



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

جامعة سعد دحلب البليدة

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية الهندسة - دائرة الهندسة المدنية

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL

OPTION : "GEOTECHNIQUE"

Thème :

**Etude de Confortement d'un Glissement
Survenu sur la RN 10 au PK " 10+700 "**

Sigus (W. Oum El Bouaghi)

Établie par :

TOUGOURTI Med Amine

Promoteur :

Dr. ZITOUNI Zein El-Abidine

Co-Promoteur:

M. KERKAR Slim

Promotion: 2011/2012

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier *الله* clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail, et qui m'a permis d'arriver à ce jour.

A l'issue de ce travail, je suis heureux d'adresser mes très sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué à son aboutissement.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à mon encadreur le docteur Z.ZITOUNI, pour ses précieux conseils, son aide scientifique, et surtout sa confiance, qu'il en soit remercié.

Je n'oublierai pas que ce travail n'aurait pas été facile sans la collaboration, l'aide et la patience de M. KERKAR Sim. Qu'il compte sur ma reconnaissance.

Merci à ZEBDJI salim pour les conseils concernant la Méthodologie de travail.

Mes remerciements s'étendent aussi aux examinateurs, et aux professeurs de département de Génie civil de l'université de Blida, pour l'évaluation de mon mémoire.

*Mes remerciements vont également à tous ceux et celles
Qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement
Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.*

Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur que je
dédie du fond du cœur à la mémoire de mes plus belles étoiles
qui puissent exister dans l'univers « mes chers parents » que
Dieu les accueille dans son vaste paradis, et que Dieu puisse
m'aider à les honorer.*

Je dédie ce modeste travail aussi à :

Mes chers sœurs et frères, ainsi que leurs enfants,

Toute la famille qui m'aime, surtout ma tante MALHA,

Tous mes amis.

Mohamed Amine

ملخص :

العمل المنجز في هذا المشروع نهاية الدراسة تركز على دراسة تسليح انزلاق ارضي وقع على PK 10+ 700 / RN10 سيقوس ولايه أم البواقي.

وكان الغرض الرئيسي لإجراء تشخيص دقيق وتحليل التحقيقات التجريبية المبدولة لتحديد عدم استقرار المنحدر المعني مع طبيعته المورفولوجية و الجبلية وعرة ، و منه البحث في الانهيار الارضي على وجه الخصوص إلى اقتراح الحلول المناسبة لها.

تم استخدام النمذجة العددية التي أجريت من خلال برنامج TALEREN V.4 لحساب عامل الأمان F_s ، وقمنا أيضا بحساب يدوي لتحديد الدائرة الحرجة.

نتائج هذه الدراسة تكشف عن أن الموقع غير مستقر ويتطلب التعزيز ومنه قدمنا ثلاثة (03) حلول وهي: حجر الغرانيت ، جدار من قفف الاحجار الطبقية . و جدار على اعمدة .

Abstract:

The study that has been performed in this final project deals with the study of the reinforcement of a sliding occurred on the RN10 to PK “10+700” Sigus (W. Oum El Bouaghi).

The main purpose was to conduct a thorough investigation in order to identify the problem of slope instability of our site which has a very rugged morphological nature and to propose appropriate solutions.

A numerical modeling was performed using the software TALEREN stability V.4 allowed us to calculate the safety factor F_s . Moreover, a manual calculation is done to determine the critical circle.

The results of this study reveal that the site is unstable and requires reinforcement. We have proposed three (03) solutions: stone pitching, gabions and retaining a pile.

Résumé :

Le travail effectué dans ce projet de fin d'étude porte sur l'étude du Confortement de glissement survenu sur la RN10 au PK ' 10+700 ' Sigus (W. Oum El Bouaghi).

Le but de cette étude est de mener une investigation en vue de cerner le problème d'instabilité du talus concerné dont la nature morphologique est très accidenté et de proposer des solutions adéquates.

Ensuite, une modélisation numérique au biais du logiciel TALEREN V.4 a permis de calculer le coefficient de sécurité F_s . En outre, un calcul manuel a été fait pour déterminer le cercle critique.

Les résultats de cette étude dévoilent que le site est instable et nécessite un confortement. Nous avons proposés trois (03) solutions à savoir l'enrochement, le gabionnage et le mur de soutènement sur pieux.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I

Généralités sur les glissements de terrain

I.1. Introduction.....	3
I.2. Différents types d'instabilités de pentes (Mouvements de terrains).....	3
I.2.1. Les écroulements et les éboulements (Chutes de pierres)	4
I.2.1.1. Les chute de blocs	4
I.2.1.2. Eboulement	5
I.2.1.3. L'écroulement (ou avalanche)	6
I.2.2. les coulées boueuses.....	7
I.2.3. Le Fluage et la solifluxion	8
I.2.3.1. Le fluage.....	8
I.2.3.2. la solifluxion	9
I.2.4. Les glissements en terrain meuble.....	9
I.2.4.1. Les glissements plans	10
I.2.4.2. Les glissements rotationnels.....	11
I.2.4.3. Les glissements composites (rotationnel complexe).....	12
I.3. Facteurs qui affectent la stabilité des talus.....	12
I.3.1. Les facteurs géométriques.....	12
I.3.2. Les facteurs hydrauliques.....	12
I.3.3. Les facteurs mécaniques.....	13
I.4. Quelques cas pathologiques observés.....	13
I.4.1. En Algérie.....	13
1. Cas de Bled-El-Aifour (Constantine)	13
2. Cas de Bejaïa.....	13
I.4.2. En Europe.....	14
1-Cas de La Clapier (France)	14
2-Cas de Ruines de Séchilienne en Isère (France).....	15
I.4.3. En Asie.....	16
a) Cas de l'Indonésie.....	16
b) Cas de Philippines.....	16
I.4.4. En Amérique.....	16
a. Cas de Salvador.....	16
b. Cas de Colombie.....	17
I.5. Elément de Reconnaissance du site.....	17
I.5.1. L'étude géologie et géomorphologie.....	18
I.5.2. L'analyse de l'Hydrogéologie.....	18
I.5.3. L'étude géotechnique (caractéristiques mécaniques résistance au cisaillement).....	19

II.5.3.1. Sols grenus et sols fins.....	20
II.5.3.2. Résistance de pic, résistance résiduelle	20
II.5.3.3. Évaluation de la résistance au cisaillement.....	21
II.5.4. L'étude cinématique.....	21
I.6. Rôle du géotechnicien dans l'étude de stabilité.....	22
I.7. Conclusion.....	23

Chapitre II

Méthode de calcul de la stabilité

II. Calculs de stabilité des pentes.....	24
II.1. Notion de coefficient de sécurité et critère de rupture	24
II.1.1. Facteur de sécurité.....	25
II.1.2. Critère de rupture.....	25
II.1.2.1 Sol grenu "pulvérulent" propre et sec	26
II.1.2.2. Sol fin "cohérent".....	26
II.1.2.2.1. Comportement à court terme.....	26
II.1.2.2.2. Comportement à long terme.....	26
II.2. Méthode de calcul de la stabilité.....	26
II.2.1. Méthodes d'équilibre limite.....	27
II.2.1.1. Stabilité en Rupture plane.....	27
II.2.1.2 Stabilité en Rupture circulaire ; (Méthodes des tranches).....	28
1- Types de rupture	34
2-Principe de calcul	34
II.2.1.2.1. Méthode des tranches de Fellenius.....	35
II.2.1.2.2. Méthode des tranches de BISHOP.....	37
a- Méthode de BISHOP détaillée.....	37
b- Méthode de BISHOP simplifiée.....	49
II.2.1.3. Rupture non circulaire (quelconque) ;(méthode des perturbations1947).....	49
II.2.1.4. Résolution de certains Cas à l'aide D'ABAQUE ou de FORMULES.....	41
II.2.1.4.1. Talus dans un sol pulvérulent homogène.....	41
a- Sans écoulement.....	41
b- Avec écoulement.....	41
II.2.1.4.2. Talus dans un sol homogène cohérent.....	42
a). Sol purement cohérents \Rightarrow Abaque de Taylor.....	42
b). Sols cohérents à frottement interne.....	44
II.2.1.5. Précision des diverses méthode des tranche, choix de la méthode.....	46
II.2.1.6. Programme du calcul sur ordinateur	47
II.2.1.6.1. Présentation de TALRENT.....	48
1). Un peu d'histoire.....	48
2). Introduction.....	48

a). Talren permet d'étudier.....	48
b). En prenant en compte différents types de renforcements.....	48
3). Les fonctionnalités de calcul.....	48
a).Les principaux types de données.....	48
b). Options de calcul selon 4 méthodes.....	49
II.2.2. Méthode des caractéristiques de contraintes	50
II.2.3. Méthode d'élément finis	50
II.3. Conclusion.....	50

Chapitre III

Méthodes de confortement du talus

III. Méthodes de confortement.....	51
III.1. Terrassements	52
III.1.1. Remblai de pied.....	53
III.1.2. Allègement en tête	53
III.1.3. Reprofilage	54
III.1.4. Purge.....	54
III.1.5. Substitution totale ou partielle	54
III.2. Dispositifs de drainage	55
III.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface	55
III.2.2. Tranchées drainantes	56
III.2.3. Drains subhorizontaux	58
III.2.4. Masques et éperons drainants	59
III.2.5. Drains verticaux, galeries drainantes	60
III.3. Introduction d'éléments résistants.....	61
III.3.1. Ouvrages de soutènement	61
III.3.1.1. Les ouvrages rigides	61
III.3.1.2. Les ouvrages souples.....	62
III.3.1.2.1. Le renforcement par géotextiles.....	63
III.3.2. Tirants d'ancrages	64
III.3.3. Renforcement par inclusions	67
III.3.3.1. Clous et micropieux	68
III.3.3.2. Pieux et barrettes	70
III.3.4. Cas des remblais sur sols mous.....	71
III.3.5. Durabilité et comportement à long terme.....	71
III.4. Conclusion	71

Chapitre IV

Reconnaissance préliminaire du site

IV.1. Localisation générale	72
IV.1.1. Présentation de la Wilaya	72
IV.1.2. Zone d'étude.....	72
IV.2. Contexte géologique.....	73
IV.3. Contexte hydrologie	75
IV.3.1. Données climatologiques du projet	75
IV.3.1.1. Température de l'aire	75
IV.3.1.2. Précipitation :	76
IV.3.2. Bassin versant « Oued Sigus »	77
IV.3.2.1 Localisation du bassin versant :	77
IV.3.2.2 Débit d'oued sigus	77
IV.4. Contexte hydrogéologie	77
IV.5. Sismicité	78
IV.6. Étude Pathologie	78
IV.7. Le glissement d'Oum-el –Bouaghi :.....	79
IV.7.1. Observations des désordres au PK10+700	79
IV.7.2 Causes du glissement au PK10+700	84
IV.8. Conclusion.....	84

Chapitre V

Campagne d'investigation géotechnique

V.1 Généralité sur la reconnaissance du sol	85
V.1.1. Essais in-situ (Sondage carotté)	85
V.1.2. Essais de laboratoire.....	86
V.1.2.1. Catégories d'essais de laboratoire	86
V.2. Campagne d'investigation réalisée	87
V.2.1. Essais in-situ	87
V.2.1.1. Sondage carotté	87
❖ Lithologie	89
V.2.1.2. Essai piezométrique	89
V.2.2. Essais de laboratoire	90
V.2.2.1. Liste des essais de laboratoire réalisés	90
b-Poids volumique	90
V.2.2.2. Résultats des essais de laboratoire.....	90

a-Teneur en eau naturelle	90
b-Poids volumique.....	90
c-Limite d'Atterberg	91
d – Analyse granulométrique	91
1-Limon argileux :...	91
2 - Marne	92
➤ Classification des sols	93
e - Essais de résistance au cisaillement des sols	93
1-Types d'essais.....	93
2- Résultats donné	94
V.3. Conclusion	94

Chapitre VI

Calcul du Stabilité et solutions de Confortement

VI.1. Introduction	95
VI.2. Hypothèses de calcul.....	95
VI.3. Modélisation des actions et des charges	96
VI.4. Calcul manuel de coefficient de sécurité.....	96
VI.4.1. Calcule de Coefficient de sécurité Fs à l'état vierge (phase initiale)	98
VI.4.2. Calcule de Coefficient de sécurité Fs à l'état saturé.....	99
VI.5. calcul du facteur de sécurité à l'aide du logiciel TALREN V4.....	100
VI.5.1. Méthodologie de travail.....	100
VI.5.1.1. Exécution de calcul.....	100
VI.5.1.2 Solutions de confortement.....	102
1). Talus conforté par une buté en enrochements.....	103
2). Confortement par mur en gabions.....	104
3). Mur en béton armé sur pieux +gabions matelas.....	106
VI.6. Analyse comparative des solutions de confortement.....	108
VI.7. Conclusion.....	109
 Conclusion générale.....	 110

Les annexes.

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Structure d'éboulement.....	4
Figure 2 : Chute de pierres et de blocs.....	5
Figure 3 : Éboulement sur un village construit au pied de falaise.....	5
Figure 4 : Liaison entre les éboulements et les chutes de blocs.....	6
Figure 5 : Avalanche de pierres.....	7
Figure 6 : Exemple de coulées de boue massive.....	7
Figure 7 : deux formes de coulées.....	8
Figure 8 : Exemple de fluage.....	9
Figure 9 : Exemple de solifluxion.....	9
Figure 10 : Glissement régressif dû au dégel.....	9
Figure 11 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.....	10
Figure 12 : Glissement de terrain ayant emporté des pans de route.....	10
Figure 13 : glissement plan.....	11
Figure 14 : Glissement rotationnel.....	11
Figure 15 : Glissement successifs emboîtés.....	12
Figure 16 : Fissure longitudinales dans la route de Massinissa.....	13
Figure 17 : LA route affectée par le glissement.....	14
Figure 18 : Cinématique du glissement.....	14
Figure 19 : Les modifications géomorphologiques de la surface du glissement de la Clapiers.....	15
Figure 20 : L'éboulement des ruines de Séchilienne.....	15
Figure 21 : Une coulée de boue frappant le Nord de l'Indonésie.....	16
Figure 22 : Le village de Guinsuagon enseveli sous la boue.....	16
Figure 23 : Glissement de la Léona près de San Vicente (a) et de Las Collinas (b).....	17
Figure 24 : Morphologie de la zone de Glissement de Villatina Medellin en Colombie.....	17
Figure 25 : exemple ; Pluviosité (bâtons) et pression interstitielle (courbe en trait noir) sur un site pendant 600 jours.....	19
Figure 26 : Essai de résistance au cisaillement alterné à la boîte Sur l'argile.....	21
Figure 27 : Courbes inclinométriques mettant en évidence une surface de rupture.....	22
Figure 28 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement.....	24
Figure 29 : Analyse de stabilité en glissement plan.....	28
Figure 30 : Schéma de bloc discrétisé en des tranches.....	29
Figure 31 : Représentations de la masse à la rupture.....	29
Figure 32 : Bilan des efforts d'une tranche élémentaire.....	30
Figure 33 : Différents types des cercles de glissement.....	34

Figure 34 : Détermination du cercle critique.....	35
Figure 35 : Découpage en tranches d'un talus.....	35
Figure 36 : Forces agissants sur une tranche (Hypothèse de Fellenius).....	36
Figure 37 : Forces agissants sur une tranche.....	38
Figure 38 : Glissement à surface de rupture quelconque.....	40
Figure 39 : Schématisation des écoulements.....	42
Figure 40 : Abaque de Taylor – Définitions des paramètres.....	43
Figure 41 : Valeur de N_s pour les sols purement cohérents ($F_S = 1$).....	43
Figure 42 : Détermination de α , θ et nd	44
Figure 43 : Valeur de N_s pour les sols cohérents.....	45
Figure 44 : Abaque de Taylor – Biarez.....	46
Figure 45 : Exemple de résultat de calcul de stabilité : recherche du cercle de rupture le plus défavorable.....	47
Figure 46 : exemple de résultat de recherche automatique avec point de passage imposé dans Talren 4 (avec affichage de tous les cercles calculés) méthode de calcul Bishop.....	49
Figure 47 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques.....	51
Figure 48 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.....	52
Figure 49 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte.....	53
Figure 50 : Coupe type d'une tranchée drainante.....	57
Figure 51 : Schéma d'un système de tranchées drainantes.....	57
Figure 52 : Schéma Drains subhorizontaux.....	58
Figure 53 : Schéma d'un système de masque drainant.....	59
Figure 54 : Schéma d'un système d'éperons drainants.....	59
Figure 55 : schéma présente Le principe du drainage vertical.....	60
Figure 56 : Galerie drainante.....	60
Figure 57 : Classification des ouvrages de soutènement rigide d'après le mode de reprise de la poussée.....	62
Figure 58 : Mise en œuvre du géotextile.....	64
Figure 59 : applications de tirants d'ancrage en confortement.....	65
Figure 60 : structure des Tirants d'ancrages.....	66
Figure 61 : projet réalisé avec ancrage de Tirants précontraints.....	67
Figure 62 : schémas des Renforcements par inclusions.....	68
Figure 63 : Exemple de clouage d'un glissement.....	69
Figure 64 : Clouage de talus instables.....	70

Figure 65 : Situation géographique d'Oum-el –Bouaghi.....	72
Figure 66 : photo satellite “Google” de site « RN 10, Pk 10+700 sigus 2012 ».....	73
Figure 67 : Extrait de la carte géologique 1/50 000, N°97.	74
Figure 68 : Distribution Mensuelle des Températures moyennes de la station d'Oum El Bouaghi Période (1991- 2006).....	76
Figure 69 : extrait de carte du réseau hydro climatologique.	77
Figure 70 : carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/ après addenda.....	78
Figure 71 : photo satellite “Google” RN 10, Pk 10+700 sigus 2009.....	79
Figure 72 : Photo de la chaussée « allant vers El-Khroub »	80
Figure 73 : Photo de la chaussée « allant vers sigus ».	81
Figure 74 : Photo de l'aval de la route.	81
Figure 75 : Photo du talus aval de la route.	82
Figure 76 : Fissures à la tête du talus	82
Figure 77 : Photo de l'ouvrage hydraulique.....	83
Figure 78 : Photo de l'oued.	83
Figure 79 : Photo de prélèvement de sondage carotté.	85
Figure 80 : Photo d'un laboratoire où les essais réalisés.....	86
Figure 81 : Dispositif de l'essai de cisaillement.....	87
Figure 82 : Carte d'implantation des essais in situ du site ``plan de levé topographique ``.....	88
Figure 83 : Dispositifs des piézomètres.....	89
Figure 84 : Abaque de plasticité de CASAGRANDE.....	92
Figure 85 : profil type de calcul.....	95
Figure 86 : exemple de schéma de calcule manuel.....	97
Figure 87 : schéma de Protection superficielle de berge par gabions matelas.....	107

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Valeurs indicatives des caractéristiques mécaniques de quelques sols.....	20
Tableau 2 : principales fonctions des géotextiles.....	63
Tableau 3 : référence de la station d'Oum el Bouaghi.....	75
Tableau 4 : Mensuelles des températures moyennes, maximales et minimales Période (1991-2006).....	75
Tableau 5 : précipitations mensuelle et annuelle en (mm).....	76
Tableau 6 : Classification des Zones Sismiques en territoire algérien.....	78
Tableau 7 : Essais de laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site.....	90
Tableau 8 : Résultats des essais de laboratoire ; caractéristique physiques « Poids volumique – teneur en eau »	91
Tableau 9 : Résultats des essais de laboratoire ; caractéristique physiques « limites d'Atterberg ».....	91
Tableau 10 : Résultats de classification des sols du site.....	93
Tableau 11 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site.....	94
Tableau 12 : tableau récapitulatif du calcul du facteur de sécurité selon fellenius.....	97
Tableau 13 : Caractéristiques des tranches correspondant au cercle critique (état vierge).....	98
Tableau 14 : Calcul du facteur de sécurité correspondant au cercle critique (état vierge).....	98
Tableau 15 : Caractéristiques des tranches correspondant au cercle critique (état saturé).....	99
Tableau 16 : Calcul du facteur de sécurité correspondant au cercle critique (état saturé).....	99
Tableau 17 : Etude critique des différentes solutions de confortement.....	109

Introduction Générale :

Le domaine d'application de la mécanique des sols ne se limite pas aux constructions, il comprend également des milieux naturels tels que les versants dont les problèmes de glissement de terrain sont souvent rencontrés.

Stabiliser les glissements de terrain est une tâche importante dans la géotechnique.

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou pouvant devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoque des dégâts au niveau des infrastructures considérables.

Les glissements peuvent être minuscules, quelques mètres cubes de talus routier, ou gigantesque, comme les millions de mètres cubes des glissement qui menacent et obstruent de temps en temps les vallées dans les zones montagneuses. Ils peuvent être naturels, parfois très anciens, ou provoqués par des activités humaines. Dans certains cas, les stabilises parait possible, dans d'autres, ont espéré seulement les ralentir.

L'étude d'un talus comporte outre, la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur du coefficient de sécurité correspondant.

Notre étude consiste à l'analyse de la stabilité et le confortement du glissement de terrain survenu au site : « RN 10 au PK10+700 commune de Sigus Wilaya d'Oum El-Bouaghi».

Le travail présenté est scindé en six (06) chapitres :

Le premier de ces chapitres expose une approche globale sur la description des principaux types de glissements de terrain, leurs classifications, types de rupture, vitesse de leurs mouvements, ainsi que les principaux facteurs influant sur la stabilité des talus, plus une présentation de quelques cas pathologiques dus aux glissements de terrains, et qui représentent plusieurs cas de glissement de terrain soit en Algérie et à l'étranger. Ainsi les éléments de la reconnaissance d'un site dans le cadre d'une étude de stabilité.

Le deuxième Chapitre présente une série de rappels des bases de calcul de stabilité qui sont abordées avec une présentation des méthodes les plus utilisées (méthode des tranches) qui peut être effectué à l'aide de programmes sur ordinateur, on a donné comme exemple le programme TALREN V4.

Le troisième Chapitre consiste à énumérer les méthodes de confortement de talus qui peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément avec d'autres techniques de stabilisation

Introduction Générale

Le quatrième Chapitre est l'étude de reconnaissance générale de la région telle que des contextes géographique, géologique, hydrogéologique, hydrologique. Ainsi un constat des lieux sur l'instabilité du site de Sigus « Wilaya d'Oum El-Bouaghi ».

Le cinquième Chapitre est une synthèse des résultats de la campagne de reconnaissances géotechniques obtenue dans le cadre de l'étude.

Enfin, Le sixième Chapitre présente un calcul de stabilité et différentes solutions de confortement du talus étudié.

Chapitre 1 :

Généralités Sur les glissements de terrain

I.1. Introduction :

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels, L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande masse pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, cycle gel/dégel, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures le long de la chaussée, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...)

La forme des surfaces de rupture dépend beaucoup des caractéristiques du matériau. Dans les terrains plutôt rocheux, les surfaces de glissement seront liées aux surfaces de discontinuité, dans des terrains plus meubles et homogènes, les surfaces de rupture seront grossièrement des cercles en deux dimensions ou des ellipsoïdes en trois dimensions. Dans des terrains hétérogènes, les surfaces de rupture sont une combinaison de surfaces circulaires et planaires, comme elles peuvent être d'une forme quelconque mais cela pourra être une forme quelconque. La surface de rupture, d'une manière générale, passera par les zones de terrain dont les caractéristiques sont les plus faibles.

L'ampleur d'un glissement de terrain peut varier d'un simple bloc qui se détache d'une falaise à une vaste zone englobant des dizaines de kilomètres carrés et des millions de mètres cubes de débris, donc on est cependant toujours en présence du déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sols déstabilisés.

L'objectif de ce chapitre est de définir en premier lieu les différents types de glissements de terrain (les écoulements, les coulées, le fluage et les glissements) et selon la morphologie de leur surface de rupture et d'envisager en second lieu les principaux facteurs qui peuvent mobiliser ces glissements et de citer en dernier lieu les différentes cas pathologiques observés et les informations nécessaires pour identifier le type de glissement de terrain probable et son degré de danger vis-à-vis de son intensité.

I.2. Différents types d'instabilités de pentes (Mouvements de terrains) :

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol ; il est fonction de la nature et de la disposition des couches géologiques. Sous l'expression générique « mouvements de terrain » sont regroupés plusieurs types de phénomènes d'instabilité des terrains, variables en fonction du mécanisme mis en jeu (évolution de l'instabilité, vitesse du mouvement durant la phase d'instabilité majeure, surface de rupture, désorganisation des terrains, etc..).

Les mouvements qui affectent les versants sont extrêmement variés par leurs dimensions, leur morphologie et leur évolution cinématique. De nombreuses classifications

ont été proposées, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc.

Quatre familles principales de phénomènes, à l'origine de déplacements de matériaux sur les talus et versants, peuvent être distinguées :

- ❖ Les écroulements et les éboulements (Chutes de pierres) ;
- ❖ Les coulées boueuses ;
- ❖ Le Fluage et la solifluxion ;
- ❖ Les glissements.

I.2.1. Les écroulements et les éboulements (Chutes de pierres) :

Les éboulements au sens large (phénomènes de chute) sont des mouvements rapides de masses. Le matériel éboulé, qui s'est détaché du massif rocheux selon des surfaces de discontinuité (pendage, schistosité, fissures ou fractures).

Ces phénomènes peuvent être classés en trois catégories:

- Chutes de pierres et de blocs,
- Eboulements (au sens strict)
- Ecroulements.

En général, on peut les subdiviser en trois domaines: la zone d'arrachement, la zone de transit et la zone de dépôt (voir figure 1).

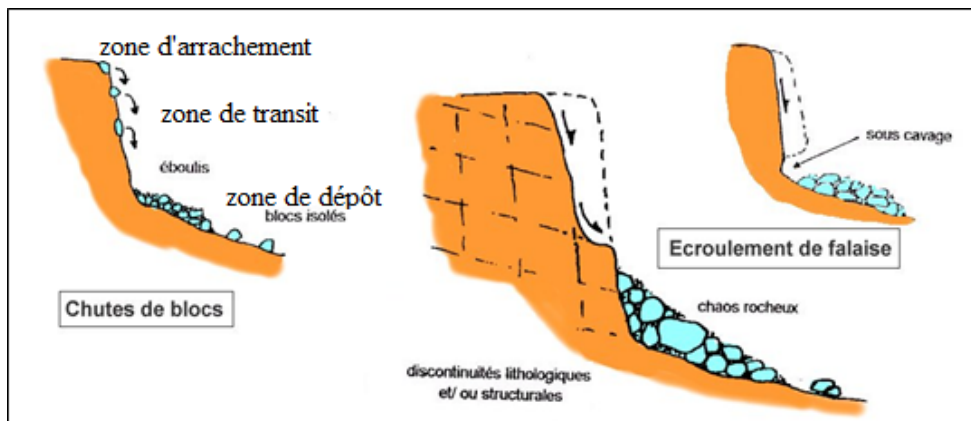


Figure 1: Structure d'éboulement

I.2.1.1. Les chute de blocs :

Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre: $\varnothing < 50\text{cm}$; bloc: $\varnothing > 50\text{cm}$), depuis un sommet ou une pente avec l'air pour milieu principal de transport et produisant leur dépôt sur une aire plus ou moins large au pied de la pente (voir figure 1).

Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition

et son altération. L'estimation du volume des matériaux rocheux qui présente un danger potentiel de chute n'est possible qu'au moyen d'études détaillées de la roche (*voir figure 2*).

Dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à 30° environ, les mouvements tendent en général à s'arrêter.



Figure 2: Chute de pierres et de blocs.

I.2.1.2. Éboulement :

Lors d'un éboulement (*voir figure 3*), un volume de roche important se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 10000 m³ par événement.



Figure 3: Éboulement sur un village construit au pied de falaise.

Dans la pratique, l'estimation d'un volume de roche qui présente un danger potentiel d'éboulement exige des études détaillées du massif rocheux, comprenant une approfondie de l'orientation spatiale des surfaces de discontinuité.

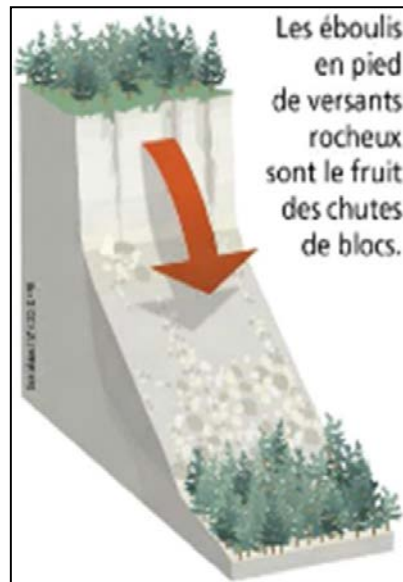


Figure 4: Liaison entre les éboulements et les chutes de blocs.

Remarque ;

La chute de blocs ne concerne qu'un nombre réduit d'éléments, pour les éboulements la masse instable est beaucoup plus volumineuse.

I.2.1.3. L'écroulement (ou avalanche) :

Lors d'un écroulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m^3) se détache soudainement (*voir figure 5*), sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense.

Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées (de plus de 40m/s) et de très grandes distances de transport (pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres). Compte tenu des grands volumes concernés, les écroulements peuvent modifier le paysage de façon durable. Les énormes masses écroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des retenues.



Figure 5: Avalanche de pierres.

I.2.2. les coulées boueuses :

Les coulées boueuses ou coulées de débris, assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes, ce phénomène se manifeste généralement dans les montagnes comme le montre la (figure 6).



Figure 6: Exemple de coulées de boue massive.

Les coulées boueuses consistent en la propagation de matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement, matériaux intimement mélangés à une quantité d'eau telle que la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des sols, des roches décomposées ou des éboulis fins. L'eau peut pénétrer au sein des matériaux par infiltration

avant le déclenchement de la coulée ou au moment de la rupture par concentration des eaux de ruissellement. Lors d'un phénomène de coulée boueuse :

- Le degré de remaniement de la masse en mouvement est total.
- La vitesse et la distance parcourue par une coulée boueuse sont très variables, dépendant de nombreux facteurs comme la nature des matériaux, la quantité d'eau, la viscosité du mélange eau/matériau, la topographie, la saturation en eau des sols sur lesquels se déplace la coulée.

Le phénomène de coulée boueuse montre presque toujours :

- **Une zone supérieure élargie** (rassemblement de matériaux par exemple au pied d'un glissement, zone de départ de la coulée),
- **Un chenal d'écoulement** beaucoup plus étroit et de longueur extrêmement variable (zone de transfert),
- **Un lobe terminal** (zone d'accumulation) élargi en une sorte de cône de déjection mais de profil convexe.

D'un point de vue rhéologique, Les coulées boueuses se comportent comme un fluide à seuil, c'est-à-dire un fluide qui a besoin d'une sollicitation en cisaillement minimum pour s'écouler. *La figure (7) schématise deux formes de coulées.*

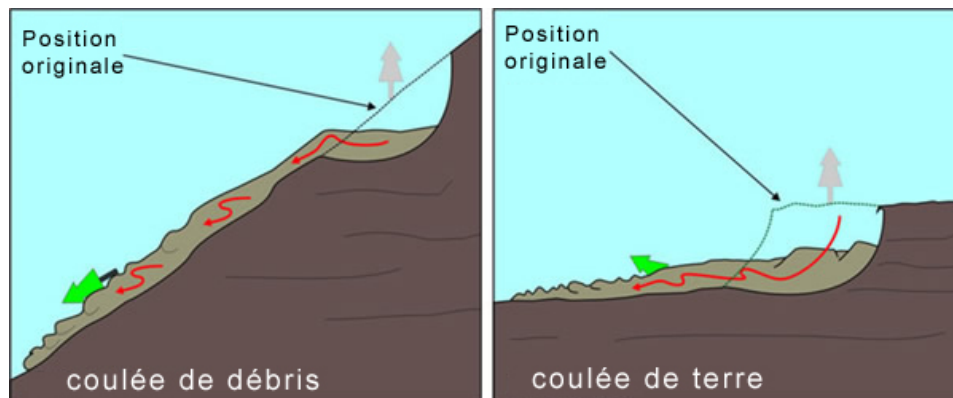


Figure 7: deux formes de coulées.

I.2.3. Le Fluage et la solifluxion :

I.2.3.1. Le fluage :

Le fluage correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations proche de la rupture (domaine plastique) .L'état ultime peut être, soit la stabilisation, soit la rupture.

Dans le cas de la (*figure 8*). banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire .ceci peut entrainer une fissuration du banc calcaire peut déformable et un risque d'écroulement de la falaise.

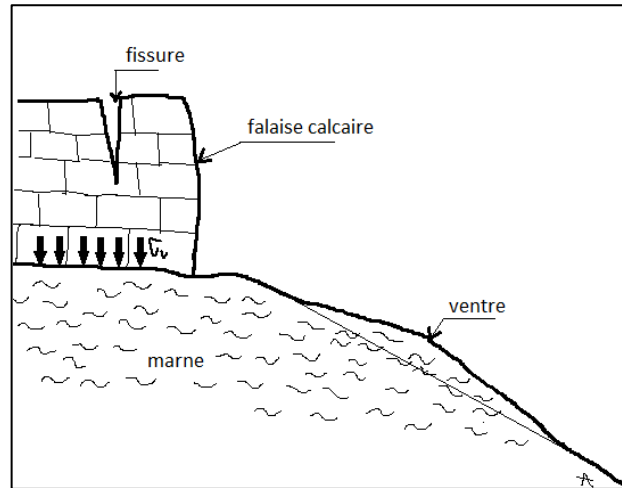


Figure 8 : Exemple de fluage.

1.2.3.2. la solifluxion :

La solifluxion est un cas particulier de fluage. Il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumique du sol au cours des saisons gel et dégel (voir figure 10) surtout en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses). Les mouvements alternés, lorsqu'ils affectent des pentes, conduisent à une répartition du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulation du sol et l'inclinaison des arbres, comme le montre la (figure 9).



Figure 9: Glissement régressif dû au dégel.

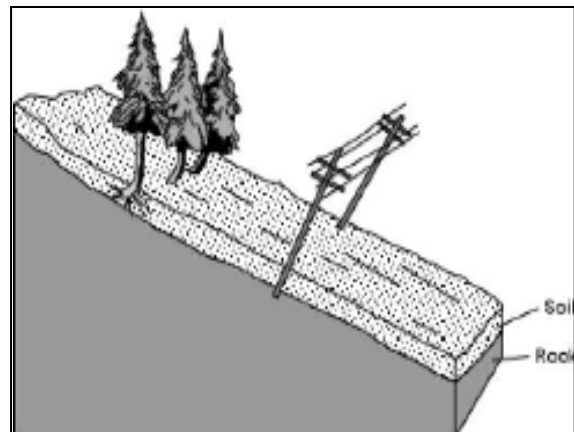


Figure 10: Exemple de solifluxion.

La solifluxion se produit essentiellement dans les pentes taillées dans des argiles gonflantes. C'est ainsi, par exemple, que les accotements des routes en remblai, certaines zones sont affectés par ce phénomène entraînant une instabilité notoire des chaussées.

1.2.4. Les glissements en terrain meuble :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval, ils se produisent lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de

rupture. Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la (figure 11). On observe des glissements de formes variées.

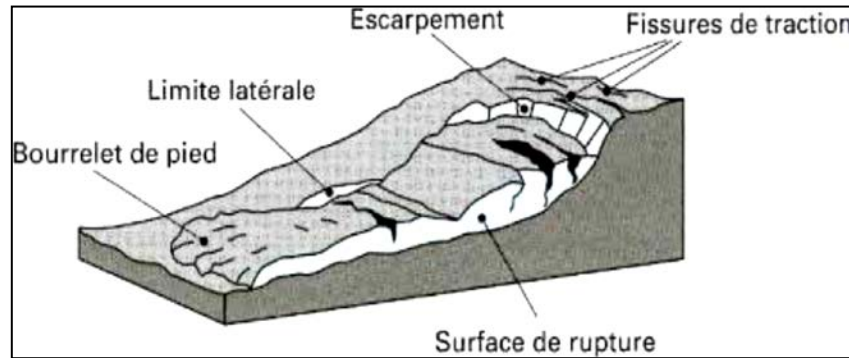


Figure 11: Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.

La figure ci-dessous donne un exemple de route endommagée par un glissement de terrain :



Figure 12: Glissement de terrain ayant emporté des pans de route.

Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydrauliques ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites. La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux.

En simplifiant beaucoup, **on peut distinguer trois types de glissements:**

I.2.4.1. Les glissements plans :

Ce type de glissements se caractérise par une surface de rupture plane se développant souvent à la faveur d'une couche mince de caractéristiques mécaniques médiocres, appelée souvent « *couche savon* », conditions auxquelles s'ajoute le rôle néfaste de l'eau.

En plan, la taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

L'épaisseur des mass les en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres. Les zones de flysch, les schistes marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes s à ce genre de glissement. *La figure (13) schématise le glissement plan.*

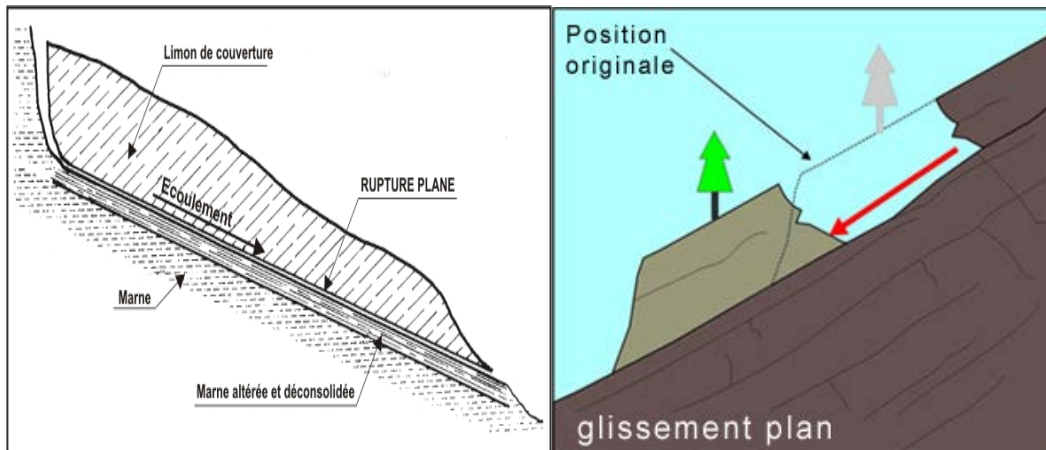


Figure 13: glissement plan.

I.2.4.2. Les glissements rotationnels :

Plus fréquent que le glissement plan, la Surface de glissement plus ou moins circulaire, mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué, le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, *la figure ci-dessous schématise le glissement rotationnel.*

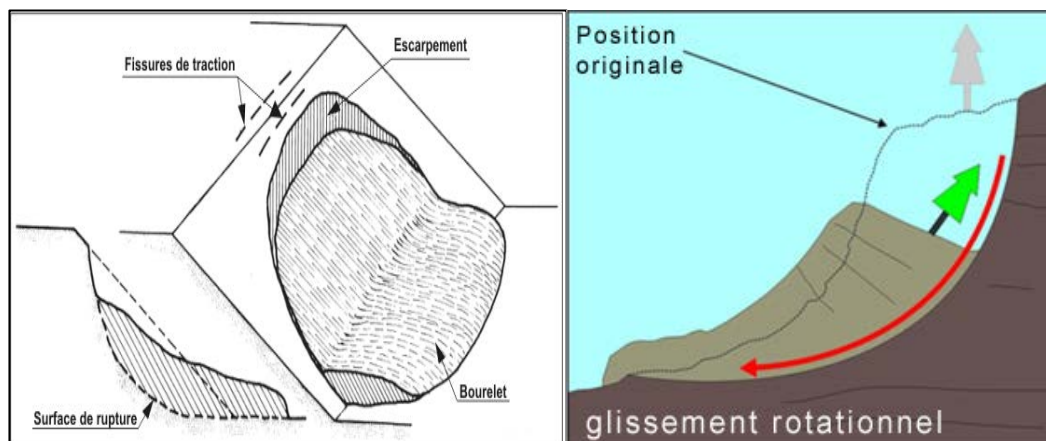


Figure 14: Glissement rotationnel.

