

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Abou Bakr Belkaid - Tlemcen-

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : TRAVAUX PUBLICS

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Par : Mlle BENABDALLAH Esmâ & Mme BENAMEUR Sarra

Sujet

**Traitement des zones à risques de cavités
Cas : Pénétrante de Ghazaouet Tlemcen
Section PK0+000- 0+300**

Soutenu publiquement, le 11/06/2024, devant le jury composé de :

| | | | |
|------------------------------|-------------------------|---------------------------------|--------------|
| M. ABOU BEKR Nabil | Professeur | Université de Tlemcen | Président |
| Mme. EL HOUARI Nesrine | Maitre de conférences A | Université de Tlemcen | Examinatrice |
| M. CHEKROUN Lokmane El-Hakim | Ingénieur OA | Egis international Ghazaouet | Encadrant |
| M. BOUMECHRA Nadir | Professeur | Université de Tlemcen | Co-Encadrant |

Année universitaire : 2023 /2024.

Remerciements

Tous d'abord, nous tenons à remercier le bon Dieu de nous avoir donné le courage d'atteindre cette étape finale de nos études. Nous souhaitons exprimer notre profonde gratitude envers tous ceux qui nous ont soutenu de près ou de loin dans la réussite de notre projet de fin d'études.

*Nous tenons tout d'abord à remercier nos enseignants encadreurs l'ingénieur **M.CHEKROUN Lokmane El Hakim** et le Professeur **M. BOUMECHRA Nadir**, qui nous ont accompagné tout au long de notre parcours en nous prodiguant des conseils précieux.*

*Nous exprimons également notre gratitude envers les membres du jury, le président le Professeur **M.ABOUBEKR Nabil**, et l'examinatrice Mme **EL HOUARI Nesrine**, pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de le lire, de nous écouter et de partager leur expertise et leur expérience.*

Nous souhaitons également adresser nos remerciements à tous ceux qui nous ont apporté leur soutien, même par de simples encouragements, dans la réalisation de ce travail et dont nous n'avons pas pu mentionner les noms. Veuillez trouver ici l'expression sincère de notre reconnaissance envers eux.

Dédicaces

Merci à Allah le tout puissant de m'accorder la santé et la patience pour accomplir ce travail.

Je voudrai dédier ce travail :

*A ma **maman** qui n'est plus là mais toujours omniprésente dans mon cœur et gestes. Qu'Allah lui accorde la sainte miséricorde et nous nous rassemble dans le Firdaws « Amine ».*

*A mon très cher **papa** que j'admire pour sa patience sans fun, sa compréhension et son encouragement sont pour moi le soutien indispensable qui a toujours su m'apporter.*

*A ma sœur aimée : **Meriem**, et mon frère : **Yacine**.*

*A toutes les familles **BENABDALLAH** et **HASSANI***

A mes amis et collègues

Tout ce qui m'aime et que j'aime

*A **M. CHEKROUN Lokmane El-Hakim** ingénieur du Bureau de contrôle et de suivi (BCS) Egis international à Ghazaouet qui nous a toujours accueilli avec une grande affabilité et accordé plus d'une fois sa confiance.*

*A toute l'équipe du Service Technique de la Direction de Travaux Publics, commençant par l'ingénieur **MALEK Med**, l'ingénieur **MADANI Boumedyen**, l'ingénieur **MERGHRAOUI Fethallah**, l'ingénieur **BOUGHAZI Moussa**.*

*A Madame **BENHAMMOU Nawel Ep SALEM** l'ingénieure de la société **S.E.T. Oran**.*

Esma BENABDALLAH

Dédicaces

Merci à Allah le tout puissant de m'accorder la santé et la patience pour accomplir ce travail.

Je voudrai dédier ce travail :

*A mon **père** qui n'est plus là mais toujours omniprésente dans mon cœur et gestes.*

Qu'Allah lui accorde la sainte miséricorde et nous nous rassemble dans le

Firdaws « Amine ».

A ma mère qui m'a entouré d'amour, d'affection et qui fait tout pour ma réussite, que dieu la garde

*A mon mari : **Redouane** et mon frère : **Ibrahim***

*A mon fils : **Amir Iyad***

Aucune dédicace, ne peut valoir pour exprimer toute ma tendresse et mon affection vis-à-vis de LUI, mon fils car le fait de savoir qu'il est là me donner davantage le courage et la volonté de mener à bien mes travaux.

Puisse le bon DIEU daigne le faire grandir dans la sagesse, la bonne santé et l'intelligence nécessaire

Résumé

Le traitement des zones à risque des cavités est une démarche cruciale dans les domaines de l'ingénierie géotechnique et de la gestion des risques, notamment en utilisant la méthode RAFAEL conformes à la norme XP G38-065, qui définit les protocoles pour gérer les risques liés aux cavités en s'assurant que les pratiques répondent aux normes de sécurité et d'efficacité. Ce processus comprend l'identification, l'évaluation et la mise en œuvre de mesures visant à réduire les risques associés aux cavités souterraines.

Ce mémoire porte sur l'inspection des cavités, la description des matériaux environnants, l'évaluation des risques et la proposition de solutions de stabilisation ou de renforcement.

Des techniques avancées telles que l'utilisation de logiciels de modélisation en éléments finis comme PLAXIS 2D 2023.1 peuvent être employées pour évaluer les conséquences éventuelles des cavités et concevoir des stratégies de traitement appropriées. En prenant des mesures préventives quant à la gestion des zones à risques des cavités, on peut réduire les risques pesant sur les infrastructures, les personnes et l'environnement.

Mots clés : Pénétrante de Ghazaouet, calcaire cavités, Géoradar, Mohr-coulomb, PLAXIS 2D 2023.1 traitement, Norme XPG38-065 Géosynthétique.

Abstract

The treatment of risk areas of cavities is a crucial step in the fields of geotechnical engineering and risk management, in particular by using the RAFAEL method in accordance with the XP G38-065 standard, which defines the protocols for managing risks related to cavities by ensuring that practices meet safety and efficiency standards. This process includes the identification, evaluation and implementation of measures to reduce the risks associated with underground cavities.

This thesis focuses on the inspection of cavities, the description of the surrounding materials, the risk assessment and the proposal of stabilization or reinforcement solutions.

Advanced techniques such as the use of finite element modeling software such as PLAXIS 2D 2023.1 can be used to evaluate the possible consequences of cavities and desing appropriate treatment strategies. By taking preventive measures regarding the management of risk areas of cavities, we can reduce the risks to infrastructure, people and the environment.

Key words: Penetrating Ghazaouet, limestone cavities, Ground radar, Morh-coulomb, PLAXIS 2D 2023.1, treatment, XP G38-065 Geosynthetics standard

ملخص

تعتبر معالجة مناطق خطر التجاويف خطوة حاسمة في مجالات الهندسة الجيوتقنية وإدارة المخاطر، لا سيما باستخدام طريقة RAFAEL وفقاً لمعيار XP G38-065، الذي يحدد بروتوكولات إدارة المخاطر المتعلقة بالتجاويف من خلال التأكد من ان الممارسات تلبى معايير السلامة والكفاءة. وتشمل هذه العملية تحديد وتقييم وتنفيذ تدابير للحد من المخاطر المرتبطة بتجاويف تحت الأرض.

تركز هذه الأطروحة على فحص التجاويف ووصف المواد المحيطة وتقييم المخاطر واقتراح حلول التثبيت أو التعزيز. يمكن استخدام التقنيات المتقدمة مثل استخدام برامج نمذجة العناصر المحدودة مثل PLAXIS 2D 2023.1 لتقييم العواقب المحتملة للتجاويف وتصميم استراتيجيات العلاج المناسبة. من خلال اتخاذ تدابير وقائية فيما يتعلق بإدارة مناطق خطر التجاويف، يمكننا تقليل المخاطر على البنية التحتية والأشخاص والبيئة.

كلمات مفتاحية: الطريق السيار غزوات، تجاويف الحجر الجيري، الرادار الأرضي، موهر كولوم، PLAXIS 2D 2023.1، المعالجة، XP G38-065، تسليح اصطناعي أرضي.

Table des matières

| | |
|--|-------|
| <i>Remerciements</i> | I |
| <i>Dédicaces</i> | II |
| <i>Dédicaces</i> | III |
| <i>Résumé</i> | IV |
| <i>Abstract</i> | V |
| <i>ملخص</i> | VI |
| <i>Table des matières</i> | VII |
| <i>Liste des figures</i> | XII |
| <i>Liste des tableaux</i> | XVI |
| <i>LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS</i> | XVII |
| <i>LISTE DES SYMBOLES ET INDICES</i> | XVII |
| 1- Lettres latines..... | XVII |
| 2- Lettres grecques..... | XVII |
| <i>LISTE DES ABREVIATIONS</i> | XVIII |
| <i>Introduction générale</i> | 1 |
| <i>Chapitre 1 : Généralités sur les cavités</i> | 3 |
| <i>I. Introduction</i> | 4 |
| <i>II. Différents types des cavités</i> | 4 |
| 1. Les cavités souterraines..... | 4 |
| 2. Les cavités naturelles..... | 5 |
| II.2.1. Cavités naturelles en milieu carbonaté..... | 5 |
| II.2.2. Cavités naturelles en milieu sulfaté..... | 5 |
| 3. Cavités artificielles..... | 5 |
| II.3.1. Argilières et sablières..... | 5 |
| II.3.2. Carrières de pierre à bâtir ou de pierre à chaux..... | 6 |
| II.3.3. Marnières..... | 6 |
| <i>III. Les dégradations, effondrements de cavités et mouvements de terrain associés</i> | 7 |
| <i>IV. Les risques liés aux effondrements de cavités souterraines</i> | 9 |
| 1. Effondrements localisés..... | 9 |
| 2. Effondrements généralisés..... | 10 |
| 3. Les facteurs aggravant les risques d'effondrements :..... | 11 |
| <i>V. Les reconnaissances préliminaires</i> | 11 |
| 1. L'étape préalable..... | 12 |
| V.1.1. L'étude géologique..... | 12 |

| | | |
|-----------|---|----|
| V.1.2. | La recherche d'archives et d'informations..... | 13 |
| V.1.3. | L'enquête orale..... | 13 |
| 2. | La recherche d'indices de surface | 13 |
| VI. | <i>Les reconnaissances géophysiques et géotechniques</i> | 14 |
| VII. | <i>Méthodologie générale pour la recherche de cavités</i> | 15 |
| VII.1.1. | Études géologiques..... | 16 |
| VII.1.2. | Recherche d'indices..... | 16 |
| 2. | Les méthodes géophysiques | 17 |
| VII.2.1. | Géoradar (GPR)..... | 17 |
| VII.2.2. | Méthodes sismiques..... | 17 |
| VII.2.3. | Méthodes électriques..... | 18 |
| 3. | Forages et sondages | 19 |
| VIII. | <i>Les méthodes de traitement</i> | 19 |
| 1. | Préservation de l'intégrité de la cavité | 20 |
| VIII.1.1. | Par boulonnage | 20 |
| VIII.1.2. | Par renforcement des piliers | 20 |
| VIII.1.3. | Par édification de piliers artificiels | 21 |
| VIII.1.4. | Par portiques ou cintrage..... | 21 |
| 2. | Méthodes de comblement de la cavité..... | 21 |
| VIII.2.1. | Par déversement gravitaire depuis la surface..... | 22 |
| VIII.2.2. | Par injections | 22 |
| VIII.2.3. | Par remplissage avec une mousse thermo durcis sable..... | 23 |
| VIII.2.4. | Par poussage en souterrain..... | 23 |
| IX. | <i>Conclusion</i> | 24 |
| | <i>Chapitre 2 : Description de l'anomalie de cavités détectée à l'entrée du projet de Ghazaouet</i> | 25 |
| I. | <i>Introduction</i> | 26 |
| II. | <i>Description du projet de GHAZAOUET</i> | 26 |
| 1. | Organigramme de groupement | 27 |
| 2. | Situation géologique et environnementale de cette zone..... | 28 |
| III. | <i>Description de l'anomalie détectée</i> | 28 |
| IV. | <i>Description du contexte géotechnique</i> | 30 |
| V. | <i>Les investigations et implantation des sondages carottés</i> | 32 |
| VI. | <i>Localisation des différentes cavités décelées avec leurs dimensions</i> | 33 |
| VII. | <i>Investigations géophysiques effectuées par Géoradar</i> | 34 |
| 1. | Principe de la méthode géo-radar..... | 34 |
| VIII. | <i>Implantation des résultats</i> :..... | 36 |
| 1. | Travaux de sondages carottés..... | 36 |

| | | |
|--|---|----|
| 2. | Résultats de l'investigation géophysique par GEORADAR | 38 |
| IX. | <i>Traitement et renforcement de la chaussée</i> | 43 |
| 1. | Stratégie de comblement et renforcement de chaussée : Approche Technique et Sécurité..... | 44 |
| 2. | Analyse géophysique et stratégie de Renforcement de chaussée | 45 |
| 3. | Procédure de traitement par Géotextile | 46 |
| IX.3.1. | Géotextile de renforcement..... | 47 |
| IX.3.2. | Caractéristiques et principe de fonctionnement | 49 |
| X. | <i>Conclusion</i> | 50 |
| <i>Chapitre 3 : Calculs justifiant le renforcement des cavités souterraines : cas du projet de Ghazaouet-Tlemcen</i> | | 51 |
| I. | <i>Introduction</i> | 52 |
| II. | <i>Description de la conception de l'ouvrage</i> | 52 |
| III. | <i>Définition des termes</i> | 53 |
| IV. | <i>Géosynthétiques et géotextiles de renforcement</i> | 53 |
| 1. | Géotextiles de renforcement | 53 |
| IV.1.1. | Le rôle de Géotextile | 53 |
| IV.1.2. | Le type et caractéristique de Géotextile | 53 |
| 2. | Généralités sur les géosynthétiques (GSY) | 54 |
| 3. | Les propriétés des matières premières..... | 56 |
| 4. | Caractéristiques des Géosynthétiques de renforcement et comportement à court et long terme ... | 56 |
| IV.4.1. | Valeur de calcul de la résistance à long terme d'un géosynthétique (résistance ultime en traction) ($Rt; d$) | 57 |
| IV.4.2. | Valeur de calcul de l'effort de traction à la déformation (ϵ) à la durée de service : | 57 |
| 5. | Caractérisation du géotextile de renforcement | 58 |
| IV.5.1. | Résistance en traction d'un Géosynthétique..... | 59 |
| IV.5.2. | Caractéristiques de cisaillement à l'interface sol/ géosynthétique | 60 |
| IV.5.3. | Caractérisation du fluage d'un géosynthétique | 61 |
| V. | <i>Principes généraux de dimensionnement du renforcement géosynthétique</i> | 63 |
| VI. | <i>Principes généraux de justification des ouvrages</i> | 66 |
| 1. | Considérations générales..... | 66 |
| 2. | Vérifications aux états limites ultimes | 66 |
| 3. | Vérifications à l'état limites de service | 67 |
| VII. | <i>Justification du dimensionnement</i> | 67 |
| 1. | Principe de dimensionnement à l'ELS : | 67 |
| VII.1.1. | Contrainte verticale sur le renforcement : | 68 |
| VII.1.2. | Calcul de la déformation maximale admissible du géosynthétique (ϵ_{adm}) et de la traction de géosynthétique $T_{max}(\epsilon)$ à la déformation (ϵ_{adm}):..... | 68 |

| | | |
|---|---|----|
| 2. | Principe de dimensionnement à l'ELU : | 69 |
| I.1.1. | Contrainte verticale sur le renforcement | 69 |
| VII.2.1. | Calcul de la force de traction géosynthétique Tmax ELU | 69 |
| 3. | Justification de la résistance de l'ancrage et des recouvrements..... | 69 |
| VII.3.1. | Calcul à l'ELS | 70 |
| VII.3.2. | Calcul à l'ELU..... | 70 |
| VIII. | <i>Choix des géosynthétiques selon la configuration du site et la Géométrie des Cavités</i> | 70 |
| 1. | Type de renforcement et disposition du ou des géosynthétiques | 70 |
| 2. | Effondrements circulation | 70 |
| 3. | Effondrements linéaires..... | 71 |
| IX. | <i>La méthode de dimensionnement RAFAEL</i> | 71 |
| 1. | Les avantages et les limites de la méthode RAFAEL | 72 |
| IX.1.1. | Les avantages | 72 |
| IX.1.2. | Les limites | 73 |
| X. | <i>Evolution de la méthode de dimensionnement RAFAEL : prise en compte du comportement dans les zones d'ancrage et du changement d'orientation de la nappe aux bords de la cavité</i> | 73 |
| XI. | <i>Confirmation technique</i> :..... | 74 |
| XII. | <i>Note de calcul</i> | 75 |
| 1. | Hypothèse de dimensionnement..... | 75 |
| 2. | Dimensionnement de géosynthétique..... | 76 |
| XII.2.1. | Détermination de la résistance en traction sur la géosynthétique nécessaire à l'ELS | 76 |
| XII.2.2. | Détermination de la résistance en traction sur le géosynthétique à l'ELU | 77 |
| XII.2.3. | Calcul de l'ancrage et du chevauchement du géotextile..... | 78 |
| XIII. | <i>Conclusion</i> | 79 |
| <i>Chapitre 4 : Analyse numérique du traitement des cavités à Ghazaouet</i> | | 80 |
| I. | <i>Introduction</i> | 81 |
| II. | <i>Description des 5 modèles</i> | 81 |
| <i>Modèle N°1 : Calcaire sans cavité</i> | | 81 |
| 1. | Géométrie de modèle de référence..... | 81 |
| 2. | Paramètres géotechniques du terrain | 82 |
| 3. | Génération du maillage | 83 |
| <i>Modèle N°2 : Calcaire avec cavité non détectée</i> | | 84 |
| 1. | Géométrie | 84 |
| 2. | Paramètres géotechniques du terrain | 84 |
| 3. | Géométrie de maillage | 85 |
| <i>Modèle N°3 et N°4 : Géotextile + Grave (40/100)</i> | | 85 |
| 1. | Géométrie | 85 |

| | | |
|-------------|--|------------|
| 2. | Paramètres géotechniques du terrain | 86 |
| 3. | Génération du maillage | 89 |
| | <i>Modèle N°5: Traitement avec béton</i> | <i>90</i> |
| 1. | Géométrie | 90 |
| 2. | Caractéristiques géotechniques du modèle..... | 91 |
| 3. | Génération du maillage | 92 |
| <i>III.</i> | <i>Procédure des calculs</i> | <i>93</i> |
| 1. | Conditions aux limites | 95 |
| 2. | Choix des points d'analyse | 95 |
| 3. | Déformation de maillage..... | 97 |
| <i>IV.</i> | <i>Résultats et Interprétation</i> | <i>99</i> |
| <i>V.</i> | <i>Conclusion.....</i> | <i>109</i> |
| | <i>Conclusion générale</i> | <i>110</i> |
| | <i>Références Bibliographiques</i> | <i>112</i> |
| | <i>Références normatives</i> | <i>113</i> |
| | <i>Annexe A.....</i> | <i>114</i> |
| III. | L'interface du code PLAXIS : | 115 |
| IV. | Étapes de modélisation avec PLAXIS :..... | 118 |
| | <i>Annexe B.....</i> | <i>131</i> |

