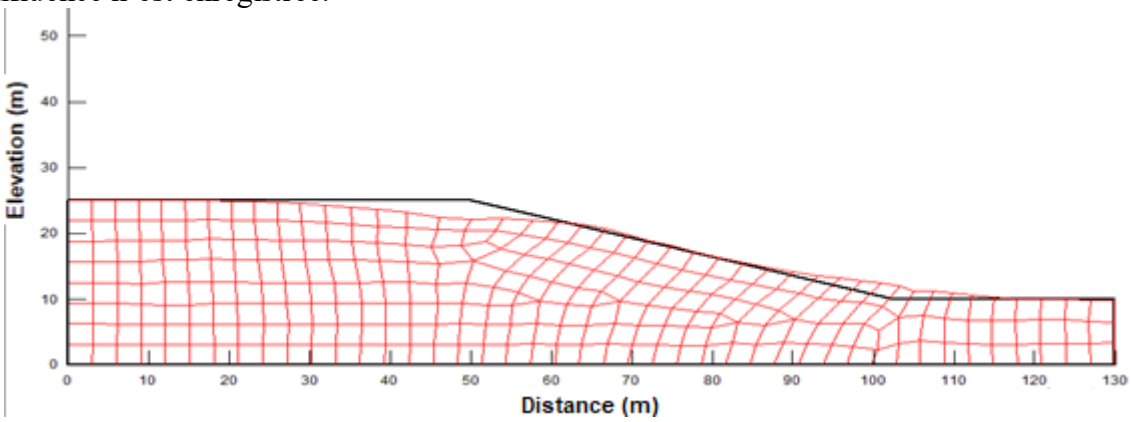


Figure 2.53 : Maillage déformé du talus de pente 3,5 H

En analysant le modèle, on constate que le déplacement important des nœuds du maillage déformé se fait au niveau de la partie amont de la pente, Cela nous montre que le talus est instable.

La figure 2.54 représente les déplacements totaux du talus sous l'effet du poids propre du talus.

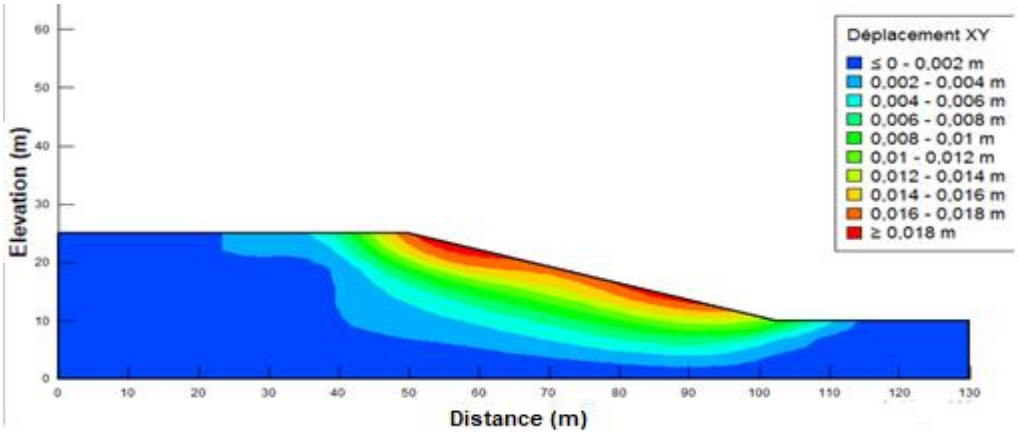
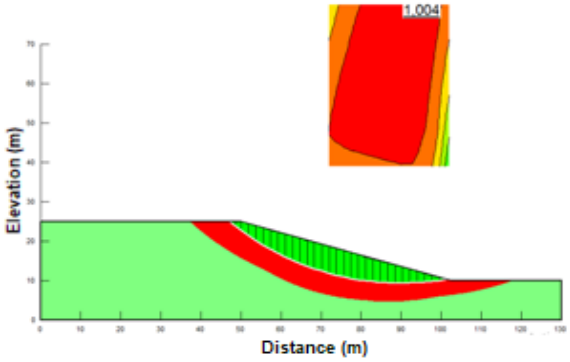


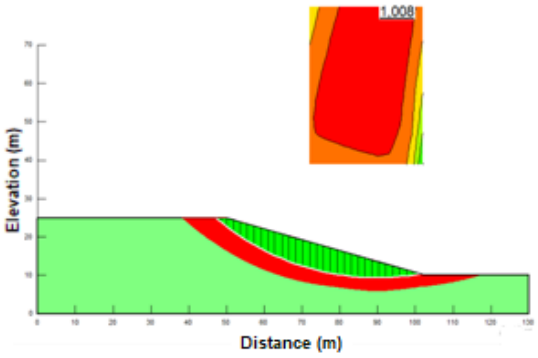
Figure 2.54 : Déplacements du talus de pente 3,5 H

La figure (2.54) présente des valeurs du déplacement au niveau de la pente, soit environ 18 cm comme valeur maximale enregistrée sur la surface de la pente à 0 m enregistrée sur les bords latéraux bloqués.

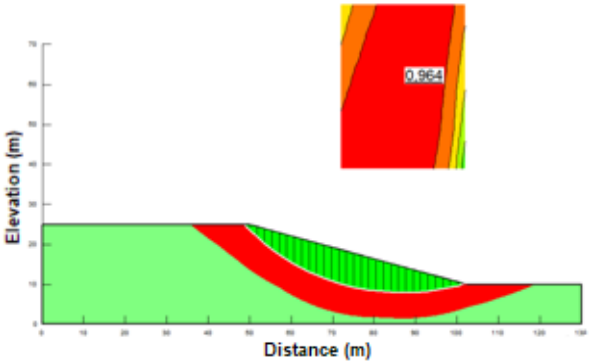
La figure 2.55 montre les différents résultats obtenus par plusieurs méthodes de calcul à partir de SLOPE/W.



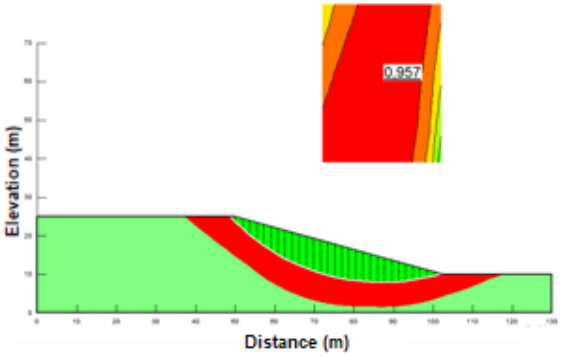
(a) Méthode de Bishop



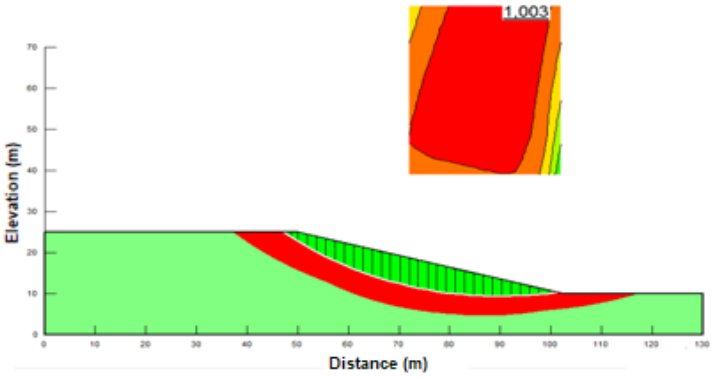
(b) Méthode de Perturbation



(d) Méthode de Fellenius



(e) Méthode de Jambu



(f) Méthode de Sarma

Figure 2.55 : Défèrents méthodes de calcul du coefficient de sécurité

La méthode de Fellenius et Jambu donne généralement des coefficients de sécurité plus faible que la méthode de Bishop et la méthode de perturbation et Sarma. L'écart peut atteindre 4%, mais ceux-ci vont dans le sens de la sécurité critique.

Le tableau (2.14) donne une comparaison des différentes valeurs du coefficient de sécurité trouvées par logiciel PETAL–LCPC avec notre étude et la figure 3.56 montre une comparaison graphique.

Tableau 2.14 : Comparaison des résultats de calcul PFE vs PETAL–LCPC

Méthodes de calcul	Bishop	Perturbation	Fellenius	Jambu	Sarma
PFE	1,004	1,008	0,964	0,957	1,003
PETAL–LCPC	1,00	1,00	0,96	1,01	1,07

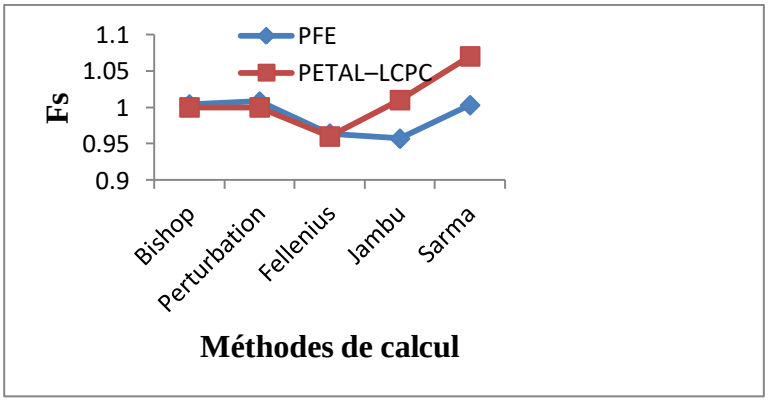


Figure 2.56 : Comparaison graphiques des résultats de calcul PFE vs PETAL–LCPC

On observe que les coefficients de sécurité obtenue par les méthodes de Jambu et Sarma dans le logiciel Géostudio (SLOPE/W) sont plus petit par rapport a celles obtenues par PETAL–LCPC, environ 6% par rapport à la méthode de Sarma, et environ 5% par la méthode de Jambu, on peut expliquer que cet écart résulte suite à une différence dans l'implémentation des deux méthodes basée sur des différentes hypothèses de calcul.

II.6.2 Talus de pente 2 H avec nappe

La figure 2.57 ilustre la representation du géometrie de modèl avec les caracteristiques mécanique de sol.

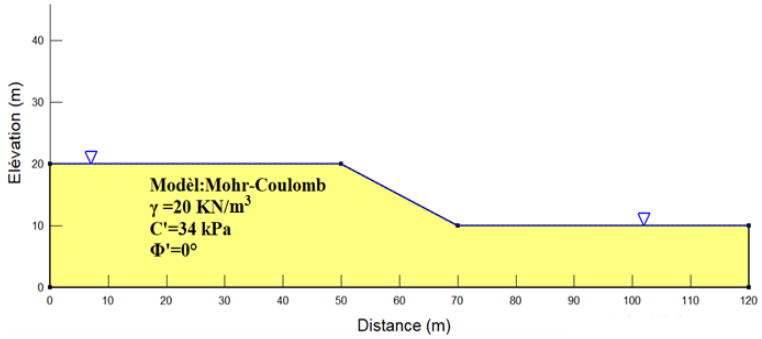


Figure 2.57 : Représentation de la géométrie du talus de pente 2 H

II.6.2.1 Géométrie, maillage et conditions aux limites

Concernant le maillage on prendre les mêmes éléments de l'exemple précédent (quadratiques/triangulaires), le modèle comporte 341 nœuds et 288 éléments d'une taille de 2,5 m. nous avons maintenus les mêmes conditions aux limites.

La figure 2.58 présente la géométrie de maillage avec les conditions aux limites citées ci-dessus. .

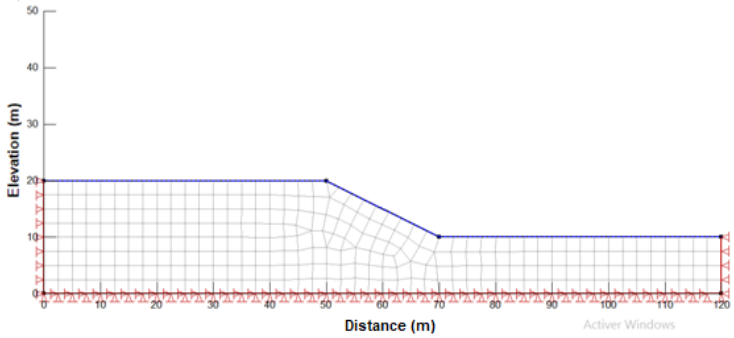


Figure 2.58 : Maillage avec les conditions aux limites du talus de pente 2 H

Les figures 2.59 et 2.60 montrent respectivement les résultats de maillage déformé et des déplacements totaux du versant sous l'effet du poids propre en présence de la nappe phréatique dans des conditions statiques.