I.2.4.3. Les glissements composites (rotationnel complexe) :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière (Avec une ou plusieurs surfaces de rupture de forme complexe), qui se manifeste en générale sous forme de surfaces multiples (emboîtés) dues à des glissements en chaîne. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents (voir figure 15).

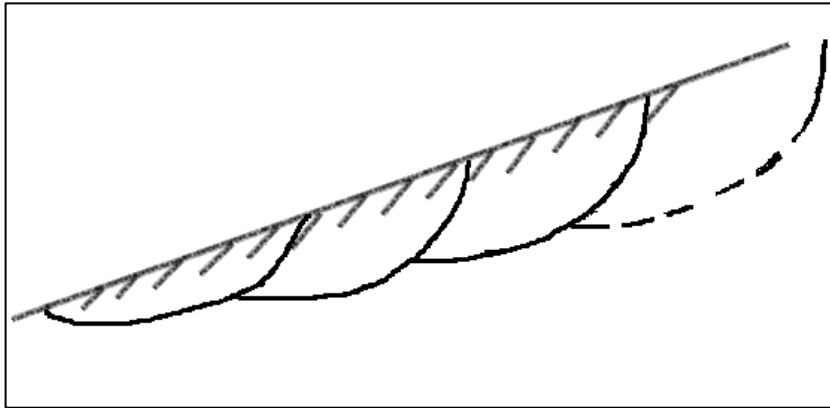


Figure 15 : Glissement successifs emboîtés.

I.3. Facteurs qui affectent la stabilité des talus :

Les processus à l'origine des mouvements de terrain sont très complexes et dépendent d'une ou plusieurs causes. Donc les principaux facteurs sont :

- Les facteurs géométriques,
- Les facteurs hydrauliques,
- Les facteurs mécaniques.

I.3.1. Les facteurs géométriques :

Les facteurs géométriques ont une influence sur le talus, soit ils augmentent ou diminuent le risque de glissement, parmi les paramètres liés à la géométrie du talus, on a :

- L'inclinaison β par rapport à horizontal et la hauteur H.
- Travaux de terrassement (déblaiement, remblaiement).

I.3.2. Les facteurs hydrauliques :

- L'augmentation de la pression interstitielle.
- L'accumulation des précipitations qui fragilisent le substratum.
- L'augmentation du niveau de la nappe qui induira à une augmentation de la contrainte de cisaillement dans le sol.

I.3.3. Les facteurs mécaniques :

- Surcharge de pente ou de crête.
- Déboisement du site.
- Séisme ou vibration.

I.4. Quelques cas pathologiques observés :

Ce chapitre présente quelques cas pathologiques dus aux glissements des terrains, et qui représentent plusieurs cas de glissement de terrain soit en Algérie, en Europe, en Asie ou en Amérique.

I.4.1. En Algérie :

On peut citer plusieurs cas d'importants glissement de terrain survenus en Algérie, parmi eux celui de Bled-El-Aifour (Constantine) et de Bejaia.

1. Cas de Bled-El-Aifour (Constantine) :

Le site de Bled-El-Aifour est situé au Sud de la ville de Constantine, limité au nord par RN5 et au sud par le plateau d'Ain El Bey. La lithologie de ce site est constituée principalement d'argiles gypseuses où s'intercalent des lentilles sableuses favorisant l'infiltration des eaux. Ces dernières imbibant les argiles à gypse sont à l'origine de l'instabilité du versant.

Ce versant malgré sa nature fragile et instable est devenu un pôle d'aménagement Urbain. Il connaît des mouvements de terrains variés depuis les suffusions jusqu'aux glissements et de petites coulées (*voir figure 16*). L'état actuel de la route de Massinissa, donne un aperçu sur les dégâts qu'aurait occasionné un Aménagement mal réfléchi.



Figure 16: Fissure longitudinales dans la route de Massinissa.

2. Cas de Bejaïa :

Comme le montre la figure (17), le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement certain, compte tenu de la forte pluviométrie affectant la région de Bejaïa.

Il a concerné une route avec un profil mixte déblai-remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses et de grés.



Figure 17: LA route affectée par le glissement.

La figure (18) présente un schéma global du glissement survenu à Bejaïa où des infiltrations d'eau du côté amont et l'absence totale de drainage ont favorisé l'évolution du glissement. Les couches supérieures ont glissé sur la couche de marne d'épaisseur limitée et la couche de grés altérés.

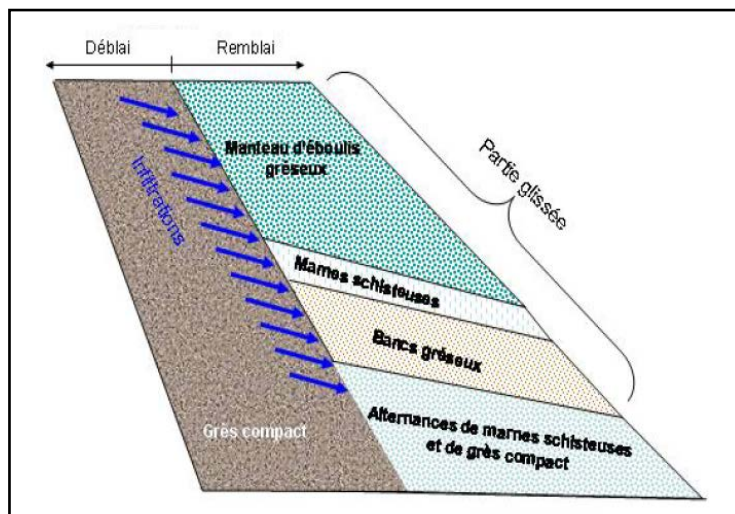


Figure 18: Cinématique du glissement.

I.4.2. En Europe :

1-Cas de La Clavier (France) :

On cite le glissement de terrain survenu au Sud de la France dans une région dénommée la Clapiers en rive gauche de la vallée de la Tinée, au cœur du massif cristallin du Mercantour

et à seulement 50 kilomètres de Nice. Dont la constitution géologique du terrain est composée de gneiss plus ou moins altéré.

La comparaison des photographies prises entre 1952 et 2002 permet de suivre les modifications géomorphologiques de la surface du glissement Voir figure (19).dont nous montrons ci-dessous des photos prises de 1976 à 2002.

La figure (17) présent une série photographique des années (1976), (1984), (1987), (1992), (1997) et (2002) ci-dessous, montrent l'évolution des différentes instabilités du site de la région concernée.

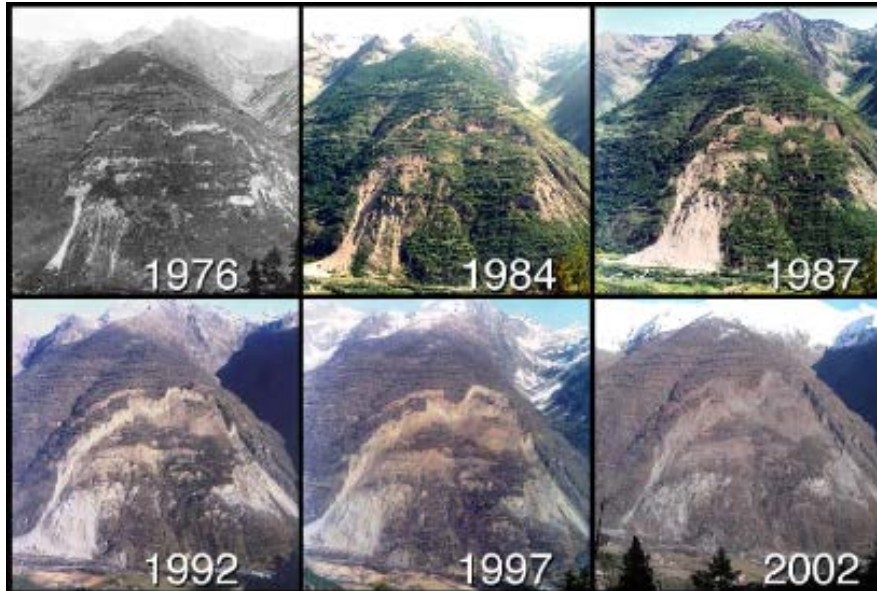


Figure 19: Les modifications géomorphologiques de la surface du glissement de la Clapiers.

2-Cas de Ruines de Séchilienne en Isère (France) :

Ce cas concerne un glissement de terrain survenu à l'Ouest de la France, plus exactement dans une région appelée Ruines de Séchilienne comme le montre la figure (20) ci-après.

Le risque d'éboulement des Ruines de Séchilienne, dans l'Isère, est connu de longue date et suivi avec une attention particulière de l'Etat depuis 1985. Il affecte le versant sud du Mont Sec, en rive droite de la Romanche à une quinzaine de kilomètres en amont de Grenoble.

L'éboulement est susceptible de couper la Route Nationale 91, située en fond de vallée, et surtout de barrer la vallée sur une hauteur importante.



Figure20: L'éboulement des ruines de Séchilienne.

I.4.3. En Asie :

a) Cas de l'Indonésie :

La figure (21) montre un cas pathologique très concret de catastrophes survenues lors d'un glissement de terrain en Indonésie (île de Java).

Au moins 30 personnes sont mortes dans un glissement de terrain provoqué par de fortes pluies. Quelques maisons ont été recouvertes par une coulée de boue, alors que des résidents se trouvaient à l'intérieur. Les glissements de terrain sont fréquents en Indonésie à ce temps-ci de l'année (Hiver). Plus de 150 Indonésiens sont décédés, début janvier, dans des glissements de terrain sur l'île de Java.



Figure 21: Une coulée de boue frappant le Nord de l'Indonésie.

b) Cas de Philippines :

Comme le montre la figure (22), le glissement de terrain a eu lieu dans une région très peuplée et dont la catastrophe a été causée par une forte pluviométrie dépassant une dizaine de jour et provoquant des coulées boueuses.



Figure 22: Le village de Guinsuagon enseveli sous la boue.

Le glissement de terrain a touché le village de Guinsuagon, dans le sud de l'île de Leyte. Selon la Société nationale philippine de la Croix-Rouge il y a 200 morts et 1 500 personnes disparues. Sur les 300 maisons du village, il n'en reste plus que 3 qui sont encore debout. L'école primaire a aussi disparu sous la boue

I.4.4. En Amérique :

a. Cas de Salvador :

A la suite d'un tremblement de terre de magnitude 7.6 à l'échelle Richter survenu en 2001 au large des côtes du Salvador, deux glissements de terrain se sont produits : le glissement de La Leona près de San Vicente et le glissement de Las Collinas (voir figure 23).

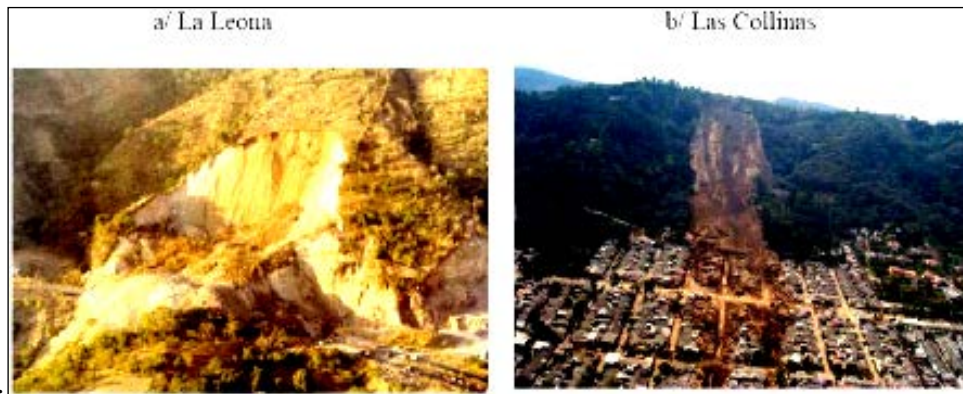


Figure 23: Glissement de la Léona près de San Vicente (a) et de Las Collinas (b).

b. Cas de Colombie:

Le glissement a eu lieu en 1987 au quartier de Villatina Medellin qui est localisé sur le flanc oriental de l'aval du Rio Medellin. Il est l'une des grandes catastrophes naturelles qui ont eu lieu en Colombie dans une zone urbaine. Le nombre des victimes a été entre 450 et 500, avec plus de 120 maisons détruites.

Le glissement est parti de la zone de dunites (roches argileuses fracturées) qui a une pente supérieure à 20%, il est descendu en suivant la ligne de plus forte pente (voir figure 24).



Figure 24: Morphologie de la zone de Glissement de Villatina Medellin en Colombie.

I.5. Élément de reconnaissance du site :

L'étude de la stabilité d'un terrain ne peut être menée qu'en possession des données d'une reconnaissance détaillée du terrain. L'expérience des glissements antérieurs enseigne que de lourdes pertes matérielles et en vies humaines auraient pu être évitées par une reconnaissance préalable du site.

Les éléments de la reconnaissance d'un site dans le cadre d'une étude de stabilité comportent :

- ❖ L'étude géologie et géomorphologie ;
- ❖ L'analyse de l'Hydrogéologie ;

- ❖ L'étude géotechnique (caractéristiques mécaniques résistance au cisaillement);
- ❖ L'étude cinématique.

I.5.1. L'étude géologie et géomorphologie :

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la structure géologique du site :

- Nature des terrains du substratum,
- Épaisseur des formations superficielles,
- Présence de failles, etc.

Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable ; ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée, ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs.

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que ; Moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides, etc.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants :

- dépouillement d'archives, de dossiers d'études d'ouvrages ; enquête auprès des gestionnaires d'ouvrages ;
- levés morphologique et géologique de terrain : affleurements, indices de mouvements, zones humides ;
- photo-interprétation (à plusieurs dates, si possible) : géologie, géomorphologie, etc. ;
- géophysique, fournissant par exemple la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction notamment) ;
- sondages destructifs ou carottés, diagraphies.

I.5.2. L'analyse de l'Hydrogéologie :

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de versants (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique), l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...).

Les techniques utilisées sont ;

- La piézométrie,

- Le repérage des niveaux d'eau dans les puits,
- Les mesures de débits de sources,
- Le recueil des données météorologiques.

Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

La *figure (25)* présente, à titre d'exemple, la hauteur de pluie journalière et les fluctuations piézométriques sur un site expérimental.

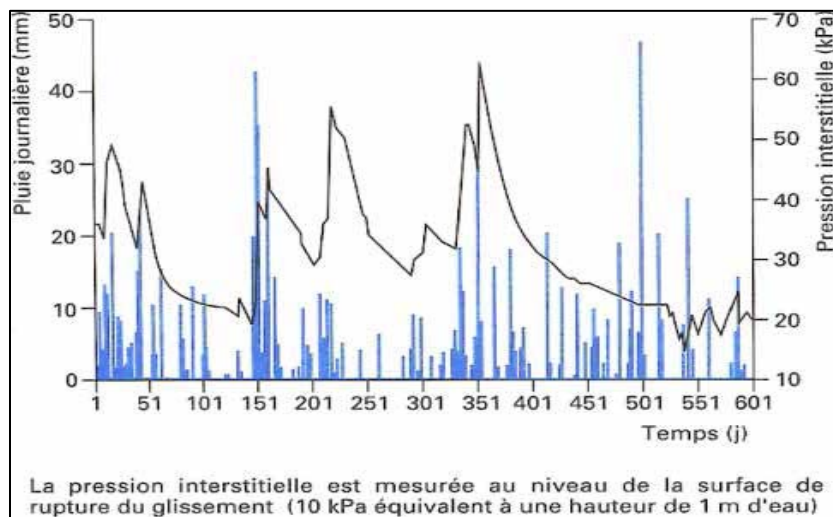


Figure 25 : exemple ; Pluviosité (bâtons) et pression interstitielle (courbe en trait noir) sur un site pendant 600 jours.

I.5.3. L'étude géotechnique (caractéristiques mécaniques résistance au cisaillement) :

L'étude mécanique des glissements suppose l'estimation de la résistance au cisaillement mobilisée le long d'une surface de rupture. La rupture en un point est caractérisée par de grandes déformations ; il n'y a plus d'équilibre possible si ces déformations ne sont pas contenues par ailleurs.

Le comportement au cisaillement d'un sol fin est différent selon que l'on laisse ou non le temps aux surpressions interstitielles de se dissiper lors du cisaillement : on est donc amené à distinguer la résistance à court terme (non drainée) et la résistance à long terme (drainée). La forte perméabilité des sols grenus permet un drainage quasi instantané : la distinction entre court terme et long terme est alors sans objet. Dans un calcul de type long terme, les contraintes à considérer sont les contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$), car ce sont celles qui gouvernent le comportement du squelette solide du sol. Dans un calcul à court terme, il est plus simple de raisonner en contraintes totales dans toutes les couches de sols fins.

L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de Mohr (σ, τ) est en général assimilée à une droite d'ordonnée à l'origine C (cohésion) et de pente $\tan \varphi$ (frottement).

I.5.3.1 Sols grenus et sols fins :

Les sols grenus, s'ils sont propres et secs, ont une cohésion nulle. Pour les sols fins, deux types de caractéristiques sont couramment utilisées :

- caractéristiques drainées : cohésion effective C' , angle de frottement interne φ' ;
- caractéristiques non drainées : cohésion non drainée C_U ainsi que $\lambda = \Delta C_U / \Delta \sigma$ (coefficient d'accroissement de la résistance non drainée avec la contrainte de confinement). L'enveloppe de rupture en contraintes totales est une droite horizontale d'ordonnée à l'origine C_U et de pente $\tan \varphi_u = 0$.

Des valeurs typiques de cohésion et de frottement sont présentées dans le tableau (1).

Type de sol	γ (kN/m ³)	C'_{pic} (kPa)	φ'_{pic} (degrés)	C_R (kPa)	φ_R (degrés)	C_U (kPa)
Vase organique	13 à 15	0 à 10	25 à 32	0	25 à 30	14 à 18
Argile molle	15 à 19	0 à 10	28 à 34	0 à 5	10 à 15	< 25
Argile raide non fissurée	18 à 20	10 à 40	15 à 25	0 à 5	6 à 15	80 à 200
Limon	17 à 19	0 à 40	25 à 35	0	20 à 30	40 à 50
Sable	16 à 21	0	30 à 45 (1)	0	25 à 35	
Sables et graviers	16 à 22	0	35 à 48 (1)	0	30 à 35	

γ poids volumique, c' cohésion effective, φ' angle de frottement interne.
(1) Valeurs correspondant à un matériau dans un état dense.

Tableau 1 : Valeurs indicatives des caractéristiques mécaniques de quelques sols.

I.5.3.2. Résistance de pic, résistance résiduelle :

L'existence d'un pic marqué sur les courbes d'évolution de la résistance en fonction de la déformation ou du déplacement dépend de l'état de compacité du sol au début du cisaillement : on l'observe dans les argiles surconsolidées et les sables denses. Après un grand déplacement, la résistance tend vers une valeur dite résiduelle, caractérisée par une cohésion quasi nulle et un angle de frottement affaibli, en raison de la réorientation des particules sur la surface de glissement (*figure 26*).

Les caractéristiques de résistance à utiliser sont donc différentes selon qu'il s'agit de glissements nouveaux (valeur de pic) ou de réactivations de glissements anciens (valeur résiduelle).

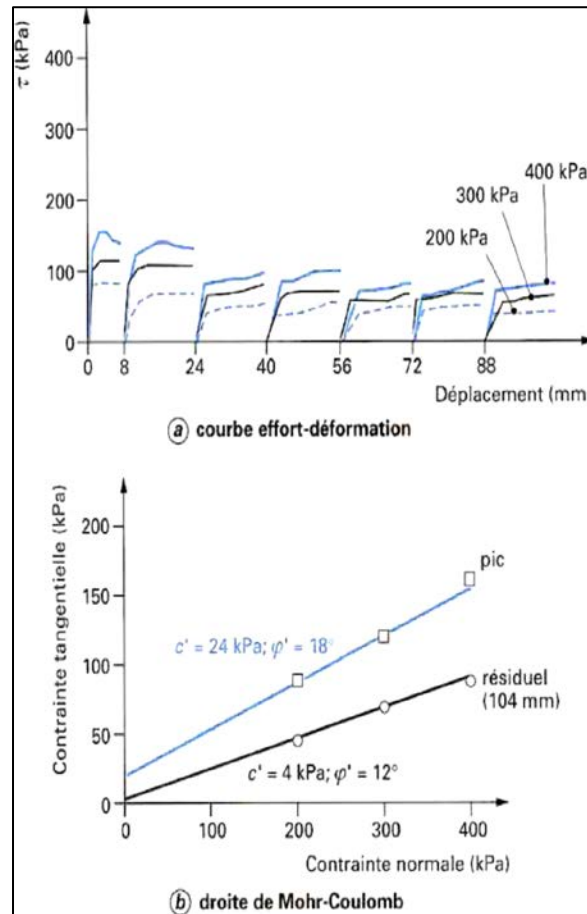


Figure 26 : Essai de résistance au cisaillement alterné à la boîte Sur l'argile.

I.5.3.3. Évaluation de la résistance au cisaillement :

On dispose de différentes méthodes pour évaluer la résistance au cisaillement en un site donné :

- mesure in situ (scissomètre) ou prélèvement d'échantillons pour essais en laboratoire (appareil triaxial, boîte de cisaillement) ;
- estimation par l'expérience (« la formation des argiles du Keuper possède typiquement telles caractéristiques ») ou par l'utilisation de relations empiriques reliant la résistance à d'autres caractéristiques géotechniques ;
- analyse à rebours : on détermine les caractéristiques par calage sur un glissement déclaré (qui est un essai de cisaillement en vraie grandeur) ; cela nécessite de faire des hypothèses sur le réseau hydraulique au moment de la rupture.

I.5.4. L'étude cinématique :

Le premier objectif de l'étude cinématique est la délimitation en plan et en profondeur du volume en mouvement. Pour cela on peut utiliser divers instruments, en particulier les nivelles et les inclinomètres. Les nivelles micrométriques servent à mesurer les rotations de la plaque support sur l'horizontale ; la plaque est fixée sur un ouvrage ou sur un plot scellé dans le sol.

La mesure inclinométrique, réalisée au moyen d'une sonde descendue dans un tube scellé dans un forage, fournit l'inclinaison sur la verticale du tube et, par intégration, sa déformation (figure 27) ; elle permet en particulier de déterminer la profondeur de la surface de rupture.

L'étude cinématique permet aussi d'obtenir un ordre de grandeur de la vitesse de mouvement, d'analyser la sensibilité aux facteurs extérieurs, ou de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.

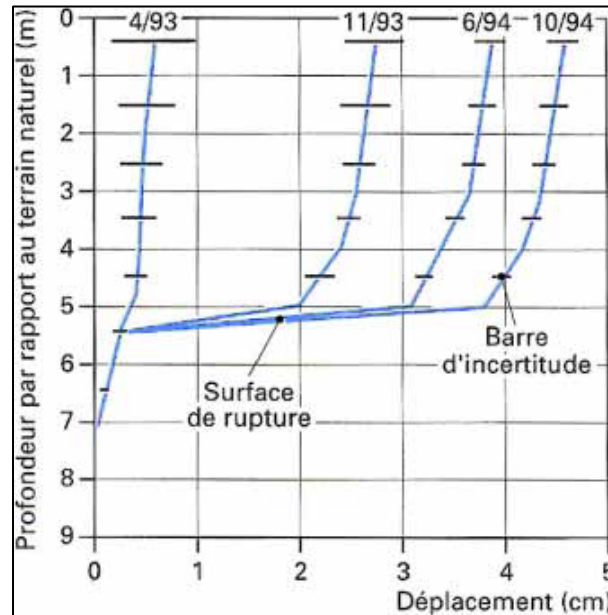


Figure 27 : Courbes inclinométriques mettant en évidence une surface de rupture.

I.6. Rôle du géotechnicien dans l'étude de stabilité :

Les glissements des versants naturels peuvent atteindre de grandes dimensions et entraîner des conséquences graves

Le géotechnicien est consulté sur un problème de stabilité des pentes dans diverses circonstances et avec plusieurs missions :

- ✓ versant naturel en mouvement (lent) : prévision d'évolution, stabilisation (d'une partie ou de la totalité, provisoire ou définitive), adaptation d'un projet en conséquence, mise en place d'une surveillance ;
- ✓ glissement avec rupture consommée : stabilisation du site, réparation de l'ouvrage endommagé ;
- ✓ création de remblais ou de déblais en terrain stable : dimensionnement des talus, avec renforcement si nécessaire ; cas des barrages en terre (stabilité des talus amont et aval) ; cas des remblais sur sol mou (évaluation de la stabilité d'ensemble, définition du mode de construction) ;
- ✓ travaux neufs (terrassements) dans un versant stable ou tout juste stable : définition des précautions à prendre pour ne pas le déstabiliser.

I.7. Conclusions :

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types de glissements qui existent dans la nature.

Les cas pathologiques cités précédemment montrent l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des dégâts humains et matériels. Pour cela, il faut tenir en compte de ce phénomène et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de confortement.

Pour mieux comprendre le phénomène du glissement, il fallait mener une recherche Bibliographique pour avoir une idée claire et connaitre les facteurs qui interviennent dans le processus de glissement. Donc il faut disposer d'un ensemble de donné nécessaire sur le site instable, issues de la reconnaissance géologique, géotechnique, et hydrogéologique.

Chapitre II :

Méthodes de Calcul de la Stabilité

II. Calculs de stabilité des pentes :

L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques recueillies fait l'objet, en général, d'une représentation sur un fond de plan et sur une ou plusieurs coupes longitudinales (figure 28). Un modèle géotechnique est construit pour les calculs de stabilité, dans lequel la surface topographique, les différentes couches de sol et les hypothèses hydrauliques sont définies.

Ces dernières sont essentielles : un préalable à tout calcul de stabilité est de définir la répartition des pressions interstitielles, dont la connaissance est nécessaire pour l'analyse de la stabilité mécanique ($\sigma = \sigma' + u$). Lorsque l'on dispose de données piézométriques, il suffit d'interpoler pour avoir une image suffisante des pressions interstitielles. Dans le cas contraire, on définira un niveau de nappe correspondant à une hypothèse raisonnable, compte tenu de ses fluctuations probables.

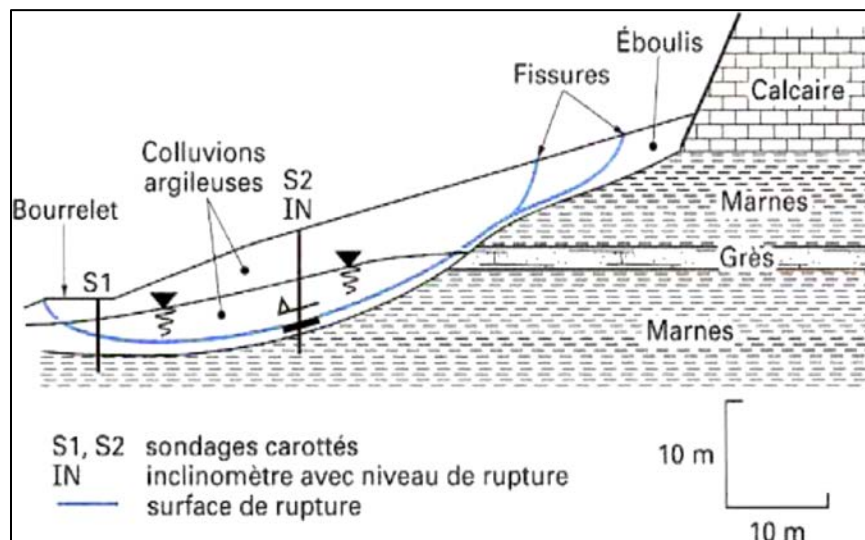


Figure 28 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement.

II.1. Notion de coefficient de sécurité et critère de rupture :

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions de la pente, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants :

Poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels

Le matériau sol est caractérisé par l'angle de frottement φ , la cohésion C , le poids volumique γ et la largeur B de talus qui est supposée très grande par rapport à la hauteur H et la largeur L .

Le problème de glissement serait alors bidimensionnel.

Deux principaux termes entrent dans le calcul de la stabilité des pentes :

"Le critère de rupture", et "le facteur de sécurité" qui sont définis comme suit :

II.1.1. Facteur de sécurité :

Le facteur de sécurité local est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{\max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface de rupture considérée.

$$F_{\text{local}} = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (1)$$

Si $F > 1$ pas de rupture,

Si $F = 1$ il y a une rupture locale.

Ce facteur de sécurité est caractérisé par :

- Il est simple à calculer dans le cas de l'évaluation de cas particuliers simple.
- On sera face à la difficulté de la connaissance de la répartition des contraintes le long de la surface de rupture.

Dans le cas où on possède une telle évaluation, on constate que le coefficient de sécurité est variable le long de la surface de rupture.

Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillement τ , est celle qui consiste à écrire qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques du sol réduites.

$$\tau = \frac{\varepsilon}{F} + \frac{\tan \varphi}{F} \quad (2)$$

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant.

II.1.2. Critère de rupture :

Pour la plupart des méthodes de calcul de la rupture, on utilise le critère de la loi de plasticité de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (3)$$

Dans lequel τ et σ désignant la contrainte tangentielle et normale sur une surface de rupture donnée.

c Et φ désignent la cohésion et l'angle de frottement interne du sol eu point considéré. Ce critère est valable pour un corps homogène monophasique, mais malgré que le sol est souvent hétérogène on applique ce critère pour les bousions des calculs.

L'expression de la résistance au cisaillement dépend de la nature du sol comme suit :

II.1.2.1 Sol grenu "pulvérulent" propre et sec :

Dans ce type de sol la cohésion "c" est nulle et la résistance au cisaillement est donnée par :

$$\tau_{\max} = \sigma \tan \varphi$$

II.1.2.2. Sol fin "cohérent" :

Pour ce type de sol on distingue deux comportements :

II.1.2.2.1. Comportement à court terme :

Le coefficient de perméabilité est faible et l'eau est considérée incompressible.

Après chargement, le sol se déforme à volume constant, d'où l'expression de la résistance au cisaillement serait :

$$\tau_{\max} = C_u + \sigma \tan \varphi_u \quad (5)$$

(Pour un sol argileux saturé $\varphi_u = 0$)

II.1.2.2.2. Comportement à long terme :

Par l'application des charges. Les surpressions interstitielles seront dissipées et le comportement du sol est régi par le comportement du squelette solide (contraintes effectives).

L'expression de la résistance au cisaillement est donnée par :

$$\tau_{\max} = C' + \sigma' \tan \varphi' \quad (6)$$

Avec :

C' : Cohésion effective.

φ' : Angle de frottement interne effectif.

II.2. Méthode de calcul de la stabilité :

L'Eurocode-7 stipule de prendre en considération tous les états limite relative à la stabilisation générale du terrain et la limitation des déformations du sol ainsi que celle des ouvrage sus-jacent, notamment les états limite suivant :

- Perte d'équilibre globale du terrain et des ouvrages ;
- Mouvemente excessif du terrain ;
- Dommages ou mise hors service de structure, de route ou de réseaux voisins, à cause des mouvements de terrain.

Ce règlement recommande d'analyser des surfaces de rupture circulaire dans des terrains n'induit pas un dépassement de l'état limite de service d'un ouvrage sus-jacent où à proximité.

On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en trois grandes catégories :

- ❖ Méthodes d'équilibre limite ;
- ❖ Méthode des caractéristiques des contraintes (ou des lignes de glissement) ;
- ❖ Méthode d'élément finis.

On focalise l'étude ci-après sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les méthodes de calcul les plus utilisées en pratique.

II.2.1. Méthodes d'équilibre limite :

Ces méthodes supposent que la rupture se manifeste le long d'une courbe plane au sein du massif, le reste du sol est en équilibre surabondant. Le principe est de déterminer la surface de rupture probable $y(x)$.

On s'intéresse dans cette catégorie aux méthodes des tranches qui forment la base des logiciels courants de calcul automatique.

Suivant la surface de rupture on peut classer les méthodes d'équilibre limite de calcul en trois classes : la première classe est celle relative à la **surface de rupture plane**, la seconde est celle relative à la **surface de rupture circulaire** et la troisième correspond à la **surface de rupture quelconque**. Sont détaillées dans ce qui suit :

II.2.1.1. Stabilité en Rupture plane :

Considérons un versant plan parallèle au substratum de longueur infinie dont l'angle avec l'horizontal est β et ayant les caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique γ (au-dessus de la nappe) ;
- Poids spécifique saturé γ_{sat} (au-dessous de la nappe) ;
- La cohésion C' et l'angle de frottement interne φ' ;
- La nappe se trouve à une hauteur h_w .

Étudions l'équilibre du versant soumis :

- A une surcharge verticale uniforme q_0 (**fig29**).

Les contraintes s'exerçant en un point M appartenant au plan de rupture sont :

$$\sigma + q_0 \cos \beta \, dx + \gamma h \cos \beta \, dx / \frac{dx}{\cos \beta} \quad (7)$$

$$U = (\gamma w \cdot h w \cos \beta \, dx) / \frac{dx}{\cos \beta} \quad (8)$$

$$\tau + \frac{(q_0 dx \sin \beta) + \gamma h (dw \sin \beta)}{\frac{dx}{\cos \beta}} \quad (9)$$

Le coefficient de sécurité au glissement est :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

— A court terme (sol argileux saturé $\phi_\mu = 0$)

$$F = \frac{C_\mu}{(q_0 + \gamma_{\text{sat}} h) \sin \beta \cos \beta}$$

— A long terme :

$$F = \frac{C' + (q_0 + \sigma \gamma_{\text{sat}} h - \gamma w) \cos \beta \tan \phi}{(q_0 + \gamma_{\text{sat}} h - h w \cdot \gamma w) \sin \beta}$$

Remarque :

Le coefficient de sécurité diminue quand le niveau de la nappe augmente, C'est-à-dire F minimal correspond à une nappe au niveau du sol ($h_w=h$).

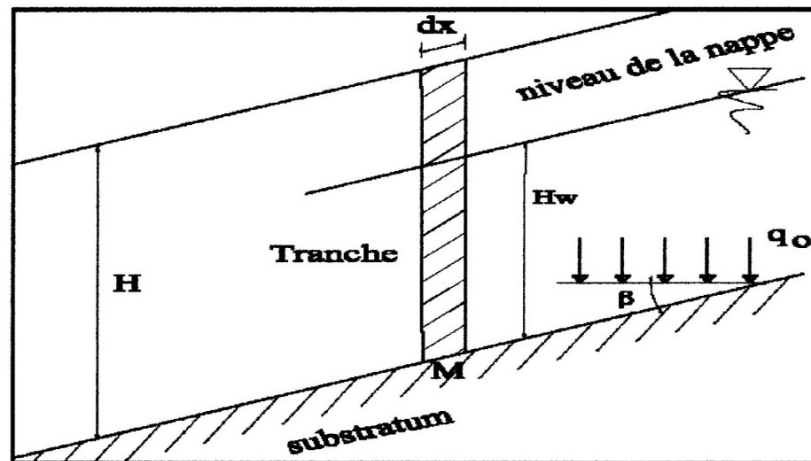


Figure 29 : Analyse de stabilité en glissement plan.

II.2.1.2 Stabilité en Rupture circulaire ; (Méthodes des tranches) :

Les méthodes des tranches consistent à partager le talus (le bloc glissent ABCDA) caractérisés par γ_i, C_i . (figure 30).

Dans ces méthodes, chaque tranche est soumise à :

- Son poids ;

- Forces de contact inter-tranches.

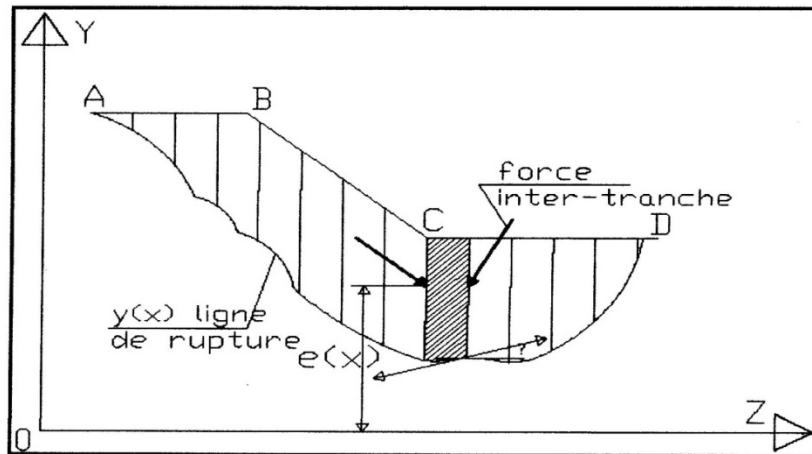


Figure 30 : Schéma de bloc discrétisé en des tranches.

o **Hypothèses :**

- Le talus est suffisamment long pour que le calcul soit fait à deux dimensions (yox).
- Les déformations ne se manifestent qu’au moment de la rupture et en tout point de la ligne de glissement.
- Les sols sont isotropes (même caractéristiques physiques dans toutes les directions).
- Le coefficient de sécurité est supposé constant le long de la ligne de rupture.

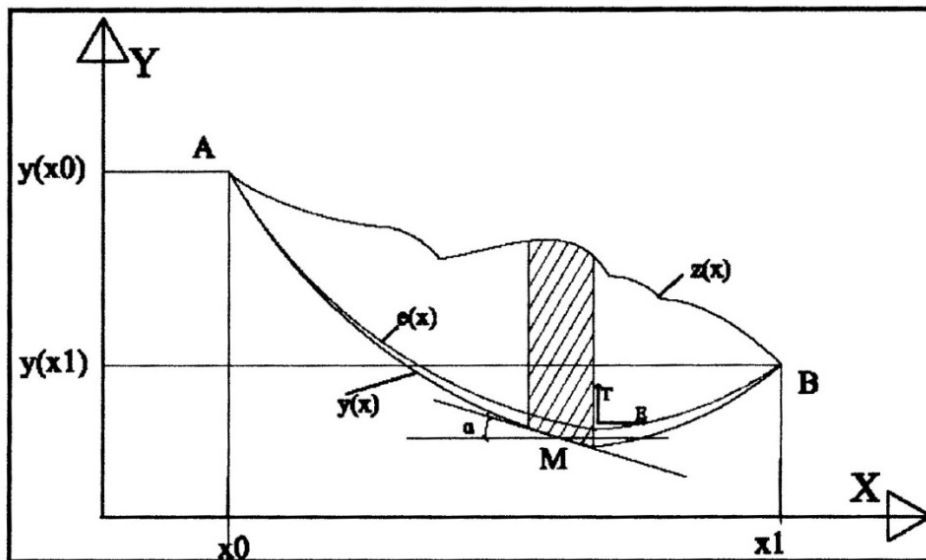


Figure 31 : Représentations de la masse à la rupture.

-Examinons l'équilibre du volume de sol limite par (AMB) que l'on considère comme un bloc rigide.

Avec :

$Z(x)$: Equation de la ligne de talus ;

$Y(x)$: Equation de la ligne de rupture étudiée.

$\tan \alpha = \frac{dy}{dx}$, La tangente à la ligne de rupture ;

$e(x)$: Equation de la ligne d'action de la force interne s'exerçant sur une tranche verticale.

o **D'une tranche élémentaire :**

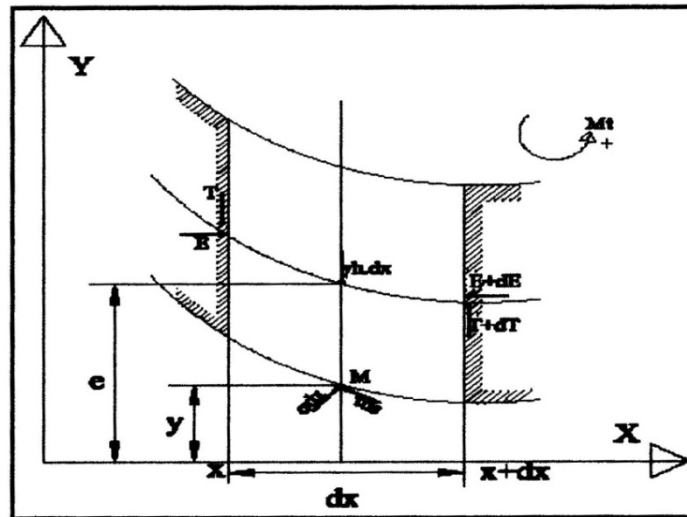


Figure 32 : Bilan des efforts d'une tranche élémentaire.

