

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

Etude numérique d'un paroi moulée avec tirant d'ancrage : analyse paramétrique.

Domaine : Sciences et Technique

**Spécialité :
GENIE CIVIL**

**OPTION
GEOTECHNIQUE**

**SOUTENU Par :
1/ SAIDI MERIEM**

DIRECTEUR DU MEMOIRE : SBARTRIA BADER EDDINE

DEVANT LE JURY :

PRESIDENT : A.HACEN CHOUACH

EXAMINATEURS : N.CHELGHOU

Remerciements

Je remercie en premier Dieu pour tout.

Nous tenons à remercier :

Monsieur : SBARTAI Bader Eddine

Qui a encadré ce travail.

Je remercie également le président et les membres de

Jury d'avoir

Accepter d'examiner mon travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à :

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à toutes les

Personnes ayant

Contribuée de près ou de loin à l'élaboration de ce

Travail.

Dédicacés

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours
présents dans mon cœur,*

*Mes chers parents que dieu les gardes et les protèges pour
leur patience et leur sacrifices,*

A mes sœurs djihad et Bouchra

A mon frère haithem

A ma tante samia

Mes amis (es) et mon amie alia et meriem

*Et à tous personnes ayant contribué à ce travail de près
ou de loin*

Dédicacés

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours
présents dans mon cœur,*

*Mes chers parents que dieu les gardes et les protèges pour
leur patience et leur sacrifice,*

A mes sœurs Najete et Linda et Aziza

A mon frère Khair Eddine

Et leurs enfants

Amir farah ranime

Mes amis (es) et mon amie Alia et Rania

*Et à tous personnes ayant contribué à ce travail de près
ou de loin*

RESUME

Les ouvrages de soutènement ont pour but de soutenir le terrain et éviter son effondrement. Pour que ce type d'ouvrage puisse résister et jouer convenablement son rôle, il doit être conçu suivant les normes de sécurité en vigueur en vue de jouer le rôle auquel il est destiné.

Notre projet consiste à étudier une paroi moulée en béton armé, renforcée par un tirant d'ancrage. Il s'agit d'une paroi moulée périphérique rectangulaire, qui a été réalisée pour le soutènement d'un seul niveau en sous-sol (terrain schisteux micacé).

Le présent travail s'intéresse à l'étude de l'effet des paramètres géotechniques et de modélisation (géométrie du problème, les défient hauteurs de tirant d'ancrage, l'inclinaison des tirants d'ancrage sur le comportement d'une paroi moulée).

La modélisation numérique est réalisée a l'aide du code d'éléments finis Plaxis 2D.

Les résultats obtenus montrent l'influence importante de variation de certains paramètres sur le calcul (déplacement et les moments de flexions de la paroi moulée).

Mots-Clés :

Parois moulée, modélisation, tirant d'encrage, élément finis, paramètres géotechniques.

ABSTRACT

The purpose of the support structures is to support the terrain and prevent its collapse. In order for this type of structure to be able to withstand and play its proper role, it must be designed according to the safety standards in force in order to play the role for which it is intended.

Our project is to study a reinforced concrete wall, reinforced by an anchor. It is a rectangular peripheral molded wall, which was made for the support of a single level in the basement (micaceous schistose terrain).

The present work is concerned with the study of the effect of geotechnical and modeling parameters (geometry of the problem, the defying anchor heights, the inclination of anchors on the behavior of a diaphragm wall).

Numerical modeling is performed using 2D Plaxis finite element code.

The results obtained show the important influence of variation of certain parameters on the calculation (displacement and the bending moments of the diaphragm wall).

Keywords:

Molded wall, modeling, anchor, finite element, geotechnical parameters

ملخص

الغرض من هياكل الدعم هو دعم التضاريس ومنع انهيارها. حتى يتمكن هذا النوع من الهيكل من الصمود في وجه دوره الصحيح، يجب تصميمه وفقاً لمعايير السلامة المعمول بها حتى يلعب الدور الذي يهدف إليه.

مشروعنا هو دراسة جدار خرساني مقوى، مدعوم من المرساة. إنه جدار مستطيل الشكل مقولب، والذي تم صنعه لدعم مستوى واحد في الطابق السفلي (تضاريس شيزوزية دقيقة).

يتعلق العمل الحالي بدراسة تأثير المعلمات الجيوتقنية والنمذجة (هندسة المشكلة، ارتفاعات المرساة المتحدية، ميل المراس على سلوك جدار الحجاب الحاجز).

يتم تنفيذ النمذجة العددية باستخدام شفرة العناصر المحدودة ثنائية الأبعاد Plaxis 2D.

تظهر النتائج التي تم الحصول عليها التأثير الهام لتغير بعض المعلمات على الحساب (الإزاحة ولحظات حجاب الحاجز).

كلمات البحث:

الجدار المقولب، النمذجة، المرساة، العناصر المحدودة، المعلمات الجيوتقنية

INDEX DES TABLEAUX ET FIGURES :

1-Index des Tableaux :

Nº Tableau	Intitulé	Nº Page
	Chapitre01 : Généralité sur les ouvrages de soutènement	
Tableau 1.1	montre les différents types de soutènement	4
	Chapitre 04 :Analyse paramétrique	
Tableau 4.1	Propriétés des couches de sols et des interfaces	35
Tableau 4.2	propriétés de parois moulées	36
Tableau 4.3	Propriétés des tirants d'encrage	36
Tableau_4.4	Variation des déplacements de la paroi en fonction de position de tirant d'ancrage	48
Tableau_4.5	Forces de la paroi moulée	48
Tableau_4.6	Variation des déplacements de la paroi en fonction de position de tirant D'ancrage.	
Tableau_4.7	Forces de la paroi moulée	50
Tableau 4.8	Variation des déplacements de la paroi en fonction de position de tirant d'ancrage	60
Tableau 4.9	Forces de la paroi moulée	71
Tableau_4.10	Variation des déplacements de la paroi en fonction de position de tirant d'ancrage	71
Tableau 4.11	Forces de la paroi moulée.	71
Tableau_4.12	.Variation des déplacements de la tirant en fonction de hauteur	<u>77</u>
Tableau_4.13	Forces du paroi moulée	<u>87</u>
Tableau_4.14	Variation des déplacements de la paroi moulée en fonction de position de tirant	<u>80</u>
Tableau_4.15	Forces de la paroi moulée	<u>80</u>
Tableau_4.16	Variation du déplacement de la paroi moulée en fonction de l'inclinaison des tirants	<u>87</u>
Tableau_4.17	Forces du paroi moulée	<u>87</u>

2- Index des Figures :

N° Figure	Intitulé	N° Page
	Chapitre01 :Généralité sur les ouvrages de soutènement	
Figure 1.1	Photo de murs de soutènement	3
	Chapitre02 :Etude de parois moulée et technique de réalisation	
Figure 2.1	Photo de la paroi moulée	5
Figure 2.2	Schéma de principe parois moulée d'étanchéité (présentation du N.N.P.)	6
Figure 2.3	Schéma de principe d'une paroi moulée en place avec une nappe de tirants	7
Figure 2.4	Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte avec planché qui sert à buter les parois	8
Figure 2.5	Montre la différence entre paroi moulée jambe de pantalon et paroi simple	9
Figure 2.6	Parois composite	10
Figure 2.7	Vue schématique d'un atelier hydro fraise.	11
Figure 2.8	Parois de pieux sécants	12
Figure 2.9		13
Figure 2.10	Schéma de réalisation du panneau	14
Figure 2.11	Ferraillage	15
	Chapitre 03 : Tirant d'encrage	
Figure 3.1	Technique Pneu sol	17
Figure 3.2	Renforcement par encrage	18
Figure 3.3	Bande en polymère	19
Figure 3.4	tirant d'ancrage	20
Figure 3.5	composition de tirant d'ancrage	20
Figure 3.6	Excavation	21
Figure 3.7	encrage inclinés	21
Figure 3.8	encrage verticale	22
Figure 3.9	tirant portuaires	22
Figure 3.10	encrage consolident le soutènement	<u>22</u>
Figure 3.11	encrage des fondations	<u>23</u>
Figure 3.12	stabilisation du mur par le tirant	<u>23</u>
Figure 3.13	la charge de soulèvement	<u>24</u>
Figure 3.14	image de forage	<u>25</u>

Figure 3.15	image de la mise en place d'ancrage	<u>25</u>
Figure 3.16	image de TRACTION	<u>26</u>
Figure 3.17	image de verni	<u>26</u>
Figure 3.18	image de la tête d'ancrage	<u>27</u>
Chapitre 04 : Analyse Paramétrique		
Figure 4.1	Geométrie du modèle	33
Figure 4.2	Maillage du projet	37
Figure 4.3	Conditions hydrauliques initiales	37
Figure 4.4	Génération des pressions interstitielles initiales.	<u>38</u>
Figure 4.5	Génération des contraintes initiales	<u>38</u>
Figure 4.6	Phase 1 : désactivation de parois moulée et tirant d'ancrage	<u>39</u>
Figure 4.7	Phase 2 : Excavation de 1ère tranche	<u>39</u>
Figure 4.8	Obtention de coefficient de sécurité	40
Figure 4.9	Phase 6 : Déformation de maillage	41
Figure 4.10	Phase 3: Déplacement total	41
Figure 4.11	Phase 3: Déplacement verticale	41
Figure 4.12	Phase 3: déplacement horizontal .	41
Figure 4.13	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.	41
Figure 4.14	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.	42
Figure 4.15	Courbe facteur de sécurité en fonction de hauteur	43
Figure 4.16	Phase 3 : Déformation de maillage	43
Figure 4.17	Phase 3 : Déplacement total.	43
Figure 4.18	Phase 3 : déplacement Horizontale	43
Figure 4.19	Phase 3 : déplacement vertical	43
Figure 4.20	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité $F_s=1$	44
Figure 4.21	Courbe de facteur de sécurité en fonction d'hauteur	44
Figure 4.22	Phase 3 : Déformation de maillage	44
Figure 4.23	Phase 3 : Déplacement total.	44
Figure 4.24	Phase 3: déplacement Horizontal.	45
Figure 4.26	Phase 3 : déplacement Vertical.	45
Figure 4.27	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité $F_s=1.319$	45
Figure 4.28	Courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur	45
Figure 4.29	Phase 3 : Déformation de maillage	46
Figure 4.30	Phase 3 : Déplacement total.	<u>46</u>
Figure 4.31	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>46</u>
Figure 4.32	Phase 3 : déplacement Vertical.	<u>46</u>
Figure 4.33	Phase 3 : Obtention de coefficient $F_s= 1.319$.	<u>46</u>
Figure 4.34	courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur	<u>47</u>
Figure 4.35	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>47</u>
Figure 4.36	Phase 3 : Déplacement total.	<u>47</u>
Figure 4.37	Phase 3: déplacement Horizontal.	<u>47</u>
Figure 4.39	Phase 3 : déplacement Vertical.	<u>47</u>
Figure 4.40	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité $F_s=1.225$.	<u>48</u>
Figure 4.41	Courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur	49
Figure 4.42	Variation de facteur de la sécurité du modèle en fonction de position de	<u>49</u>

	tirant d'ancrage	
Figure4.43	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>50</u>
Figure4.44	Phase 3 : Déplacement tot	<u>50</u>
Figure4.45	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>50</u>
Figure4.46	Phase3 : déplacement Vertical	<u>50</u>
Figure4.47	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.070	<u>50</u>
Figure4.48	courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur	<u>51</u>
Figure4.49	Phase 3 : Déformation de maillage.	<u>52</u>
Figure4.50	Phase 3: Déplacement total	<u>52</u>
Figure4.51	déplacement Horizontal	<u>52</u>
Figure4.52	Phase 3 : déplacement Vertical	<u>52</u>
Figure4.53	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1	<u>52</u>
Figure4.54	la courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur	<u>53</u>
Figure4.55	Phase 3 : Déformation de maillage.	<u>54</u>
Figure4 ?56	Phase 3 : Déplacement total.	<u>54</u>
Figure4 .57	Phase 3 : déplacement Horizontal.	<u>54</u>
Figure4 .58	Phase 3 : déplacement Vertical	<u>54</u>
Figure4.59	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.419.	<u>54</u>
Figure4.60	la courbe de Facteur de sécurité en fonction de hauteur	<u>55</u>
Figure4.61	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>55</u>
Figure4.62	Phase 3 : Déplacement total.	<u>55</u>
Figure4.63	Phase 3: déplacement Horizontal	<u>55</u>
Figure4.64	.Phase 3 : déplacement Vertical	<u>55</u>
Figure4.65	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.396	<u>56</u>
Figure4.66	la courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur	<u>56</u>
Figure4.67	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>57</u>

Figure4.68	.Phase 3 : Déplacement total.	<u>57</u>
Figure4.69	Phase 3 : déplacement Horizontal.	<u>57</u>
Figure4.70	Phase 3 : déplacement Vertical	<u>57</u>
Figure4.71	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.366	<u>57</u>
Figure4.72	la courbe facteur de sécurité en fonction de hauteur	<u>58</u>
Figure4.73	Variation du facteur de sécurité du modèle en fonction de position de tirant d'ancrage	<u>58</u>
Figure4 .74	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>59</u>
Figure4.75	Phase 3 : Déplacement total	<u>60</u>
Figure4.76	Phase3.Déplacement Horizontal	<u>60</u>
Figure4.77	Phase 3 : déplacement Vertical.	<u>60</u>
Figure4.78	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS =1.225	<u>60</u>
Figure4.79	courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur	<u>60</u>
Figure4.80	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>61</u>
Figure4.81	Phase 3 : Déplacement total	<u>61</u>
Figure4.82	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>61</u>
Figure4.83	Phase 3 : déplacement Vertical.	<u>61</u>
Figure4.84	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.517	<u>61</u>
Figure485	la courbe de FS en fonction de hauteur	<u>62</u>
Figure486	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>62</u>
Figure487	Phase 3 : Déplacement total	<u>62</u>
Figure488	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>62</u>
Figure489	Phase 3: déplacementVertical	<u>62</u>
Figure490	Phase 3 : Obtention de coefficient de facteur de securité Fs=1.470	<u>63</u>
Figure4.91	la courbe facteur de securité en fonction de hauteur	<u>63</u>
Figure492	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>63</u>
Figure4.93	Phase 3 : Déplacement total	<u>63</u>

Figure4.94	Phase 3: déplacement Horizontal	
Figure4.95	Phase 3 : déplacement Vertical	<u>63</u>
Figure4.96	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.565	<u>63</u>
Figure4.97	la courbe de facteur de securité en fonction de hauteur	<u>63</u>
Figure4.98	Variation des déplacements de la paroi en fonction de position de tirant D'ancrage.	
Figure4.99	Phase3 : Déformation de maillage	<u>66</u>
Figure4.100	Phase 3 : Déplacement total.	<u>66</u>
Figure4.101	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>66</u>
Figure4.102	Phase 3 : déplacement Vertical.	<u>66</u>
Figure4.103	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité. FS=1.296	<u>66</u>
Figure4.104	la courbe de Facteur de sécurité en fonction de hauteur	<u>67</u>
Figure4.105	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>67</u>
Figure4.106	Phase 3 : Déplacement total	<u>67</u>
Figure4.107	. Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>67</u>
Figure4.108	Phase 3 : déplacement Vertical	<u>67</u>
Figure4.109	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.320	<u>68</u>
Figure4.110	la courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur de tirant	<u>68</u>
Figure4 .111	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>68</u>
Figure4.112	Phase 3: Déplacement total	<u>68</u>
Figure4.113	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>69</u>
Figure4.114	Phase 3 : déplacement Vertical.	<u>69</u>
Figure4 .115	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité Fs=1.	<u>69</u>
Figure4.116	La courbe de facteur de sécurité en fonction d'hauteur	<u>70</u>
Figure4117	Phase 3 : Déformation de maillage.	<u>70</u>
Figure4.118	Phase 3 : Déplacement total.	<u>70</u>
Figure4.119	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>70</u>

Figure4.120	Phase 6 : déplacement Vertical	<u>70</u>
Figure4.121	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.46	<u>70</u>
Figure4.122	la courbe de facteur de sécurité en fonction d'hauteur	<u>71</u>
Figure4.123	Variation de facteur de la sécurité en fonction de position du tirant	<u>71</u>
Figure4.124	Phase 3: Déformation de maillage	<u>72</u>
Figure4.125	Phase 3 : Déplacement total.	<u>72</u>
Figure4.126	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>73</u>
Figure4.127	Phase 3: déplacement Vertical	<u>73</u>
Figure4.128	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.375	<u>73</u>
Figure4.129	la courbe de facteur de sécurité en fonction d'hauteur	<u>73</u>
Figure4.130	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>74</u>
Figure4.131	Phase 3: Déplacement total	<u>74</u>
Figure4.132	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>74</u>
Figure4.133	Phase 3 : déplacement Vertical.	<u>74</u>
Figure4.134	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurités FS=1.716	<u>74</u>
Figure4135	courbe de facteur de sécurité en foction d'hauteur	<u>75</u>
Figure4.136	Phase 3: Déformation de maillage	<u>75</u>
Figure4.137	Déplacement total	<u>75</u>
Figure4.138	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>75</u>
Figure4.139	Phase 3 : déplacement Vertical	<u>75</u>
Figure4.140	Phase 3: Obtention de coefficient de sécurité	<u>76</u>
Figure4.141	courbe facteur de securite en fonction d'hauteur	<u>76</u>
Figure4.142	Variation de facteur de securité du modèle en fonction d'hauteur de tirant	<u>76</u>
Figure4.143	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>77</u>
Figure4.144	Phase 3 : Déplacement total	<u>78</u>
Figure4.145	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>78</u>

Figure4.146	Phase 3 : déplacement Vertical	<u>78</u>
Figure4.147	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité $F_s=1.7$	<u>78</u>
Figure4.148	la courbe de facteur de sécurité en fonction d'hauteur de tirant	<u>78</u>
Figure4.149	Phase 3 : Déformation de maillage	<u>79</u>
Figure4.150	Phase 3 : Déplacement total	<u>79</u>
Figure4.151	Phase 3 : déplacement Horizontal	<u>79</u>
Figure4.152	Phase 3 : déplacement Vertical.	<u>79</u>
Figure4.153	Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité $F_s=1.4$.	<u>79</u>
Figure4.154	courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur	<u>80</u>
Figure4.155	Variation du f_s total du modèle en fonction du position du tirant	<u>80</u>
Figure4.156	Les courbes de FS en fonction de h	<u>81</u>
Figure4.157	phase 3 déformation de maillage	<u>82</u>
Figure4.158	phase 3 déformation totale	<u>82</u>
Figure4.159	phase3 déplacement horizontale	<u>82</u>
Figure4.160	déplacement verticale	<u>82</u>
Figure4.161	courbe de facteur de sécurité en fonction d'hauteur	<u>82</u>
Figure4.162	phase 3 deformation de maillage	<u>83</u>
Figure4.163	phase3 déplacement totale	<u>83</u>
Figure4.164	phase3 déplacement horizontale	<u>83</u>
Figure4.165	phase3 déplacement verticale	<u>84</u>
Figure4.166	phase 3 Obtention de coefficient de sécurité $F_s=1.717$.	<u>84</u>
Figure4.167	la courbe de f_s en fonction de hauteur	<u>84</u>
Figure4.168	phase3 deformation de maillage	<u>84</u>
Figure4.169	phase 3 deformation totale	<u>84</u>
Figure4.170	phase 3 deformation horizontale	<u>84</u>
Figure4.171	phase 3 déplacement verticale	<u>84</u>

Figure4.172	Obtention de coefficient de sécurité $F_s=1.67$	<u>85</u>
Figure4.173	la courbe de facteur de sécurité en fonction de Hauteur	<u>85</u>
Figure4.174	phase 3 deformation de maillage	<u>85</u>
Figure4.175	. phase 3 defomation totale	<u>85</u>
Figure4.176	phase 3 déplacement horizontale	<u>86</u>
Figure4.178	phase 3 déplacement verticale	<u>86</u>
Figure4.1	Obtention de coefficient de sécurité $FS=1.617$	<u>86</u>
Figure4.211	la courbe de f_s en fonction de H	<u>86</u>
Figure4.180	Diagramme générale de coefficient de sécurité en fonction de l'inclinaison de tirant	<u>87</u>

Notion et abréviations

γ_{unsat}	[kN/m ³]	Poids volumique "non saturé"
γ_{sat}	[kN/m ³]	Poids volumique "saturé"
E_{ref}	[kN/m ²]	Module d'Young
EA	[kN/m]	Rigidité normale
EI	[kNm ² /m]	Rigidité de flexion
ν	[-----]	Coefficient de Poisson
C_{ref}	[kN/m ²]	la cohésion
C'	[kN/m ²]	la cohésion effective
φ	[°]	l'angle de frottement
φ'	[°]	l'angle de frottement interne effectif
ψ	[°]	l'angle de dilatance
R_{inter}	[-----]	Résistance d'interface
w	[kN/m]	Poids
L_s	[m]	Espacement
F_a	[kN]	force de poussée
F_P	[kN]	force de butée
F_C	[kN]	La force de contrebutée
T	[kN]	l'effort d'ancrage
K_a	[-----]	coefficient de poussée
K_P	[-----]	coefficient de butée
D	[m]	la fiche
H	[m]	La hauteur
Z_0	[m]	La hauteur de butée

Bibliographie :

Livre: 300 solved problems soil/rock mechanics and foundations engineering 2p : 281-282p

Wikipedia

Ch.Mebarki : modélisation d'une excavation avec paroi moulée pour_ la construction d'un hôtel en 1p :40-41P année 2018

A.Lahmidi : contribution a l'étude numérique du comportement d'une paroi moulée tirantée 11p : 3-14p année 2016

H.Haouam : étude numérique d'un mur de soutènement en sol stabilisé et renforcé avec fibres et geogrilles 8p : 3-16p années 2010

Sommaire :

Résumé

Abstract

Liste de figure

Liste des tableaux

Liste des notions principales

Introduction

Chapitre 1 : généralité sur les ouvrages de soutènements

1.1 Introduction	2
Historique	2
Principe de soutènement	2
1.2 définition des murs de soutènements.....	3
1.3 différents type des murs de soutènements.....	3

Chapitre 2 : étude bibliographique d'une paroi moulée et technique de réalisation

2. la paroi moulée.....	4
2.1 Définition.....	5
2.2 Différents types de paroi moulées	5
2.2.1 Paroi d'étanchéité.....	6
Mise en œuvre	6
2.2.3 paroi de soutènement simple.....	7
Domaine d'emplois.....	8
2.2.4 la paroi moulées classique.	8

a) la paroi de tranchée couverte.....	9
b) les jambés de pantalon.....	9
2.2.5 Les paroi caissons	9
2.2.6 Les parois préfabriquées	10
• simple.....	10
• les parois mixtes (ou composites).....	11
• domaine d'emploi.....	11
• constitution.....	11
2.2.7 Les parois de pieux sécant.....	12
Définition.....	12
2.2.8 Les paroi berlinoises.....	12
Définition.....	12
2.3 Technique de réalisation des paroi moulée.....	13
2.3.1 Introduction.....	13
2.3.2 Méthode d'exécution de la paroi moulée.....	13
2.3.2.1 performance.....	13
2.3.2.2 méthode de forage.....	13
2.3.2.3 les cages d'armatures.....	14
2.3.2.4 le béton et le bétonnage.....	15
2.3.2.5 les joints entre panneaux.....	16

CHAPITRE 3 : tirant d'ancrage

3.1 définition des sols renforce.....	17
3.1.1 type de renforcement.....	17

3.1.2 La technique pneusol.....	17
3.1.3 Le renforcement par grillage ou par treillis métalliques.....	18
3.1.4 Le renforcement par encrage.....	18
3.1.5 Le renforcement par géotextiles.....	19
3.1.6 Le renforcement par geogrilles.....	19
3.2 Tirant d’ancrage.....	19
3.2.1 Définition	20
• Un tirant se compose.....	20
• Les différents types de tirant d’ancrage.....	20
3.2.2 Domaine d’utilisation.....	20
3.2.2.1 Excavation.....	21
3.2.2.2 Confortement de talus.....	21
3.2.2.3 barrage.....	22
3.2.2.4 Mur de quais.....	22
3.2.2.5 Souterraines.....	22
3.2.2.6 Fondation.....	22
3.2.3 Deux principes de fondationment	23
3.2.3.1 Soutènement.....	23
3.2.3.2 Ancrage de structure.....	23
3.2.4 Les différents partie du tirant.....	24
3.2.4.1 Force de précontrainte.....	24
3.2.4.2 Tête d’ancrage	24

3.2.4.3 longueur libre.....	24
3.2.4.4 longueur scellé.....	24
3.2.5 Phase de mise en œuvre.....	24
3.2.5.1 Préfabrication et transport.....	24
3.2.5.2 Forage.....	25
3.2.5.3 Installation dans le forage et injection	25
3.2.5.4 Essais.....	26
3.2.5.5 mise en tension.....	26
3.2.5.6 Protection définitive	27

CHAPITE 4 : analyse paramétrique

4.1 Bref aperçu de la méthode des éléments finis.....	28
4.1.1 Introduction.....	28
4.1.2 Bref historique.....	28
4.1.3 Concepts de base.....	29
4.1.4 Calculs par la MEF	29
4.1.5 Présentation de plaxis.....	30
Le code élément finis plaxis.....	30
4.1.6 Le modèles de comportement utilisés dans plaxis.....	31
4.2 Analyse et discussion des résultats obtenus.....	32
4.2.1 Introduction.....	32
4.2.2 Procédure de la simulation numérique.....	32
4.2.2.1 Définition des données.....	32

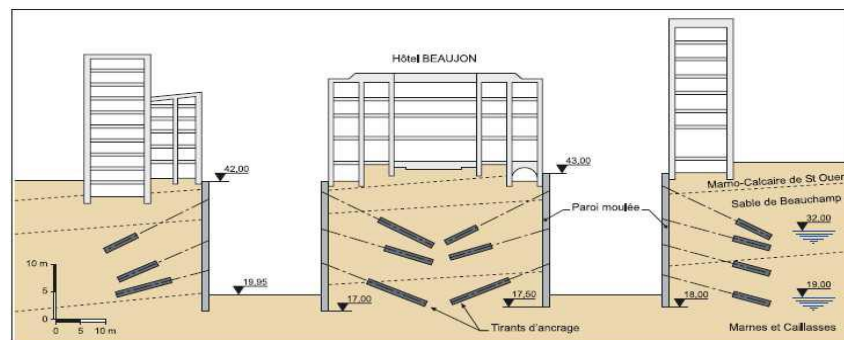
4.2.2.2 Données géométrique et géotechniques.....	32
Géométrie de l'assiette de projet.....	32
Géométrie du modèle	33
4.2.3 Caractéristique physique et mécanique des matériaux.....	33
4.2.3 Caractéristique physique et mécanique.....	34
a) paroi moulée.....	35
B) Caractéristiques des tirant d'ancrage	36
4.2.4 Génération de maillage	36
4.2.5 Condition initiales.....	37
a) conditions hydraulique.....	37
B) Contraintes initiale dans le sol	38
4.3 Procédure de calcul.....	39
4.4 Analyse paramétrique.....	41
4.5 effet d'inclinaison du tirant.....	79
4.6 conclusion.....	87

Introduction générale

La réalisation des excavations profondes dans les zones urbaines nécessite l'utilisation de structures de soutènement afin de protéger les constructions existantes avoisinantes. En effet les excavations peuvent mettre à nu leurs fondations, ce qui constitue un réel danger. Même si ces structures sont souvent utilisées en génie civil, leur calcul et leur dimensionnement ne sont pas simples : les interactions entre le sol, la paroi et les structures avoisinantes étant importantes, leur prise en compte est difficile.

Pourquoi une paroi moulée ?

Pour le choix des parois moulées, on ne peut pas vraiment parler d'avantage mais de nécessité. En effet pour construire sous le niveau naturel du terrain, une autre solution envisageable aurait été de terrasser sur une surface beaucoup plus grande et de réaliser ensuite la paroi extérieure. Mais ce cas de figure n'est pas envisageable pour une construction en site urbain, qui ne laisse pas assez de place en périphérie de l'ouvrage pour la réalisation. La solution envisageable des parois moulées restera l'unique solution.



Exemple de soutènement complexe en site urbain au moyen de paroi moulée et ancrages Précontraints

L'idée consiste à réaliser le mur d'enceinte du futur bâtiment avant le terrassement. C'est ce mur qui soutiendra ensuite les terres : C'est le principe de la paroi moulée.

Ainsi, avec l'accord de notre directeur de mémoire, nous avons opté pour le thème suivant, en relation avec ce type de construction « Etude numérique d'une paroi moulée avec tirants d'ancrage ; Analyse numérique ».

Notre travail c'est effectuer suivant le plan ci-après :

- Introduction générale
- Chapitre 01 : Généralité sur les ouvrages de soutènement
- Chapitre 02 : Etude bibliographique d'une paroi moulée et technique de réalisation
- Chapitre 03 : Tirant d'ancrage
- Chapitre 04 : Analyse Paramétrique
- Conclusion générale

1.1. Généralité sur les ouvrages de soutènement

Introduction

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite.

La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préservera les routes et chemins des écoulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur (mur d'escarpe et glacis dans les fortifications), soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.

On trouve des murs de soutènement en pierres sèches, en moellons, en pierres de taille, en briques, en béton armé, en acier, voire en même bois ou en polymère.

Historique :

Dans les premiers besoins générant le mur de soutènement se trouve la fabrication de terrasses sur des terrains pierreux en pente pour un usage agricole terrasses bordées de mur bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier et en opus pue élaboré) récupérées par l'érosion des sols : ces murs sont édifiés pour combattre celle –ci (par exemple en Ardèche).

Puis on trouve la construction de terrasses recevant des édifices imposants. Ces murs furent dès l'antiquité des murs massifs constitués en maçonnerie soignée de blocs de pierres (dont l'exemple évocateur est celui des temples en gradins incas).

Principe du soutènement :

La principale considération dans le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la poussée des terres ou du matériau retenu par cette paroi. Dans leur état naturel, les terres tendent à se conformer en un tas pyramidal conique à la façon d'un tas de sable présentant une pente de talus naturel. L'interposition d'un écran de soutènement dans un massif se substitue à la partie manquant à la base et reçoit une partie du poids des terres restantes en une composante biaise de poussée qui tend à faire basculer et en même temps glisser le mur de soutènement disposé. Pour combattre cette poussée des terres, le mur peut être constitué de différentes façons.

- Opposer un poids supérieur à la partie remplacée en contrebalancement de la poussée telle est les murs-poids
- Etre ancré dans un corps mort fournissant une inertie ou ancré plus lion dans le sol à proximité qui ne fait pas partie de l'ensemble susceptible de glissement ou a une

Chapitre 01 : Généralité sur les ouvrages de soutènement

meilleure composition afin que la poussée soit contenue, éviter le glissement et annuler le moment de basculement : ce sont les parois ancrées.

- Résister au basculement par une semelle insérée sous les terres, semelle de surface de base en rapport avec la hauteur fournissant le moment de renversement.
- Réduire la poussée par un épaulement des terres retenues entre deux contreforts murs à redans les murs de soutènement, quel que soit leur type, doivent en principe être drainés, car la pression de l'eau retenue derrière un mur sans interstices d'évacuation augmente d'autant la poussée sur l'ouvrage et modifie la « consistance » du matériau en le fluidifiant ce qui apporte une transmission de poussée d'une partie plus importante, la friction (phénomène de s'agripper) en résistance au glissement ayant partiellement disparu, la pente naturelle du tas diminue.

1.2. Définition des murs de soutènement :

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir.

L'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées Routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour Réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un Bâtiment ou d'un ouvrage d'art. Il existe deux grandes classes d'ouvrages de Soutènement : ceux composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation et ceux composés d'une paroi.



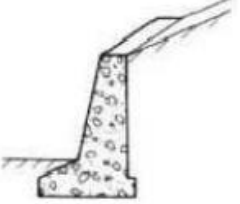
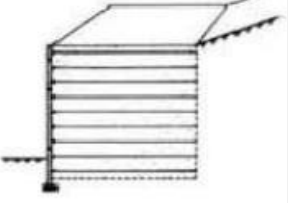
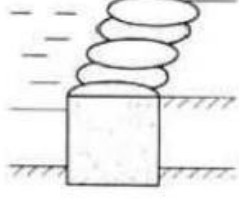
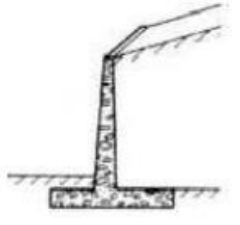
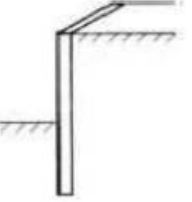
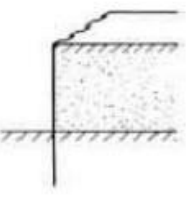
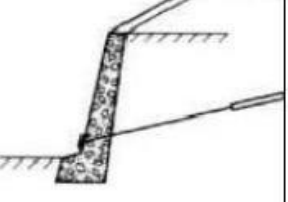
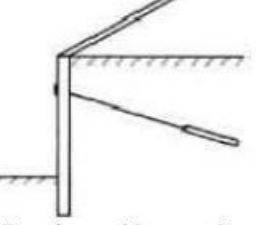
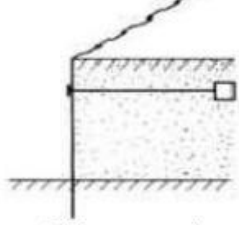
Photo de murs de soutènement

1.3. Différents types des murs de soutènement :

La notion (d'écran de soutènement) couvre l'ensemble des structures servant à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide d'éléments de matériaux Résistants à la poussée des terres. Dans la définition Eurocode (EC7_1,2004), un Ouvrage de soutènement retient des terrains (sols, roche ou remblai) et/ou de l'eau L'effort de poussée exercé par le massif de terres retenu peut être repris de Divers manières, trois modes principaux peuvent être distingués :

Chapitre 01 : Généralité sur les ouvrages de soutènement

- Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement
- Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement
- Cas où la poussée est reprise par des ancrages
 - **Le tableau 1.1 montre les différents types de soutènement.**

Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée			
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en terre armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

-Dans notre travail on a choisit le type de murs parois moulée.

2. La paroi moulée :

2.1. Définitions :

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant Les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage sont obtenues avec un fluide de perforation Appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un Dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression Hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut aussi être utilisées polymères peut aussi être utilisées.



Figure2.1 Photo de la paroi moulée

Les parois moulées ont en général une épaisseur comprise entre 0.40 et 1.20 m, voire 1.50 m. La largeur d'un panneau est généralement comprise entre 3 et 10 m. Les parois moulées peuvent atteindre une profondeur de 50 m, voire plus avec des engins adaptés. La fiche de la paroi moulée peut monter jusqu'à 50 % de la profondeur de la fouille. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage /butons. Ceux-ci sont nécessaires pour une hauteur d'excavation dépassant 5 m.

2.2. Différents types de parois moulées :

2.2.1. Paroi d'étanchéité :

Destiné à créer une barrière étanche dans l'épaisseur du sol (par exemple pour protéger une nappe), ce type de paroi ne comporte pas de terrassement après son exécution.