A partir de la déformation de maillage, on remarque un soulèvement du sol au pied de talus, en raison de la présence de la nappe d'eau ce qui donne une pression due à l'inclinaison de canal d'eau qui à son tour fournit un réseau d'écoulement

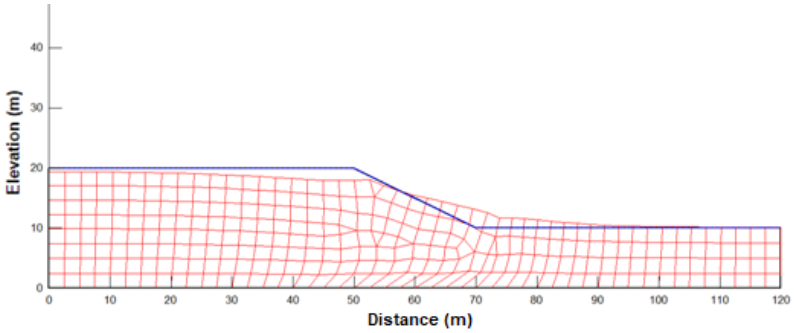


Figure 2.59 : Maillage déformé du talus de pente 2 H

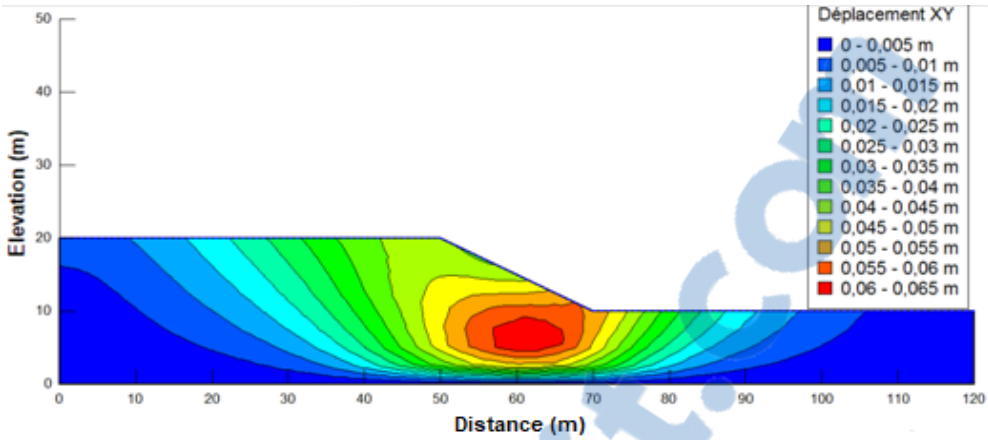
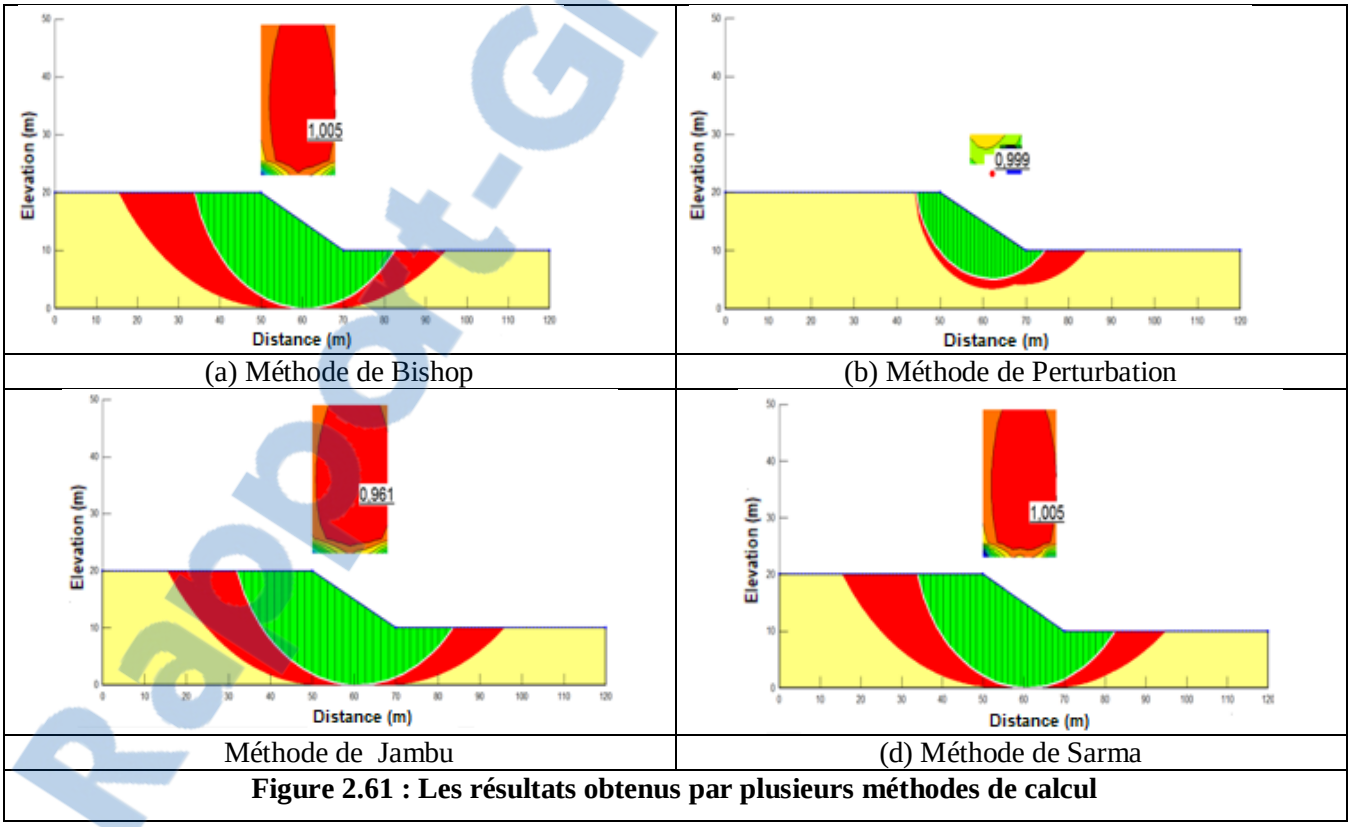


Figure 2.60 : les Déplacements totaux du talus de pente 2 H

Le déplacement important a été trouvé au pied du talus de 0,065 m, et il est probable que le mouvement des eaux souterraines ait créé une pression excessive, qui a déstabilisé le sol.

La figure 2.61 montre les différents résultats obtenus par plusieurs méthodes de calcul à partir de SLOPE/W.



(a) Méthode de Bishop | (b) Méthode de Perturbation

Méthode de Jambu | (d) Méthode de Sarma

Figure 2.61 : Les résultats obtenus par plusieurs méthodes de calcul

La méthode de Jambu montre toujours en généralement des coefficients de sécurité plus faible que les autres méthodes de calcul. La différence peut atteindre 4%, En outre, ces résultats vont dans le sens de la sécurité critique.

Le tableau ci-dessous présente la comparaison de calcul obtenu par PETAL–LCPC et les valeurs de notre travail de projet de fin d'études.

Tableau 2.15 : Comparaison des résultats

Méthodes de calcul	Bishop	Perturbation	Jambu	Sarma
PFE	1,005	0,999	0,961	1,005
PETAL–LCPC	1,00	1,00	0,95	1,21

La figure 2.62 montre la comparaison graphique des résultats discutés ci-dessus. Encore une autre fois la méthode de Jambu donne la plus faible valeur.

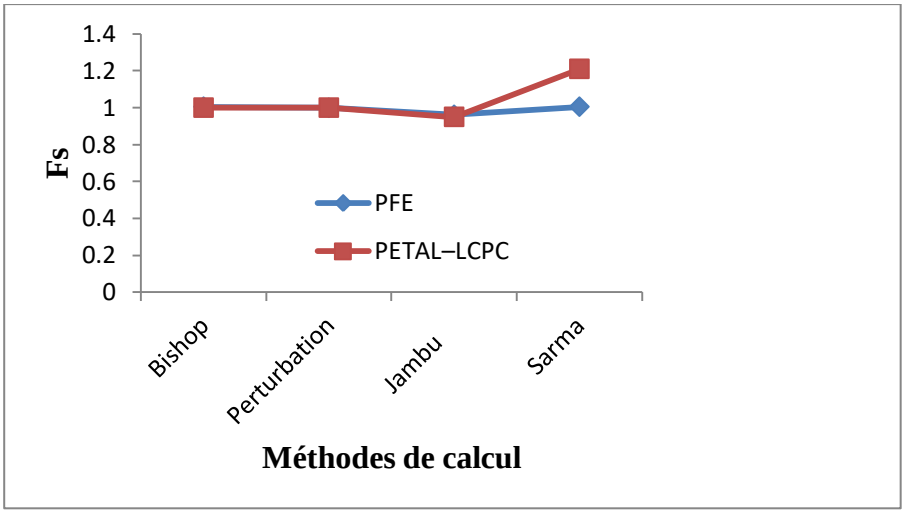


Figure 2.62 : Comparaison graphique des résultats par PFE vs PETAL–LCPC

On observe que le coefficient de sécurité obtenu par les méthodes de Sarma de notre étude est plus petits par rapport à celui obtenu par PETAL–LCPC, environ 20%. Cet écart résulte suite à une différence dans les hypothèses de calcul de chaque méthode. Malheureusement, nous n'avons pas pu approfondir les raisons de cette différence dans ce projet de fin d'études.

II.6.3 Conclusion

Le code SLOPE/W est fiable pour donner une valeur unique au coefficient de sécurité pour tout les nœuds appartenant à la masse susceptible au glissement et ainsi pouvoir comparer avec une valeur probabiliste et juger si le talus est stable ou non.

II.7 Cas d'une fondation superficielle :

Dans ce cas il s'agit de la modélisation numérique de comportement de sol sous l'action des charges transmises par une fondation rigide. La simulation numérique est menée à l'aide du logiciel Géostudio (SIGMA/W), Puis on compare les résultats obtenus par Boudehouse, 2019 à l'aide de logiciel Plaxis. La capacité portante, le champ de déplacement et le champ de contrainte dans le sol ont été analysés dans cette partie de notre travail.

La semelle repose sur une couche de sable. Nous nous sommes intéressés aussi sur les effets des conditions aux limites sur la capacité portante et les déplacements.

II.7.1 Géométrie, maillage et conditions aux limites

Pour ce cas on a considéré une semelle circulaire de rayon **R = 3 m**, l'état de condition d'axisymétrie est choisi avec un angle au centre de 360°, et des éléments quadratiques/triangulaires de **4** nœuds pour les éléments quadratiques et de 3 nœuds pour les éléments triangulaires, les déplacements horizontaux sont bloqués dans la borne latérale gauche (axe de la symétrie), par contre les déplacements sont bloqués dans toutes les directions sur la base inférieure et la borne latérale à droite. Une charge de 1500 kPa sur la surface de sol est appliquée.

II.7.1.1 Stratégie de la modélisation

On va étudie le comportement de sol sous une charge uniformément répartie transmise au sol à travers une semelle circulaire rigide (figure 2.63). L'épaisseur de la couche est constante égale à **H = 4R = 12 m** et la distance latérale prend trois valeurs **D = 5R, 3R, et 10R**. Le modèle géométrique représenté par des lignes et des points, il est défini par 04 points.

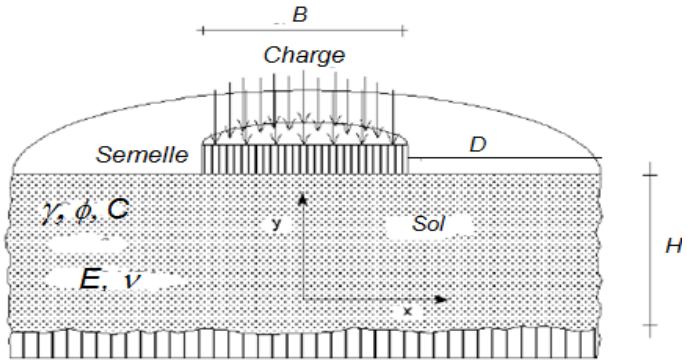


Figure 2.63 : Semelle circulaire reposant sur un sol (Boudehouse, 2019)

Les caractéristiques physico- mécaniques du sol sont regroupées dans le Tableau (2.16) :

Tableau 2.16 : Caractéristiques physico-mécaniques.

Matériau	Sable				
Paramètres	γ [kN/m^3]	E[kN/m^2]	C[kN/m^2]	ν[-]	ϕ[°]
	16,3	38000	0	0,3	33

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

II.7.1.2 Cas de la distance latérale D = 5 R = 15 m :

Le modèle géométrique avec les conditions aux limites est représenté sur la figure (2.64) :

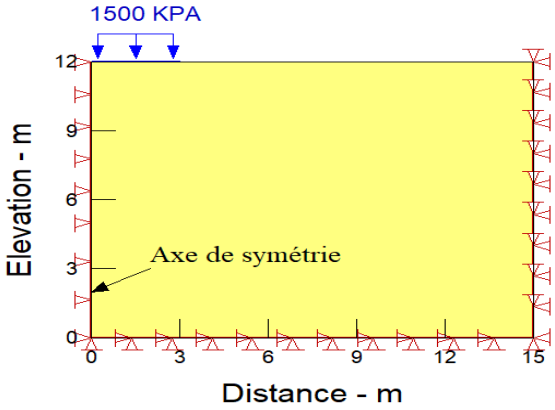


Figure 2.64 : Définition de problème.

✓ **Génération du maillage :**

Le modèle est constitué de 480 éléments quadratiques/triangulaires, qui donne 512 nœuds (Figure 2.65).

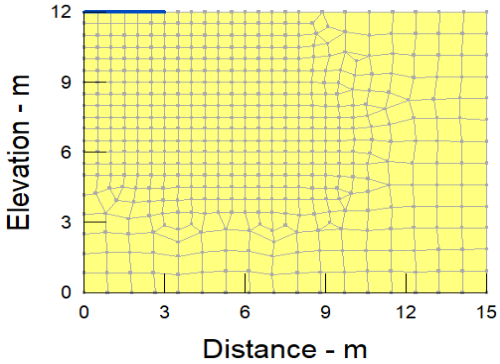


Figure 2.65 : Maillage du modèle.

✓ **Résultats et commentaires :**

On va faire des coupes sous la semelle pour réaliser le graphe de la contrainte totale verticale maximale.

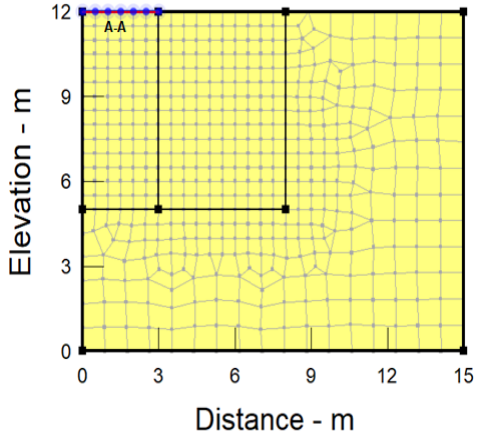


Figure 2.66 : Coupe A-A sous la semelle

La figure 2.67 illustre la variation des contraintes totales verticales maximales sous la semelle à partir selon la coupe A-A.