➤ Projection sur ox :

$$E - (E + dE) + \sigma \sin \alpha ds + \tau \cos \alpha ds = 0 \quad (10)$$

$$-dE + \sigma \sin \alpha ds - \tau \cos \alpha ds = 0$$

➤ Projection sur oy:

$$T - (T + dT) - \gamma h \cos \alpha ds + \tau \sin \alpha ds + \sigma \cos \alpha ds = 0 \quad (11)$$

$$-\sum M^t / M = 0$$

$$-E(e - y + de/2) + (E + dE)(e - de/2 - y) + T \frac{dx}{2} + (T + dT) \frac{dx}{2} = 0$$

$$-Ee + Ey - E \frac{de}{2} + Ee - E \frac{de}{2} - Ey + edE - dE \frac{de}{2} - ydE + T \frac{dx}{2} + T \frac{dx}{2} + \frac{dTdx}{2} = 0$$

$$-E \frac{de}{2} - E \frac{de}{2} + edE - \frac{dEde}{2} - ydE + Tdx + \frac{dEdx}{2} = 0$$

$$\frac{dEde}{2} = 0 \quad (\text{Le produit de deux différentielles est négligeable}).$$

$$\frac{dTdx}{2} = 0$$

$$-Ede + dE(e - y) + Tdx = 0$$

$$-T - Ede/dx + dE/dx(e - y) = 0 \quad (12)$$

Condition aux limites:

- on s'intéresse à des talus non surchargés.

$$e(X_0) = y(X_0) , \quad e(X_1) = y(X_1)$$

$$E(X_0) = E(X_1) = 0 \tag{13}$$

$$T(X_0) = T(X_1) = 0$$

Détermination σ et τ des équations (10) et (11).

$$\sigma = \frac{dE + \tau \cos \alpha ds}{\sin \alpha ds} \quad (dx = ds \cos \alpha)$$

$$\sigma = \frac{\tau}{\tan \alpha} + \frac{dE}{dx} \frac{1}{\tan \alpha}$$

$$\sigma = \tan \alpha \left(\tau + \frac{dE}{dx} \right)$$

Remplaçons σ par son expression dans (11).

$$\frac{dT}{dx} + \sigma + \tau \tan \alpha = \gamma h$$

$$\frac{dT}{dx} + \frac{1}{\tan \alpha} \left(\tau + \frac{dE}{dx} \right) + \tau \tan \alpha = \gamma h$$

$$\tau \left(\tan \alpha + \frac{1}{\tan \alpha} \right) + \frac{dT}{dx} + \frac{1}{\tan \alpha} \frac{dE}{dx} = \gamma h$$

$$\tau \left(\frac{\tan^2 \alpha + 1}{\tan \alpha} \right) = -\frac{dT}{dx} - \frac{1}{\tan \alpha} \frac{dE}{dx} + \gamma h$$

$$\tau \left(\frac{1}{\cos^2 \alpha} \right) = -\frac{dT}{dx} \tan \alpha - \frac{dE}{dx} + \gamma h \cdot \tan \alpha$$

$$\tau = \cos^2 \alpha \left[\left(\gamma h - \frac{dT}{dx} \right) \tan \alpha - \frac{dE}{dx} \right] \tag{14}$$

$$\sigma = \frac{1}{\tan \alpha} \left[\cos^2 \alpha \left[\left(\gamma h - \frac{dT}{dx} \right) \tan \alpha - \frac{dE}{dx} \right] + \frac{dE}{dx} \right]$$

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left[\gamma h - \frac{dT}{dx} - \frac{dE}{dx} \frac{1}{\tan \alpha} \right] + \frac{1}{\tan \alpha} \frac{dE}{dx}$$

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left[\gamma h - \frac{dT}{dx} - \frac{dE}{dx} \frac{1}{\tan \alpha} + \frac{dE}{dx} \frac{1}{\tan \alpha \cdot \cos^2 \alpha} \right]$$

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left[\gamma h - \frac{dT}{dx} - \frac{dE}{dx} \left(\frac{1}{\tan \alpha} - \frac{1}{\tan \alpha \cdot \cos^2 \alpha} \right) \right]$$

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left[\gamma h - \frac{dT}{dx} + \frac{dE}{dx} \tan \alpha \right] \tag{15}$$

Intégrons l'équation (12) ; on peut tirer $e(X)$.

On a :

$$\tan \alpha = \frac{dE}{dx} = \frac{dy}{dx}$$

$$T - E \frac{dy}{dx} + \frac{dE}{dx} (e - y) = 0$$

$$\frac{dE}{dx} (e - y) = -T + E \cdot \frac{dy}{dx}$$

$$\frac{dE}{dx}(e - y) = - \left(T - E \cdot \frac{dy}{dx} \right)$$

$$\int_{x_0}^{x_1} (e - y) \frac{dE}{dx} dx = - \int_{x_0}^{x_1} (T - E \cdot \tan \alpha) dx$$

Calculons:

$$\int_{x_0}^{x_1} (e(x) - y(x)) \frac{dE}{dx} dx$$

Posons :

$$(e(x) - y(x)) = U \quad \rightarrow dU = d(e(x) - y(x)) dx$$

$$\frac{dE}{dx} dx = dv \quad \rightarrow v = E(x)$$

$$\int_{x_0}^x (e(x) - y(x)) \frac{dE}{dx} dx = \left[(e(x) - y(x)) \cdot E(x) \right]_{x_0}^x - E \int_{x_0}^x d(e(x) - y(x)) dx$$

$$d(e(x) - y(x)) = 0 \quad \text{car} \quad \tan \alpha = \frac{de}{dx} = \frac{dy}{dx}$$

$$D'où \quad de = dy$$

Sachant que :

$$e(x_0) = y(x_0) \quad \text{et} \quad E(x_0) = 0 \quad \text{On aura :}$$

$$e(x) = y(x) - \frac{\int_{x_0}^x (T - E \cdot \tan \alpha)}{E(x)} \tag{16}$$

Ce qui donne la ligne d'action $e(x)$ en fonction de T et E .

Ecrivons l'équation d'équilibre des moments de l'ensemble du talus prise par rapport à l'origine des axes (o).

Le moment des forces inter tranches (T et E) pour l'ensemble du talus est nul.

$$\int_{x_0}^x [\sigma(x - y \tan \alpha) + \tau(y + x \tan \alpha)] dx = \int_{x_0}^x x_0 \cdot \gamma \cdot h dx \tag{17}$$

Ajouter aux équations précédentes les équations aux limites :

$$E(x_0) = E(x_1) \quad T(x_0) = T(x_1)$$

Remarque :

1) De l'équation (16) on aura :

$$e(X_1) = y(X_1) - \frac{\int_{x_0}^{x_1} (T - E \cdot \tan \alpha)}{E(x)}$$

Or :

$$e(X_1) = y(X_1)$$

Donc :

$$\int_{x_0}^x (T - E \cdot \tan \alpha) dx = 0 \tag{18}$$

2) Pour $X=X_0$ et $X=X_1$ on aura ($e=y$)

L'équation (15) s'écrira sous la forme :

$$T(x_0) - E(x_0) \frac{de}{dx}(X_0) = 0$$

$$T(x_1) - E(x_1) \frac{de}{dx}(X_1) = 0$$

Relation de Coulomb :

La définition de F se traduit par :

$$\tau = \frac{\hat{C} - U \cdot \tan \hat{\phi}}{F} + \sigma \frac{\tan \hat{\phi}}{F} \quad (19)$$

Dans le cas où le sol n'est pas homogène \hat{C} et $\hat{\phi}$ sont données en fonction de X.

En tenant compte des équations (14), (15) et l'équation (19) peut s'écrire :

$$A \frac{dT}{dx} - B \frac{dE}{dx} = \frac{\hat{C} - U \cdot \tan \hat{\phi}}{F \cos^2 \alpha} + A \cdot \gamma \cdot h \quad (20)$$

Avec :

$$A = \frac{\tan \hat{\phi}}{F} - \operatorname{tg} \alpha$$

Et :

$$B = 1 - \frac{\tan \hat{\phi}}{F} \operatorname{tg} \alpha$$

L'équilibre des forces horizontales, verticales et des moments (par rapport à la base de la tranche) donne respectivement :

$$E - (E + dE) - \tau \cos \alpha ds + \sigma \sin \alpha ds = 0 \quad (10)$$

$$T - (T + dT) - \gamma h \cos \alpha ds + \tau \sin \alpha ds + \sigma \cos \alpha ds = 0 \quad (11)$$

$$-T - E de/dx + dE/dx(e - y) = 0 \quad (12)$$

$$\text{avec } dx = ds \cdot \cos \alpha$$

La combinaison des équations (10) et (11) permet d'écrire les contraintes normale et tangentielle comme suite :

$$\tau = \cos^2 \alpha [-dE/dx + \operatorname{tg} \alpha dT/dx + \gamma h \operatorname{tg} \alpha] \quad (14)$$

$$\sigma = \cos^2 \alpha [\operatorname{tg} \alpha E/dx + dT/dx + \gamma h] \quad (15)$$

Ces contraintes vérifient le critère de rupture de Mohr -Coulomb :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (3)$$

On dispose d'un système de 4 quatre équations [(10), (14), (15), (3)] à 5 cinq inconnues, à savoir : T(x), E(x), $\sigma(x)$, $\tau(x)$ et e(x).

Le problème est indéterminé et il est nécessaire d'ajouter une équation sous forme d'hypothèse supplémentaire. C'est d'ailleurs le point de divergence de différentes méthodes des tranches.

Les méthodes des tranches les plus connues sont :

- Fellenius (1927)
- Taylor (1948)
- Caquot (1954)
- Janbu (1954)
- Biarez (1955)
- Bishop (1955)
- Morgenstern de Price (1965)
- Méthode des perturbations de Raulin et Toubol (1974)

On se limite ci-après à l'étude des méthodes de Fellenius, et de Bishop et des perturbations.

1- Types de rupture :

Il existe 4 quatre types de rupture de forme circulaire possible. (Voir Figure 33).

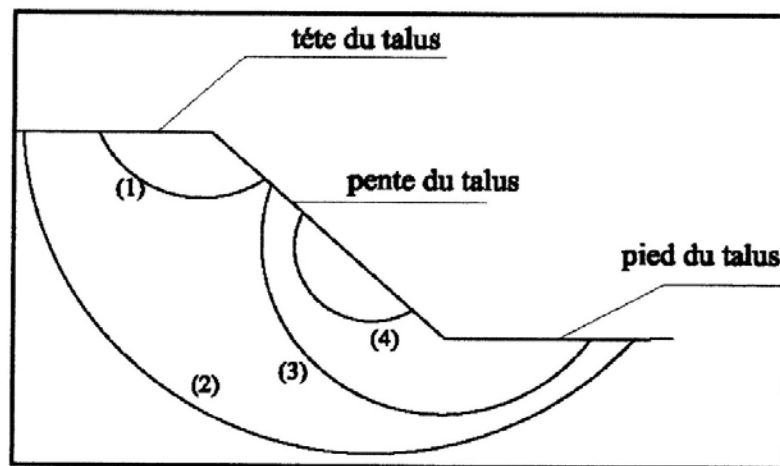


Figure 33 : Différents types des cercles de glissement.

1). Rupture de talus : une partie du talus est emportée par le glissement assez fréquent dans les remblais artificiels ;

2). Rupture profonde : toute la masse constituant le talus est emportée, cette rupture n'est pas très fréquente mais c'est elle qui cause le plus des dégâts ;

3). Rupture d'une partie de la pente est prolongée jusqu'au pied du talus ;

4). Rupture seulement d'une partie de la pente.

2-Principe de calcul :

La méthode de calcul consiste à calculer la rupture pour tous les cercles possibles, le cercle que représentera le minimum de coefficient de sécurité sera retenu Comme surface de rupture (voir Figure 34).

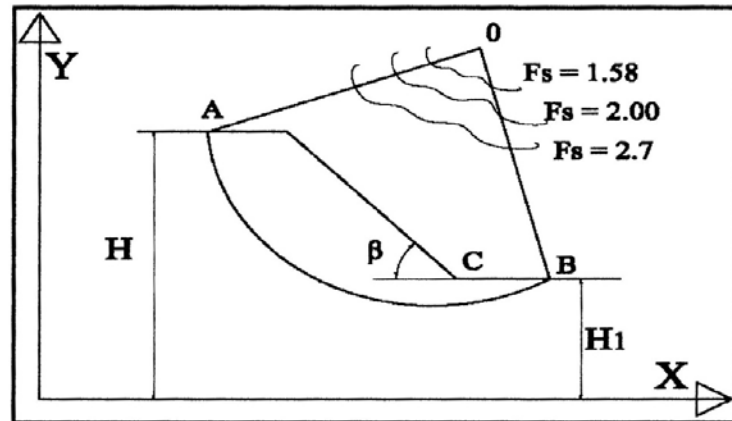


Figure 34: Détermination du cercle critique.

II.2.1.2.1. Méthode des tranches de Fellenius :

- Principe de la méthode :

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes C_i , φ_i , γ_i .

Soit un cercle quelconque de centre "O" et rayon "R" pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement.

La méthode consiste à découper le volume de sol intéressé (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux comme suit :

Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couche (point G et H sur la figure 35) corresponde à une limite entre deux tranches ; l'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

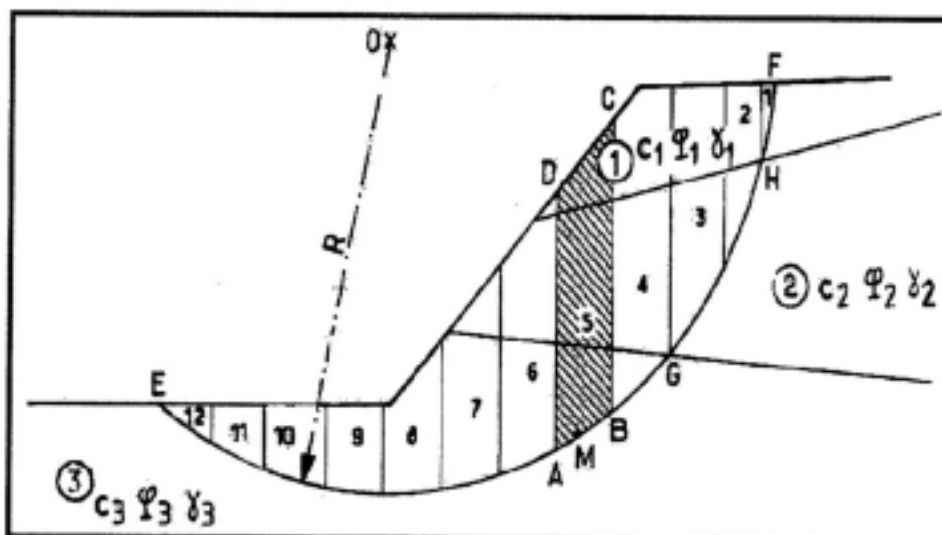


Figure 35: Découpage en tranches d'un talus.

-Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches par exemple la tranche «ABCD»

Les forces agissantes sur cette tranche (Figure 36) sont les suivantes :

- Son poids $W_i = \gamma h_1 dx$
- Les efforts inter-tranches, qui se divisent en efforts verticaux et horizontaux.
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB ;

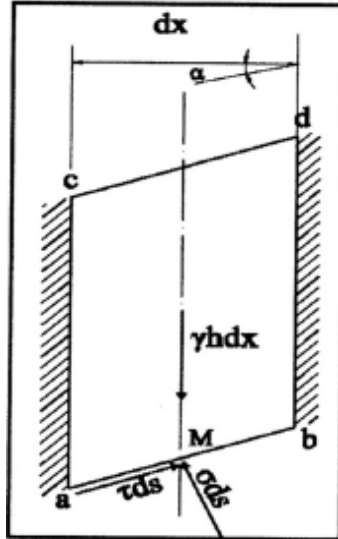


Figure 36 : Forces agissantes sur une tranche (Hypothèse de Fellenius).

L'hypothèse de base de Fellenius est de négliger les forces inter-tranches qui sont parallèles à la base de chaque tranche.

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dT}{dx} = 0 \quad \forall x \quad (21)$$

Pour un talus non surcharge.

$$E(x) = T(x) \quad \forall x$$

C'est l'équation complémentaire de Fellenius.

L'équation (20) en tenant compte de l'équation (21) deviendra :

$$A \frac{dT}{dx} - B \frac{dE}{dx} = \frac{C_i - U \operatorname{tg} \varphi_i}{FS \cos^2 \alpha} + A \cdot \gamma h$$

$$\frac{dE}{dx} = \frac{C_i - U \tan \varphi_i}{\left(1 - \frac{\tan \varphi_i}{fs} \tan \alpha\right) \cdot FS \cdot \cos^2 \alpha} + \frac{\left(\frac{\tan \varphi_i}{fs} - \tan \alpha\right)}{\left(1 - \frac{\tan \varphi_i}{fs} \tan \alpha\right)} \gamma h$$

$$\frac{dE}{dx} = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{C_i - U \tan \varphi_i}{\left(1 - \frac{\tan \varphi_i}{fs} \tan \alpha\right) \cdot FS \cdot \cos^2 \alpha} + \frac{\left(\frac{\tan \varphi_i}{fs} - \tan \alpha\right)}{\left(1 - \frac{\tan \varphi_i}{fs} \tan \alpha\right)} \gamma h = 0$$

$$\text{Donc} \quad \frac{C_i - U \tan \varphi_i + FS \cdot \cos^2 \alpha \left(\frac{\tan \varphi_i}{fs} - \tan \alpha\right) \gamma h}{\left(1 - \frac{\tan \varphi_i}{fs} \tan \alpha\right) \cdot FS \cdot \cos^2 \alpha} = 0$$

$$\Rightarrow \quad \frac{C_i - U \cdot \tan \varphi_i + \cos^2 \alpha \cdot \gamma h \left(\frac{\tan \varphi_i}{fs} - FS \cdot \tan \alpha\right)}{FS} = 0$$

$$\gamma h \cdot FS \cdot \tan \alpha \cdot \cos^2 \alpha = C_i - U \cdot \tan \varphi_i - \cos^2 \alpha \cdot \gamma h \cdot \tan \varphi_i$$

$$F_s = \frac{C_i - U \cdot \tan \varphi_i}{\gamma h \cdot \tan \alpha \cdot \cos^2 \alpha} + \frac{\gamma h \cdot \tan \varphi_i \cdot \cos^2 \alpha}{\gamma h \cdot \tan \alpha \cdot \cos^2 \alpha}$$

$$F_s = \frac{1}{\gamma h \cdot \sin \alpha} \left(\frac{C_i - U \cdot \tan \varphi_i}{\cos \alpha} + \gamma h \cdot \tan \varphi_i \cdot \cos \alpha \right)$$

$$F_s = \frac{1}{W \cdot \sin \alpha} \left[C_i \frac{b}{\cos \alpha} + \left(W \cdot \cos \alpha - \frac{U \cdot b}{\cos \alpha} \right) \cdot \tan \varphi_i \right]$$

C'est l'expression du coefficient de sécurité pour tranche ;

Pour l'ensemble du talus le coefficient de sécurité global a pour expression :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} \left[C_i \frac{b}{\cos \alpha} + \left(W \cdot \cos \alpha - \frac{U \cdot b}{\cos \alpha} \right) \cdot \tan \varphi_i \right]}{\sum_{n=1}^{n=m} W \cdot \sin \alpha} \quad (22)$$

Avec :

$$U = \gamma_w \cdot H_w$$

$$W = \gamma \cdot h \cdot b$$

H_w : Hauteur de l'eau comprise entre le milieu de la tranche et la surface libre de la nappe.

B : Largeur de la tranche.

n : Nombre de tranche.

II.2.1.2.2. Méthode des tranches de BISHOP :

Principe de la méthode :

Son principe est le même que celui de Fellinius.

Hypothèse :

Le facteur sécurité F_s est constant le long de surface de glissement.

a- Méthode de BISHOP détaillée :

Les équations de la statique sont :

$$-dE + \sigma \sin \alpha \cdot dS - \tau \cos \alpha \cdot dS = 0 \quad (10)$$

$$T - (T + dT) - \gamma h \cos \alpha ds + \tau \sin \alpha ds + \sigma \cos \alpha ds = 0 \quad (11)$$

$$\left(\left(\gamma h - \frac{dT}{dx} \right) \tan \alpha - \frac{dE}{dx} \right) \cos^2 \alpha$$

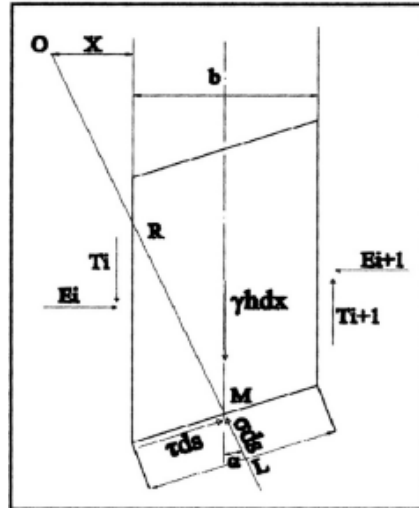


Figure 37 : Forces agissants sur une tranche.

$$F_s = \frac{C + \sigma \tan \phi}{\tau}$$

$$\tau = \frac{C}{F_s} + \frac{\sigma \tan \phi}{F_s}$$

$$T + \frac{dE}{dx}(e - y) - E \frac{de}{dx} = 0 \quad (12)$$

$$\sigma = \left(\gamma h - \frac{dT}{dx} + \frac{dE}{dx} \tan \alpha \right) \cos^2 \alpha$$

$$\tau = \left(\left(\gamma h - \frac{dT}{dx} \right) \tan \alpha - \frac{dE}{dx} \right) \cos^2 \alpha$$

$$F_s = \frac{C + \sigma \tan \phi}{\tau}$$

$$\tau = \frac{C}{F_s} + \frac{\sigma \tan \phi}{F_s}$$

$$\tau = \frac{C-L}{F_s} + (\sigma - U) \cdot L \frac{\tan \phi}{F_s}$$

$$F_s = \frac{\sum M^{\max} \text{ resistant}}{\sum M^{\max} \text{ moteur}}$$

$$\sum M^{\max} \text{ moteur} / 0 = \sum w_i \cdot \alpha_i$$

$$\sum M^{\max} \text{ resist} / 0 = \sum \tau_i^{\max} \cdot L_i \cdot R = \sum R(C \cdot L + (\sigma - U) \cdot L \cdot \tan \phi)$$

$$F_s = \frac{R \cdot \sum_1^n (C \cdot L_i + (\sigma - U) \cdot L_i \cdot \tan \phi_i)}{\sum w_i \cdot \alpha_i} ; F_s = \frac{\sum_1^n (C \cdot L_i - (\sigma - U) \cdot L_i \cdot \tan \phi_i)}{\sum w_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Revenons à l'équation (12a)

$$dT + \sigma \cos \alpha \cdot dS - \tau \sin \alpha \cdot dS = \gamma h \cdot dx$$

$$\sigma \cos \alpha \cdot L + \tau \sin \alpha \cdot L = w \cdot \frac{dx}{dx} - dT$$

$$(\sigma + U) \cos \alpha \cdot L + \left(\frac{C}{F_s} + \frac{\sigma \tan \phi}{F_s} \right) \cdot L \cdot \sin \alpha = w - dT$$

$$\sigma \left(\cos \alpha \cdot L + \frac{\tan \phi}{F_s} L \cdot \sin \alpha \right) = w - dT - \frac{C}{F_s} L \cdot \sin \alpha - U \cdot \cos \alpha \cdot L$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{w-dT-\frac{\dot{c}}{F_s} L \cdot \sin \alpha - U \cdot \cos \alpha \cdot L}{\cos \alpha \cdot L + \frac{\tan \phi}{F_s} L \cdot \sin \alpha} \\ F_s &= \frac{1}{\sum_1^n w_i \cdot \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{L \cdot C \cdot \left(\cos \alpha + \frac{\tan \phi}{F_s} \sin \alpha \right) \left(w_i - dT - \frac{\dot{c}}{F_s} L \cdot \sin \alpha - U \cdot \cos \alpha \cdot L \right) \tan \phi_1}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi_1}{F_s} \sin \alpha_i} \\ \boxed{F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i \cdot \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{(C \cdot b + (w_i - T_{i+1} - T_i) - U \cdot b) \tan \phi_1}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi_1}{F_s} \sin \alpha_i}} \quad (23) \end{aligned}$$

b- Méthode de BISHOP simplifiée :

Dans cette méthode, les forces inter-tranches verticales sont nulles.

$$T_{i+1} - T_i = 0$$

$$\frac{dT(x)}{dx} = 0 \quad \forall x \quad (24)$$

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i \cdot \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{(C \cdot b + (w_i - T_{i+1} - T_i) - U \cdot b) \tan \phi_1}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi_1}{F_s} \sin \alpha_i}$$

C'est l'équation complémentaire de BISHOP.

L'expression de Fs devient :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i \cdot \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{C \cdot b + (w_i - U \cdot b) \tan \phi_1}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi_1}{F_s} \sin \alpha_i}$$

Cas d'un sol cohérent, saturé ($\phi=0$) :

La formule de Fellenius devient :

$$F_s = \frac{\sum_1^n C u \cdot b}{\sum_1^n w_i \cdot \sin \alpha_i} \times \frac{1}{\cos \alpha_i}$$

On remarque que Fs (Fellenius)= (Bishop simplifiée).

II.2.1.3. Rupture non circulaire (quelconque) ;(méthode des perturbations1947) :

La morphologie particulière de certains sites, présentant des zones de faiblesse mécanique, conduit parfois à envisager des surfaces de glissement probables qui ne sont ni circulaire ni planes : elles sont appelées **surface de rupture non circulaires**.

Une autre méthode de calcul, utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, est la **méthode dite des perturbations** :

C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture ; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes σ et τ le long de la surface de rupture (*figure 38*).

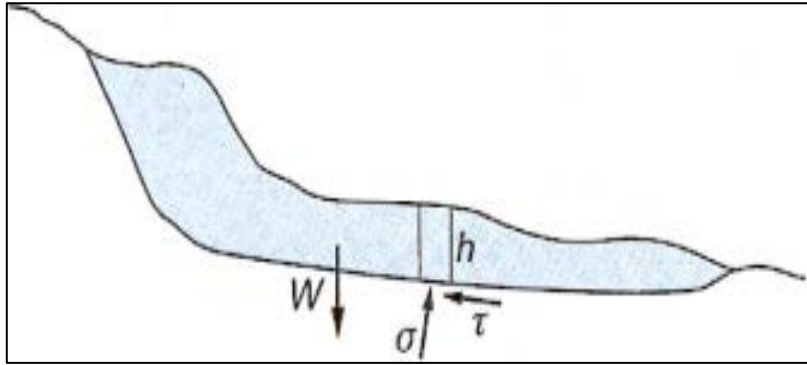


Figure 38 : Glissement à surface de rupture quelconque.

L'hypothèse supplémentaire de cette méthode concerne la distribution de la contrainte normale le long de la surface de rupture .celle-ci s'écrit :

$$\sigma = \sigma_0(x)(\lambda + \mu v)$$

σ_0 est une valeur initiale approché, prise généralement ; $\sigma_0 = \gamma h \cos^2 \alpha$, soit celle de la méthode de Fellenius .les paramètre λ et μ sont deux inconnues à déterminer, et v est appelé de la perturbation ,pris couramment égale à $\tan \alpha$.

Le principe de cette méthode est d'analyser l'équilibre global du terrain qui se traduit par les équations suivantes :

$$\sum F_x = 0 \quad \text{Donne} \quad \int_{x_0}^{x_1} (\sigma \tan \alpha - \tau) dx = 0 \quad (24)$$

$$\sum F_y = 0 \quad \text{Implique} \quad \int_{x_0}^{x_1} (\sigma + \tau \tan \alpha) dx - \int_{x_0}^{x_1} \gamma h dx = 0 \quad (25)$$

$$\sum M_0 = 0 \quad \text{Aboutit à} \quad \int_{x_0}^{x_1} \sigma (x - y \tan \alpha) dx + \int_{x_0}^{x_1} \tau (y + x \tan \alpha) dx - \int_{x_0}^{x_1} \gamma h dx = 0 \quad (26)$$

Le facteur de sécurité alors :

$$F_s = \frac{\tau_1}{\tau} = \frac{C + \sigma \tan \varphi}{\tau} \quad (27)$$

Ce système de 4 équations peut se simplifier et se réduire en un ensemble de 3 équations à 3 inconnues, à savoir λ , μ et F_s

Il s'agit d'un système non linéaire d'équations dont la résolution se fait par une méthode itérative.

II.2.1.4. Résolution de certains Cas à l'aide D'ABAQUE ou de FORMULES :

Dans des configurations simple du terrain en pente, telles que le cas d'un sol mécaniquement homogène ou ayant un nombre limité de couche, il est possible de déterminer le coefficient de sécurité par calcul analytique ou à partir des abaques, ce qui particulièrement pratique.

II.2.1.4.1. Talus dans un sol pulvérulent homogène :**a- Sans écoulement:**

Pour un sol pulvérulent homogène incliné de β par rapport au plan horizontal.

la pente maximale d'un talus est $\beta \approx \varphi$.

Avec φ est l'angle de frottement interne du sol.

le coefficient de sécurité F_s s'exprime par:

$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \quad (28)$$

b- Avec écoulement:

Soit β_{lim} l'angle d'équilibre limite pour $F_s=1$,

La combinaison de la gravité et de la poussée d'écoulement conduit ou résultats suivants :

- Écoulement parallèle à la pente, (du par exemple à des infiltrations d'eau (*Fig.41.a*).

$$\tan \beta_{lim} = \frac{1}{2} \tan \varphi \quad (29)$$

- Écoulement horizontal du, par exemple, à un talus de déblai recoupant une nappe phréatique (*Fig. 41.b*).

$$\beta_{lim} = \frac{1}{2} \varphi \quad (30)$$

- Écoulement vertical descendant du, par exemple, à une infiltration dans un remblai muni d'un drain (*Fig. 41.c*).

$$\beta_{lim} = \varphi \quad (31)$$

L'équation (28) est applicable aussi pour ces trois cas, car la stabilité n'est pas modifiée par l'écoulement.

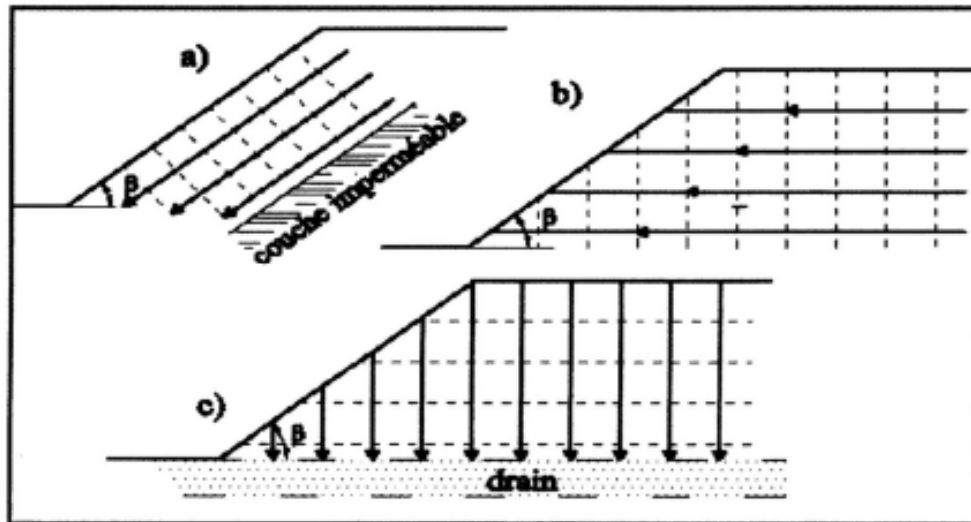


Figure 39 : Schématisation des écoulements.

II.2.1.4.2. Talus dans un sol homogène cohérent :

a). Sol purement cohérents \Rightarrow Abaque de Taylor :

Considérons les hypothèses suivantes :

- Un talus de hauteur H et de largeur horizontale B tel que $\beta=H/B$.
- Une surface libre horizontale.
- Un sol homogène et purement cohérent caractérisé par :
 - Poids volumique γ ,
 - Cohésion $C=0$,
 - Angle de frottement $\varphi=0$,
- La présence d'un substratum résistant à la profondeur ndH .

La formule de F_s devient :

$$F_s = \frac{C.L}{\Sigma T}$$

Avec : longueur total de l'arc AB.

Le coefficient de sécurité dépend d'un nombre sans dimensions, appelé par Taylor coefficient de stabilité N_s dont l'expression est :

$$\boxed{N_s = \frac{\gamma.H}{C_u}} \quad (32)$$

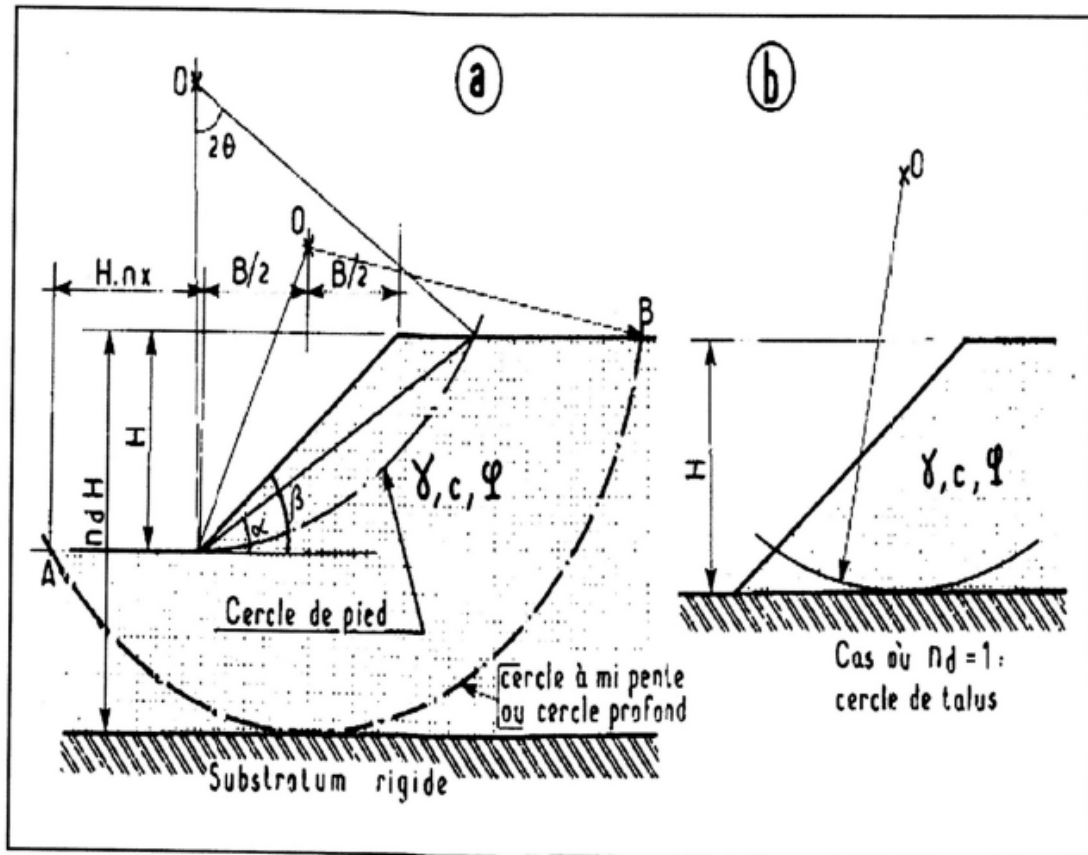


Figure 40 : Abaque de Taylor – Définitions des paramètres.

La valeur de N_s peut être déterminée à partir de l'Abaque de (Figure 41), qui correspond à un coefficient de sécurité de 1, connaissant n_d et B .

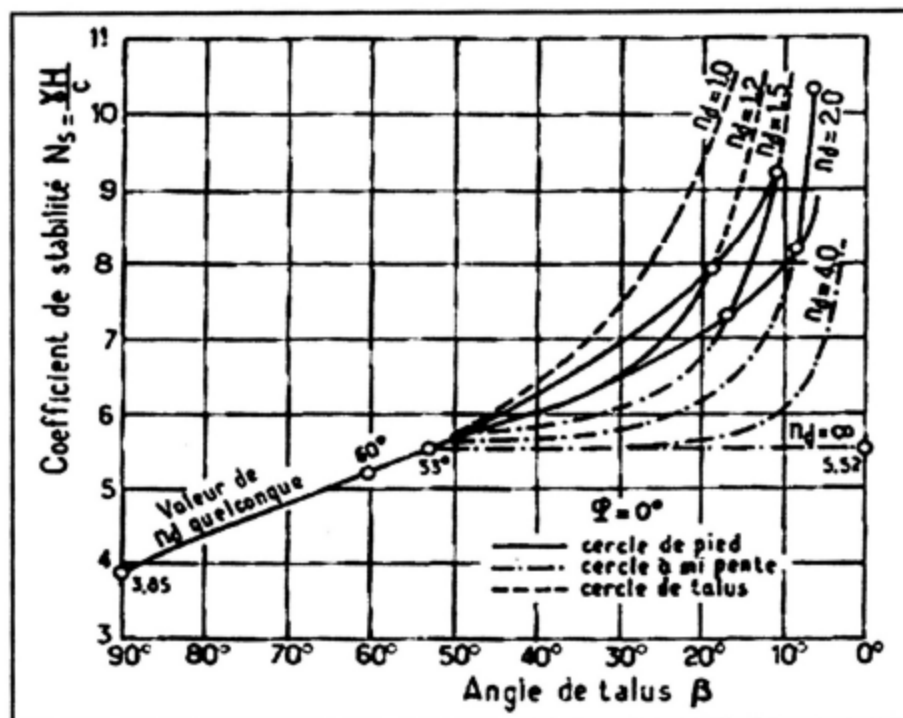


Figure 41: Valeur de N_s pour les sols purement cohérents ($F_s = 1$).

Cet abaque précise également le type de glissement susceptible de se produire :

- Les cercles de talus tangent au substratum ne sont critiques que si nd est voisin de 1.
- Si $\beta > 53^\circ$ le cercle critique est cercle de pied.
- Si $\beta < 53^\circ$ le cercle critique peut être de l'un des trois types évoqués, selon les valeurs de N_s et de nd .

Si le cercle critique est un cercle de pied, son centre peut être localisé en connaissant les angles de θ et α (Figure 42).

La (Figure 43.a) donne la valeur α et de θ en fonction de β .