Liste des figures

| | |
|--|----|
| Figure 1. 1: Typologie des cavités souterraines. Source : CETE NC [1] | 4 |
| Figure 1. 2: La carrière de pierre à chaux l'exploitation a duré de 1860 à 1940 [2] | 6 |
| Figure 1. 3: Marnière dans son contexte géologique (source : BRGM, 1998) [3] | 7 |
| Figure 1. 4: Cavités artificielles [4]..... | 7 |
| Figure 1. 5 : Dégradations observées dans une carrière souterraine [5]..... | 8 |
| Figure 1. 6 : Effondrement de chaussée à Lille : Impact d'une ancienne carrière souterraine [6] | 8 |
| Figure 1. 7 : Cratère sur un chantier à Vottem (Liège) effondrement du sous-sol [6] | 8 |
| Figure 1. 8 : Effondrement localisé au droit d'une ancienne mine de fer de Lorraine [5] | 9 |
| Figure 1. 9 : une ancienne carrière de craie [5] | 10 |
| Figure 1. 10 : Schéma d'un effondrement de puits [1] | 10 |
| Figure 1. 11 : Schéma d'un effondrement généralisé dû à une rupture des piliers [1] | 11 |
| Figure 1. 12 : Diagramme de Gestion du Risque des Cavités : Phase d'information, diagnostic et sécurité [8] | 16 |
| Figure 1. 13 : Géométrie du Champ créé par une Cavité Approches Géophysiques comparées [7]..... | 17 |
| Figure 1. 14 : Radar pénétrant dans le sol (GPR)..... | 17 |
| Figure 1. 15 : Applications de la méthode sismique Figure 1. 16 : Principes de base de la méthode sismique [9] | 18 |
| Figure 1. 17 : Principe de la tomographie électrique [10] | 18 |
| Figure 1. 18 : Dispositif de mesure de tomographie électrique [11] | 18 |
| Figure 1. 19 : Schéma présentant les différentes mesures de traitement directes [8] | 19 |
| Figure 1. 20 : Schéma présentant les différentes mesures de traitement indirectes [8]..... | 20 |
| Figure 1. 21 : Boulonnage du toit d'une galerie [8] | 20 |
| Figure 1. 22 : Reprise d'un pilier par maçonnerie [8] Figure 1. 23 : Cerclage-ceinturage d'un pilier [8] . | 21 |
| Figure 1. 24 : Construction d'un pilier maçonné [8]..... | 21 |
| Figure 1. 25 : Comblement par déversement gravitaire [8]..... | 22 |
| Figure 1. 26 : Comblement par coulis de silicates [8]..... | 22 |
| Figure 1. 27 : Tunnel édifié à travers la mousse expansive pour maintenir un passage [8] | 23 |
| Figure 1. 28 : Comblement mécanisé en souterrain [8]..... | 23 |
| | |
| Figure 2. 1 : Carte de ligne de la ville de Ghazaouet [13] | 27 |
| Figure 2. 2 : organigramme de groupement point de situation [14] | 27 |
| Figure 2. 3 : Carte de répartition des trois taxons sur les monts des Traras | 28 |
| Figure 2. 4 : Les anomalies détectées dans la zone susceptible à risque de cavités [15] | 30 |
| Figure 2. 5 : implantation des sondages carottés [15] | 33 |
| Figure 2. 6 : matériel utilisé pour l'acquisition à 400 MHz [18]..... | 34 |
| Figure 2. 7 : schéma simplifié du radar et de son fonctionnement [18] | 34 |
| Figure 2. 8 : la coupe temps est transformée en coupe profondeur [18] | 35 |
| Figure 2. 9 : Coupe longitudinale entre PK0+050 et PK0+057 [15]..... | 45 |
| Figure 2. 10 : Coupe longitudinale entre PK0+000 et PK0+300 [15]..... | 45 |
| Figure 2. 11 : Coupe longitudinale entre GIR2 K0+000 et GIR2 K0+011 [15]..... | 45 |
| Figure 2. 12 : principe de renforcement des zones à risque de cavités. [15] | 46 |
| Figure 2. 13 : Traitement de la zone susceptible à risque de cavités [15] | 46 |
| Figure 2. 14 : Géotextile disposée dans le sens transversal [15] | 46 |
| Figure 2. 15 : Structure du Géotextile de renforcement [15]..... | 47 |
| Figure 2. 16: Profil en travers type en déblai [15]..... | 48 |
| Figure 2. 17: Représentent le détail A de profil en travers type [15]..... | 48 |
| Figure 2. 18: Représentent le détail B de profil en travers type [15] | 48 |
| Figure 2. 19: Représentent le détail C : une cavité Karstique [15] | 49 |

| | |
|--|----|
| Figure 2. 20:le raccordement entre 2 nappes adjacentes disposé parallèlement [15]..... | 49 |
| Figure 3. 1 : Schéma L'interface de calcul définissant la hauteur H et l'épaisseur de remblai. [XP G38-065]..... | 52 |
| Figure 3. 2 : Application d'un géosynthétique de renforcement sur cavités [20]..... | 55 |
| Figure 3. 3 : Comportement à la traction courbe standard d'un géotextile de renforcement [NFEN ISO 10319]..... | 56 |
| Figure 3. 4 : Évaluation du rapport entre $T(\varepsilon)$ et $T_{ult}(t_{ser})$ à l'aide de la courbe isochrone (t_{ser}). [XP G38-065] | 57 |
| Figure 3. 5 : Comportement Géosynthétique- évaluation des raideurs pour Deux (02) plages de déformations [22] | 58 |
| Figure 3. 6 : machine d'essai de traction [19] | 59 |
| Figure 3. 7 : courbe type de la charge par unité de déformation [19] | 60 |
| Figure 3. 8 : Essai de frottement à l'interface sol/Géosynthétique -plan incliné - [19]..... | 61 |
| Figure 3. 9 : boîte de cisaillement 300x300 mm [19]..... | 61 |
| Figure 3. 10 : Essai de fluage –courbes isochrones [19] | 62 |
| Figure 3. 11 : Principe de fonctionnement d'une structure renforcée par géosynthétique avant et après la remontée d'une cavité en surface du terrain naturel [XP G38-065]..... | 65 |
| Figure 3. 12 : Renforcement par géotextiles : Regard approfondi sur la couche de surface | 67 |
| Figure 3. 13 : Orientation et portée du renforcement | 71 |
| Figure 3. 14 : Schématisation de Terzaghi de l'évaluation de l'état de contrainte verticale au droit d'une cavité(a) avant et (b) après abaissement de la trappe [21]..... | 72 |
| Figure 3. 15 : Nouveaux développements proposés par Villard et Briançon (2008) sur la méthode RAFAEL [21]..... | 74 |
| Figure 3. 16 : schéma de principe du renforcement par Géosynthétique d'une cavité et de l'effet membranaire [21] | 74 |
| Figure 3. 18 : Déformée du géosynthétique en arc de cercle [15]..... | 75 |
| Figure 3. 20 : Préservation de l'intégrité structurelle par renforcement géotextile [15]..... | 76 |
| | |
| Figure 4. 1 : modèle numérique représentant la formation de calcaire sans cavité | 81 |
| Figure 4. 2 : caractéristiques physiques du calcaire | 82 |
| Figure 4. 3 : caractéristiques mécaniques du calcaire | 83 |
| Figure 4. 4 : maillage d'un calcaire sans cavité..... | 83 |
| Figure 4. 5 : description générale du calcaire sans cavité | 84 |
| Figure 4. 6 : modèle calcaire avec cavité non détectée | 84 |
| Figure 4. 7 : maillage de calcaire avec cavité non détectée..... | 85 |
| Figure 4. 8 : représentation du modèle de géotextile +grave (40/100)..... | 85 |
| Figure 4. 9 : caractéristiques physiques du matériau drainant 40/100..... | 87 |
| Figure 4. 10 : caractéristiques mécaniques du matériau drainant 40/100..... | 87 |
| Figure 4. 11 : caractéristiques physiques du remblai | 88 |
| Figure 4. 12 : caractéristiques mécaniques du remblai..... | 88 |
| Figure 4. 13 : caractéristiques mécaniques du géotextile unidirectionnel..... | 89 |
| Figure 4. 14 : caractéristiques mécaniques du géotextile bidirectionnel..... | 89 |
| Figure 4. 15 : représentation du maillage de géotextile unidirectionnel +Grave (40/100)..... | 90 |
| Figure 4. 16 : description générale de géotextile unidirectionnel et bidirectionnel + Grave (40/100)..... | 90 |
| Figure 4. 17 : traitement avec béton | 91 |
| Figure 4. 18 : les caractéristiques physiques du béton | 92 |
| Figure 4. 19 : les caractéristiques mécaniques du béton..... | 92 |
| Figure 4. 20 : maillage de traitement avec béton..... | 93 |
| Figure 4. 21 : phase initiale de calcul | 93 |
| Figure 4. 22 : phase 1 de calcul | 94 |

| | |
|---|-----|
| Figure 4. 23 : affichage des conditions aux limites des déformations du modèle (initial phase et phase 1) | 94 |
| | 94 |
| Figure 4. 24 : échouement de la phase 1 | 94 |
| Figure 4. 25 : représentation des conditions aux limites | 95 |
| Figure 4. 26 : visualisation des points de contraintes dans un massif calcaire (cas N°1) | 95 |
| Figure 4. 27 : visualisation des points de contrainte dans un massif calcaire (cas N°2) | 96 |
| Figure 4. 28 : visualisation des points de contrainte dans un massif calcaire (cas N°3et 4) | 96 |
| Figure 4. 29 : visualisation des points de contrainte dans un massif calcaire (cas N°5) | 96 |
| Figure 4. 30 : déformation du maillage du calcaire sans cavité | 97 |
| Figure 4. 31 : déformation du maillage de calcaire avec cavité non détectée | 97 |
| Figure 4. 32 : déformation du maillage de géotextile unidirectionnel+ Grave | 97 |
| Figure 4. 33 : déformation du maillage du de géotextile bidirectionnel+ Grave | 98 |
| Figure 4. 34 : déformation du maillage de traitement du béton | 98 |
| Figure 4. 35 : déplacements total du calcaire sans cavité | 99 |
| Figure 4. 36 : contrainte total du calcaire sans cavité | 99 |
| Figure 4. 37 : déplacements total de calcaire avec cavité non détectée | 100 |
| Figure 4. 38 : contrainte totale de calcaire avec cavité non détectée | 100 |
| Figure 4. 39 : déplacements total de Géotextile unidirectionnel et bidirectionnel + Grave (40/100) | 101 |
| Figure 4. 40 : contrainte total de Géotextile unidirectionnel et bidirectionnel+ Grave (40/100) | 101 |
| Figure 4. 41 : déplacements totaux relatifs au traitement avec béton | 102 |
| Figure 4. 42 : contrainte totale relative au traitement avec béton | 102 |
| Figure 4. 43 : évolution des déformations selon les différentes configurations de traitement | 103 |
| Figure 4. 44 : contrainte de cisaillement pour le modèle du calcaire sans cavité | 105 |
| Figure 4. 45 : contrainte de cisaillement pour le modèle du calcaire avec cavité non détectée | 105 |
| Figure 4. 46 : contrainte de cisaillement pour le modèle du géotextile unidirectionnel+ Grave | 106 |
| Figure 4. 47 : contrainte de cisaillement pour le modèle du géotextile bidirectionnel+ Grave | 106 |
| Figure 4. 48 : contrainte de cisaillement pour le modèle du traitement avec béton | 107 |
| Figure 4. 49 : évolution des contraintes de cisaillement | 107 |

Liste des photos

| | |
|---|----|
| Photo 2. 1 : Exploration du volume et de la connectivité des cavités Souterraines [15]..... | 30 |
| Photo 2. 2 : photographie d'un échantillon de calcaire vacuolaire fissuré [15] | 31 |
| Photo 2. 3 : Photographie de la faille dans la formation calcaire dolomitique [17] | 31 |
| Photo 2. 4 : Photographies des caisses des sondages pour les anomalies n°8 et 2[15] | 33 |
| Photo 2. 5 : Photographies de la cavité détectée près de GIR2 prévue [15]..... | 37 |
| Photo 2. 6 : Photographie des cavités [15] | 38 |
| Photo 2. 7 : Photographie de l'investigation par géo-radar [15] | 39 |
| Photo 2. 8 : photographie de Géotextile de renforcement | 47 |

Liste des tableaux

| | |
|--|-----|
| Tableau 1. 1 : présente les caractéristiques principales des méthodes géophysiques [7] | 14 |
| Tableau 2. 1 : la fonction de chaque acteur [14] | 28 |
| Tableau 2. 2 : les caractéristiques géotechniques de la formation calcaire [17]..... | 31 |
| Tableau 2. 3 : implantation des cavités [15]..... | 32 |
| Tableau 2. 4: Les dimensions des différentes cavités décelées [15] | 33 |
| Tableau 2. 5: dimension de la première cavité [15] | 36 |
| Tableau 2. 6: la géométrie de la seconde cavité [15] | 36 |
| Tableau 2. 7: la géométrie de la troisième cavité [15] | 37 |
| Tableau 2. 8 : récapitulatif des travaux géophysiques et géologiques [15]..... | 38 |
| | |
| Tableau 3. 1 : Rôles et applications des géosynthétiques [19] | 54 |
| Tableau 3. 2 : valeurs par défaut de Γ_{fu} [XP G38-065]..... | 62 |
| Tableau 3. 3 : exemples de valeurs de d_{sadm}/D_s [XP G38-065] | 63 |
| Tableau 3. 4 : Etats limites ultimes à prendre en compte pour les structures et les fondations [XP G38-065]..... | 66 |
| Tableau 3. 5 : coefficients partiels sur les actions et sur les résistances à l'ELS [XP G38-065] | 70 |
| Tableau 3. 6 : coefficients partiels sur les actions et sur les résistances aux ELU [XP G38-065] | 70 |
| Tableau 3. 7 : Valeur indicative du coefficient de dilatation du matériau de remblai [XP G38-065]..... | 75 |
| Tableau 3. 8 : Mesures de résistance à la Traction et de Raideur selon les Etats limites [15] | 78 |
| Tableau 3. 9 : Caractéristiques descriptives, mécaniques et hydrauliques de GEOTER FPET 200 [géo] | 78 |
| Tableau 3. 10 : Caractéristiques des charges et des paramètres géotechniques [15]..... | 79 |
| | |
| Tableau 4. 1 : Les caractéristiques de la formation calcaire..... | 82 |
| Tableau 4. 2 : les caractéristiques de matériaux drainant et du remblai | 86 |
| Tableau 4. 3 : les caractéristiques physiques et mécaniques du béton | 91 |
| Tableau 4. 4 : résultats des déformations, contraintes..... | 103 |

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

LISTE DES SYMBOLES ET INDICES

1- Lettres latines

B : Le diamètre de la cavité ;

C_e : Coefficient d'expansion du remblai ;

c' : Cohésion effective du sol ;

d_g : Déflexion du géotextile ;

d_s : Déflexion à l'interface du calcul ;

D : Portée du renforcement ;

E' : Module de young ;

G_s : Surcharge permanente ;

H : Hauteur de remblai ;

K : Coefficient donnant le ratio entre les contraintes horizontales et verticales dans la formule de Terzaghi ;

L : Largeur de l'effondrement ;

T_{max} : Force de traction sur l'ancrage ;

U_y : Déplacement verticale ;

q : Contrainte moyenne agissant sur le renforcement ;

Q_t : Surcharge variable due au trafic ;

2- Lettres grecques

β : Paramètre sans dimension ;

γ : Poids volumique du sol ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ;

γ_{M;t} : Facteur partiel pour la résistance à la traction du géosynthétique de renforcement ;

γ_{M;f} : Facteur partiel pour la résistance d'interaction avec les géosynthétiques ;

γ_{Rh} : Facteur partiel pour la résistance au glissement du sol ;

γ_{Rf} : Facteur partiel pour la résistance au glissement d'interface ;

δ : Angle de frottement des interfaces ;

ε_{adm} : Déformation admissible du géosynthétique ;

ε_{calc} : Déformation de calcul du géosynthétique ;

ε_{ult} : Déformation du géosynthétique à l'effort maximale ;

θ : L'angle de diffusion ;

ν : Coefficient de poisson ;

σ_{yy} : Contrainte verticale ;

τ : Contrainte de cisaillement maximale ;

φ : Angle de frottement interne du sol ;

φ' : Angle de frottement effectif du sol ;

Γ : Coefficients de réduction ;

R_{t;k} : Le coefficient de détermination de la résistance en traction ;

f_{max} : La flèche maximale de la nappe Géosynthétique ;

C_{iφj} : Coefficient d'interaction à l'interface sol/Géosynthétique ou à l'interface Géosynthétique/Géosynthétique ;

L_L : L'ancrage ;

J : La raideur ;

Γ_{end} : Coefficient de réduction due à l'endommagement des géosynthétiques lors de leur installation ;

Γ_{vieil} : Coefficient de réduction due au vieillissement ;

Γ_{flu} : Coefficient de réduction due au fluage ;

ψ : Angle de dilatance ;

LISTE DES ABREVIATIONS

(ADA) : L'algérienne des autoroutes ;

(BA) : Béton Armé ;

(BCS) : Bureau de Contrôle et Suivi ;

(BD Cavités) : Base de données nationale des cavités ;

(BRGM) : Bureau de Recherche Géologiques et Minières ;

(CRCC) : China Railway Construction Corporation ;

(CCTP) : Cahier des Clauses Techniques Particulières ;

(CEBTP) : Centre d'Essais du Bâtiment et des Travaux Publics ;

(CNRS) : Centre National de la Recherche Scientifique ;

(CV) : Valeur Caractéristique ;

(DEX) : Dossier d'exécution ;

(DRIRE) : Directions Régionales de l'Industrie de la Recherche et de l'Environnement ;

(EDF) : Electricité de France ;

(ELS) : Etat Limite Service ;

(ELU) : Etat Limite Ultime ;

(FHCC) : Fièvre Hémorragique de Crimée Congo ;

(GEO) : Géotechnique ;

(GNT) : Graves Non Traitées ;

(GTX) : Géotextile ;

(GGR) : Géogrille ;

(GCO) : Géocomposites ;

(GRIMP) : Groupe de Reconnaissance et d'Intervention en Milieu Périlleux ;

(GPR) : Ground Penetrating Radar ;

(INERIS) : Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques ;

(ISD) : Installation de Stockage de Déchets ;

(LTPO) : Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest ;

(LTPS) : Laboratoire des Travaux Publics du Sud ;

(LCPC) : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ;

(MEF) : Méthode d'Eléments Finis ;

(OON-EES) : Ouest-Ouest-Nord-Est-Est-Sud ;

(PST) : Partie Supérieure de Terrassement ;

(PP) : Polypropylène ;

(PE) : Polyéthylènes ;

(PA) : Polyamides ;

(PET) : Polyesters ;

(PER) : Plan d'épargne Retraite ;

(PPR) : Pseudo Polyarthrite Rhizomélique ;

(RAFAEL) : Renforcement des Assises Ferroviaires et Autoroutières contre les Effondrements Localisés ;

(SEROR) : Société d'Etudes et de Réalisation d'Ouvrages d'Arts de l'Ouest ;

(SAETI) : Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures ;
(STR) : Structure ;
(SSO-NNE) : Sud-Sud-Ouest-Nord-Nord-Est ;
(SP) : Sens production ;
(ST) : Sens trame ;
(ZERMOS) : Zone Exposées aux Risques de Mouvement Spontanés ;

Introduction générale

Depuis l'Antiquité, les civilisations ont dû relever les défis posés par les cavités souterraines, en utilisant des méthodes empiriques comme le remplissage de matériaux locaux. La Renaissance a vu des progrès scientifiques et techniques avec le développement de cadres en bois ou en pierre pour soutenir les structures. Aux XXe et XXIe siècles, les technologies avancées comme les logiciels de modélisation géotechnique et le géoradar (GPR) ont amélioré l'identification et la gestion des risques.