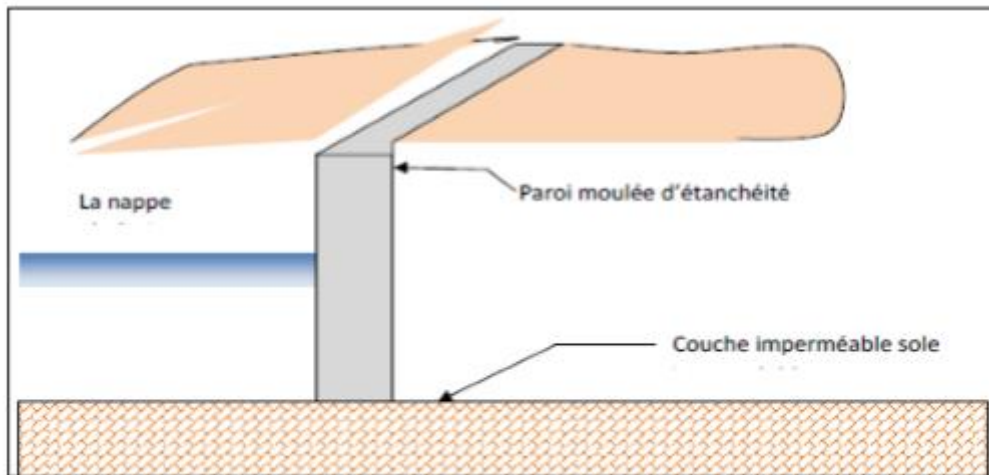


Figure2.2 : Schéma de principe parois moulée d'étanchéité (présentation du N.N.P.)

N'étant pas armée, la paroi est coulée soit avec un mélange de boue de bentonite et de graviers (épaisseur importante, d'au moins 1,50 m). Soit en béton de ciment plastique à dosage de ciment réduit, introduit au tube plongeur sous boue de bentonite (épaisseur variable de quelques centimètres à une soixantaine, suivant le dosage) ; soit avec un mélange de bentonite, de ciment et d'adjuvants assurant son auto durcissement (épaisseur 50 à 60 cm) Les parois d'étanchéité à base d'un liant spécial offrent une solution idéale pour maîtriser les fluctuations de la nappe phréatique. Les parois peuvent être placées à la verticale et à l'horizontale. Elles assurent une résistance durable à l'eau.

Les applications possibles sont :

- excavations
- digues, tunnels et parkings souterrains
- chemins creux
- sites pollués

- Mise en œuvre :

Pour mettre en place une paroi en ciment-bentonite, une tranchée est creusée sans vibrations et de façon insonore, jusqu'à la couche imperméable. Les tranchées jusque 100 m de profondeur sont réalisables. Le mélange à base de liant spécial, d'eau et de terre, assure la stabilité de la tranchée. Après durcissement, il forme une paroi étanche et suffisamment résistante. Pour mettre en place une paroi d'étanchéité par injection de coulis sous pression, le coulis à base d'un liant spécial et d'eau est introduit à la profondeur souhaitée, au moyen d'un tube d'injection. La tête d'injection tournante permet de recouper le sol sous pression de l'injection de coulis. Lors de la remontée de la tête d'injection tournante, une paroi étanche est créée sous forme d'une colonne de terre et de Ciment.

2.2.3. Paroi de soutènement simple :

Cas où il n'est pas prévu de construction dans l'excavation après terrassement.

La paroi, en béton armé, est alors maintenue par des tirants d'ancrage permanents, ou par des contreforts, intérieurs ou extérieurs, réalisés par le même procédé que la paroi proprement dite. Le fonctionnement des parois Paroi moulée classique est celui d'une structure chargée par la poussée des terre et de l'eau soutenue et résistant en flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche et d'autre part par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran. L'écran est généralement fiché de façon significative dans le terrain : de façon typique, la fiche pour une paroi ancrée varie de 30% à 50% de la hauteur de fouille, en permettant la mobilisation d'un appui au sein du terrain, cette fiche joue un rôle déterminant dans l'équilibre de l'ouvrage. La nature de ces appuis est variable selon les propriétés de terrain, la longueur en fiche de l'écran et sa rigidité et la distribution des autres appuis, tirant ou butons en partie aérienne. Elle peut se réduire à un appui simple pour des écran très rigide, ancrés en partie supérieure et dont la fiche est courte tandis que pour des écrans ne possédant pas d'appuis en partie supérieure l'encastrement en fiche devra être totale. Dans le cas général l'écran se trouve partiellement encastré dans le terrain. Les appuis en partie supérieure de l'écran sont présents dès que la hauteur libre dépasse environ 5m, de façon à limiter les déplacements de renvoyer les efforts d'appuis suffisamment loin en arrière de l'écran, au sein d'une partie stable de massif de sol. Il peut également s'agir de butons, dans le cas où l'effort être renvoyé à une structure faisant face à l'écran (cas des tranchées couvertes, par exemple).

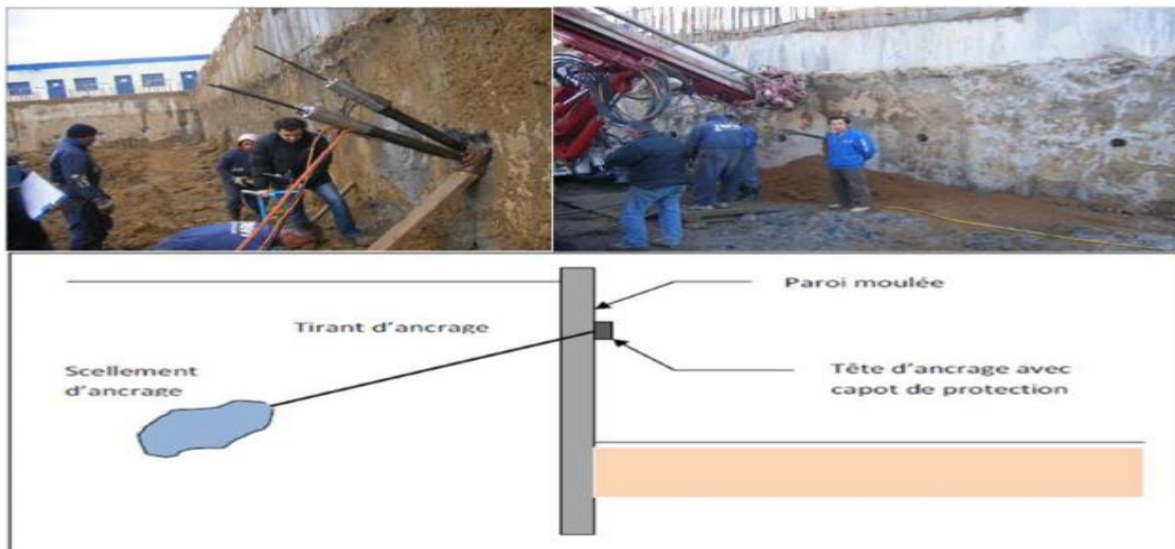


Figure 2.3 : Schéma de principe d'une paroi moulée en place avec une nappe de tirants

La répartition des appuis pour chaque niveau est variable suivant la nature des appuis et l'intensité des efforts à reprendre. L'espacement horizontal est plus important dans le cas des butons que dans celui des tirants.

- Domaine d'emplois :

Soutènement notamment pour les fouilles de grande profondeur (usine, centrale ...)
Ouvrage hydraulique tel que les quais Fondation profonde qui transmette aux sols sous-jacents des charges permanentes et d'exploitations Dans les zones urbaines pour protéger les structures proximité de la fouille.

2.2.4. Les parois moulées classiques :

À côté de la technique classique déjà décrite, à triple fonction (fondation, soutènement, écran étanche), on trouve aussi.

a- la paroi de tranchée couverte :

Surtout utilisée en travaux publics pour les voies de circulation : routes, chemins de fer, métro, canaux souterrains, parkings à niveaux multiples. On coule les parois moulées de rive en béton armé (éventuellement celles formant appuis intermédiaires), puis le plancher de couverture au niveau du sol, qui sert à buter les parois en tête. Le terrassement est ensuite effectué en souterrain, sous ce plancher sur la hauteur du premier sous-sol. Plusieurs planchers successifs peuvent être coulés au cours du terrassement.

Cette technique a deux avantages :

Libération immédiate de la surface pour la circulation au niveau du sol existant suppression des tirants et des butons.

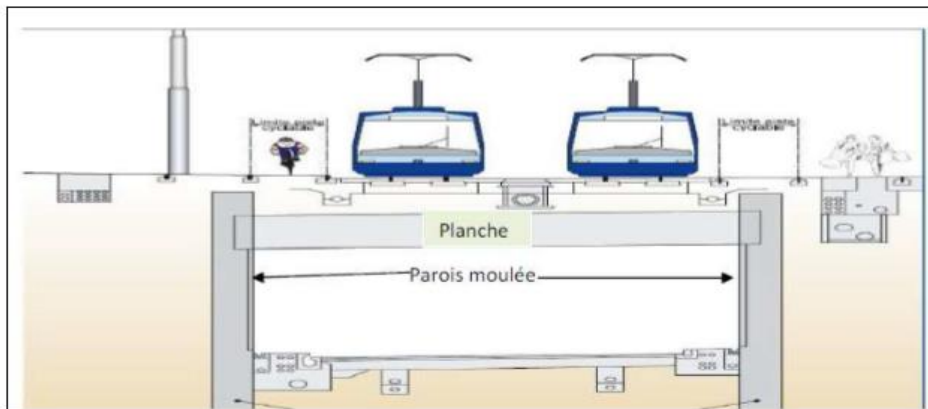


Figure2.4 : Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte avec planché qui sert à buter les parois

La méthode de "tranchée couverte" :

La méthode de "tranchée couverte" est généralement choisie pour procéder à la réalisation d'un ouvrage dans un environnement urbanisé et sous faible couverture.

La méthode consiste à créer : deux murs de soutènements parallèles en parois moulées : parois en béton armé moulées dans le sol ; une dalle de couverture reposant sur ces parois.

B - Les "jambes de pantalon" :

Dans le cas d'une paroi à fonction porteuse, la couche d'assise peut être située beaucoup plus bas que le dernier sous-sol et que les couches imperméables sous la nappe : la paroi de soutènement et d'étanchéité continue n'a pas besoin d'être prolongée jusqu'à l'assise de fondation. On la prolonge seulement sous une partie des panneaux de la paroi. On obtient ainsi une disposition dite "en jambes de pantalon". Parois en jambe de pantalon à deux fonctions : une fonction vis-à-vis de la stabilité et une fonction hydraulique, les panneaux les plus longs assurant la stabilité de l'ouvrage tandis qu'un meilleur écoulement de l'eau est assuré sous les panneaux adjacents plus courts ; cette disposition se :

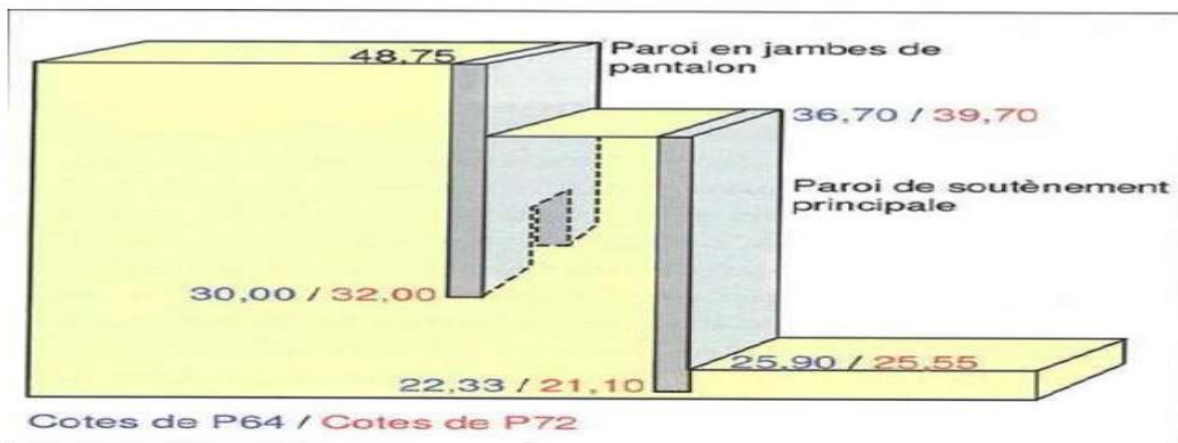


Figure 2.5 : Montre la différence entre paroi moulée jambe de pantalon et paroi simple

2.2.5. Les parois caissons :

Autre mode d'utilisation de la technique de la paroi moulée, la paroi caisson consiste en une enveloppe, en béton armé, que l'on remplit de béton cyclopéen après avoir retiré les terres contenues à l'intérieur. Elle remplace, pour de très grandes dimensions et de grandes profondeurs, la technique des caissons havés Caissons havés ("ouverts") Les extrémités inférieure et supérieure sont ouvertes. Le caisson est foncé, en place Lorsque la cote finale est atteinte on assèche le caisson et on le remplit de béton Pour faciliter la pénétration du caisson dans le sol, les extrémités inférieures des parois latérales du caisson sont façonnées en biseau ; sur cette partie biseautée, ou "crinoline", est fixée une "trousse coupante" munie d'un "couteau" prolongeant la paroi extérieure du caisson ; Elle permet de fonder des charges ou d'ancrer des efforts de traction considérables.

2.2.6. Les parois préfabriquées :

La finition d'une paroi moulée présente toujours une certaine grossièreté du fait de son moulage dans le sol : inégalités de la face visible après terrassement, joints entre panneaux imparfaits, mauvaise position de l'armature, etc. La paroi préfabriquée est un perfectionnement de la paroi moulée : le béton n'est plus coulé au tube plongeur sous une boue de bentonite, mais introduit dans celle-ci sous forme de panneaux de béton armé entiers, fabriqués à l'avance en atelier.

*Simple :

Le forage est fait comme pour une paroi moulée, mais un peu plus large que la future paroi, avec remplissage de boue de bentonite. Les panneaux préfabriqués, en béton armé, sont descendus à la suite les uns des autres dans le forage et calés sur les parois de la pré-saignée. Ils sont centrés de manière à laisser une épaisseur de boue de chaque côté. Un coulis de sable et ciment est ensuite injecté par le bas, qui prend la place de la boue sur les deux faces des panneaux. Il existe des mélanges auto durcissant qui font office à la fois de boue de forage et de coulis, ce qui simplifie les opérations. Les extrémités des panneaux préfabriqués sont façonnées en forme de joints, de manière à assurer la liaison de panneau à panneau, le coulis de ciment assurant le scellement. Au moment du terrassement le coulis durci est enlevé sur la face de la paroi qui devient apparente.

Les dimensions des panneaux préfabriqués sont conditionnées par leur poids qui ne doit pas être prohibitif vis-à-vis de la manutention et de l'appui sur les murettes de la pré-saignée. La longueur est en général comprise entre 2 et 4 m. Les épaisseurs sont un peu inférieures à celles des parois moulées, la préfabrication autorisant des contraintes du béton plus élevées. Des passages sont réservés dans les panneaux pour les tirants d'ancrage qui seront mis en place au cours du terrassement.

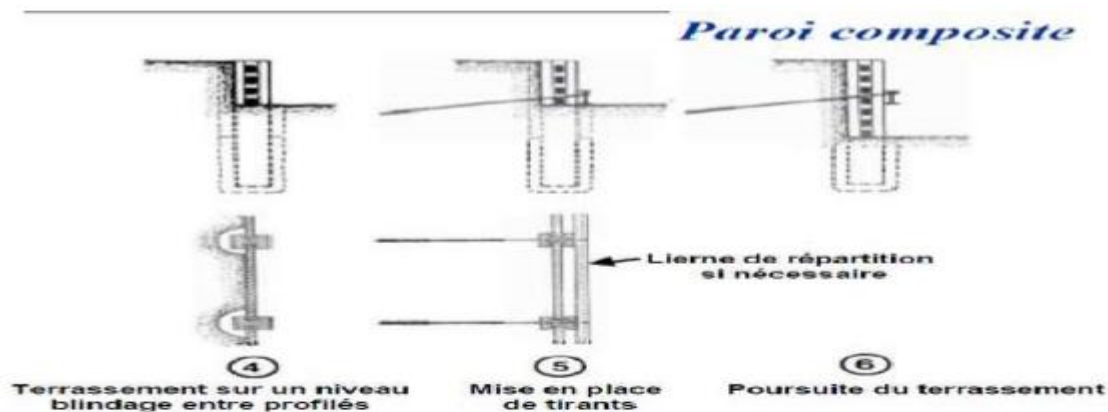


Figure 2.6 : Parois composite

* Les parois mixtes (ou composites) :

On citera, pour mémoire, les techniques ainsi appelées, qui associent les procédés de la paroi moulée et de la paroi préfabriquée. Par exemple : une paroi préfabriquée armée, en partie haute, sur la hauteur des sous-sols à terrasser et de la nappe phréatique (rôle triple : porteur, de soutènement et d'étanchéité), encastrée au pied dans une paroi moulée non armée, descendant plus profondément jusqu'au substratum porteur (rôle porteur simple).

Domaine d'emploi :

- Ouvrages de déblai
- En site terrestre
- Hors d'eau
- Dans pratiquement tous les terrains
- Très utilisées en site urbain
- Hauteur moyenne à forte

Constitution :

Pieux isolés :

- Entraxe 2,5 à 4 m
- Pieux métalliques (h) ou préfabriqués en béton armé
- Mis en place et scellés (à l'aide de béton) dans un forage
- Voile réalisé entre les pieux au fur et à mesure du terrassement : béton projeté ou coulé en place, armé

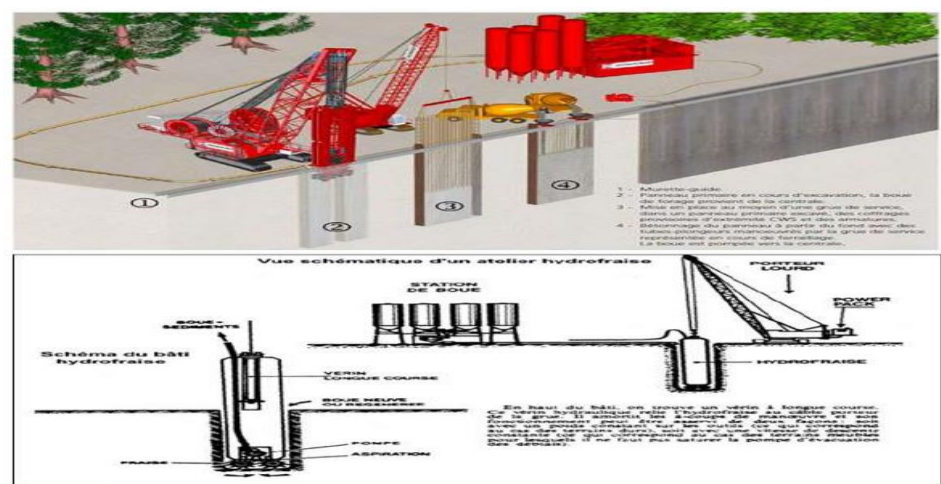


Figure2.7 : Vue schématique d'un atelier hydro fraise.

2.2.7. LES PAROIS DE PIEUS SÉCANTS :

Définitions :

La paroi de pieux sécants est un élément de fondation et de soutènement basé sur un rideau de pieux. Ceux-ci sont sécants, c'est-à-dire qu'ils s'entrecroisent afin de former un écran continu en béton armé. Comme pour les pieux des parois de pieux tangents, les pieux ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement de l'ordre de 12 m. La fiche de la paroi moulée peut monter jusqu'à 20 m de profondeur. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage / butons. Ceux-ci sont nécessaires dès que l'on atteint une hauteur d'excavation de l'ordre de 4 m.



Figure 2.8. Parois de pieux sécants

2.2.8. LES PAROIS BERLINOISES :

Définitions :

La paroi berlinoise est un écran de soutènement composé de profilés verticaux disjoints mis en œuvre avant le début de l'excavation et d'éléments de blindage, liaisonnés aux poteaux et destinés à leur transmettre les efforts de poussée des terres. Les profilés verticaux les plus fréquemment utilisés sont les profilés en H et les couples de profilés en U. Les éléments de blindage peuvent être des madriers en bois, des plaques métalliques, des parois gunitées, ou encore des plaques de béton préfabriquées. Les profilés verticaux sont généralement espacés d'une longueur comprise entre 1 et 3 m. Dans les cas les plus courants, ces profilés ont une hauteur d'environ 200 mm, On adopte généralement une distance d'intervalle de l'ordre de 2 m entre deux lits de dispositifs de retenue. Les madriers en bois ont une épaisseur qui varie de 5 à 15 cm et une hauteur comprise entre 13 et 18 cm. Les plaques en béton préfabriqué ont une épaisseur qui varie usuellement entre 4 et 6 cm, et une hauteur qui atteint généralement 1 m. Généralement, on utilise ce genre de parois pour des soutènements dont la hauteur ne dépasse pas 8 m. La profondeur des poteaux peut toutefois descendre jusque 15 m.

Les parois berlinoises sont des parois dont le seul rôle est de garantir une fonction de soutènement. Elles ne sont pas adaptées pour reprendre les charges verticales d'une construction future ou pour assurer une fonction d'étanchéité. Elles sont donc généralement utilisées sur des chantiers sans présence d'eau.

2.3. Technique de réalisation des parois moulées :

2.3.1. Introduction :

Avant d'exécuter la paroi moulée nous sommes confrontés de résoudre le problème de la stabilité de la tranchée lors de l'excavation. En effet, si on exécute sans précaution particulière d'une fouille verticale à grande profondeur, des effondrements de paroi se produisent inévitablement. Le miracle de la paroi moulée c'est que la tranchée est stable sans blindage grâce à une simple boue à bentonites on peut facilement après l'achèvement de l'excavation, remplacer la boue par le béton à l'aide d'un tube plongeur il est ainsi possible de couler un béton en la moule exactement dans le volume excavé dans le sol la boue étant récupérée au fur et à mesure de l'introduction du béton.

2.3.2. Méthode d'exécution de la paroi moulée :

Les méthodes d'exécution nécessitent d'être rappelées, car elles sont la cause de nombreux défauts.

2.3.2.1. Perforation :

Outre la fonction de la boue comme soutènement des parois de l'excavation, les principaux problèmes liés à l'exécution de fouille concernant sa verticalité et la traversée des horizons durs. Le maintien de verticalité est obtenu en réalisant des murettes guide en béton armé, guidant l'engin de perforation qui s'ajuste entre elles durant sa descente dans les sols meubles, l'excavation est traditionnellement réalisée à l'aide d'un outil travaillant en rotation ou en roto percussion, en association avec une circulation inverse de la boue permettant la remontée des sédiments ; au besoin un trépan peut être à ce dispositif. L'hydro fraise (ou hydro haveuse technique datant de 1975 et constamment améliorée, permet une plus grande précision et le passage des horizons durs épais.

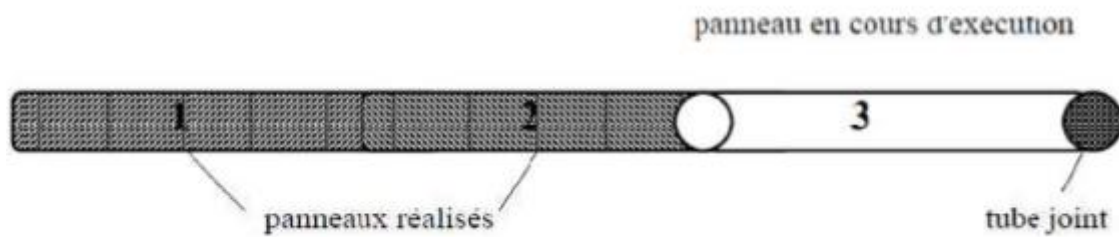
Cette technique est par contre sensible à certains sols et à la présence de gros blocs qui bloquent les tambours de l'engin. Les grandeurs d'outils varient de 0,52m à 1,52m ; dans le génie civil routier, les épaisseurs courantes varient de 0,52m à 0,80m des profondeurs de 35 à 50 m sont atteintes couramment et peuvent exceptionnellement atteindre 100 m avec une hydro fraise.

2.3.2.2. Méthodes de forage :

Le forage est réalisé par panneaux de longueur limitée, en tenant compte de la cohésion du terrain en place et des contraintes extérieures au voisinage de la paroi (mur mitoyen,

surcharges, ...). Il se fait soit en continu ou soit par panneaux alternés (méthode des panneaux primaires et secondaires).

a) Forage en continu :



b) Forage par panneaux alternés :

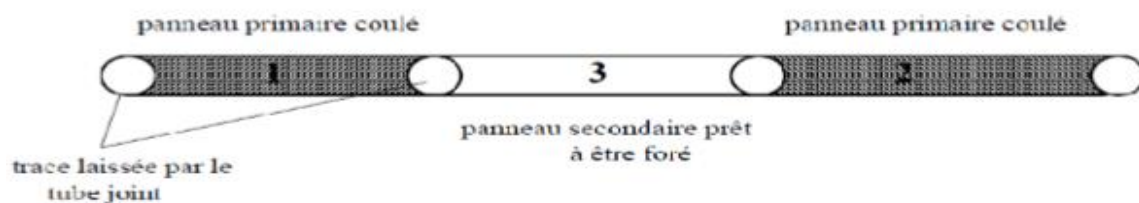


Figure 2.10 Schéma de réalisation du panneau.

Suivant la méthode en continu, un seul tube joint suffit à l'extrémité de chaque panneau foré, tandis que suivant la méthode en alterné, deux tubes joints sont nécessaires dans chaque panneau primaire foré. Le tube joint peut être remplacé par un profilé spécial comportant un dispositif de maintien du joint water-stop.

2.3.2.3. Les cages d'armatures :

Les cages d'armatures, pour les parois moulées, sont mises en place dans la tranchée pleine de boue, avant le bétonnage. Elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se déformer durant les phases de manutention. L'espacement des aciers doit être suffisant pour que le béton qui arrive puisse être correctement mis en œuvre (20 cm sont recommandés). D'autre part, les cages sont soumises à une pression importante du béton lors des phases de bétonnage et doivent donc comporter beaucoup d'aciers horizontaux. Compte tenu de la présence du cake de bentonite et des incertitudes sur le positionnement des cages (équipées de cales), l'enrobage de projet des aciers est supérieur à celui en vigueur pour les autres ouvrages en béton. Toutes les réservations diverses, pour les dispositifs d'auscultation des parois ou les passages de tirants, doivent être disposées à l'avance dans les éléments de cages d'armatures. De même, un renforcement de la cage est prévu au niveau des tirants dans le cas des parois ancrées, pour assurer la répartition des efforts d'ancrage. En cas de mise en œuvre de la cage en plusieurs éléments verticaux, la

continuité du ferrailage est assurée généralement par recouvrement des éléments et, dans certains cas particuliers, par manchonnage.

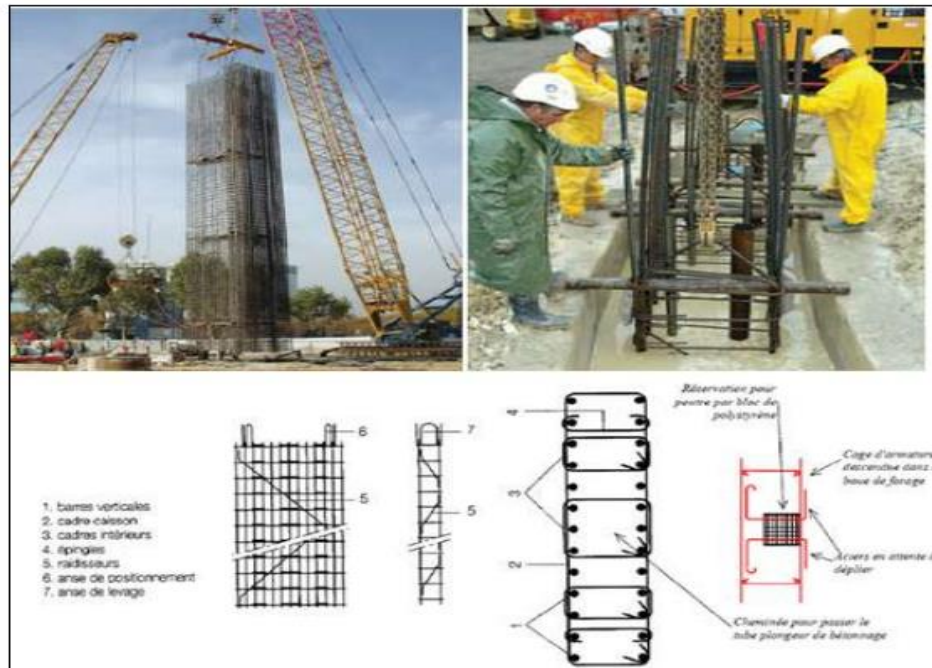


Figure 2. 11 : Ferrailage

2.3.2.4. Le béton et le bétonnage :

Le béton de paroi moulée n'est jamais vibré. Le bétonnage s'effectue au tube plongeur, depuis le bas de la fouille jusqu'en haut. C'est une opération délicate :

_ le bétonnage doit s'effectuer régulièrement de façon à ce que la boue et les éléments dont elle s'est chargée soient correctement chassés par le béton,

_ Le tube plongeur doit rester engagé de plusieurs mètres dans le béton frais, trois mètres étant considéré comme un minimum,

_ Des retardateurs de prise sont incorporés au béton afin que la prise du béton mis en œuvre en premier n'intervienne pas avant la fin du bétonnage de l'ensemble du panneau,

_ le béton doit être suffisamment liquide et non ségrége able pour occuper correctement tout le volume de la fouille ; il doit cependant être suffisamment compact par simple mise en œuvre gravitaire. Le béton doit faire l'objet d'une étude au niveau de sa formulation et de sa maniabilité. Le béton doit répondre aux spécifications réglementaires avec des caractéristiques néanmoins légèrement inférieures à celles des ouvrages en élévation. La composition du ciment retenu doit être conditionnée par le niveau d'agressivité du milieu. La protection des armatures contre la corrosion est assurée à la fois par la qualité du béton et par une épaisseur d'enrobage adaptée.

2.3.2.5. Les joints entre panneaux :

Les joints sont des points délicats de jonction entre panneaux qui, s'ils n'ont pas dans le cas général de fonction structurelle proprement dite, sont par contre très souvent amenés à assurer une continuité vis-à-vis des aspects hydrauliques. La technologie de coffrage des joints a été sans cesse améliorée ; l'époque de construction d'un ouvrage et la connaissance de l'entreprise qui en a assuré la construction peuvent utilement renseigner sur le type de joint. On cite, ci-après, les principaux types qui ont été ou sont encore utilisés, les techniques actuelles se limitant à deux ou trois procédés.

3. 1. Définition des sols renforcés :

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments Résistants de manière à former un matériau composite.

Les sols renforcés (terres armées) sont fréquemment utilisés à présent pour différentes Structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très Faible portance.

3 .1.1. Types de renforcement :

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique ; unidimensionnelle (linéaire), Bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs Sont possibles : acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc...

Citant quelque type de renforcement :

3.1.2. La technique pneusol :

Cette technique est assurée par des niveaux pneumatiques usagés de véhicule légers, reliés entre eux par sangles polyester ou attaches métalliques et dont les flancs sont entièrement découpés comme le montre la figure.

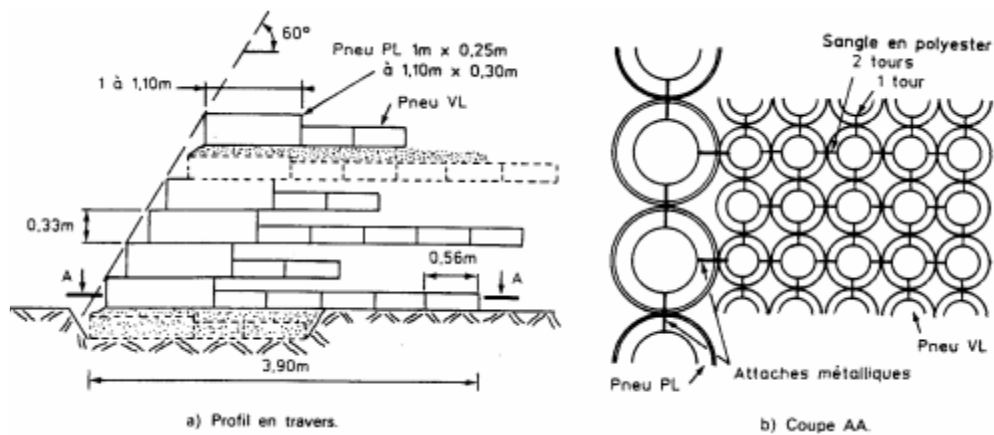


Fig3.1 Technique Pneusol

3.1.3. Le renforcement par grillages ou par treillis :

Métalliques :

Le renforcement par treillis métalliques s'apparente à la technique Pneu tex, les Géotextiles étant remplacés par des treillis. Cette technique est appelée Armapneusol et a l'avantage d'être utilisable avec des sols contenant de très gros éléments.

Une autre technique consiste à mettre en œuvre des grillages sur lesquels le sol est compacté. C'est le système Terrâmes dont le parement est en gabions. Une technique dérivée (Terramesh Vert) permet une revégétalisation du parement grillagé. On peut noter que pour le Remplissage des gabions, les gros éléments issus de l'écrêtage des matériaux de torrent pourraient être utilisés, à condition qu'ils soient eux-mêmes écrêtés pour supprimer les très gros éléments.

3.1.4. Le renforcement par ancrages :

Il s'agit de renforcer le sol par des barres métalliques au bout desquelles sont placés des blocs d'ancrage. Le renforcement est ainsi assuré par frottement ainsi que par contrebutée. Les barres ont une section ronde pour réduire la surface soumise à la corrosion et sont liées au parement composé d'écailles en béton. La figure montre le principe de renforcement par ancrages.

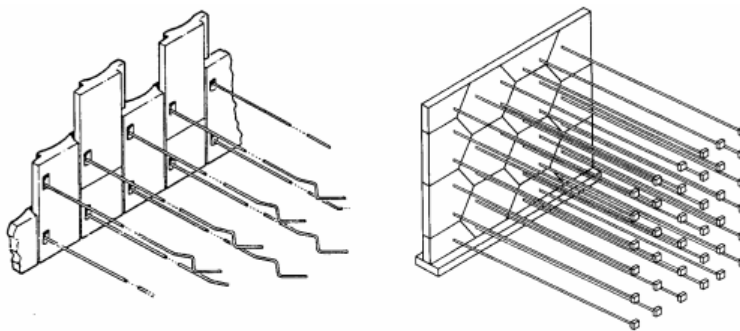


Fig3.2 : Renforcement par ancrages

Une autre technique consiste à lier chaque élément préfabriqué en béton à une butée.

D'ancrage par l'intermédiaire d'une bande en polymère comme indiqué dans la figure.

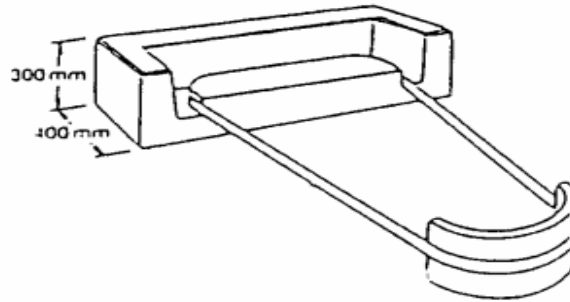


Fig3.3 : Bande en polymère

3.1.5. Le renforcement par géotextiles :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisations sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations.