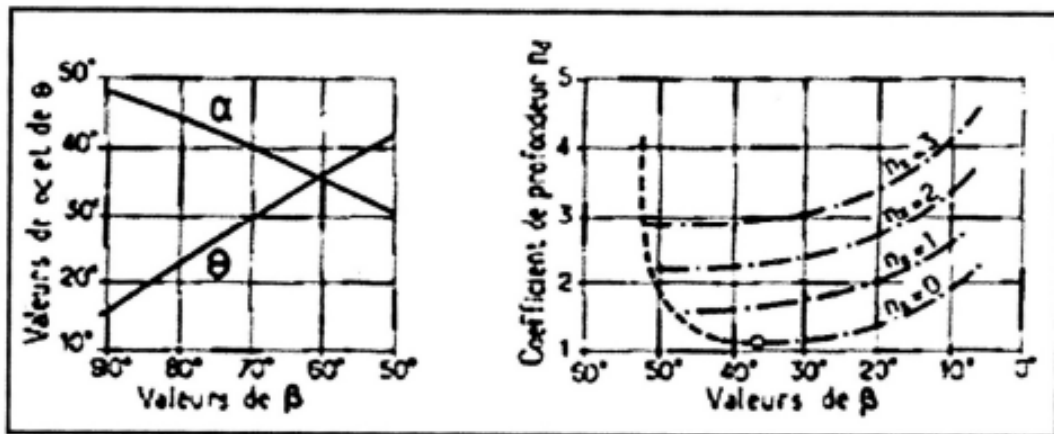
Et l'abscisse de son pied nx et donnée par la (Figure 43.b), qui est fonction de β et nd

Ces abaques permettent soit de déterminer la hauteur critique H_c correspondant à un coefficient de sécurité égal à 1 pour la cohésion réel du sol, soit de calculer la cohésion minimale C_u^{\min} nécessaire pour que le talus de hauteur H soit stable, toujours pour un angle de sécurité égale à 1.

On a
$$H_c = \frac{N_s C_u}{\gamma} \quad , \quad C_u^{\min} = \frac{\gamma H}{N_s}$$

Alors le coefficient de sécurité déterminé par les formules suivantes :

$$F_s = \frac{H_c}{H} \quad (33) \quad ; \quad F_s = \frac{C_u}{C_u^{\min}} \quad (34)$$



a) Détermination de α et de θ

b) Détermination de nd

Figure 42 : Détermination de α , θ et nd .

b). Sols cohérents à frottement interne:

Si $\phi > 3^\circ$, on démontre que le cercle critique est toujours un cercle de pied.

Le coefficient de sécurité global F_s toujours de coefficient de stabilité N_s et de β et de ϕ , la (Figure 43) due également à Taylor donne la valeur de N_s en fonction de β et ϕ , et cela toujours pour un coefficient de sécurité égale à 1.

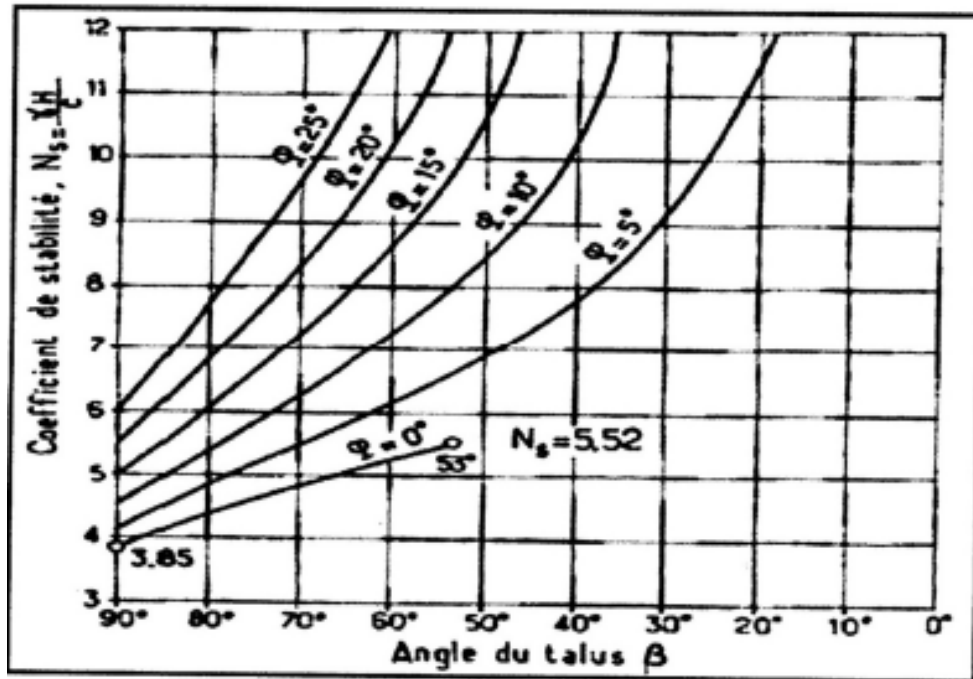


Figure 43 : Valeur de N_s pour les sols cohérents ($F_s=1$).

Le coefficient de sécurité peut être pris sur C et ϕ , et leur formule est:

$$\sum T = \frac{C.L}{F_s} + \frac{\sum N.tan \phi}{F_s} \quad (36)$$

Et l'on peut prendre directement le coefficient de sécurité sur c et ϕ . cela été mis graphiquement en application par Biarez qui présente les abaques de Taylor sous la forme de (Figure 44).cette abaque est d'utilisation très pratique.

Considérons un talus de hauteur H et de pente β taillé dans un sol de caractéristique : γ_1, ϕ_1, C_1 . Si A et le point figuratif correspondant à H, γ_1, ϕ_1, C_1 le point B étant celui ou le droit OA recoupe la courbe correspondant à β , le coefficient de sécurité est défini par le rapport.

$$F_s = \frac{OA}{OB}$$

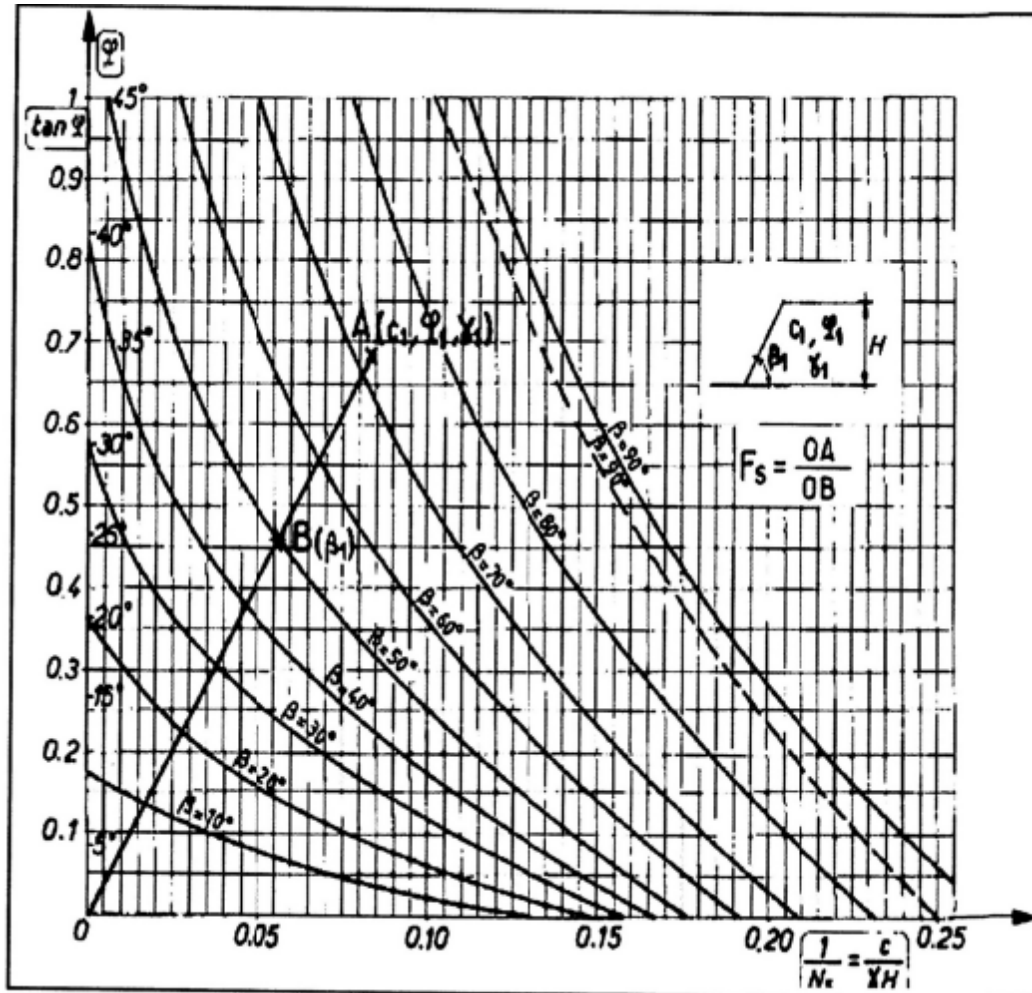


Figure 44 : Abaque de Taylor – Biarez.

II.2.1.5. Précision des diverses méthode des tranche, choix de la méthode :

La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode d' détaillée de Bishop .les écarts sur F_s peuvent atteindre 10% ; tout fois, ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de la sécurité.

La méthode de Fellenius qui a l'avantage de la simplicité peut être utilisée dans tous les cas courants.

Toutefois, dans des cas particulier où une grande précision est recherchée, comme pour l'étude de la stabilité des barrages en terre, il est souhaitable d'utilisé la méthode de Bishop simplifiée.

La méthode de Bishop détaillée ne présente que peu d'intérêt car les écarts entre ces deux méthodes (de l'ordre de 1%) sont négligeables devant les incertitudes sur les différents paramètres (résistance au cisaillement, hétérogénéité du sol, valeur de μ , ... ect.)

Dans ces méthodes de tranches, la valeur du coefficient de sécurité calculé dépend du nombre de tranches considérées : 50 à 100 tranches sont nécessaires pour que la valeur de F se

stabilise. En pratique, les deux méthodes (Fellenius, Bishop) donnent des résultats peu différents.

La Méthode de Taylor n'étudie que les profils des talus en sols homogènes et isotropes. Le choix de la zone de rupture est défini à partir de β , H , θ , α .

Enfin, si la structure géologique du massif est favorable au glissement selon des surfaces quelconques, il faut vérifier la stabilité par la Méthode des perturbations.

II.2.1.6. Programme du calcul sur ordinateur :

En pratique, le calcul à partir des méthodes des tranches est mené à la base des programmes sur ordinateur. Certains d'eux offrent une bibliothèque riche des méthodes de calcul, avec introduction des données du problème d'une manière conviviale et interactive.

Dans le cas où l'on ne connaît pas la position de la surface de rupture, le programme de calcul (logiciel) effectue une recherche systématique du cercle le plus défavorable, c'est-à-dire donnant le coefficient de sécurité le plus faible : la valeur de F trouvée est appelée coefficient de sécurité de la pente (figure 45).

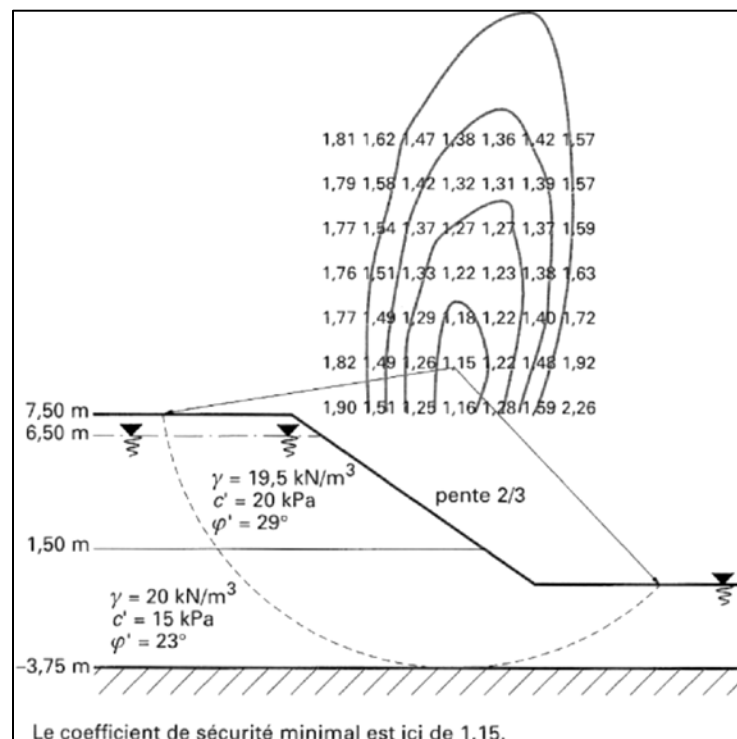


Figure 45 : Exemple de résultat de calcul de stabilité : recherche du cercle de rupture le plus défavorable.

On cite à ce titre Parmi les logiciels utilisés dans la pratique :

- GEO-SLOPE
- TALRENT

✚ On s'intéresse à présenter TALREN que ce concerne non projet :

II.2.1.6.1. Présentation de TALREN :

1). Un peu d'histoire :

Versions UNIX :		Années 1980
Versions DOS :	Talren v2.x et Talren v3.x	Années 1990
1ère version Windows :	Talren 97 v1.x et v2.x	1997
Dernière version Windows :	Talren 4 v1.x	Juillet 2004
	Talren 4 v2.x	Mars 2007

2). Introduction :

Talren est un logiciel permettant la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.

a). Talren permet d'étudier :

- les pentes naturelles,
- les pentes de déblais/remblais,
- les ouvrages en terre et les digues,

b). En prenant en compte différents types de renforcements :

- Tirants précontraints,
- Clous,
- Pieux et micropieux,
- Géotextiles,
- Géogrilles,
- Terre armée et bandes en polymères,
- Butons.

3). Les fonctionnalités de calcul :

a). Les principaux types de données :

- Géométrie
- Caractéristiques des sols : données obligatoires : γ , φ , C , ΔC .
- Surcharges

- Renforcement
- Conditions hydrauliques
 - Accélération sismiques
 - Coefficients partiels

b). Options de calcul selon 4 méthodes :

- **3 s'appuie** toujours sur des méthodes analytiques éprouvées ; Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Fellenius, Bishop ou des perturbations, avec Recherche automatique du coefficient de sécurité minimum et surfaces de rupture pour les surfaces de rupture circulaires (*voir figure 46*).
- **1 méthode** de calcul fondée sur la théorie du calcul à la rupture (J. Salençon), appliquée aux arcs de spirales logarithmiques : calculs de poussée/butée, prise en compte de surcharges réparties inclinées, etc.
- **TALRENT 4 v2.x a une liaison avec Plaxis v8** : possibilité de lire un fichier Plaxis v8 (géométrie, caractéristiques de sol et surcharges.), et d'importer des pressions interstitielles calculées avec Plaxis v8.

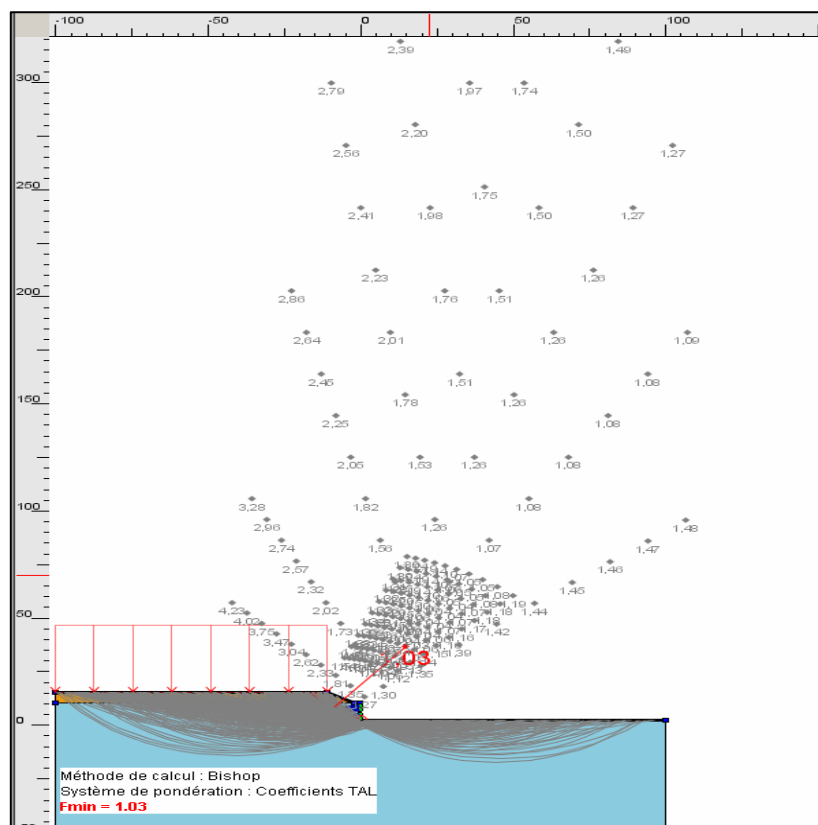


Figure 46 : exemple de résultat de recherche automatique avec point de passage imposé dans Talren 4 (avec affichage de tous les cercles calculés) méthode de calcul Bishop.

II.2.2. Méthode des caractéristiques de contraintes :

Dans ce type de méthode, l'état limite est atteint en tout point du bloc glissant, le sol ailleurs étant en équilibre surabondant. On y traite en général des surfaces planes, et le problème consiste à calculer la surcharge ou la géométrie du talus causant un équilibre limite généralisé dans la surface fixée à priori.

Ce concept ignore d'ailleurs la notion de facteur de sécurité et nécessite le recours à l'ordinateur pour la résolution des équations de l'équilibre de limite.

II.2.3. Méthode d'élément finis :

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan verticale du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variable dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évalué les contraintes et déformations aux nœuds des éléments.

Le calcul peut être mené avec tout programme générale d'élément finis, ou avec les logiciel spécialisés dans la modélisation géotechnique, tel que :

- Plaxis,
- Crisp,
- Cesar,
- Oasys.

II.3. Conclusion :

Les méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture (ou une recherche automatique du minimum parmi un ensemble de courbes). Quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformations, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques de déformabilité du massif, en plus de celles de résistance.

Evaluer une stabilité de pente passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors des comparaisons. Mais quelle que soit la méthode adoptée, une analyse de sensibilité est recommandée, car il est toujours bon de savoir le rôle de chacun des paramètres afin de déterminer le paramètre prépondérant, celui qui pilote la stabilité.

Les méthodes de calculs de la stabilité furent reposées sur des démonstrations physiques, elles ont des limitations et donnent des valeurs approximatives du coefficient de sécurité, alors que la détermination de coefficient de sécurité à l'aide d'ordinateur est très rependue, permet d'étudier rapidement de nombreuses hypothèses, avec introduction des données du problème d'une manière conviviale et interactive, séton à titre d'exemple le logiciel Talren qui permet la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.

Chapitre III :

Méthodes De Confortement du Talus

III. Méthodes de confortement :

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher.

Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain :
 - Soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements),
 - Soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement. La *figure (47)* présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.
- Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après.

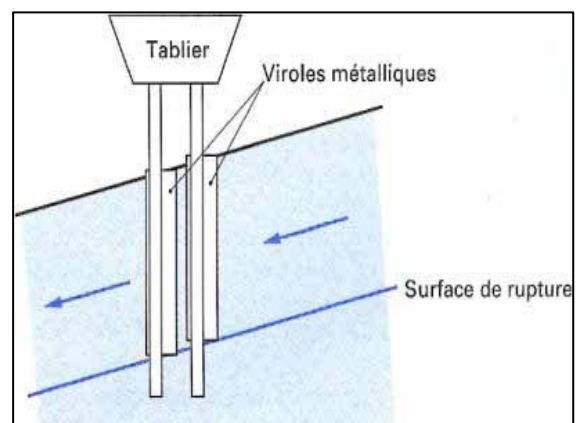
Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $F = 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation

Après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $F = 1,5$.

- *D'une manière générale*, les méthodes de confortement peuvent être subdivisées en **trois groupes**:

- ❖ Terrassements ;
- ❖ Dispositifs de drainage ;
- ❖ Introduction d'éléments résistants.

Figure 47: Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques.



III.1. Terrassements :

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

La *figure (48)* schématise les différentes actions de terrassement et les termes généralement employés pour les décrire.

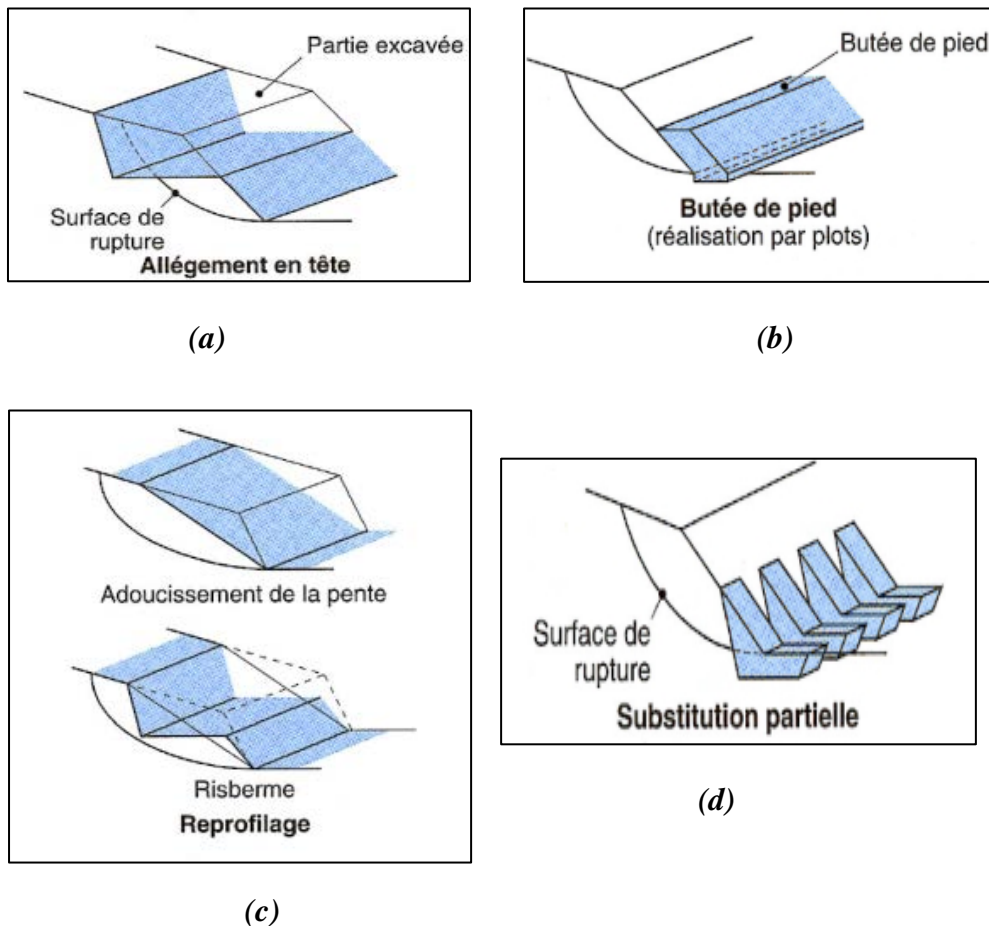


Figure 48 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.

III.1.1. Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant. La stabilité au grand glissement suppose (figure 49) que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant.

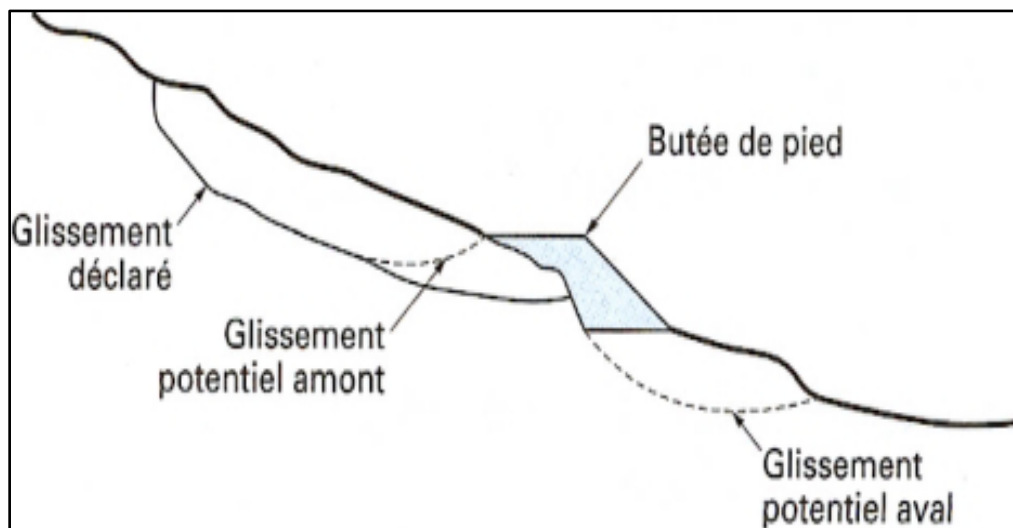


Figure 49: Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte.

III.1.2. Allègement en tête :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité (voir figure 48.a). La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

III.1.3. Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne (*voir figure 48.c*).

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

III.1.4. Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

III.1.5. Substitution totale ou partielle :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts discontinus (*voir figure 48.d*). Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

III.2. Dispositifs de drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (Terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. **On distingue :**

- Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux ;
- Les tranchées drainantes ;
- Les drains subhorizontaux ;
- Les masques et éperons drainants ;
- Les drains verticaux ;
- Et enfin les galeries et autres ouvrages profonds.

Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

III.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géo membranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

III.2.2. Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la *figure (50)*, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

— **à la pelle mécanique** : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;

— **à la trancheuse** : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;

— **à la haveuse de paroi** : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

La Figure (51) montre un Schéma d'un système de tranchées drainantes.

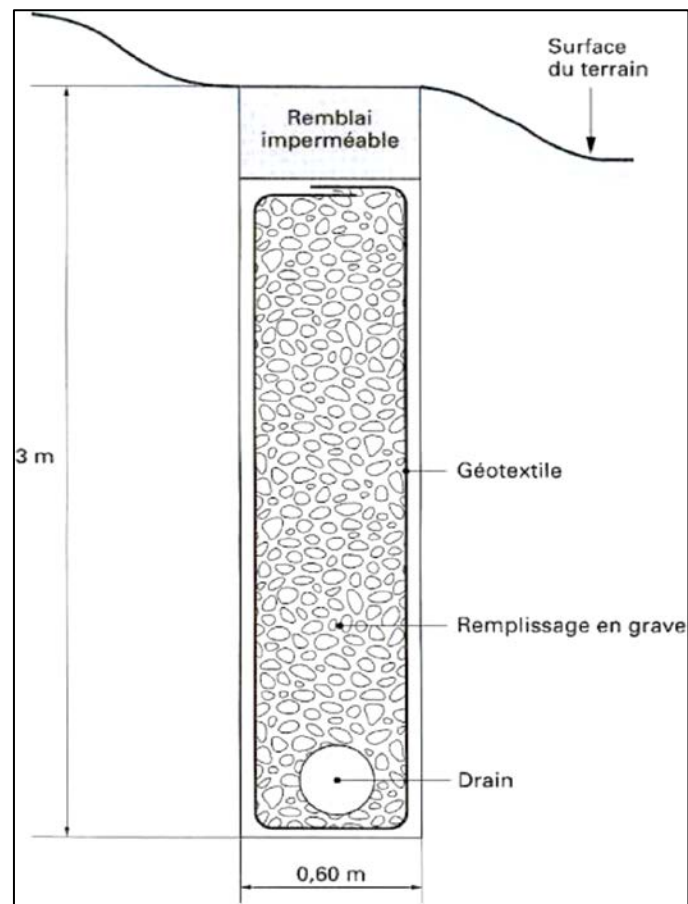


Figure 50 : Coupe type d'une tranchée drainante.

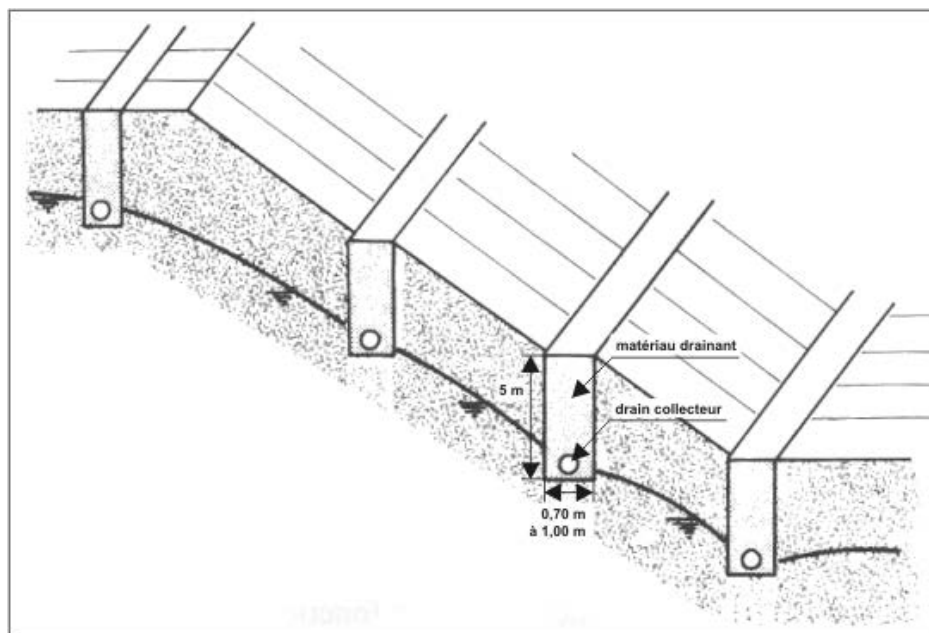


Figure 51 : Schéma d'un système de tranchées drainantes.

III.2.3. Drains subhorizontaux :

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes (*voir Figure 52*).

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.) ;
- un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

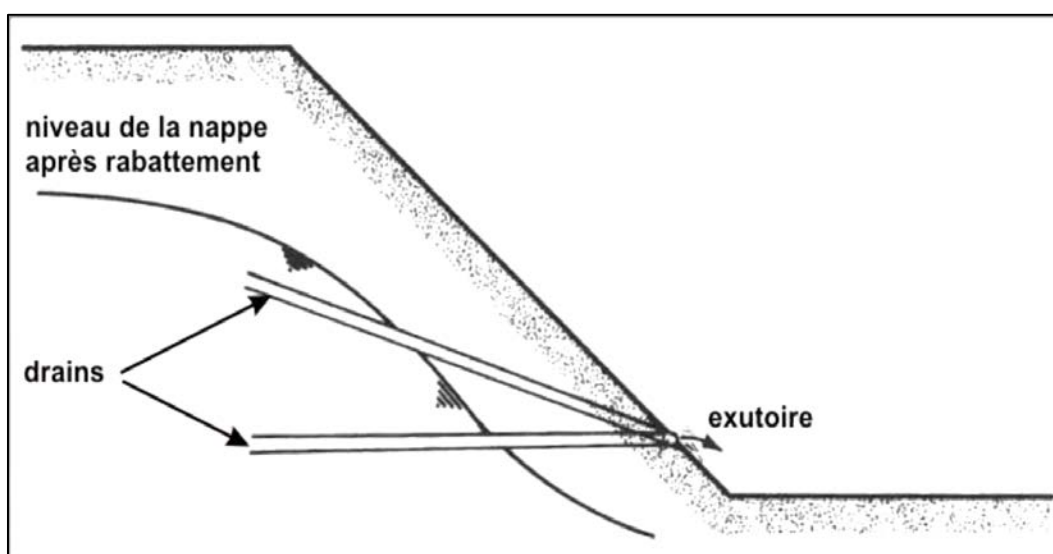


Figure 52 : Schéma Drains subhorizontaux.

III.2.4. Masques et éperons drainants :

- Les **masques drainants** sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité *Figure (53)*.

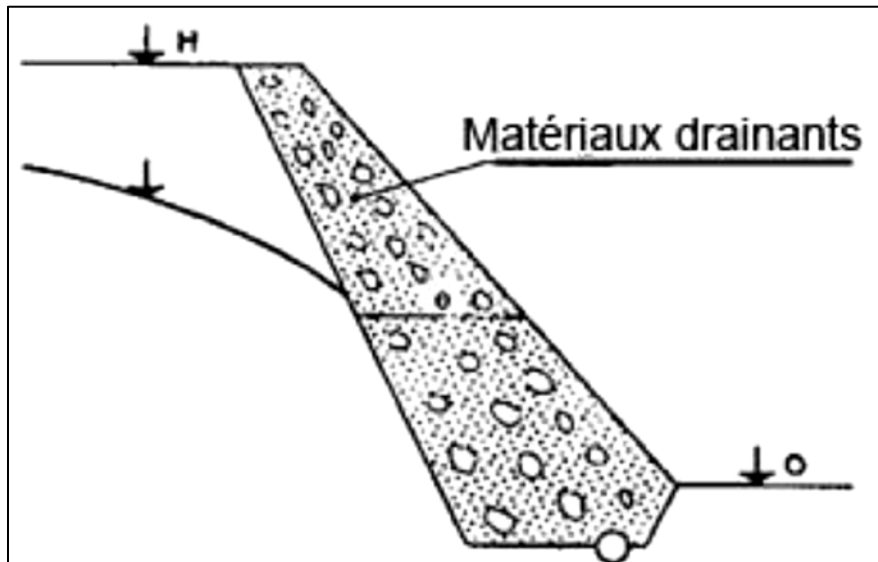


Figure 53: Schéma d'un système de masque drainant.

- Les **éperons drainants** sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées *figure (54)*.

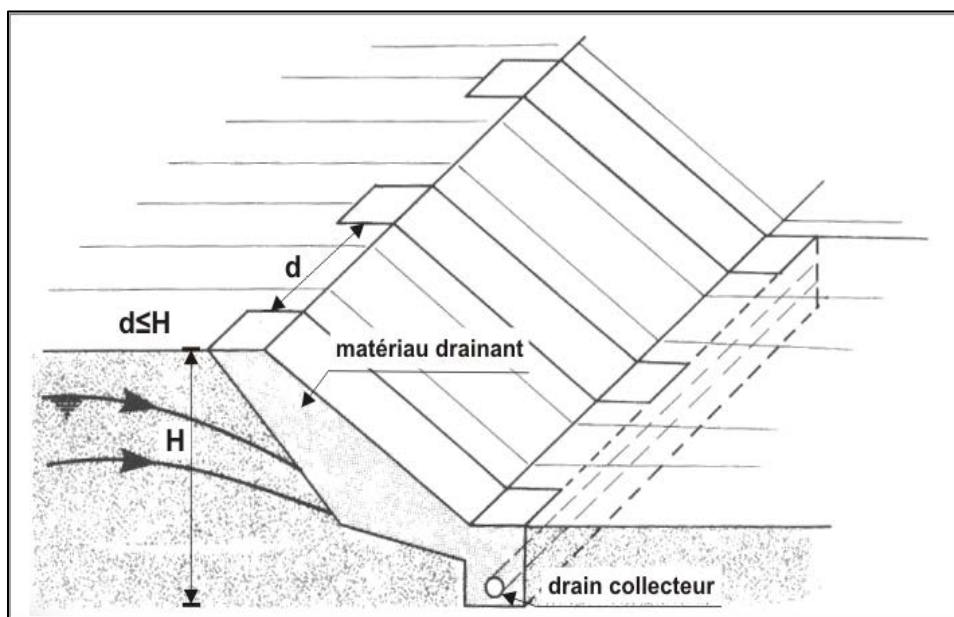


Figure 54 : Schéma d'un système d'éperons drainants.

III.2.5. Drains verticaux, galeries drainantes :

- Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

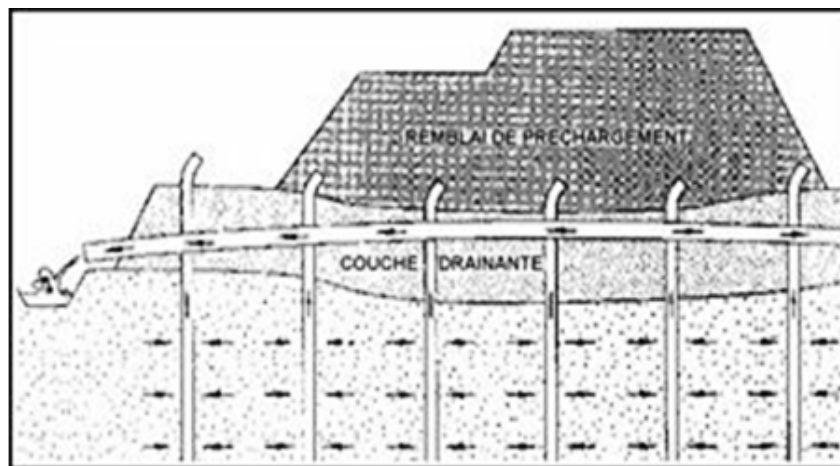


Figure 55 : schéma présente Le principe du drainage vertical.

- **Le creusement de galeries drainantes** est une solution onéreuse mais efficace *figure (56)*. La retenue EDF de Grand 'maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1 300 m au total).

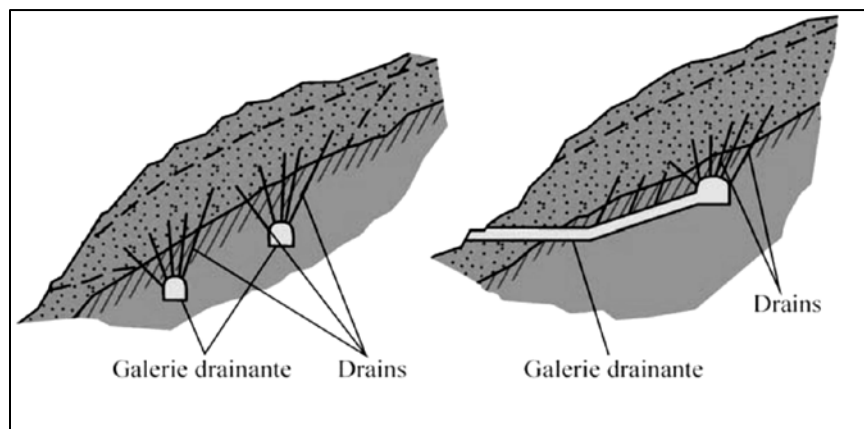


Figure 56 : Galerie drainante.

III.3. Introduction d'éléments résistants :

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- ouvrages de soutènement : ouvrages rigides et souples (exp : géotextile) ;
- tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- clouages par des barres, des micropieux ;
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques ;

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

III.3.1. Ouvrages de soutènement :

III.3.1.1. Les ouvrages rigides :

Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

Un ouvrage de soutènement rigide peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement (mur poids en béton ou en maçonnerie et les murs en terre armée) ;
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (le mur

cantilever en béton armé et les murs en parois moulées);

- la poussée est reprise par des ancrages.

La figure ci-après donne la classification de ces ouvrages d'après le mode de reprise de la poussée :

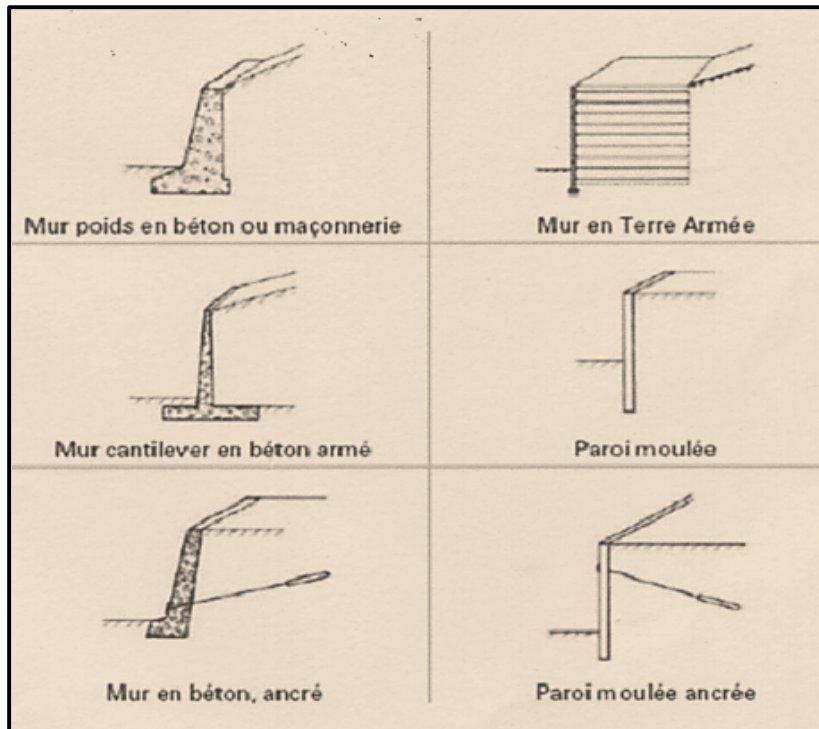


Figure 57 : Classification des ouvrages de soutènement rigide d'après le mode de reprise de la poussée.