Aujourd'hui, le traitement des cavités utilise des approches multidisciplinaires combinant géologie, géophysique et ingénierie, avec des matériaux composites, des techniques de renforcement sophistiquées et des systèmes de surveillance en temps réel. La prévention par la planification proactive et les interventions rapides sont essentielles pour assurer la sécurité et la durabilité des infrastructures.

Les cavités souterraines peuvent causer des affaissements ou des effondrements, entraînant des dommages aux bâtiments et infrastructures, des interruptions de services et, dans les cas extrêmes, des blessures graves ou des pertes de vies humaines. L'ingénierie géotechnique et les travaux publics sont essentiels pour gérer ces risques. Les ingénieurs utilisent des techniques géophysiques et géotechniques pour identifier et évaluer les cavités, et emploient des technologies avancées pour leur détection et surveillance. Ils mettent en œuvre des méthodes de renforcement et de stabilisation, comme le comblement, l'installation de géotextiles et le boulonnage, et intègrent des mesures de sécurité dans la planification des infrastructures pour assurer leur sécurité et durabilité face aux dangers des cavités souterraines.

Le mémoire "Traitement des zones à risques de cavités : Cas de la pénétrante de Ghazaouet Tlemcen Section PK0+000-0+300" se concentre sur l'identification, l'évaluation et la gestion des risques liés aux cavités souterraines dans les travaux publics et l'ingénierie géotechnique. Il présente l'organigramme du groupement de travail et analyse la situation géologique et environnementale de la zone. Le mémoire détaille les anomalies détectées et les contextes géotechniques spécifiques, avec des investigations approfondies incluant des sondages carottés et des études géophysiques par géoradar. Les résultats, notamment les fractures à 15 mètres de profondeur dans les calcaires, ont conduit à la planification de renforcement de la chaussée avec des géotextiles composites, assurant la séparation et le renforcement des couches de sol pour prévenir les affaissements. Ce document est une ressource exhaustive pour la gestion des risques géotechniques dans la région, mettant en avant l'utilisation des géosynthétiques et des géotextiles pour renforcer les structures.

Il commence par la définition des termes clés tels que les géosynthétiques, une variété de produits fabriqués à partir de polymères utilisés pour améliorer les caractéristiques du sol, et les géotextiles, des tissus perméables qui, en association avec des sols, peuvent séparer, filtrer, renforcer, protéger ou drainer.

Ensuite, il examine les propriétés des matériaux, incluant les propriétés mécaniques (résistance à la traction, élongation à la rupture, rigidité), les propriétés hydrauliques (perméabilité, transmissivité), et la durabilité des matériaux face aux conditions environnementales, ensuite les principes de dimensionnement, en insistant sur la stabilité et la durabilité des ouvrages pour garantir la conservation des propriétés fonctionnelles des matériaux sur la durée de vie prévue de l'infrastructure.

Le mémoire traite également des méthodes de calcul pour le renforcement des cavités souterraines, notamment la méthode RAFAEL, conforme à la norme XP G38-065 de septembre 2020. Cette méthode évalue des propriétés essentielles des géosynthétiques, telles que la résistance à la traction et la capacité de drainage, cruciales pour la stabilité des sols. En utilisant des géosynthétiques pour répartir les charges et limiter les mouvements du sol, la méthode RAFAEL aide à prévenir les affaissements et effondrements.

Le mémoire aborde les concepts fondamentaux des cavités souterraines, leur formation, et les risques qu'elles posent. La détection des cavités utilise des techniques géophysiques comme la tomographie de résistance électrique, la sismique réfraction et le géoradar pour fournir des données précises sur leur taille, forme et position. Les données sont ensuite traitées pour créer des modèles bidimensionnels des formations souterraines, essentiels pour comprendre la géométrie des cavités et évaluer les risques associés.

Pour l'application pratique, le logiciel Plaxis 2D est utilisé pour simuler le comportement des sols et des structures, permettant d'évaluer l'efficacité des différentes méthodes de traitement des cavités sur des modèles réalistes et précis.

Pour cette analyse, nous avons divisée en cinq cas distincts : un modèle de référence sans cavité, un modèle de cavité protégée par matériaux drainants et géotextile unidirectionnel, un modèle de cavité protégée par matériaux drainants et géotextile bidirectionnel, un modèle avec traitement en béton, et un modèle de cavité non détectée.

Les résultats obtenus à partir de ces simulations seront soigneusement examinés et discutés pour comparer les différentes approches de traitement des cavités et évaluer leur efficacité respective. En conclusion, l'importance des outils numériques dans la prédiction et l'amélioration de la stabilité des infrastructures exposées aux risques de cavités est démontrée, fournissant des recommandations pratiques pour la gestion des cavités dans la région de Ghazaouet, contribuant à la sécurité et à la durabilité des projets d'infrastructure futurs.

Chapitre 1 : Généralités sur les cavités

I. Introduction

La présence de cavités, qu'elles soient naturelles ou induites par des activités humaines, joue un rôle significatif mais souvent sous-estimé dans la géologie et l'environnement souterrain. Ces vides, dissimulés sous la surface terrestre, ont des implications majeures sur les caractéristiques des sols et des sous-sols, impactant la géotechnique, la gestion des eaux souterraines, et la sécurité des infrastructures.

Les cavités naturelles résultent de processus géologiques tels que l'érosion, la dissolution des roches, ou la formation de cavernes, tandis que les cavités artificielles, proviennent d'activités comme l'exploitation minière ou la construction de tunnels. Leur influence sur la stabilité géotechnique, la circulation des eaux souterraines, et la sécurité des structures en surface nécessite une compréhension approfondie pour anticiper et résoudre les défis géotechniques, optimiser la gestion des ressources en eau souterraine, et garantir la durabilité des structures urbaines et des infrastructures enfouies.

II. Différents types des cavités

1. Les cavités souterraines

Les cavités souterraines font référence à des zones privées de matériau situées sous la surface de la Terre. Elles sont généralement le résultat de phénomènes naturels liés à la géologie ou d'interventions humaines.

La diversité de ces espaces creux se manifeste à travers des dimensions variées, allant de petites fissures à des cavernes complexes. Leur formation peut résulter de processus naturels tels que l'érosion, la dissolution de roches solubles par l'eau, ou encore des activités humaines comme l'exploitation minière et la construction de tunnels. Ces vides souterrains se forment dans différents types de roches ou de sols, et leur taille et leur forme peuvent varier considérablement en fonction des processus géologiques ou des interventions anthropiques à l'origine de leur création. [1]

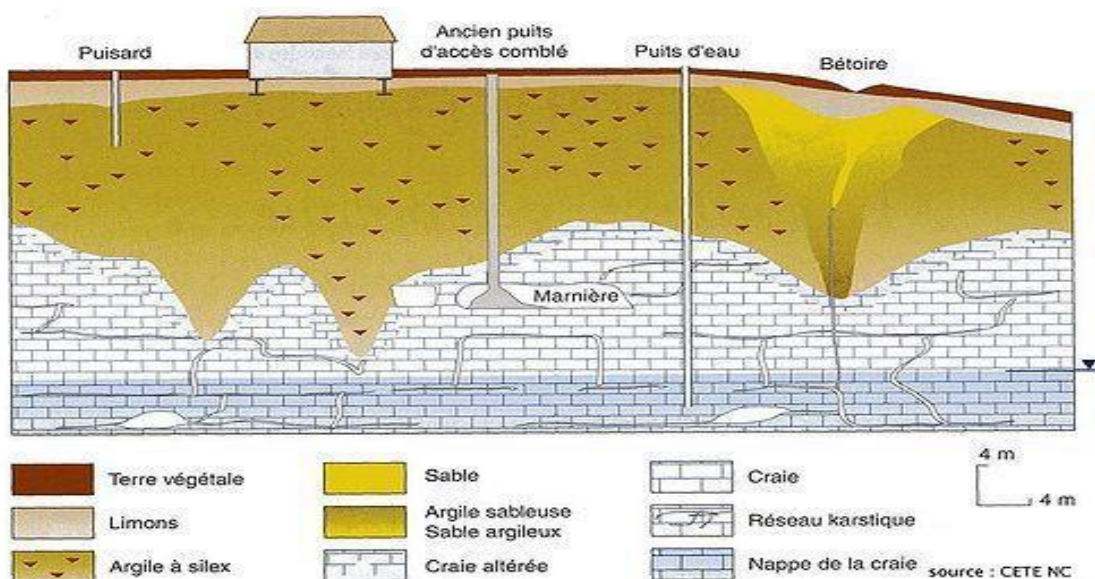


Figure 1. 1: Typologie des cavités souterraines. Source : CETE NC [1]

2. Les cavités naturelles

Les formations souterraines naturelles se forment naturellement dans le sous-sol, sans intervention humaine directe. Elles résultent principalement de processus géologiques qui façonnent progressivement la structure de la terre.

Ces cavités se manifestent sous différentes formes, allant de petites fissures dans les roches à des cavernes complexes et étendues. Divers processus géologiques contribuent à leur formation, tels que l'érosion, la dissolution de roches solubles par l'eau, la création de cavernes par des phénomènes karstiques, l'effondrement de grottes, et la création de vides dans des formations géologiques spécifiques, pour n'en nommer que quelques-uns.

Ces cavités naturelles jouent un rôle crucial dans la dynamique géologique et hydrologique de la terre. Elles influent sur la circulation des eaux souterraines, servent d'habitat à des espèces spécifiques, et présentent un intérêt scientifique et géologique. Cependant, leur présence peut également poser des défis en termes de sécurité et de gestion. [1]

II.2.1. Cavités naturelles en milieu carbonaté

Les cavités dans les environnements carbonatés se forment principalement dans les roches riches en carbonate de calcium, telles que le calcaire et la dolomie, et sont le résultat d'un processus de dissolution. Ces cavités ont un impact sur la topographie, la circulation des eaux souterraines et la biodiversité souterraine, mais peuvent également présenter des défis.

II.2.2. Cavités naturelles en milieu sulfaté

Les cavités naturelles en milieu sulfaté se forment lorsque l'eau dissout le gypse ou l'anhydrite présents dans le sous-sol, créant ainsi des cavités de différentes tailles et formes. Ces cavités peuvent présenter des défis en termes de stabilité géotechnique et de sécurité des infrastructures, mais elles ont également un intérêt scientifique en tant que contributeurs à la dynamique géologique.

3. Cavités artificielles

Les excavations artificielles ont été réalisées par l'homme dans l'optique d'extraire des matériaux essentiels à ses activités, principalement dans les domaines de l'agriculture et de la construction.

Les carrières peuvent être catégorisées en divers groupes en fonction du mode d'exploitation, des matériaux extraits, et de leur emplacement géographique.

De ce fait, les différentes cavités d'origine anthropique incluent les argilières, les sablières, les carrières dédiées à la pierre de construction, celles destinées à la pierre à chaux, ainsi que les marnières. [1]

II.3.1. Argilières et sablières

Les excavations issues de l'exploitation des argiles destinées à la fabrication de tuiles, de briques et de poteries sont désignées sous le terme d'argilières. Elles sont fréquemment observées

Chapitre 1 : Généralités sur les cavités

dans les régions caractérisées par une épaisse couche de limon. Les travailleurs procédaient à la création d'un puits puis s'enfonçaient dans les argiles contenant du silex. Cette exploitation avait lieu pendant la période sèche et était limitée à une saison.

Quant aux sablières, comparables aux argilières, elles sont moins courantes et restent méconnues en raison de leur caractère instable. Le processus d'exploitation est similaire à celui des argilières, principalement réalisé en carrière à ciel ouvert. [1]

II.3.2. Carrières de pierre à bâtir ou de pierre à chaux

Les exploitations de carrières de pierre à bâtir ou de pierre à chaux sont généralement aménagées en bordure de collines, dotées d'accès plus ou moins horizontaux facilitant l'extraction des blocs de pierre.

Les galeries présentent une largeur conséquente, allant de 5 à 10 mètres, tandis que les plafonds peuvent atteindre plus de dix mètres de hauteur. Ces carrières, souvent de nature industrielle, se distinguent par la présence de roches dures résistantes au gel. Notons toutefois l'existence de carrières souterraines de pierre à chaux, accessibles par puits.

Les carrières de pierre à bâtir ont été minutieusement cartographiées dans la région, certaines ayant été utilisées par les allemands, et d'autres ayant servi de refuges civils pendant la seconde guerre mondiale. Ces carrières ont également contribué à la construction d'édifices imposants tels que la cathédrale d'Évreux.

Par ailleurs, les carrières de pierre à chaux étaient dédiées à l'extraction de la pierre calcaire. La chaux ainsi obtenue est utilisée comme enduit, liant, mortier et même pour blanchir le sucre. [1]



Figure 1. 2: La carrière de pierre à chaux l'exploitation a durée de 1860 à 1940 [2]

II.3.3. Marnières

Les marnières sont des cavités souterraines façonnées par l'exploitation des marnes, une roche sédimentaire principalement constituée d'argile et de calcaire. Créées par l'activité humaine, ces carrières souterraines ont pour objectif principal l'extraction de matériaux utilisés dans divers secteurs tels que la construction et l'agriculture.

Le processus d'extraction dans les marnières comprend généralement la création de puits d'accès suivis de galeries permettant d'atteindre les couches de marnes. Souvent saisonnière,

Chapitre 1 : Généralités sur les cavités

l'activité implique des creusements pendant les périodes de temps sec. Les caractéristiques de ces cavités varient en fonction des méthodes d'exploitation et des propriétés géologiques du sous-sol.

En tant que cavités artificielles, les marnières peuvent parfois poser des défis en matière de stabilité du sol et de sécurité des infrastructures. Cela souligne l'importance d'une gestion prudente et de l'application de mesures préventives appropriées pour assurer la sécurité et la durabilité des sites d'exploitation. Les marnières représentent environ 80% des cavités souterraines dans le monde, surtout présentes sur les plateaux haut-normands. Initialement, l'accès à la craie se faisait par des puits de 0,80 à 2 m de diamètre, traversant les formations superficielles telles que les limons, les sables et les argiles à silex. À partir des années 1850, certains puits étaient partiellement maçonnés pour stabiliser leur structure. Au bas du puits, des galeries étaient aménagées, permettant l'accès aux chambres d'exploitation. [1]

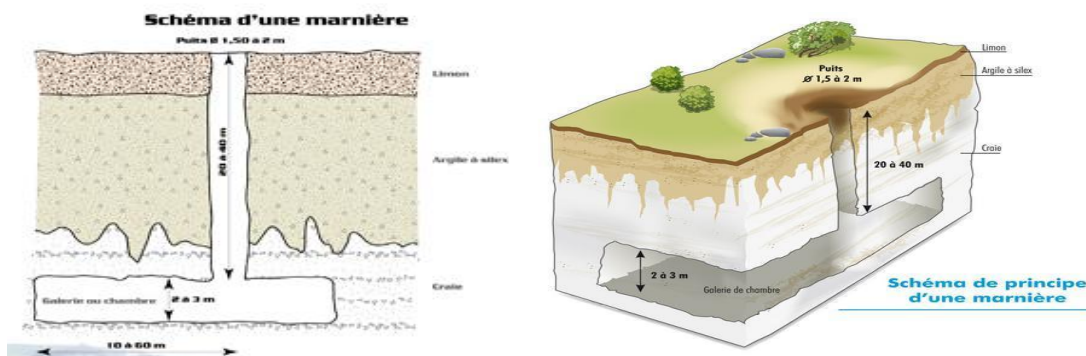


Figure 1. 3: Marnière dans son contexte géologique (source : BRGM, 1998) [3]



Figure 1. 4: Cavités artificielles [4]

III. Les dégradations, effondrements de cavités et mouvements de terrain associés

Les cavités, qu'elles soient naturelles ou d'origine anthropique, sont soumises à des évolutions et des altérations au fil du temps, influencées par des conditions intrinsèques au massif et/ou des facteurs externes. À long terme, des phénomènes d'instabilité locale surviennent au sein de la structure, entraînant la détérioration des piliers et du toit immédiat, comme illustré dans la (Figure 1.5).

En cas de propagation vers la surface les cavités souterraines, qu'elles soient naturelles ou d'origine humaine, représentent une menace potentielle pour les éléments en surface situés dans

Chapitre 1 : Généralités sur les cavités

la zone d'effondrement. Ce processus d'effondrement peut se dérouler de manière progressive ou soudaine, en fonction de la configuration du vide souterrain et de la nature du sol au-dessus. En surface, divers types de mouvements de terrain, plus ou moins prévisibles et redoutés, surviennent, entraînant des dommages aux structures situées dans la zone de déplacement. [5]



Figure 1. 5 : Dégradations observées dans une carrière souterraine [5]



Figure 1. 6 : Effondrement de chaussée à Lille : Impact d'une ancienne carrière souterraine [6]



Figure 1. 7 : Cratère sur un chantier à Vottem (Liège) effondrement du sous-sol [6]

IV. Les risques liés aux effondrements de cavités souterraines

Les risques liés aux effondrements de cavités souterraines sont nombreux et peuvent avoir des conséquences graves. Ces effondrements peuvent créer des vides dans le sol, affaiblissant ainsi les structures en surface.

Cela représente une menace immédiate pour la sécurité des personnes se trouvant à proximité. Les événements étant souvent soudains, il est difficile de les prévenir, ce qui peut entraîner des blessures graves, voire la perte de vies humaines. De plus, les infrastructures en surface, comme les bâtiments, les routes et les réseaux de services publics, peuvent également être endommagés. Les effondrements de cavités souterraines nécessitent souvent des réparations coûteuses et peuvent entraîner des interruptions significatives dans les activités quotidiennes. Il est donc essentiel de surveiller de près les zones à risque, de prendre des mesures préventives pour minimiser les dangers potentiels et de planifier de manière judicieuse l'urbanisation afin de réduire les risques associés à ces événements. [1]

1. Effondrements localisés

Les effondrements localisés se réfèrent à des incidents où des portions spécifiques du sol ou du sous-sol s'affaissent de manière subite et localisée. Ces événements peuvent se produire pour diverses raisons, qu'il s'agisse de cavités souterraines naturelles, de structures affaiblies, d'activités minières, ou d'autres facteurs géologiques. Les caractéristiques des effondrements localisés peuvent varier en termes de taille, de profondeur et de nature du sol concerné. Ces incidents peuvent présenter des risques pour la sécurité publique et peuvent endommager les structures en surface, tels que les bâtiments, les routes, ou les réseaux de services publics. La prévention des effondrements localisés implique souvent une surveillance régulière des zones à risque, la cartographie géotechnique, et la mise en œuvre de mesures préventives appropriées.