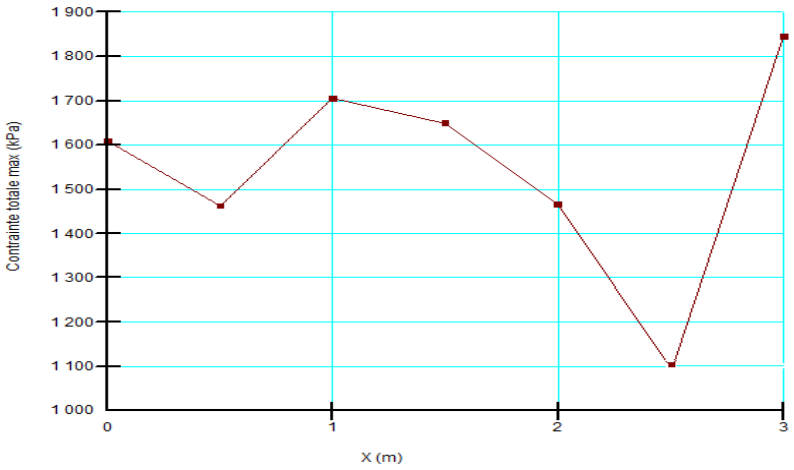


Figure 3.67 : Variation des contraintes verticals maximum sous la semelle

La contrainte ultime du sol c'est la contrainte verticale maximale que le sol peut supporter avant la rupture. Donc la capacité portante numérique du sol obtenue par SIGMA/W est : 1100,107 kPa.

La valeur donnée par le calcul théorique classique de Terzagui :

$$q_u = 0.5\gamma_1 B S_\gamma i_\gamma N_\gamma + (\gamma_2 D) S_q i_q N_q + S_c i_c C N_c$$

φ= 33°; C = 0 ; D= 0 ; B = 6 m, γ1 = γ2 =16,3 kN /m^3, ic=iγ =iq=0 ;

Sγ=0,6 ; Sq= 1 ; Sc=1,3 Nq=26,06 Nγ=29,2934 ce qui donne :

qu =1145,95 kPa, alors que celle donnée par SIGMA/W est de 1100,107 kPa, soit une différence de l'ordre de 4 % et celle obtenue par Boudehouse, 2019 vaut 1256,22 kPa, soit une différence de l'ordre de 9 % par rapport au calcul classique. Ce qui montre l'importance de notre étude.

Les figures (2.68), (2.69), (2.70), (2.71), montrent respectivement: le maillage déformé, les vecteurs déplacements totaux, et les déplacements totaux à la rupture.

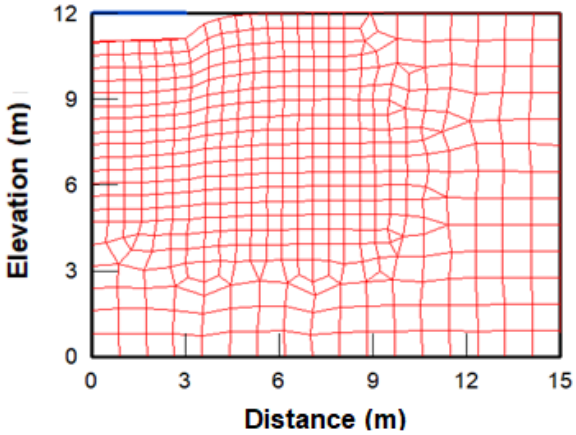


Figure 2.68 : Maillage déformé

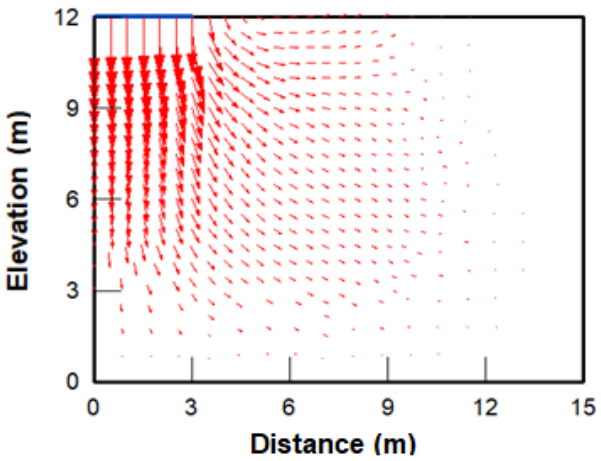


Figure 2.69 : Vecteurs des déplacements

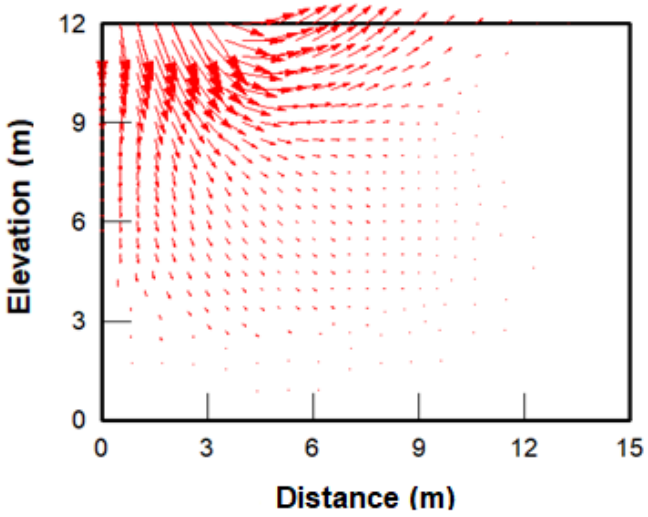


Figure 2.70 : Déplacements à la rupture

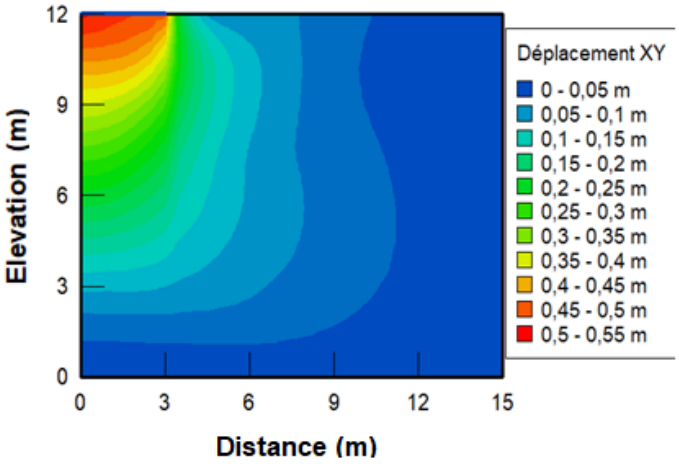


Figure 2.71 : Déplacement de la fondation

Les figures, (2.72), (2.73), montrées ci-dessous, représentent respectivement: les zones d'influence de la charge (les bulbs des contraintes totale verticale) sur le sol et les éléments qui sont à la limite d'élasticité.

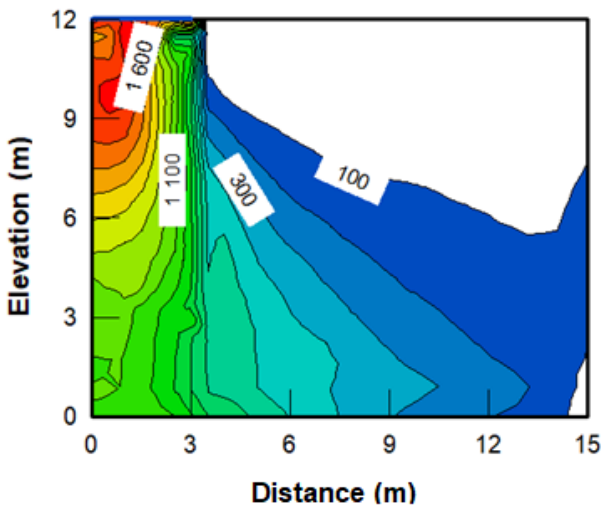


Figure 2.72 : Zones d'influence

On remarque que les contraintes diminuent avec l'éloignement de la zone chargée, résultat en cohérence avec nos connaissances théoriques.

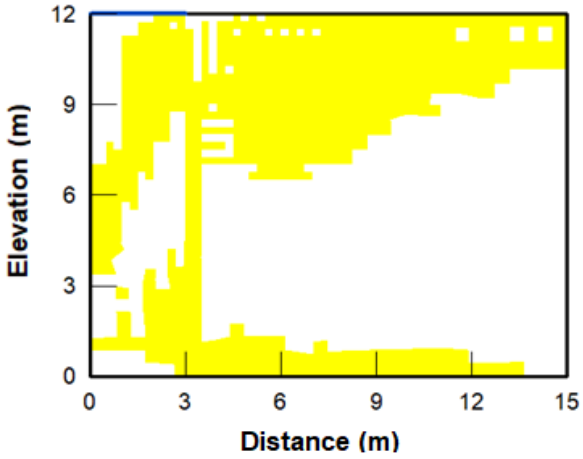


Figure 2.73 : Représentation des éléments de la limite d'élasticité

A partir de ces résultats on peut noter :

- ✓ Les plus grands déplacements se situent sous la semelle ;
- ✓ La tendance de refoulement de sol latéralement et vers le haut au voisinage de la semelle (*soulèvement*) ;
- ✓ Les contraintes maximales se trouvent sous la zone chargée et ces contraintes changent de direction avec la profondeur.

II.7.1.3 Effet de la distance latérale des frontières bloquées.

Pour étudier l'effet de la position de confinement latérale imposée par la modélisation des milieux infinie, deux cas ont été étudiés dans lesquels la position du frontière latérale se trouve à une distance D = 3R et 10R par rapport à la semelle.

Les figures (2.74), (2.75), (2.76) montrent le maillage déformé et les tassements maximaux pour chaque cas.

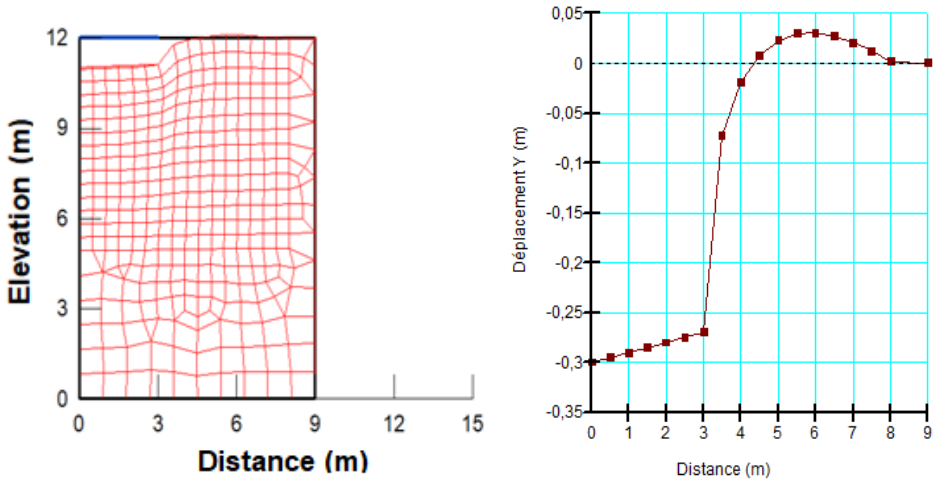


Figure 2.74 : Maillage déformé et déplacements cas de D=3R

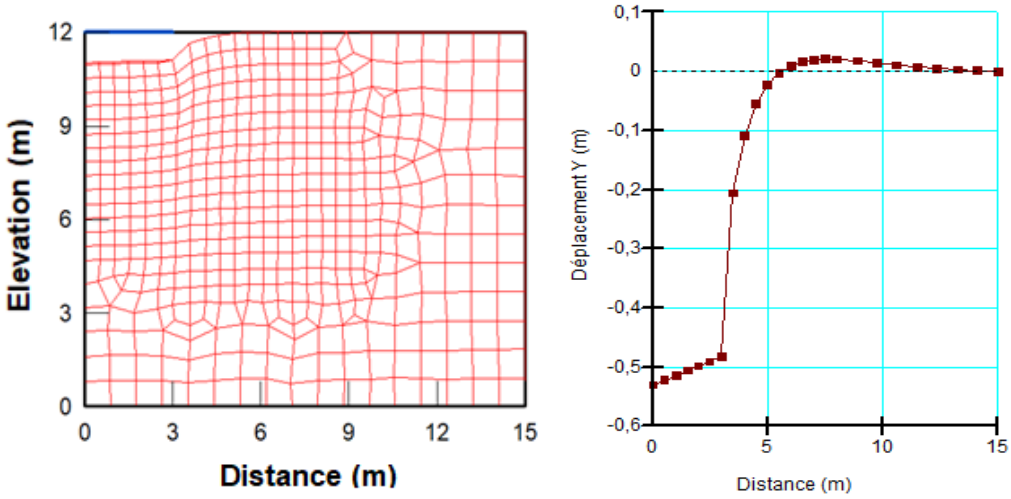


Figure 2.75 : Maillage déformé et déplacements cas de D=5R

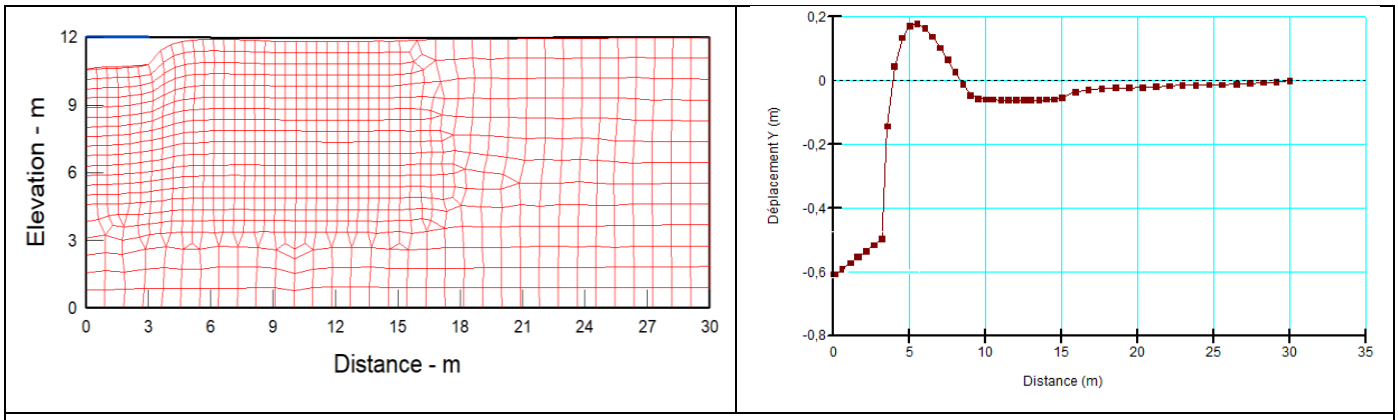


Figure 2.76 : Maillage déformé et déplacement cas de D=10R

On peut noter que plus la frontière latérale est loin, plus le déplacements total de la semelle est grand, cela s'explique que le sol a plus de capacité de se déplacer latéralement (moins de confinement).