III.3.1.2. Les ouvrages souples :

Sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

En cite à titre d'exemple le renforcement par géotextile, sont les plus entendue :

III.3.1.2.1. Le renforcement par géotextiles:

Les géotextiles appartiennent à la famille **des Géo synthétiques**, en quelques années, leur emploi s'est révélé, L'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre,

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

Le tableau(2) résume les principales fonctions des géotextiles ainsi que les critères essentiels de dimensionnement :

fonction	description	exemple	Caractéristique essentiel pour assurer la fonction
Séparation	Eviter l'interpénétration de sols de nature et de granulométrie différente (on vise de maintenir leur performances initial)	Couche de forme routières, voies ferroviaires, remblais sur sol compressibles	Résistance à la traction, à la perforation statique, allongement
Filtrage	Assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de nappe en retenant les particules de sol	Protection des drains contre le colmatage, couche de transition sous enrochement	Permittivité ouverture de filtration (O_f)
Drainage	Assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe	Drainage sous fondation, sous remblais, au contact d'ouvrage (tunnel, murs....)	Transmittivité
Renforcement	Améliorer la résistance d'un massif de sol dans l'laquelle il est inclus	Mur de soutènement, radiers sous chaussé, fondation sur sols compressibles	Résistance à la traction, allongement, frottement d'interface
Protection	Protégé une structure fragile (géomembrane) contre des éléments poinçonnant	Bassin de retenue, parement de barrage, digues	Résistance à la perforation, grammage
Lutte contre l'érosion	Limité les mouvements de particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent	Protection de berges canaux, torrents), de talus, côte soumis à l'érosion maritime et éolienne	Capacité à permettre le développement de la végétation

Tableau 2 : principales fonctions des géotextiles.

Le choix de géotextile adapté à la protection, les critères sont la résistance au poinçonnement exprimée en kilo Newton (kN), la résistance à la traction et la valeur de perforation dynamique exprimée en millimètre (mm) qui s'évaluent à travers des critères et tests précis.

Le géotextile est principalement conditionné en rouleau. Il peut être aussi présenté plié sur palette lorsqu'il a été façonné pour un bassin de dimension précise, il s'agit là de sur-mesure.

Le géotextile se pose en fond de bassin directement sur la terre, avec un recouvrement de 40 à 50 cm entre les lés. Il sera fixé et bloqué en même temps que la membrane dans une tranchée d'ancrage (20 cm à 30 cm de profondeur) en tête de talus (*voir figure 58*).

Le géotextile pour la protection présente un intérêt non négligeable pour faciliter la mise en place des membranes qui glissent plus aisément sans risque de détérioration.

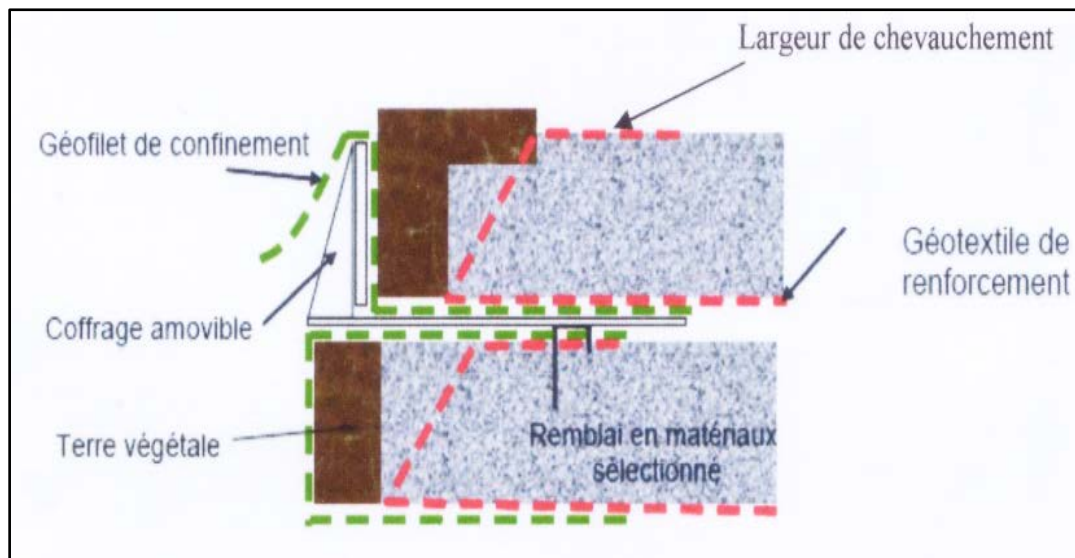


Figure58 : Mise en œuvre du géotextile.

III.3.2. Tirants d'ancrages :

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines *figure (59)*.

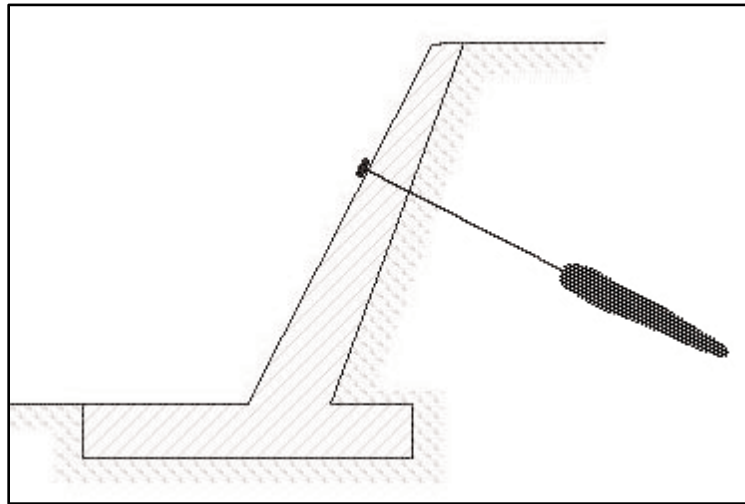


Figure 59 : applications de tirants d'ancrage en confortement.

Les tirants d'ancrages est composé :

- D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'une plaque d'appui.
- D'une partie libre qui est 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 du coulis de scellement.

Un tirant peut être actif ou passif :

- Passif, il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui le sollicitent. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre.
- Actif, il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations.

La capacité d'un tirant peut varier de quelques tonnes à plus de 1 500 tonnes. La gamme courante va de 20 à 200 tonnes.

Les longueurs totales dépendent des caractéristiques des projets et vont de 10 à plus de 60 mètres. Les longueurs moyennes sont de 15 à 25 mètres.

Les armatures utilisées sont généralement identiques ou analogues à celles utilisées pour la précontrainte d'ouvrages d'art.

Exemple :

- Toron T15,7 à sept fils , résistance à la rupture 1860 Mpa
- Limite élastique à 0,1 % : 248 KN, soit $\sigma_e = 1653$ Mpa.

- Limite de rupture : 279 KN
- Section : 150 mm²

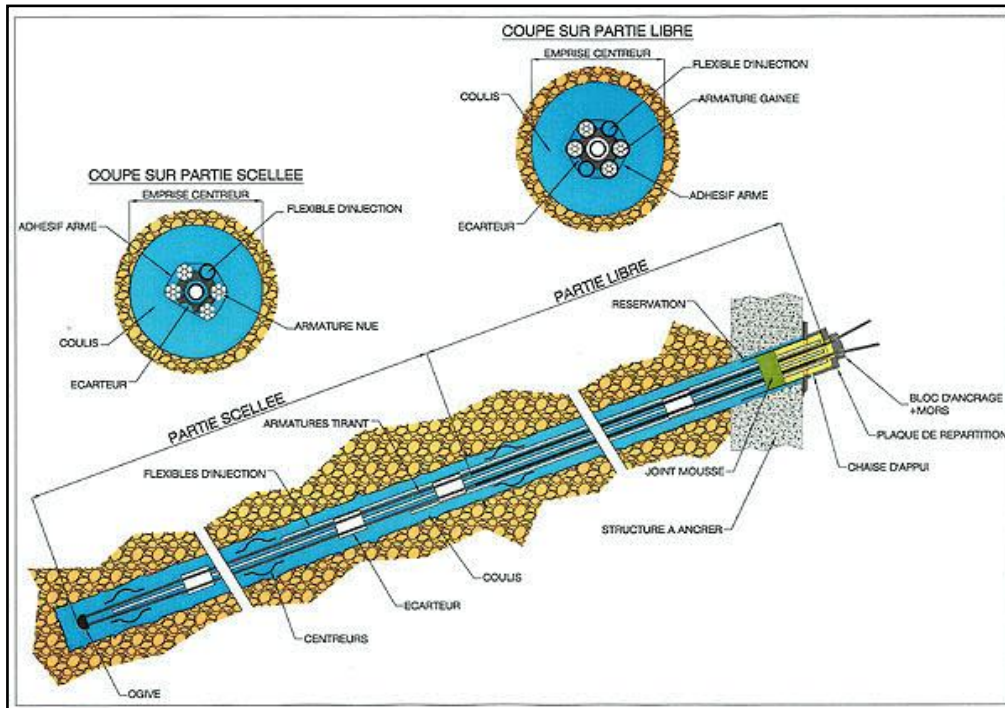


Figure 60: structure des Tirants d'ancrages.

La mise en œuvre d'un tirant se déroule en plusieurs phases :

- Réalisation d'un forage, diamètre compris entre 100 et 200 mm, toutes inclinaisons envisageables, au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain.
- Après nettoyage du forage, substitution du fluide de forage par un produit de scellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé.
- Mise en place de l'armature (barre, torons...). La mise en place se fait avec une grue, un dérouleur, voire à bras d'hommes.
- Après prise, le scellement peut être injecté sous pression avec un coulis de ciment. Divers systèmes coexistent pour conduire cette injection en fonction du terrain et de l'entreprise. Le procédé le plus courant est celui utilisant un tube à manchettes.
- Après un délai de 1 à 7 jours suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé, mise en précontrainte avec un vérin et cachetage de la tête d'ancrage par un capot.

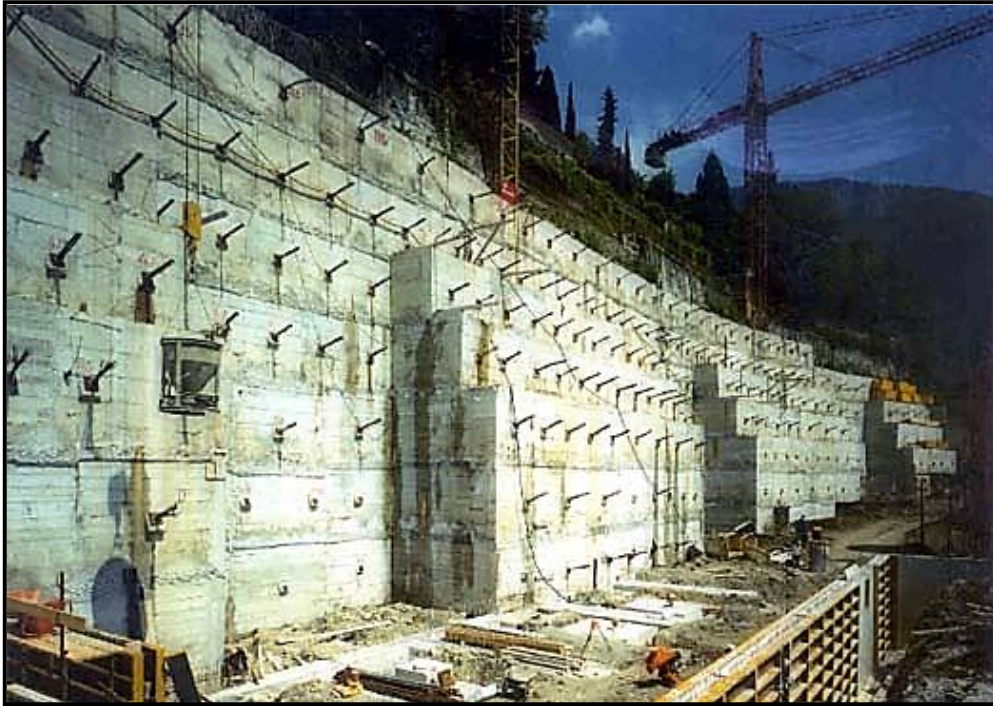


Figure 61: projet réalisé avec ancrage de Tirants précontraints.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants.

III.3.3. Renforcement par inclusions :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables *figure (62)*. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement ;
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

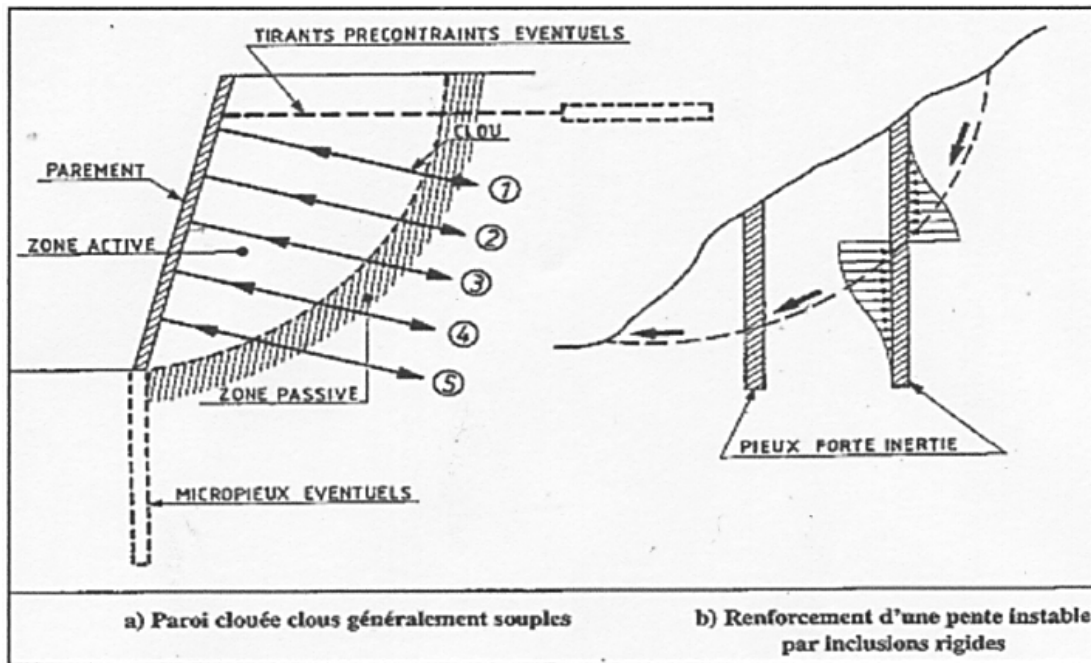


Figure 62: schémas des Renforcements par inclusions.

III.3.3.1. Clous et micropieux :

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement ;
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite Pq_s où P est le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous. **Deux options** sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou diminués par l'application du coefficient de sécurité ;
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

Les figures ci-après donnent l'exemple de clouage d'un glissement:

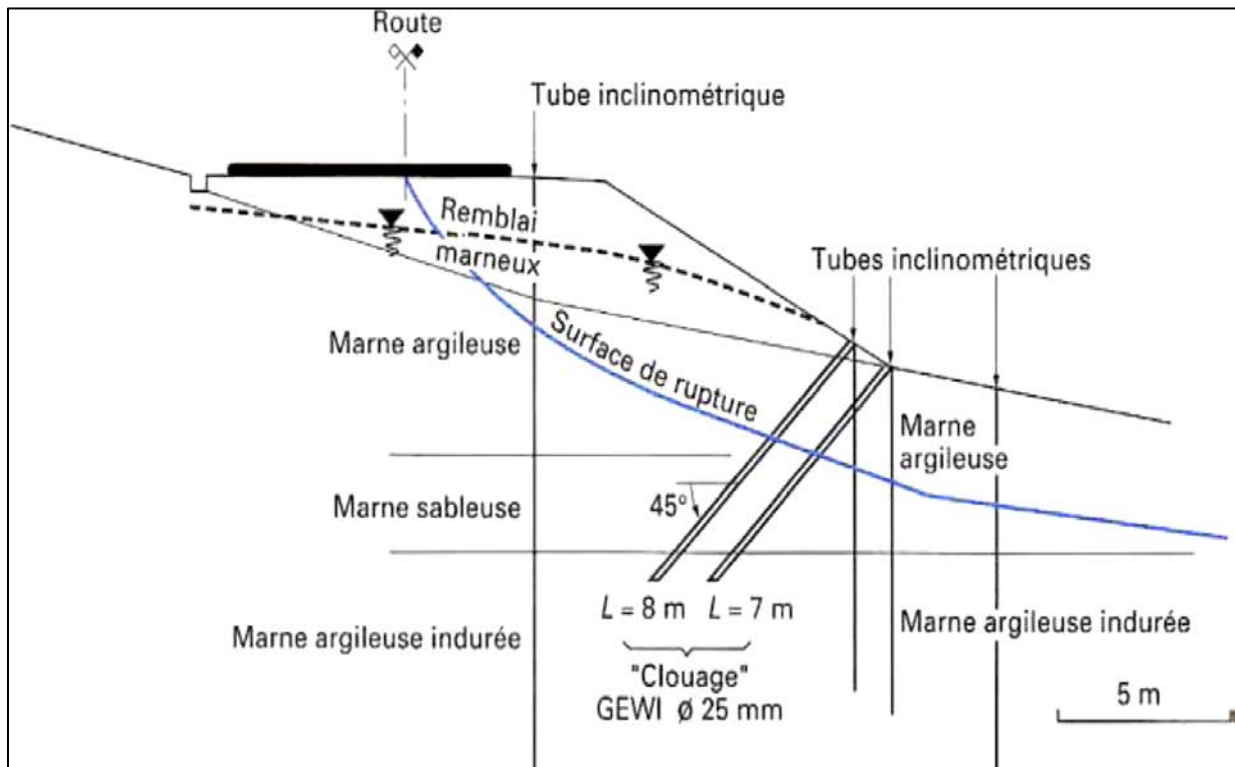


Figure 63 : Exemple de clouage d'un glissement.



Figure 64 : Clouage de talus instables.

III.3.3.2. Pieux et barrettes :

La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment (voir *figure 62.b*). Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite P_l mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à $P_l/2$.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

III.3.4. Cas des remblais sur sols mous :

Lorsque le sol de fondation n'a pas la capacité de supporter la charge correspondant à la hauteur totale du remblai projeté (rupture à court terme), il est nécessaire d'employer des dispositions constructives qui assurent la stabilité de l'ouvrage en phase de travaux comme en phase de service, avec un coefficient de sécurité en général pris égal à 1,5.

Différentes méthodes sont employées pour limiter les risques de rupture, qui relèvent de trois principes :

- ✓ consolider le sol de fondation, et donc augmenter sa résistance au cisaillement, avant la réalisation du remblai (par pompage pour abaisser la nappe) ou pendant celle-ci (construction par étapes avec utilisation de drains verticaux) ;
- ✓ diminuer la charge appliquée au sol de fondation (construction du remblai en matériaux allégés) ;
- ✓ renforcer le sol de fondation en y incluant des éléments résistants (colonnes ballastées, pieux, substitution partielle ou totale des couches molles).

III.3.5. Durabilité et comportement à long terme:

Les ouvrages en sol renforcé sont classés en trois catégories: ouvrages provisoires, temporaires et permanents, suivant leur durée de service. Les limites entre ces catégories varient suivant le règlement et le type de renforcement. À titre d'exemple, pour le clouage des sols, la durée de service d'un ouvrage provisoire est inférieure à 18 mois, celle d'un ouvrage temporaire est inférieure à 30 ans, tandis que les ouvrages permanents sont calculés pour 100 ans.

III.4. Conclusion :

La réalisation d'ouvrages de confortement consistant à :

- ajouter une résistance dans le terrain par inclusions soit verticales (pieux, barrettes) soit horizontales (clouage, tirantage)
- reconstituer une butée en pied du glissement permettant de 'reprendre' les efforts générés par la masse glissée (mur de soutènement).

Ce principe est limité à des glissements n'excédant pas 12 à 15 m de profondeur. En solution variante, cette butée de pied peut être constituée de matériaux améliorant le drainage (enrochements, remblais drainants armés de géotextiles).

Ces solutions de confortement sont elles aussi analysées puis pré dimensionnées à partir du modèle géotechnique établi et au moyen de logiciels de calculs de stabilité (TALREN notamment). Ces modèles permettent aussi d'estimer les évolutions les plus prévisibles.

Chapitre IV :

Reconnaissance préliminaire du site

IV.1. Localisation générale :

IV.1.1. Présentation de la Wilaya :

La wilaya d'Oum-el –Bouaghi est située à environ 450 km à l'est d'Alger. Elle est limitée par les wilayate suivantes :

- Guelma et Constantine au Nord
- Khenchela au Sud
- Tebessa au Sud –Est
- Mila au Nord-Ouest
- Batna au Sud-Oust
- Souk-ahrs au Nord-Est

Sa superficie totale est de 6 783 Km² et sa population est estimée à 586 087 habitants (sondage effectué en 2007).



Figure 65 : Situation géographique d'Oum-el –Bouaghi.

IV.1.2. Zone d'étude :

La zone affectée concernée par l'étude se situe au nord-ouest d'Oum el Bouaghi son chef-lieu de wilaya soit à 56 Km environ. Fait partie de la commune de Sigus sur la RN N°10 au

niveau du PK10+700, en bord de rive d'oued Sigus "oued El Keleb". Il a pour coordonnées géographiques (Lambert) :

- Altitude : 765m.
- Latitude : 06° 46' 30.79" N.
- Longitude : 36° 07' 50.38" E.

La vue satellitaire « Google », présentant le tronçon de la route du sol expertisée qui prolonge oued el keleb.



Figure 66 : photo satellite "Google" de site « RN 10, Pk 10+700 sigus 2012 ».

IV.2. Contexte géologique :

D'après la carte géologique 1/50 000, N°97 de El-Khroub, la région d'étude s'intègre dans la partie orientale des hautes plaines constantinoises. Elle est représentée par un vaste plateau surplombé par un ensemble de chaînons de montagne.

Située au sud-est de la feuille, sur oued El Keleb, l'une des deux branches méridionales de l'oued principal de Boumerzoug, elle est limitée au Sud par la marge du massif calcaire Fortass-Guérioun qui s'étend vers le Sud de la feuille d'Ain Fakroun et au Nord-Est par les hautes collines formées surtout par l'Eocène. Il s'agit d'un pays très vallonné et très accidenté.

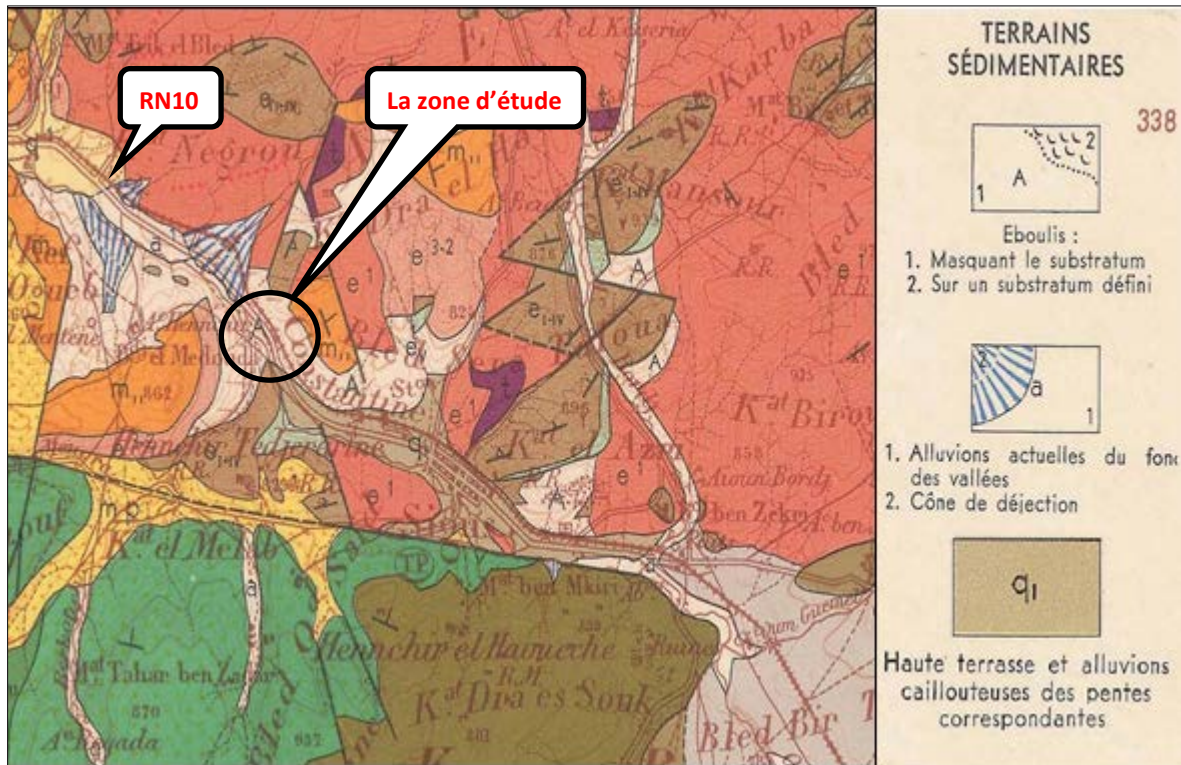


Figure 67 : Extrait de la carte géologique 1/50 000, N°97.

— La série stratigraphique de la région comprend les formations allant du Trias à l'Actuel.
Il s'agit de :

Actuel : Il est représenté essentiellement par des éboulis, marqués seulement où ils forment une couverture continue dans les zones dépressives, masquant le substratum.

Néogène : Il est représenté par les formations miocènes.

Paléogène : Représenté par les étages suivants :

- ✓ Le **Montien** est formé d'argiles, marnes et grès de l'oligocène inférieur, multicolores, sans fossiles, formant le substratum des grès précédents.
- ✓ L'**ypresien** est composé de marnes, marno-calcaires et calcaires à silex, bitumineux. Ce sont des calcaires lités plus ou moins phosphatés, alternant avec des couches marneuses, calcaires à rognons et à bancs ou nodules alignés de silex et marno calcaires, calcaires glauconieux-phosphatés, d'une épaisseur d'au moins 220 m.
- ✓ Le **Lutétien** est représenté par des couches marneuses, grises à brunes par décomposition, à intercalations de calcaires : lumachelles et calcaires compacts ocreux. Les calcaires peuvent former des bancs continus ou des lentilles.

Crétacé : Représenté par les étages suivants :

- ✓ L'**Albien** est caractérisé par des marnes et des marno-calcaires glauconieux et légèrement phosphatés (25 m). Ces couches sont terminées par un mince niveau conglomératique à éléments calcaires et à gangue marneuse.
- ✓ L'**Aptien** comprend des calcaires fins, des marno-calcaires et des marnes verdâtres. Au sommet des marnes et marno-calcaires avec des niveaux à oolithes ferrugineuses

(20 m), au-dessous viennent des calcaires microbrèches, des calcaires cristallins et calcaires à grains fins.

- ✓ Le **Cénomani** constitue un faciès subrécifal, avec un calcaire massif à grandes huitres d'une épaisseur de 60 m. au-dessous, viennent les marnes grises, bleues avec minces intercalations de calcaires.

Trias : Est représenté par des marnes rouges, grises et vertes gypsifères, dolomies brèchiques et calcaires.

Tectoniquement : La région présente une tectonique presque chaotique.

La partie Sud de la région, forme le talus Nord du grand massif anté-sénonien du Fortass qui est limité au Nord par une faille très importante (faille de Sigus) ; une autre le délimite vers l'Ouest. Les pendages y dépassent rarement 10°.

IV.3. Contexte hydrologie :

IV.3.1. Données climatologiques du projet :

Stations de référence : L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on a eu recours aux observations faite à la station d'Oum el Bouaghi qui se trouve au sud de la zone d'étude.

Nom de la station	latitude	longitude	altitude	période
Oum el Bouaghi	70658 E	355236 O	998 m	1991-2006

Tableau 3 : référence de la station d'Oum el Bouaghi.

IV.3.1.1. Température de l'aire :

En Algérie, la présence du sirocco, un vent chaud et sec qui vient du Sahara, est caractéristique .les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.

Dans le tableau (4) sont portées les températures moyennes et température minimales et maximales mensuelles à la station d'Oum el Bouaghi pour une période de 15 années.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	Ao	Moy
T °C	21,1	17,3	10,8	6,95	5,6	6,65	10,35	12,8	18,1	23,05	26,3	25,9	15.4
T _{min} °C	14.94	10.44	5.35	2.35	1.36	1.57	3.60	5.65	10.81	14.86	17.0	17.83	8.81
T _{max} °C	27.55	22.73	16.33	11.83	10.98	12.62	15.18	17.98	24.71	30.09	33.4	33.45	21.40

Tableau 4 : Mensuelles des températures moyennes, maximales et minimales Période (1991- 2006).

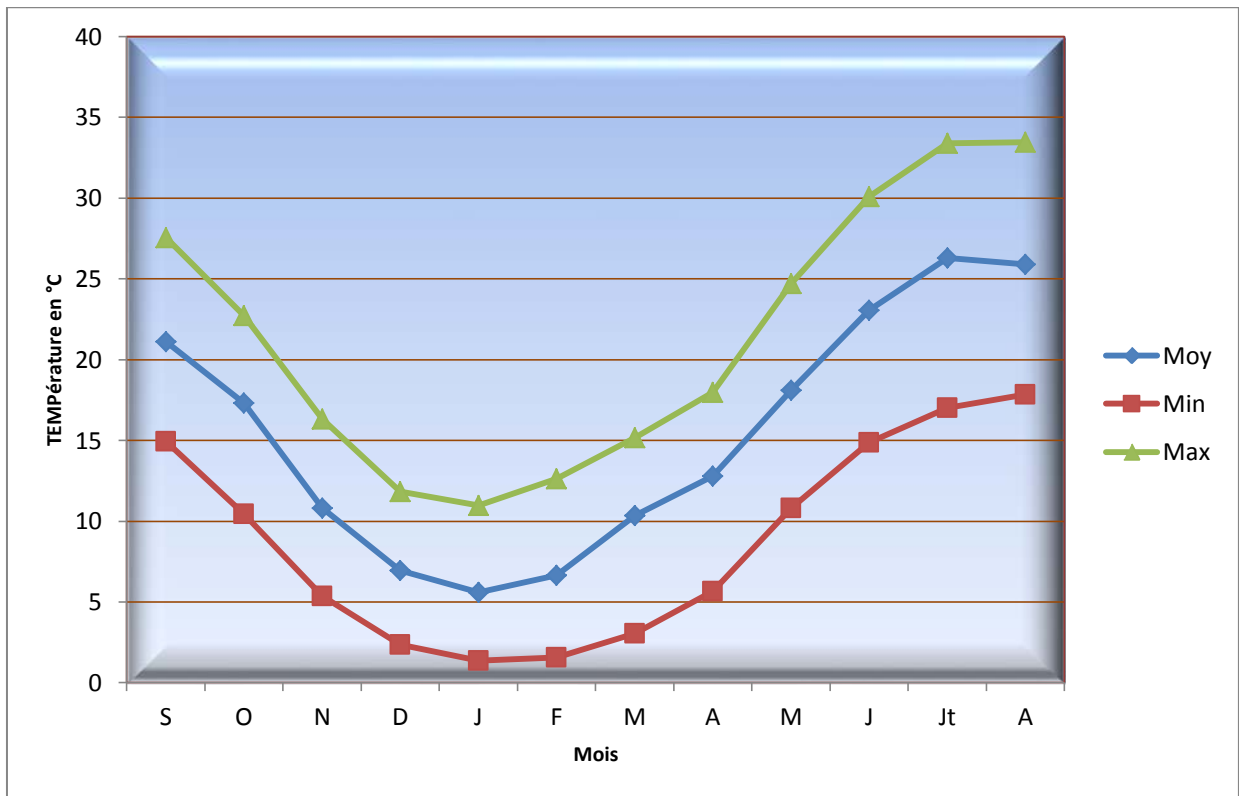


Figure 68 : Distribution Mensuelle des Températures moyennes de la station d'Oum El Bouaghi Période (1991- 2006).

La température maximale absolue peut atteindre l'ordre de 37,2°C pendant les mois de juillet et aout .les températures minimale peuvent descendre sous 0°C,

L'humidité moyenne inter annuelle à Oum el Bouaghi est de 64%.

IV.3.1.2. Précipitation :

Selon la carte de l'ANRH(1993) la ville de sigus se situe entre les isohyètes 400et 500.

La station pluviométrique de Sigus (code 100505) se situe au sein de bassin versant d'après la carte du réseau climatologique.

Les années d'observation ont été traitées en tenant compte de toute la série avec les années sans lacune soit 22 années d'observation.

La série observée à la station de Sigus est portée dans le tableau suivant :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	O	Moy annuelle
P (mm)	54.20	39.19	37.00	46.22	44.32	42.75	53.53	48.74	53.11	25.60	8.22	19.57	475
P (%)	11.41	8.25	7.79	9.73	9.33	9.00	11.27	10.26	11.18	5.39	1.73	4.12	100

Tableau 5 : précipitations mensuelle et annuelle en (mm).

A partir des données de la carte pluviométrique de l'ANRH. La moyenne annuelle des précipitations à Sigus est égale à 475 mm.

IV.3.2. Bassin versant « Oued Sigus » :

IV.3.2.1 Localisation du bassin versant :

Le sous bassin versant d'Oued Sigus (Oued el keleb) code 05-comme le montre l'extrait de la carte au-dessous se situe dans la partie sud Est du grand bassin kebir Rhumel, code 10. Oued Sigus est un affluent de Oued BOUMERZOUG et oued RHUMEL passe parallèlement à la RN 10, il prend sa naissance des altitudes : Dj.SEHA MEZAIER (1137m) au sud-est, Dj.LOUSSATLIT (996m) au sud-ouest et à l'ouest Dj.BENSSARER (1150m), Dj.KARMASA (1035m), Dj AILAH (1350m).

Le sens d'écoulement d'oued Sigus est Sud Est nord-Ouest .



Figure 69 : extrait de carte du réseau hydro climatologique.

IV.3.2.2 Débit d'oued sigus :

La direction de l'hydraulique de la wilaya d'Oum El Bouaghi a déterminé que le débit maximal de crue c'est à probabilité égal à 2%, c'est-à-dire le débit de la crue cinquantaine avec la période de retour 1 fois par 50 années .Donc a pris pour les conditions hydraulique le débit de de la crue égal à 400 m³/s.

IV.4. Contexte hydrogéologie :

Les nappes acquièrès de la région d'Oum el bouaghi sont attribuées aux formations carbonatées du crétacé et aux dépôts alluvionnaires du plateau néogène.

Les agglomérations de Sigus, Ain-fakroun et Ain-kercha sont alimentées à partir des nappes aquifères des formations calcaréo-dolomitiques et calcaréo-gréseuses des massifs du Djebel Fortass, Djebel Guerrioum et de la plaine de taxis.

IV.5. Sismicité :

Le règlement parasismique algérien (RPA) a établi des règles, qui sont en fonction de l'intensité de l'action sismique de la région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles ont été révisées récemment après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, divisent le territoire algérien en cinq (05) zones sismiques :

Zone 0	sismicité négligeable
Zone I	sismicité faible
Zone II a et II b	sismicités moyenne
Zone III	forte sismicité

Tableau 6 : Classification des Zones Sismiques en territoire algérien.

La figure (70) illustre la nouvelle carte de zonage sismique du territoire national.

On remarque que la région de Oum el Bouaghi, comprenant le site étudié, de coefficient d'accélération de zone est de **A=0.10g**, choisi en fonction de la zone sismique « **Zone I de faible sismicité** » du groupe d'importance de l'ouvrages (**groupe 2**) affecté par le glissement.

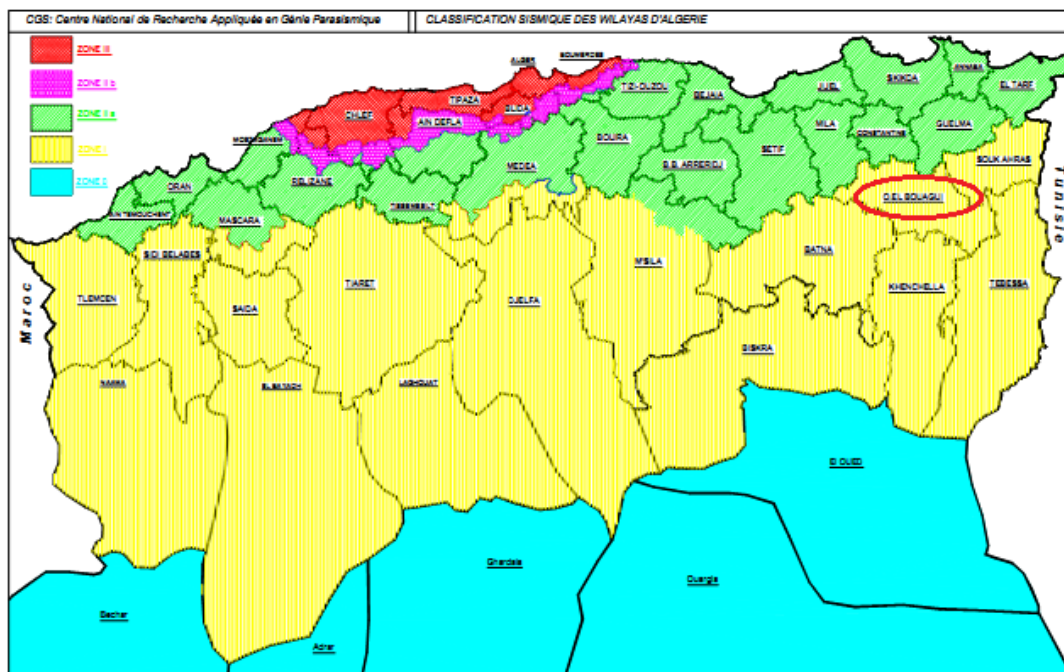


Figure 70 : carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/ après addenda.

IV.6. Étude Pathologie :

La route nationale N°10 est d'une importance primordiale, son trafic est dense, et empreinte par tout type de véhicule que ce soit léger ou lourd.

La route RN 10 au PK 10+700 passe parallèlement à côté de canal oued El-Kleb, qui traverse la ville de Sigus à une superficie importante du bassin versant et cela détermine les débits de crues exceptionnelles.

Pendant le passage de crues au début d'année 2009, l'oued a débordé et a provoqué une inondation importante des habitations et les infrastructures existantes qui se trouvent sur les rives de l'oued, ce dernier a provoqué un sapement du pied de talus au PK 10+700 dû à l'écoulement des eaux.

Pour cela la DTP d'Oum El Bouaghi a pris un engagement en juillet 2009 pour résoudre le problème affectée sur la route, qui Procède par des travaux suivant :

- Déviation de la route pour diminuer la charge sur l'ancien tronçon endommagée.
- Renforcement de talus par des Enrochement et gabions.
- Installation des nouvelles buses et réparation de l'ancien tronçon de la route.

La vue satellitaire « Google », présentant la Déviation de la route, plus les travaux de réparation et renforcement de talus (Enrochement, gabions, buses, tronçon endommagé) en (juillet 2009) après le passage de crues.