Ces mesures peuvent inclure le renforcement des structures, la gestion prudente des activités minières, et la régulation des zones où des cavités souterraines sont présentes. Une compréhension approfondie des facteurs contribuant aux effondrements localisés est essentielle pour atténuer les risques potentiels associés à ces incidents. [1]



Figure 1. 8 : Effondrement localisé au droit d'une ancienne mine de fer de Lorraine [5]



Figure 1. 9 : une ancienne carrière de craie [5]

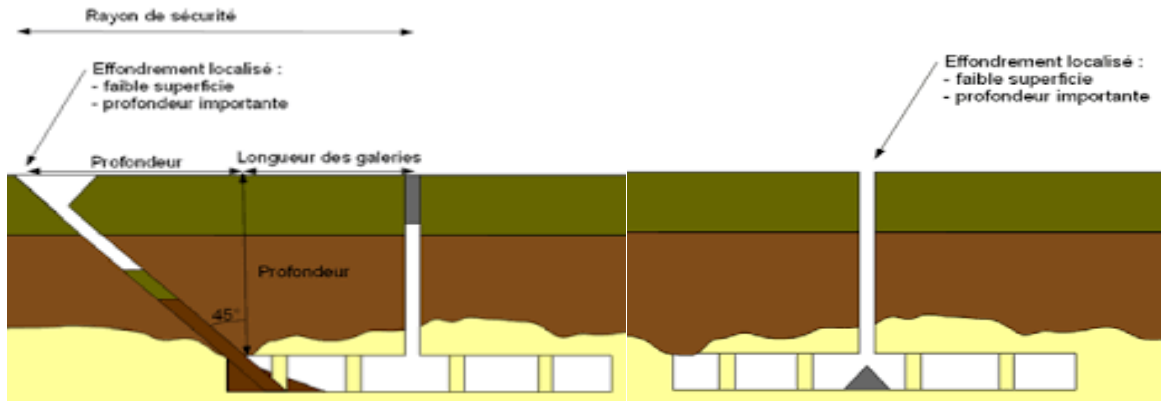


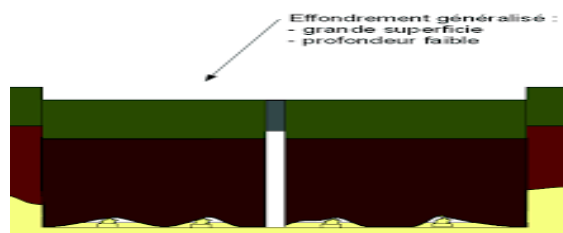
Figure 1. 10 : Schéma d'un effondrement de puits [1]

2. Effondrements généralisés

Les effondrements généralisés font référence à des événements où d'importantes portions de sol ou de sous-sol s'affaissent de manière étendue et simultanée. Ces incidents massifs peuvent découler de divers facteurs, tels que des cavités souterraines étendues, des affaissements miniers à grande échelle, des phénomènes géologiques complexes ou d'autres processus entraînant un affaiblissement significatif du sol.

Les caractéristiques des effondrements généralisés impliquent fréquemment une perte importante de volume de sol sur des étendues considérables, créant ainsi des risques graves pour la sécurité publique et occasionnant d'importants dégâts aux infrastructures en surface. Ces incidents peuvent survenir de manière soudaine, posant ainsi des défis majeurs en matière de prévention et de gestion.

La surveillance régulière des zones à risque, la cartographie détaillée du sous-sol, et la mise en place de pratiques de prévention et de gestion des risques sont essentielles pour atténuer les dangers potentiels liés aux effondrements généralisés. Une compréhension approfondie des causes sous-jacentes de ces incidents est cruciale pour élaborer des stratégies efficaces visant à prévenir de tels effondrements à grande échelle. [1]



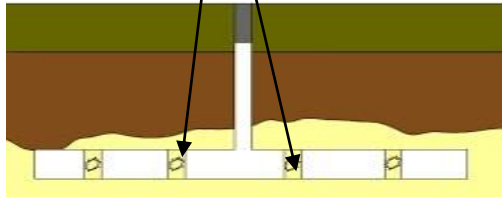


Figure 1. 11 : Schéma d'un effondrement généralisé dû à une rupture des piliers [1]

3. Les facteurs aggravant les risques d'effondrements :

Les effondrements, qu'ils soient localisés ou généralisés, résultent des circulations d'air et d'eau qui altèrent progressivement les matériaux assurant la stabilité d'une marnière. Des facteurs aggravants, tels que des précipitations abondantes ou un rejet fréquent d'eaux pluviales, peuvent accélérer ce processus, augmentant ainsi les risques d'effondrement. Les grands effondrements, souvent observés pendant des hivers très pluvieux, représentent des scénarios où ces risques atteignent leur point culminant, mettant en évidence l'impact significatif des conditions météorologiques.

Par ailleurs, l'expérience révèle que les effondrements se produisent fréquemment la nuit. Ces incidents nocturnes sont déclenchés par les variations de température entre le jour et la nuit, générant des mouvements de terrain jusqu'aux couches profondes du sous-sol. Ces mouvements, combinés aux fragilités préexistantes d'une marnière, peuvent être suffisants pour déstabiliser la structure.

En outre, les facteurs aggravant des risques d'effondrement peuvent être divers et variés en fonction du sous-sol, des activités humaines et des caractéristiques géologiques. La présence de cavités souterraines, les processus géologiques, les activités minières, l'urbanisation rapide, les défaillances des infrastructures, les changements climatiques, la négligence dans l'entretien des structures, et les activités de construction inadéquates sont autant de facteurs qui contribuent à accroître ces risques.

Une compréhension approfondie et une gestion préventive de ces éléments sont essentielles pour prévenir efficacement les effondrements et assurer la sécurité des zones concernées. [1]

V. Les reconnaissances préliminaires

Dans la phase initiale d'un projet de Génie Civil, la reconnaissance géologique joue un rôle crucial en amont, consistant à recueillir toutes les informations relatives aux caractéristiques du sol et du sous-sol. Parmi ces données, la recherche de cavités potentielles est primordiale. La procédure de localisation de ces cavités, particulièrement approfondie dans le cadre du thème "Carrières souterraines abandonnées du LCPC", suit généralement un schéma spécifique.

Dans une première étape préalable, une expertise géologique de la zone du projet permet d'émettre un avis sur la nature des matériaux présents en sous-sol et sur la structure du terrain concerné. Ces informations orientent la décision sur la possible présence de cavités, qu'elles soient d'origine naturelle ou anthropique. En cas de résultats concluants, une phase d'enquêtes est initiée. Cela implique l'exploitation de tous les documents d'archives contenant des informations

Chapitre 1 : Généralités sur les cavités

sur les carrières souterraines ou les accidents liés aux cavités. Pour compléter ces recherches, une enquête orale est menée auprès de la population locale.

Expérience faisant, il est important de noter que les informations provenant des enquêtes sont souvent incomplètes et nécessitent d'être précisées par une phase de recherche d'indices de surface. Ces indices peuvent prendre la forme d'anomalies topographiques révélant des déformations liées à des instabilités profondes ou indiquant la présence potentielle de vides de dissolution. Ils peuvent également être des vestiges d'anciennes activités extractives. À la suite de ces deux premières phases, les secteurs potentiellement sous-minés sont circonscrits.

Le dernier volet de la phase initiale des recherches, basé sur des techniques de télédétection, vient enrichir les informations des étapes précédentes par l'analyse de photos aériennes ou d'images infrarouges thermiques. Ces méthodes sont conçues pour détecter des anomalies liées directement ou indirectement à une cavité en profondeur, qu'il s'agisse d'anomalies du relief ou de variations de température. La phase de validation sur le terrain permet ensuite de trier entre les différentes anomalies et de délimiter les zones à risque. [7]

1. L'étape préalable

La phase de reconnaissance revêt une importance cruciale, car elle sert à confirmer la présence éventuelle de cavités dans le sous-sol grâce à une étude géologique approfondie. Parallèlement, en se basant exclusivement sur les archives et les témoignages, elle permet de cartographier les zones potentiellement sous-minées, qu'elles résultent de phénomènes naturels ou d'interventions humaines. Une fiche de renseignements, annexée au chapitre "Synthèse générale", offre une compilation des données recueillies, offrant ainsi un premier éclairage sur l'origine des indices étudiés. [7]

V.1.1. L'étude géologique

L'exploration préliminaire d'un projet de génie civil commence par l'examen approfondi de la carte géologique et topographique à l'échelle de 1/50 000, ainsi que des documents existants. Cette analyse initiale vise d'abord à repérer d'éventuelles anciennes carrières ou indices de cavités souterraines sur la carte, puis à identifier les terrains potentiellement exploités ou susceptibles de renfermer des cavités de dissolution en profondeur. Le log stratigraphique, en fournissant des informations cruciales sur la profondeur des bancs exploitables, influence la profondeur potentielle des cavités, leur épaisseur, et le nombre de niveaux exploités. La position de la nappe phréatique, qui constituait autre fois une limite à la profondeur d'exploitation, constitue une donnée fondamentale accessible via la notice explicative accompagnant la carte géologique.

La carte géologique répertorie également les accidents tectoniques, qui agissent comme des drains pour les nappes phréatiques, souvent alignés avec les anomalies topographiques (dolines, gouffres, aven) liées aux cavités de dissolution. Un examen visuel in situ complète les données cartographiques, offrant des indications sur la formation géologique locale, le type de roche ou de matériau, son environnement lithologique, son état d'altération et de fracturation.

Ces détails permettent de perfectionner la carte géologique et, selon les besoins, d'établir des corrélations avec les informations hydrologiques, tectoniques et pétrographiques. Dans le contexte des formations karstiques, l'identification de ces paramètres facilite l'extrapolation du risque à l'ensemble des zones partageant des caractéristiques similaires de terrain, permettant

ainsi de déterminer les secteurs où la probabilité de trouver des cavités naturelles ou anthropiques est élevée.

La recherche géologique guide le choix des méthodes géophysiques adaptées à la détection des cavités et détermine l'implantation des profils géophysiques. [7]

V.1.2. La recherche d'archives et d'informations

Cette phase revêt une importance cruciale, parfois constituant la méthode la plus efficace pour localiser des cavités (Manier, 2001). Elle débute par l'examen attentif de la carte topographique à l'échelle de 1/25 000, mettant l'accent sur la toponymie de la zone à étudier. Les plans d'archives, tels que les plans cadastraux et d'exploitations, sont ensuite scrutés, disponibles auprès d'organismes publics variés tels que les Inspections des Carrières, les services municipaux ou départementaux des Carrières, la DRIRE, le BRGM, les archives départementales et communales, les services de l'Équipement, les Conseils généraux, les mairies, les sociétés houillères, les cabinets de géomètres, les associations spéléologiques, les GRIMP, les sapeurs-pompiers, les gendarmeries, etc. D'autres organismes tels que le CEBTP, le CNRS, et l'EDF peuvent fournir l'accès à leurs bases de données. La consultation d'articles, de thèses, de mémoires, de rapports d'études en géologie, en géophysique, et en génie civil s'avère bénéfique pour la recherche d'indices. Les cartes des risques naturels (ZERMOS, PER, PPR) regorgent d'informations cruciales sur les zones karstiques et les carrières souterraines. De plus, une base de données en cours d'élaboration (BD Cavités) par le BRGM, le LCPC, et l'INERIS, accessible librement sur le site internet du BRGM, répertorie les cavités sur le territoire national.

Les informations à recueillir comprennent la toponymie, la morphologie, les indices de surface tels que les effondrements, les affaissements, les puits, etc.

De même, les indices de photographies aériennes existants, la géométrie potentielle du vide recherché (taille, profondeur, extension, etc.), et le type de vide recherché (carrières, souterrains, sapes, karts, etc.) sont des éléments clés de cette recherche. [7]

V.1.3. L'enquête orale

Les retours d'expérience des habitants, tels que les maires et les agriculteurs, fournissent des informations précieuses. Il est envisageable d'interroger individuellement ces personnes, que ce soit de manière orale ou par le biais de correspondance. Des réunions régulières sont souvent organisées en mairie avec la participation des résidents. Il est toutefois essentiel de faire preuve de prudence quant à la fiabilité des témoignages humains, étant donné qu'ils reposent sur la mémoire et que certains problèmes pourraient être volontairement dissimulés. [7]

2. La recherche d'indices de surface

Cette étape implique la recherche d'éventuels indices tels que des affaissements, des activités extractives antérieures ou des structures révélatrices de la possible présence de cavités naturelles (comme des dolines, des dépressions alignées, etc.) ou anthropiques (dépressions ponctuelles). Lorsque cela est possible, surtout pour des zones étendues, la télédétection s'avère une méthode fortement recommandée.

Elle offre des informations sur la morphologie et la structure régionales, ainsi que sur la température apparente du sol, souvent liée à la présence d'une cavité. La télédétection, englobant l'interprétation de clichés aériens et la radiométrie infrarouge thermique, est expliquée en détail dans le chapitre suivant en termes de principe et de méthodologie.

Chapitre 1 : Généralités sur les cavités

Une étape cruciale consiste en des vérifications sur le terrain pour clore la phase préliminaire. Les nouveaux indices recueillis complètent la carte des secteurs potentiellement affectés par des cavités et contribuent à définir les zones présentant des risques. [7]

VI. Les reconnaissances géophysiques et géotechniques

Un premier zonage, dérivé des études préliminaires, guide l'implantation des méthodes d'exploration géophysiques de surface, lesquelles consistent à mesurer l'impact d'un champ physique sur le terrain. Ces mesures visent à déduire certaines caractéristiques du sol afin de révéler toute cavité pouvant engendrer des effets indésirables en surface. Le choix de l'une ou de plusieurs de ces méthodes dépend principalement de divers facteurs, notamment la taille de la zone d'étude, son environnement, la nature des terrains environnants, les spécificités des cavités recherchées (vides, partiellement ou non comblées de matériaux conducteurs, profondeur, dimension) et les ressources disponibles en fonction de la nature du projet.[7]

Tableau 1. 1 : présente les caractéristiques principales des méthodes géophysiques [7]

| | Profondeur investigation indicative | Rendement | Type de cavités | Milieu urbain | Sensibilité au bruit | Sources de leurre | Conditions nécessaires de détection |
|--|---|---|---|------------------------------|--|--------------------------------------|---|
| Microgravimétrie | 2R pour une sphère vide de rayon R | 50 points de mesure/jour | Vides francs, cavités partiellement envoyées | Oui, mais contraintes fortes | Activité humaine, séismes, chocs | Hétérogénéités massiques du sol | Topographies nues, Aucomprèsnz |
| Sismique réflexion très hautes résolutions | Jusqu'à 50m | Quelques centaines de mètres/jour, pour des dispositifs d'une centaine de mètres et une distance de 1 m entre géophones | Vides francs, carrières exploitées en chambre et piliers | non | Activité humaine, séismes, chocs, ondes de surface | Zone décomprimée, mauvais traitement | Présence d'un horizon réflecteur sous la cavité |
| Sismique réfraction | Entre 20 et 30m | | | non | | | Milieu de vitesse croissant |
| Sismique en ondes de surface | 10m, dépend uniquement de La longueur d'onde dominante | Idem, plus si dispositif glissant | Vides proches de la surface, 10 m ² de section | Oui | Activité humaine, séismes, chocs, ondes de surface | – | – |
| Radar géologique | Inversement proportionnelle à la conductivité. Jusqu'à 15 m | Plusieurs centaines de mètres à quelques km/jour | Cavités vides et cavités conductrices | Oui | Faibles aussi antennes non blindées | – | Milieu encaissant supérieur à 100 m |
| SL Ingram | | Moyen, en générales mesures sont conduites à la vitesse De marche | Karst argileux avec remontée verticale (par cheminées argileuses) | Oui, mais contraintes fortes | Lignes et clôtures électriques | Environnement métallique | Milieu plutôt conducteur |

Chapitre 1 : Généralités sur les cavités

| | | | | | | | |
|--------------------|--|---|---|-----|--|--------------------------|--|
| VLF-R | Quelques mètres, comparable à celle obtenue en panneau électrique pour une anomalie Ponctuelle | Faibles électrodes inductives piquées dans le sol, grands électrodes capacitives tractées | Conducteurs ou vides avec remontée verticale (par exemple puits de ...) | non | Émetteur radio, environnement métallique | Environnement métallique | Réception des émetteurs |
| VLF-EM | | Moyen, engénéralles mesures sont conduites à la vitesse | Karst argileux avec remontée verticale | non | Émetteur radio, environnement métallique | Environnement métallique | Réception des émetteurs |
| Infrarouge | Quelques mètres | Très grand rendement | Puits de manière et karsts affleurants | non | Activité humaine | Surfaces boisées, eau | Vol d'été après 17 h. Vol d'hiver en fin de nuit |
| Panneau électrique | Pour unes phère vide de rayon R. 1,5R pour une sphère Conductrice de rayon R | Quelques centaines de mètres/jour, pour des dispositifs d'une centaine de mètre set une distance de 1mètre entre électrodes | Plutôt anomalies conductrices (failles, pendage, Stratification, etc.) | non | - | À-coups déprise | - |

Ces études aboutissent à un second zonage du terrain, où sont positionnés les forages de reconnaissance, permettant d'affiner et de compléter le modèle géologique et le modèle géophysique. Ces forages peuvent être destructifs ou carottés, et les échantillons prélevés peuvent être analysés en laboratoire. L'enregistrement de paramètres physiques peut être effectué pendant la foration (diagraphies instantanées) ou après la foration autour du forage (diagraphies différées). Des mesures géophysiques en forage, entre forages ou de forage à surface, contribuent au domaine d'investigation.

À ce stade, toutes les ressources disponibles ont été mobilisées pour détecter des cavités souterraines, qu'elles soient naturelles ou anthropiques. Il appartient ensuite aux responsables maîtres d'œuvre de prendre des décisions appropriées concernant les traitements ou les précautions à adopter. Toutefois, il est essentiel de garder à l'esprit qu'un risque nul n'est pas envisageable, et qu'il subsiste toujours la possibilité qu'une cavité trop petite, trop profonde ou présentant des caractéristiques non anticipées dans le modèle géologique ne soit pas détectée. [7]

VII. Méthodologie générale pour la recherche de cavités

La recherche de cavités s'inscrit dans une stratégie de prévention des risques naturels et technologiques, avec pour objectif d'identifier les zones souterraines potentiellement préjudiciables en surface. La méthodologie recommandée comprend les étapes suivantes : études préliminaires, campagne de mesures géophysiques et campagne de forages. Ces démarches doivent aboutir à la formulation de solutions techniques de traitement.