3.1.6. Le renforcement par géogrilles :

Les geogrilles sont classées parmi les produits géo synthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses. En particulier, on peut distinguer les geogrilles uni axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géo grilles bi axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré. La figure présente le détail d'un geogrilles uni axial dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistant en prenant appui sur la structure à ancrer. Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure est à deux ans, permanent dans l'autre cas.

3.2. Tirant d'ancrage :

3.2.1. Définition :

un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistant en prenant sur la structure à ancrer . un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans ,permanent dans l'autre cas .



Figure3.4 : tirant d'ancrages

*Un tirant se compose :

- D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'un système d'appui.
- D'une partie libre qui la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement
- D'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire de scellement.

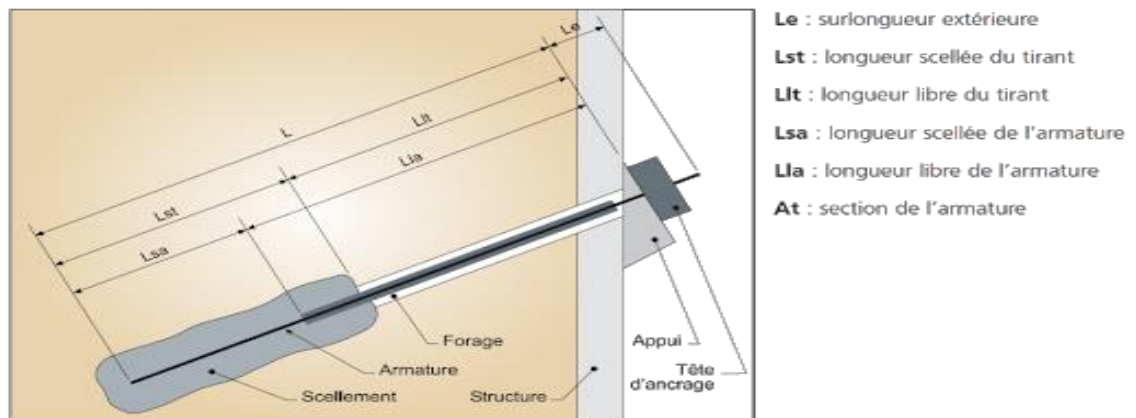


Figure3.5 composition de tirant d'ancrage

*Les différents types de tirant d'ancrage :

Passif: il n'est mis en traction qui de fait de l'application à l'ouvrage des actions qui sollicitent ce dernier. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre. L'armature est le plus souvent une barre en acier, voir en matériau composite.

Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans, permanent dans l'autre cas.

Comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.

Active : il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations de l'ouvrage.

L'armature la plus ouvrant est un faisceau de câbles en acier pour précontrainte.

3.2.2. Domaines d'utilisation :

Les ancrages sont utilisés dans tous les domaines de la construction :

3.2.2.1. Excavation :

L'ancrage assure la stabilité du sol et autorise la réalisation de fouilles profondes et larges. Il est souvent temporaire, car la stabilité du terrain est assurée à long terme par le bâtiment construit dans la fouille (parkings, sous-sols, ...)



Figure 3.6 excavation

3.2.2.2. Confortement de talus :

L'installation d'ancrages inclinés évite les glissements de terrain et améliore la résistance du SOL

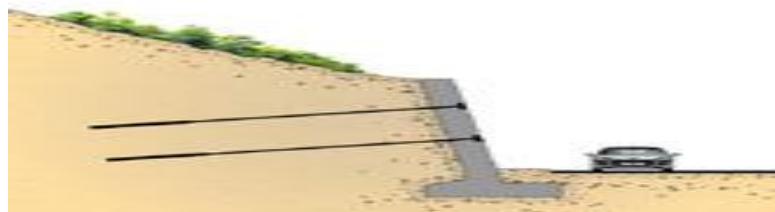


Figure3.7 : encrage inclinés

3.2.2.3. Barrages :

Les ancrages verticaux, généralement précontraints, améliorent la résistance au basculement des barrages et limitent les infiltrations d'eau au droit du contact avec la roche.

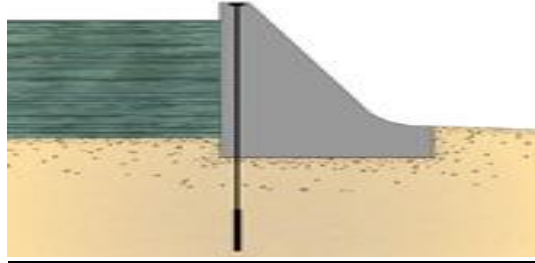


Figure3.8 : encrage verticale

3.2.2.4. Murs de quais :

Les tirants portuaires assurent la stabilité d'un mur de quai en reportant les efforts sur un rideau arrière. Ce principe est également appliqué à des remblais soutenus par des murs préfabriqués (rampes d'accès,).

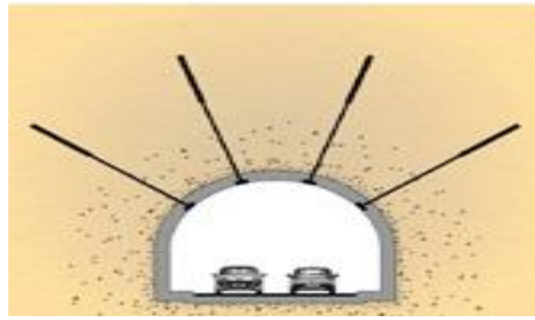


Figure3.9 : tirant portuaires

3.2 2.5. Souterrains :

Les techniques d'ancrage consolident le soutènement des galeries par équilibrage des forces du terrain. On retrouve ce type d'utilisation dans les mines et les tunnels.

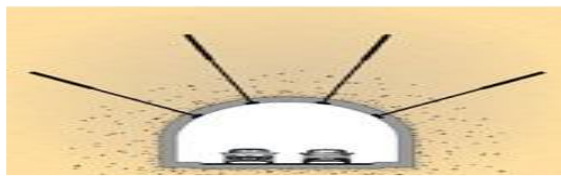


Figure 3.10 : encrage consolident le soutènement

3.2.2.6. Fondations :

Les ancrages permettent la réalisation de constructions sur des terrains ayant de faibles capacités portantes, ou instables. Les descentes de charge de la construction sont transmises aux zones stables en Profondeur.

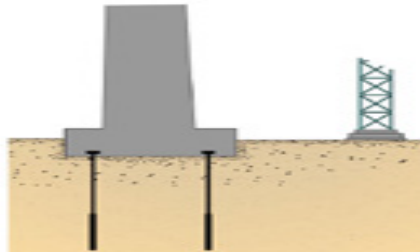


Figure2.11 : encrage des fondations

Plusieurs familles d'ancrage se distinguent pour ces différentes applications :

- ✓ Les tirants d'ancrage
- ✓ Les clous et les boulons d'ancrage
- ✓ Les micros pieux
- ✓ Les tirants portuaires

3.2.3. Deux principes de fonctionnement :

3.2.3.1. Soutènement :

Le tirant permet de stabiliser un mur de soutènement en reportant les efforts induits par la poussée naturelle du terrain et les charges d'exploitation au-delà du cercle de glissement. Les efforts sont transmis au terrain par la longueur scellée. Le tirant est généralement précontraint afin de contrôler le déplacement de la paroi lors des différentes phases de construction.

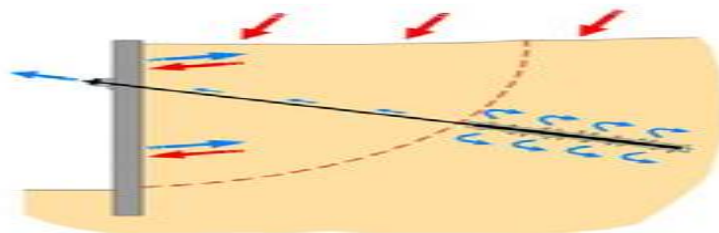


Figure3.12 : stabilisation du mur par le tirant

3.2.3.2. Ancrage de structure :

Le tirant a pour but de générer un effort sur une structure, soit pour compenser un effort de soulèvement, soit pour comprimer la fondation sur le terrain. Il doit mobiliser un volume de terrain ayant un poids suffisant pour compenser l'effort souhaité. La longueur scellée est prévue pour transmettre les efforts au terrain, et la longueur libre est définie en fonction du

volume de terrain recherché. La force de précontrainte revêt une importance capitale pour limiter ou supprimer le mouvement vertical. Dans le cas d'efforts répétés, elle supprime les risques de fatigue sur le scellement

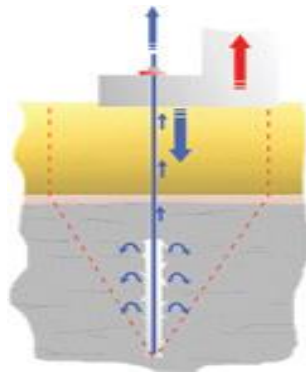


Figure3.13 : la charge de soulèvement

3.2.4. Les différentes parties du tirant :

3.2.4.1. Force de précontrainte :

Elle peut être inférieure à la force de service du tirant. Elle est définie en fonction des déplacements acceptables de la structure.

3.2.4.2. Tête d'ancrage :

C'est elle seule qui assure la liaison mécanique entre l'armature du tirant et la structure. Sa résistance et sa pérennité doivent faire l'objet d'une attention particulière

3.2.4.3. Longueur libre :

Elle est comprise entre la tête du tirant et le début de la longueur scellée. Elle permet l'allongement du câble lors de sa mise en tension et la transmission des forces à la longueur scellée.

3.2.4.4. Longueur scellée :

Elle transmet l'effort au sol, à la profondeur définie par l'auteur du projet. La transmission de l'effort s'effectue par le scellement, réalisé par injection de coulis de ciment dans le terrain.

3.2.5. Phases de mise en œuvre :

3.2.5.1. Préfabrication et transport :

Les ancrages sont réalisés à l'aide de barres ou de torons, sur lesquels sont montés des accessoires (gaines pour la longueur libre, tubes d'injection pour le scellement, centreurs...). Les systèmes de protection anticorrosion sont réalisés en usine afin de garantir une qualité

et une efficacité maximale. Un conditionnement adapté permet de transporter les produits dans de bonnes conditions de sécurité et de protection.

3.2.5.2. Forage :

Le forage est réalisé avec un diamètre généralement compris entre 50 et 200 mm au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain. Toutes les inclinaisons sont envisageables et déterminées par les contraintes de l'ouvrage et du sol. Le forage doit permettre la mise en place de l'ancrage dans le sol. Il a une influence importante sur la résistance finale du scellement. La constitution des ancrages doit tenir compte du mode de forage, du diamètre, de l'inclinaison (solution de centrage de l'armature dans le trou, emplacement du système d'injection par rapport à l'armature...)



Figure3.14 : image de forage

3.2.5.3. Installation dans le forage et injection :

La mise en place de l'ancrage dans le trou de forage est réalisée avec des moyens adaptés : palonnier, dérouleur, grue, ... ou à bras d'hommes dans certains cas. Une fois l'ancrage en place, le produit de scellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé, est injecté dans le trou de forage au moyen d'un tube d'injection. Il existe plusieurs méthodes d'injection, adaptées aux terrains rencontrés.



Figure3.15 : image de la mise en place d'ancrage

3.2.5.4. Essais :

Des essais de traction sont indispensables. Certains sont effectués en début de chantier sur des ancrages perdus, afin de valider que les hypothèses de calcul de pré dimensionnement duscellement sont suffisantes. D'autres, non destructifs sont effectués sur des tirants intégrés à l'ouvrage. Des techniciens Freyssinet spécialisés interviennent sur chantier pour effectuer ces opérations, dans le respect des normes applicables au type d'ancrage et au pays. Le respect de ces normes est primordial au bon déroulement d'un projet.

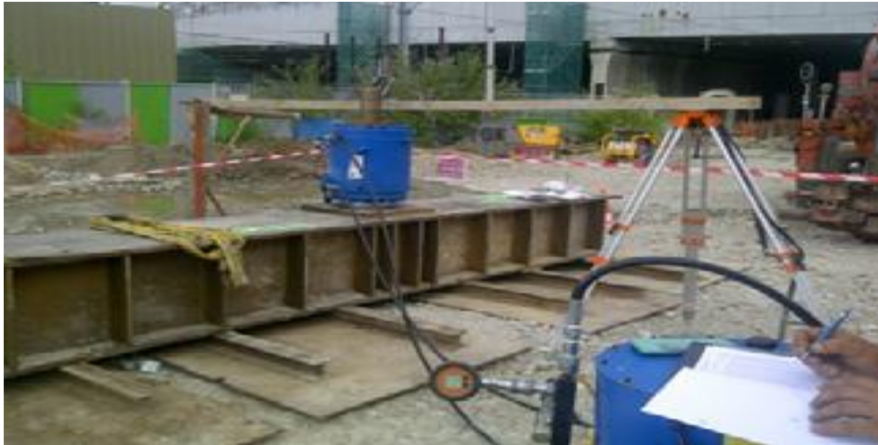


Figure 3.16 : essai de traction

3.2.5.5. Mise en tension :

Sur les ancrages précontraints (tirants d'ancrage ou boulons en roche), la mise en tension s'effectue dans un délai de 1 à 7 jours après l'injection, suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé. Un vérin est utilisé pour exercer la tension. Lors de cette opération, chaque tirant subit une traction d'épreuve permettant de valider la bonne tenue du scellement. Du matériel spécifique et des techniciens spécialisés sont nécessaires pour effectuer cette opération sensible.



Figure 3.17 : image de verni

3.2.5.6. Protection définitive :

La protection définitive de la tête d'ancrage est réalisée par un remplissage des vides autour de l'armature, avec des produits adéquats (graisse, cire, coulis déciment). Les parties métalliques sont elles aussi l'objet d'un traitement anticorrosion adapté au milieu et aux normes applicables.



Figure3.18 : image de la tête d'ancrage

4.1. Bref aperçu de la méthode des éléments finis :

4.1.1. Introduction :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc...

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de post processeurs conviviaux et simples d'emploi.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc...
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc...
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

4.1.2. Bref historique :

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castiglione en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

4.1.3. Concepts de base :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réel de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

4.1.4. Calculs par la MEF :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coloumb, Duncan, Cam Clay, ... etc...
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol.
- structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

- d'effectuer les calculs d'écoulement ;
- de simuler toutes les phases de travaux ;
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- de calculer un coefficient de sécurité.

Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- les déplacements des ouvrages ;
- les sollicitations internes des ouvrages ;

– les efforts dans les butons ou tirants.

Et pour le sol :

– les déplacements du sol.

– les déformations du sol.

-les contraintes totales et effectives dans le sol.

– les pressions interstitielles.

– de calculer un coefficient de sécurité.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants.

Les principaux logiciels utilisés en France, sont :

1. CESAR (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.

2. PLAXIS (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel 2D dédié à la géotechnique.

Pour notre problème, en utilise PLAXIS.

4.1.5. Présentation de PLAXIS :

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations des fichiers

Le code éléments finis PLAXIS :

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudostatique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre

mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut.

(Condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

4.1.6. Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS :

Introduction :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique - plastique de Mohr-Coloumb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important. La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés. Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme elastoplastique et le modèle de Mohr-Coloumb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes elastoplastique de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'érouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Sol Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler

écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élasto-plastique peut-être justifié. Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrit ce comportement ;
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation. En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

4.2. ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS OBTENUS

4.2.1. Introduction :

Le cinquième chapitre de ce mémoire présente l'analyse paramétrique par modélisation numérique d'une paroi moulée renforcée avec des tirants d'ancrages.

Un modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel PLAXIS 8.2. Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique qui suivra.

4.2.2. Procédure de la simulation numérique :

4.2.2.1. Définition des données :

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

4.2.2.2. Données géométriques et géotechniques :

Coupe Géologique de modèle :

La coupe géologique montre qu'elle comprend deux couches de sol composant la géologie du site : - Couche de sable et gravier de 7 m de profondeur. En dessous, on trouve le substratum rocheux.

Géométries de l'assiette du projet :

Le projet a 20 m de longueur et une largeur comprise entre 60 m

*Géométrie du modèle :

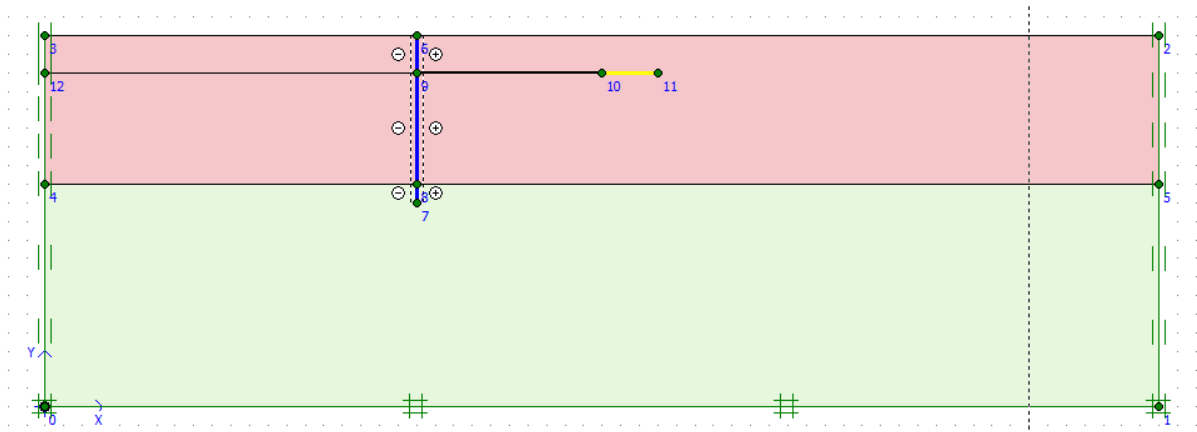


Figure 4.1 : Modèle géométrique du projet.

Le modèle fait 60 m de largeur et 20 m de profondeur. Le soutènement est assuré par une paroi moulée de 7m de profondeur et 0,60 m d'épaisseur, soutenue par un tirants d'ancrage. Cependant l'excavation a deux niveaux : (1m et 6m). Une interface a été introduite pour prendre en compte l'interaction sol structure (sol-paroi moulée)

4.2.3. Caractéristiques physiques et mécanique des matériaux :

a) Propriétés des couches de sols et des interfaces :

Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont résumées dans le (tableau 4.1):

Paramètres	Nom	Sable et gravier 0-5 m	Schistes micacés	Unité
Modèle type	Model	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	–
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	–
Poids volumique humide	Γ_{unsat}	18	25	kN/m ³
Poids volumique saturé	Γ_{sat}	21	27	kN/m ³
Perméabilité horizontale	Kx	1	$1 \cdot 10^{-3}$	m/jour
Perméabilité verticale	Ky	1	$1 \cdot 10^{-3}$	m/jour
Module d'Young	Eref	$15 \cdot 10^3$	$2,1 \cdot 10^5$	kN/m ²
Coefficient de Poisson	N	0,3	0,25	–
Cohésion	Cref	0,01	20	kN/m ³
Angle de frottement	Φ	30	30	°
Angle de dilatation	Ψ	0	0	°
Facteur de rigidité	Rinter	0,70	0	–

Tableau 4.1 : Propriétés des couches de sols et des interfaces.

Le paramètre Rinter, est défini ci-dessous : $\tan\phi_{interface} = Rinter \cdot \tan\phi_{sol}$ et $C_{interface} = Rinter \cdot C_{sol}$ avec $C_{sol} = Cref$.

b) Paroi moulée :

Pour la paroi moulée, on prend les propriétés présentées dans le (tableau 4.2) :

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
-Type de comportement	Matériel type	Elastique	–
-Rigidité normale	EA	1,197.10 ⁷	KN/m
- Rigidité é de Flexion	EI	1,194*10 ⁶	KNm ² /m
-Epaisseur Equivalente	D	0,35	M
- Poids	W	8,65	KN/m/m
- Coefficient de Poisson	N	0,0	–

Tableau 4.2 : Tableau des tirants d'ancrages

c) Caractéristiques des tirants d'ancrage :

	Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Tirants	Type de comportement	Matériel type	Elastique	-
	Rigidité Normal	EA	2.0*10 ⁵	KN
	Espacement Précontrainte de tirant 1	Ls	2,5	M
	Précontrainte de tirant normale2	F	120	KN/m
Bulbes d'ancrage (geogrilles)	Rigidité normale	EA	2*10 ⁵	KN/m

Tableau 4.3 : Propriétés des tirants d'ancrages.

4.2.4. Génération du maillage :

Le modèle de référence se fait par des éléments plaque triangulaires à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 166 éléments et le nombre des nœuds est de 1437 nœuds. On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur « fine », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la (figure 4.3).

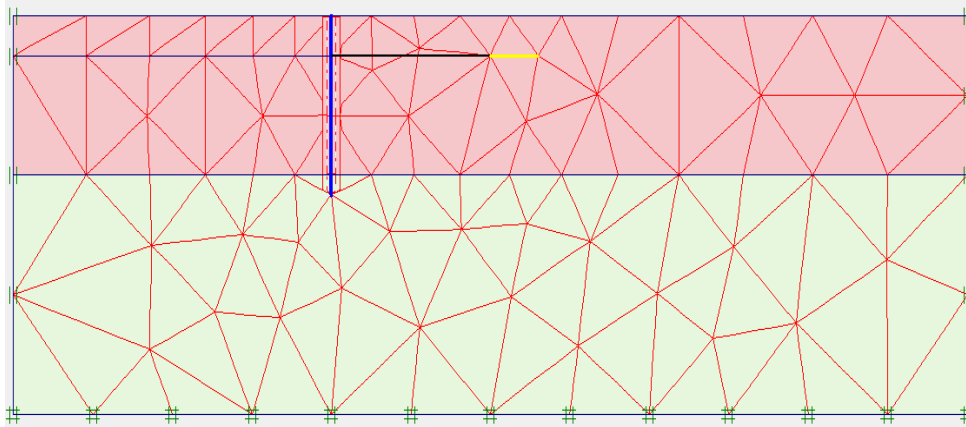


Figure 4.2 : Maillage du projet.

4.2.5. Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales du sol.

a) Conditions hydrauliques :

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 0 m de la surface du sol (fig. 4.5)

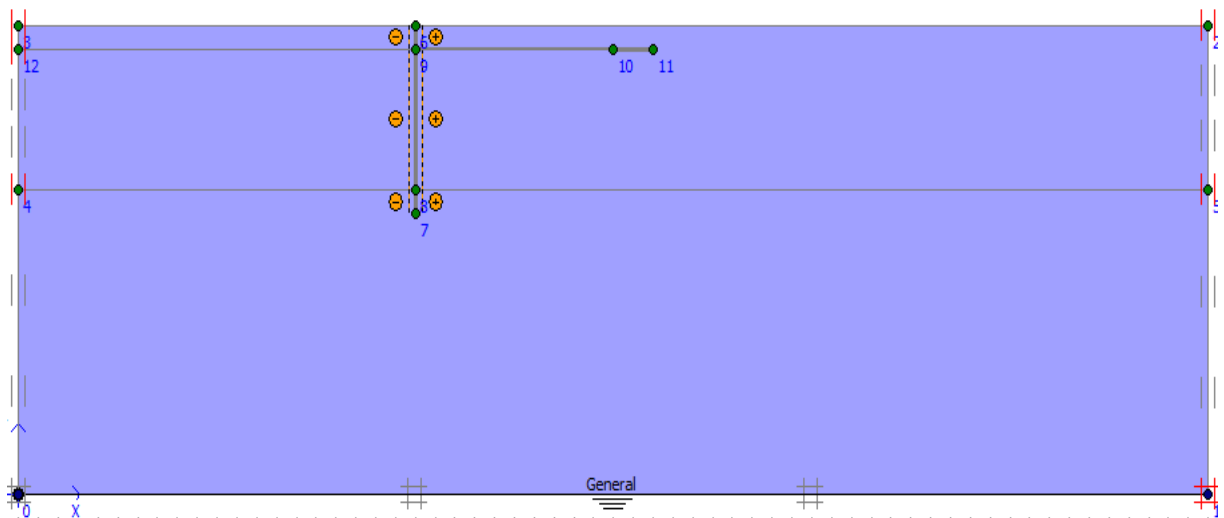


Figure 4.3 : Conditions hydrauliques initiales.

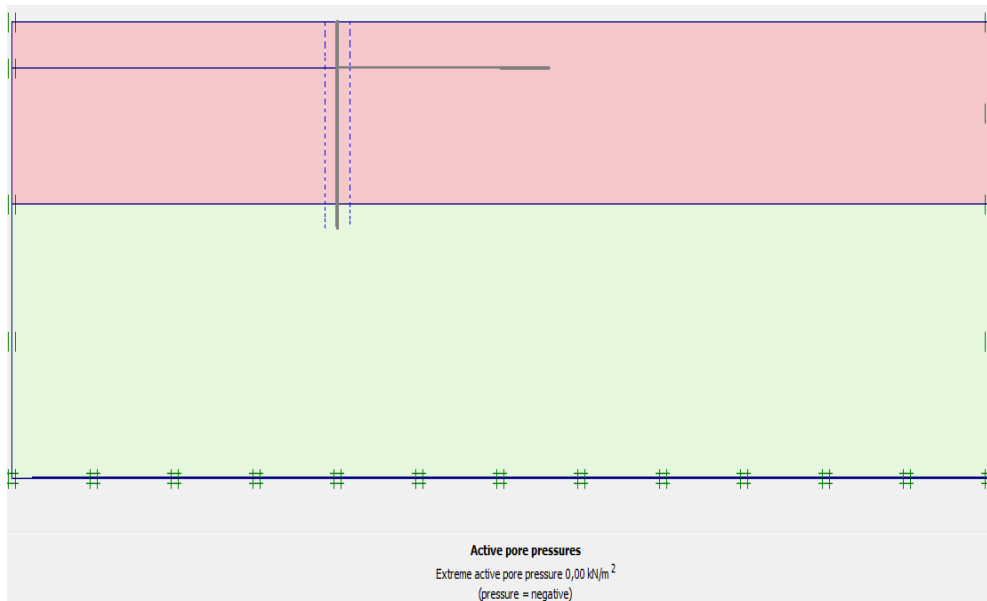


Figure 4.4 : Génération des pressions interstitielles initiales.

B-Contraintes initiales dans le sol (figure 4.7) :

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut. La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité

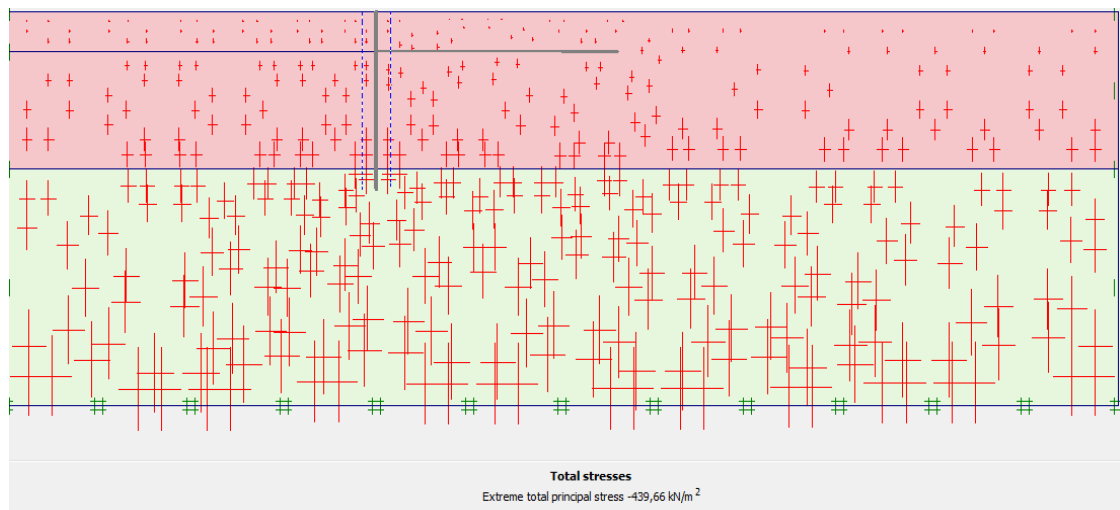


Figure 4.5 : Génération des contraintes initiales.

4.3: Procédure de calcul :

Le calcul complet se décompose en 4 phases :

- **-Phase 0** : initiation des contraintes (procédure K0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 1** : désactivation de paroi moulée et tirant d'ancrage sauf le sol

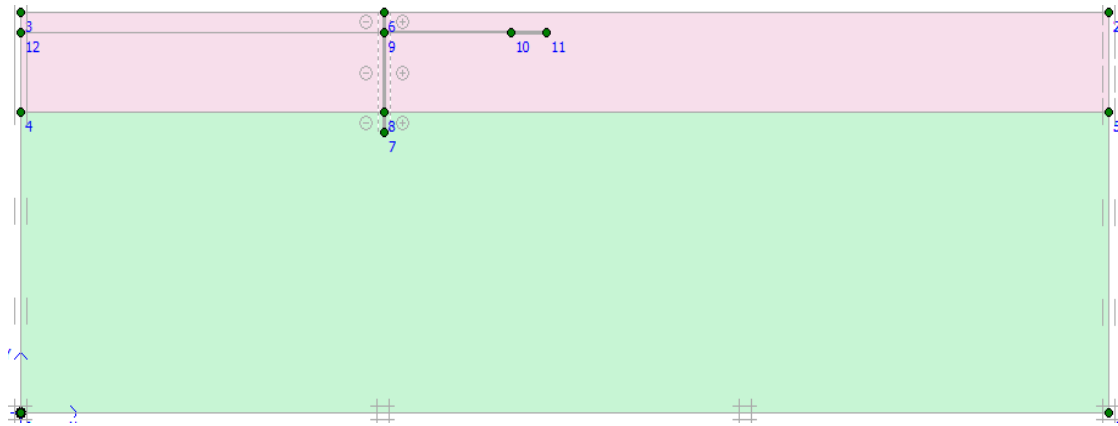


Figure 4.6 : Phase 1-désactivation de parois moulées et tirant d'ancrage

Phase 2 : Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur- 1 m et activation de la paroi moulée

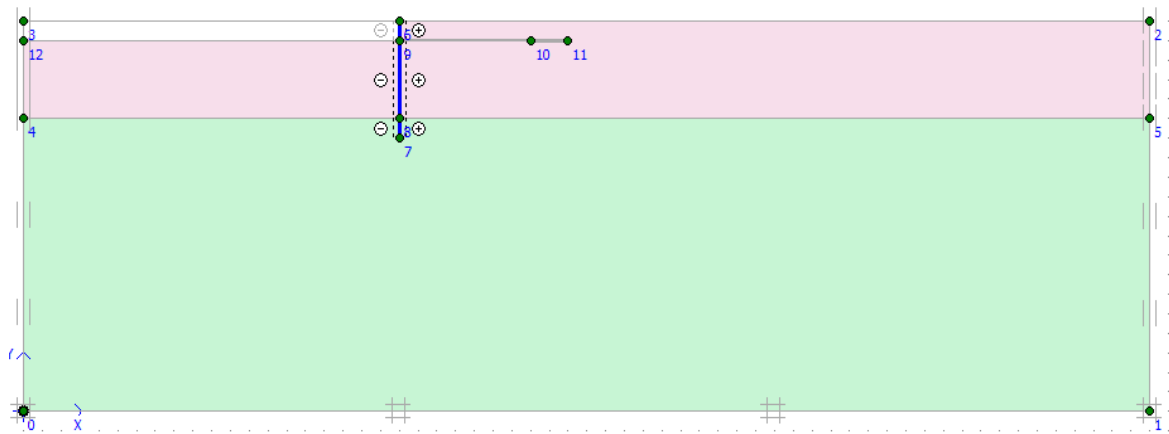


Figure 4.7 : Phase 2- Excavation de 1ère tranche.

- **Phase 3** : Excavation de 2ème tranche jusqu'à la profondeur -6m et activation de la tirant d'ancrage

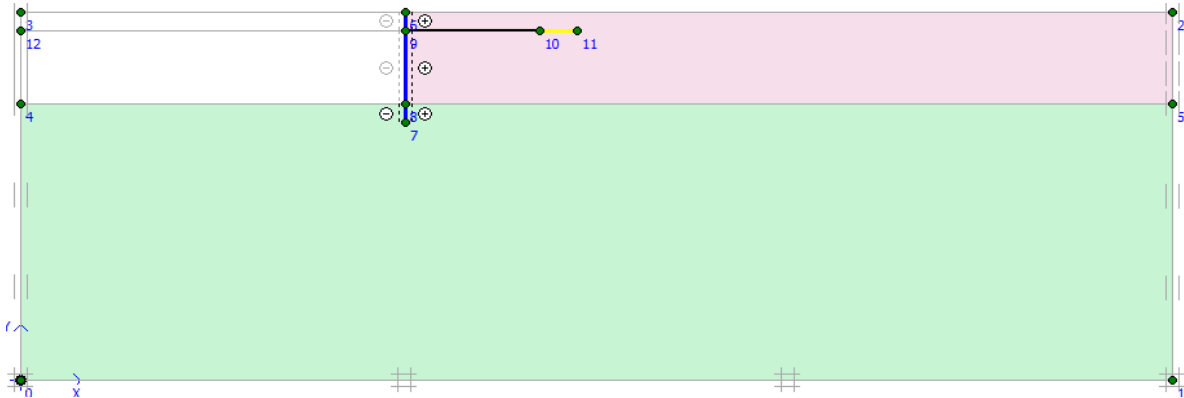


Figure 4.8 : Phase 3 : Excavation de 2ème tranche

- **Phase 4** : Etude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step	137 of 143	Extrapolation factor	0,500
Plastic STEP		Relative stiffness		0,000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	-0,001	Σ-Msf:	1,095	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure 4.9 : Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité.

4.4. Analyse paramétriques :

On s'intéressera à trois types de paramètres :

- 1-Effet de la hauteur de la paroi moulée.
- 2-l'effet de changement des positions des tirants.
- 3-Effet de longueur du tirant d'ancrage (horizontal, incliné).

- Nous allons présenter les résultats pour les différentes hauteurs de la paroi moulée :

10 m ; 9 m ; 8 m ; 7 m ; 6 m ; 5 m.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

Pour hauteur 10 nous avons les positions de tirant d'ancrage suivants :

1 m ; 2 m ; 3 m ; 4 m ; 5 m.