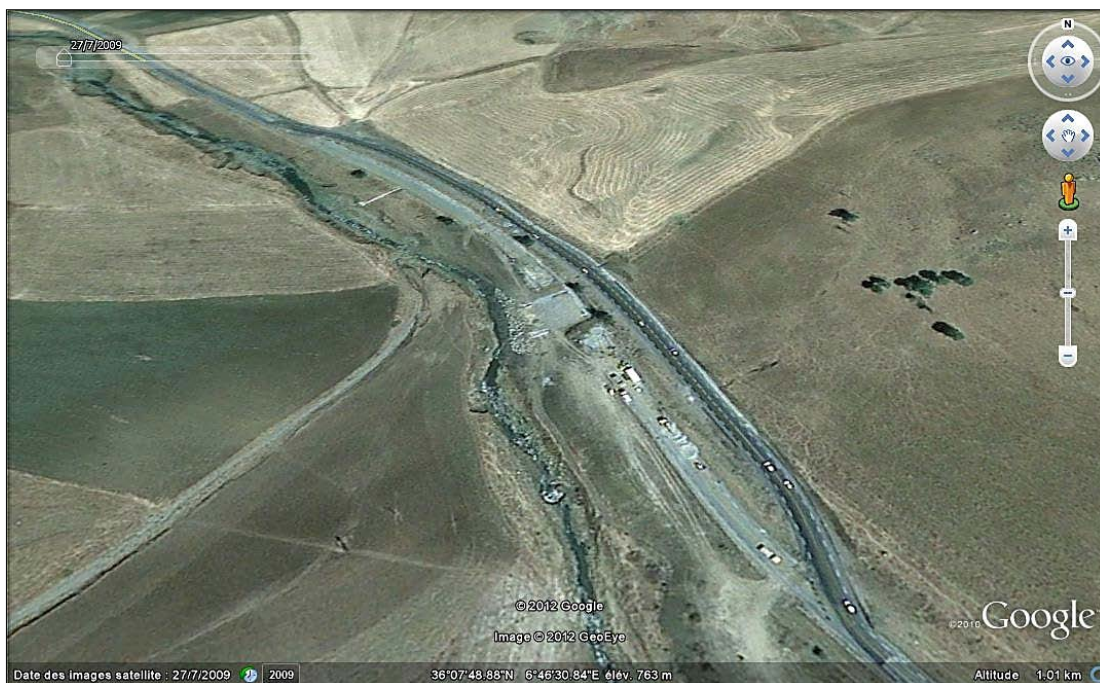


Figure 71 : photo satellite "Google" RN 10, Pk 10+700 sigus 2009.

IV.7. Le glissement d'Oum-el –Bouaghi :

IV.7.1. Observations des désordres au PK10+700 :

Après des années d'exploitation, il a été constaté des dégradations persistantes au niveau de la route, malgré les multiples travaux de réparation (Enrochement, gabions, buses) en 2009 ; ceci dénote que le glissement est actif.

Sur la base de visite effectuée dernièrement, les désordres se manifestent par :

- Affaissement totale de la route.
- Déformation des gabions par le mouvement des terrains
- Fissuration de la chaussée et du remblai
- Endommagement de l'ouvrage busé, entraînant une érosion interne des remblais et sols en place.
- Absence de caniveau du côté amont (accotement droit).
- Sapement du pied de talus dû à l'écoulement de l'oued.
- Les confortements d'urgence entrepris par la DTP, à l'aide de gabions et enrochements, constituent une surcharge motrice du glissement.

Les photos suivantes (figure 72 jusqu'à 78) illustrent les observations relevées, notamment :

- Amorce de glissement de talus de remblai entraînant un important affaissement en tête ;
- Présence de fissures sur le versant supportant le remblai ;
- Absence d'un système de drainage des eaux pluviales en amont.



Figure 72 : Photo de la chaussée « allant vers El-Khroub ».

- Cette figure illustre les déformations (Fissures et affaissements) de la chaussée. En plus la déformation de la glissière métallique.



Figure 73 : Photo de la chaussée « allant vers sigus ».

- Cette figure illustre l'état actuel de la route ; on voit bien le dénivelé entre la chaussée et la tête de talus, et l'escarpement en tête du talus et de la route.



Figure 74 : Photo de l'aval de la route.

- Cette figure illustre le mur en gabions endommagés.



Figure 75 : Photo du talus aval de la route.

- Cette figure illustre la butée en gabions et enrochements existants déformées et affaissées, constituant une surcharge motrice.



Figure 76 : Fissures à la tête du talus .

- Erosion de la crête du remblai amont.



Figure 77 : Photo de l'ouvrage hydraulique.

- Endommagement de l'ouvrage busé.



Figure 78 : Photo de l'oued.

- Sapement du pied de talus dû à l'écoulement de l'oued et faible stabilité.

IV.7.2 Causes du glissement au PK10+700 :

L'analyse et les observations de l'état des lieux montrent que les principales causes ayant engendrés et continuent d'aggraver le risque de glissement sont :

- Le sapement de l'oued, du pied de talus impliquant une suppression de butée.
- L'altération des propriétés géotechniques des sols supportant le remblai. Les sols les plus affectés sont ceux qui ont des caractéristiques mécaniques faibles (sol de consistance molle à plastique) et/ou sensibles aux variations d'humidité.
- Les pressions engendrés par l'écoulement des eaux sous le remblai et traversant les limons argileux et marnes altérées.
- Absence d'un système d'évacuation des eaux pluviales (côté droit de la route).
- Butée en gabions et enrochements existants déformées et affaissées constituant une surcharge motrice.

IV.8. Conclusion:

La RN 10 traverse un site vallonné, dont le régime hydraulique, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterraines se dirigeant vers l'aval, favorisent les mouvements des sols supportant le remblai. Les dégradations sont observées côté remblai.

Chapitre V :

Campagne d`investigation géotechnique

V.1 Généralité sur la reconnaissance du sol :

Cette phase permet de définir les emprises du glissement et de caractériser les sols concernés par le glissement.

Pour cela des campagnes de reconnaissance in-situ interviennent comme moyen indispensable permettant de fournir les renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, d'apprécier leur homogénéité et d'estimer leurs caractéristiques. Ces campagnes s'appuient sur les résultats des sondages carottés et les essais géotechniques telles que : les essais de pénétration dynamique et statique, les pressiomètres, etc...

V.1.1. Essais in-situ (Sondage carotté) :

Le sondage carotté (figure 79) permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons remanés ou intacts permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol.

Celles-ci sont utilisées, entre autres pour étudier la résistance au cisaillement du sol.



Figure 79 : Photo de prélèvement de sondage carotté.

Les échantillons extraits sont dits « remanés » lorsque les conditions de leur conservation et transport détruisent l'état de la structure de sol tel qu'il était en place. Ces échantillons utilisés pour identifier les sols notamment par les essais de granulométrie, de 'limites d'ATTERBERG' et de poids volumique etc.

Les échantillons extraits sont dits « intacts » lorsque l'on prend le plus grand soin dans ce cas consiste à paraffiner l'échantillon de sol dès son extraction ; ce qui permettra de conserver au maximum la structure et l'état du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons

peuvent servir à tous les essais de laboratoire aussi bien d'identification (granulométrie, limites d'Atterberg...) que mécanique (cisaillement et compressibilité).

Il est à signaler que les forages, obtenus suite à un sondage carotté peuvent être utilisés soit pour détecter la présence éventuelle d'une nappe phréatique par la mise en place de piézomètres, soit pour la réalisation de l'essai préssiométrique Ménard.

Il est important de signaler aussi que les sondages carottés étant la partie la plus coûteuse d'une campagne de reconnaissance géotechnique ; il importe d'arrêter judicieusement leur implantation et d'exploiter au maximum les renseignements qu'ils peuvent fournir.

V.1.2. Essais de laboratoire :

V.1.2.1. Catégories d'essais de laboratoire :

Outre l'investigation expérimentale in-situ, permettre à réaliser une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol, remaniés ou intact, extraits lors du sondage carotté réalisé.



Figure 80: Photo d'un laboratoire où les essais réalisés.

— Les essais de laboratoires peuvent être subdivisés en trois (03) grandes catégories :

- **Les essais d'identification :**

Ceux sont essentiellement le la « teneur en eau », les « limites d'Atterberg », la « granulométrie » (par tamisage ou par sédimentométrie) et l'analyse chimique.

- **Les essais de résistances :**

Ceux sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des

fondations superficiels ou profondes, des ouvrages de soutènements, ...etc. parmi ces essais réalisé pour cette projet, est l'essai de cisaillement direct (voir figure 81) .



Figure 81 : Dispositif de l'essai de cisaillement.

- **Les essais de compressibilités :**

Ceux sont les essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, ...etc.). Le plus connu est l'œdomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilités nécessaires pour évaluer ces tassements.

V.2. Campagne d'investigation réalisée :

Dans le cadre de confortement de glissement de terrain sur la RN10 au Pk 10+700 entre les wilayas de Constantine et Oum el Bouaghi au niveau de la commune de Sigus, l'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics (C.T.T.P) a procédé à Un programme d'investigations géotechniques, qui comporte les investigations suivantes :

- Réalisation d'un levé topographique sur site (tronçon de la route) ;
- Essais in situ ;
 - Deux (02) sondages carottés (SC01 en tête et SC02 à mi-talus) notent SC1, SC2, sur la carte équipés de piézomètre.
- Essais de laboratoire ;
 - Identification sur échantillons intacts.
 - Cisaillement à la boîte.

V.2.1. Essais in-situ :

V.2.1.1. Sondage carotté :

L'emplacement de ces sondages notes SC01, SC02, est montré sur la figure (82) intitulée « plan de levé topographique ``implantations des sondages carotté`` ».

N.B : La ligne en rouge continue au milieu de la route dans le plan de levé topographique représente la fissure et l'affaissement le long de la chaussée, enivrent (85 a100m).

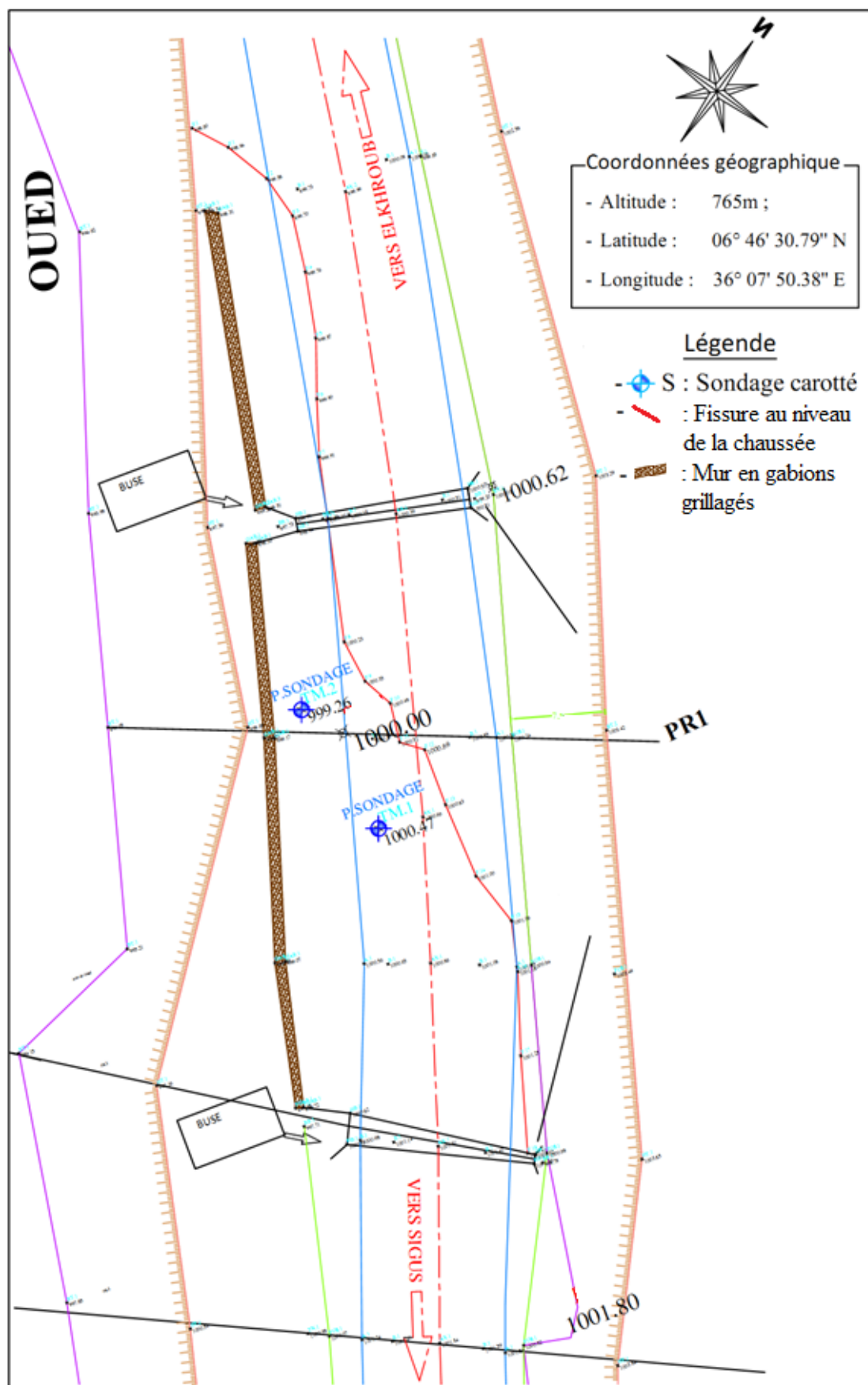


Figure 82 : Carte d'implantation des essais in situ du site ``plan de levé topographique``.

❖ **Lithologie :**

Les deux sondages carottés (SC1 & SC2), réalisés respectivement en tête et à mi-talus, révèlent un substratum marno calcaire, de couleur grise et compacte, atteint à une profondeur de 13.5m (SC1), surmontée par des marnes schisteuse d'une épaisseur allant de 5.5 m à 7 m, en tête du talus limons argileux caillouteux d'une épaisseur de 4m, l'ensemble est coiffé par un remblai routier (alluvions et encroûtements calcaires) de 2 m d'épaisseur.

➤ Les coupes lithologiques résultantes de ces sondages carottés sont données ci-après.

(Voire aussi Annexe).

SC01 :

0.00 - 2.00	Remblai routier.
2.00 - 6.20	Limon argileux de couleur brunâtre graveleux caillouteux.
6.20 - 13.20	Marne brun verdâtre gypseuse, plastique devenant grise, schistosée à partir de 8,2 m, avec passage très altéré et comprimé.
13.20 - 15.00	Marno calcaire de couleur gris foncé compacte, localement fracturée.

SC02 :

0.00 - 2.20	Remblai routier.
2.20 - 4.60	limon argileux de couleur brunâtre caillouteux.
4.60 - 6.20	Marne de couleur brunâtre plastique.
6.20 - 7.00	Alluvions grossières roulées.
7.00 - 10.00	Marne Schisteuse de couleur gris foncé.

V.2.1.2. Essai piézométrique :

Les piézomètres « ouverts » sont de simples tubes, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde (poids ou contacteur électrique). Il existe des systèmes plus sophistiqués utilisant un capteur de pression en bout de tube.

Ils sont aussi utilisés afin de réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau...) dans le but d'en analyser les composants. Cela est souvent le cas après une pollution où la nappe peut être surveillée de cette façon durant plusieurs années.

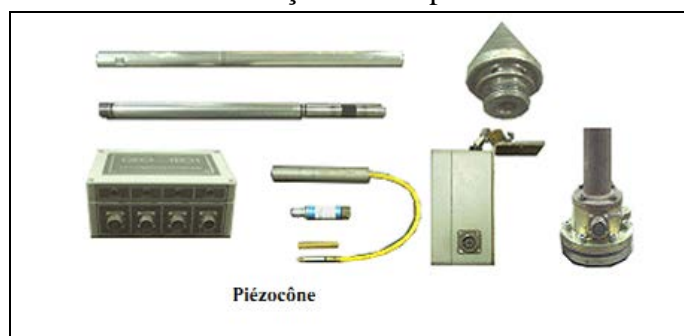


Figure 83 : Dispositifs des piézomètres.

Le niveau piézométrique relevé de site variable entre 7 m et 7.5 m à partir du terrain naturel, en date du 20/10/2011.

V.2.2. Essais de laboratoire :

Deux (02) sondages carottés en été réalisés au site étudié, à partir des quels des échantillons de sol sont extraits.

Pour que les essais de laboratoires soient plus représentatifs, on réalise pour le sondage un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes.

V.2.2.1. Liste des essais de laboratoire réalisés :

Seront réalisées sur des échantillons prélevés dans les sondages carottés à différentes profondeurs. Ces analyses consistent plusieurs essais comme le montre le tableau suivant :

N° Sondage	N° échantillon et Profondeur	Nature échantillon	Type d'essais
SC1	Echantillon 3/ Pf : 2.20-2.50m	Intact	- Teneur en eau - Limites d'Atterberg - Granulométrie
	Echantillon 6/ Pf : 6.50-6.95m	Intact	- Teneur en eau - Limites d'Atterberg - Granulométrie - Essai de cisaillement CD
	Echantillon 2/ Pf : 7.50-8.10m	Intact	- Teneur en eau - Limites d'Atterberg - Granulométrie - Essai de cisaillement UU
SC2	Echantillon 5/ Pf : 4.20-4.50m	Intact	- Teneur en eau - Limites d'Atterberg - Granulométrie
	Echantillon 1/ Pf : 4.60-4.95m	Intact	- Teneur en eau - Limites d'Atterberg - Granulométrie - Essai de cisaillement UU
	Echantillon 4/ Pf : 4.95 -5.35m	Intact	- Teneur en eau - Limites d'Atterberg - Granulométrie - Essai de cisaillement CD

Tableau 7 : Essais de laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site.

V.2.2.2. Résultats des essais de laboratoire:

a-Teneur en eau naturelle :

Pour le site étudié Six (06) essais pour la détermination de la teneur en eau ont été réalisés, dont les résultats sont donnés dans le tableau (8).

b-Poids volumique :

Suite à l'essais de détermination de la teneur en eau Six (06) mesures de poids volumique ont été faites, dont les résultats sont donnés dans le tableau (8).

➤ Calcul des paramètres physiques :

$$- Sr = \frac{w}{\gamma_w} \left/ \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \right. \cdot 100 \quad , \quad - \gamma_h = \gamma_d (1+w),$$

$$- \gamma_{sat} = \gamma_d (1+w_{sat}) \quad , \quad - w_{sat} = W/Sr.$$

N° Sondage	Prof (m)	γ_d (KN/m ³)	Wnat (%)	Wsat (%)	Sr (%)	γ_h (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)
SC 01	2.20-2.50	16.20	21.49	24.69	87.03	19.68	20.20
	6.50-6.95	15.50	27.4	24.48	99.71	19.74	19.29
	7.50-8.10	18.40	15.08	17.31	87.11	21.17	21.58
SC 02	4.20-4.50	16.40	18.43	23.94	76.99	19.42	20.32
	4.60-4.95	15.10	28.09	29.19	96.23	19.34	19.50
	4.95-5.35	15.60	26.57	27.06	98.17	19.74	19.82

Tableau 8 : Résultats des essais de laboratoire ; caractéristique physiques
« Poids volumique – teneur en eau ».

c-Limite d'Atterberg :

Six (06) mesures des limites d'Atterberg sont exécutées sur des échantillons de projet dont les résultats sont donnés ci-après (Voire aussi Annexe).

N° Sondage	Prof (m)	WP	WL	Ip
SC 01	2.20-2.50	27.5	59.7	32.2
	6.50-6.95	28.7	74	45.3
	7.50-8.10	24.7	51.3	26.6
SC 02	4.20-4.50	24.5	52.6	28.1
	4.60-4.95	32.5	77	44.5
	4.95-5.35	27.4	61.9	34.5

Tableau 9: Résultats des essais de laboratoire ; caractéristique physiques « limites d'Atterberg ».

d – Analyse granulométrique :

Les classifications se font selon les courbes granulométriques (voir Annexe), des Essais d'identification des deux couches des différents sondages.

Six (06) essais d'analyses granulométriques réalisés dont les résultats sont donnés ci- après :

1-Limon argileux :

-Le SC01 (Profondeur 2.2 - 2.5m) :

Tamisât (80 μ m) = 57% > 50%. IL s'agit d'un sol fin. Sur le diagramme de plasticité à la figure (84), Le point ayant pour coordonnées $W_L = 59,7$ et $I_p = 32,2$ est au-dessus de la ligne « A ». Il s'agit d'une argile très plastique At.

-Le SC02 (Profondeur 4.20 - 4.50m) :

Tamisât (80 μm) = 44% < 50%. IL s'agit d'un sol grenu. Tamisât (2mm)=54% et le pourcentage des éléments entre 80 μm et 2mm est :

54-44=10% < Refus (80 μm) /2= (100-44)/2=28%, Alor il s'agit de grave.

Plus de 12% < Tamisât (80 μm), donc Le point ayant pour coordonnées $W_L = 52,6$ et $I_p = 28,1$ est au-dessus de la ligne « A ».Il s'agit d'une graves argileuses GA.

2 - Marne :**-Le Sondage 02 (Profondeur 4.60 - 4.95m) :**

Tamisât (80 μm) = 79% > 50%. IL s'agit d'un sol fin. Sur le diagramme de plasticité à la figure (84), Le point ayant pour coordonnées $W_L = 77$ et $I_p = 44.5$ est au-dessus de la ligne « A ».Il s'agit d'une argile très plastique At.

-Le SC02 (Profondeur 4.95 – 5,35m) :

Tamisât (80 μm) = 93% > 50%. IL s'agit d'un sol fin. Sur le diagramme de plasticité à la figure (84), Le point ayant pour coordonnées $W_L = 61.9$ et $I_p = 34.5$ est au-dessus de la ligne « A ».Il s'agit d'une argile très plastique At.

-Le SC01 (Profondeur 6.5 - 6.95 m) :

Tamisât (80 μm) = 88% > 50%. IL s'agit d'un sol fin. Sur le diagramme de plasticité à la figure (84), Le point ayant pour coordonnées $W_L = 74$ et $I_p = 45.3$ est au-dessus de la ligne « A ».Il s'agit d'une argile très plastique At.

-Le Sondage 01(Profondeur 7.5 - 8.10 m) :

Tamisât (80 μm) = 80% > 50%. IL s'agit d'un sol fin. Sur le diagramme de plasticité à la figure (84), Le point ayant pour coordonnées $W_L = 51,3$ et $I_p = 26.6$ est au-dessus de la ligne « A ».Il s'agit d'une argile très plastique At.

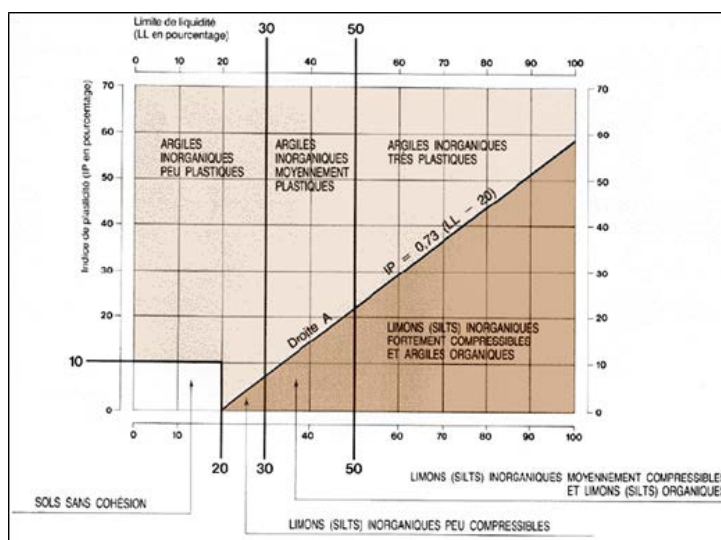


Figure 84 : Abaque de plasticité de CASAGRANDE.

➤ **Classification des sols :**

Une des intérêts de la classification d'un sol est de renseigner sur la façon dont ce sol va se comporter dans un ouvrage réel, pendant la construction ou sous les charges structurale.

Les résultats de la classification des sols du site de projet sont donnés sur le Tableau (10) (Voire aussi Annexe).

type	Sond	Prof. (m)	%80 μ	%2mm	Cu	Cc	WL	Ip	Classe
Argile	SC 01	2.20-2.50	57	-	-	-	59,7	32,2	At
	SC 02	4.20-4.50	44	54	-	-	52,6	28,1	GA
Marne	SC 02	4.60-4.95	79	-	-	-	77	44.5	At
	SC 02	4.95-5	93	-	-	-	61.9	34.5	At
	SC 01	6.5 - 6.95	88	-	-	-	74	45.3	At
	SC 01	7.5 - 8.10	80	-	-	-	51,3	26.6	At

Tableau 10 : Résultats de classification des sols du site.

▪ **Classification de Limon argileux :**

Selon la classification LCPC, ces matériaux font partie des sols grenus, soient des graves argileuses GA à argile très plastique At.

▪ **Classification de marne :**

Selon la classification LCPC, ces matériaux font partie des sols fins, ($W_L > 50\%$) soient des argiles très plastiques At.

e - Essais de résistance au cisaillement des sols :

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture au moment de celle-ci.

En effet, lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe des contraintes de cisaillement. Ces contraintes entraînent des déformations du sol qui peuvent être importantes le long de certaines surfaces appelées surfaces de glissement ou de rupture.

1-Types d'essais

. **L'essai UU :**

L'éprouvette ne subit aucune consolidation ni aucun drainage préalables, sous la contrainte normale σ de l'essai. C'est un essai rapide, et sauf cas particulier, la droite de

Coulomb dans le diagramme $\tau = f(\sigma)$ est horizontal pour un sol cohérent saturé. La rapidité de l'essai doit être telle qu'elle ne permette aucun drainage de l'échantillon, on obtient l'équation : $\tau = Cu$.

. **L'essai CD :**

Cet essai est composé de deux phases ; une phase de saturation avec consolidation comme pour l'essai précédent et une phase de cisaillement. La vitesse de cisaillement doit être

suffisamment lente pour que la pression interstitielle de l'eau puisse se dissiper et ainsi être considérée comme nulle à chaque instant.

Il en résulte que $\sigma = \sigma'$. L'essai se fait donc en contraintes effectives. L'équation de Coulomb est donc : $\tau = C' + \sigma' \tan \phi'$.

2- Résultats donné :

Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différentes profondeurs de site, ils ont réalisé quatre (04) essais de cisaillement direct, deux (02) essais de type non consolidé non drainé (UU) et deux (02) essais de type consolidé drainé (CD).

Le but de l'essai de cisaillement est de déterminer les valeurs de la cohésion C et de l'angle de frottement.

Les résultats de cet essai de résistance sont donnés ci-après (Voire aussi Annexe).

Sondage	Profondeur (m)	Essais	Cohésion C (kpa)	Angle de frottement ϕ (°)
SC 01	7.5-8.1	UU	46	8.4
	6.5-6.95	CD	4	19.07
SC02	4.6-4.95	UU	31	3.32
	4.95-5.35	CD	6	28.22

Tableau 11 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site.

V.3. Conclusion :

Les deux sondages carottés (SC1 & SC2), réalisés respectivement en tête et à mi-talus, révèlent un substratum marno calcaire, de couleur grise et compacte, atteint à une profondeur de 13.5m (SC1), surmontée par des marnes schisteuse d'une épaisseur allant de 5.5 m à 7 m, en tête du talus limons argileux caillouteux d'une épaisseur de 4m, l'ensemble est coiffé par un remblai routier (alluvions et encroûtements calcaires) de 2 m d'épaisseur.

Le niveau piézométrique relevé variables entre 7 m et 7.5 m à partir du terrain naturel, en date du 20/10/2011.

Selon la classification LCPC, le limon argileux fait partie des sols grenus, soient des graves argileuses GA à argile très plastique At. et la marne fait partie des sols fins, ($W_L > 50\%$) soient des argiles très plastiques At.

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (C_u, ϕ_u). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques (C_{CD}, ϕ_{CD}).

Chapitre VI :

Calcul du Stabilité et solutions de Confortement

VI.1. Introduction :

Ce qui suit est consacré à l'analyse de la stabilité et le confortement du glissement « survenu sur la RN 10 au PK 10+700 dans la commune de Sigus, wilaya d'Oum El-Bouaghi»

L'analyse de la stabilité a pour but de déterminer les coefficients de sécurité des cercles de glissements les plus probables. Le calcul se fait d'une manière automatique en utilisant le logiciel TALREN V4 ou la méthode utilisé de Bishop. Un calcul manuel est établi pour le cercle critique en utilisant la méthode de Fellenius, (trois solutions de confortement sont proposées pour la présente étude).

VI.2. Hypothèses de calcul :

Sur un profil représentatif du glissement, on s'assure que le calcul de stabilité donne un coefficient de sécurité $F_0=1$ avec les paramètres (résistance au cisaillement mobilisable, niveau de la nappe, géométrie, etc.) à l'époque de la rupture on fait alors varier l'équilibre des masses, les niveaux des nappes, les caractéristiques mécaniques, la surcharge du trafic routier ,le séisme etc., ce qui fournit, pour chaque technique de stabilisation, le gain de stabilité $\Delta F/F_0$ que l'on peut espérer obtenir.

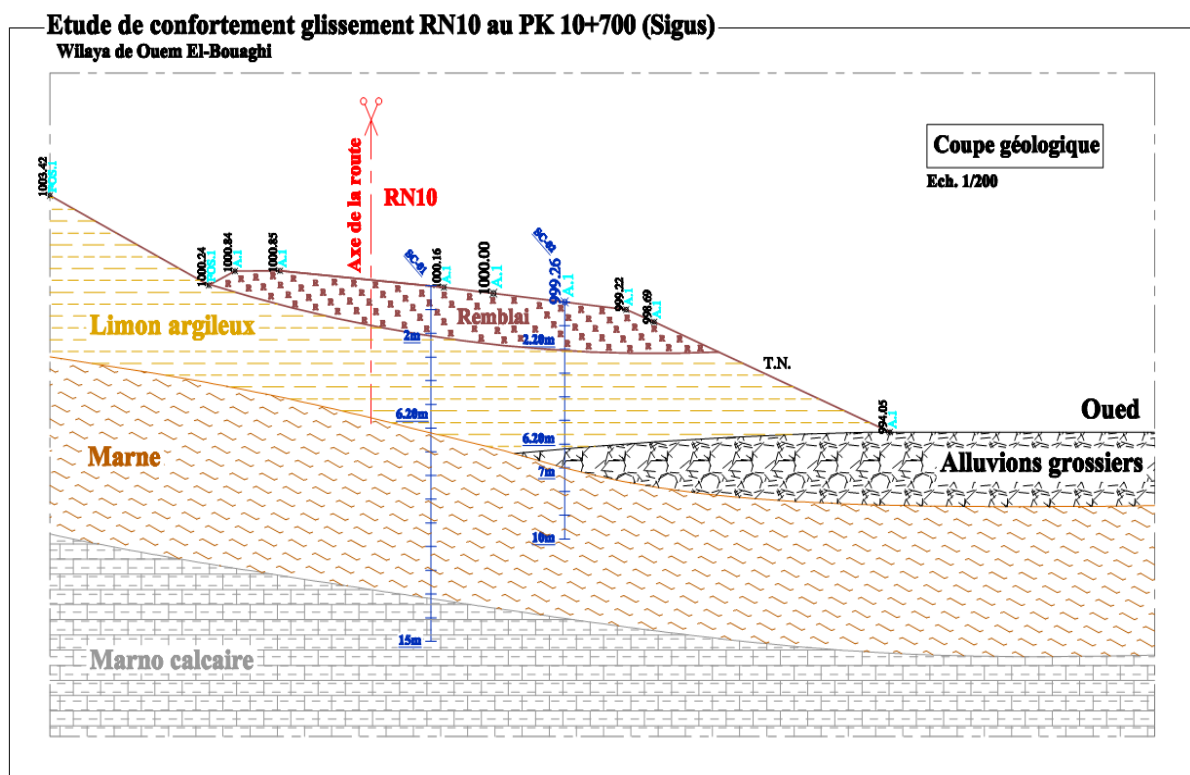


Figure 85 : profil type de calcul.

Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans son axe suivant la ligne de la plus grande pente ; le profil N°1 (type) a été choisi pour le cas le plus défavorable (voir figure 85). Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont les plus défavorables (proche de la résiduelle).

Le terrain étudié est constitué de cinq types de sols:

- ◆ La couche de **Remblai** dont les caractéristiques mécaniques sont :

$$\varphi = 20^\circ, \quad \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, \quad C = 5 \text{ kPa} ;$$

- ◆ La couche de **Limon argileux** dont les caractéristiques mécaniques sont :

$$\varphi = 5^\circ, \quad \gamma = 19.50 \text{ kN/m}^3, \quad C = 20 \text{ kPa} ;$$

- ◆ La couche de **Marne** dont les caractéristiques mécaniques sont :

$$\varphi = 3^\circ, \quad \gamma = 20.54 \text{ kN/m}^3, \quad C = 35 \text{ kPa} ;$$

- ◆ La couche d'**Alluvions grossiers** dont les caractéristiques mécaniques sont :

$$\varphi = 23^\circ, \quad \gamma = 19 \text{ kN/m}^3, \quad C = 3 \text{ kPa} ;$$

- ◆ La couche de **Marno calcaire** dont les caractéristiques mécaniques sont :

$$\varphi = 0, \quad \gamma = 21 \text{ kN/m}^3, \quad C = 40 \text{ kPa} ;$$

VI.3. Modélisation des actions et des charges :

La modélisation de l'effort sismique ce fait par insertion du coefficient d'accélération sismique A qui est pris égale à 0.10g.

Plus exacte il faut introduire le coefficient d'accélération sismique horizontale et verticale, d'après le RPA 99 – 2003 :

$$K_h = 0.5A \text{ (\%)}, \quad K_v = 0.3K_h \text{ (\%)}.$$

Les surcharges dues au trafic routier sont modélisées comme des forces réparties verticalement de 20 kPa.

La nappe est modélisée par une ligne qui s'étende de la partie amont vers la partie aval de la section traversant une ou plusieurs couches du sol.

VI.4. Calcul manuel de coefficient de sécurité :

Pour le calcul du coefficient de sécurité, ont utilisé les méthodes de FELLENIUS, cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches. C'est la première méthode de tranches développé et présenté dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

La méthode consiste, tout d'abord à découper le volume de sol considéré compris dans l'arc de glissement, en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux et on étudie l'équilibre de chaque tranche (*voir figure 86*).

La masse en mouvement sera découpée en tranche d'épaisseur constante. La formule donnant le coefficient de sécurité Fs est :

$$F_s = \frac{\sum C_i b + \sum (W_i \cos \alpha_i) \cdot \tan \varphi_i}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

Avec :

C' : Cohésion ;

- b : largeur de la tranche ;
- W: poids de la tranche ;
- ϕ : Angle de frottement interne du massif ;
- α : inclinaison de la tranche par rapport à l'horizontal ;
- n : nombre de tranche ;
- h : la hauteur de la tranche.

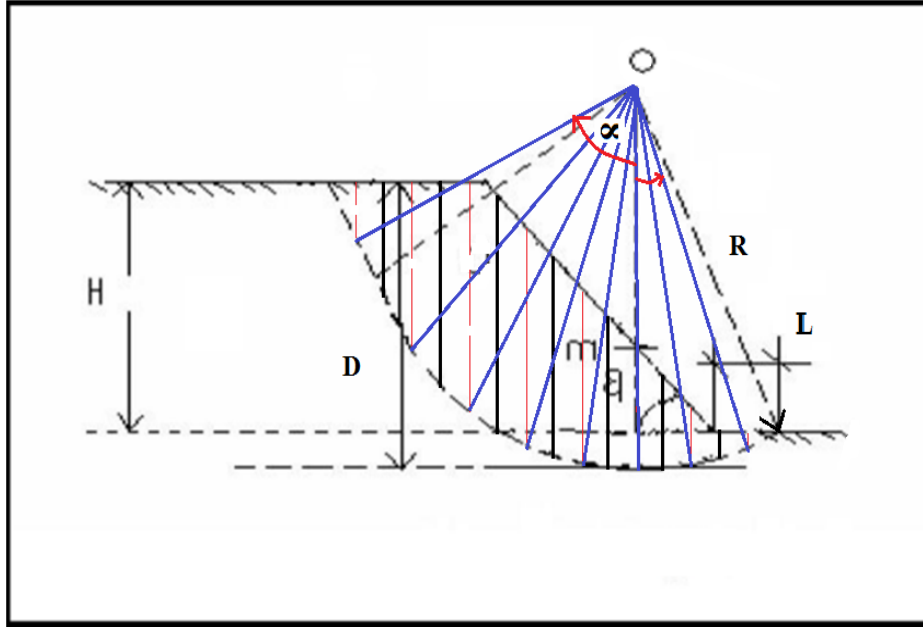


Figure 86 : exemple de schéma de calcul manuel.

Le calcul peut être réalisé en remplissant un tableau comme celui présenté ci-dessous :

cercle ni						
nombre des tranches	poids W	Nn W.cos α	Tn W.sin α	Ci.b / cos α	Nn.tg ϕ i	Fs
1						
2						
.						
.						
.						
n						
total			ΣTn	$\Sigma Ci.b / \cos\alpha$	$\Sigma Ni.tg\phi i$	Fs

Tableau 12 : tableau récapitulatif du calcul du facteur de sécurité selon fellenius.

VI.4.1. Calcul de Coefficient de sécurité Fs à l'état vierge (phase initiale) :

Après le traçage de schéma (voir annexe), et introduire des défient caractéristique de sol le calcul donne :

cercle		R = 15,9						
Tranches	hi (m)	Wi	α_i (°)	φ (°)	C (KPa)	$\cos\alpha$	$\sin\alpha$	$\text{tg}\varphi$
1	1,6	57,6	51	20	5	0,629	0,777	0,363
2	3,7	138	39	20	5	0,777	0,629	0,363
3	5.1	192,3	29	3	20	0,874	0,484	0,052
4	6	228,9	20	3	20	0,939	0,342	0,052
5	6.2	198	11	3	20	0,981	0,19	0,052
6	4.7	179,4	3	3	20	0,998	0,052	0,052
7	3.9	147,9	-4	3	20	0,997	-0,06	0,052
8	2.9	108,9	-12	3	20	0,978	-0,207	0,052
9	1.6	59,1	-20	23	3	0,939	-0,342	0,424
10	0.5	18	-28	23	3	0,882	-0,469	0,424

Tableau 13 : Caractéristiques des tranches correspondant au cercle critique (état vierge).

Cercle critique					
Tranches	$N_n=W.\cos\alpha$	$N_n.\text{tg}\varphi$	$T_n=w.\sin\alpha$	$C.b/\cos\alpha$	Fs
1	36,2304	13,151635	44,7552	15,89825119	
2	107,226	38,923038	86,802	12,87001287	
3	168,0702	8,7396504	93,0732	22,88329519	
4	214,9371	11,176729	78,2838	21,29925453	
5	194,238	10,100376	37,62	20,38735984	
6	179,0412	9,3101424	9,3288	20,04008016	
7	147,4563	7,6677276	-8,874	20,06018054	
8	106,5042	5,5382184	-22,5423	20,44989775	
9	55,4949	23,529838	-20,2122	6,389776358	
10	15,876	6,731424	-8,442	6,802721088	
					1,04195108

Tableau 14 : Calcul du facteur de sécurité correspondant au cercle critique (état vierge).

❖ Résultat :

On remarque d'après le résultat que $F_s = 1,04 < 1,5$, (à l'état vierge) et cela veut dire que le versant est instable, d'où une méthode de confortement est envisageable pour stabiliser le talus.