Le tableau 2.17 et la figure 2.77 présente la comparaison des résultats de déplacement total obtenu par Boudehouse, 2019 et par notre travail de projet de fin d'études.

Tableau 2.17 : Comparaison des résultats des déplacements en mm

Cas	D=3R	D=5R	D=10R
PFE	299,50 mm	531,01 mm	598,92 mm
Boudehouse, 2019 (Plaxis)	350,16 mm	441,89 mm	626,71 mm

Les déplacements obtenus par notre travail sont inférieures à ceux obtenues par Boudehouse, 2019. les différences s'expliquant par le type de maillage différent de chaque logiciel, chaque type de maillage offre un déplacement différent.

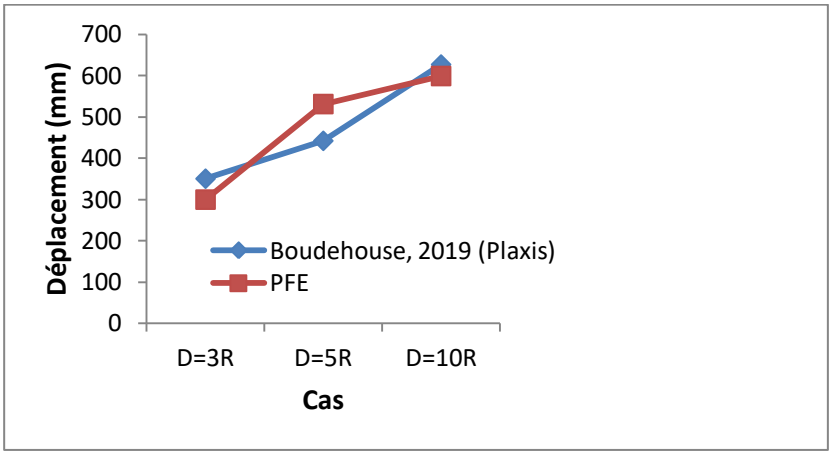


Figure 2.77 : Comparaison des résultats des déplacements

Les figures (2.78), (2.79), (2.80) montrent la variation des contraintes principales pour les trois cas.

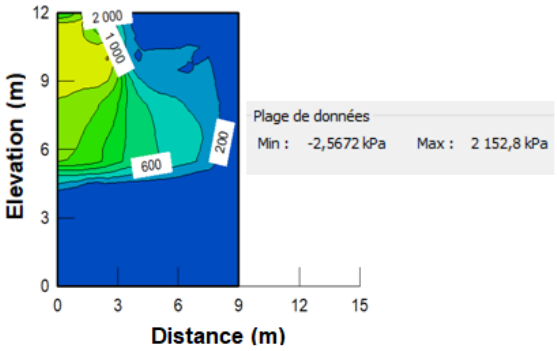


Figure 2.78 : Variation des contraintes principales cas de D=3R

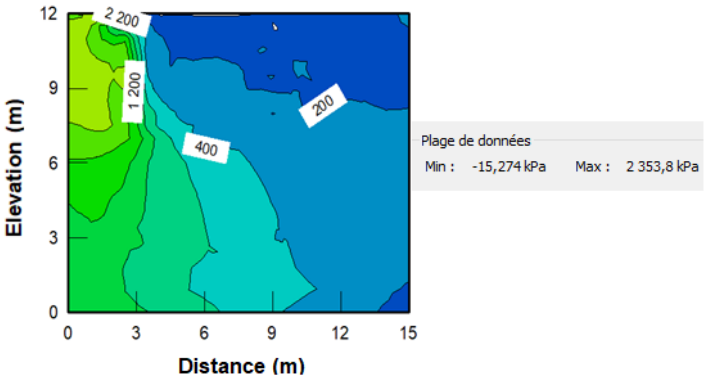


Figure 2.79 : Variation des contraintes principales cas de D=5R

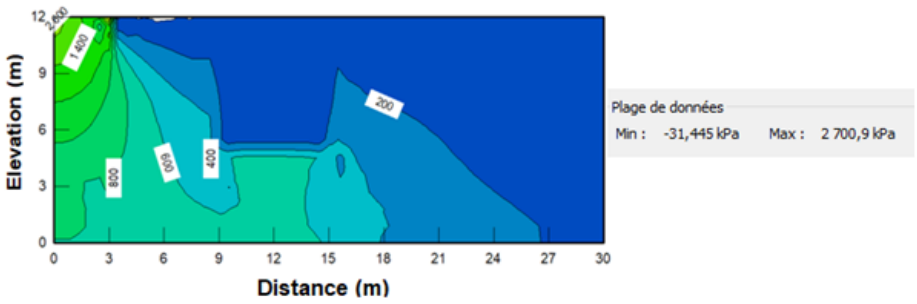


Figure 2.80 : Variation des contraintes principales cas de D=10R

Le tableau 2.18 et la figure 2.81 montrent la comparaison des résultats de la contrainte principale calculée par Boudehouse, 2019 et celle obtenue par notre travail.

Tableau 2.18 : Comparaison des résultats de la contrainte principale

Cas	D=3R	D=5R	D=10R
PFE	2,15 MPa	2,35 MPa	2,7 MPa
Boudehouse, 2019 (Plaxis)	2,28 MPa	2,6 MPa	2,88 MPa

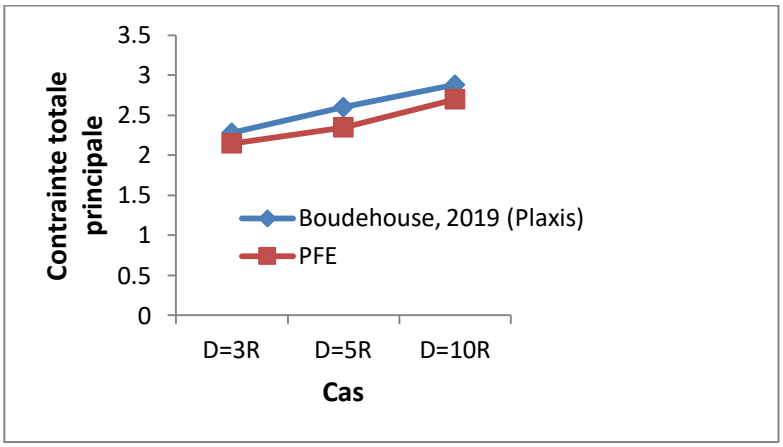


Figure 2 81 Comparaison des résultats de la contrainte principale

Les contraintes totales principales obtenue dans notre travail est inferieur a celle obtenue par Boudehouse, 2019.

On applique au début de calcul, la même charge 1500 kPa sur le sol dans les trois cas, après les calculs par Plaxis et Géostudio; on a obtenu les capacités portantes dans le tableau suivante :

Tableau 2.19 : Comparaison des résultats de la capacité portant

Cas	**D=3R**	**D=5R**	**D=10R**
PFE	1093,61 kPa	1100,11 kPa	1106,63 kpa
Boudehouse, 2019 (Plaxis)	1219,29 kPa	1256,22 KPa	1360,50 kPa

La figure 2.82 illustre la comparaison graphique des résultats de la capacité portante.

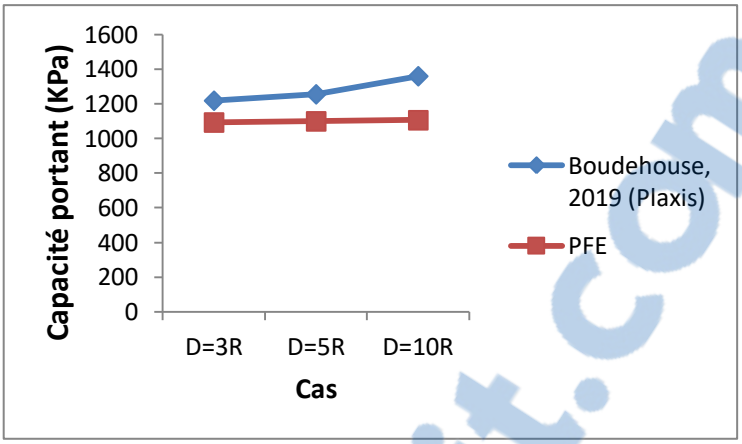


Figure 2.82 : Comparaison des résultats de la capacité portant

On remarque que la capacité portante obtenue par Plaxis augmente légèrement avec l'éloignement des frontières latérales, de 3 % environ entre D=3R et 5R et de 8% entre D = 5R et 10 R cependant,, pour notre cas la différence est plus faible soit de 1 % environ entre D=3R, 5R et 10R.

II.7.2 Conclusion

La modélisation du problème de la capacité portante d'une fondation à l'aide de la MEF, toute en considérant l'ensemble comme le comportement d'un milieu continu avec une géométrie, conditions aux limites et propriétés des matériaux, permet de fournir une analyse globale du problème et de déterminer en même temps les déplacements et les contraintes à travers le milieu.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

II.8 Etude d'une fondation profonde (Said, 2006)

Dans ce cas, on se propose d'analyser numériquement par éléments finis le comportement de pieu en vraie grandeur. En général, la simulation numérique de tel essai est compliquée et mène à des incertitudes; ceci est dû principalement à la difficulté de la prise en compte des effets d'installation et d'autre part aux difficultés de reproduire l'interface sol-pieu. Ce problème sera analysé d'une manière détaillée dans ce projet de fin d'études.

II.8.1 Recueil des données expérimentales et géométriques

II.8.1.1 Géométrie

Il s'agit d'un caisson fermé de longueur L_p = 7,76 m constitué par des profilés Larssen. II assemblé par soudage en atelier. La base du caisson est équipée d'une plaque d'acier non débordante. La section du caisson est donnée sur la figure 3.83 et les caractéristiques géométriques sont données dans le tableau 2.20 (Said, 2006).

Tableau 2.20 : Caractéristiques géométriques du caisson

Type de pieu	B (mm)	H (mm)	e (mm)	S (mm)	Périmètre (cm)	Poids (kg/m)	Surface d'acier (cm^2)
Caisson LP IIs	533	385	12,3	342	164	139	177

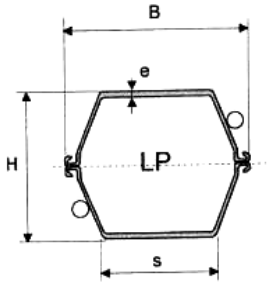


Figure 2.83 : Section et caractéristiques du caisson (Bustamante et Gianeselli 1991)

La géométrie est fidèle au profil géotechnique en tenant compte des différentes couches de sol, de la couche d'interface et du pieu. Bien que la géométrie du pieu soit hexagonale (figure. 2.83), afin d'effectuer une modélisation à symétrie de révolution, le pieu hexagonal a été remplacé par un pieu cylindrique en utilisant l'équivalence de la surface latérale pour déterminer le diamètre équivalent (Mestat et Prat 1999). La surface latérale s'écrit :

$$S_{lat}=P \times L= 2\pi R_{eq}L_p$$

Où S_{lat} est la surface latérale du caisson, P le périmètre du caisson (Tableau. 2.20), L_p la longueur du caisson et R_{eq} le rayon équivalent utilisé pour le pieu circulaire (26 cm après calcul). Par ailleurs, on a affecté au matériau constituant le pieu un module d'Young équivalent E_{eq} de façon qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel :

$$E_{eq}=\frac{(EA)_{pieu}}{\pi R_{eq}^2}$$

A est l'aire moyenne de sections du pieu, E est le module d'Young du pieu réel en acier (pris égal à 195 GPa). On obtient $E_{eq} \approx 16$ GPa.

Le caisson est donc modélisé par un pieu circulaire de diamètre D = 0,52 m, de longueur L_p = 7,76 m ayant un module d'Young E = 16 GPa.

Quant au profil géotechnique, on est en présence d'une couche de silt argilo-sableux jusqu'à 3 m et de sable Flandrien, moyennement dense à dense, de 3 à 16 m. Puisqu'on ne dispose pas de valeurs de poids volumique, on considère les poids volumiques des couches de sables de Dunkerque relatif au pieu "ICP". La géométrie choisie (Figure. 2.84 (a)) est constituée de 5 couches relatives aux modules d'Young déjà calculés et donnés dans le tableau 2.26. La géométrie comprend également la couche d'interface d'épaisseur t = 12 mm ; les caractéristiques des différentes couches sont données dans le tableau 2.21.

Tableau 2.21 : Caractéristiques des différentes couches du site (Said, 2006)

Couche	Profondeur (m)	γ (kN/m^3)	E (MPa)
Couche 1	0-3	17,1	29
Couche 2	3-4	19,9	37
Couche 3	4-5	19,9	53
Couche 4	5-6	19,9	62
Couche 5	6-7	19,9	94

Le maillage (Figure. 2.84b) est défini en symétrie de révolution avec les conditions aux limites (le déplacement horizontal nul dans les bords latéraux et les déplacements horizontaux et verticaux nulles sur le bas de modèle. La discrétisation de sol est faite en éléments triangulaire axisymétriques à 6 nœuds et éléments quadratiques à 8 nœuds pour le pieu et le couche d'interface, le modèle comporte 6661 nœuds et 2842 éléments.