Cette synthèse résume les éléments essentiels de la méthodologie, fournissant des détails sur le domaine d'étude et proposant une classification des méthodes à utiliser en fonction du type de cavités recherchées et de la taille de la zone étudiée. Enfin, un tableau récapitulé, pour chaque

méthode, les profondeurs d'investigation, le rendement, le type de cavité ciblée, la sensibilité au bruit, les sources de leurre et les conditions d'application nécessaires.[7]

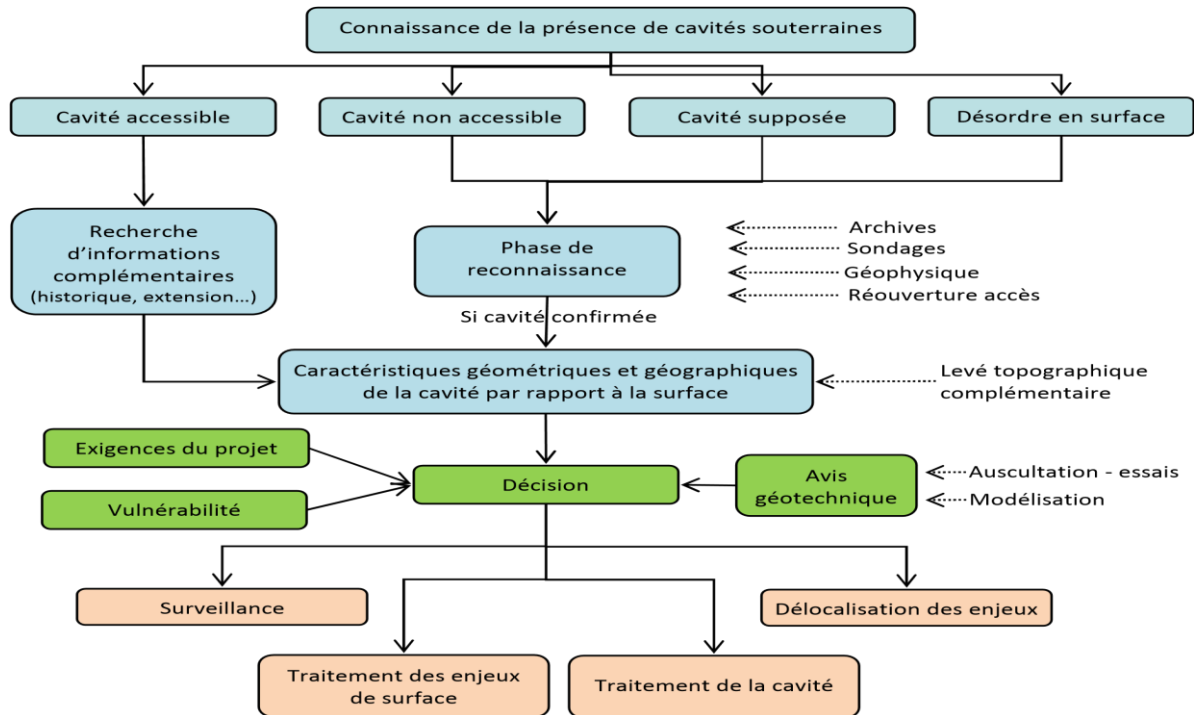


Figure 1. 12 : Diagramme de Gestion du Risque des Cavités : Phase d'information, diagnostic et sécurité [8]

VII.1.1. Études géologiques

L'exploration des cavités souterraines, qu'elles soient naturelles ou anthropiques, commence par l'analyse approfondie de cartes géologiques et topographiques. L'objectif est de déterminer les caractéristiques géotechniques du sol et les conditions propices à la formation de cavités.

Les cavités naturelles, comme les karsts, se forment dans des sols solubles tels que le calcaire (milieu carbonaté) et le gypse (milieu sulfaté). En revanche, les cavités anthropiques, principalement des carrières et des mines, se trouvent dans des sols exploitables par l'homme. Ces dernières présentent souvent des défis supplémentaires en raison de leur nombre élevé et, pour les plus anciennes, de l'incertitude entourant leurs caractéristiques, notamment leur localisation et leurs dimensions. Il est fréquent de rencontrer des sols à la fois solubles et exploitables, notamment avec la présence de calcaire et de gypse. Dans de tels cas, la coexistence des deux types de cavités est envisageable.

L'étude géologique implique la collecte d'informations sur la structure interne du terrain et l'analyse de divers indices afin de définir les zones de faiblesse, y compris les fractures, les zones de décompression, et idéalement, les zones sous-cavées.[7]

VII.1.2. Recherche d'indices

La collecte d'indices s'articule autour de la consultation d'archives et de la réalisation d'enquêtes de voisinage. En fonction des ressources disponibles, du type de cavités ciblées et de l'envergure de la zone d'étude, l'utilisation de techniques de télédétection peut venir compléter cette phase. Un examen visuel sur le terrain finalise cette recherche d'indices.

Les études préliminaires effectuées permettent d'établir une première évaluation du risque lié aux cavités et de définir un premier zonage.[7]

2. Les méthodes géophysiques

Les méthodes géophysiques sont mises en œuvre à la suite des études préliminaires pour enrichir le modèle géologique et établir un second zonage plus précis, ciblant les anomalies mesurées qui pourraient être associées à des cavités.

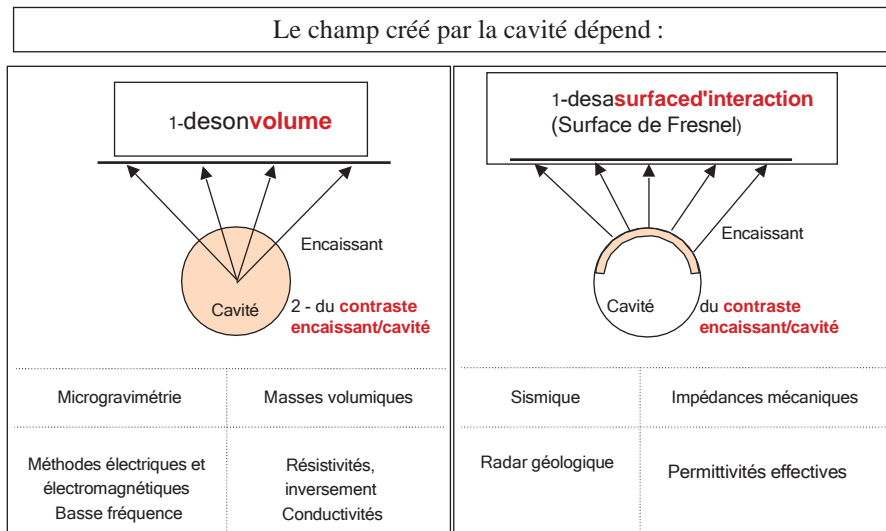


Figure 1. 13 : Géométrie du Champ créé par une Cavité Approches Géophysiques comparées [7]

VII.2.1. Géoradar (GPR)

Le Géoradar, également connu sous le nom de Ground Penetrating Radar (GPR), est un dispositif géophysique utilisé pour l'exploration non destructive des sous-sols. Il fonctionne en émettant des ondes électromagnétiques de haute fréquence vers le sol et en enregistrant les signaux réfléchis.

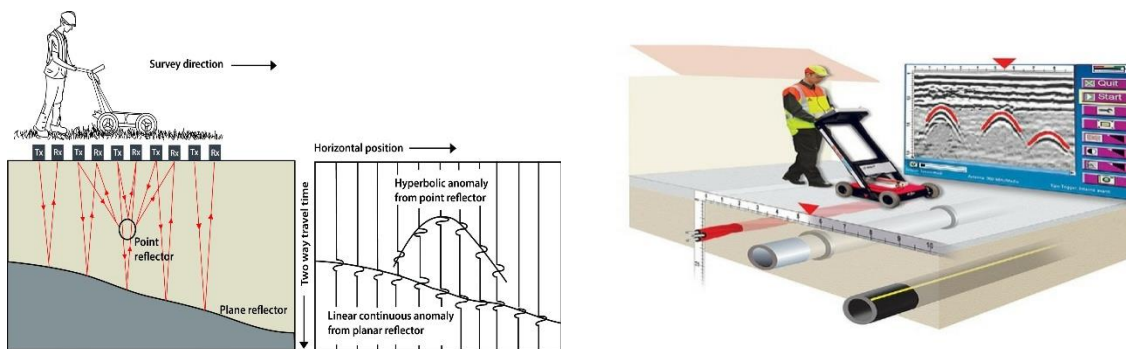


Figure 1. 14 : Radar pénétrant dans le sol (GPR)

VII.2.2. Méthodes sismiques

Les méthodes sismiques sont des techniques géophysiques qui exploitent la propagation des ondes sismiques à travers le sol pour caractériser la structure interne de la terre. Ces méthodes sont largement utilisées dans des domaines tels que l'exploration pétrolière, l'ingénierie géotechnique et la recherche de cavités souterraines.[7]

Chapitre 1 : Généralités sur les cavités

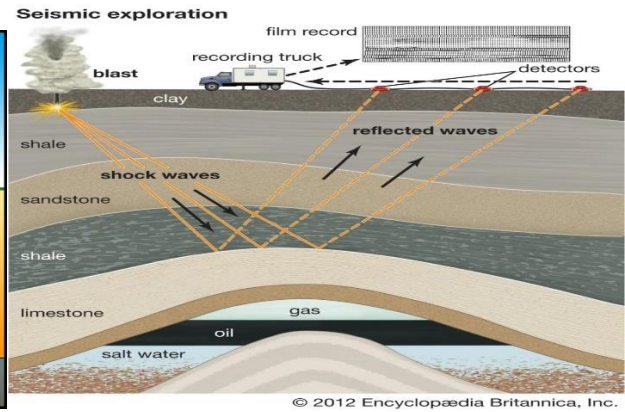
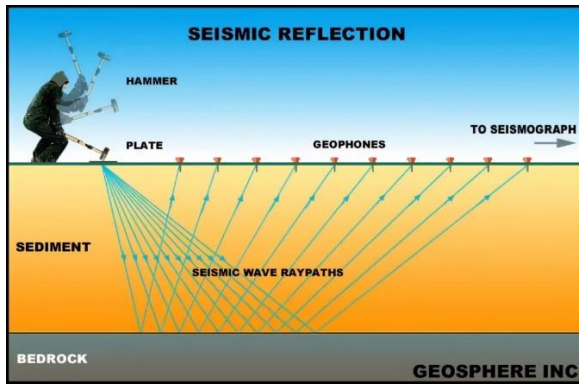


Figure 1. 15 : Applications de la méthode sismique [9]

Figure 1. 16 : Principes de base de la méthode sismique [9]

VII.2.3. Méthodes électriques

Les techniques électriques comprennent des méthodes géophysiques qui exploitent les propriétés électriques des matériaux du sous-sol pour analyser la structure géologique et repérer d'éventuelles cavités souterraines. Ces approches sont utilisées dans divers domaines tels que l'exploration des ressources naturelles et l'ingénierie géotechnique.[7]

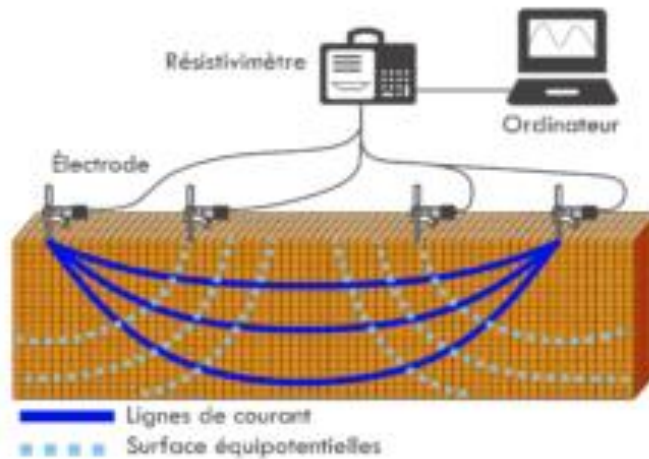


Figure 1. 17 : Principe de la tomographie électrique [10]

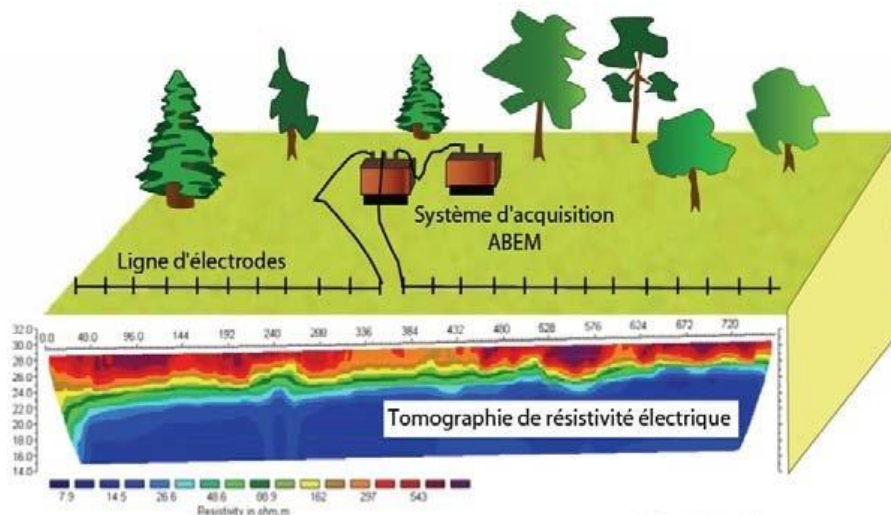


Figure 1. 18 : Dispositif de mesure de tomographie électrique [11]

3. Forages et sondages

Les forages sont ensuite implantés sur le second zonage. Ils permettent de contrôler localement les hypothèses faites sur le modèle géologique et la nature des anomalies mesurées par les méthodes géophysiques. Ces forages, accompagnés de diagraphies instantanées et, si nécessaire, de diagraphies différées conformément aux études préliminaires, ont pour but de détecter les cavités présentes.

Il est important de souligner que la détection effective d'une cavité dépend de la rencontre avec celle-ci lors des forages. De plus, l'absence de cavité détectée ne garantit pas nécessairement l'absence réelle de cavités. A ce stade, des investigations complémentaires peuvent être entreprises. Les mesures en diagraphies sont utilisées pour affiner le modèle géologique, et les méthodes géophysiques en forage peuvent éventuellement localiser des cavités à proximité, offrant ainsi la possibilité de détecter des cavités indétectables depuis la surface. Ces phases, souvent coûteuses, sont prioritairement déployées autour des zones nécessitant une sécurisation immédiate. Une fois les cavités localisées, des solutions techniques sont envisagées pour garantir la sécurité du site.[7]

VIII. Les méthodes de traitement

Il existe diverses approches de traitement pour sécuriser la surface par rapport aux risques associés aux cavités souterraines. L'objectif de ce document n'est pas de dresser une liste exhaustive, mais plutôt de détailler les techniques les plus fréquemment employées. Ces méthodes peuvent être regroupées en deux catégories distinctes :

Les mesures de traitement qualifiées de directes (ou actives) : cela englobe les techniques qui ciblent directement la cavité. On inclut dans cette catégorie les méthodes de renforcement, de comblement et de destruction des vides ;[8]

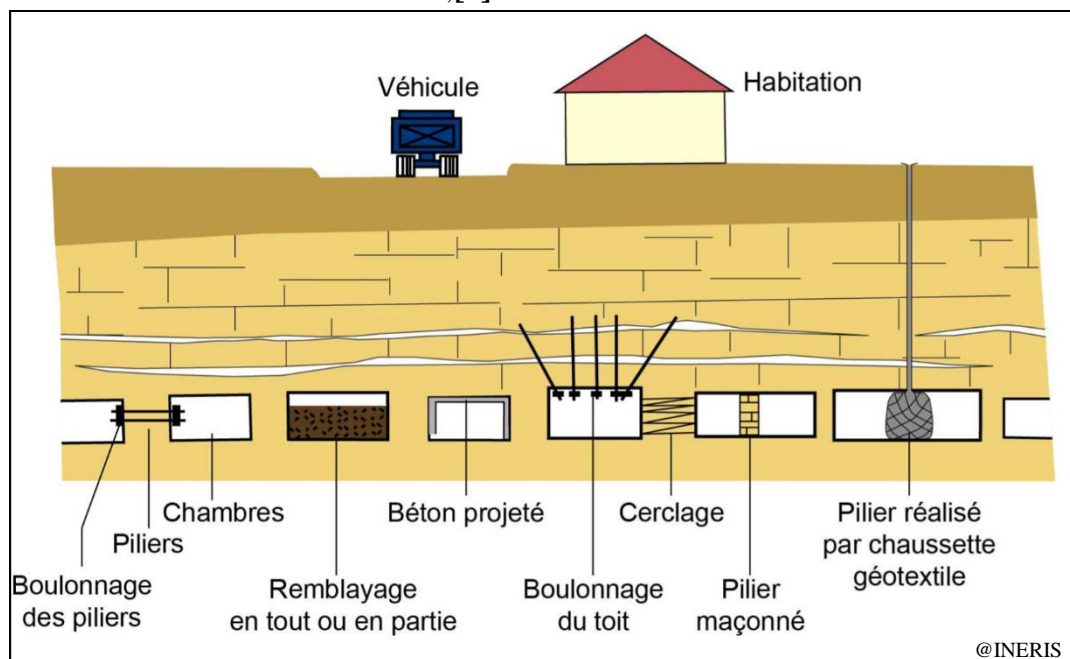


Figure 1. 19 : Schéma présentant les différentes mesures de traitement directes [8]

Les mesures de traitement qualifiées d'indirectes ou passives : Ces méthodes ne ciblent pas directement la cavité, mais leur objectif est de garantir la sécurité des enjeux en limitant ou en prévenant les effets en surface (ou sur les structures à proximité de la surface) découlant des mouvements associés à la présence de la cavité.[8]

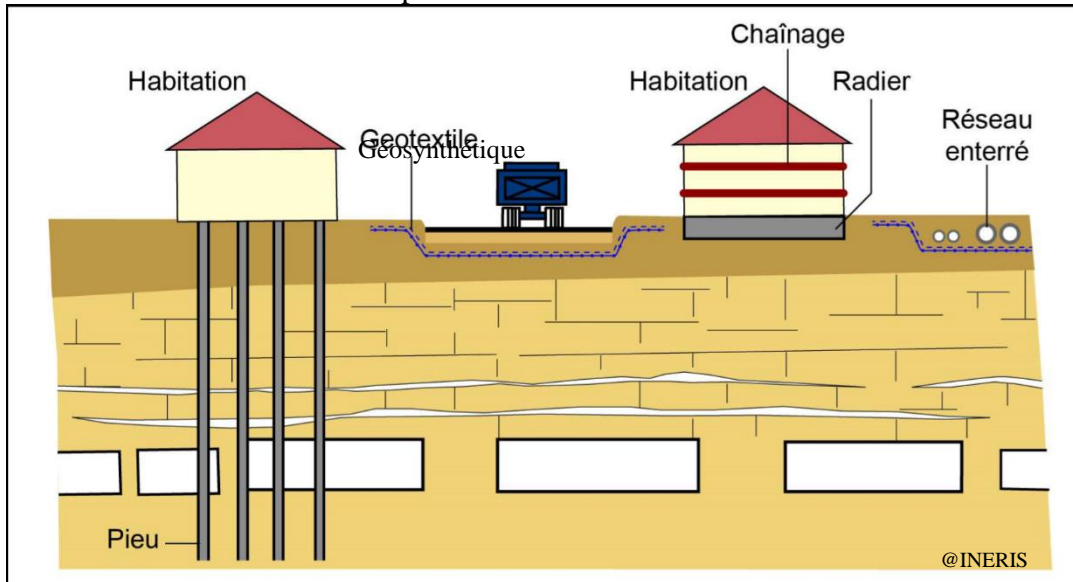


Figure 1. 20 : Schéma présentant les différentes mesures de traitement indirectes [8]

1. Préservation de l'intégrité de la cavité

Le renforcement constitue une approche de gestion des cavités souterraines visant à assurer ou rétablir une stabilité à long terme, particulièrement lorsqu'il s'agit de réutiliser ces cavités à des fins telles que musées, champignonnières, espaces d'exposition ou d'autres activités similaires. Les procédures de renforcement sont limitées par deux facteurs essentiels : l'accessibilité à la cavité et les conditions de sécurité à l'intérieur de celle-ci.[8]

VIII.1.1. Par boulonnage

Le renforcement par boulonnage, aussi connu sous le nom de clouage, a pour objectif de supporter les bancs ou blocs désolidarisés du toit, tout en limitant les mouvements des parois aux niveaux des piliers. Il joue un rôle crucial en fournissant un soutien, en confinant et en renforçant la masse rocheuse.