- **H = 10 m ; h = 1 m.**

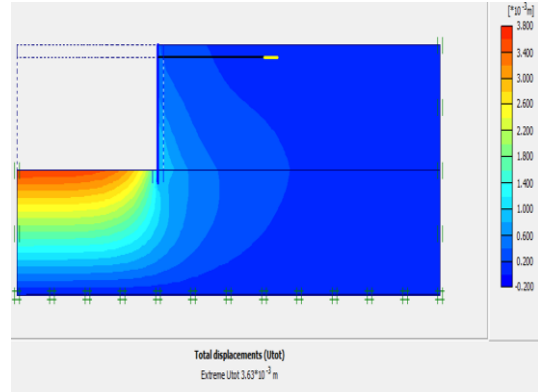
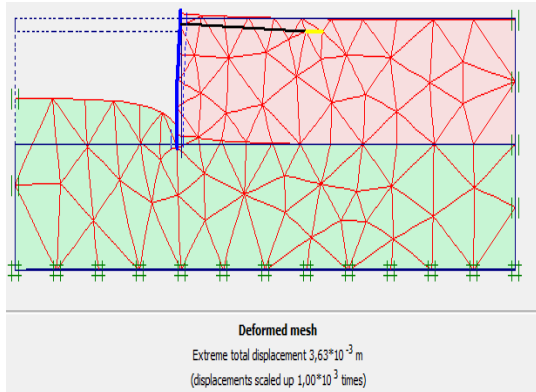


Figure 4.10 Phase 3 : Déformation de maillage. Figure 4.11 Phase 3: Déplacement total.

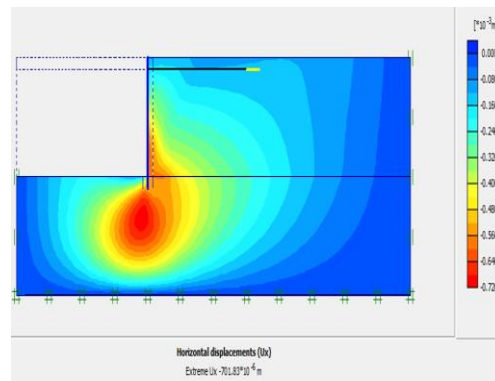
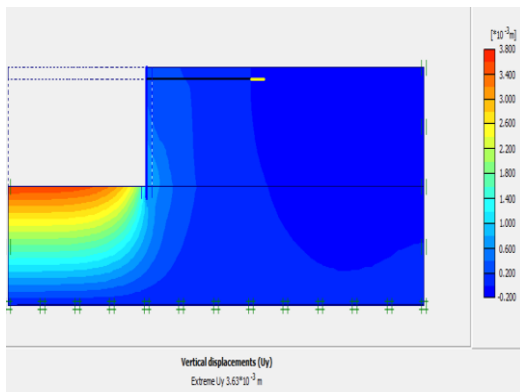


Figure 4.12 Phase 3 :Déplacement verticale. Figure 4.13 Phase 3 :déplacement horizontal .

Calculation information			
Multipliers		Additional Info Step Info	
Step Info		Step	73 of 73
Plastic STEP		Extrapolation factor	1.000
		Relative stiffness	0.001
Multipliers		Incremental multipliers	
Prescribed displacements		Mldisp:	0.000
Load system A		MloadA:	0.000
Load system B		MloadB:	0.000
Soil weight		Mweight:	0.000
Acceleration		Maccel:	0.000
Strength reduction factor		Msf:	0.000
Time		Increment:	0.000
Dynamic time		Increment:	0.000
		Total multipliers	
		Σ-Mldisp:	1.000
		Σ-MloadA:	1.000
		Σ-MloadB:	1.000
		Σ-Mweight:	1.000
		Σ-Maccel:	0.000
		Σ-Msf:	1.000
		End time:	0.000
		End time:	0.000

Figure 4.14 Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité.

H=10m ; h=2m

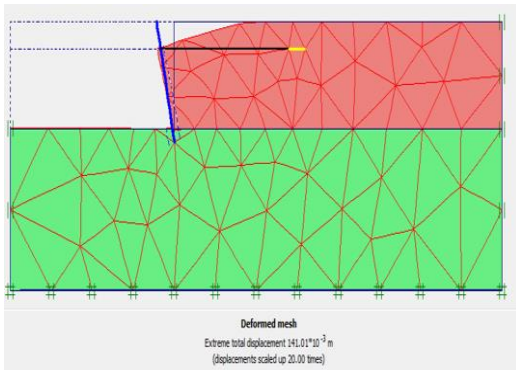


Figure 4.15 Phase 3 : Déformation de maillage.

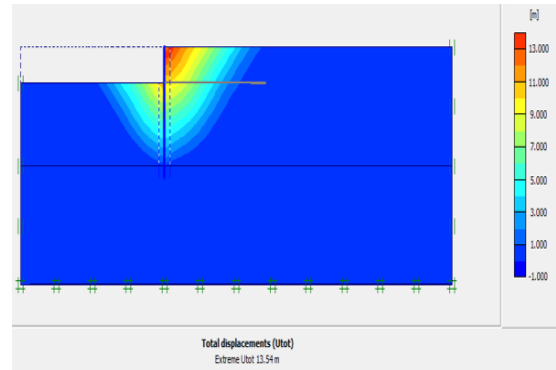


Figure 4.16 Phase 3 : Déplacement total.

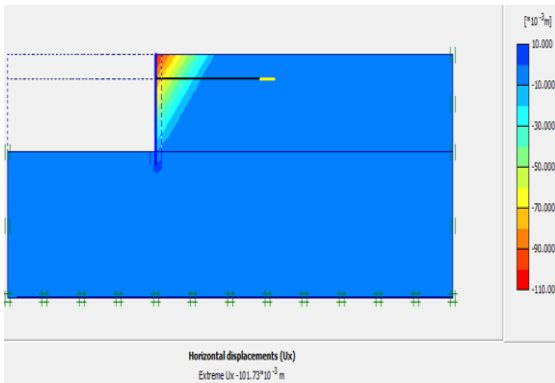


Figure 4.17. Phase 3 : déplacement Horizontal.

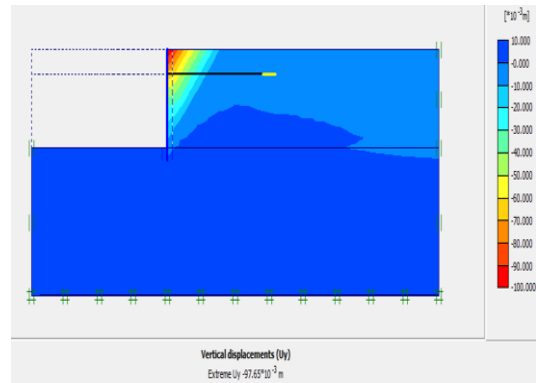


Figure 4.18. Phase 3 : déplacement Vertical.



Figure 4.19 Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité.

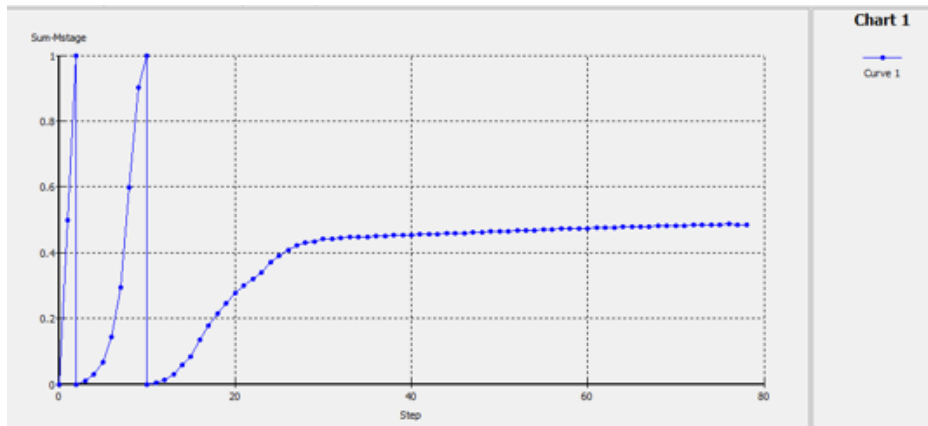


Figure4 .20 : Courbe facteur de sécurité FS=1

H=10m ; h=3m.

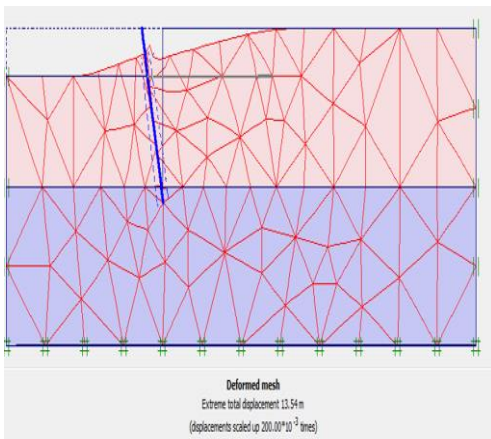


Figure 4.21 Phase 3 : Déformation de maillage.

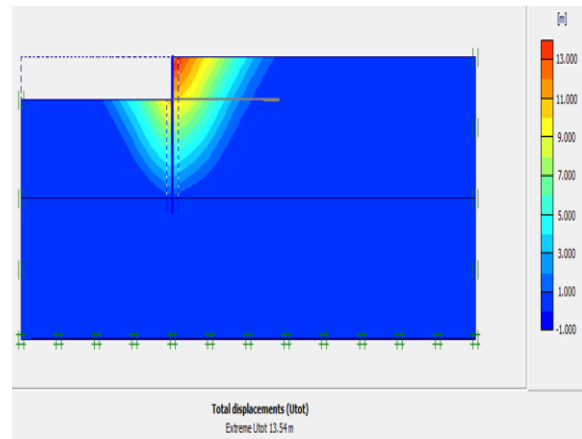


Figure 4.22 Phase 3 : Déplacement total.

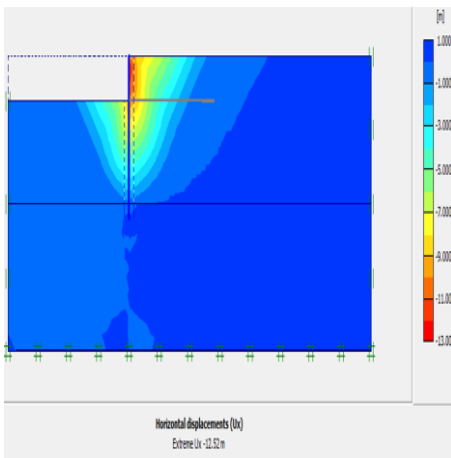


Figure 4.23Phase 3 : déplacement Horizontale

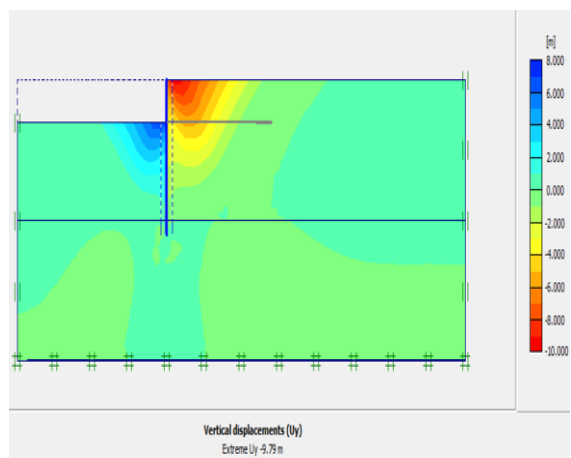


Figure 4.24 Phase 3 : déplacement vertical

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

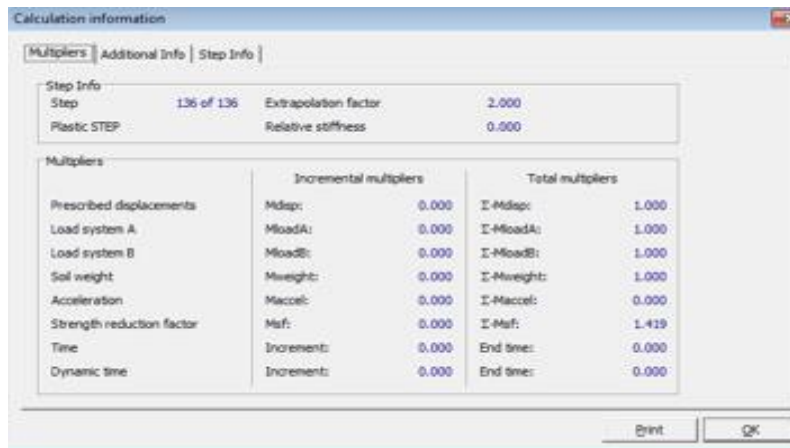


Figure 4.25. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité.

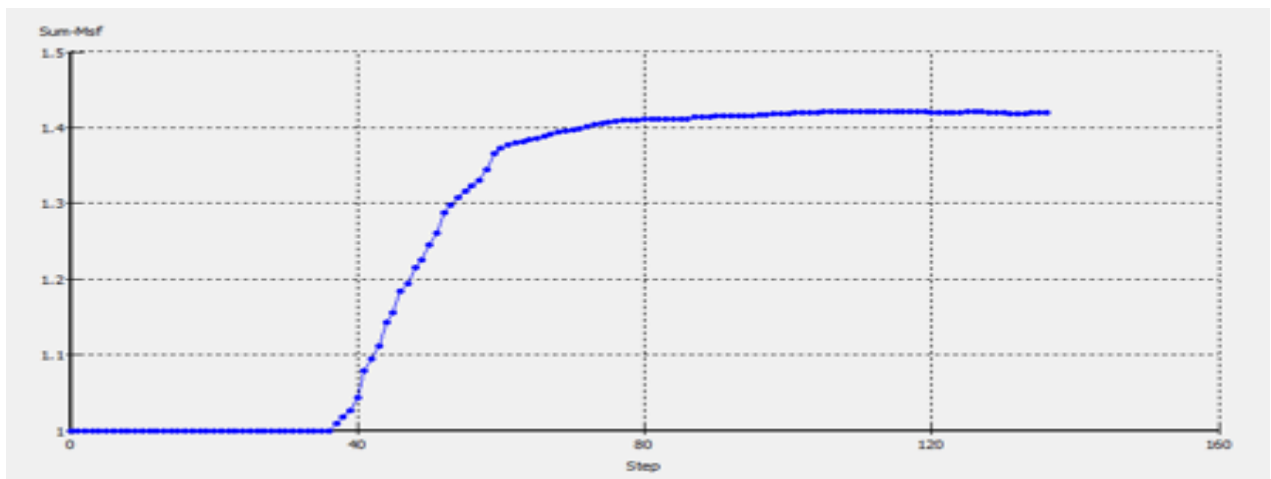


Figure 4.26 : Courbe de facteur de sécurité FS=1.41

H=10m ; h=4m

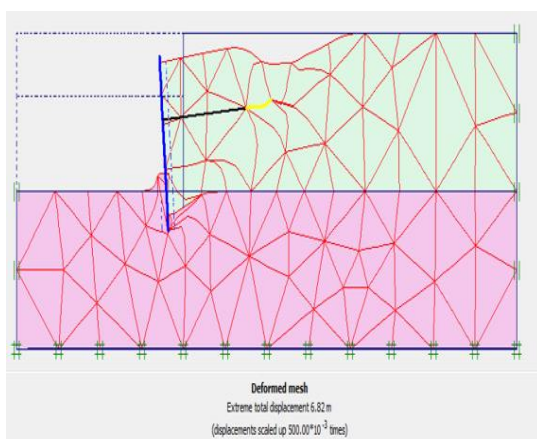


Figure 4.27 Phase3 : Déformation de maillage.

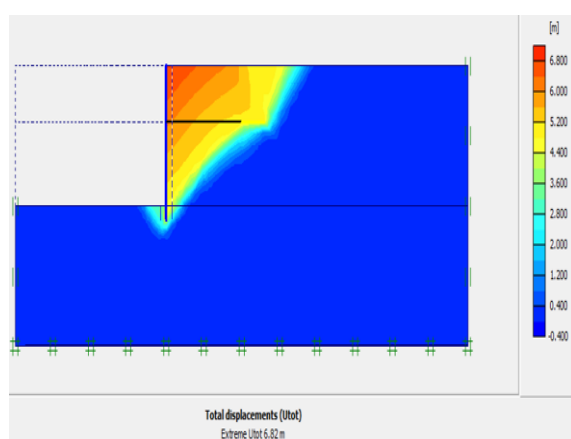


Figure 4.28. Phase 3 : Déplacement total.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

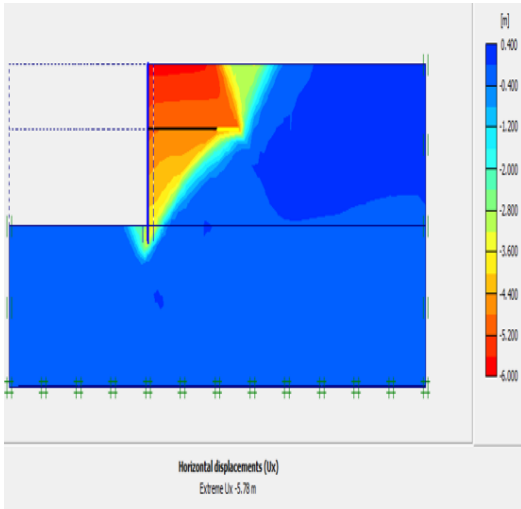


Figure 4.29 Phase 3 : déplacement Horizontal.

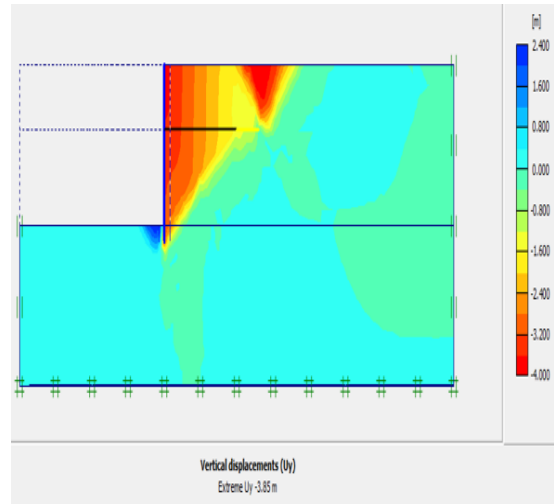


Figure 4.30 Phase 3 : déplacement Vertical.

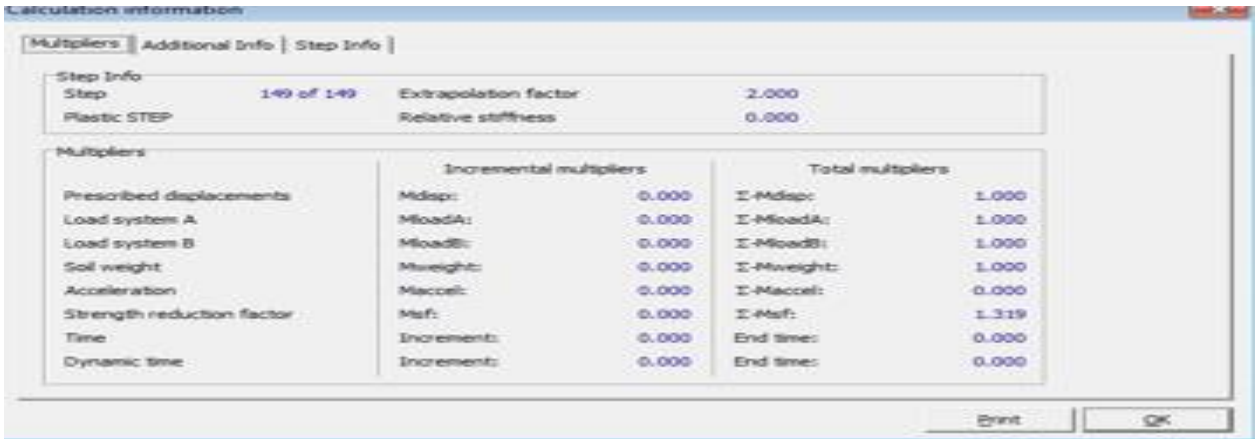


Figure 4.31. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.319

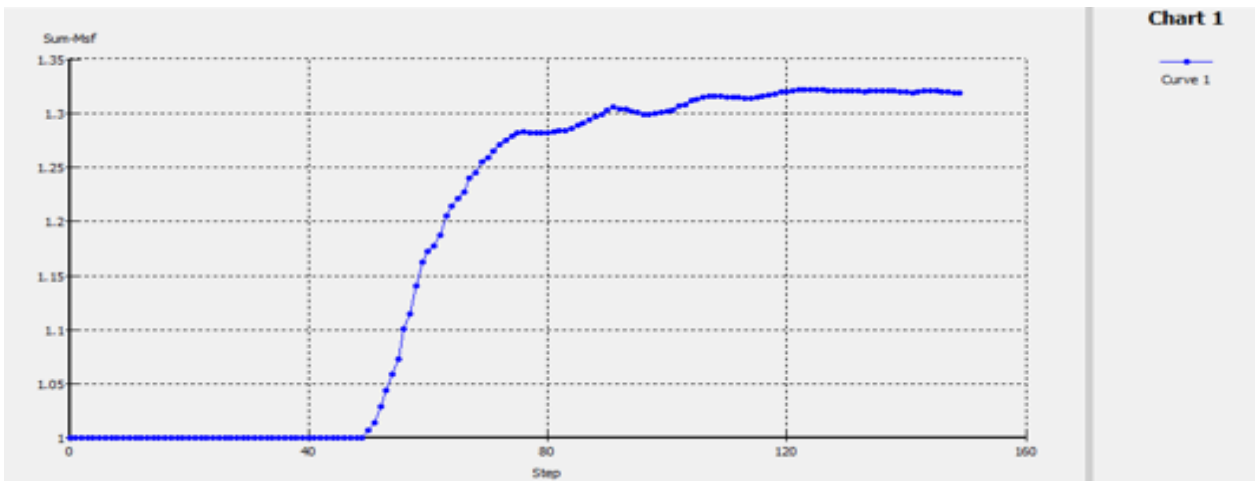


Figure 4.32 : Courbe de facteur de sécurité FS=1.319

H=10m ; h=4m

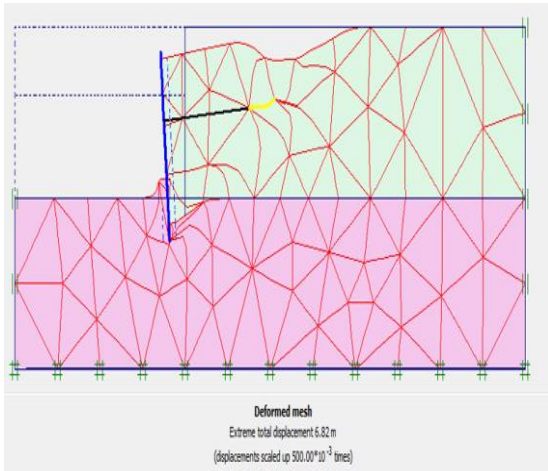


Figure 4.33. Phase 3 : Déformation de maillage.

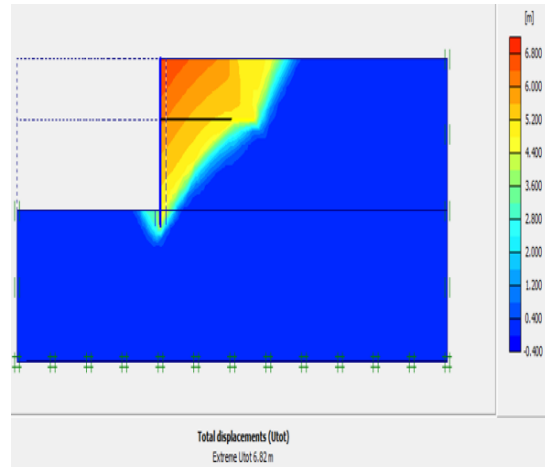


Figure 4.34. Phase 3 : Déplacement total.

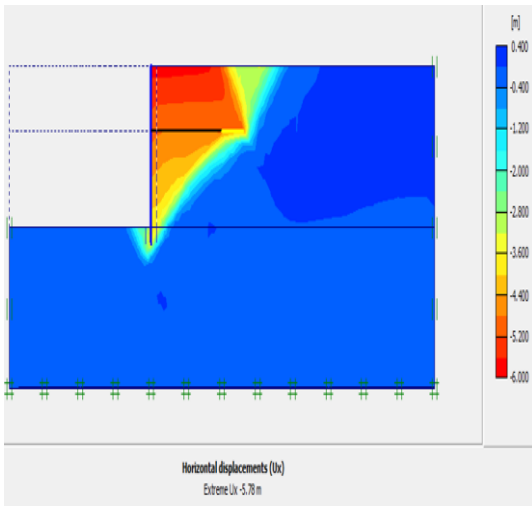


Figure 4.35. Phase 3 : déplacement Horizontal.

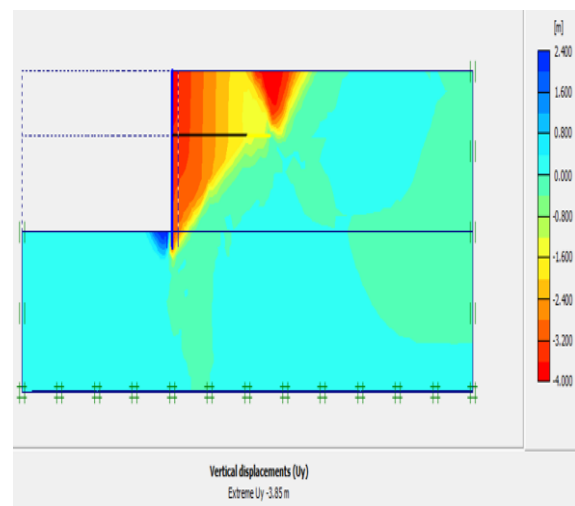


Figure 4.36 .Phase 3 : déplacement Vertical.

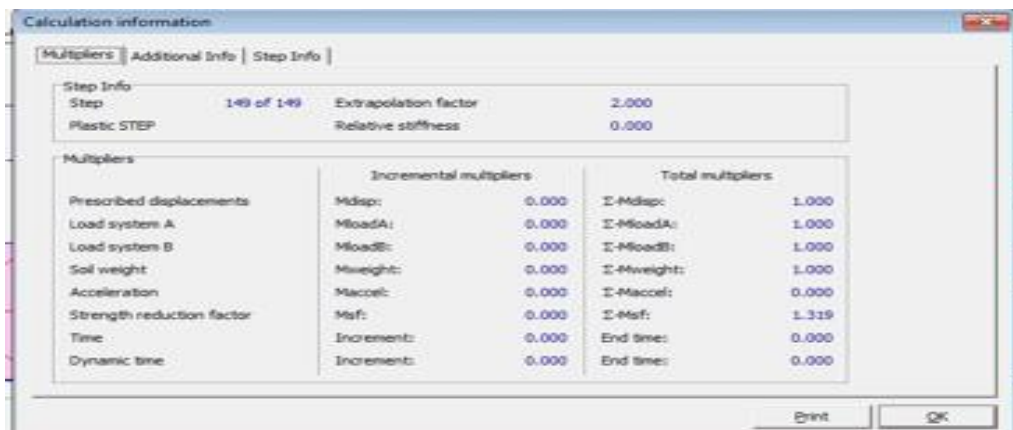


Figure 4.37. Phase 3 : Obtention de coefficient FS=1.319

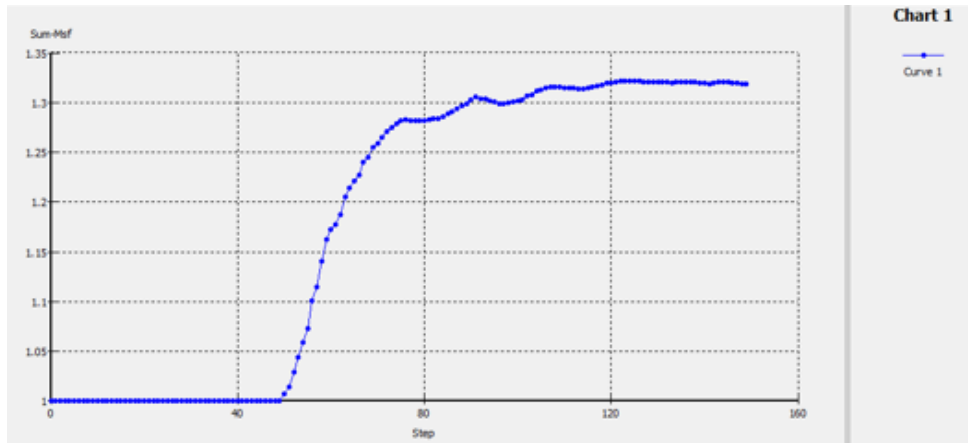


Figure 4.38 : courbe de facteur de sécurité FS=1.319

H=10m ; h=5m

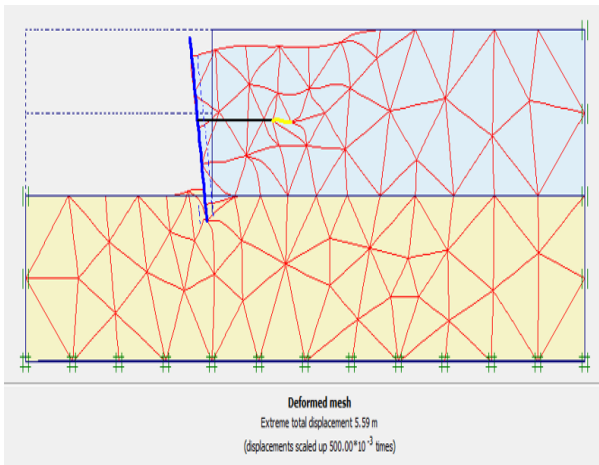


Figure 4.39 Phase 3 : Déformation de maillage.

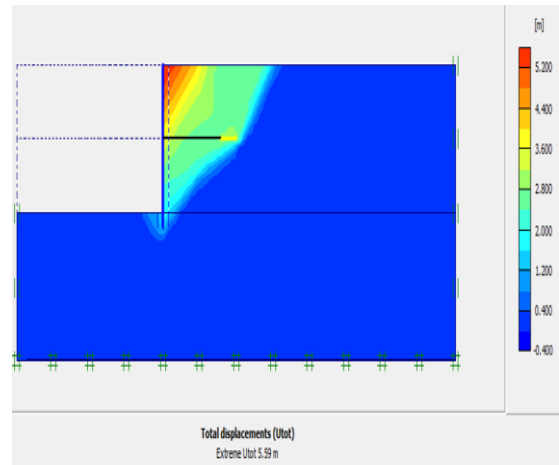


Figure 4.40 Phase 3 : Déplacement total.

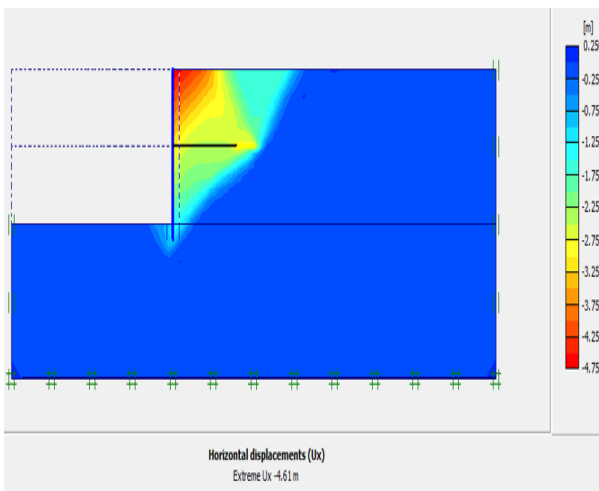


Figure 4.41. Phase 3 : déplacement Horizontal.

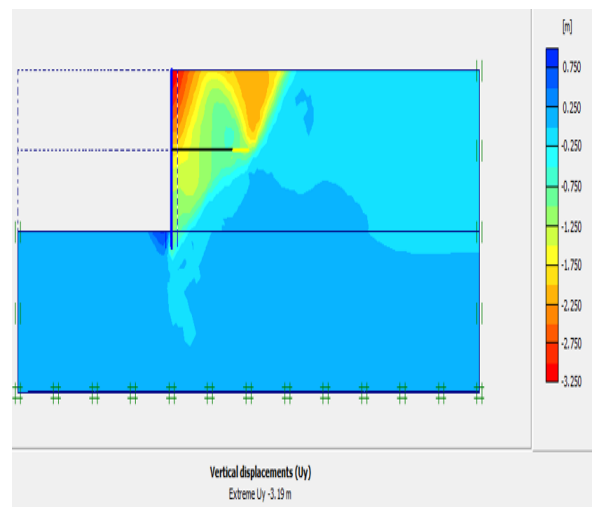


Figure 4.42. Phase 3 : déplacement Vertical.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

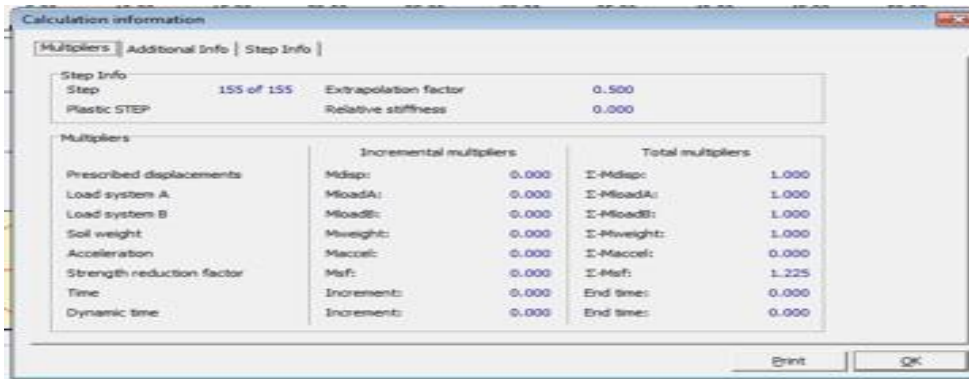


Figure 4.43. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité.