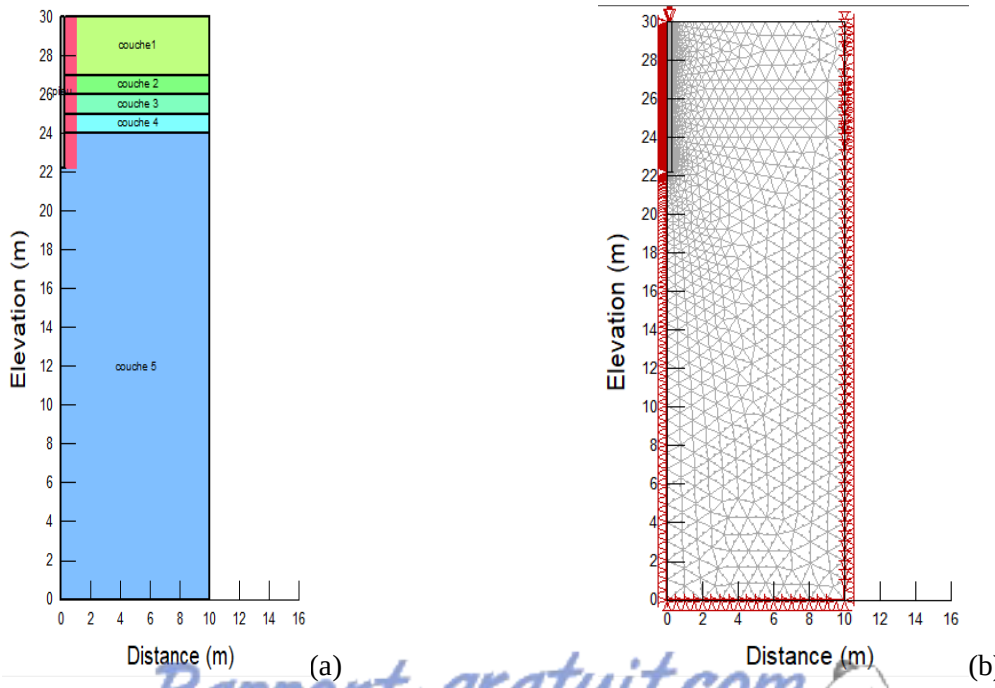


Figure 2.84 : (a)Géométrie adopté dans la modélisation (b) maillage avec les conditions aux limites

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

II.8.1.2 Modèles et paramètres des matériaux

Pour l'analyse numérique de l'essai de pieu, on a adopté un modèle élastique linéaire pour le pieu en acier, (E =16 GPa ; ν = 0,28). Le sable obéit au critère de rupture de Mohr-Coulomb non associé. Le module d'Young, l'angle de frottement et l'angle de dilatance dans les différentes couches de sable sont déterminés dans le tableau 2.22. L'interface est modélisée à l'aide du critère de Mohr-Coulomb orienté pendant les phases d'initialisation. Le tableau 2.22 résume l'ensemble des paramètres des modèles utilisés.

Tableau 2.22 : Paramètre constitutif des déffirents matérieux

Sable (Mohr-Coulomb)	**Paramètre**	Couche 1	Couche 2	Couche 3	Couche 4	Couche 5
	Module d'Young : Es (MPa)	29	37	53	62	94
	Coefficient de Poisson : ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
	Cohésion : c (kPa)	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	Angle de frottement : φ' (degrés)	35,8	38,7	41,2	40,5	41
	Angle de dilatance ψ (degrés)	5,8	8,7	11,2	10,5	11
Pieu (Elastique linéaire)	**Paramètre**	**Valeur**				
	Module d'Young E_p (GPa)	16				
	Coefficient de Poisson ν_p	0,28				
Interface (Mohr–Coulomb orienté)	**Paramètre**	**Valeur**				
	E_i (MPa)	200				
	N_i	0,3				
	c_i (kPa)	0 ,1				
	δ'_i (°)	27				
	ψ_i (°)	10				

II.8.2 Conditions initiales

Dans cette étape l'état K_0 est pris en compte pour l'initialisation des contraintes horizontales autour du pieu. Pour l'initialisation numérique des effets d'installation par battage, puisque l'on ne dispose d'aucune mesure des contraintes résiduelles après le battage, les résultats de l'étape 2 pour déterminer les contraintes résiduelles après installation sont appliquées mais ne seront pas comparés à des données expérimentales (fig 2.85 a).

II.8.2.1 Reproduction de la contrainte radiale résiduelle σ'rc

La contrainte radiale après installation au fût est calculée à l'aide de l'équation ci*dessous pour les différentes profondeurs à partir des données du CPT (q_c), de la contrainte verticale initiale et de la hauteur à partir de la pointe. Cette contrainte radiale est appliquée numériquement sur le bord de l'interface (figure 2.85 b) comme proposée par Said, 2006.

$$\sigma'_{rc}=0{,}016q_p\left(\frac{\sigma'v0}{P_a}\right)^{0,13}\left(\frac{h}{R}\right)^{-0,38}$$

Le tableau suivant présente les résultats de la contrainte radiale résiduelle après installation au fût.

Tableau 2.23 : Résultats de la contrainte radiale résiduelle après installation au fût.

Site	Profondeur (m)	σ'rc (kPa)
Dunkerque	6,97	215
	6,05	209
	4,84	115
	3,63	67

II.8.2.2 Reproduction de la contrainte résiduelle en pointe q_{pres}

La contrainte résiduelle en pointe n'est pas mesurée ; on utilise deux méthodes pour évaluer cette contrainte, à savoir la méthode de Briaud et Tucker (1984) et celle de Alawneh et Malkawi (2000). L'application de la méthode de Briaud et Tucker (1984) est effectuée en prenant N_{side} = 30 (valeur moyenne du nombre de coups au SPT) d'où $K_\tau \approx 473{,}2$. à partir des données du pieu (P = 164 cm, A = 177 cm^2, E_p = 195 GPa, L_p = 7,76 m), on a $\beta \approx 0{,}152$ et finalement $q_{pres}(1) \approx 630$ kPa. La méthode de Alawneh et Malkawi (2000) est appliquée en considérant pour le pieu E_p = 16 GPa, L_p = 7,76 m, D = 0,52 m, A/A_p=1. Pour le module de cisaillement G du sable, la valeur moyenne de 19 MPa est considérée. $\eta \approx 0{,}017$, d'où, $q_{pres}(2) \approx 690$ kPa. Les valeurs des deux méthodes donnent des valeurs de contrainte résiduelle en pointe du même ordre de grandeur. Par la suite, la valeur moyenne q_{pres} = 660 kPa sera appliquée à la pointe (figure 2.85 b).

II.8.2.3 Reproduction de la contrainte résiduelle de cisaillement τ_{res}

La contrainte de cisaillement résiduelle après battage peut être calculée d'une façon simple par l'équation suivante, en équilibrant la résultante de la résistance en pointe résiduelle au frottement axial résiduel. On a donc :

$$\tau_{res}=\frac{Aq_{pres}-W}{S_{lat}}=10 \text{ kPa}$$

Selon Said, 2006 il s'agit d'une valeur moyenne du frottement résiduel au fût après battage. Cette valeur est appliquée numériquement sur le bord de la couche d'interface en tant que contrainte uniformément répartie (fig 2.85 b), bien que les courbes de frottement expérimentales dont on dispose commencent par une contrainte de cisaillement nulles en début de chargement, car les jauges de mesures ont été remises à zéro en début du chargement.

II.8.3 Modélisation du chargement statique du pieu

L'essai de chargement en compression est simulé par une application de déplacements en tête du pieu (Figure. 2.85 c). Le déplacement total w_{t0} = 50 mm est appliqué en 100 incréments, à raison de 0,5 mm par incrément (Said, 2006).

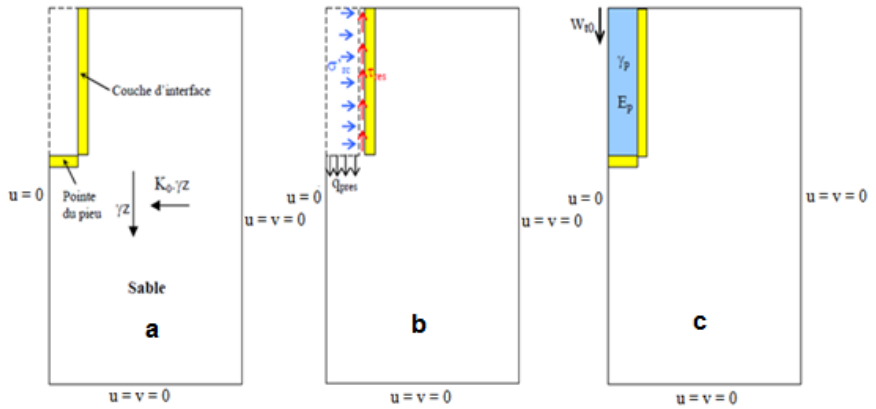
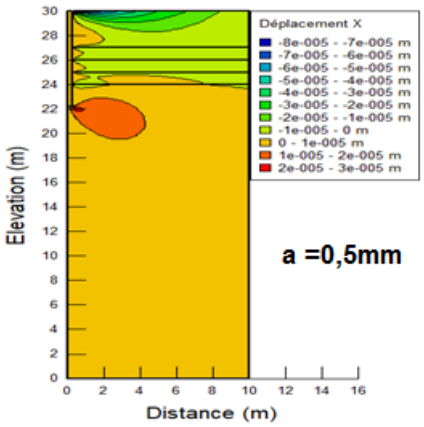
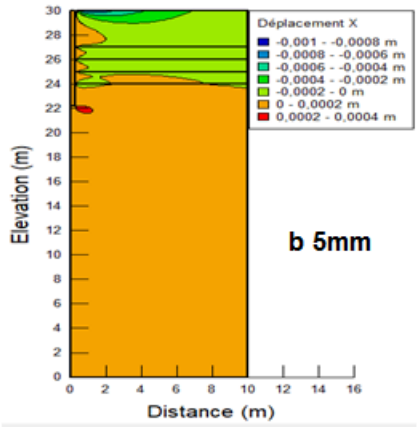


Figure 2.85 : Phases de calcul pour la modélisation numérique d'un essai de pieu foncé/battu (inspirè de Said, 2006)

II.8.4 Résultats et commentaires

L'évolution du champ de déplacement autour du pieu modèle pendant la phase de chargement est illustrée sur la figure 2.86 et 2.87. Sont relatives à quatre étapes différentes de chargement, identifiées par les valeurs du déplacement en tête imposées (wt_0 = 0,5 mm, wt_0 = 5 mm, wt_0 = 30 mm, wt_0 = 50 mm). On constate une extension progressive de la zone de compression (déplacements horizontaux négatifs) vers le pieu modèle au début du chargement, due aux contraintes appliquées à la phase initiale de confinement. Ensuite, les points d'inversion des déplacements horizontaux définissent une région d'expansion en dessous de la pointe et à proximité de la surface latérale du pieu modèle (Figure 2.102).





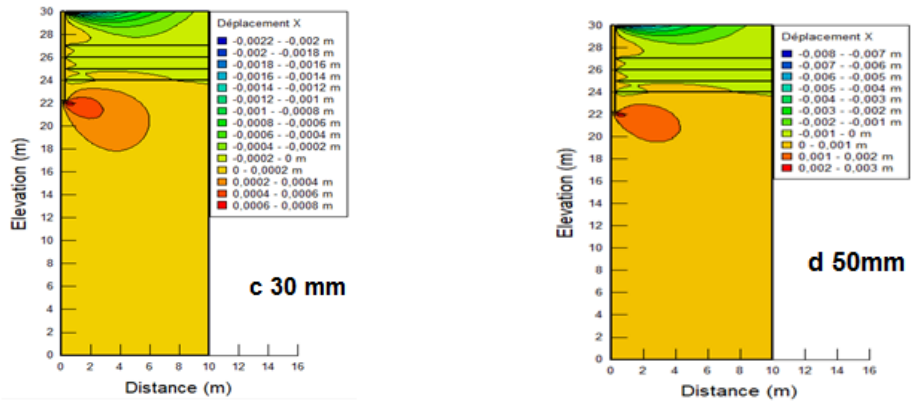


Figure 2.86 : Evolution des déplacements horizontaux au cours de chargement du pieu

Quant à la distribution des déplacements verticaux au cours du chargement du pieu, un bulbe est observé autour du pieu, caractérisé par des déplacements verticaux dirigés vers le bas. Il est presque complètement localisé autour à l'interface et en dessous de la pointe (Figure 2.87).

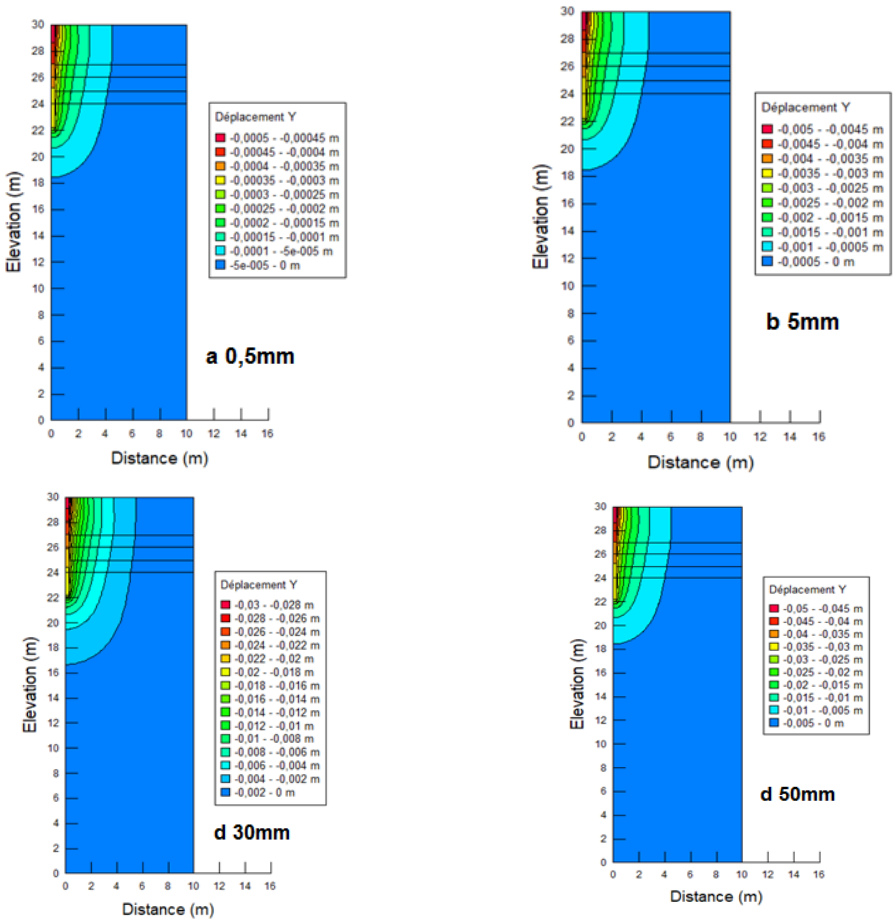


Figure 2.87 : Evolution des déplacements verticaux au cours du chargement du pieu