Dans les zones fracturées et karstifiées, il peut être complété par la pose de grillages (ou treillis soudé). Après la mise en place de ces boulons, une projection de béton sur le toit et les parois des galeries peut également être effectuée pour améliorer le confinement.[8]



Figure 1. 21 : Boulonnage du toit d'une galerie [8]

VIII.1.2. Par renforcement des piliers

Le confortement par encerclement, aussi connu sous le nom de reprise de maçonnerie, est mis en œuvre lorsque la dégradation d'un pilier naturel compromet son rôle de support. L'objectif de cette technique est de contenir les déformations tout en améliorant la capacité de charge. [8]



Figure 1. 22 : Reprise d'un pilier par maçonnerie [8] Figure 1. 23 : Cerclage-ceinturage d'un pilier [8]

Le renforcement par l'application d'une coque en béton ou de résine représente une méthode de confinement ayant pour objectif de minimiser les déformations et la détérioration de la masse rocheuse. [8]

VIII.1.3. Par édification de piliers artificiels

Le renforcement par édification de piliers maçonnés est mis en œuvre pour améliorer la portance de la cavité jugée insuffisante et/ou lorsque la portée du toit entre deux piliers est excessive ou montre des signes d'instabilité tels que des fractures mécaniques ou un flambage.



Figure 1. 24 : Construction d'un pilier maçonné [8]

Le pilier doit être implanté sur un substrat solide, en l'occurrence la roche en place plutôt que sur un remblai éventuellement présent au fond de la cavité. Le clavage ou matage, réalisé entre la partie supérieure du pilier et le toit de la cavité, doit être minutieux, éliminant tout espace vacant sur la totalité de la surface du pilier afin d'assurer une transmission complète des forces. [8]

VIII.1.4. Par portiques ou cintrage

Le renforcement par la mise en place de portiques ou de cintres en métal ou en béton constitue une modalité de soutènement structurel. Positionnés au plus près du toit des galeries, ils assurent un maintien direct en supportant la structure.

L'installation de portiques ou de cintres métalliques est couramment associée à la pose de plaques de blindage, assurant ainsi une plus grande résistance des galeries. [8]

2. Méthodes de comblement de la cavité

L'obturation de la cavité demeure la solution la plus efficace et durable pour garantir la sécurité des terrains en surface. Selon les enjeux et les projets à venir, le remblayage peut être partiel (laissant un vide résiduel plus ou moins important en tête de la cavité) ou complet, avec éventuellement une injection sous pression pour assurer la pleine étanchéité du comblement

Chapitre 1 : Généralités sur les cavités

(fermer les vides résiduels au sommet de la cavité). Pour restaurer les propriétés mécaniques des terrains de recouvrement (en préparation de nouvelles constructions, par exemple), des injections de traitement sont utilisées. Dans le cas d'un comblement partiel de la carrière, des barrières sont installées pour confiner le coulis ou le remblai à la zone traitée. Le passage entre les différentes zones de la cavité peut être maintenu par le biais de « tunnel » ou par la création de puits d'accès depuis la surface.

VIII.2.1. Par déversement gravitaire depuis la surface

La méthode de comblement gravitaire a pour objectif de remplir la cavité au moyen de forages en y introduisant un matériau inerte.



Figure 1. 25 : Comblement par déversement gravitaire [8]

Diverses approches sont envisageables, notamment la méthode sèche (utilisation de matériau granuleux sans ajout d'eau), la méthode semi-humide (utilisation de matériaux pâteux) et la méthode humide ou hydraulique (utilisation de matériaux semi-liquides). Des vides résiduels peuvent persister à la fin du traitement ou réapparaître après la consolidation des matériaux.

VIII.2.2. Par injections

L'idée fondamentale du comblement par injections réside dans l'injection sous pression d'un mélange capable de durcir avec le temps, assurant ainsi un remplissage complet de la cavité. Ces mélanges, communément appelés "coulis", présentent des natures et des propriétés variées en fonction des circonstances



Figure 1. 26 : Comblement par coulis de silicates [8]

VIII.2.3. Par remplissage avec une mousse thermo durcis sable

Ce procédé de comblement au moyen de mousse est coûteux, mais il offre la possibilité de remplir intégralement et rapidement la cavité. La mousse est injectée sous pression à travers des forages.



Figure 1. 27 : Tunnel édifié à travers la mousse expansive pour maintenir un passage [8]

La pérennité mécanique dans le temps de la mousse n'a pas été évaluée à ce jour ; ainsi que son impact environnemental

VIII.2.4. Par poussage en souterrain

Il s'agit d'une technique de remblayage impliquant la mise en place directe de remblais variés, transportés et déversés à l'aide d'engins mécaniques tels que des camions, des chargeurs et des bulldozers. Cette méthode de remblayage n'est envisageable que si les avantages économiques restent favorables, compte tenu des contraintes de rendement liées à une mécanisation intensive et à la sécurité du personnel. Ces conditions sont applicables dans des situations où les vides sont peu dégradés et ne présentent pas de risques pour la sécurité du personnel, où ils sont accessibles et suffisamment spacieux pour permettre le passage des divers engins, et où un réseau de ventilation adapté est en place. L'avantage de cette méthode réside dans la possibilité d'utiliser des matériaux peu coûteux tels que des remblais bruts, des déblais tout-venant, des déchets de taille de carrières, des terres de fouilles, des stériles miniers, des sablons ou des graves.

Ces matériaux offrent la perspective d'un bénéfice économique par le biais du stockage.

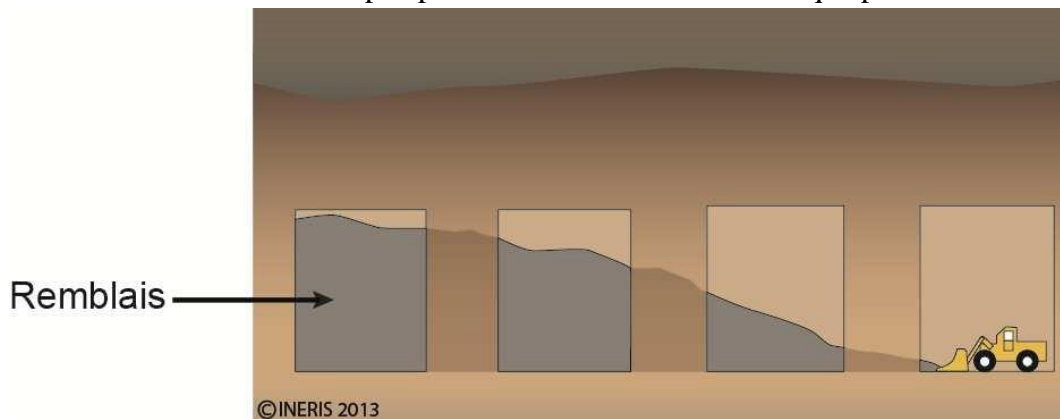


Figure 1. 28 : Comblement mécanisé en souterrain [8]

IX. Conclusion

En conclusion, l'existence de cavités, provenant de processus naturels ou résultent des actions humaines, constitue un élément fondamental, bien que souvent sous-estimé, dans la dynamique complexe de la géologie et de l'environnement souterrain.

Ces espaces souterrains exercent une influence importante sur les caractéristiques des sols et des sous-sols, ce qui se traduit par des implications significatives en matière de géotechnique, de gestion des eaux souterraines, et de sécurité des infrastructures.

Les cavités naturelles, façonnées par les forces géologiques au fil du temps, et les cavités artificielles, issues des activités humaines telles que l'exploitation minière ou la construction de tunnels, imposent des défis multidimensionnels. La stabilité géotechnique, la régulation des eaux souterraines, et la préservation des structures en surface nécessitent une approche holistique et une compréhension approfondie de ces phénomènes souterrains.

En se penchant sur la question des cavités, nous allons aborder le sujet de notre sujet de recherche qui consiste au traitement des zones à risque de cavité au niveau de la section allant du PK0+000-PK0+300, dans la région de Ghazaouet (Tlemcen).

En d'autres termes, après la détection des cavités souterraines, il est crucial d'adopter une approche éclairée et durable pour garantir la stabilisation de la chaussée en mettant en place des solutions pérennes.

***Chapitre 2 : Description de l'anomalie
de cavités détectée à l'entrée du projet
de Ghazaouet***

I. Introduction

L'étude approfondie des caractéristiques géotechniques, géologiques, géomorphologiques, lithologiques, stratigraphiques et hydrogéologiques d'un site revêt une importance capitale dans la compréhension des complexités qui le composent.

Dans ce chapitre, nous avons exposé les spécificités de notre cas d'étude, mettant en lumière les diverses dimensions qui le caractérisent, de sa composition géologique à sa dynamique hydrogéologique. De plus, nous avons exploré les matériaux nécessaires à la recherche de cavités ainsi que les solutions envisagées pour traiter les zones concernées, tout en proposant des hypothèses visant à corriger les anomalies détectées.

A présent, les prochains chapitres s'attacheront à approfondir notre analyse à travers des méthodes analytiques et numériques, en utilisant une gamme variée de règlements et de logiciels pour comparer et interpréter les résultats obtenus.

II. Description du projet de GHAZAOUET

La pénétrante de Ghazaouet fait partie des projets de pénétrantes autoroutières qui doivent relier l'Autoroute Est-Ouest à plusieurs villes portuaires. Elle a été annoncée en 2005 doit relier l'Autoroute Est-Ouest depuis la daïra de Maghnia à travers les massifs des Traras. Cette autoroute longue de 41 Km traverse la partie nord de la wilaya de Tlemcen et comporte un profil en 2x2 voies. Les études ont été réalisées par le bureau d'étude algérien SAETI.

Un premier lot de 13 Km entre le port de Ghazaouet et El Assa dans la commune de Nedeoma a été attribué au groupement sino-algérien en aout2014. La pose de la première pierre du projet a été effectuée par le ministre des travaux publics Abdelkader Kadi le 21 septembre 2014.

Ce sera l'infrastructure autoroutière la plus impressionnante de la région et bouleversera le paysage périurbain de Ghazaouet. Elle permettra une meilleure circulation, facilitera les déplacements, et accroîtra la capacité d'affrontement de l'agglomération. La construction de cette autoroute sera un événement majeur dans la ville et contribuera à son développement économique et touristique.

La ligne à 2x3 voies, longue de 41 Km, permettra aux véhicules, notamment poids lourds, de contourner le centre-ville afin de se connecter à l'autoroute Est-Ouest. Cette gigantesque travée du viaduc de Ghazaouet, permettant de désengorger la circulation et d'éliminer les embouteillages qui se forment quotidiennement à l'entrée de la ville, est d'une importance vitale, car elle aura un impact sur l'environnement local, le tourisme dans la région et l'environnement.

En plus d'être esthétique et de bien s'intégrer au paysage, le viaduc est conçu selon les dernières normes internationales pour assurer une sécurité maximale aux automobilistes et aura également un impact significatif sur la fréquentation des attractions qui s'y trouvent. Par exemple, les ruines de Ghazaouet, le littoral de toute la région et la plage de Sidna-Ouchaa, ainsi que les montagnes de Trara et la ville historique de Mouahidine.

Par ailleurs, la construction du viaduc aura un impact économique positif sur la zone de Ghazaouet désenclavée par la liaison routière Est-Ouest, notamment l'émergence récente

d'une zone d'activités à proximité de Sidi Amar. La situation géostratégique au sud de la ville combinée à l'artère RN 98 constitue un atout susceptible d'attirer de nombreuses entreprises nationales et internationales de secteurs d'activité variés.

Rappelons que cette liaison autoroutière est composée de 4 traversées à trémies, 2 viaducs Nedroma, 4 viaducs et 3 ouvrages hydrauliques. [12]



Figure 2. 1 : Carte de ligne de la ville de Ghazaouet [13]

1. Organigramme de groupement

La figure suivante présente la structure des différents intervenants du projet.

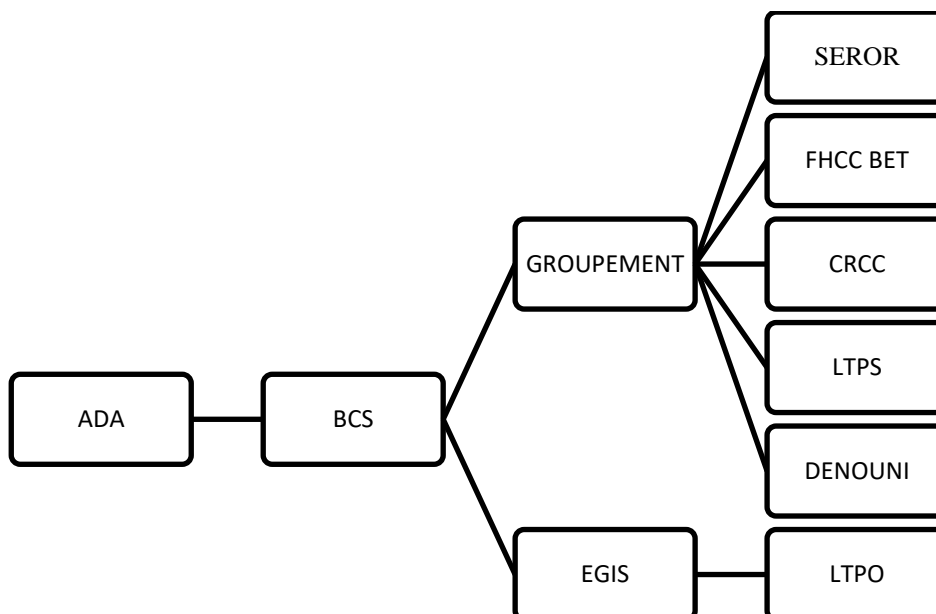


Figure 2. 2 : organigramme de groupement point de situation [14]

Le tableau suivant présente la fonction de chaque acteur.

Tableau 2. 1 : la fonction de chaque acteur [14]

| Acteur | Fonction |
|-----------------|--|
| ADA | Maitre de l'ouvrage responsable de son projet |
| BCS EGIS | Bureau de contrôle et de suivi : Il a pour mission le contrôle des travaux conformément aux normes en vigueur et aux dossiers d'exécution. |
| SEROR | Entreprise de réalisation Ouvrages d'art |
| FHCC | Bureau d'études de CRCC |
| DENOUNI | Entreprise de réalisation des terrassements et enrobés |
| LTPO | Membre du groupement de contrôle avec EGIS |
| CRCC | chef de file du groupement de réalisation du projet |
| LTPS | Contrôle externe du groupement |

2. Situation géologique et environnementale de cette zone

Les monts de Traras constituent une partie littorale de la région de Ghazaouet, où les formations carbonatées occupent la plus grande partie des sommets sur les principaux reliefs, et constituent une formation à fort potentiel aquifère à cause des fissures.

Le plateau de Lalla Ghazouanaest composé de calcaires relativement massifs, très raides, mais présentant des fractures parfois importantes.

Les cavités décelées présentent des fractures parfois importantes. La forme des cavités se manifeste par une altération due au ruissèlement et à l'infiltration des eaux. Les dimensions sont de quelques centimètres de longueur et quelques dizaines de centimètres de largeur.[15]

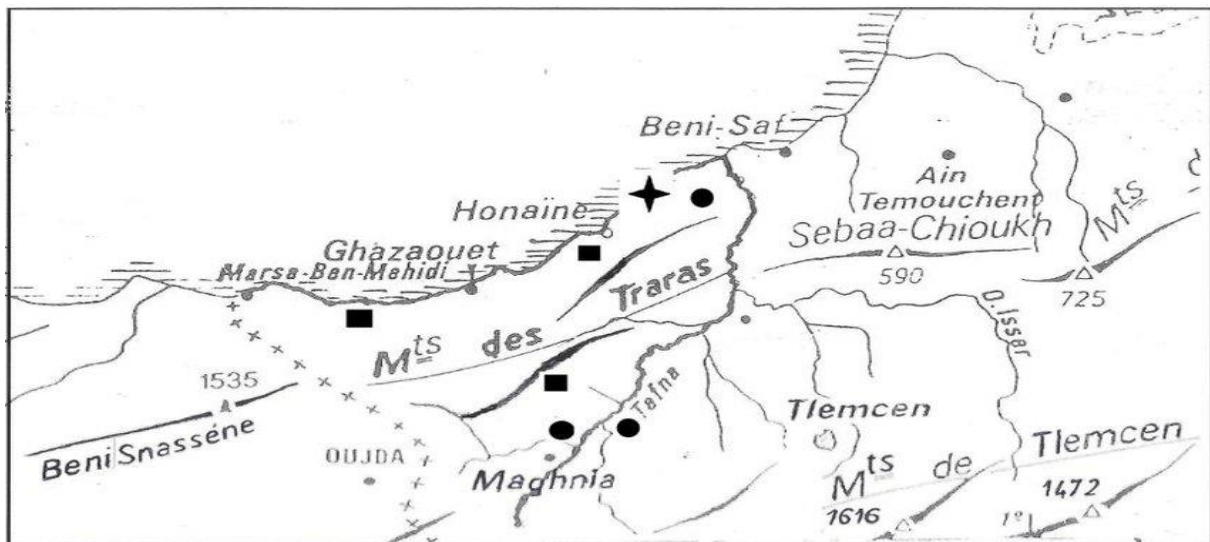


Figure 2. 3 : Carte de répartition des trois taxons sur les monts des Traras

III. Description de l'anomalie détectée

Cette portion de la zone, entre le giratoire n°1 et un peu après le giratoire n°2, du PK0+000 au PK0+300, se caractérise par une formation calcaire relativement massive, néanmoins ponctuée de fractures parfois notables.