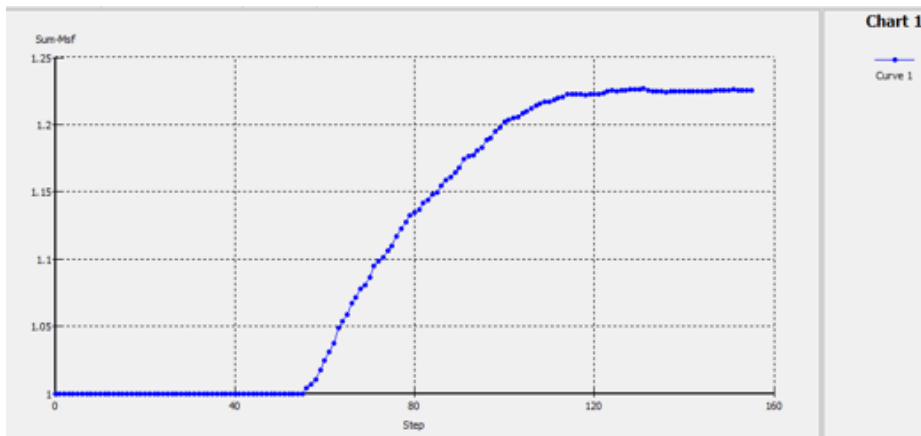


Figure 4.44. Courbe de facteur de sécurité FS=1.225

H =10	Déplacement total /m	Déplacement Horizontal/m	Déplacement Vertical/m
h = 1	122,19*10 ⁻³	-122,19*10 ⁻³	556*10 ⁻⁶
h = 2	106,79*10 ⁻³	-106,79*10 ⁻³	1,18*10 ⁻³
h = 3	13,46	-13,46	136.70*10 ⁻³
h = 4	6,46	-5,73	-2,97
h = 5	4,86	-4,76	-963,11*10 ⁻³

Tableau 4.4. Variation des déplacements de la paroi en fonction de position de tirant d'ancrage

H = 10	Moment fléchissant KN.M	Force axiale KN.M	Efforts tranchant KN.M
h=1	-284,95	-185.60	144,86
h=2	137,35	-101.79	-204,80
h=3	325.42	142,06	-496,87
h=4	-282.58	-209,38	-138,38
h=5	-247,71	-219,59	-180,92

. Tableau4.5. Forces de la paroi moulée

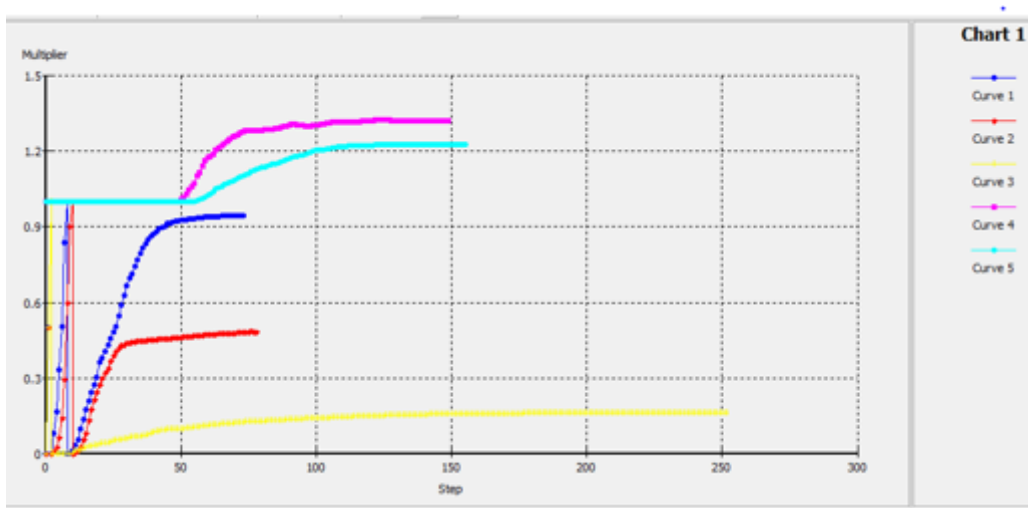


Figure 4. 45. Variation de facteur de la sécurité du modèle.

Commentaire :

D'après les résultats obtenus, on a constaté que le cas qui donne le plus grand coefficient de sécurité $FS=1,319$ est celui qui a une hauteur $H=10$ m avec une longueur du tirant d'ancrage de $L = 10$ m positionné à une profondeur $h = 4$ m.

H=9 :

H=9m ; h=1m

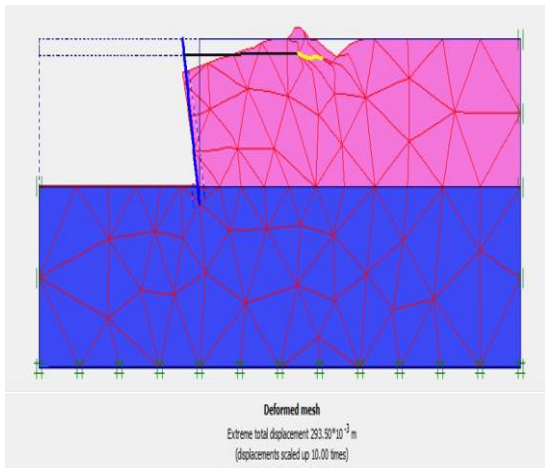


Figure 4.46 Phase 3 : Déformation de maillage.

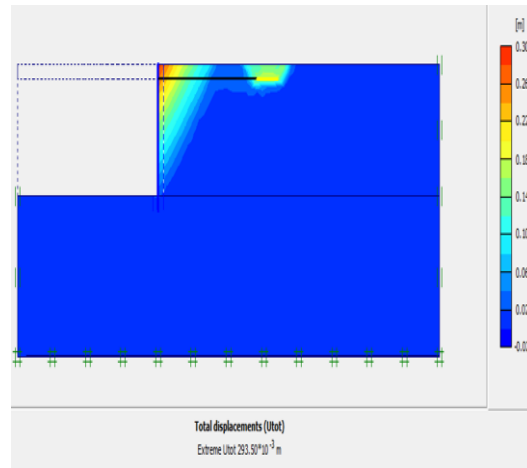


Figure 4.47 Phase 3 : Déplacement totale

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

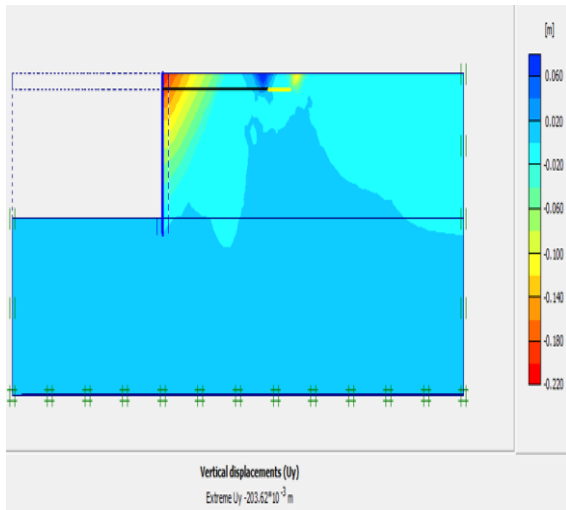


Figure 4.48 Phase 3 : déplacement Horizontal.

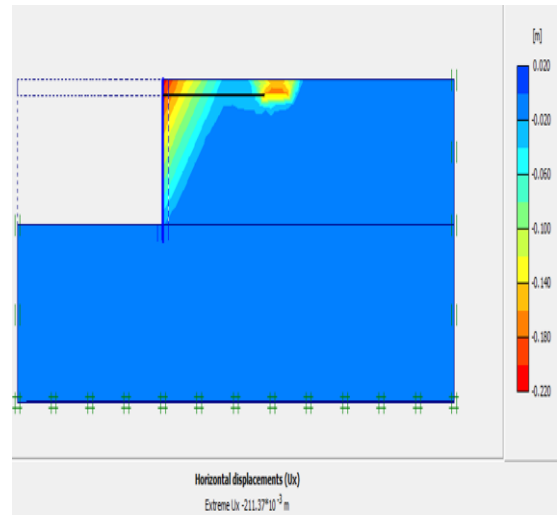


Figure 4.49 Phase3 : déplacement Vertical.

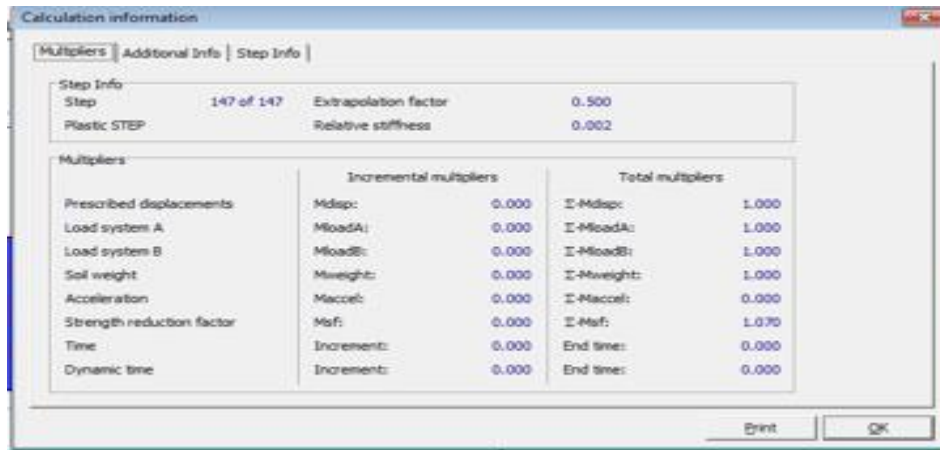


Figure 4.50. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.070

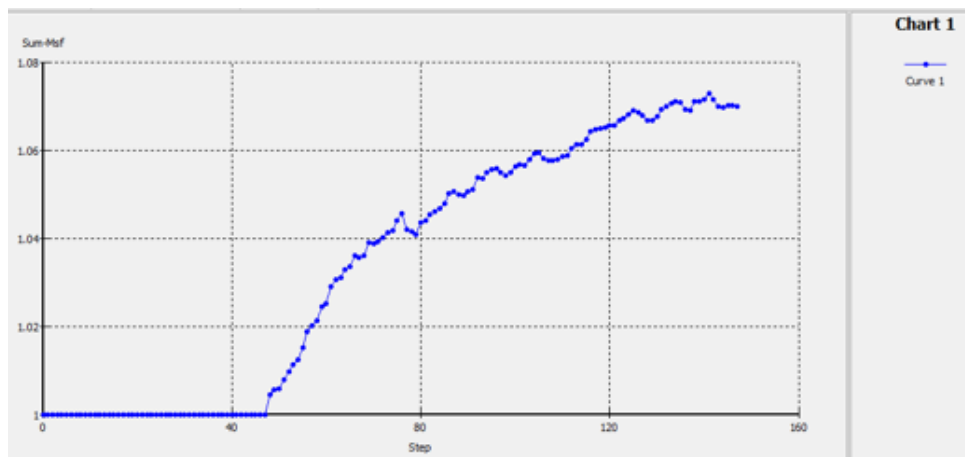


Figure 4.51 : courbe de facteur de sécurité en fonction hauteur.

H=9m ; h=2m

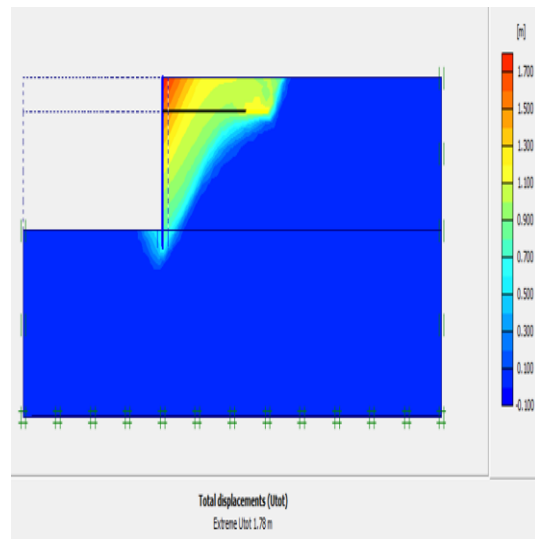
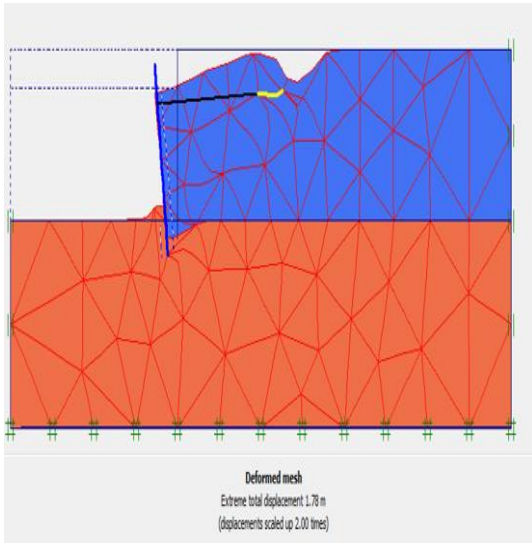


Figure 4.52. Phase 3 : Déformation de maillage. Figure 4.53. Phase 3 : Déplacement total.

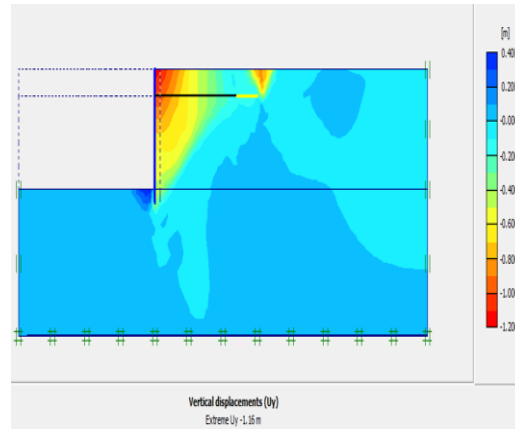
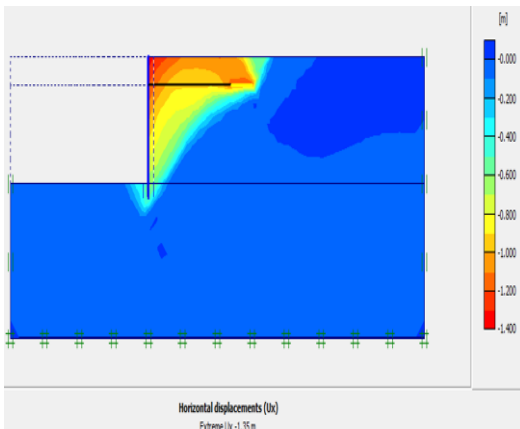


Figure 4.54. Phase 3 : déplacement Horizontal. Figure 4.55. Phase 3 : déplacement Vertical.



Figure 4.56. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.35

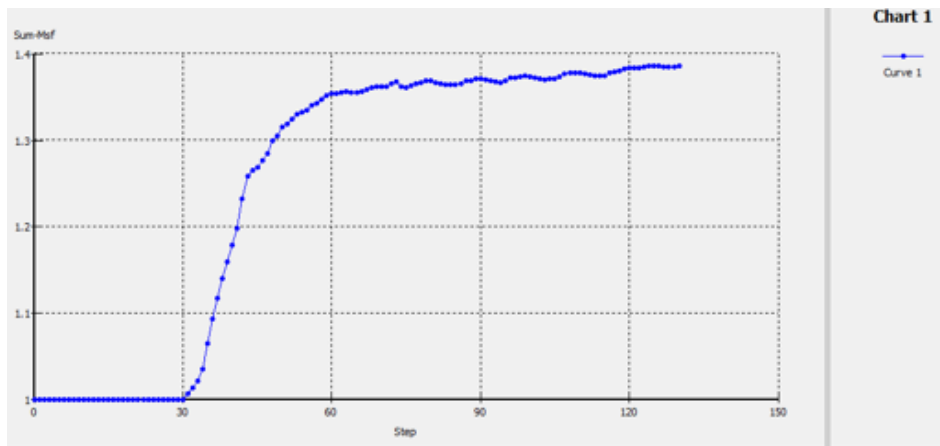


Figure4.57 : la courbe de facteur de sécurité FS=1

H=9m ; h=3m

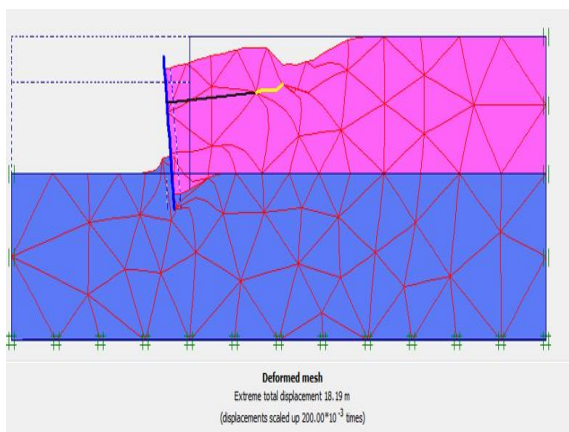


Figure 4.58. Phase 3 : Déformation de maillage.

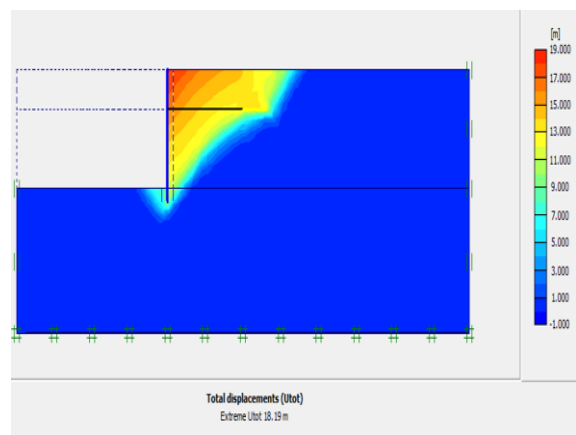


Figure 4.59. Phase 3 : Déplacement total.

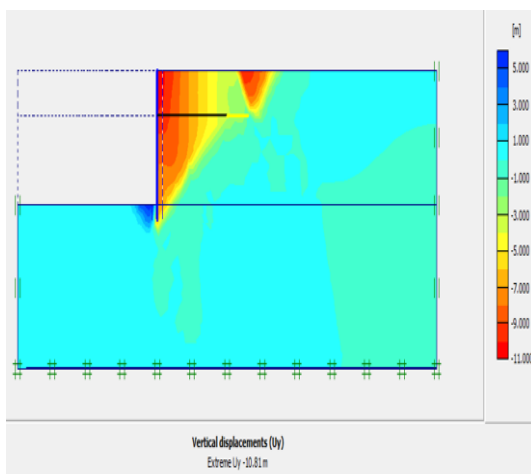


Figure 4.60 Phase 3 : déplacement Horizontal.

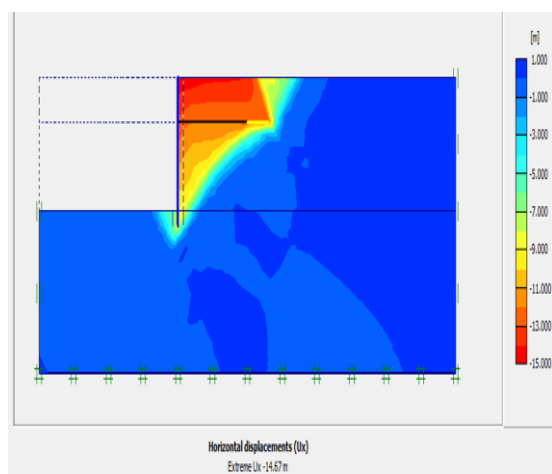


Figure 4.61. Phase 3 : déplacement Vertical

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique



Figure 4.62 Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS =1.419

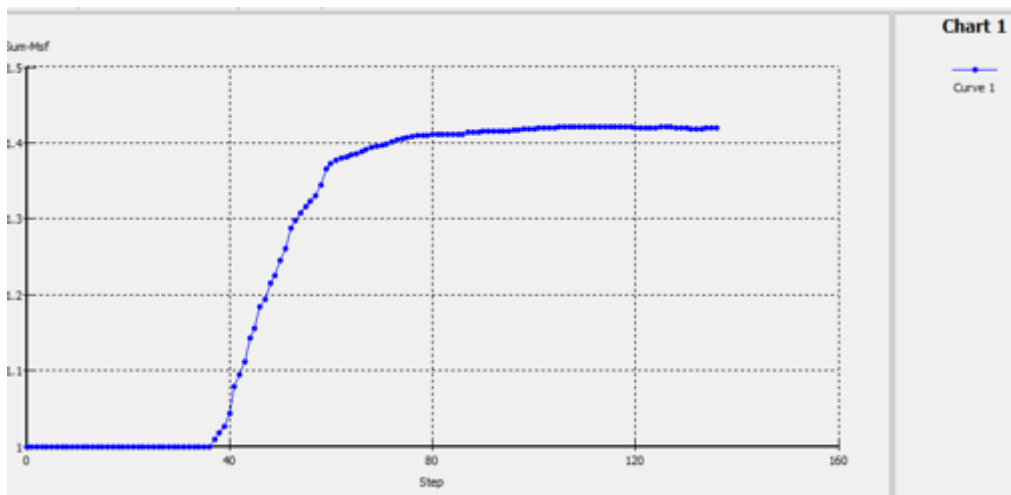


Figure4.63 : la courbe de Facteur de sécurité en fonction hauteur.

H=9m ; h =4m

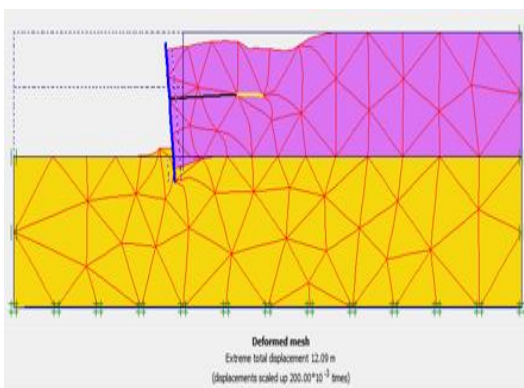


Figure 4.64. Phase 3 : Déformation de maillage.

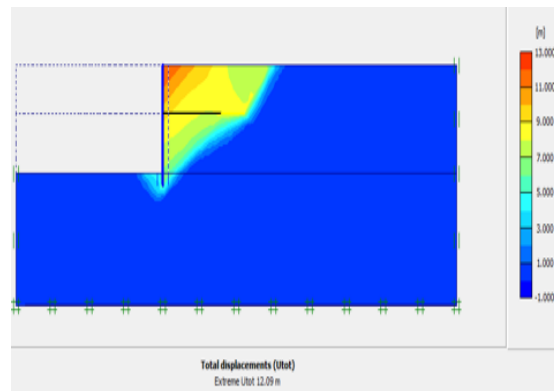


Figure 4.65. Phase 3 : Déplacement total.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

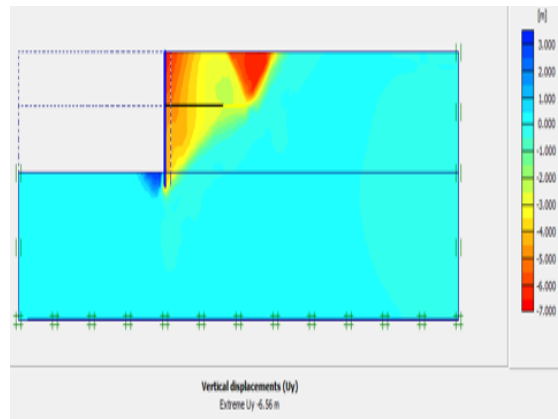
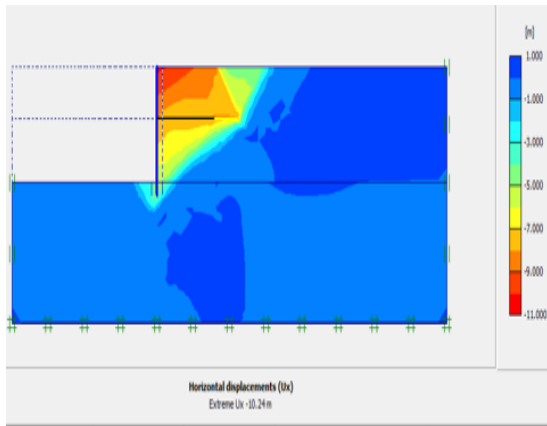


Figure 4.66. Phase 3 : déplacement Horizontal. Figure 4.67. Phase 3 : déplacement Vertical



Figure 4.68. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.396

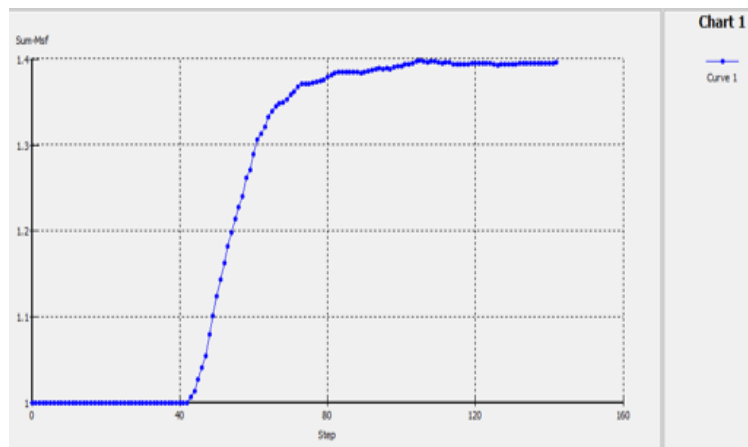


Figure4.69 : la courbe facteur de sécurité en fonction hauteur.

H=9m ; h=5m

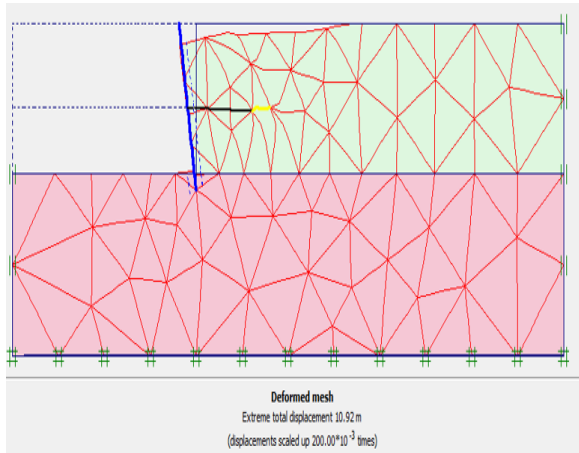


Figure 4.70. Phase 3 : Déformation de maillage.

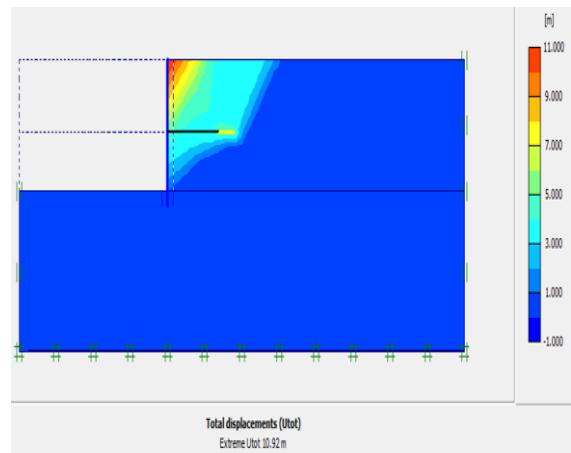


Figure 4.71. Phase 3 : Déplacement total.

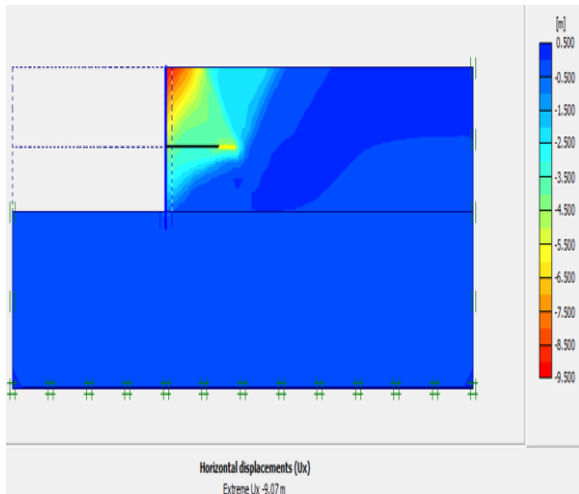


Figure 4.72. Phase 3 : déplacement Horizontal.

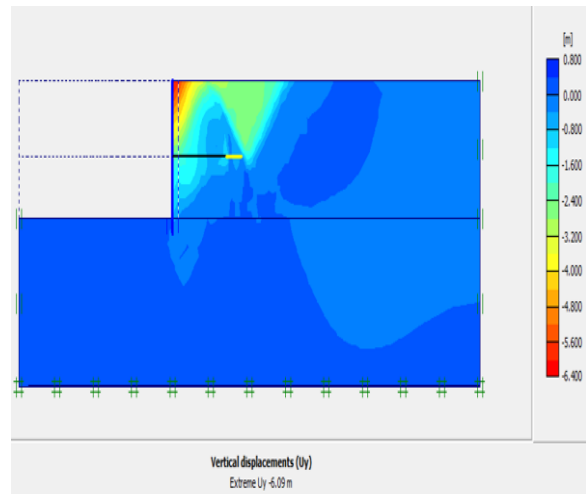


Figure 4.73. Phase 3 : déplacement Vertical

Calculation information			
Multipliers		Additional Info	
Step Info			
Step	156 of 156	Extrapolation factor	2.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers	Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	Σ-Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA: 0.000	Σ-MloadA:	1.000
Load system B	MloadB: 0.000	Σ-MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf: 0.000	Σ-Msf:	1.366
Time	Increment: 0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment: 0.000	End time:	0.000

Figure 4.74. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.366

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

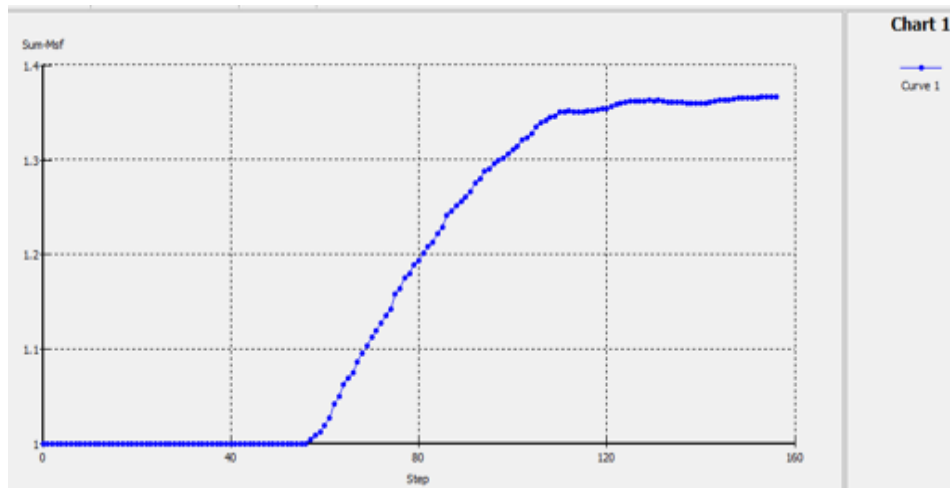


Figure 4.75 la courbe facteur de sécurité de sécurité en fonction hauteur.

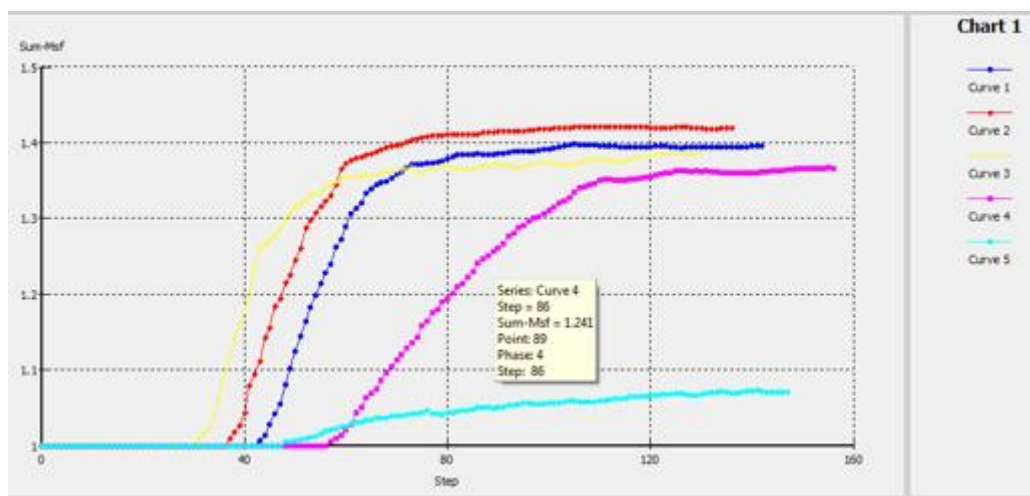


Figure 4. 76. Variation du facteur de sécurité du modèle.

H=9	Déplacement total /m	Déplacement Horizontal/m	Déplacement Vertical/m
h=1	$213,63 \cdot 10^{-3}$	$-213,53 \cdot 10^{-3}$	$897,49 \cdot 10^{-6}$
h=2	1,43	-1,63	$-418,38 \cdot 10^{-3}$
h=3	16,13	-14,64	-6,77
h=4	11,04	-10,29	-3,99
h=5	9,46	-9,46	$-37,27 \cdot 10^{-3}$

Tableau 4.6. Variation des déplacements de la paroi en fonction de position de tirant D'ancrage.

H =9	Moment fléchissant KN.M	Force axiale KN.M	Efforts tranchant KN.M
h=1	-251,83	-156,88	130,56
h=2	-327,99	-163,18	163,68
h=3	-288,93	-170,96	158,89
h=4	-233,88	-178,82	-156,64
h=5	142,97	-178,81	-166,26

Tableau4.7. Forces de la paroi moulée

Commentaire :

D'après les résultats obtenus, on a constaté que le cas qui donne le plus grand coefficient de sécurité FS=1,429 est celui qui a une hauteur H=9 m avec une longueur du tirant d'ancrage de L = 10 m positionné à une profondeur h = 3 m.

H = 8m

H=8m ; h=1m

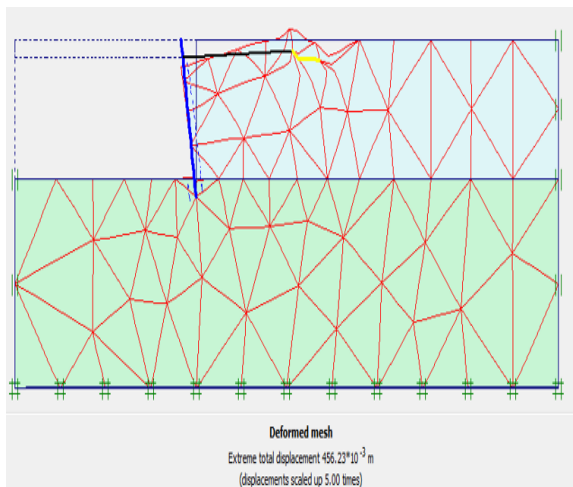


Figure 4.77 Phase 3 : Déformation de maillage.

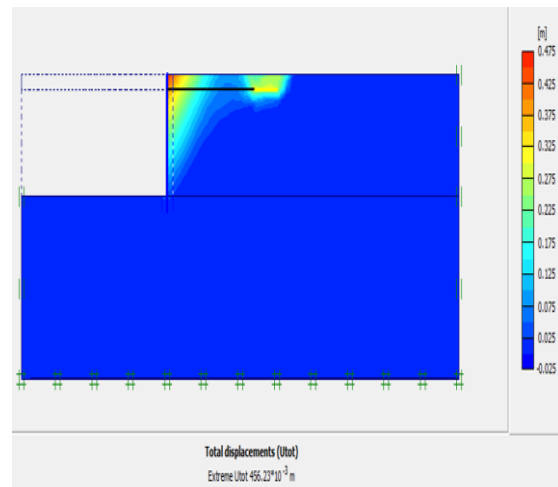


Figure 4.78. Phase 3 : Déplacement total.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

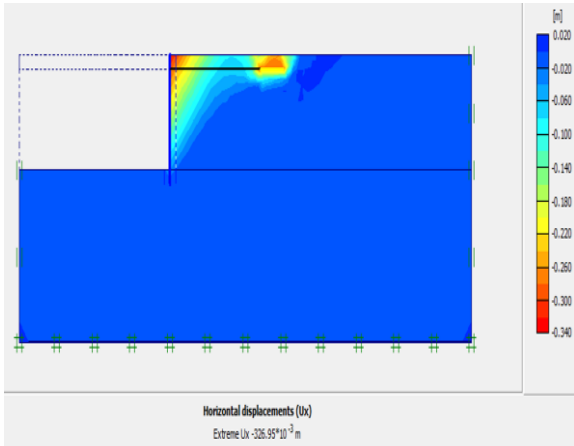


Figure 4.79. Phase3. Déplacement Horizontal.