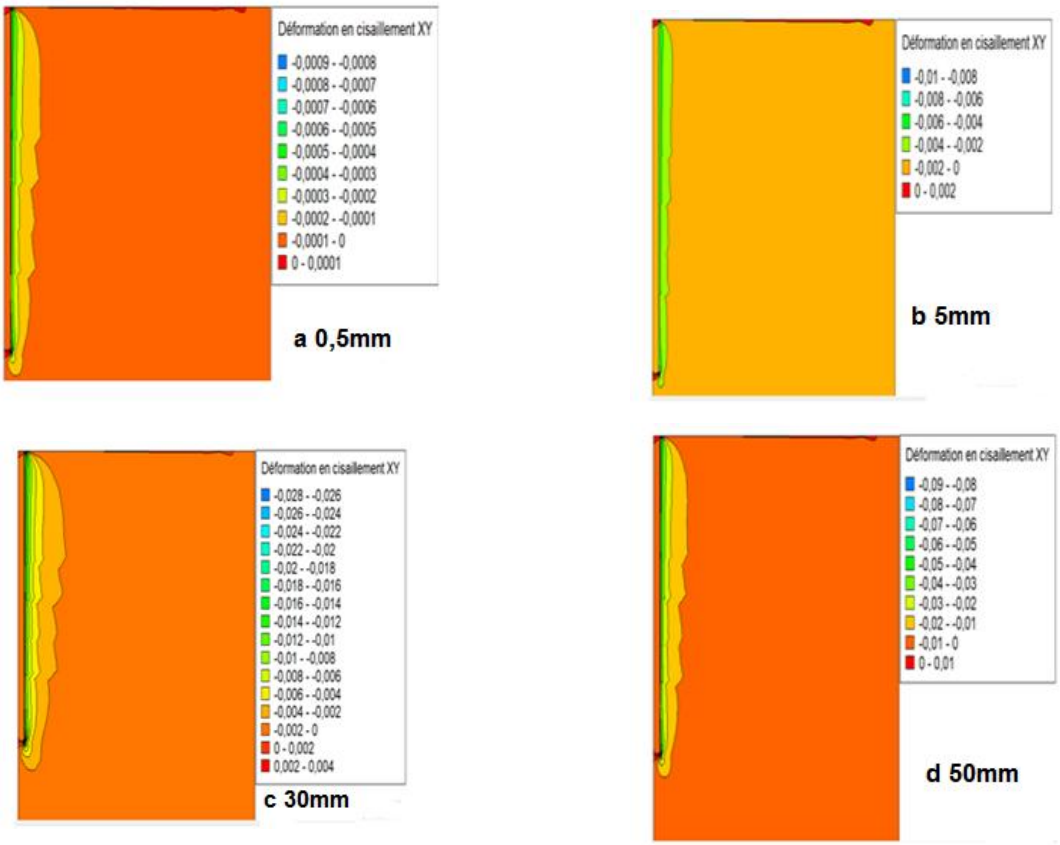


Figure 2.88 : Evolution des déformations plastiques autour du pieu au cours du chargement du pieu

L'évolution des déformations plastiques autour a l'interface du pieu et présente dans la figure 2.88.

L'évolution de la déformation plastique (Figure. 2.88) indique que la plastification de l'interface, ainsi que celle du sable aux alentours augmentent au fur et à mesure que le pieu s'enfonce dans le sable (le pourcentage des déformations plastiques maximales atteintes au cours du chargement est indiqué pour chaque pas de chargement). Autour de la pointe, les points plastiques se forment en fin de chargement. L'ordre de grandeur de ces pourcentages de déformation plastique maximale est le même pour les deux sites pour un même déplacement absolu : pour un déplacement de 50 mm en tête du pieu, la déformation plastique maximale est d'environ 6%.

La figure 2.89 Illustre la comparaison de l'évolution des raccourcissements $\Delta l/l$ (moyenne mesurée entre les 2 tubes logements) pour chacun des tronçons (A, B, C, D, E) Les profondeurs de ces nœuds sont données dans le tableau 2.24.

Tableau 2.24 : Noeuds correspondants aux différents tronçons (Said, 2006).

Tronçon	A	B	C	D	E
Nœud	7313	5800	5088	4376	3574
Profondeur (m)	1,6	3,7	4,7	5,7	6,7

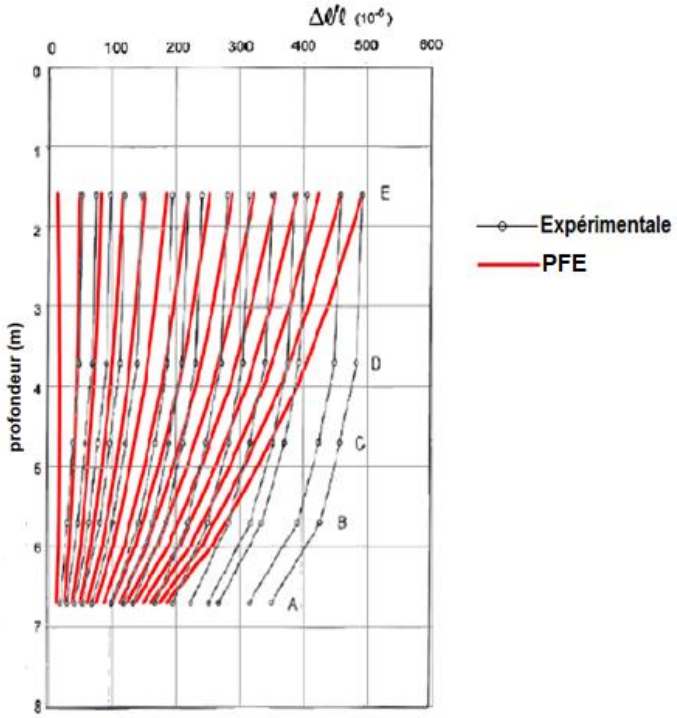


Figure 2.89 : Comparaison de distribution de la déformation des jauges dans les extensomètres durant le chargement

A partir des courbes des déformations, on constat que les déformations de la pointe du pieu obtenue par notre calcul sont inférieures à ceux obtenues expérimentalement. Cette petite différence peut être s'explique par le fait que le pilier à une bonne résistance aux coups pendant le fonçage.

II.8.4.1 Le frottement latéral dans la couche d'interface

A l'issue de la phase numérique correspondant au chargement, les courbes de mobilisation du frottement latéral dans les nœuds de la couche d'interface localisés au milieu des 5 tronçons munis d'extensomètres amovibles sont comparées aux courbes expérimentales et calculé par MEPI 2D et par notre travail (figure 2.90).

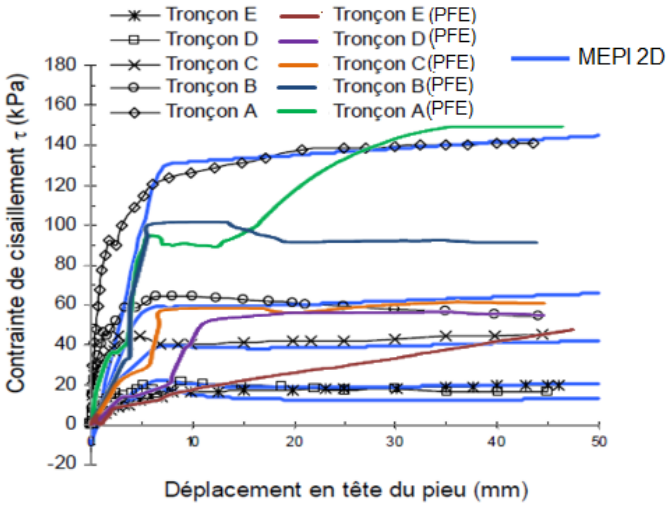


Figure 2.90 : Comparaison entre valeurs expérimentales, MEPI 2D et PFE de la contrainte de cisaillement au fût du pieu

Dans ces courbes on remarque une augmentation des contraintes de cisaillement par rapport à la profondeur du pieu.

La figure 2.91 montre l'évolution de la charge totale Qt par rapport aux tassements comparés à l'évolution expérimentale et numérique.

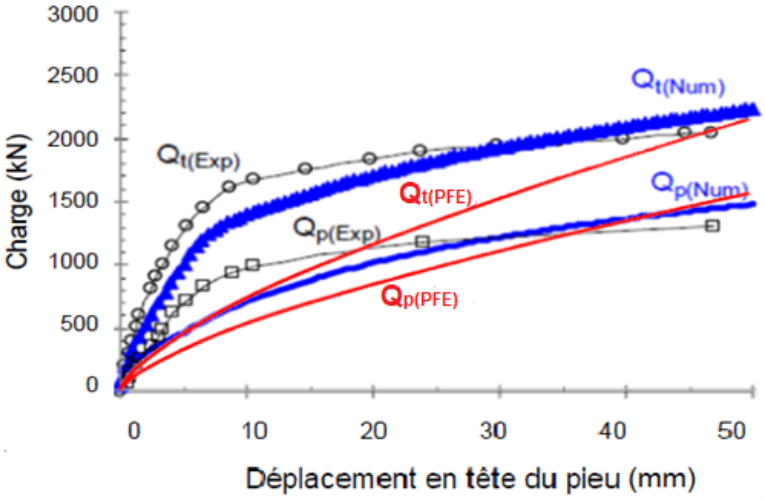


Figure 2.91 : Réponse charge-tassement : numériques et expérimentaux

La pente initiale de la courbe de résistance en pointe est clairement sous-estimée dans notre calcul. Cette pente traduit une augmentation de la rigidité dans la phase de chargement, liée à la densification du sable autour de la pointe suite au battage.

II.8.5 Conclusion

Il est intéressant dans cette situation du pieu de tenir dans un premier temps, de la contrainte radiale après installation et des contraintes résiduelles de cisaillement au niveau de la pointe. Faire ensuite une initialisation des éléments d'interface. Le chargement du pieu est ensuite modélisé.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire, un modeste travail a été réalisé sur les justifications et les calculs des ouvrages géotechniques et nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine de la mécanique des sols en général. À partir de notre étude, On peut tirer plusieurs conclusions :

- L'objet principal de la surveillance des barrages, pendant la construction et la première mise en eau, consiste à comparer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions du projet, que ce soit pour vérifier certaines hypothèses de calcul, pour valider les résultats de ces calculs ou pour vérifier la pertinence de tel ou tel choix technique. La première mise en eau, doit faire l'objet de consignes particulières de gestion de la retenue, de surveillance visuelle et de suivi d'auscultation. En règle générale, la présence permanente de l'exploitant est exigée pendant toute cette phase. Les objectifs essentiels, en phase d'exploitation, sont la sécurité de l'ouvrage et de maîtrise des coûts d'exploitation.
- La modélisation physique dans les centrifugeuses est une technique de test désormais reconnue. Son utilisation pour l'étude des ouvrages de soutènement a été jusqu'à présent entravée par la nécessité de réaliser des opérations d'excavation lors de la centrifugation afin de bien simuler l'historique des contraintes dans la l'ouvrage. Ainsi que des opérations supplémentaires liées à la construction ou à l'exploitation de la structure. Une étude pilote a donc été créée pour démontrer la faisabilité et l'intérêt de la modélisation physique pour l'étude des structures de rétention.
- Les méthodes de calcul de stabilité actuelles (elles fournissant toutes, à quelques pourcents près, un facteur de sécurité F =1 pour un talus à la rupture), on peu s'interroger sur la représentativité des calculs de stabilité, et cela a été fait en comparant les données de l'expérience (rupture de talus) avec les prévisions de calcul de stabilité. On a pu voir ainsi que l'analyse de stabilité d'un glissement de terrain repose sur une méthodologie connue, qui consiste a construire un modèle de calcul à partir des éléments observés sur le terrain (géométrie), mesurés en laboratoire (résistance au cisaillement) ou déduit de l'expérience.
- La capacité portante d'une fondation est généralement évaluée à l'aide des expressions théorique dérivées à partir des analyses en équilibre limite et appuyées par des observations de phénomène sur modèles réduits lors l'enfoncement d'une semelle dans une couche de sol.

  Vue la nature complexe de sol et son comportement non linéaire, l'utilisation des codes de calcul basés sur la méthode des éléments finis, incorporant des lois de comportement élastoplastique a facilité largement la tâche et permet de traiter plusieurs cas avec chargement et conditions aux limites variées.
- La modélisation numérique par éléments finis des pieux isolés sous chargement axial dans un sol granulaire où l'interface joue un rôle essentiel. A ce sujet, nous avons proposé une méthodologie générale de modélisation par éléments finis d'un essai de chargement de pieu battu ou foncé. Cette méthodologie tient compte, d'une part, des effets d'installation en reproduisant les contraintes de cisaillement et en pointe résiduelles et, d'autre part, du comportement de l'interface en considérant un modèle de comportement approprié. A cet effet, l'utilisation d'un modèle d'interface approprié s'avère primordiale pour estimer correctement le tassement du pieu. En utilisant, par exemple, une modélisation avec adhérence parfaite entre le pieu et le sable, le tassement, frottement axial et capacité portante très surestimés.