Pendant les travaux d'excavation jusqu'au niveau de la PST, des fissures ouvertes ont été constatées à certains endroits, suggérant la possible existence de cavités plus importantes.

Une analyse par Géoradar a été entreprise sur une grande partie de la zone, bien que non exhaustive. Cette campagne a permis de repérer plusieurs "anomalies", sachant qu'une anomalie peut signaler soit un changement global de la "densité" du matériau, soit éventuellement un vide. La décision a été prise d'effectuer au moins un carottage sur chaque anomalie pour éliminer tout doute, ainsi que d'autres carottages sur des zones considérées comme saines et sur quelques zones non couvertes par le Géoradar dans le même type de matériau. La plupart des carottages réalisés sur les anomalies ont révélé la présence soit d'une roche vacuolaire fracturée (moindre densité), soit de matériaux plus ou moins meubles, mais sans vide apparent. Toutefois, une anomalie a été confirmée comme étant un vide réel (chute de l'outil).

La zone a été excavée à l'aide d'une pelle hydraulique, mettant en lumière que le vide correspond en réalité à une fracture très ouverte de quelques mètres de longueur et quelques décimètres de largeur à la tête. La profondeur du vide est d'environ 2 mètres, avec un "plancher" en pente douce vers la mer, la fracture se refermant en profondeur. Une deuxième cavité a été découverte de la même manière, ainsi qu'une troisième dans la zone non couverte par le Géoradar. Toutes les cavités présentent à peu près la même morphologie, avec une longueur métrique dans le sens de la fracture orientée grossièrement Est/Ouest (longitudinalement par rapport à l'axe de l'autoroute) et une largeur décimétrique (en entonnoir se resserrant à la base) dans le sens transversal. Le plancher est toujours situé à environ 2 mètres de profondeur.

Ces cavités, relativement limitées en volume, sont probablement le résultat d'une circulation d'eau souterraine du talweg vers la mer.

Il est donc très probable que ces fractures, plus ou moins ouvertes, soient connectées entre elles et communiquent avec la mer toute proche (vers le port). Cela pourrait expliquer pourquoi la vallée reste quasiment sèche même lors de précipitations de moyenne importance sur le bassin versant.[16]

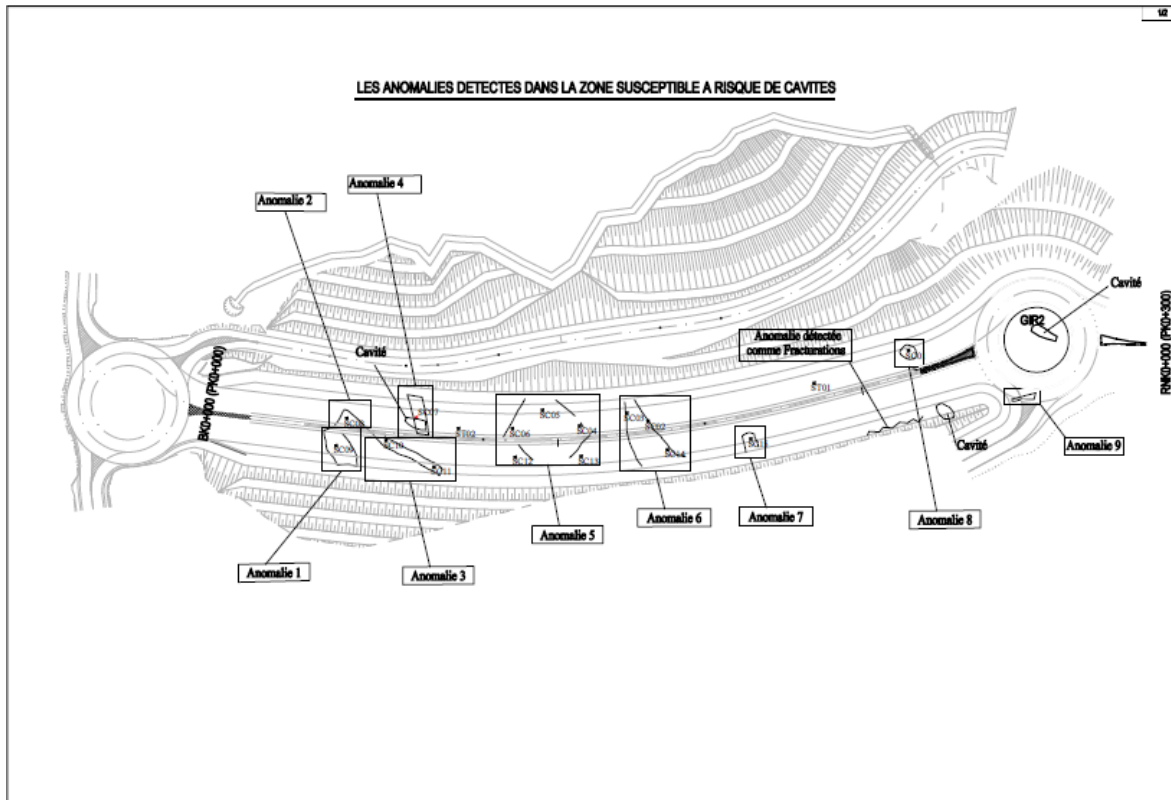


Figure 2. 4 : Les anomalies détectées dans la zone susceptible à risque de cavités [15]

IV. Description du contexte géotechnique

La description géologique des échantillons collectés indique que la formation prédominante est constituée de calcaire vacuolaire fissuré, avec une teinte brun jaunâtre et un degré d'altération variable en fonction de la profondeur. Les zones identifiées comme anomalies consistent en poches de sable graveleux plutôt que des vides, sauf dans le cas de l'anomalie n° 04 (SC07), où une ouverture a été constatée entre 1,5 mètre et 3 mètres de profondeur. Afin d'évaluer le volume des cavités détectées et de déterminer leur éventuelle connexion avec des fissures, nous avons opté pour leur ouverture à l'aide d'une pelle mécanique et leur remplissage d'eau. Malgré la quantité importante d'eau versée dans les cavités, la totalité du liquide s'est écoulée à travers les fissures. [17]

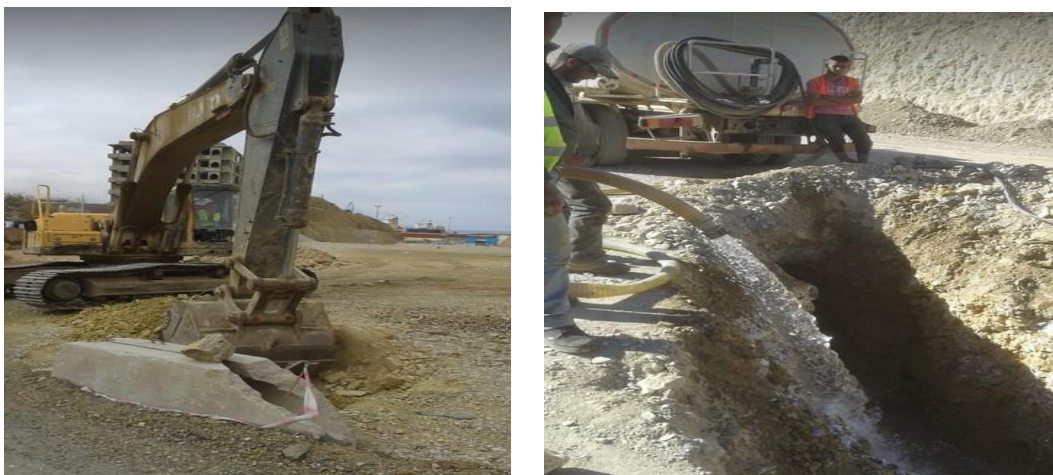


Photo 2. 1 : Exploration du volume et de la connectivité des cavités Souterraines [15]



Photo 2. 2 : photographie d'un échantillon de calcaire vacuaire fissuré [15]

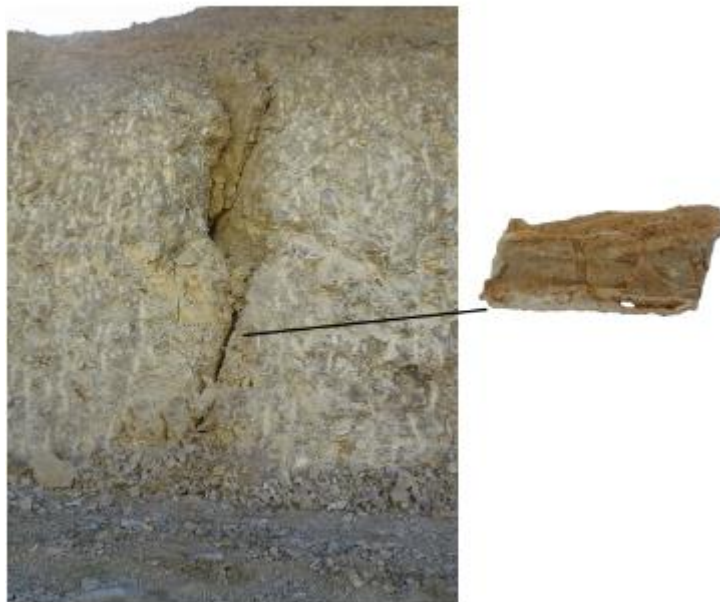


Photo 2. 3 : Photographie de la faille dans la formation calcaire dolomitique [17]

Les propriétés géotechniques essentielles de la couche calcaire en question ont été consignées et sont accessibles dans le tableau 2.2

Tableau 2. 2 : les caractéristiques géotechniques de la formation calcaire [17]

| Etat | Rc (MPa) | GSI | mi | C (KPa) | $\phi(^{\circ})$ | γ_h (g/cm ³) |
|----------------------|----------|-----|----|---------|------------------|---------------------------------|
| A court terme | 15 | 25 | 10 | 151 | 36 | 2.64 |
| A long terme | 15 | 20 | 10 | 130 | 34 | |

Ce tableau inclurait vraisemblablement des informations détaillées concernant des caractéristiques telles que la cohésion, l'angle de frottement interne, la densité, etc., des éléments cruciaux pour l'analyse géotechnique et la planification d'infrastructures.

V. Les investigations et implantation des sondages carottés

Pour valider la nature des anomalies détectées, des investigations ont été menées à l'aide d'un carottier simple ou d'une pelle mécanique. Quinze (15) sondages carottés d'une profondeur de 5 mètres ont été entrepris aux endroits où des anomalies avaient été repérées. De plus, deux (02) sondages témoins, atteignant une profondeur de 15 mètres, ont été réalisés dans des zones où aucune anomalie n'avait été décelée. [15]

Tableau 2. 3 : implantation des cavités [15]

| | No sondage | Catégorie de sondage | Coordonnées GPS | | Zone d'anomalie | Profondeur de sondage (m) | Les cavités confirmées |
|---|------------|----------------------|-----------------|-------------|-----------------|---------------------------|------------------------|
| | | | X | Y | | | |
| | 01 | SC | 604465.828 | 3885148.875 | Anomalie08 | 06.10 | |
| | 02 | SC | 604381.625 | 3885125.280 | Anomalie06 | 05.00 | |
| | 03 | SC | 604374.013 | 3885130.159 | Anomalie06 | 05.00 | |
| | 04 | SC | 604357.820 | 3885123.340 | Anomalie05 | 05.00 | |
| | 05 | SC | 604348.095 | 3885123.390 | Anomalie05 | 05.00 | |
| | 06 | SC | 604340.585 | 3885122.613 | Anomalie05 | 05.00 | |
| | 07 | SC | 604307.730 | 3885125.133 | Anomalie04 | 05.00 | X |
| Sondage in situ | 08 | SC | 604284.242 | 3885125.448 | Anomalie 02 | 05.00 | |
| | 09 | SC | 604280.301 | 3885117.463 | Anomalie 01 | 05.00 | |
| | 10 | SC | 604296.511 | 3885119.302 | Anomalie 03 | 05.00 | |
| | 11 | SC | 604312.064 | 3885110.595 | Anomalie 03 | 05.00 | |
| | 12 | SC | 604338.344 | 3885113.732 | Anomalie 05 | 05.00 | |
| | 13 | SC | 604359.726 | 3885114.021 | Anomalie 05 | 05.00 | |
| | 14 | SC | 604387.667 | 3885116.183 | Anomalie 06 | 05.00 | |
| | 15 | SC | 604414.692 | 3885119.662 | Anomalie 07 | 05.00 | |
| | 01 | ST | 604381.625 | 3885134.462 | - | 15.00 | |
| | 02 | ST | 604325.245 | 3885125.775 | - | 15.00 | |
| 01 | SP | 604502.275 | 3885133.403 | Anomalie 09 | / | | |
| Au cours de terrassement | SP | 604477.171 | 3885128.361 | / | / | X | |
| | SP | 604509.624 | 3885154.567 | / | / | X | |
| SC: Sondage Carotté ST: Sondage carotté Témoin SP: Sondage à la Pelle mécanique | | | | | | | |



Photo 2. 4 : Photographies des caisses des sondages pour les anomalies n°8 et 2[15]

VI. Localisation des différentes cavités décelées avec leurs dimensions

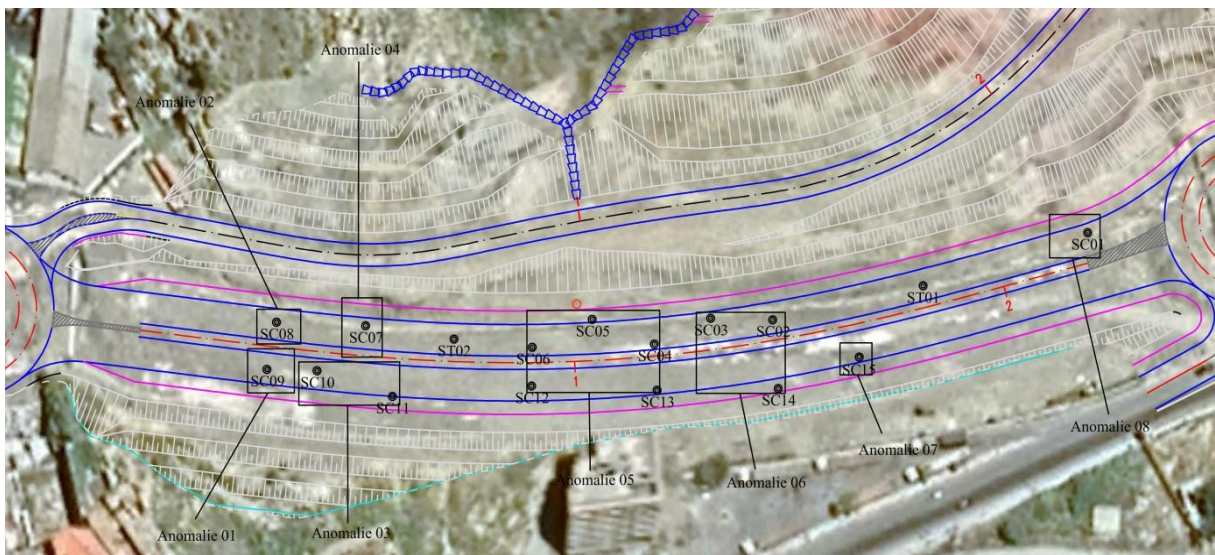


Figure 2. 5 : implantation des sondages carottés [15]

La figure 2.5 montre que plusieurs anomalies (10 anomalies) ont été détectées lors des investigations géotechniques et géophysiques (par le géoradar), avec des dimensions variables. Le tableau ci-joint ne présente que les anomalies les plus importantes en termes d'ouverture (d'après le DEX).

Tableau 2. 4: Les dimensions des différentes cavités décelées [15]

| Les anomalies | Les dimensions | | | | | |
|--------------------|----------------|------|-------------|------|----------------|-------|
| | Langueur (m) | | Largeur (m) | | Profondeur (m) | |
| | Max | Min | Max | Min | Max | Min |
| Anomalie 01 | 7,16 | 5,95 | 1,75 | 4,16 | 2,41 | 2,11 |
| GIR2 | 8,96 | 7,28 | 3,03 | 1,59 | 2,62 | 1,48 |
| Anomalie 04 | 7,47 | 6,19 | 3,12 | 1,22 | 2,989 | 2,445 |

VII. Investigations géophysiques effectuées par Géoradar

Le radar exploite les caractéristiques de propagation et de réflexion des ondes électromagnétiques. Une antenne émettrice envoie des impulsions très courtes dans le sol ou la structure, à des fréquences comprises entre 16 MHz et 2,6 GHz. Lorsque ces ondes rencontrent une interface entre deux milieux présentant des permittivités diélectriques différentes, une partie de leur énergie est réfléchie, tandis que l'autre pénètre plus profondément. Une antenne de réception capte les ondes directes, réfléchies et réfractées. Cette étude géophysique a permis de détecter neuf anomalies, situées à des profondeurs variantes entre 0.5 mètre et 3.5 mètres.

Cette méthode, facile à mettre en œuvre, permet de faire des études de grandes surfaces Avec un bon rendement (plusieurs kilomètres par jour selon les conditions d'accès) [18]

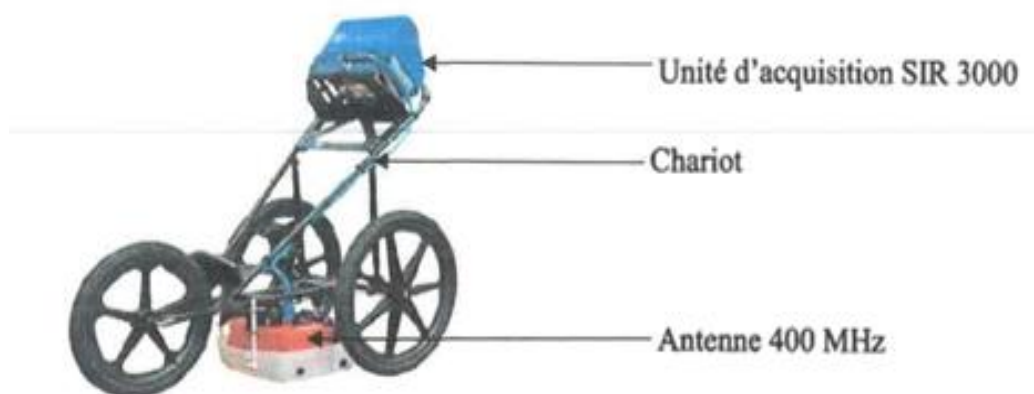


Figure 2. 6 : matériel utilisé pour l'acquisition à 400 MHz [18]

1. Principe de la méthode géo-radar

L'investigation radar constitue un procédé géophysique léger et non destructif permettant d'effectuer de manière précise, et en continu, des études géologiques de subsurface et des auscultations d'ouvrages.