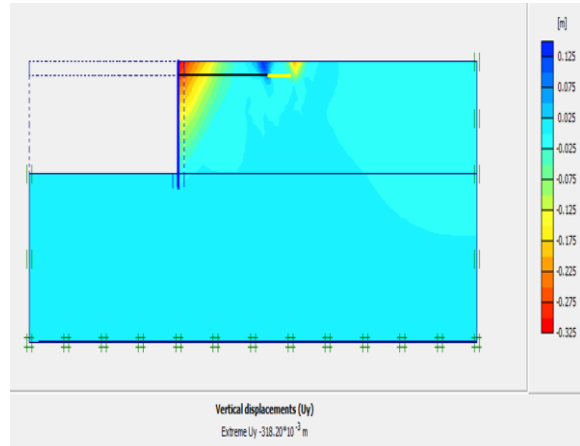


Figure 4.80. Phase 3 : déplacement Vertical.

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info			
Step	131 of 131	Extrapolation factor	2.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000

Multipliers	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	I-Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	I-MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	I-MloadB:	1.000
Sol weight	Mweight:	0.000	I-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	I-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.001	I-Msf:	1.225
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Print OK

Figure 4.81. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS =1.225

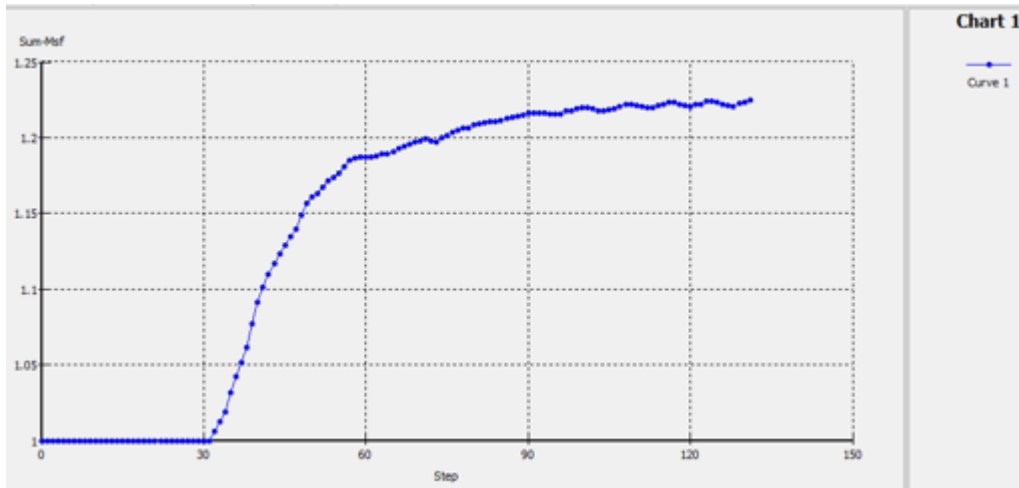


Figure 4.82 : courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur

H=8m ; h=2m

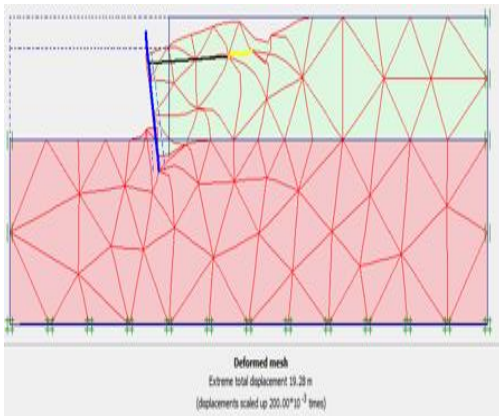


Figure 4.83. Phase 3 : Déformation de maillage.

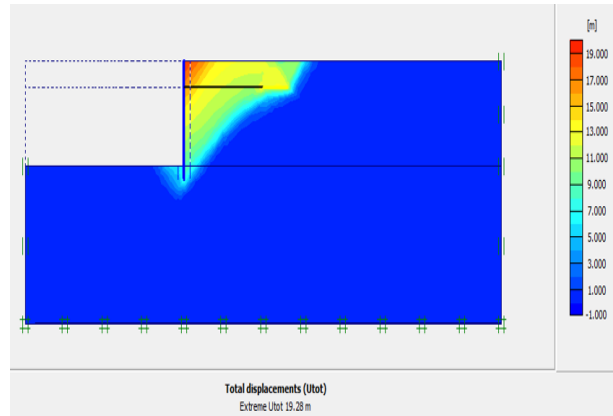


Figure 4.84. Phase 3 : Déplacement total.

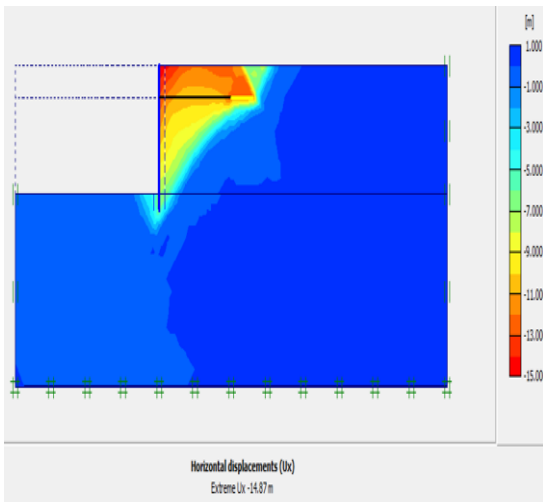


Figure 4.85. Phase 3 : déplacement Horizontal.

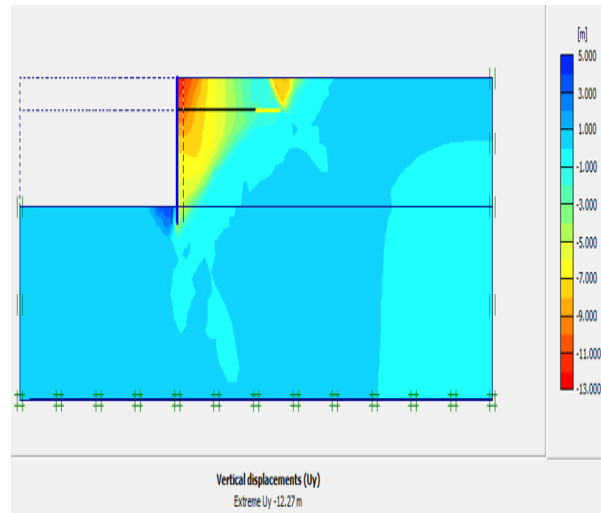


Figure 4.86. Phase 3 : déplacement Vertical.



Figure 4.87. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.517

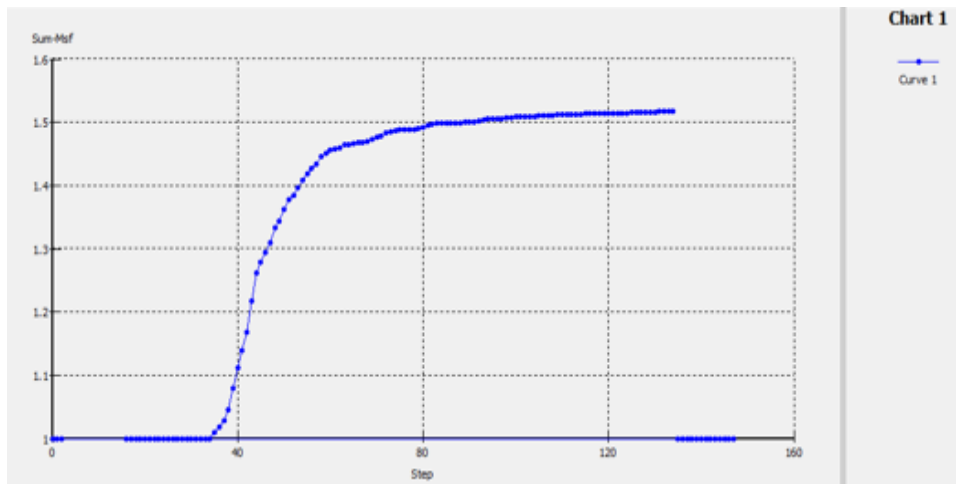


Figure 4.88 : la courbe de FS en fonction de hauteur

H=8m ; h= 3m

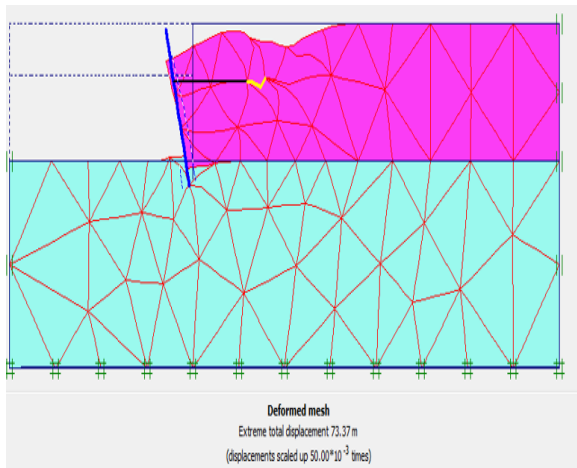


Figure 4.89. Phase 3 : Déformation de maillage.

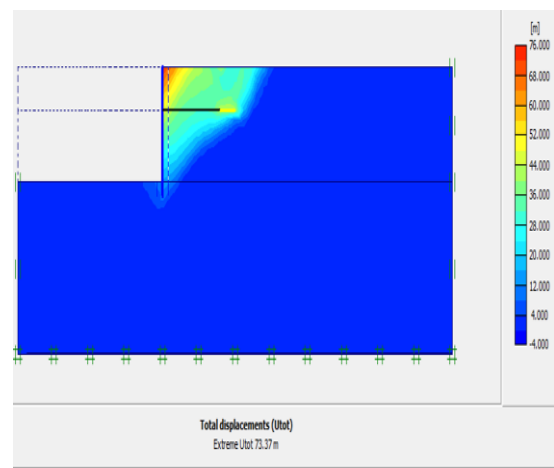


Figure 4.90. Phase 3 : Déplacement total

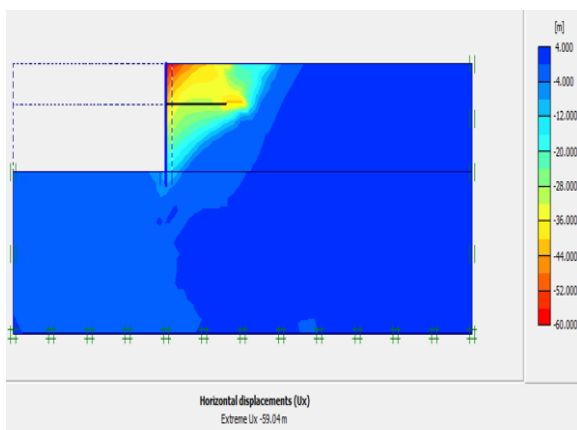


Figure 4.91. Phase 3 : déplacement Horizontal.

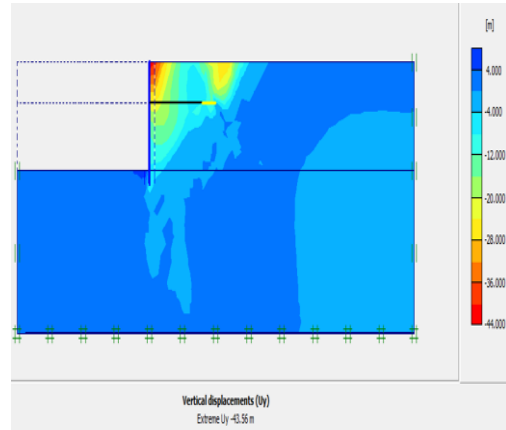


Figure 4.92. Phase 3: déplacement Vertical

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique



Figure 4.99. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.470

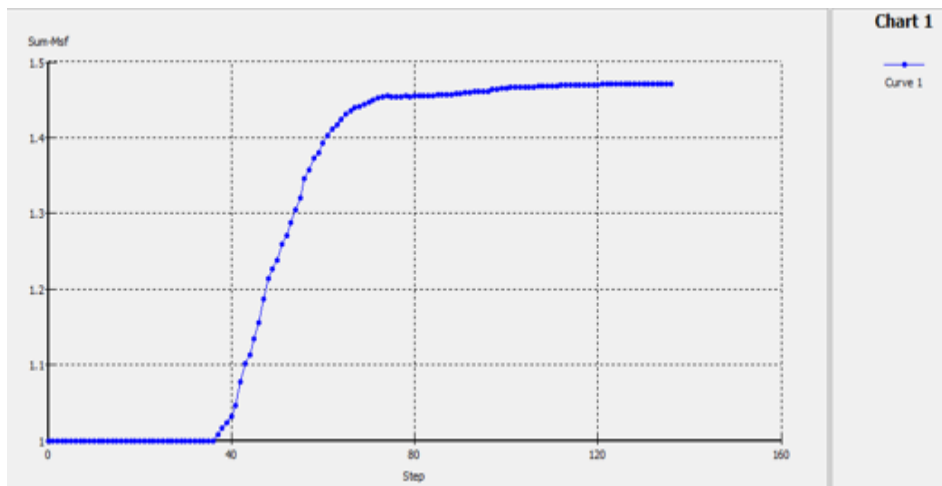


Figure 4.100 : la courbe fs en fonction de hauteur

H=8m ; h=4m

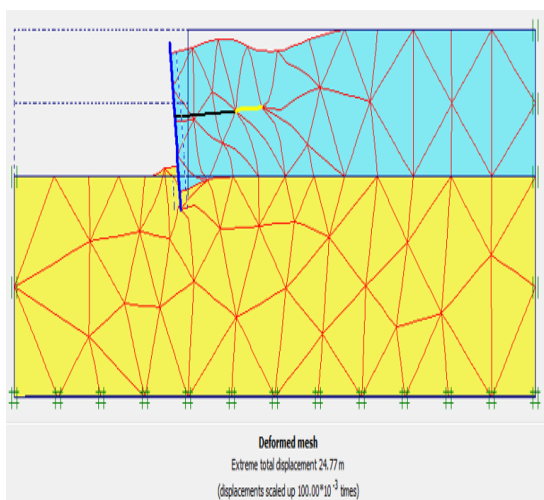


Figure 4. 101.Phase 3 : Déformation de maillage.

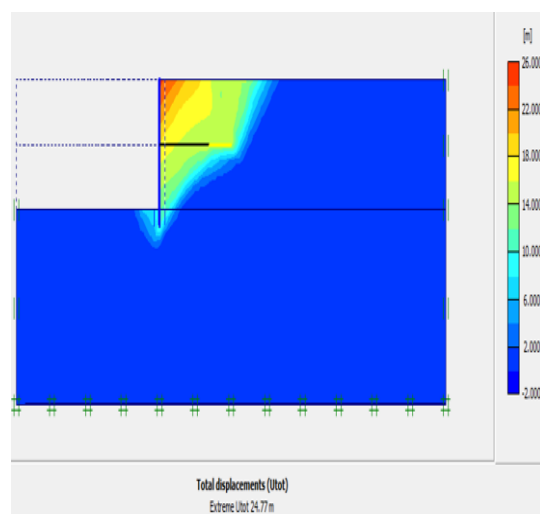


Figure 4. 102.Phase 3 : Déplacement totale.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

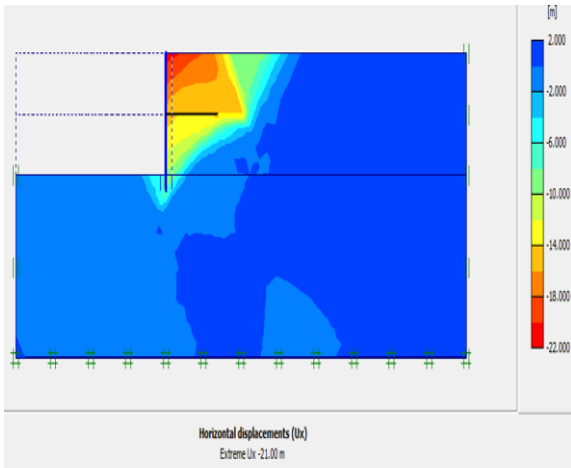


Figure 4.103. Phase 3: déplacement Horizontal.

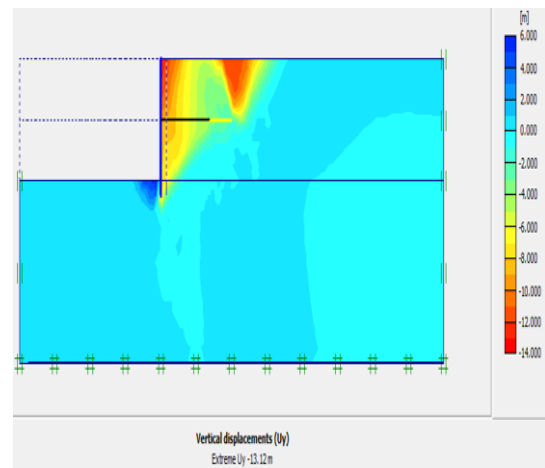


Figure 4.104. Phase 3 : déplacement Vertical.



Figure 4.105. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.565

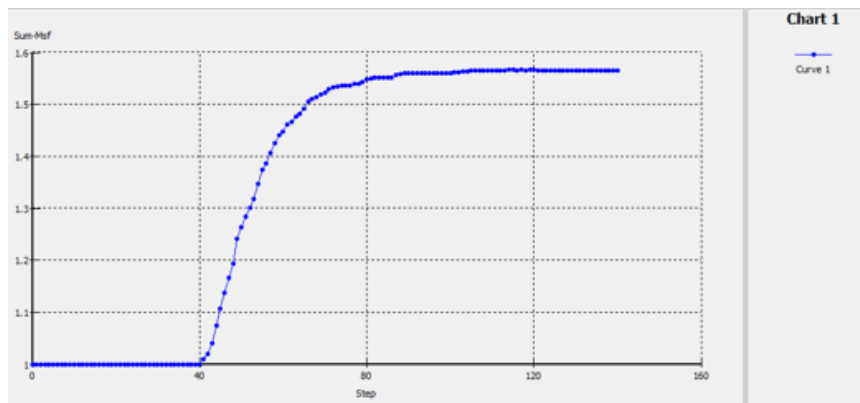


Figure 4.106: la courbe fs en fonction de hauteur

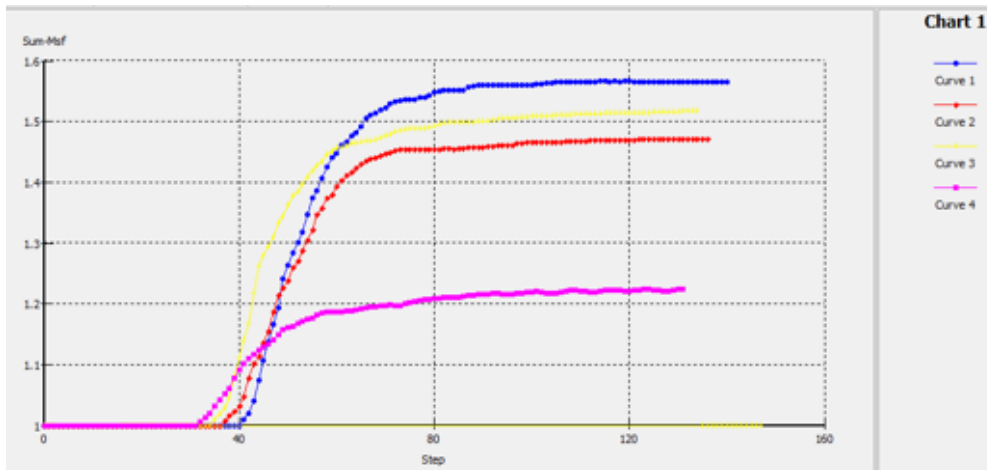


Figure 4. 107. Variation des déplacements de la paroi en fonction de position de tirant D'ancrage.

H=8	Déplacement total /m	Déplacement Horizontal/m	Déplacement Vertical/m
1	$329,98 \cdot 10^{-3}$	$-329,98 \cdot 10^{-3}$	$667,41 \cdot 10^{-6}$
2	15,66	-14,87	-4,91
3	59,50	-59,04	-7,35
4	22,32	-21,01	-7,54

Tableau 4.7. Variation des déplacements de la paroi en fonction de position de tirant d'ancrage

H=8	Moment fléchissant KN.M	Force axiale KN.M	Efforts tranchant KN.M
h=1	-207,30	132,66	114,98
h=2	-260,56	-139,37	141,78
h=3	-199,03	-175,20	-120,02
h=4	-155,66	-149,21	-145,82

Tableau4.8. Forces de la paroi moulée

Commentaire :

D'après les résultats obtenus, on a constaté que le cas qui donne le plus grand coefficient de sécurité $FS=1,517$ est celui qui a une hauteur $H=8$ m avec une longueur du tirant d'ancrage de $L = 10$ m positionné à une profondeur $h = 2$ m.

H = 7m :

H=7m ; h= 1m

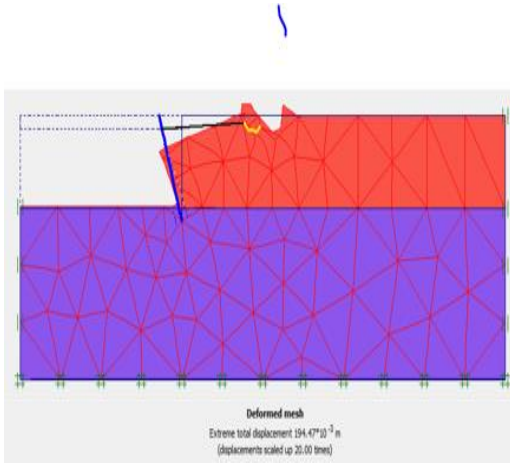


Figure 4.108. Phase 3 : Déformation de maillage.

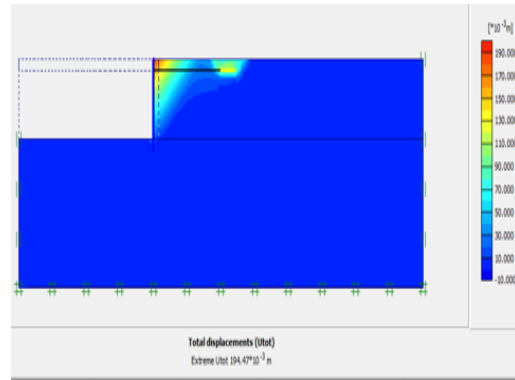


Figure 4.109. Phase 3 : Déplacement total.

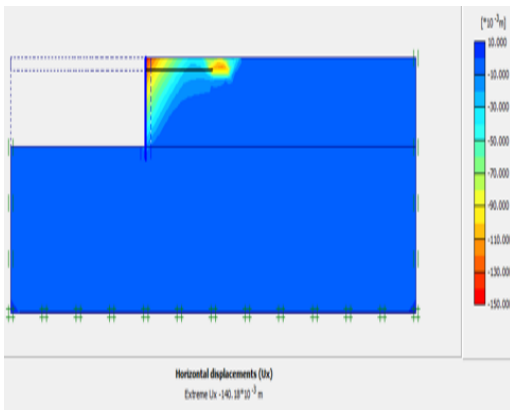


Figure 4.110. Phase 3 : déplacement Horizontal.

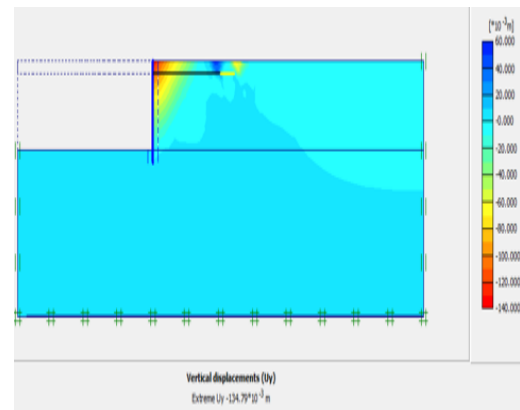


Figure 4.111. Phase 3 : déplacement Vertical.

Calculation information			
Multipliers		Step Info	
Step Info		Step	128 of 128
Plastic STEP		Extrapolation factor	1.000
		Relative stiffness	0.001
Multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	Σ-Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA: 0.000	Σ-MloadA:	1.000
Load system B	MloadB: 0.000	Σ-MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf: 0.000	Σ-Msf:	1.296
Time	Increment: 0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment: 0.000	End time:	0.000

Figure 4.112. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité. FS=1.296

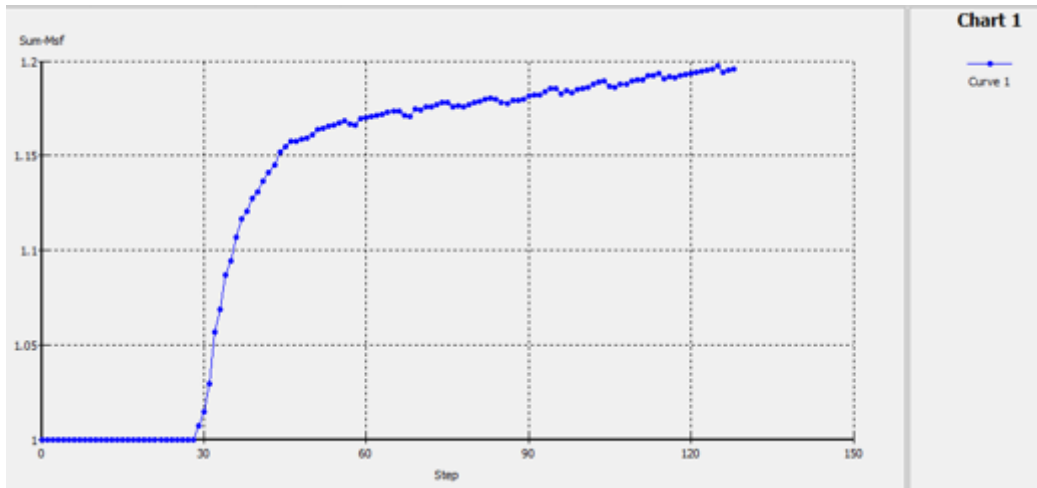


Figure 4.113 la courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur.

H=7m ; h=2m

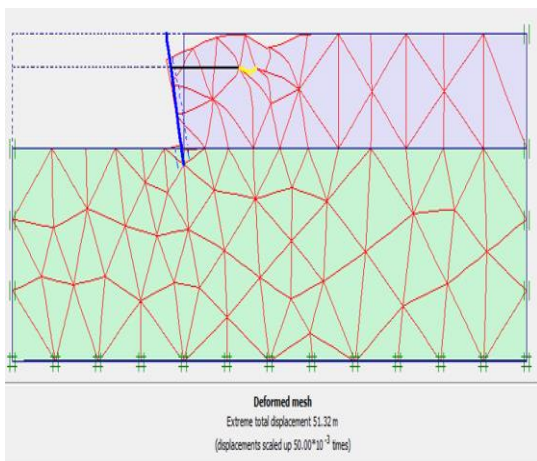


Figure 4.113.Phase 3 : Déformation de maillage.

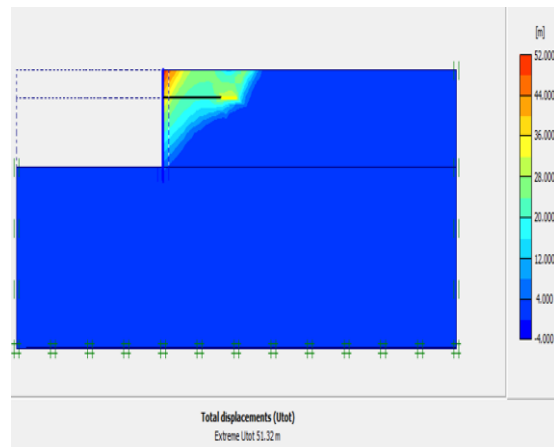


Figure 4.114.Phase 3 : Déplacement total.

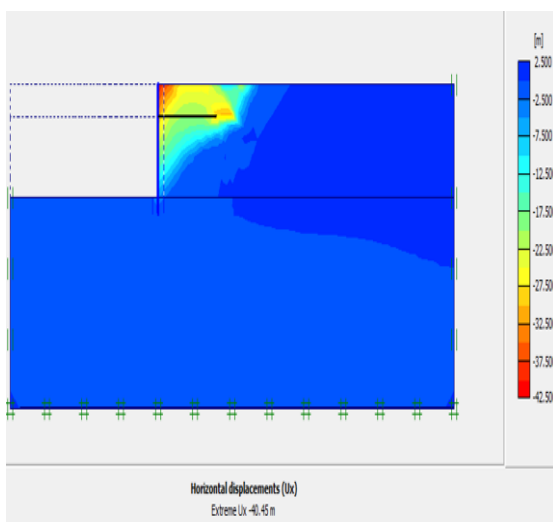


Figure 4.115. Phase 3 : déplacement Horizontal.

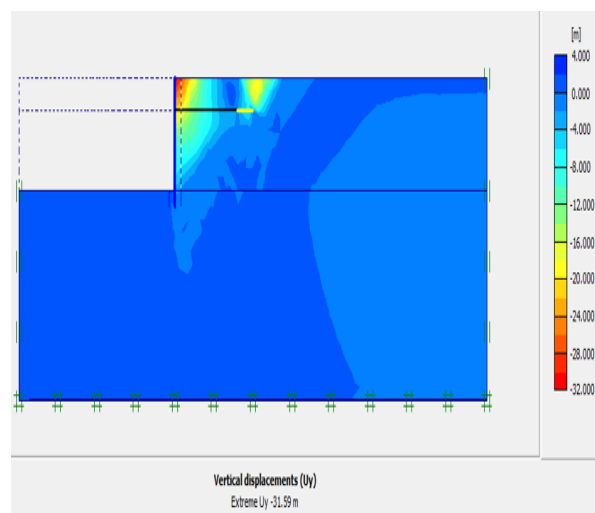


Figure 4.116. Phase 3 : déplacement Vertical.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique



Figure 4.117. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.520

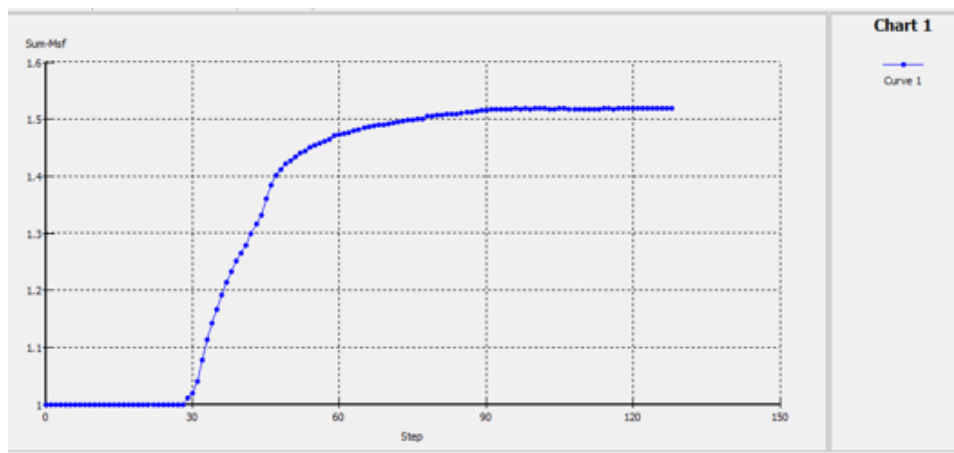


Figure 4.118 :la courbe de facteur de sécurité en fonction hauteur.

H=7m ; h=3m

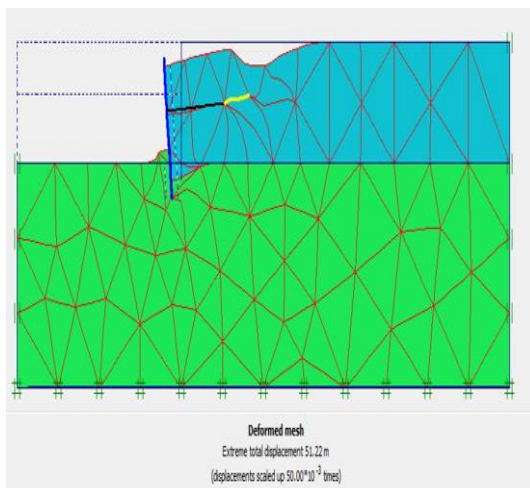


Figure 4. 119.Phase 3 : Déformation de maillage.

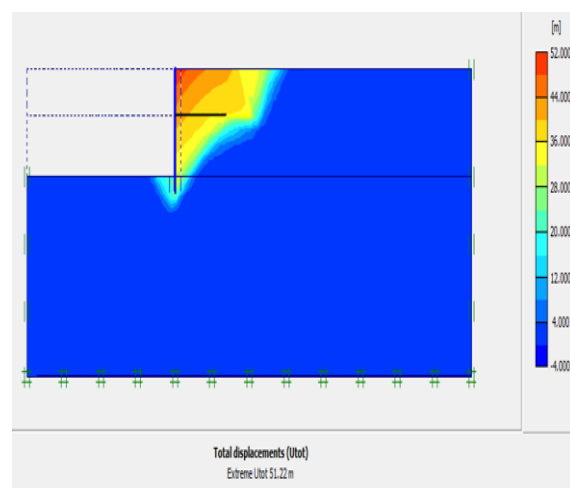


Figure 4. 120.Phase 3 : Déplacement total.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

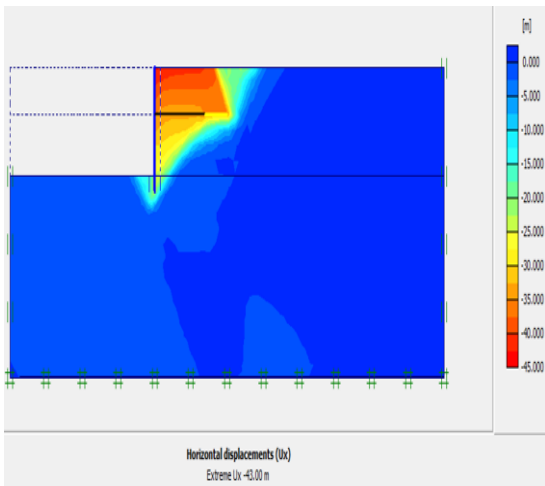


Figure 4.121. Phase 3 : déplacement Horizontal.

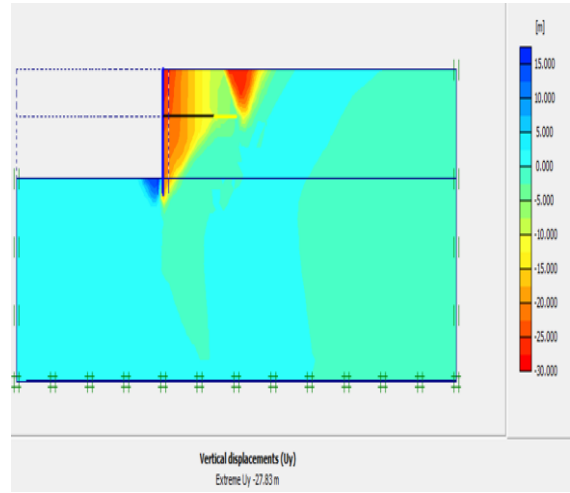


Figure 4.122. Phase 3 : déplacement Vertical.