Rapport-Gratuit.com

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. **AFNOR. (2005). Eurocode7: calcul géotechnique/partie1:règles générales. France.**
2. **Bennacer, P. (2016). Etude de l'interaction «sol-structure» sous chargement monotone a faible confinement . M'sila, département de génie civil.**
3. **Bencheikh, B. (1991). Interaction sol structure: modélisation et résolution numérique. Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Techniques de Lille. Lille. France.**
4. **Berthaud, Y., Schmit, P., et Buhan, N. (2013). Aide-mémoire de mécanique des sols.**
5. **Boudehous, H. (2019). Etude et Modélisation de la capacité portante des fondations superficielles (Traitant différents cas). *mémoire de Master* . Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel.**
6. **Boulon M. (1989) Basic feature of soil-structure interface behaviour. Computers and Geotechnics 7, pp115-131.**
7. **Bouafia, A., (2018). Calcul des ouvrages géotechniques problèmes résolus. pages bleues.**
8. **Bouafia, A., (2005). Conception et calcul des ouvrages géotechniques fondations, soutènement et talus.**
9. **Dove, J.E. et Jarrett, J.B. (2002) Behaviour of Dilative Sand Interfaces in a Geotribology Framework. J. Geotech. and Geoenvir. Engrg., Vol.128(1), pp.25-37**
10. **Drumm, E.C.; Fishman, K.; Zaman, M.M. (2000). Modelling of interfaces and joints. Modelling in Geomechanics, M.Zaman, G.Gioda and J.Booker Eds, Wiley, New York, Chap 16.**
11. **Dumitrescu, A. (2005) Etude expérimentale du comportement d'interface sol grenu/structure. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, paris, France, pp.226.**
12. **Burlon, S., Habert, J., et Delerablee, Y. modelisation numerique des ouvrages geotechniques. *technique d'ingenieur -C258* .**
13. **Cuira, F., & Simon, B. (2008). Apports de l'interaction sol-structure dans la conception des fondations. *Journées nationames des géotechnique et géologie de l'ingénieur- Nansy 2016*. paris, France.**
14. **Durville, J. (2000). Stabilité des pentes: glissement en terrain meuble. *Technique de l'ingenieur*, 254p.**
15. **Gaudin, C. (2002). modelisation physique et numerique d'un écrant de soutènement autostable application a l'étude de l'interaction ecrant-fondation. *Thèse de doctorat* , 410 P. L'école centrale de Nantes et l'université de Nantes.**
16. **Gervrau, E. (2000). *Geotechnique calcul-calcul des ouvrages/exercices resolus.* paris.**
17. **Gennaro, V. (1999). Etude du comportement mécanique des interfaces sol-structure. Application à l'analyse du comportement des pieux. *Thèse de Doctorat* .ENPC, Paris, France, pp.427.**
18. **Magnan, J. (2000). Mécanique des sols et des roches. E.N.P.C.**
19. **Mestat, P. (1997). maillages d'elements finis pour les ouvrages geotechniques conseils et recommandations. *bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* .**
20. **Mestat, P. et Prat, M. (1999) Ouvrages en interaction. AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil. HERMES science publication, pp.934**

21. **Phuong D N., (2003), "Modélisation numérique des soutènements d'excavation", *Thèse de doctorat*-ENPC.**

22. **Rouissat, N. (2015). Suivi du comportement des barrages. *thèse doctorat* , 282 P. Université Aboubekr Belkaid, tlemcen.**

23. **Said, I. (2006). Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale. *Thèse doctorat* , 258 P. ENPC.**

24. **Seepage Modeling with SEEP/W. (2012). *An Engineering Methodology* . GEO-SLOPE International Ltd.: Calgary, Alberta, Canada T2P 2Y5 .**

25. **Sève, G. (1998). Stabilité des ouvrages géotéchniques :donnez expérimentales et méthodes d'analyse. *Thèse doctorat* . ENPC.**

26. **Sibille, L. (2017). Module MXG5 géotechnique pour le technicien. université Grenoble Alpes.**

27. **Stability Modeling with SLOPE/W. (2012). *An Engineering Methodology* . GEO-SLOPE International Ltd. : Calgary, Alberta, Canada T2P 2Y5 .**

28. **Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W. (2013). *An Engineering Methodology* . GEO-SLOPE International Ltd.: Calgary, Alberta, Canada T2P 2Y5.**

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

ANNEXES

A) Niveau 282 NGA

Les figures A.92 jusqu'à A.95 schématisent les résultats graphiques des fichiers de données et de résultats de la modélisation.

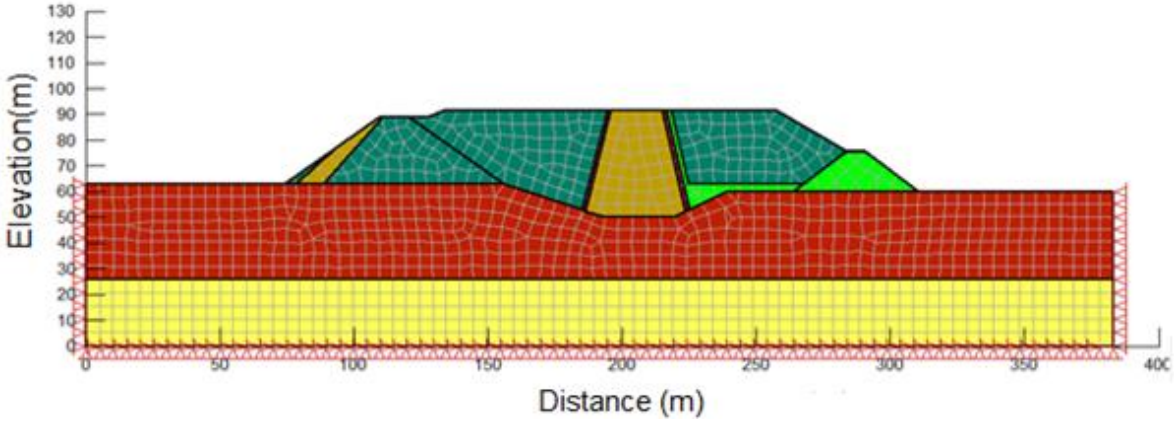


Figure A.92: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (282 NGA)

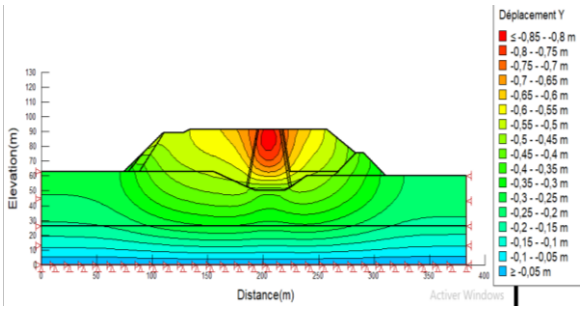


Figure A.93: Tassement global vertical (282 NGA)

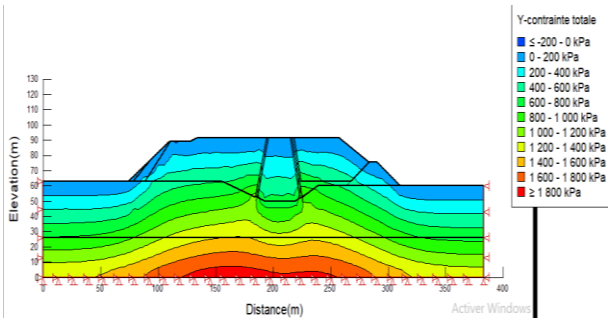


Figure A.94: Champ de contrainte totale verticale (282 NGA)

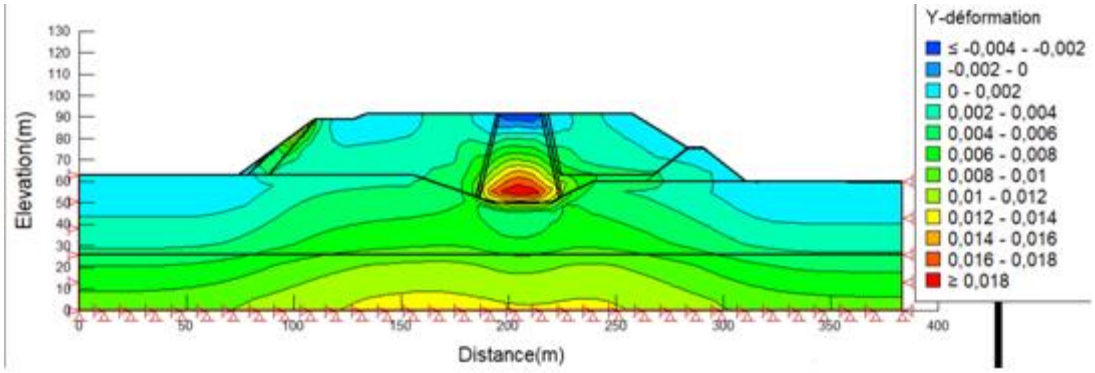


Figure A.95: Champ de déformation verticale au niveau 282 NGA

Les paramètres de comparaison entre les résultats de notre travail PFE et de Rouissat, 2015 et ceux de mesures d'auscultation sont décrits sur le tableau A.25

Tableau A.25: Comparaison des résultats modélisation - auscultation au niveau 282 NGA

Niveau 282 NGA	Repère crête (Noyau) (m)	Repère recharge aval (m)
PFE	0,811	0,621
Auscultation	0,62	0,23
Rouissat 2015 (Ansyse)	0,772	0,528

B) Niveau 288 NGA

De la même manière que les niveaux antérieurs, il est présenté sur les figures A.96 à A.99 respectivement le profil géométrique du barrage avec se discrétisation et le condition au limite ainsi que les résultats de la modélisation présentés sous forme de tassement global, champs de déformations verticales, champs de contraintes verticales et tassement en crête.

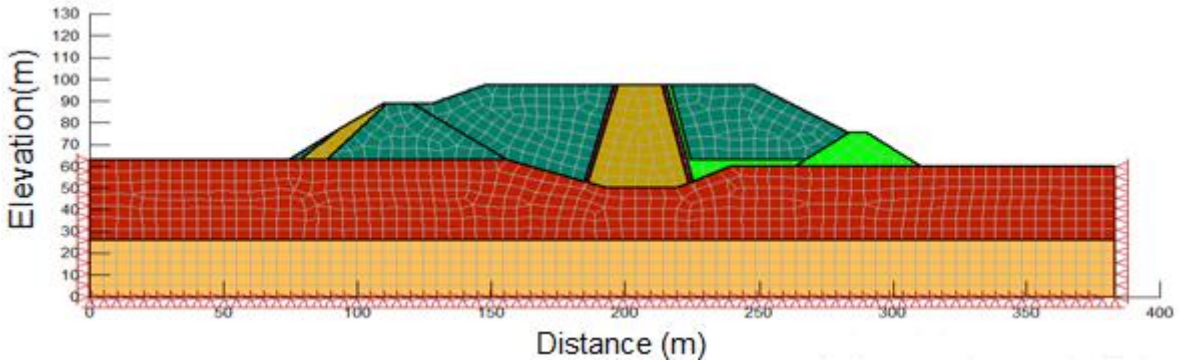


Figure A.96: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (288 NGA)

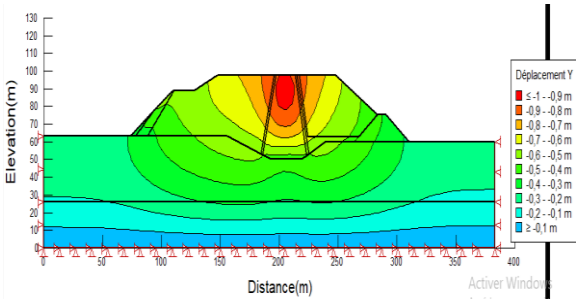


Figure A.97: Tassement global vertical (288 NGA)

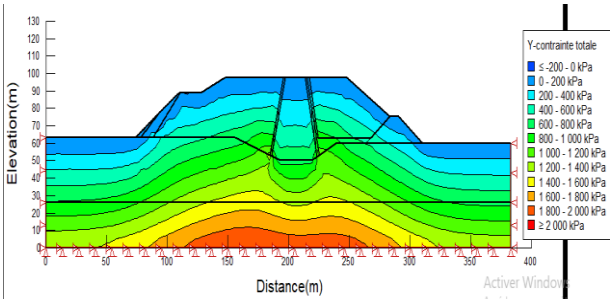


Figure A.98: Champ de contrainte totale verticale (288 NGA)

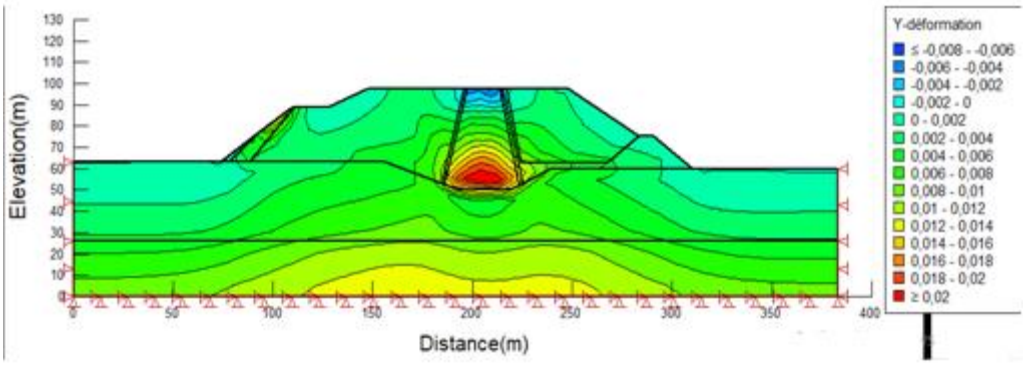


Figure A.99: Champ de déformation verticale au niveau 288 NGA

Le tableau A.26 met en évidence la comparaison des tassements obtenus par notre calcul PFE et par Rouissat, 2015 et ceux par mesures d'auscultation.

Tableau A.26: comparaison de resultats modelisation-auscultation au niveau 288 NGA

Niveau 288 NGA	Repère crête (Noyau) (m)	Repère recharge aval (m)
PFE	0,916	0,740
Auscultation	0,75	
Rouissat 2015 (Ansys)	0,892	0,62

C) Niveau 295 NGA

Les données ainsi que les résultats graphiques de la modélisation sont représentés sur les figures A.100 à A.103.