VI.4.2. Calcul de Coefficient de sécurité Fs à l'état saturé :

$$\text{Pour ; } F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} \left[C_i \frac{b}{\cos \alpha} + \left(W \cdot \cos \alpha - \frac{U \cdot b}{\cos \alpha} \right) \cdot \tan \varphi_i \right]}{\sum_{n=1}^{n=m} W \cdot \sin \alpha}$$

cercle R = 15,9												
Tranche	hi (m)	b (m)	Hw (m)	b(m)	Wi	γ_w	α_i (°)	φ (°)	C (KPa)	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$\text{tg} \varphi$
1	1.6	2	2,7	2	57,6	10	51	20	5	0,629	0,777	0,363
2	3.7	2	3,1	2	138	10	39	20	5	0,777	0,629	0,363
3	5.1	2	3,45	2	192,3	10	29	3	20	0,874	0,484	0,052
4	6.0	2	3,1	2	228,9	10	20	3	20	0,939	0,342	0,052
5	6.2	2	2,5	2	198	10	11	3	20	0,981	0,19	0,052
6	4.7	2	1,9	2	179,4	10	3	3	20	0,998	0,052	0,052
7	3.9	2	1,3	2	147,9	10	-4	3	20	0,997	-0,06	0,052
8	2.9	2	0,7	2	108,9	10	-12	3	20	0,978	-0,207	0,052
9	1.6	2	0,2	2	59,1	10	-20	23	3	0,939	-0,342	0,424
10	0.5	2	0	2	18	10	-28	23	3	0,882	-0,469	0,424

Tableau 15 : Caractéristiques des tranches correspondant au cercle critique (état saturé).

Cercle critique								
Tranche	$N_n = W \cdot \cos \alpha$	$N_n \cdot \text{tg} \varphi$	$T_n = w \cdot (\sin \alpha)$	$C \cdot b / \cos \alpha$	$U = \gamma_w \cdot H_w$	$U \cdot b / (\cos \alpha)$	$\left(W \cdot \cos \alpha - \frac{U \cdot b}{\cos \alpha} \right) \cdot \tan \varphi_i$	F_s
1	36,2304	13,151635	44,7552	15,89825119	27	85,76	-22,14542	
2	107,226	38,923038	86,802	12,87001287	31	79,76	23,8892791	
3	168,0702	8,7396504	93,0732	22,88329519	34,5	78,88	83,2456759	
4	214,9371	11,176729	78,2838	21,29925453	31	65,97	116,698433	
5	194,238	10,100376	37,62	20,38735984	25	50,93	54,1613535	
6	179,0412	9,3101424	9,3288	20,04008016	19	38,05	13,2414836	
7	147,4563	7,6677276	-8,874	20,06018054	13	26,06	-12,5263828	
8	106,5042	5,5382184	-22,5423	20,44989775	7	14,31	-20,8674272	
9	55,4949	23,529838	-20,2122	6,389776358	2	4,26	-10,3609875	
10	15,876	6,731424	-8,442	6,802721088	0	0,00	-1,34259184	
								0,776

Tableau 16 : Calcul du facteur de sécurité correspondant au cercle critique (état saturé).

❖ Résultat :

On remarque d'après le résultat que $F_s = 0,776 < 1,5$, (à l'état saturé) et cela veut dire que le versant est instable, d'où une méthode de confortement est envisageable pour stabiliser le talus.

VI.5. Calcul du facteur de sécurité à l'aide du logiciel TALREN V4 :

L'étude de stabilité, objet de cette étude a été effectuée à l'aide du programme TALREN version 4 dont le calcul est basé sur la méthode des tranches. Ce programme consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums ($F_s \leq 1$).

En rupture circulaire, le coefficient de sécurité (F_s) est calculé par les approches de Bishop et Jambu (perturbation circulaire) et en rupture non circulaire, par la méthode des perturbations non circulaires.

Dans ce programme, excepté la géométrie, toutes les données du problème sont modifiables simplement de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques) et donc de dégager l'influence de chacun des paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement, orienté vers le haut. Le profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

Après la sélection des méthodes de calcul, le programme demande des informations complémentaires pour exécuter les calculs, ces informations sont introduites dans le menu du programme.

VI.5.1. Méthodologie de travail :

Plusieurs séries de calcul de stabilité ont été effectuées sur le profil considéré. L'objectif de ces calculs est comme suit :

- Déterminer toutes les probabilités de rupture ($F_s \leq 1$) qui peuvent affecter le talus ;
- D'analyser le mécanisme de rupture observé ;
- De définir le dispositif confortatif ($F_s > 1$).

En s'appuyant sur l'observation visuelle du glissement (la géométrie et la géomorphologie du versant instable) et sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain (cohésion C , angle de frottement interne ϕ , densité humide γ_hEtc.), les surfaces de ruptures les plus probables ont été testées (correspondant à un état d'équilibre limite).

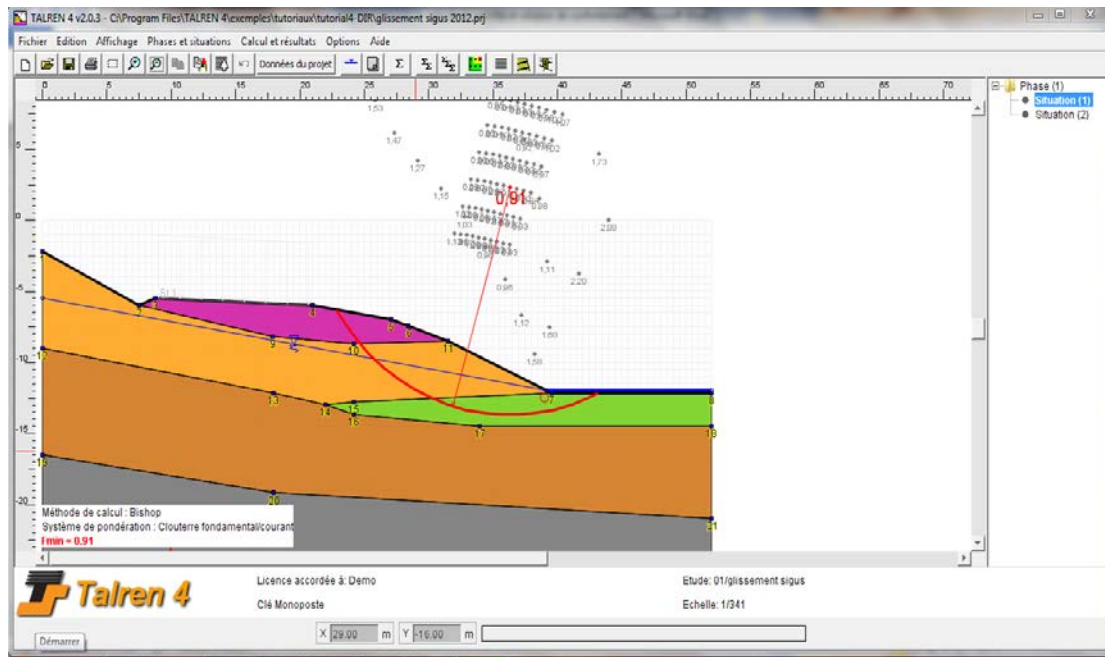
VI.5.1.1. Exécution de calcul :

Après la modélisation du talus et le calcul avec la méthode de Bishop, les différentes simulations ont abouti aux résultats suivants:

✓ Sous les sollicitations statiques :

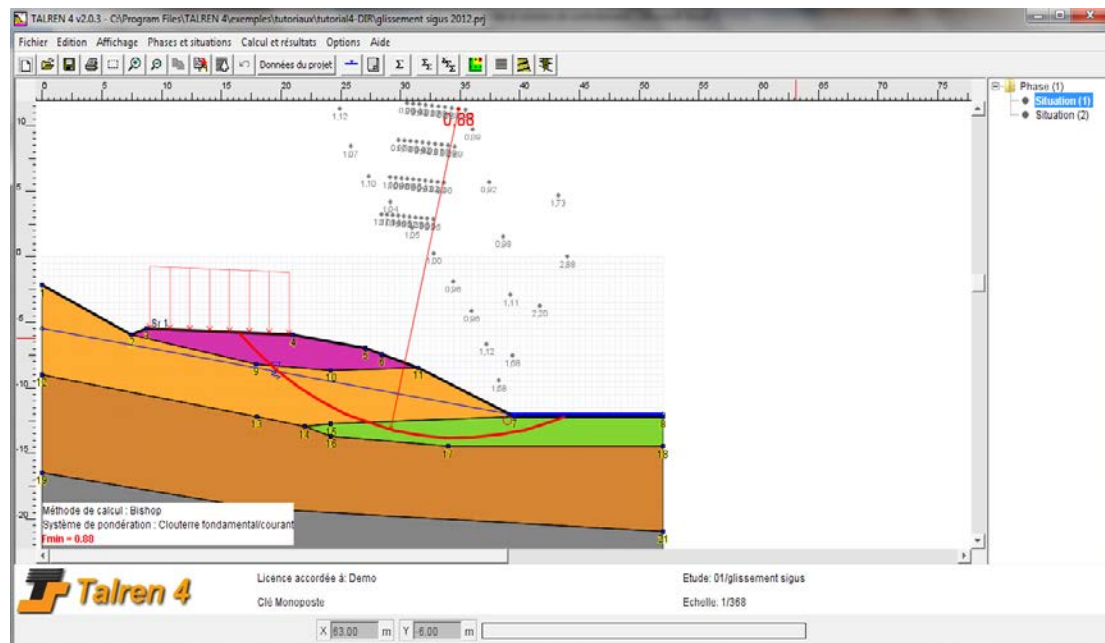
Système de Pondération: norme Clouterre fondamental / Ouvrage courant.

a). Sans chargement :



- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F de 1,02, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et F_u de 0.91 en considérant la pression interstitielle et ce, sans aucune mesure de confortement.

b). Avec chargement :

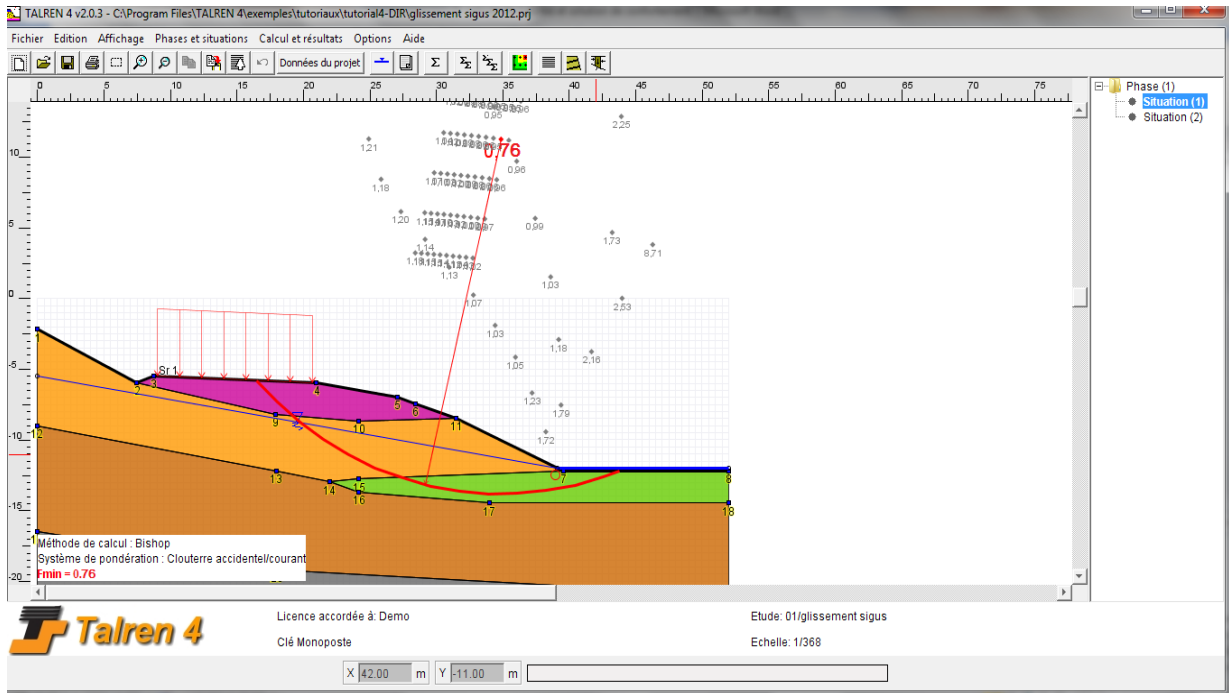


- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F de 0,97, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et F_u de 0,88 en considérant la pression interstitielle et ce, sans aucune mesure de confortement.

✓ **Sous sollicitation sismique :**

- Système de Pondération: norme Clouterre Accidentel / Ouvrage courant.

Le coefficient d'accélération de zone est de $A=0.10g$ selon le RPA 2003.



- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F de 0.84, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et F_u de 0.76 en considérant la pression interstitielle et ce, sans aucune mesure de confortement.

❖ **Observation :**

Autrement dit le talus est en situation d'équilibre instable sans mesures de confortement.

VI.5.1.2 Solutions de confortement :

Sachant que le site se situe en bord de rive d'Oued, il est sujet à des agressions dues aux eaux du court d'eau, et en cas exceptionnel lors des crues. Donc, le traitement des désordres nécessite la combinaison des solutions, en prenant compte de :

- Une gestion des eaux internes par drainage.
- Des solutions de confortation qui ont pour but la sauvegarde et la tenue de talus, avec prise en compte de protection de berge contre l'érosion.

Les solutions jugées les plus adéquates consistent en ce qui suit :

- Talus conforté par une butée en enrochement,
- Talus conforté par un mur en gabions,
- Talus conforté par mur en béton armé sur pieux + gabions matelas à l'aval.

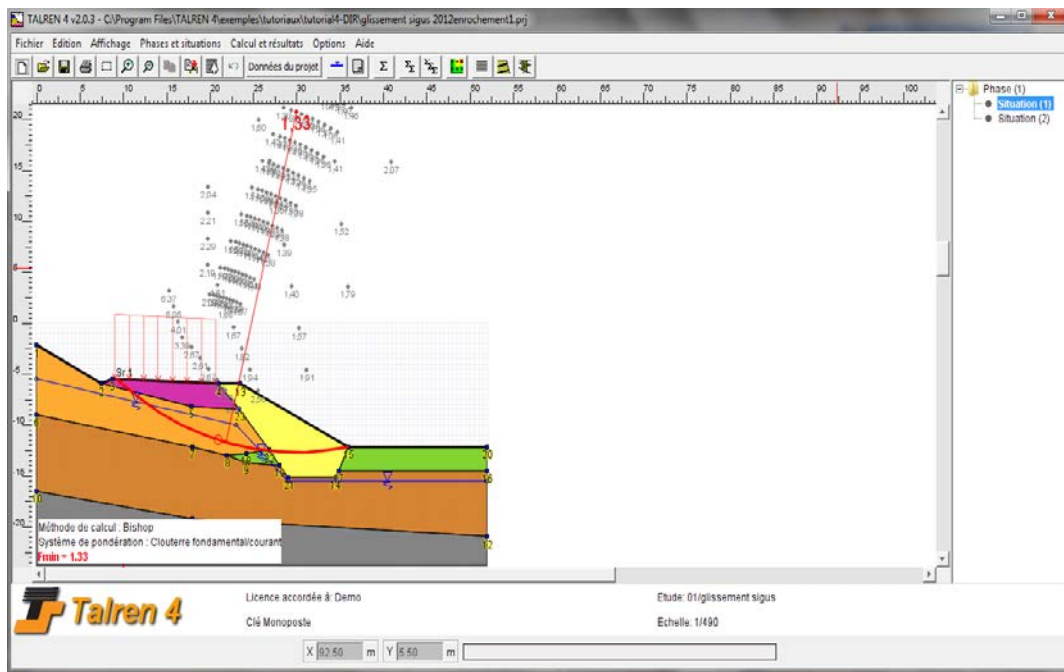
1) . Talus conforté par une buté en enrochements :

Le dispositif permet de stabiliser le glissement en jouant deux rôles essentiels à la fois qui sont, d'une part comme butée stabilisante puis de diminuer les pressions interstitielles dans le talus, et d'autre part, comme rempart contre l'érosion de berge.

Description du dispositif :

Le dispositif qui vérifie la stabilité est comme suit :

- Construction d'une butée de dimensions suivantes ;
 - Hauteur : 9 m.
 - Largeur : 5.5 m.
 - Longueur 100 m.
 - toile de géotextile, gravier.
 - Enrochements en pierres de gros calibre (non friables et sans ligne de fracture).
 - Pente talus 2/3.
- La butée devra être ancrée d'au moins 3m par rapport à la cote de l'oued.
- On prend comme caractéristique mécanique d'enrochements un angle de frottement $\varphi=45^\circ$, et une cohésion nul.
- **Vérification de la stabilité :**
 - ✓ **Sous sollicitations statiques :**
 - Système de Pondération: norme Clouterre fondamental / Ouvrage courant.

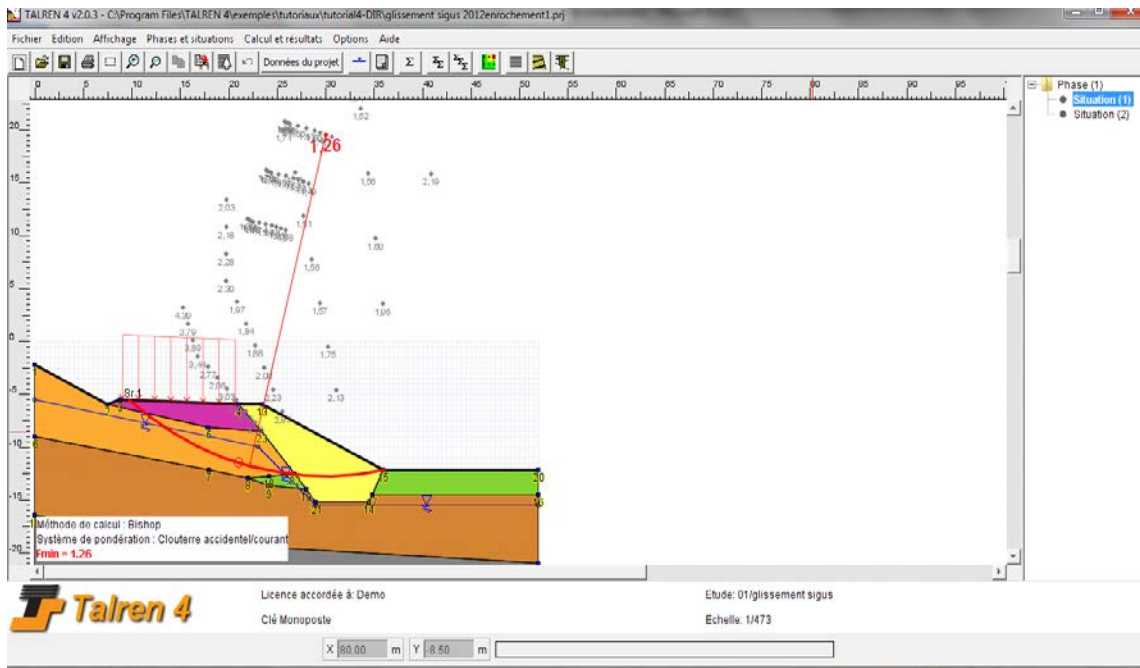


- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F de 1,44, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et Fu de 1,33 en considérant la pression interstitielle.

✓ **Sous sollicitation sismique :**

- Système de Pondération: norme Clouterre Accidentel / Ouvrage courant.

Le coefficient d'accélération de zone est de $A=0.10g$ selon le RPA 2003.



- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F de 1.34, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et F_u de 1.26 en considérant la pression interstitielle.

2) . Confortement par mur en gabions :

La technique de gabionnage est d'origine pharaonique, utilisée en vue du renforcement et de la lutte contre l'érosion du Nile, en ayant recours aux roseaux et roche.

Elle s'applique aux ouvrages situés en site aquatique maritime protégé (zone portuaire ou à l'abri de digue) ou en site aquatique terrestre (lac, rivière, zone inondable...), que les travaux soient réalisés en conditions immergées ou à sec.

Il peut s'agir d'ouvrages de soutènement ou de protection de berges, avec confortement de talus amont de la route, d'ouvrages de génie civil en milieu hydraulique, (seuils transversaux, déversoirs en gradins ou inclinés,).

Un ouvrage en gabions est composé d'élément indépendant, appelés cellules du gabion, dont la juxtaposition permet de construire un mur. la cellule est une caisse ou cage en grillage métallique galvanisé, remplie de matériaux de grandes dimension, telle que les cailloux, et les graviers.

Il présente plusieurs avantages, notamment la facilité de réalisation, la rapidité du procédé, et la perméabilité.

- **Description du dispositif :**

Le dispositif qui vérifie la stabilité est comme suit :

- Mur en gabions disposés en gradins de dimensions:
 - Largeur à la base : 5,5 m,
 - Hauteur : 8 m,
 - Largeur en tête : 2m,
 - Les fondations du mur seront ancrées à 3 m par rapport à la cote de l'oued.

- On prend comme caractéristique mécanique de gabions; un angle de frottement $\phi=40^\circ$, et une cohésion nul.

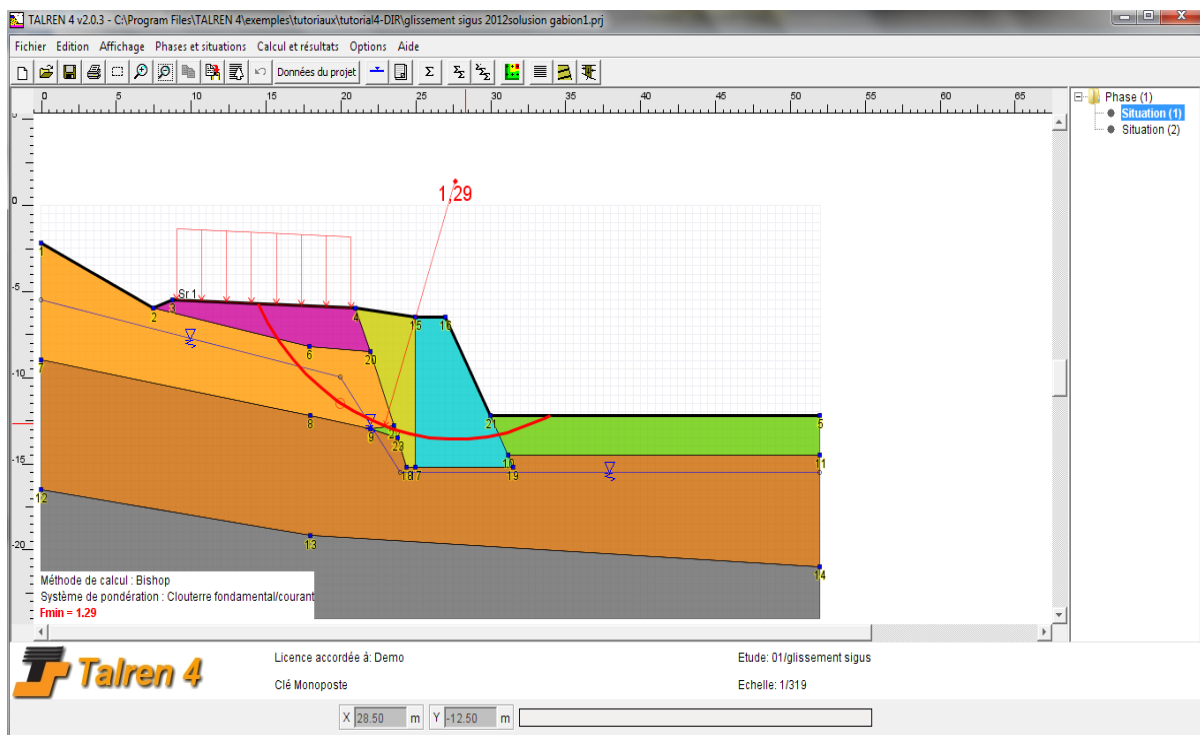
- **Remarques importantes :**

- Tuf compacté par coche de 30 cm avec drain constitué de gravier 15/25, avec PVC $\Phi 300$ perforé enveloppé d'un géotextile de filtration sur 100 ml serons mis en place derrière le mur en gabions.

- **Vérification de la stabilité :**

- ✓ **Sous sollicitations statiques :**

- Système de Pondération: norme Clouterre fondamental / Ouvrage courant.

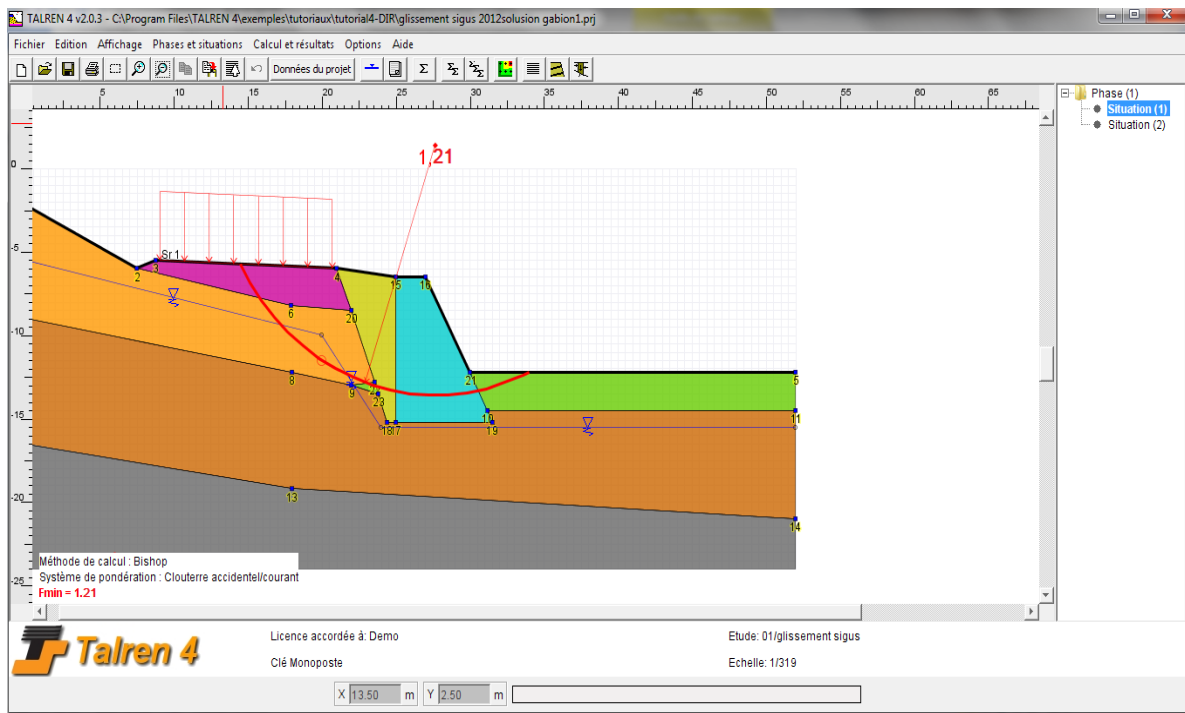


- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F de 1.35, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et F_u de 1.29 en considérant la pression interstitielle.

✓ **Sous sollicitation sismique :**

- Système de Pondération: norme Clouterre Accidentel / Ouvrage courant.

Le coefficient d'accélération de zone est de $A=0.10g$ selon le RPA 2003.



- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F de 1.32, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et F_u de 1.21 en considérant la pression interstitielle.

3) . Mur en béton armé sur pieux +gabions matelas:

Cette solution est combiner de deux technique, ils sages de confortement l'Amon de talus par un mur en béton armé sur pieux, et l'aval avec gabions matelas pour rempart contre l'érosion provoqué par l'oued.

- **La première ;** consiste en la réalisation d'un mur de soutènement en béton armé reposant sur pieux dont le clouage est destiné à stabiliser une masse de sol instable ou potentiellement instable le long d'une surface de rupture. La stabilisation est alors obtenue par transmission des efforts depuis la masse instable vers le substratum. Le pré dimensionnement est comme suit :
 - Voile : Hauteur 3m, épaisseur de 30cm sur une longueur de 100m.
 - Semelle en béton armé : épaisseur 40cm, largeur 2m
 - Pieux de 1.2m de diamètre, longueur de 13.5m, ancrés dans les marno calcaires de 3 fois le diamètre, espacement horizontale entre pieux de 2.4m.
 - Résistance minimale au cisaillement des pieux est de 540 Kn/ml

- **La deuxième** ; Réalisation d'un système de Protection superficielle de berge par gabions-matelas sous un géotextile de filtration (technique de protection parafouille) a l'aval de talus comme schématisé ci-dessous :

◆ Légende

- 1 - Végétalisation possible
- 2 - Gabions-matelas épaisseur 30cm, géotextile de filtration

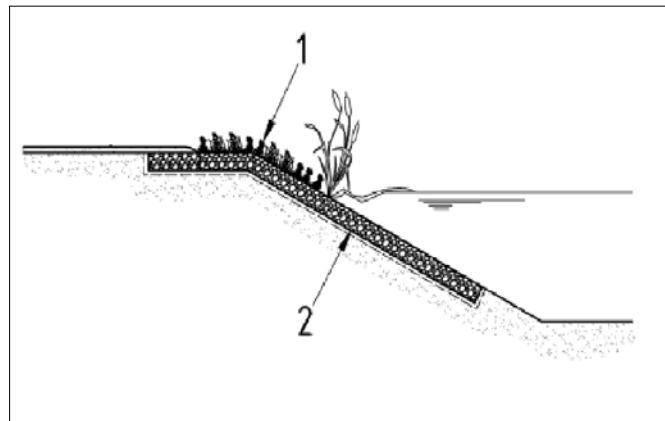


Figure 87 : schéma de Protection superficielle de berge par gabions matelas.

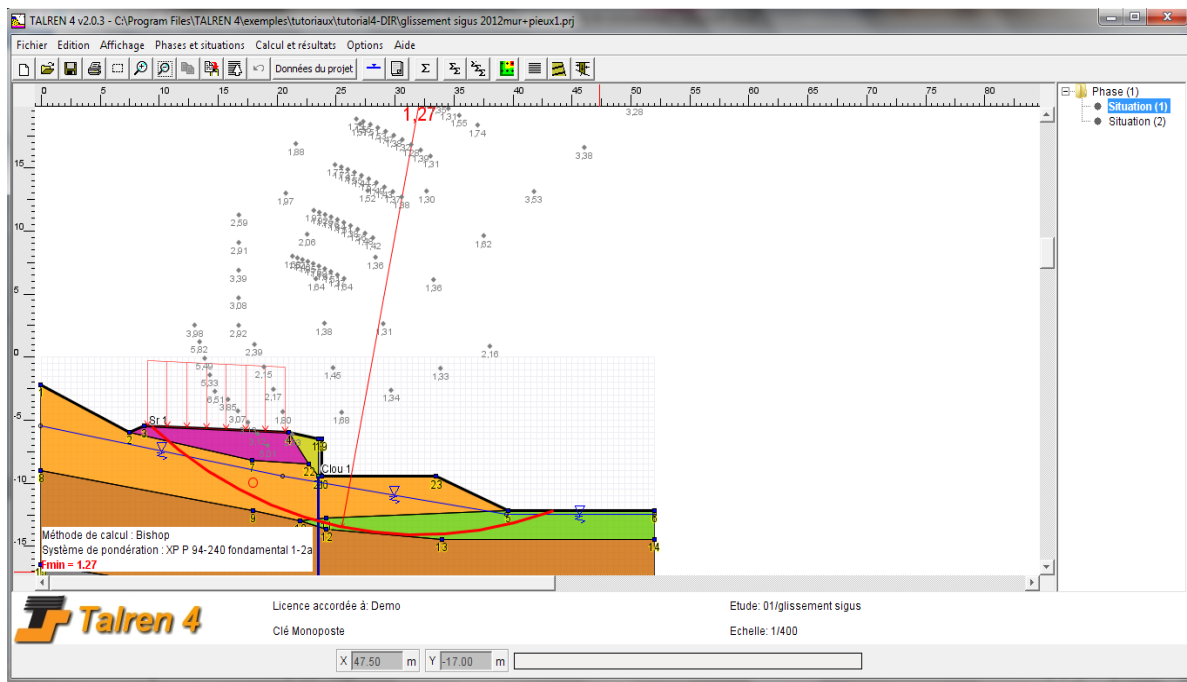
Remarques importantes :

- Un drain constitué de gravier 15/25, avec PVC $\Phi 300$ perforé enveloppé d'un géotextile de filtration sur 100 ml de longueur sera mis en place derrière le voile en béton armé.

• **Vérification de la stabilité :**

✓ **Sous sollicitations statiques :**

- Système de Pondération : norme XP P 94-240 fondamental 1-2a.

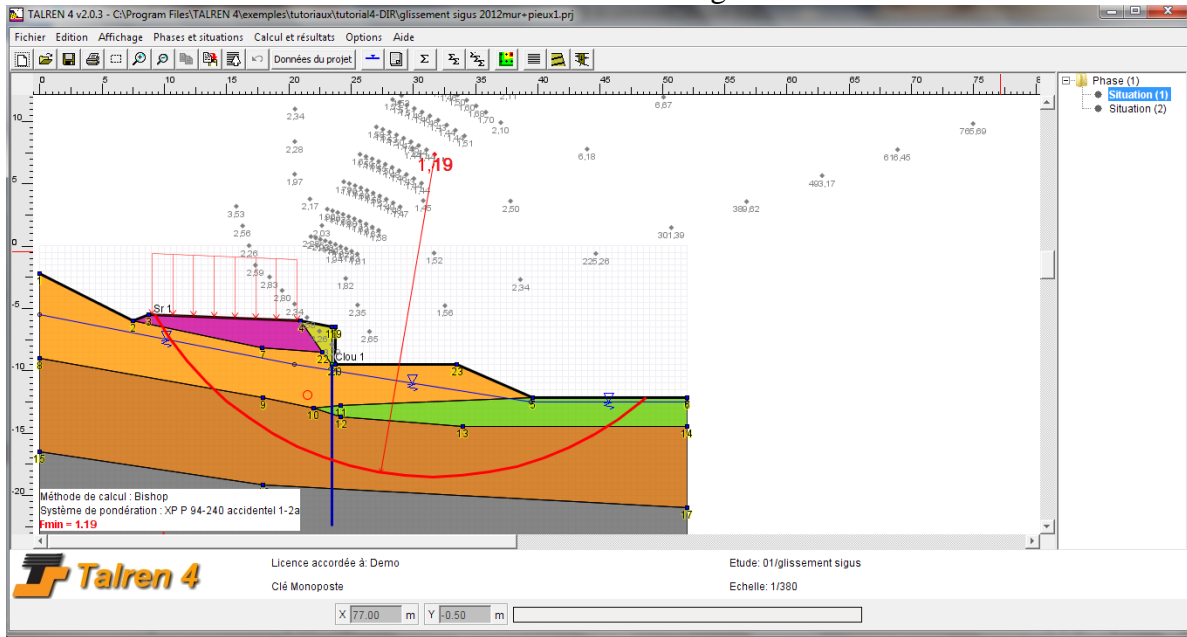


- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F de 1.35, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et Fu de 1.27 en considérant la pression interstitielle.

✓ **Sous sollicitation sismique :**

- Système de Pondération : norme XP P 94-240 accidentel 1-2a.

Le coefficient d'accélération de zone est de $A=0.10g$ selon le RPA 2003.



- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F de 1.27, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et F_u de 1.19 en considérant la pression interstitielle.

VI.6. Analyse comparative des solutions de confortement :

Une analyse comparative des solutions de confortement a été effectuée, afin d'aider au choix de la solution optimale. Les résultats sont récapitulés ci-dessous, (voire aussi annexe pour le Devis quantitatif et estimatif) :

Solution de confortement	Avantages	Inconvénients	Coût approximatif des travaux
<p>Solution N°1 :</p> <p>Talus conforté par butée en enrochements</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Conception facile. - Mise en place aisée et rapide. - Assurer une bonne stabilité du tronçon routier. - Masse stabilisatrice et drainante. - Coût relativement bas par rapport au mur sur pieux. - Peu de terrassement par rapport au mur en gabions. 	<ul style="list-style-type: none"> - Terrassement important. - Disponibilité du matériau dans la région. 	<p>15 M DA</p>
<p>Solution N°2 :</p> <p>Talus conforté par mur en gabions</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Conception facile. - Mise en place aisée et rapide. - Grande adaptabilité aux mouvements éventuels du terrain naturel. - Ces murs ont une assez grande longévité. - Coût relativement bas par rapport au mur sur pieux. - Masse stabilisatrice et drainante. 	<ul style="list-style-type: none"> - Terrassement important. - Certain savoir faire. 	<p>16.4 M DA</p>

(Suite du tableau)			
Solution de confortement	Avantages	Inconvénients	Coût approximatif des travaux
Solution N°3 : Mur en béton armé sur pieux + gabions matelas	- Assurer une bonne stabilité du tronçon routier. - Eviter toutes évolutions des déformations de la route. - Peu de terrassement.	- Coût élevé, - Entreprise doit être qualifié. - Exécutions complexe et difficile (la nécessité du matériel spécial).	31 M DA

Tableau 17 : Etude critique des différentes solutions de confortement.

VI.7. Conclusion:

Le principal intérêt de ce chapitre est de vérifier la stabilité du talus avec les différentes solutions de confortement pour ensuite faire une analyse comparative, afin d'aider au choix de la solution optimale du côté efficacité et économie des traitements.

La stabilité du talus, selon le profil critique, n'est pas vérifiée à l'état actuel, tant en situation statique que sous sollicitation sismique avec un coefficient de sécurité F variant de 0.88 à 0.94 et ce, sans aucune mesure de confortement.

Afin de palier à ces désordres (effondrement d'une partie de la chaussée et endommagement du soutènement en gabion en place), engendrés par les pressions dues aux écoulements des eaux sous le remblai plus l'érosion de berge, des dispositifs de confortement, consistant en les différentes solutions citées avant, sont proposés à savoir :

- 1 - Butées en enrochement,
- 2 - Mur en gabions,
- 3 - Murs en béton armé sur pieux + gabions matelas.

La stabilité est vérifiée, tant en situation statique que sous sollicitations pseudo-statiques (sismiques) avec un coefficient de sécurité F variant de 1.19 à 1.33 et cela avec les trois solutions de confortement.

Les trois solutions citées, assure deux rôles essentiels à la fois qui sont, d'une part comme butée stabilisante puis de diminuer les pressions interstitielles dans le talus, et d'autre part, comme rempart contre l'érosion de berge.

D'apprié le tableau d'analyse comparative (*Tableau 17 ; Etude critique des différentes solutions de confortement.*), La buté en enrochement s'avère la meilleur des solutions connues en raison de : la grande fiabilité, la rapidité et simplicité de mise en œuvre, et le faible coût.

Conclusion générale :

L'analyse de grands glissements est une opération complexe, tout comme les mécanismes à l'origine de tels désordres. Elle nécessite une méthodologie précise d'étude, le plus souvent longue et délicate combinant reconnaissances in situ, instrumentation du site avec suivi de l'évolution des mouvements, modélisation géotechniques et phases de calculs.

Le principal intérêt de cette étude est de vérifier la stabilité du talus avec différentes solutions de confortement, ensuite de faire une analyse comparative afin d'aider au choix de la solution optimale du côté efficacité et économie des traitements.

Le site concerné par cette étude se situe sur la Route Nationale N°10 au PK '10+700', qui traverse une région vallonnée, dont le régime hydraulique, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterraines se dirigeant vers l'aval (vers l'oued), favorisent les mouvements des sols supportant le remblai.

Afin de palier aux désordres observés (effondrement d'une partie de la chaussée et endommagement du soutènement en place), engendrés principalement par les pressions interstitielles, dues aux écoulements des eaux sous le remblai, ainsi qu'à l'érosion de berge, des dispositifs mis en place d'une combinaison de deux types de traitements à savoir ; le confortement du glissement puis la protection de la rive contre l'érosion, ont été proposés :

- 1 - Butées en enrochement ;
- 2 - Mur en gabions ;
- 3 - Murs en béton armé sur pieux + gabions matelas.

Les trois solutions citées, assure deux rôles essentiels à la fois qui sont, d'une part comme butée stabilisante puis de diminuer les pressions interstitielles dans le talus, et d'autre part, comme rempart contre l'érosion de berge.

Les résultats du coefficient de sécurité F_s trouvé à l'aide du logiciel de calcul de stabilité, du profil critique pour les trois solutions de confortement, sont plus au moins rapprochés, toute vérifier la stabilité du talus, c'est-à-dire qu'ils sont efficace l'une que l'autre. Cependant, c'est l'aspect économique qui va trancher.