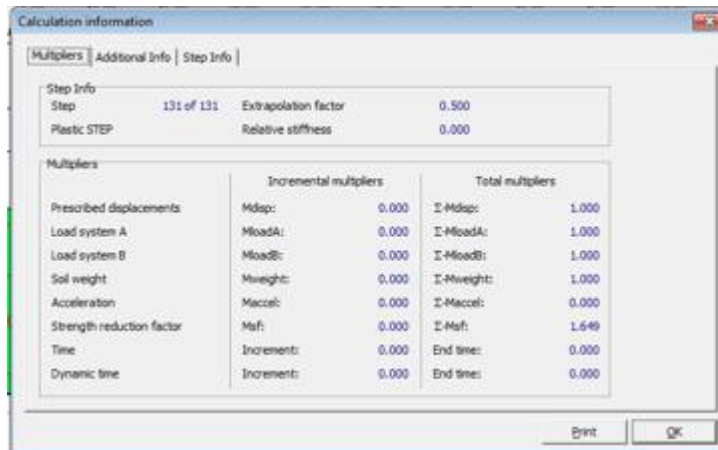


Figure 4.123. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS= 1.649

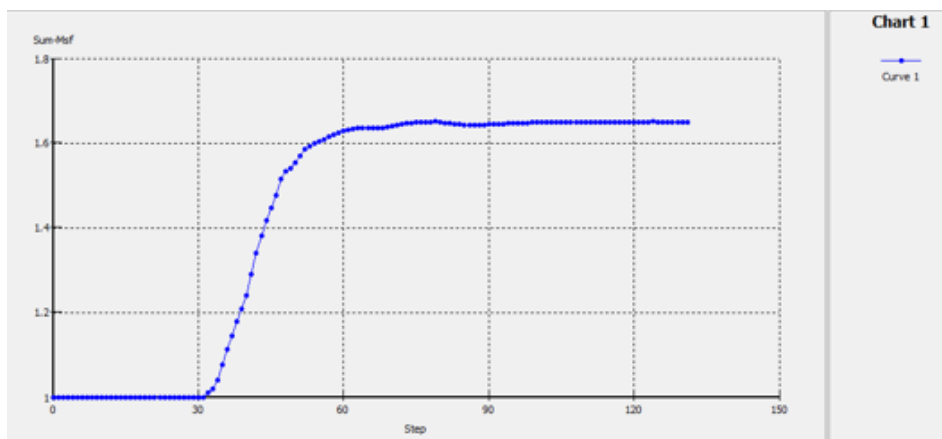


Figure 4.124 : La courbe de facteur de sécurité en fonction hauteur.

H=7m ; h=4m

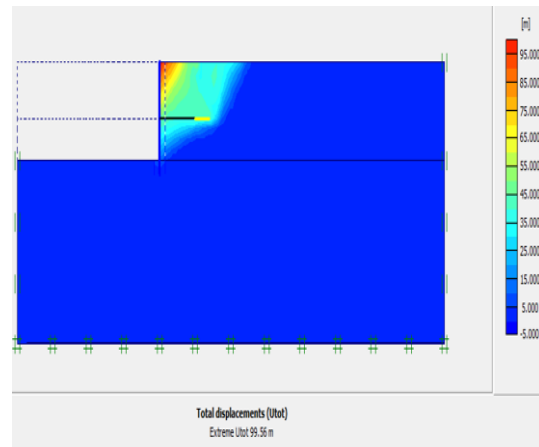
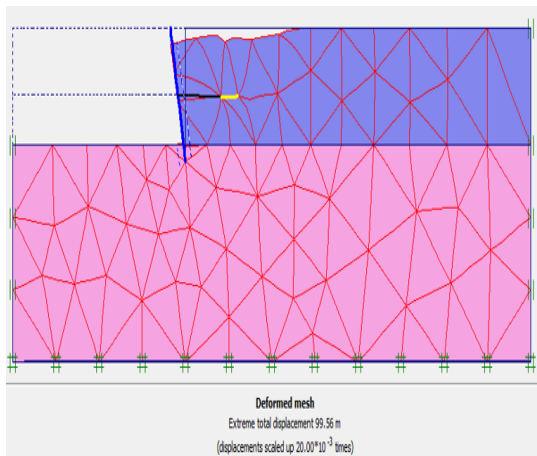


Figure 4.125.Phase 3 : Déformation de maillage. Figure 4.126.Phase 3 : Déplacement total.

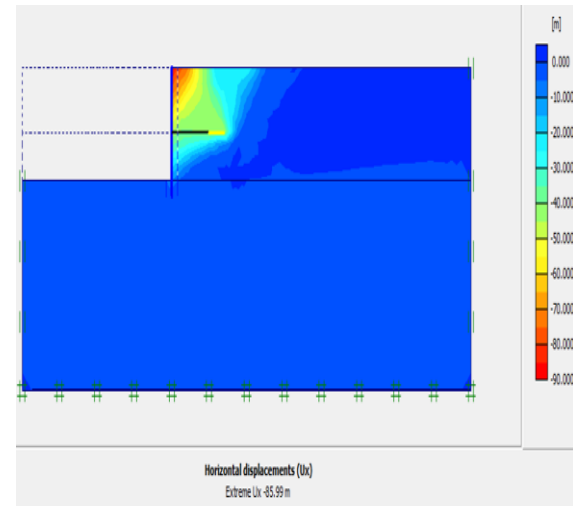
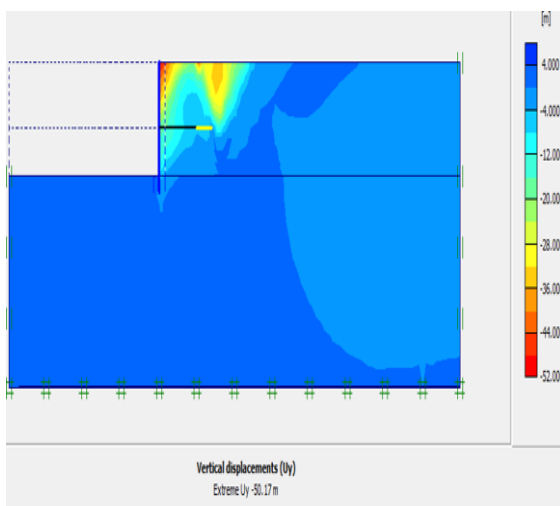


Figure 4.127. Phase 3 : déplacement Horizontal. Figure 4.128. Phase 3 : déplacement Vertical.



Figure 4.129. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS= 1.465

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

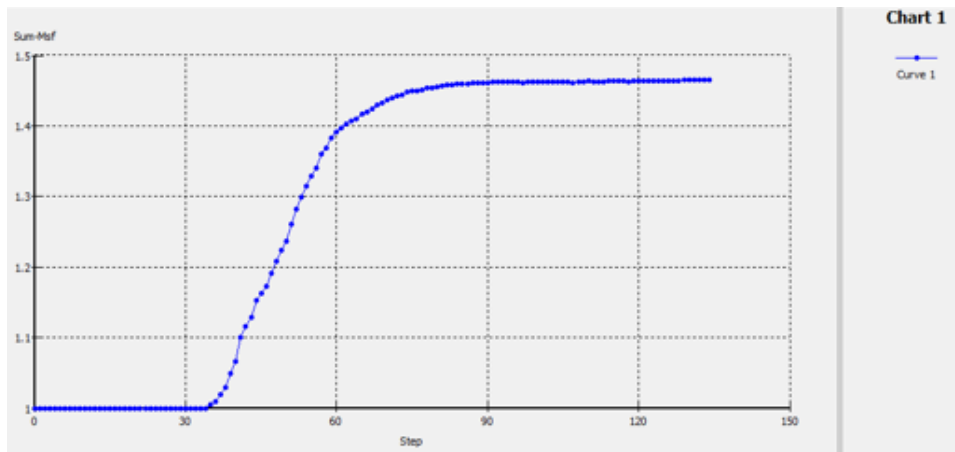


Figure 4.130: la courbe de facteur de sécurité en fonction hauteur.

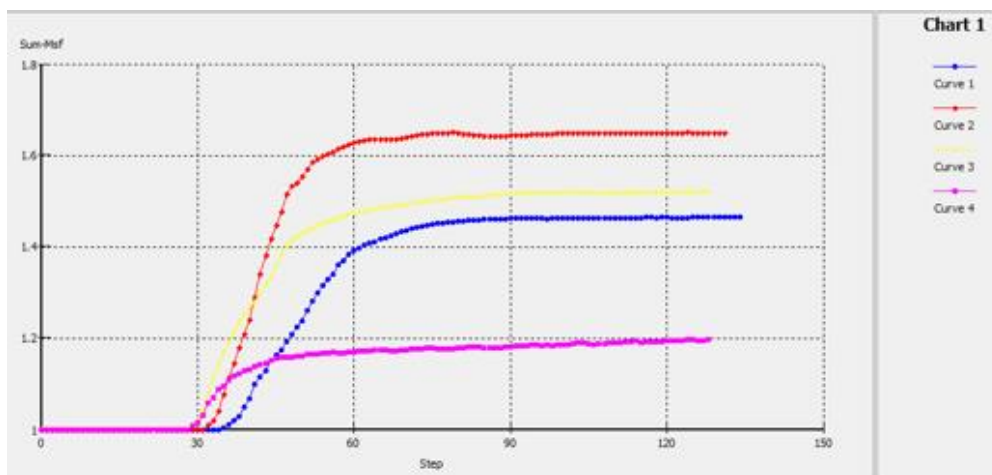


Figure 4. 131. Variation de facteur de la sécurité du modèle.

H=7m	Déplacement total /m	Déplacement Horizontal/m	Déplacement Vertical/m
h=1	$141,36 \cdot 10^{-3}$	$-141,36 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$
h=2	41,14	-14,14	$-94,29 \cdot 10^{-3}$
h=3	47,39	-43,01	-19,91
h=4	88,28	-88,28	$-2,71 \cdot 10^{-3}$

Tableau 4.9. Variation des déplacements de la paroi en fonction de position de tirant d'ancrage.

H=7m	Moment fléchissant KN.M	Force axiale KN.M	Efforts tranchant KN.M
h=1	-123,76	-108,82	85,92
h=2	-166,64	-113,73	102,01
h=3	-137,38	-120,97	-113,52
h=4	76,96	-123,68	-117,99

Tableau4.10. Forces de la paroi moulée.

Commentaire :

D'après les résultats obtenus, on a constaté que le cas qui donne le plus grand coefficient de sécurité $FS=1,643$ est celui qui a une hauteur $H=7$ m avec une longueur du tirant d'ancrage de $L = 7$ m positionné à une profondeur $h = 3$ m.

H=6m.

H=6m ; h=1m

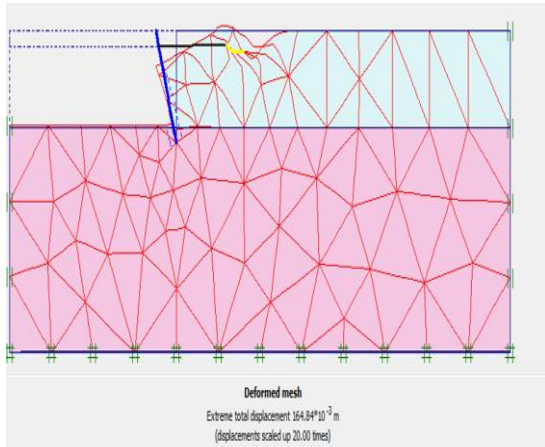


Figure 4.132. Phase 3 : Déformation de maillage.

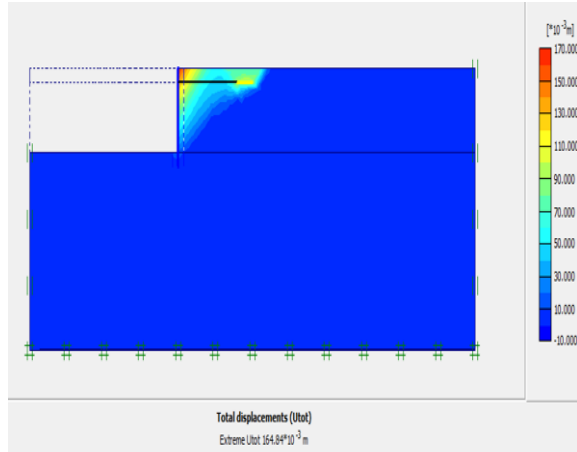


Figure 4.133. Phase 3 : Déplacement total.

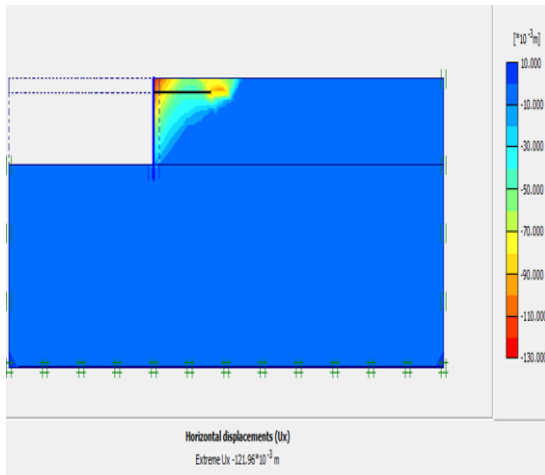


Figure 4.134. Phase 3 : déplacement Horizontal.

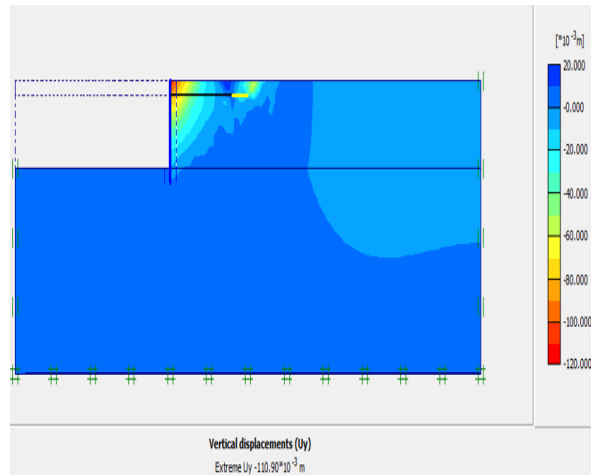


Figure 4.135. Phase 3: déplacement Vertical.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique



Figure 4.136. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.375

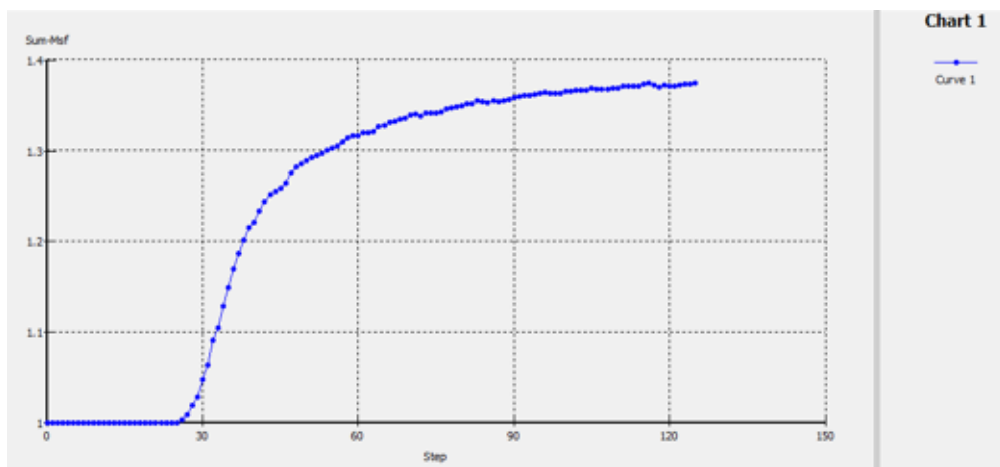


Figure 4.137 : la courbe de facteur de sécurité en fonction hauteur.

H=6m ; h =2m

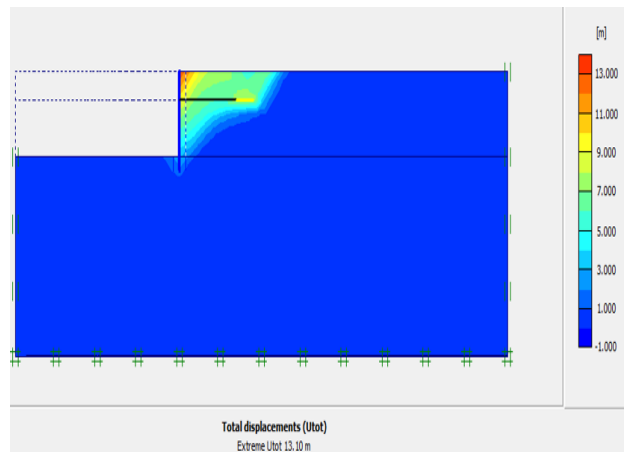
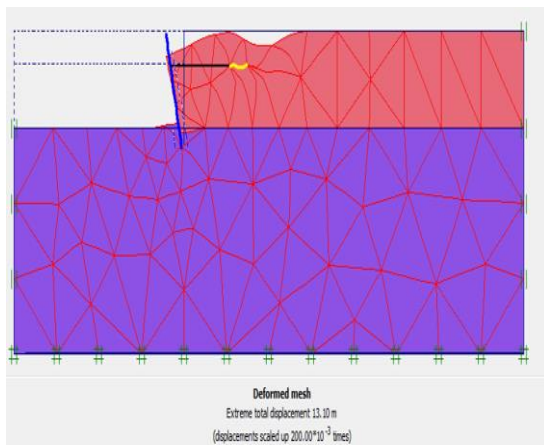


Figure 4.138.Phase 3 : Déformation de maillage. Figure 4.139.Phase 3: Déplacement total.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

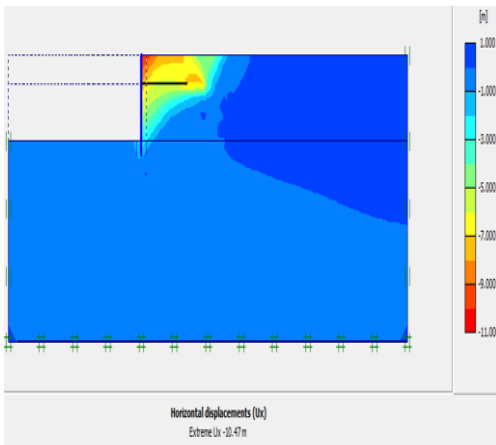


Figure 4.140. Phase 3 : déplacement Horizontal.

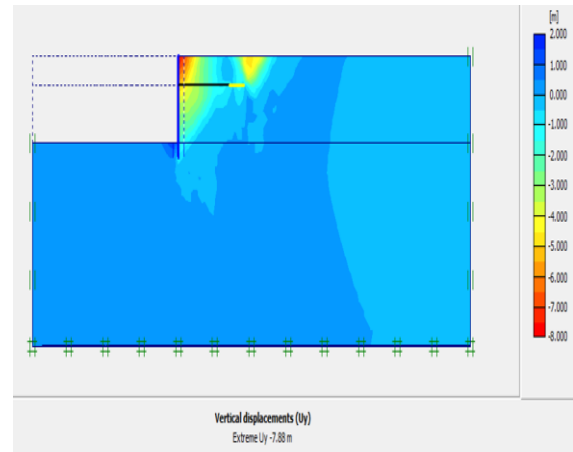


Figure 4.141. Phase 3 : déplacement Vertical.

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info		Extrapolation factor	0.500
Step	127 of 127	Relative stiffness	0.000
Plastic STEP			

	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdep:	0.000	Σ Mdep:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ Msf:	1.716
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Print OK

Figure 4.142. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.726

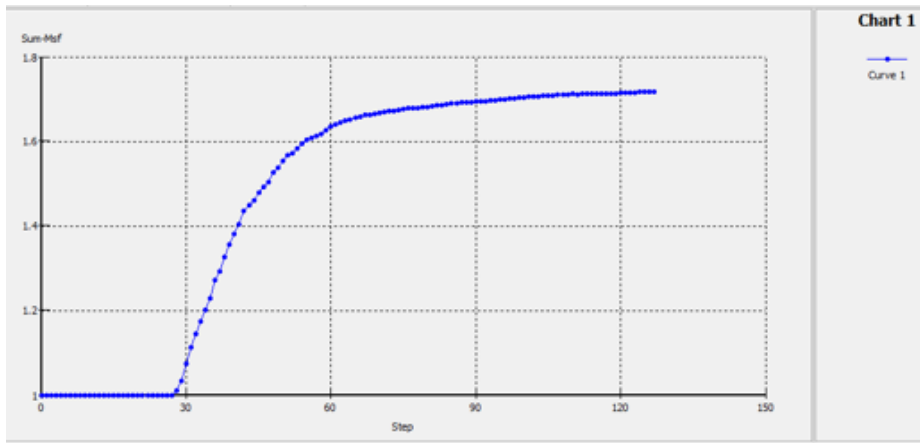


Figure 4.143 : la courbe de facteur de sécurité en fonction hauteur.

H=6m ; h =3m

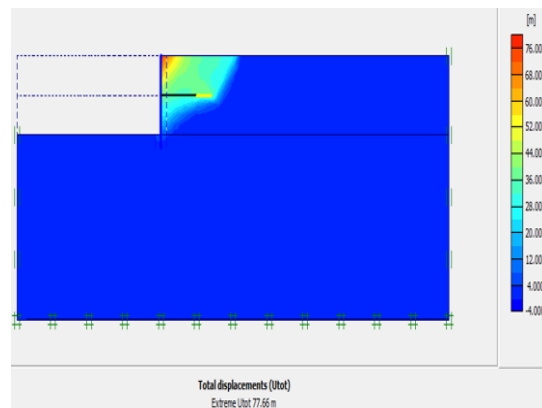
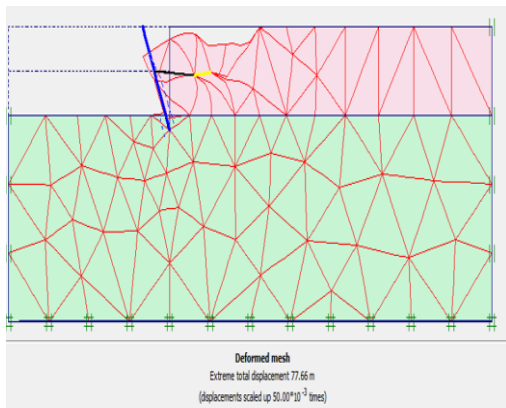


Figure 4.144.Phase 3 : Déformation de maillage. Figure 4.145.Phase 3 : Déplacement total.

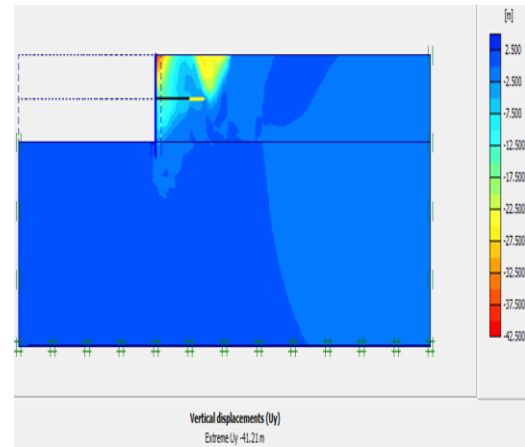
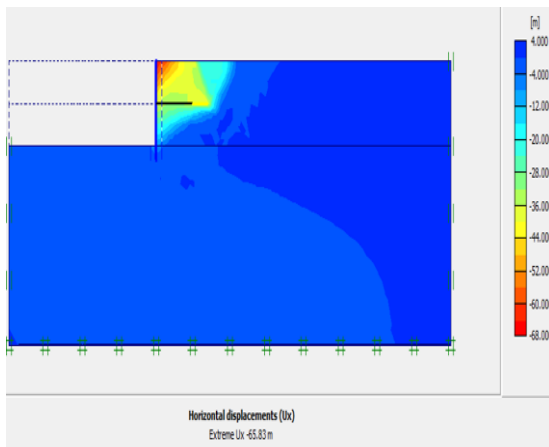


Figure 4.146. Phase 3 : déplacement Horizontal. Figure 4.147. Phase 3 : déplacement Vertical.



Figure 4.148. Phase 3 : Obtention de coefficient de sécurité FS = 1.618

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

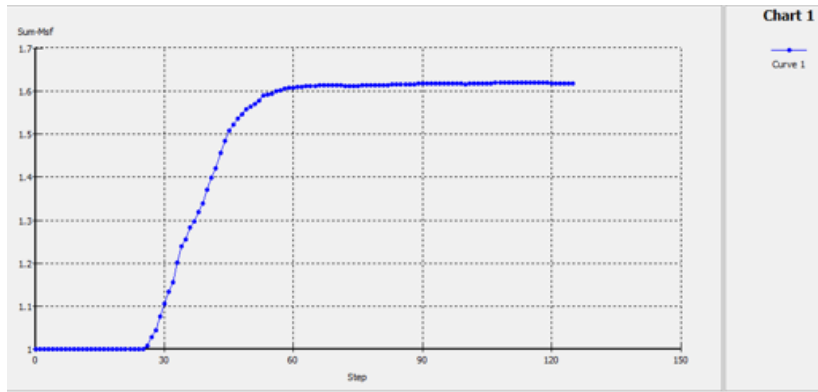


Figure 4.149 :la courbe de facteur de sécurité en fonction hauteur .

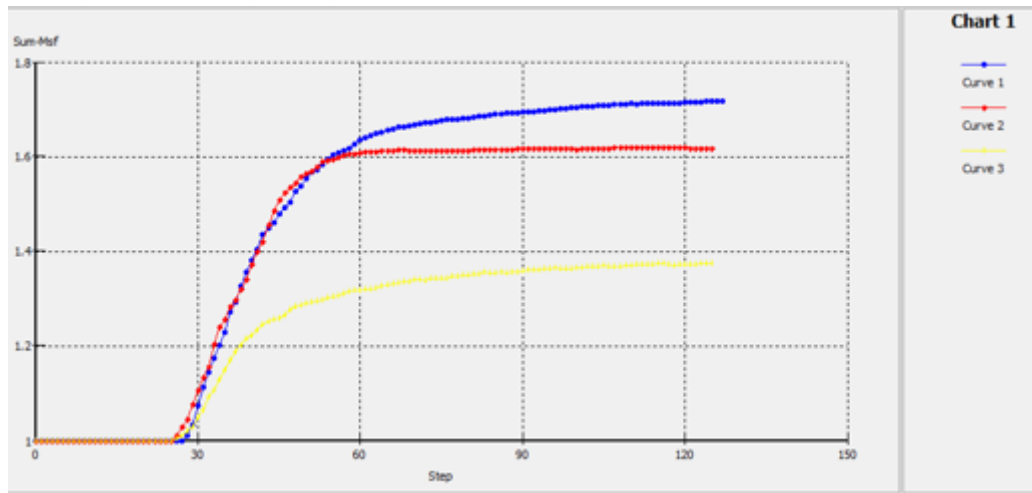


Figure 4. 150. Variation de facteur de securité du modèle.

H=6	Déplacement total /m	Déplacement Horizontal/m	Déplacement Vertical/m
h=1	$123,64 \cdot 10^{-3}$	$891,53 \cdot 10^{-6}$	$-123,63 \cdot 10^{-3}$
h=2	111,07	$73,23 \cdot 10^{-3}$	-111,07
h=3	66,76	$-85,85 \cdot 10^{-3}$	-66,76

Tableau 4.11. Variation des déplacements de la tirant en fonction de hauteur

H=6	Moment fléchissant KN.M	Force axiale KN.M	Efforts tranchant KN.M
h=1	-91,43	-87,56	71,49
h=2	-65,12	-95,51	-89,25
h=3	-64,46	-115,57	-89,30

Tableau4.12. Forces du paroi moulée

Commentaire :

D'après les résultats obtenus, on a constaté que le cas qui donne le plus grand coefficient de sécurité $FS=1,716$ est celui qui a une hauteur $H=6$ m avec une longueur du tirant d'ancrage de $L = 7$ m positionné à une profondeur $h = 2$ m.

H= 5m

H=5m ; h = 1m

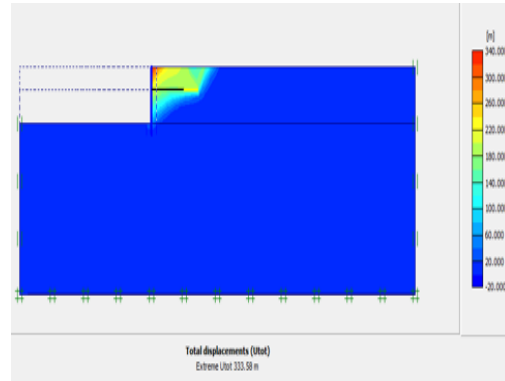
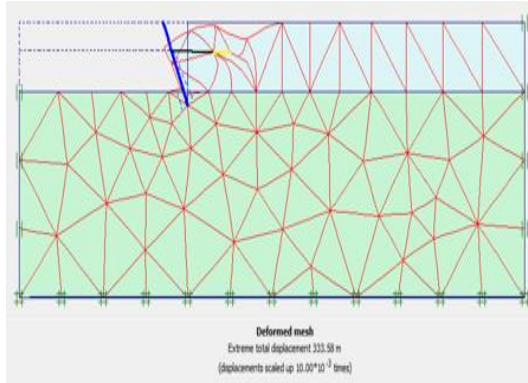


Figure 4.151.Phase 3 : Déformation de maillage. Figure 4.152.Phase 3 : Déplacement total.

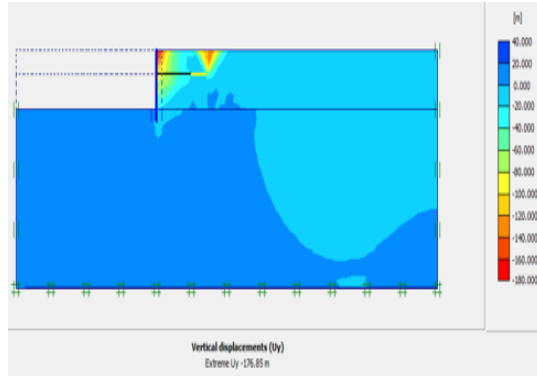
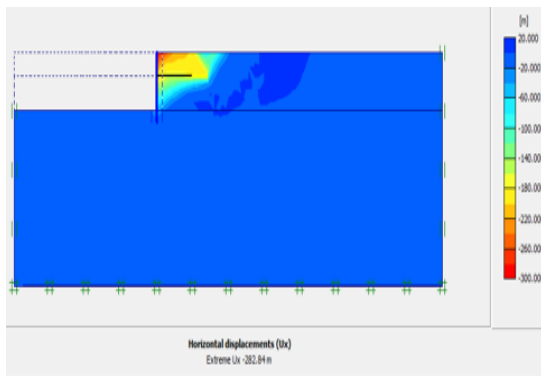


Figure 4.153. Phase 3 : déplacement Horizontal. Figure 4.154. Phase 3 : déplacement Vertical



Figure 4.155. Phase 4 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.718

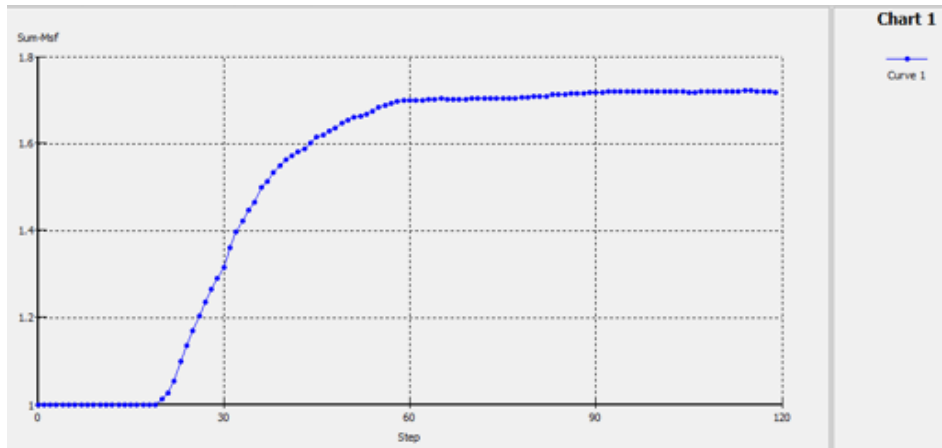


Figure 4.156 : la courbe de facteur de sécurité en fonction hauteur.

H=5m ; h=2m

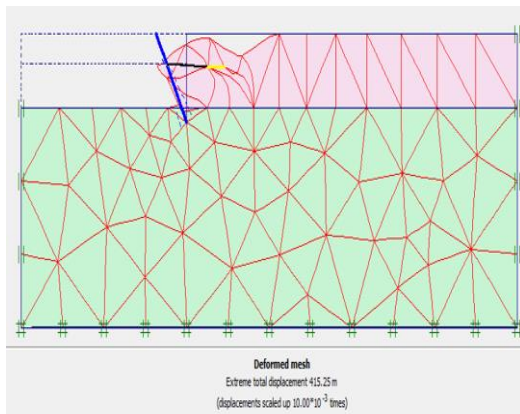


Figure 4.157.Phase 3 : Déformation de maillage.

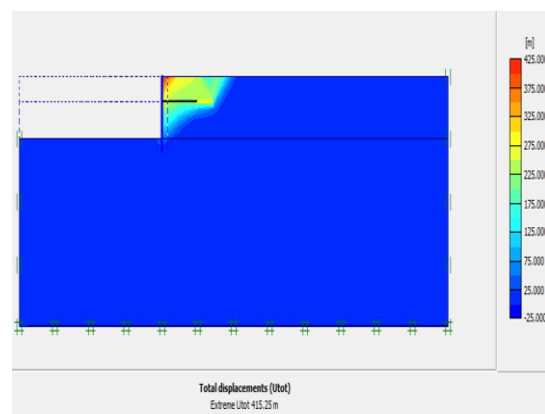


Figure 4.158.Phase 3 : Déplacement total.

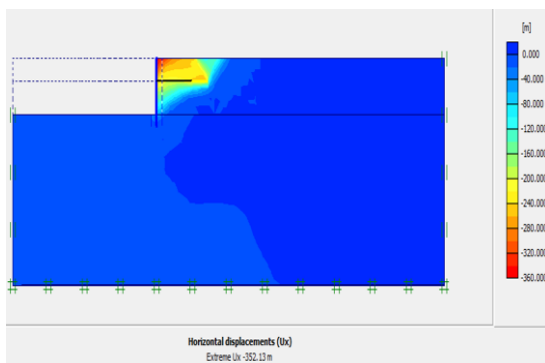


Figure 4.159. Phase 3: déplacement Horizontal.