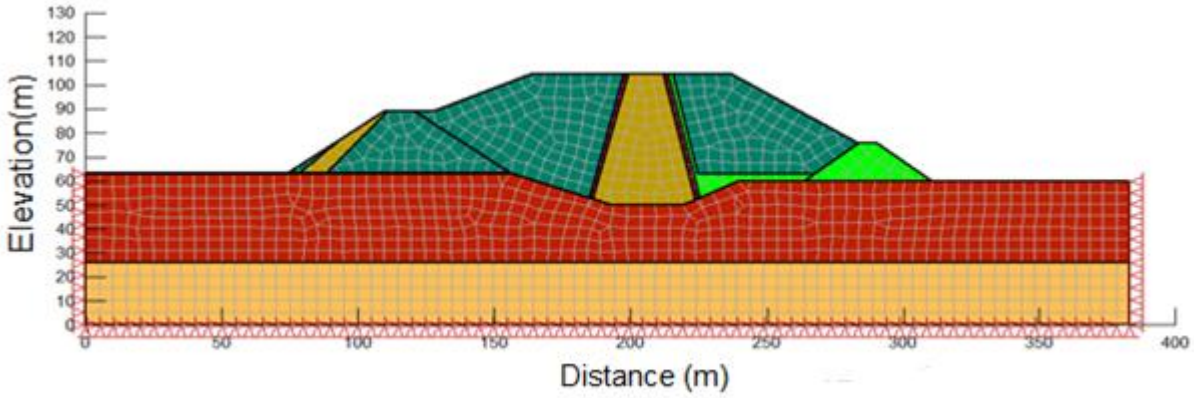


Figure A.100 Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (295 NGA)

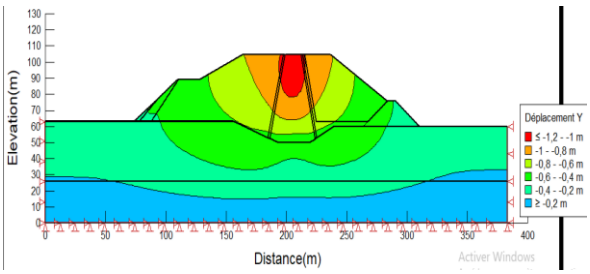


Figure A.101: Tassement global vertical (295 NGA)

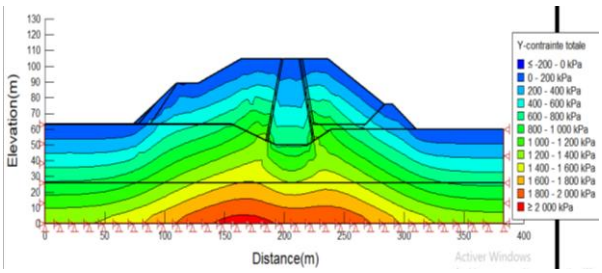


Figure A.102: Champ de contrainte totale verticale (295 NGA)

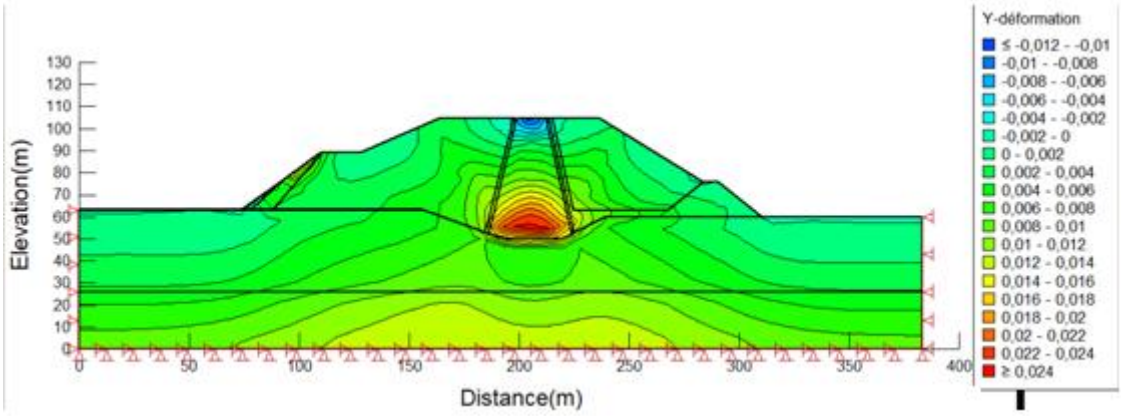


Figure A.103: Champ de deformation verticale (295 NGA)

Le tableau A.27 donne une comparaison entre les tassements obtenus par notre calcul PFE et par Rouissat, 2015 et ceux par mesure d'auscultation.

Tableau A.27: Comparaison des résultats modelisation-auscultation (295 NGA)

Niveau 295 NGA	Repère crête (Noyau) (m)
PFE	1,04
Auscultation	0,885
Rouissat 2015 (Ansys)	1,04

D) Niveau 301 NGA

Pour ce niveau, les données graphiques de la modélisation ainsi que ses résultats sont représentés respectivement sur les figures A.104 à A.107.

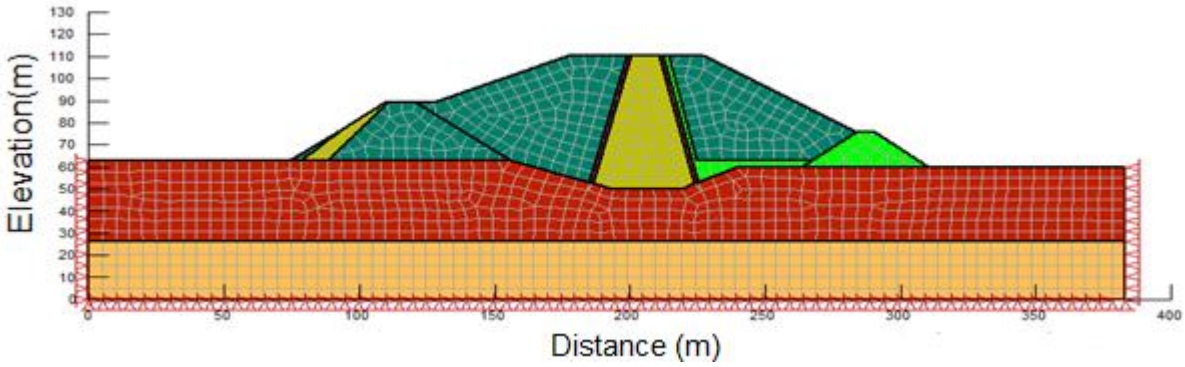


Figure A.104: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (301 NGA)

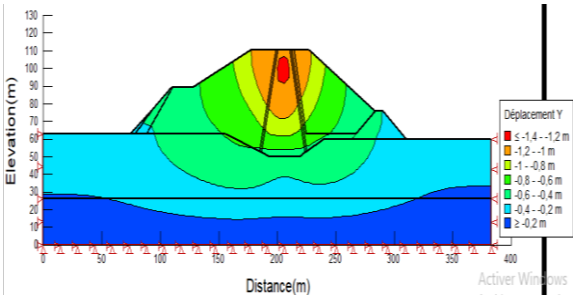


Figure A.105: Tassement totale au niveau 301 NGA

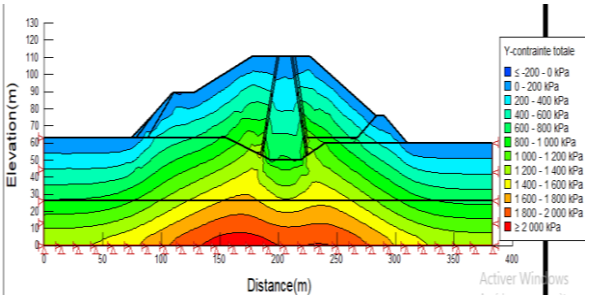


Figure A.106: Champ de contrainte totale vertical au niveau 301 NGA

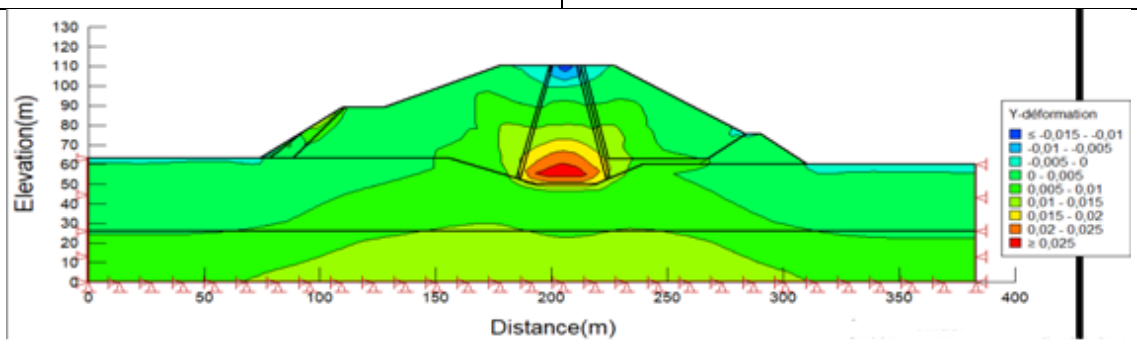


Figure A.107: Champ de déformation verticale au niveau 301 NGA

La comparaison des tassements obtenus par notre travail PFE et par Rouissat, 2015 et ceux par mesures d'auscultation sont illustrés sur le tableau A.28.

Tableau A.28: Comparaison des resultats de modelisation-auscultation au niveau 301 NGA

Niveau 301 NGA	Repère crête (Noyau) (m)
PFE	1,153
Auscultation	1,03
Rouissat 2015 (Ansyse)	1,149

E) Niveau 305 NGA

Ce niveau coïncide avec la côte de la retenue normale du barrage. Les données et résultats graphiques de la modélisation sont récapitulés au niveau des figures allant de A.108 à A.111.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

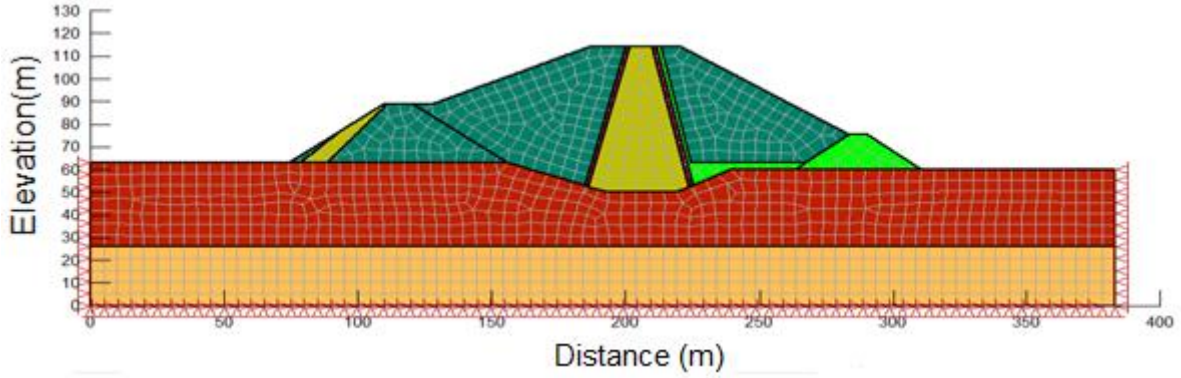


Figure A.108: Géométrie et maillage avec les conditions aux limites (305 NGA)

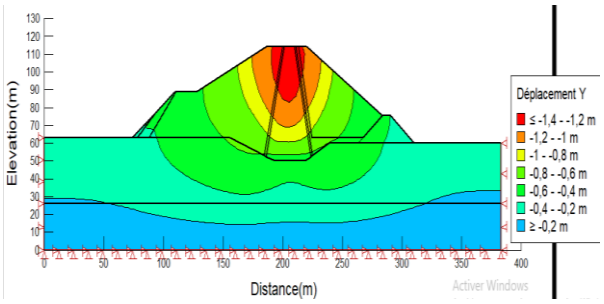


Figure A.109: Tassement global vertical (305 NGA)

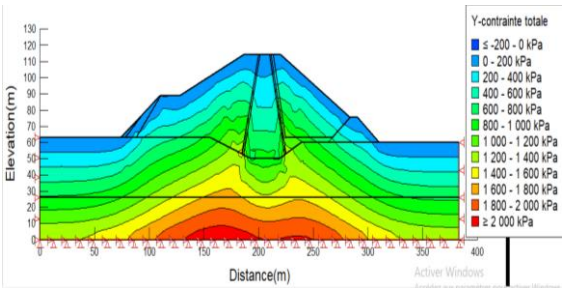


Figure A.110: Champ de contrainte totale verticale (305 NGA)

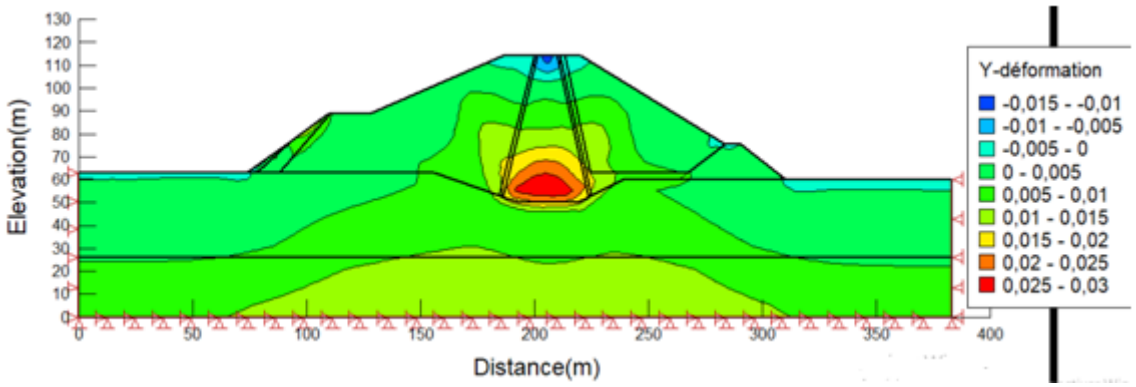


Figure A. 111: Champ de déformation verticale (305 NGA)

Le tableau A.29 met en évidence la comparaison des tassements obtenus par notre travail PFE et par Rouissat, 2015 et ceux obtenue par mesures d'auscultation pour le niveau 305 NGA.

Tableau A.29: Comparaison des résultats modelisation-auscultation au niveau 305 NGA

Niveau 305 NGA	Repère crête (Noyau) (m)
PFE	1,233
Auscultation	1,114
Rouissat 2015 (Ansys)	1,194