Enfin, d'après le tableau d'analyse comparative (*Tableau 17 ; Etude critique des différentes solutions de confortement.*), La butée en enrochement s'avère la meilleure des solutions connues en raison de :

1. la grande fiabilité,
2. la rapidité et simplicité de mise en œuvre,
3. le faible coût.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1- M'ZOUGHEM Kamel ; CHENAFI Walid, **Étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kbira (Sétif)** ; thèse d'ingénieur, université Ferhat Abbas, 2006.
- 2- Mustapha BENMEZIANE ; **ETUDE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN DE LA VILLE DE CONSTANTINE (ALGERIE)** Pour obtenir le grade de Master 2 : spécialité : Géosciences appliquées à l'ingénierie de l'aménagement, université de Savoie, France, septembre 2005
- 3- **La gestion des risques de glissement de terrain dans les sols argileux au Québec.**
- 4- Jean-Louis DURVILLE, Gilles SÈVE ; **Stabilité des pentes (Techniques de l'Ingénieur, traité Construction)** Laboratoire central des Ponts et Chaussées.
- 5- Dr. BOUAFIA Ali, **Conception et calcul des ouvrages géotechniques**, maison d'éditions pour l'enseignement et la formation, Raffour 10102 Bouira, Algérie, 2009.
- 6- BENAÏSSA, Abdelkader ; **Glissements de terrain : calcul de stabilité**, éd.2, office des publications universitaires, (Ben-Aknoun) Alger, 2003.
- 7- PHILIPPONNAT Gérard, **fondation et ouvrages en terre**. Editions eyrolles 61, boulevard saint-Germain, 75005 Paris, 1979.
- 8- PHILIPPONNAT Gérard, **Bertrand Hubert fondation et ouvrages en terre d'ingénieur1992.**
- 9- Marc-Antoine Gélinas, Abitibi-Témiscamingue : **La protection et la stabilisation des berges**, 230, avenue saint-jérôme,Matane(Québec) G 4W 3AS , 17 juin 2008.
- 10- Gilles Séve, Pierre Pouget ; **Guide technique "stabilisation des glissements de terrain"** LCPC Laboratoire central des Ponts et Chaussées, Février 1998.
- 11- Exécution des travaux géotechniques spéciaux, "**Ouvrages en gabions en grillage métallique à maille hexagonale double torsion** "Editée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR) — 11, rue Francis de Pressensé — 93571, le 7/11/2006,
- 12- **Tutoriaux et exemples TALREN 4 - TERRASOL** – Juillet 2005.

Les Annexes

Afin de choisir la bonne solution qui sera rentable et adapté à notre site, une analyse comparative de devis quantitatif et estimatif se propose entre les trois (3) variantes de confortement proposé pour empêcher le glissement de la masse en mouvement :

Devis quantitatif et estimatif

Solution de renforcement par buté en enrochements

N°	Désignation des travaux	Unité	Qte	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Terrassement					
1	Déblais	m3	9510	400,00	3 804 000,00
Ouvrage de soutènement					
3	Gravier	m3	370	900,00	333 000,00
4	Géotextile de filtration	m2	1270	500,00	635 000,00
5	Enrochements	m3	5325	1 500,00	7 987 500,00
				Sous total =	8 955 500,00
				TOTAL en H.T	12 759 500,00
				TVA (17%)	2 169 115,00
				TOTAL EN T.T.C	14 928 615,00

Devis quantitatif et estimatif

Solution de renforcement par un mur en gabions

N°	Désignation des travaux	Unité	Qte	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Terrassement					
1	Déblais	m3	17780	400,00	7 112 000,00
2	Remblais (TUF)	m3	1970	500,00	985 000,00
				Sous total =	8 097 000,00
Ouvrage de soutènement					
3	Gabions	m3	3750	1 500,00	5 625 000,00
5	Tranchée drainante	ml	100	3 000,00	300 000,00
				Sous total =	5 925 000,00
				TOTAL en H.T	14 022 000,00
				TVA (17%)	2 383 740,00
				TOTAL EN T.T.C	16 405 740,00

Devis quantitatif et estimatif

Solution de renforcement par un mur de soutènement fondé sur
pieux

N°	Désignation des travaux	Unité	Qte	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Terrassement					
1	Déblais	m3	1500	400,00	600 000,00
2	Remblais (TUF)	m3	382	500,00	191 000,00
				Sous total =	791 000,00
Ouvrage de soutènement					
3	Pieux	ml	475	50 000,00	23 750 000,00
4	Béton pour le mur	m3	190	5 000,00	950 000,00
5	Tranchée drainante	ml	100	3 000,00	300 000,00
				Sous total =	25 000 000,00
Matelas en gabions					
6	Gabions	m3	230	1 500,00	345 000,00
7	Géotextile de filtration	m2	820	500,00	410 000,00
				Sous total =	755 000,00
				TOTAL en H.T	26 546 000,00
				TVA (17%)	4 512 820,00
				TOTAL EN T.T.C	31 058 820,00

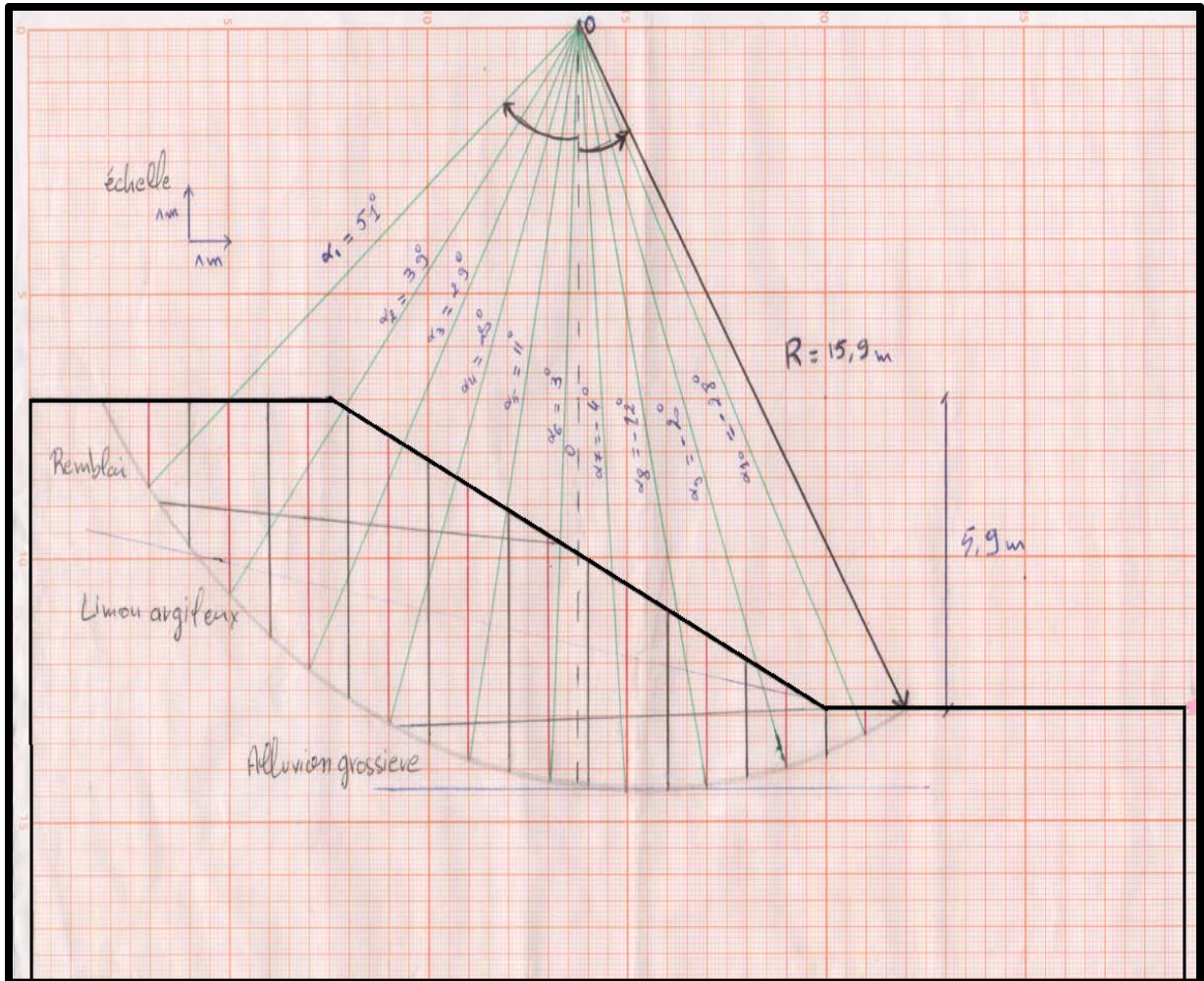


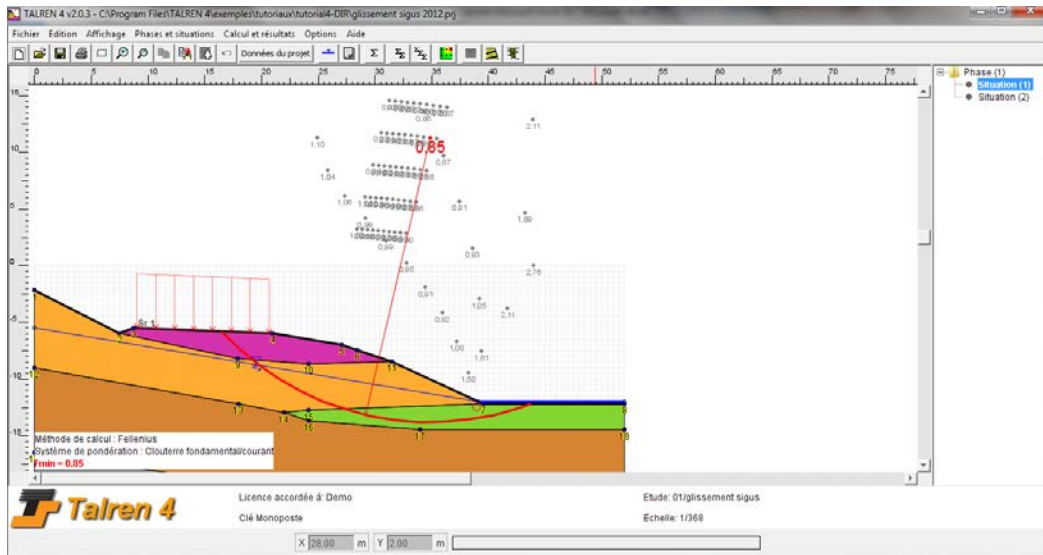
Schéma de calcul manuel par la méthode de FELLENIUS (les paramètres significatifs de cercle de glissement)

✚ D'autres Exemples de calcul de la stabilité : (Fellenius, perturbations) ;

❖ méthode de Fellenius :

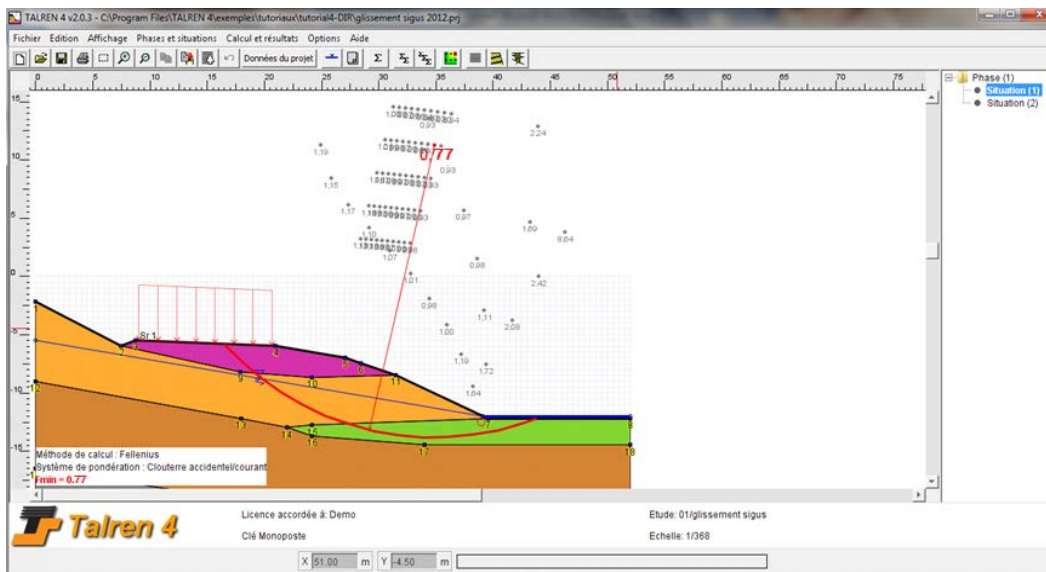
- Sans confortement :

✓ Sous sollicitations statiques :



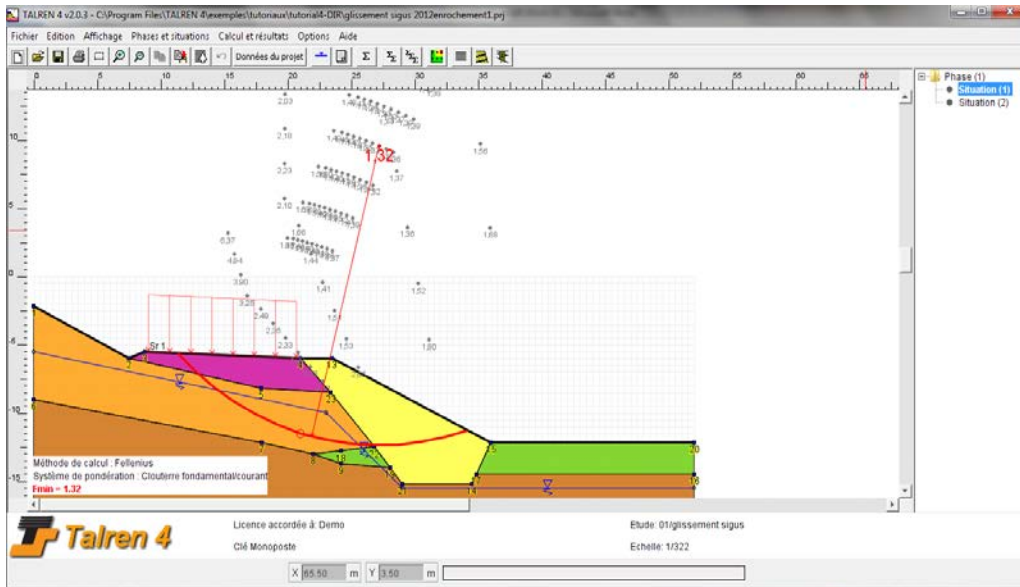
- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 0,85$.

✓ Sous sollicitation sismique :



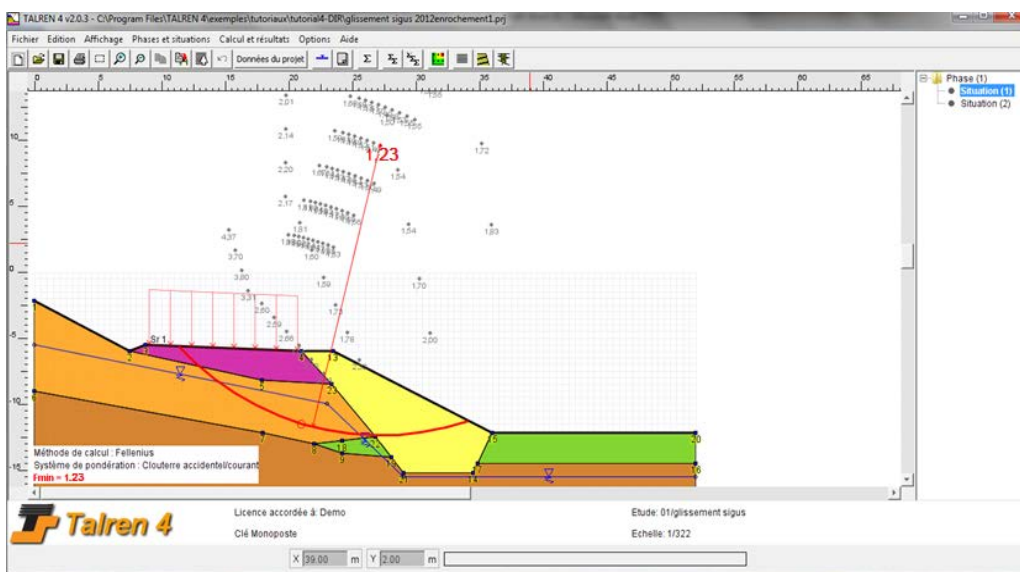
- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 0,77$.

- Avec système de confortements :
- 1) Confortement par buté en enrochements :
- ✓ Sous sollicitations statiques :



- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 1,32$.

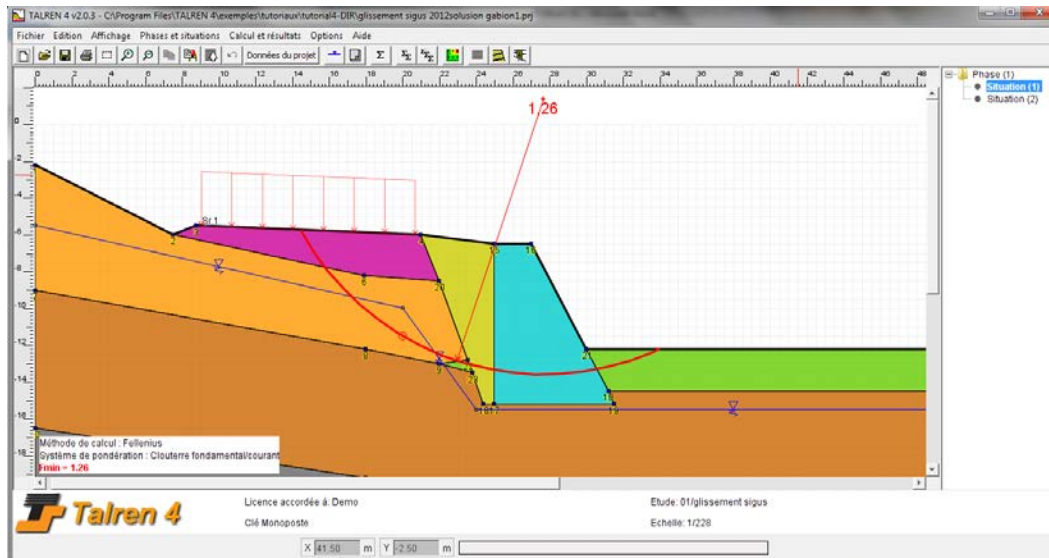
- ✓ Sous sollicitation sismique :



- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 1,23$.

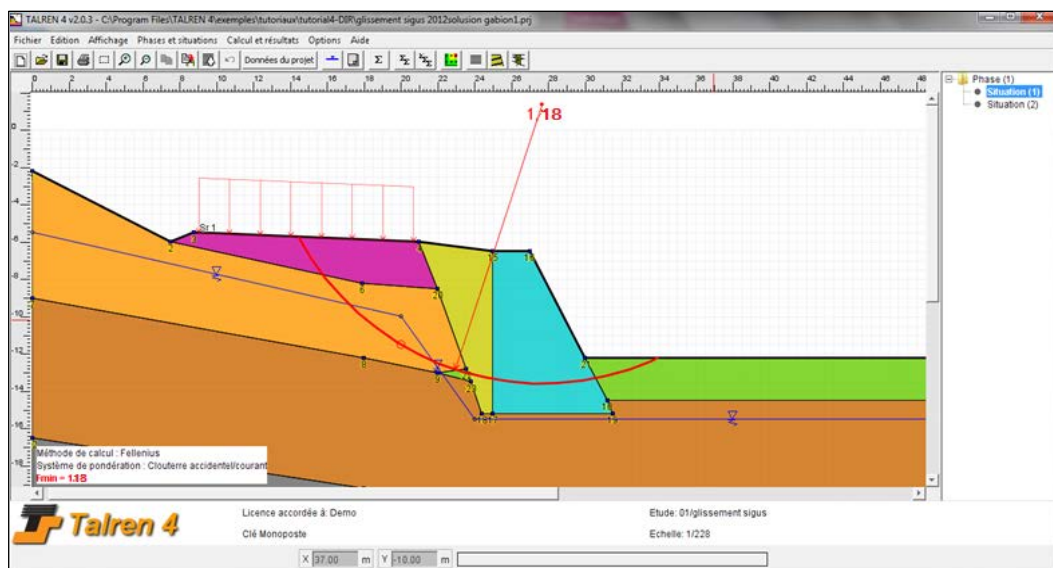
2). Confortement par mur en gabions :

✓ Sous sollicitations statiques :



- Le résultat trouver par le logiciel est $Fs = 1,26$.

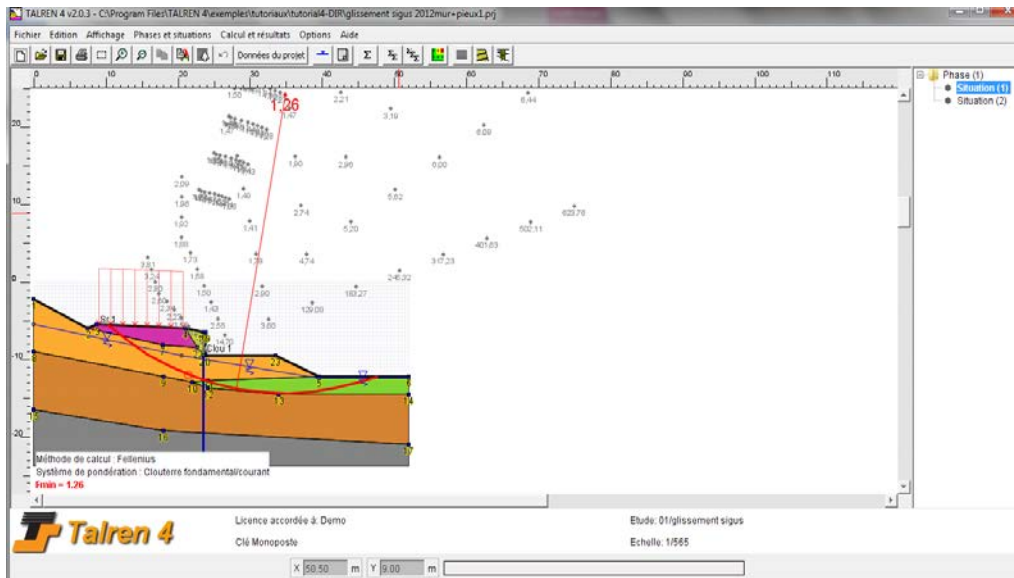
✓ Sous sollicitation sismique :



- Le résultat trouver par le logiciel est $Fs = 1,18$.

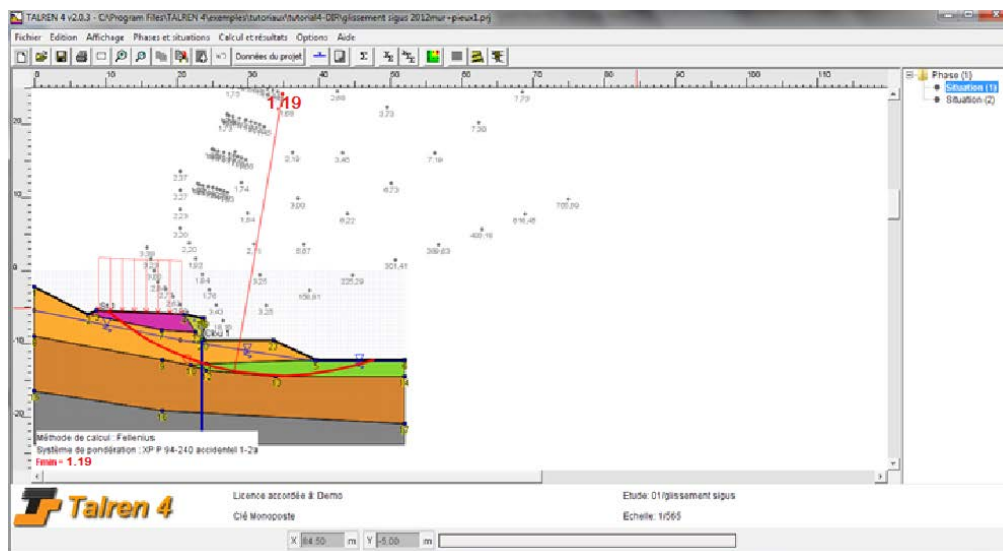
3). Confortement par mur en béton armé sur pieux :

✓ Sous sollicitations statiques :



- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 1,26$.

✓ Sous sollicitation sismique :

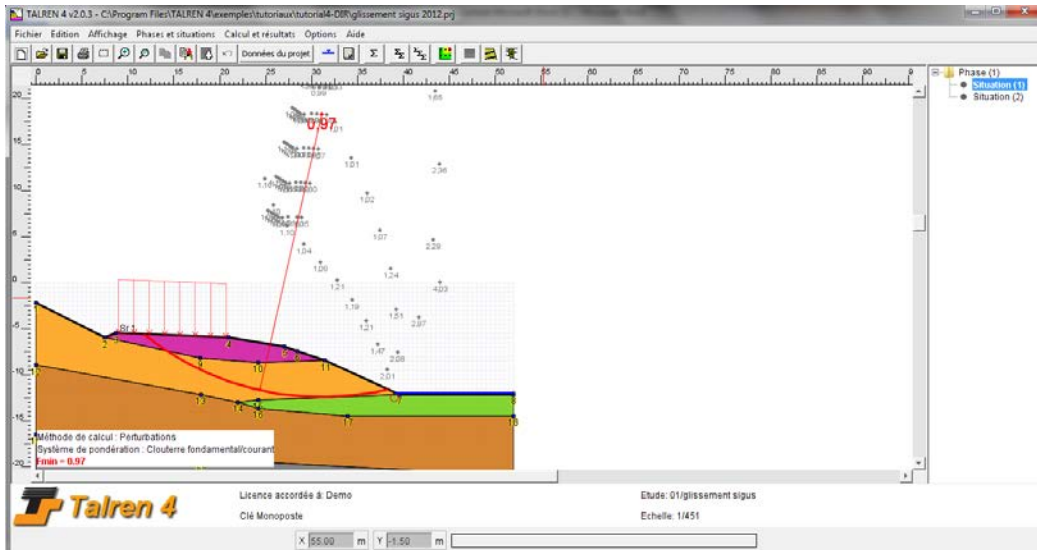


- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 1,19$.

❖ **méthode des perturbations :**

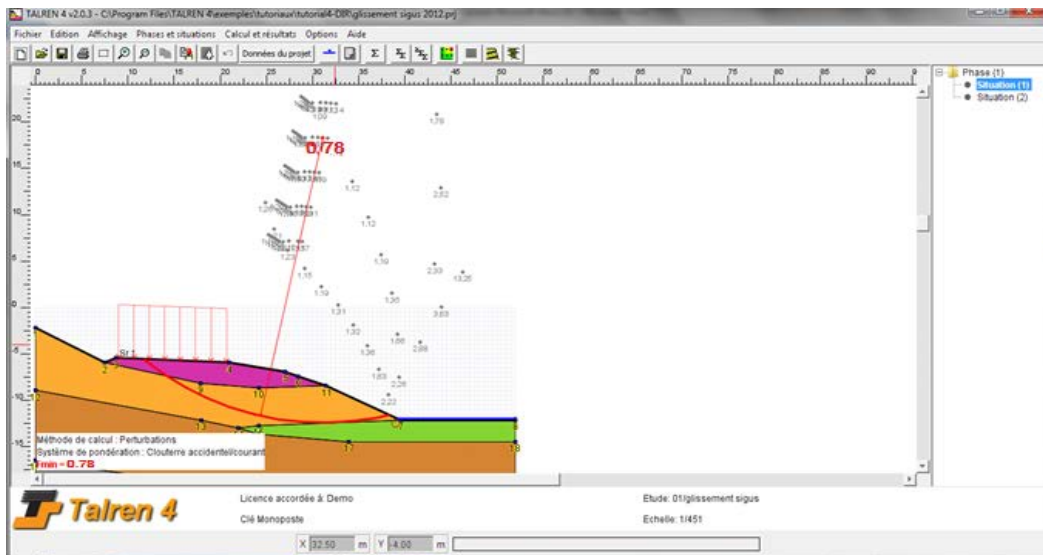
- **Sans confortement :**

✓ Sous sollicitations statiques :



- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 0,97$.

✓ Sous sollicitation sismique :

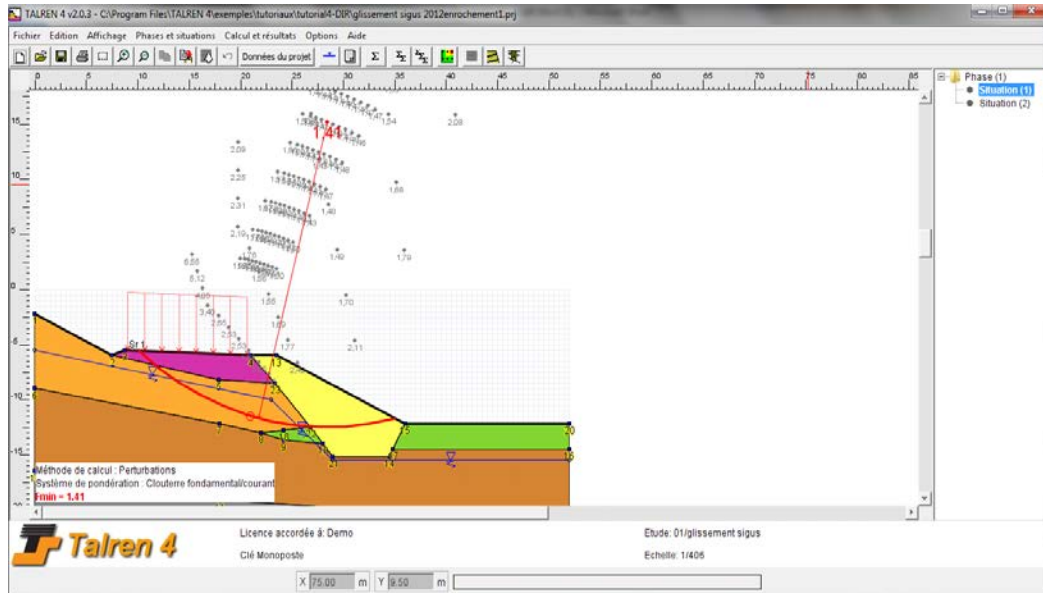


- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 0.78$.

- Avec système de confortements :

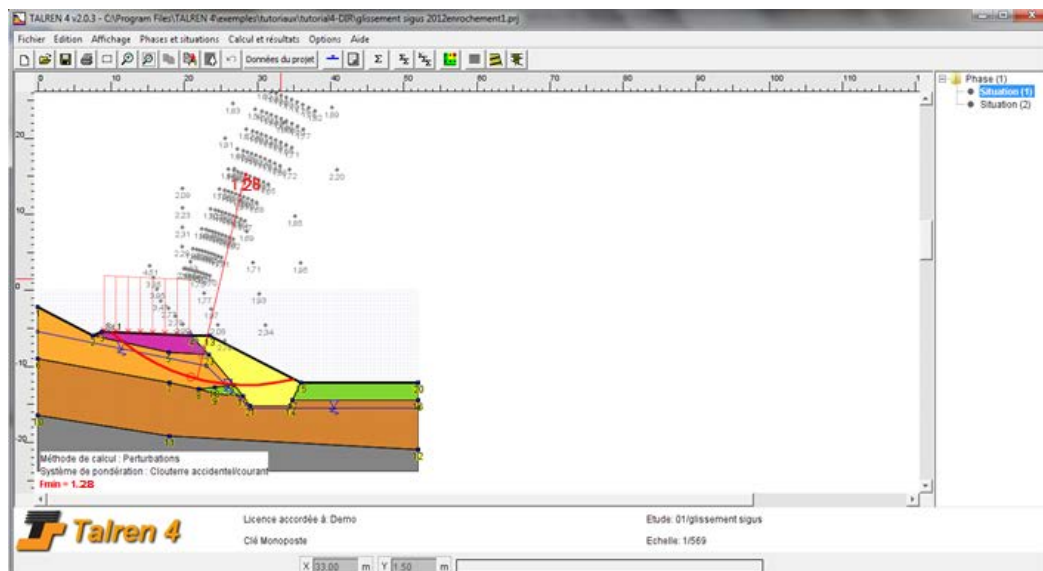
1) Confortement par buté en enrochements :

- ✓ Sous sollicitations statiques :



- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 1,41$.

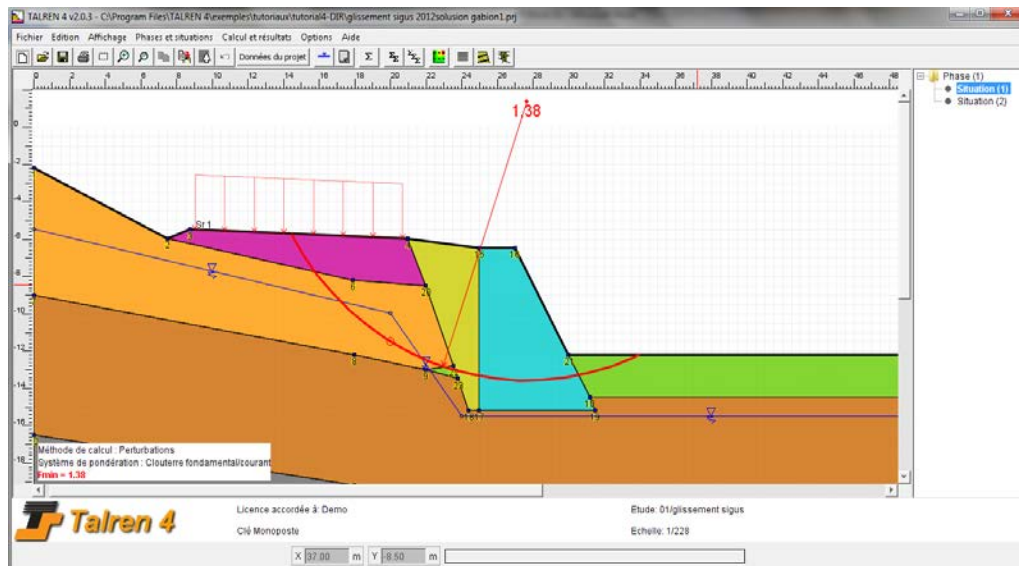
- ✓ Sous sollicitation sismique :



- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 1,28$.

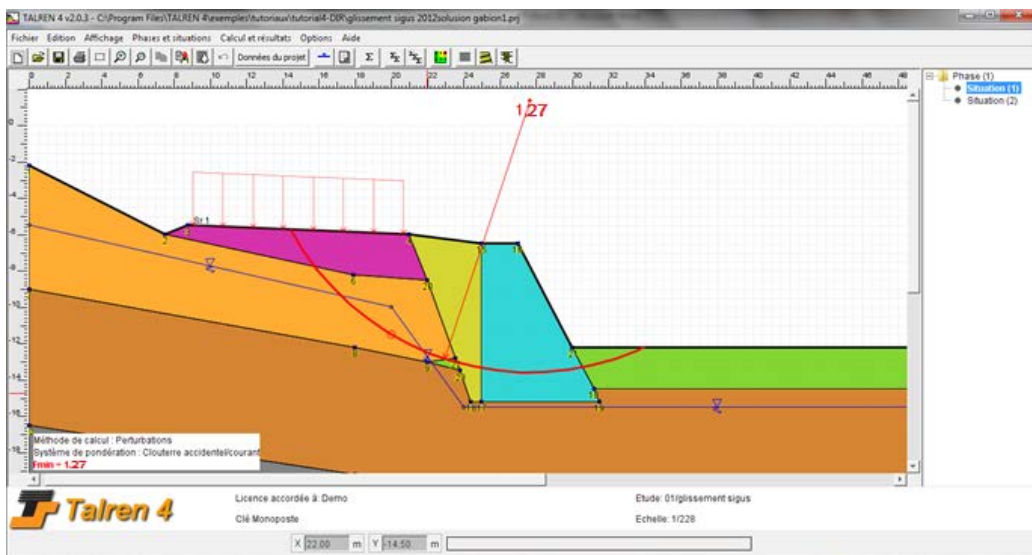
2). Confortement par mur en gabions :

✓ Sous sollicitations statiques :



- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 1,38$.

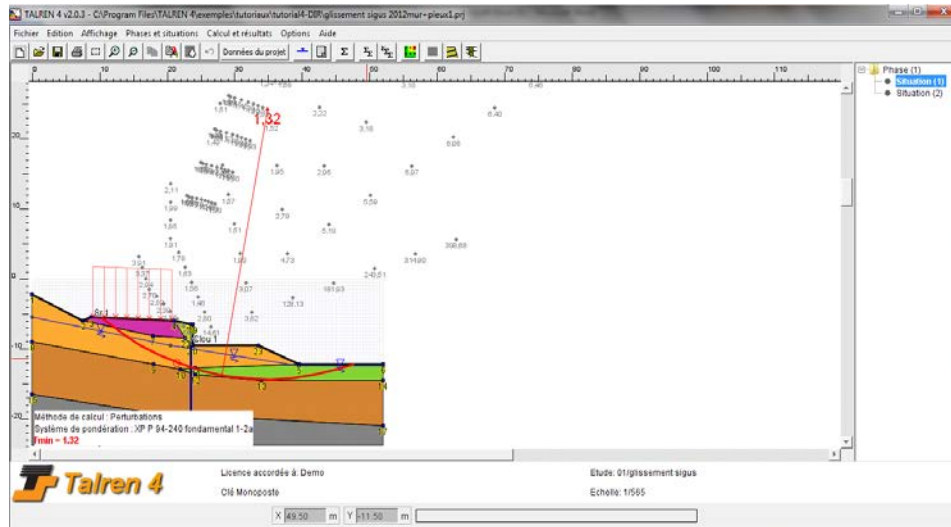
✓ Sous sollicitation sismique :



- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 1,27$.

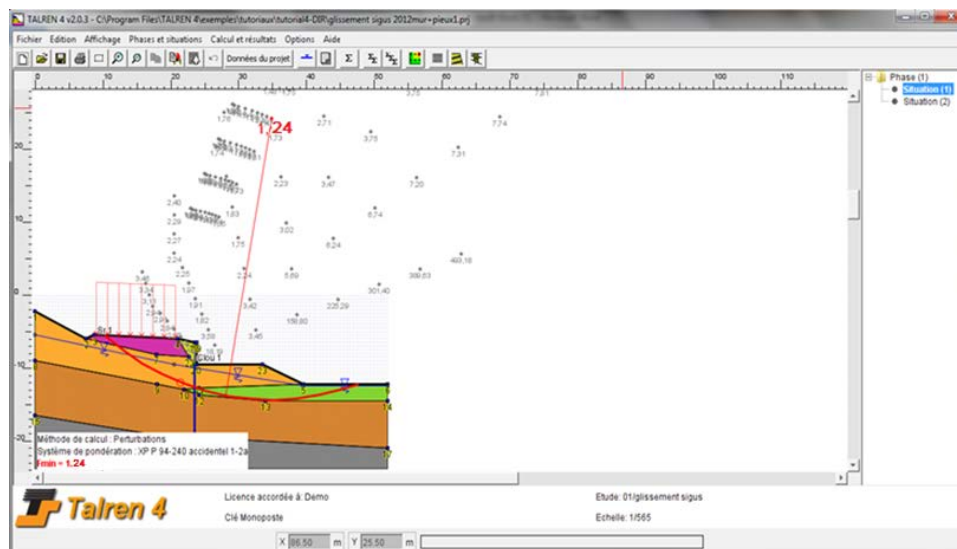
3). Confortement par Mur en béton armé sur pieux :

✓ Sous sollicitations statiques :



- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 1,32$.

✓ Sous sollicitation sismique :



- Le résultat trouver par le logiciel est $F_s = 1,24$.

Remarque importante :

D'après les résultats obtenus du coefficient de sécurité, les trois méthodes utilisées donnent des résultats assez proches de chaque situation.