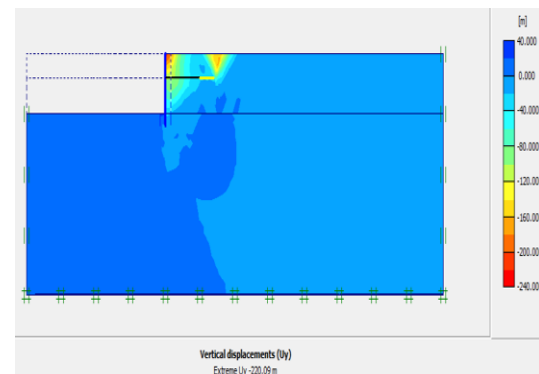


Figure 4.160. Phase 3: déplacement Vertical.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

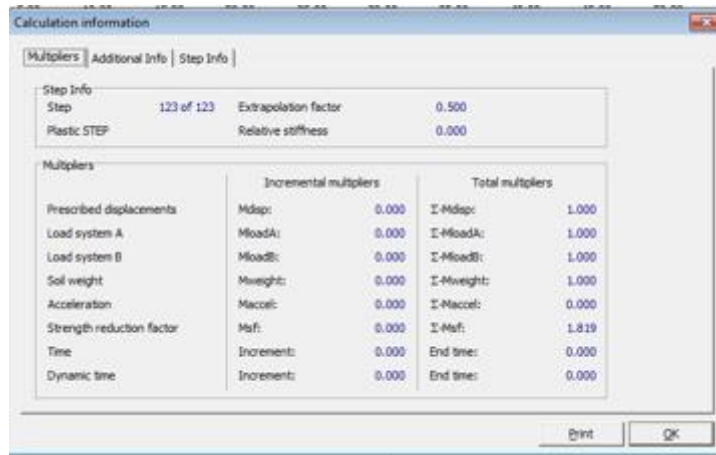


Figure 4.161. Phase 4 : Obtention de coefficient de sécurit FS=1.829

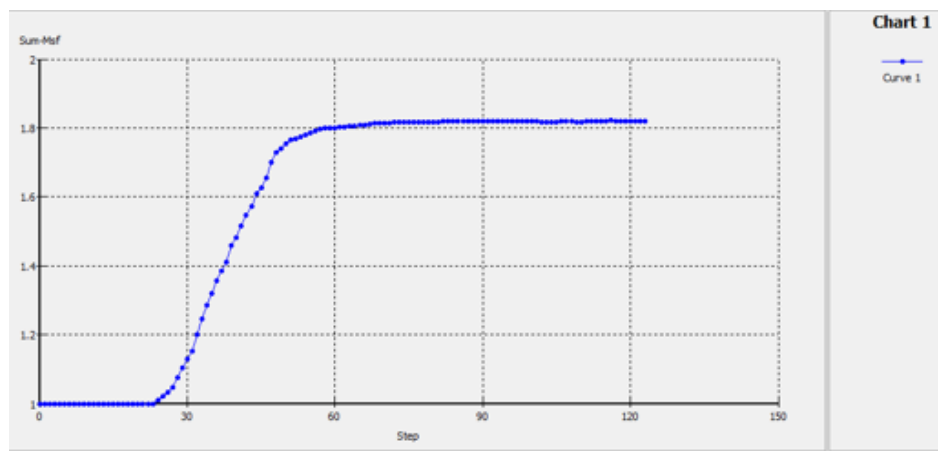


Figure4.162 : courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur.

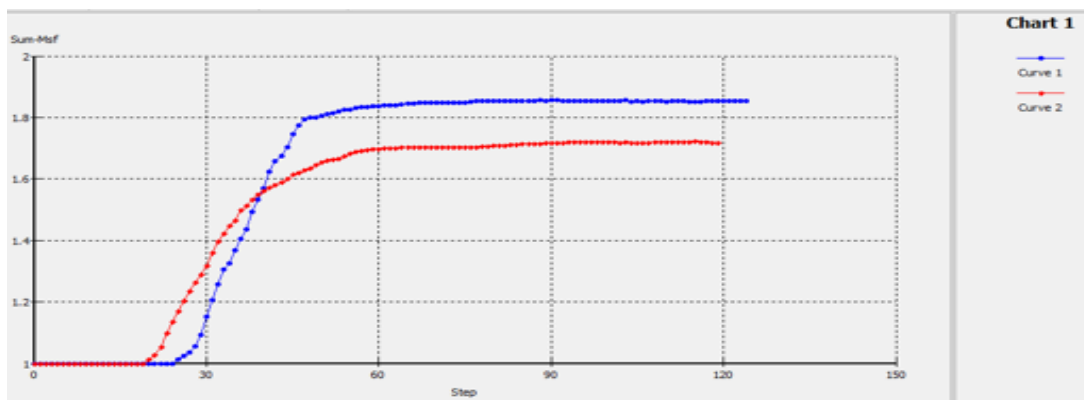


Figure 4. 163. Variation du facteur de securité total du modèle

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

H=5m	Déplacement total /m	Déplacement Horizontal/m	Déplacement Vertical/m
h=1	22,62	$-759,97 \cdot 10^{-6}$	-22,62
h=2	$1,53 \cdot 10^3$	$-1,53 \cdot 10^{-3}$	$-5,53 \cdot 10^{-3}$

Tableau 4.13. Variation des déplacements de la paroi moulée en fonction de position de tirant.

H=5m	Moment fléchissant KN.M	Force axiale KN.M	Efforts tranchant KN.M
h=1	-56,71	-70,85	-64,23
h=2	-56,78	-70,96	16

Tableau4.14. Forces de la paroi moulée

Commentaire :

D'après les résultats obtenus, on a constaté que le cas qui donne le plus grand coefficient de sécurité $FS=1,819$ est celui qui a une hauteur $H=5$ m avec une longueur du tirant d'ancrage de $L = 7$ m positionné à une profondeur $h = 2$ m.

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

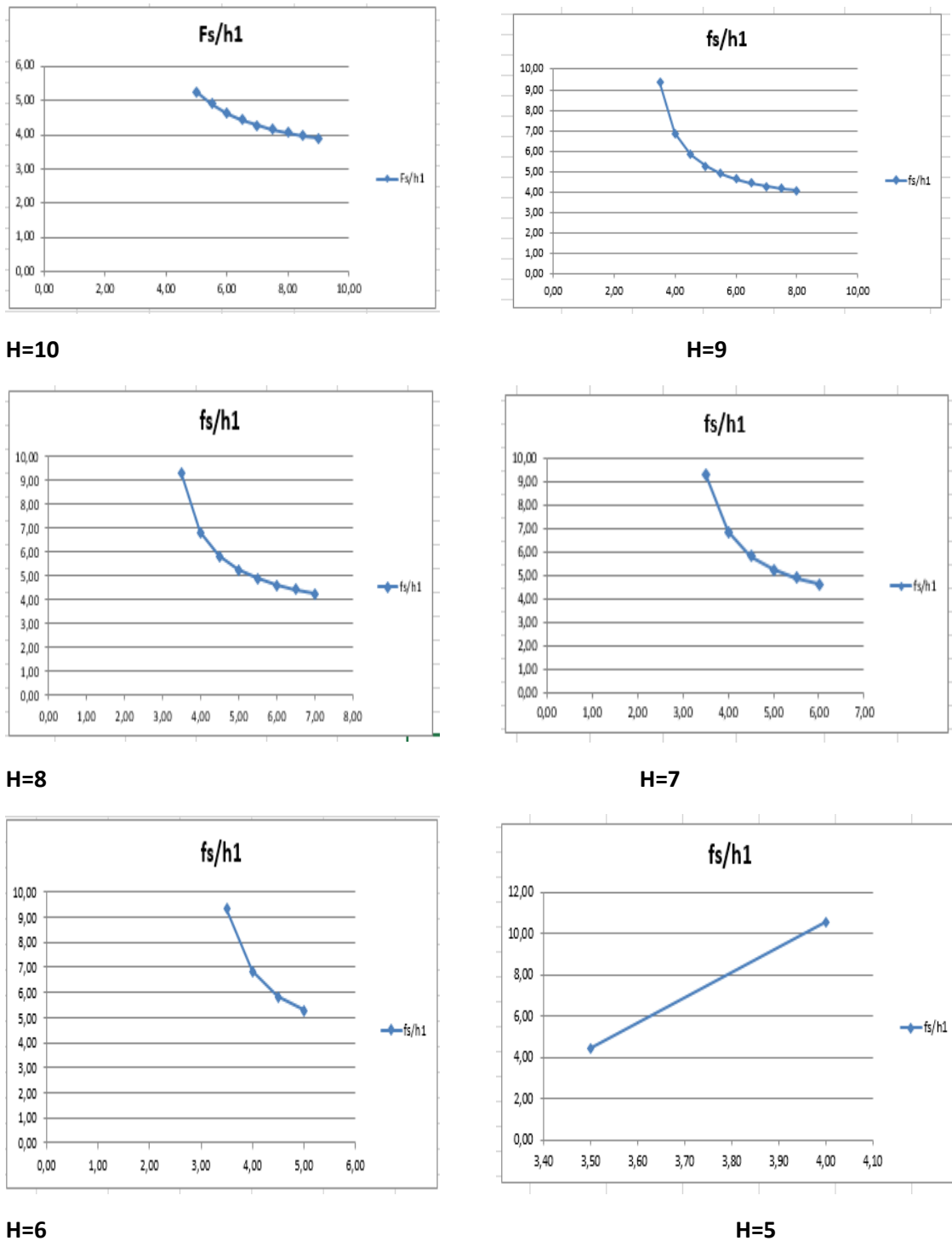


Figure4.163. Les courbes de facteur de sécurité en fonction de hauteur.

4.5 Effet de l'inclinaison du tirant :

Pour l'inclinaison 5° :

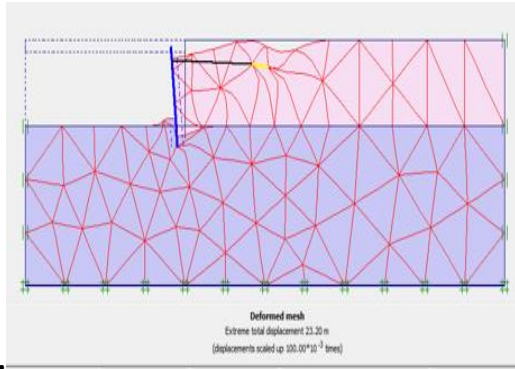


Figure4.164. de phase 3 déformation de maillage

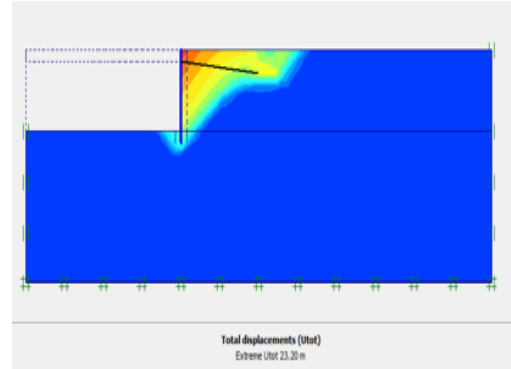


figure4.165 de phase 3 déformation totale

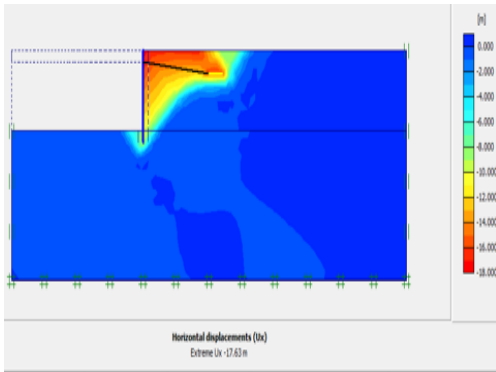


Figure4.166. phase3 displacement horizontale

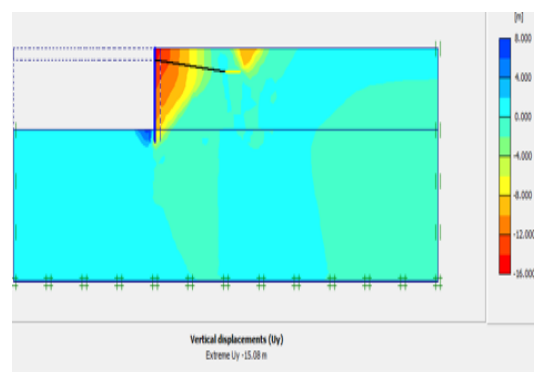


figure4.167. phase 3 displacement verticale

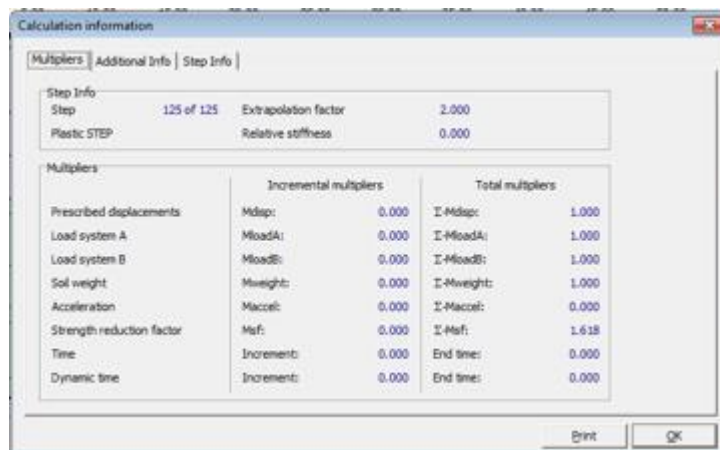


Figure 4.168. Phase 4 : Obtention de coefficient de sécurité FS=1.618

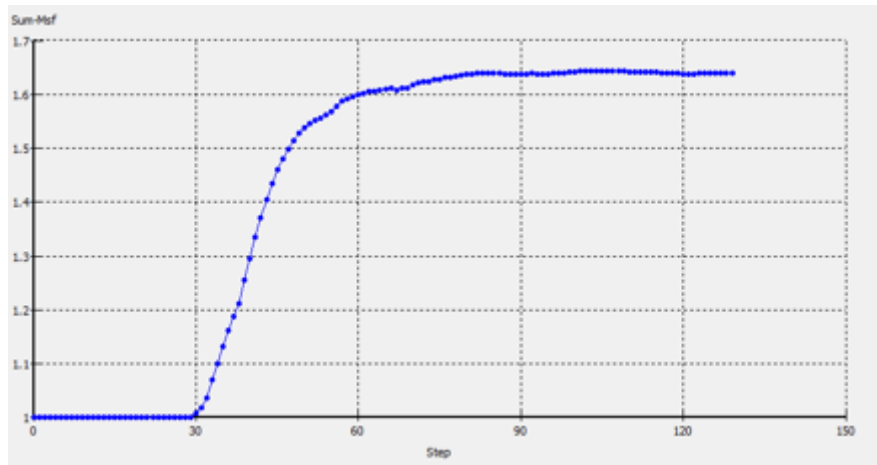


Figure 4.169 .courbe de facteur de sécurité en fonction hauteur.

Pour l'inclinaison 10 ° :

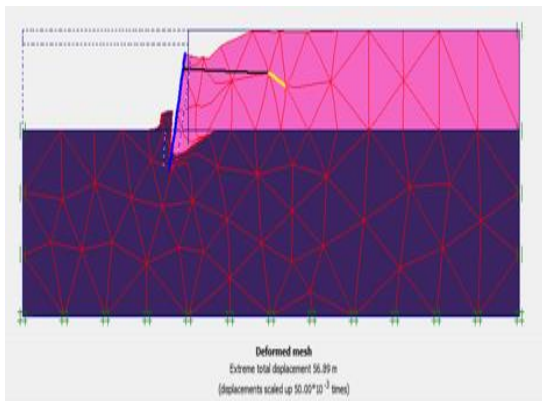


Figure4.170. phase 3 deformation de maillage

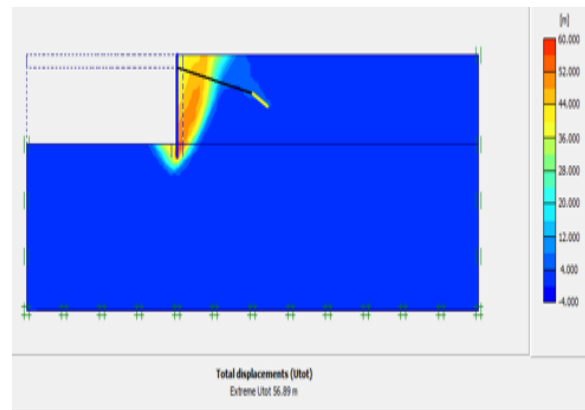


figure4.171. phase3 déplacement totale

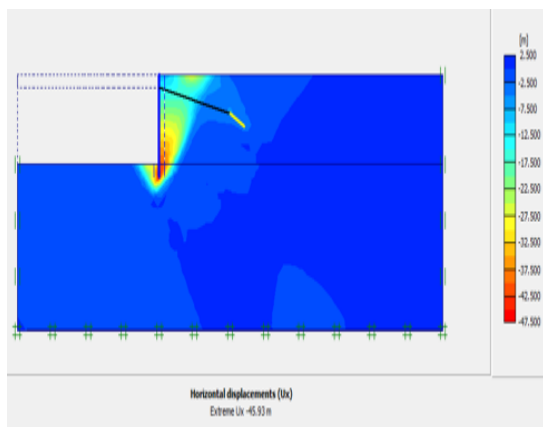


Figure4.172. phase3 déplacement horizontale

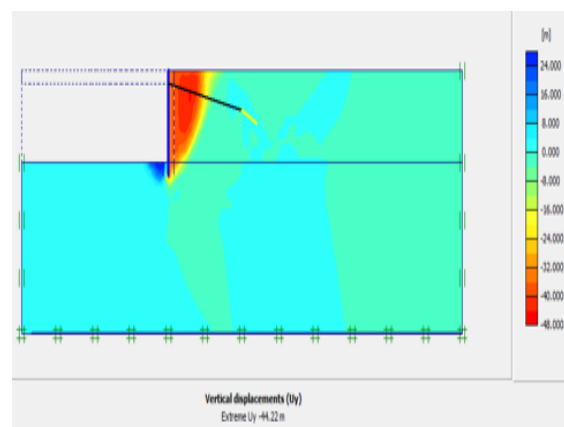


figure 4.173.phase3 déplacement verticale

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

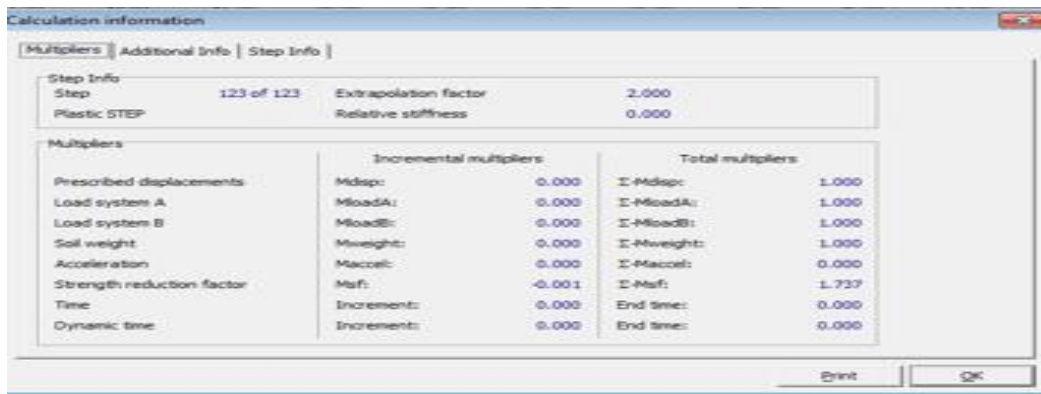


Figure4.174. phase 3 Obtention de coefficient de sécurité FS=1.737

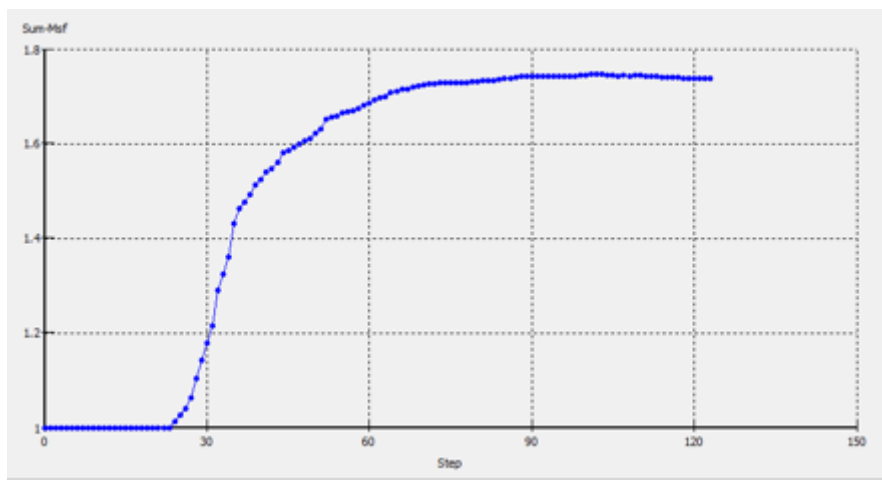


Figure4.175. la courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur.

Pour l'inclinaison 15 ° :

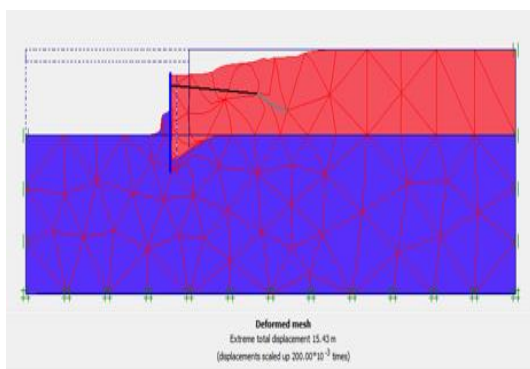


Figure4.176. phase3 deformation de maillage

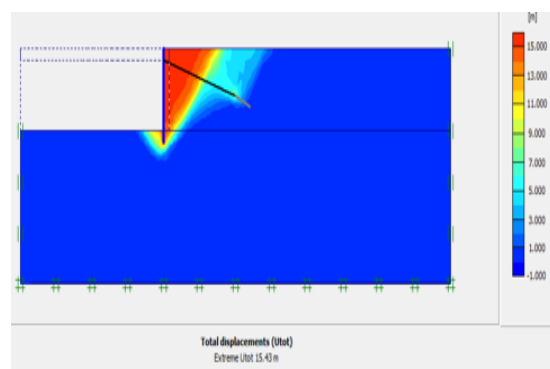


figure4.177. phase 3 deformation totale

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

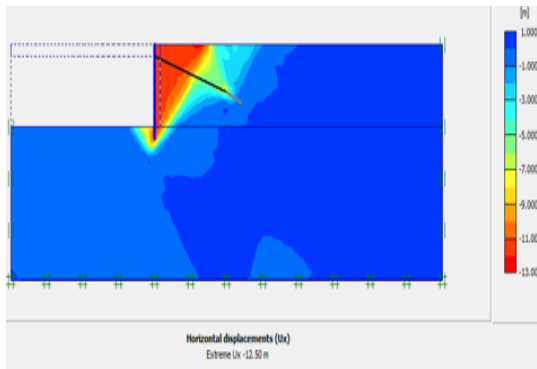


Figure4.178. phase 3 deformation horizontale

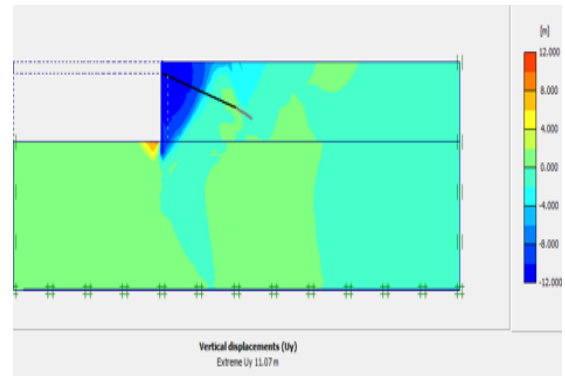


figure4.179. phase 3 déplacement verticale

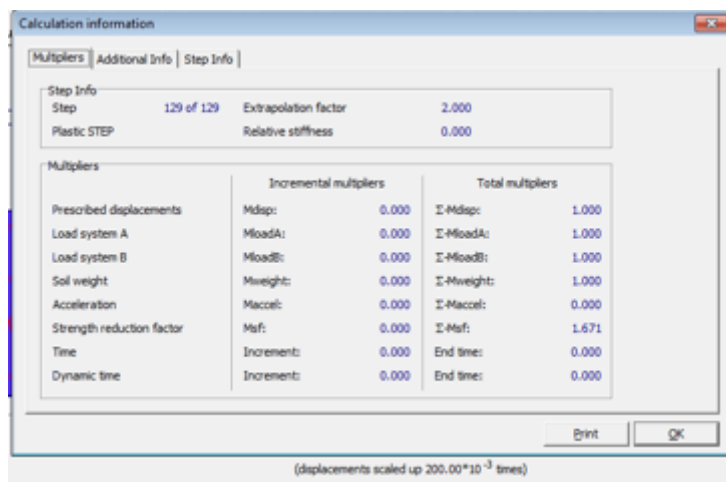


Figure4.180. Obtention de coefficient de sécurité FS =1.671

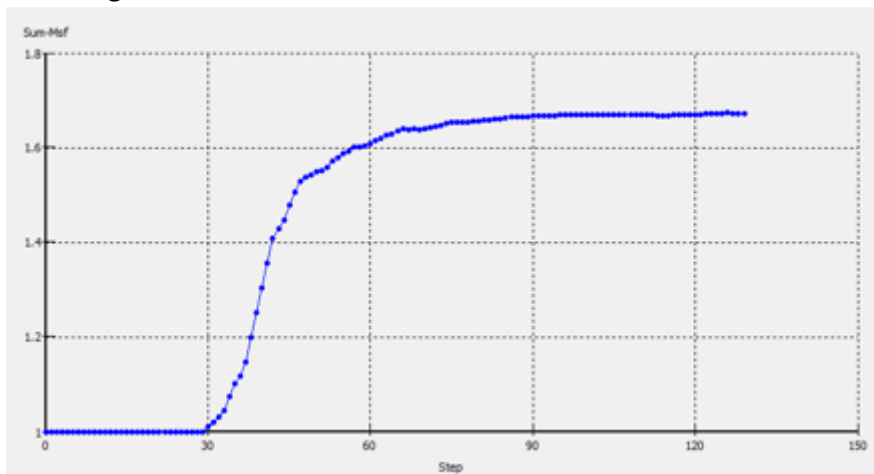


Figure4.181. la courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur.

Pour l'inclinaison 20 ° :

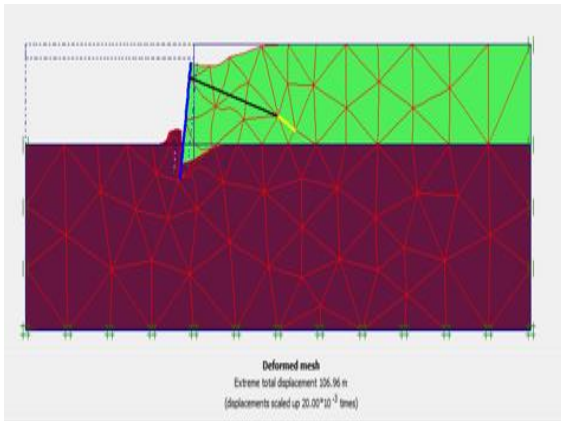


Figure4.182. phase 3 deformation de maillage

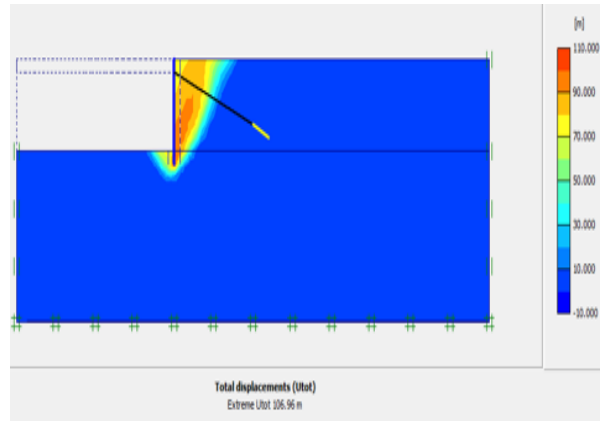


figure4.183. phase 3 defomation totale

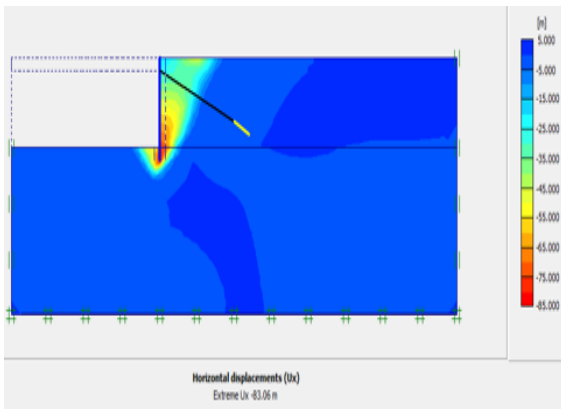


Figure4.184. phase 3 displacement horizontale

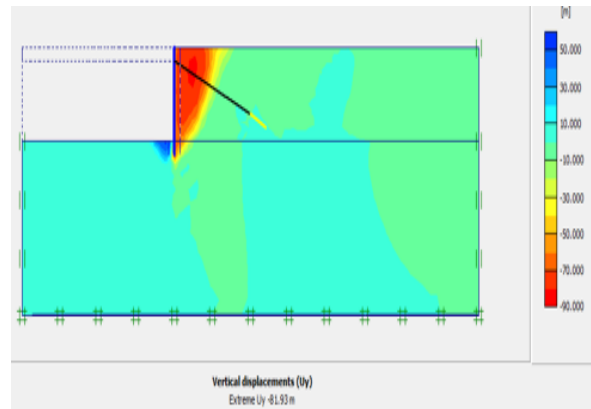


figure4.185. phase 3 displacement verticale

calculation information

Multpliers | Additional Info | Step Info

Step Info		Extrapolation factor	0.500
Step	124 of 124	Relative stiffness	0.000
Plastic STEP			
Multpliers			
	Incremental multpliers		Total multpliers
Prescribed displacements	Mdasp:	0.000	Σ-Mdasp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	-0.001	Σ-Msf: 1.657
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Print OK

Figure4.186. Obtention de coefficient de sécuritéFS=1.657

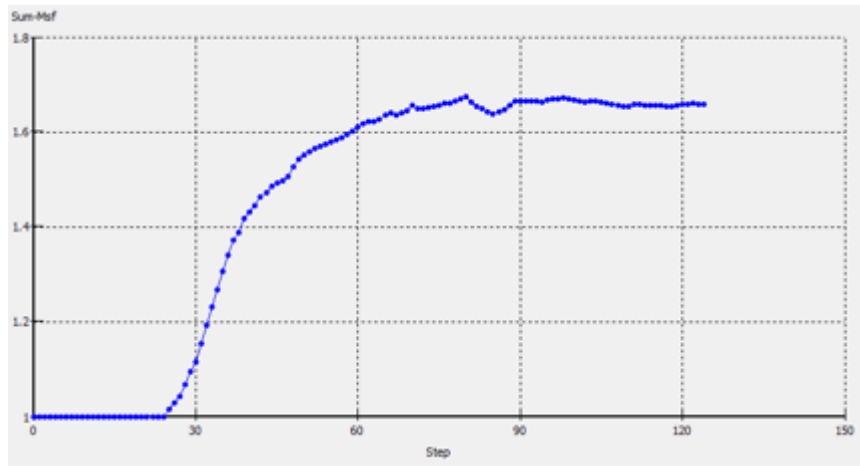


Figure 4.187. courbe de facteur de sécurité en fonction de hauteur.

Angle	déplacement total	déplacement horizontal	déplacement vertical
5°	18,73	-17,70	-6,24
10°	56,89	-45,93	-33,57
15°	15,06	11,42	-9,18
20°	106,96	-83,06	-67,38

Tableau 4.15. Variation du déplacement de la paroi moulée en fonction de l'inclinaison des tirants

Angle	Moment fléchissant KN.M	Force axiale KN.M	Efforts tranchants KN.M
5°	-221,85	-78,44	118,47
10°	-252,38	-113,82	-156,49
15°	-218,63	-147,58	147,53
20°	-246,56	-149,52	-148,32

Tableau 4.16. Forces de la paroi moulée

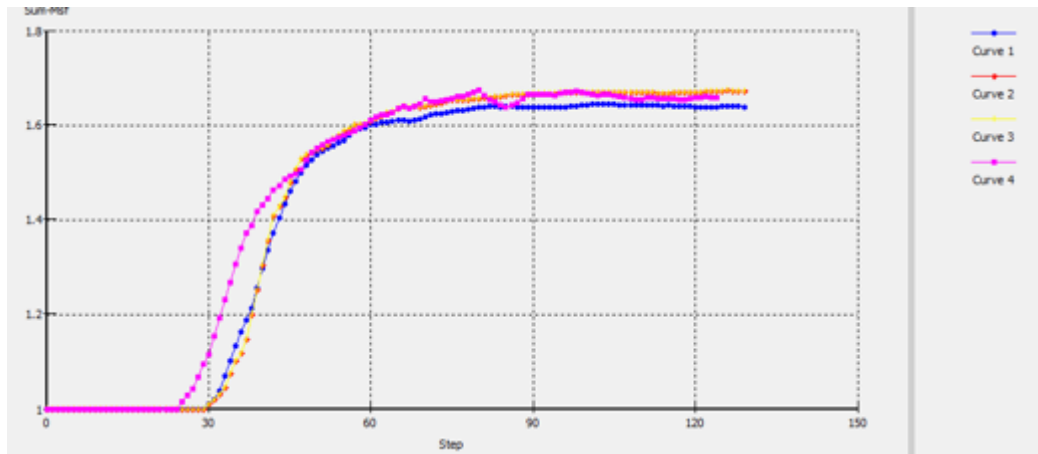


Figure4.188 . Diagramme générale de coefficient de sécurité en fonction de l'inclinaison.

Discussion

D'après les résultats présentés ci-dessus, on remarque que la variation de l'inclinaison des tirants d'ancrages. Cependant son influence sur le coefficient de sécurité est très importante. Pour cette raison on a choisi l'inclinaison de 10° car elle nous donne le plus grand coefficient de sécurité $f_s = 1,67$.

Comparaison entre le tirant d'ancrage droit et incliné :

a la même profondeur et même longueur fait ressortir les résultats suivants :

-Tirant d'ancrage droit :

Profondeur :1m

Longueur :10m

Force d'ancrage : 62 Kn /m

Facteur de sécurité 1 ,09

-Tirant d'ancrage incliné :

Angle d'inclinaison : 10°

Profondeur :1m

Longueur :10m

Force d'ancrage : 173 kn /m

Chapitre 04 : Analyse Paramétrique

Facteur de sécurité : 1.73

En conclusion : le Tirant d'ancrage incliné est la meilleure solution.

Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons effectué une modélisation numérique 2D en éléments finis (Plaxis) d'une paroi moulée en faisant varier sa hauteur ainsi que le positionnement et l'inclinaison du tirant d'ancrage.

Nous avons considéré différentes hauteurs de la paroi et différentes positions du tirant d'ancrage.

Les résultats obtenus nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Quelque soit la hauteur de la paroi, la longueur du tirant d'ancrage diminue en profondeur. La meilleure position (profondeur) du tirant d'ancrage est à $1/3$ de la hauteur de la paroi, cela pour le tirant d'ancrage droit.
- Pour le tirant incliné, nous obtenons un meilleur coefficient de sécurité pour une position à 1 m de profondeur et une inclinaison de 10° .