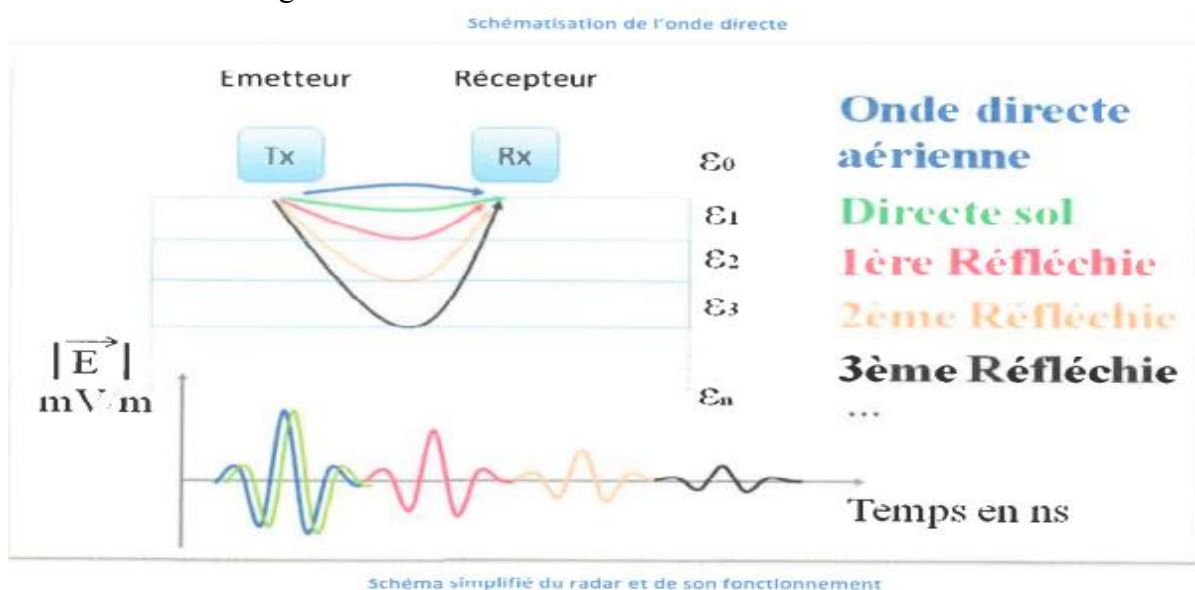


Figure 2. 7 : schéma simplifié du radar et de son fonctionnement [18]

Une antenne envoie des ondes électromagnétiques dans le paysage sous forme d'impulsions courtes. Les ondes se propagent à travers la matière auscultée et réfléchissent sur des cibles créées par les discontinuités entre différents environnements physiques. Selon la cible, l'onde peut se propager en s'atténuant et en étant partiellement réfléchi au niveau de chaque interface, comme des cavités, des interfaces entre deux environnements différents ou des charpentes métalliques.

L'équation fondamentale de la propagation radar s'écrit :

$$p = \frac{v \cdot t}{2}$$

p : Profondeur des contacts en m

v : Vitesse moyenne des ondes en m/s

t : Durée de l'aller-retour des ondes réfléchies en s.

L'antenne émettrice réceptrice est déplacée à vitesse lente et régulière le long de la surface à ausculter.

La coupe temps ainsi obtenue est transformée en coupe profondeur après détermination de la vitesse de propagation caractéristique du milieu. Celle-ci dépend du constant diélectrique relatif du matériau, et est déterminée par la relation suivante:

$$v = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_r}}$$

v : vitesse de propagation moyenne des ondes électromagnétiques dans le matériau en m/s.

ϵ_r : Constante diélectrique du milieu ausculté.

c : Célérité de la lumière $3 \cdot 10^8$ m/s.

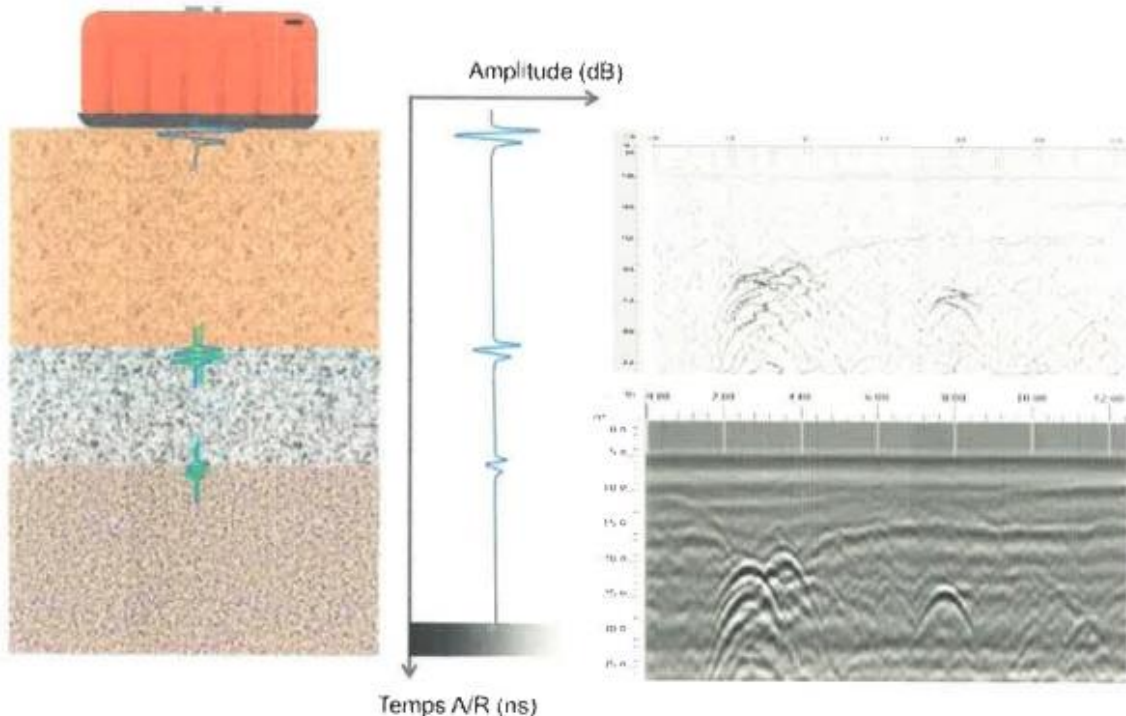


Figure 2. 8 : la coupe temps est transformée en coupe profondeur [18]

VIII. Implantation des résultats :

1. Travaux de sondages carottés

L'analyse géophysique effectuée par le Géoradar au niveau de la section autoroutière comprise entre PK0+000 et PK0+300 nous permet de détecter dix (10) anomalies à des profondeurs variant entre 0.5m et 3.5m.

La forme des cavités décelées présentant des fractures parfois importantes. La forme des cavités parurent comme des fissures amplifiées par altération due au ruissèlement et l'infiltration des eaux. Lors dimensions sont de l'ordre de quelques mètres de longueur et quelques dizaines de centimètres de largeur.

Deux (2) cavités décelées par coïncidence lors des travaux de terrassement:

-La première cavité de coordonnées x: 604477.552, y: 3885128.445 est marquée sur le coté droit de l'autoroute prévue entre le G2E2 0+036 et G2E2 0+039 et orienté SSO-NNE. Elle est détectée se forme d'un trou continu vers le profond.

La zone a été ouverte à la pelle mécanique, lors dimensions est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 2. 5: dimension de la première cavité [15]

| Les dimensions de cavité 1 | | | |
|----------------------------|------------------|----------------|-------------------|
| | Langueur r(m) | Largeur(m) | Profondeur(m) |
| Max | 7,16 | 1,75 | 2,41 |
| Min | 5,95 | 4,16 | 2,11 |

-La seconde cavité de coordonnées x : 604509.511, y : 3885153.828, est localisée dans le centre du deuxième Giratoire (GIR2) prévu entre GIR2K0+000- GIR2K0+011, elle a la même orientation de la première cavité (SSO-NNE). Leurs dimensions après les travaux de nettoyage sont présentées dans le tableau 2.6.

Tableau 2. 6: la géométrie de la seconde cavité [15]

| Les dimensions de cavité 2 | | | |
|----------------------------|------------------|----------------|-------------------|
| | Langueur r(m) | Largeur(m) | Profondeur(m) |
| Max | 8,96 | 3,03 | 2,62 |
| Min | 7,28 | 1,59 | 1,48 |



Photo 2. 5 : Photographies de la cavité détectée près de GIR2 prévue [15]

Par contre, l'anomalie 04 de coordonnées x : 604306.159, y : 3885125.200 entre le BK0+050 et BK0+057 correspond effectivement à un vide réel (chute de carottier). La zone a été ouverte à la pelle hydraulique, elle s'agit en réalité d'une fracture très ouverte orientée OON-EES, se renferme en profondeur. Leur dimension est présentée dans le tableau 2.7.

Tableau 2. 7: la géométrie de la troisième cavité [15]

| Les dimensions de cavité 3 | | | |
|----------------------------|-------------|------------|---------------|
| | Langueur(m) | Largeur(m) | Profondeur(m) |
| Max | 7,47 | 3,12 | 2,989 |
| Min | 6,19 | 1,22 | 2,445 |



Photo 2. 6 : Photographie des cavités [15]

Pour l'anomalie 9 de coordonnées x : 604504.773, y : 3885132.983, le Groupement préfère de différer l'opération de l'ouverture, vu qu'elle est très proche de la RN98

L'observation des colonnes lithologiques au droit des zones présentant des anomalies montre généralement un faciès carbonaté massif, parfois fracturé et vacuolaire. La valeur du taux de récupération est appréciable et très significative, elle dénoté un dépôt continu et généralement homogène qui dépasse 15 m d'épaisseur.

Les zones d'anomalies détectées par le radar de sol ne signalent pas, les cavités sont automatiquement dissolues par les eaux, ou des zones dans la nature vacuolaire et très poreuses. Les cavités détectées correspondent aux zones touchées par le phénomène combiné de fracturation et de départ par dissolution. [15]

2. Résultats de l'investigation géophysique par GEORADAR

Après l'étude géophysique par Géoradar le groupement décida de réaliser des sondages carottés sur chaque anomalie pour lever le doute plus d'autres sondages sur des zones considérées comme saines, sachant qu'une anomalie pourrait être un vide ou un changement global du matériau.

L'ensemble des travaux réalisés est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 2. 8 : récapitulatif des travaux géophysiques et géologiques [15]

| Investigation géologique et géophysique | Études | Section | Anomalies détectées | Sondages carottés (ml) | Sondages à la pelle |
|---|----------|----------------------|---------------------|------------------------|---------------------|
| | Première | BK0+000- BK0+220 | Huit (08) | 150 | / |
| | Deuxième | BK0+140- RNK0+220 | Deux (02) | | 1 |

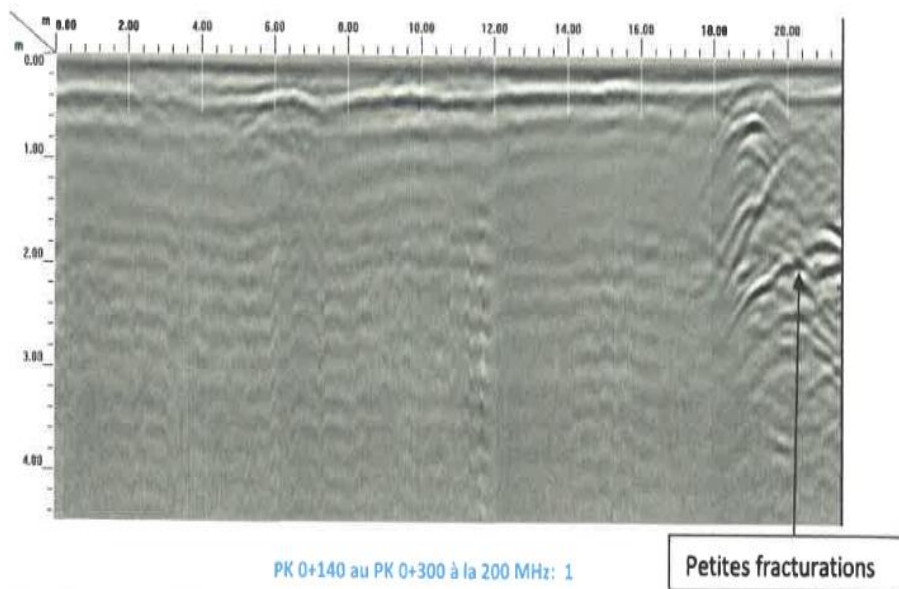
✓ Présence de fracturations sur une majeure partie des profils

- ✓ Présence d'un réseau important qui traverse la future roue de manière transversale, il est recouvert d'une structure « dalle de protection » d'une largeur de $\approx 2\text{m}$ et recouvert de 3 couches de remblai, il a été retrouvé à la 200 MHz et confirmé à la 400 MHz avec une imagerie radar de la tranchée [15]

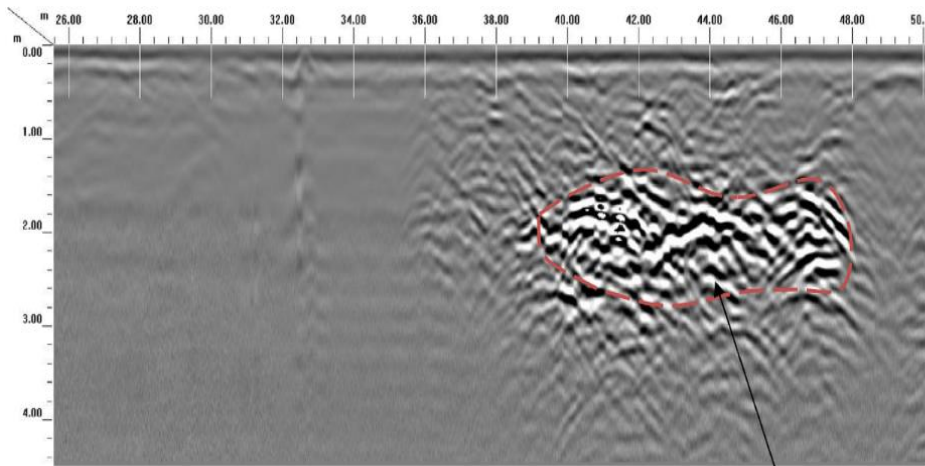


Photo 2. 7 : Photographie de l'investigation par géo-radar [15]

Les figures ci-après représentent les résultats obtenus par Géoradar acquisitions à la 200 MHz [18].

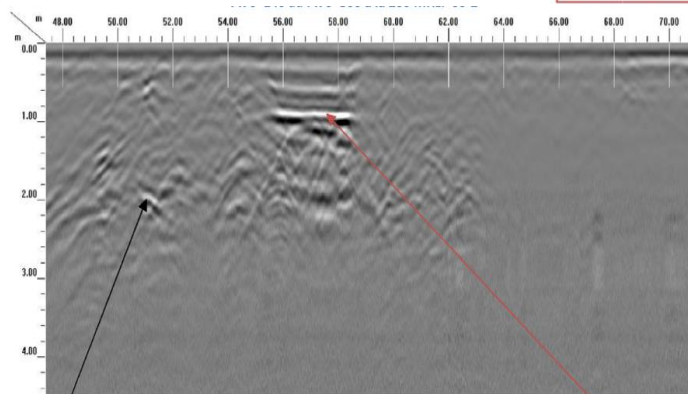


Chapitre 2 : Description de l'anomalie de cavités détectée à l'entrée du projet de Ghazaouet



PK 0+140 au PK 0+300 à la 200 MHz: 59-2

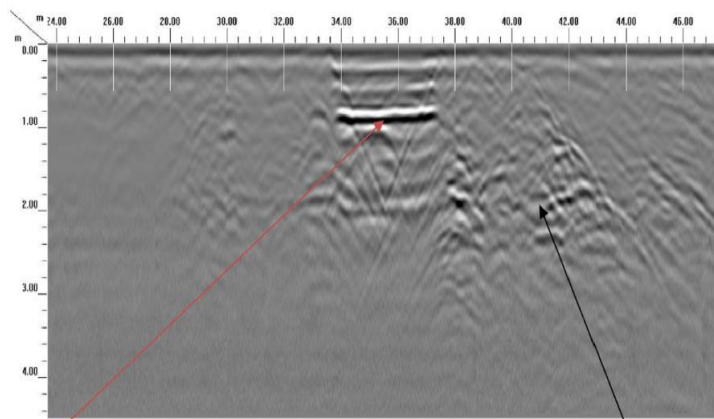
Présence de vide très probable



Légères fracturations

PK 0+140 au PK 0+300 à la 200 MHz: 60-3

Petite structure au-dessus d'un réseau



Petite structure au dessus d'un réseau

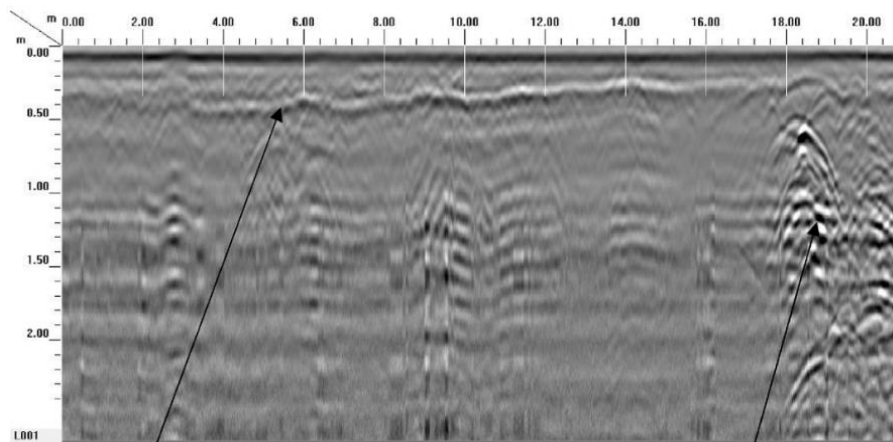
PK 0+140 au PK 0+300 à la 200 MHz: 61-2

Légères fracturations

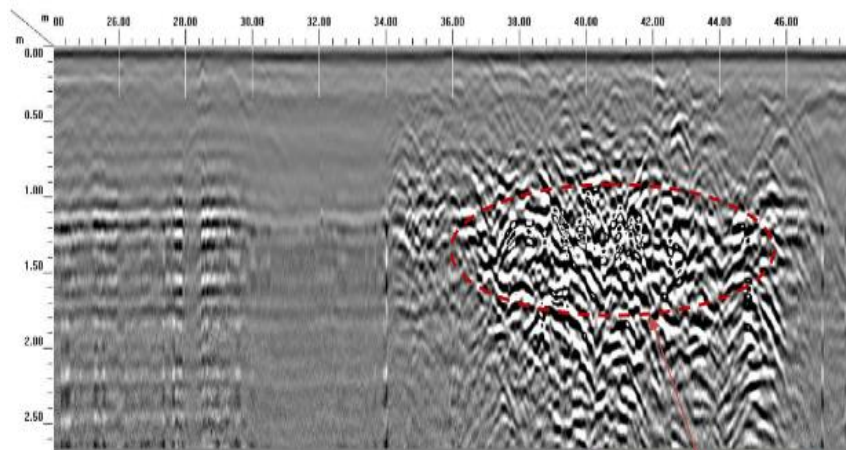
Chapitre 2 : Description de l'anomalie de cavités détectée à l'entrée du projet de Ghazaouet

Dans ce qui suit, nous présenterons le radar grammes obtenus à partir de l'antenne 400 MHz, les acquisitions obtenues confirment les résultats à la 200 MHz.

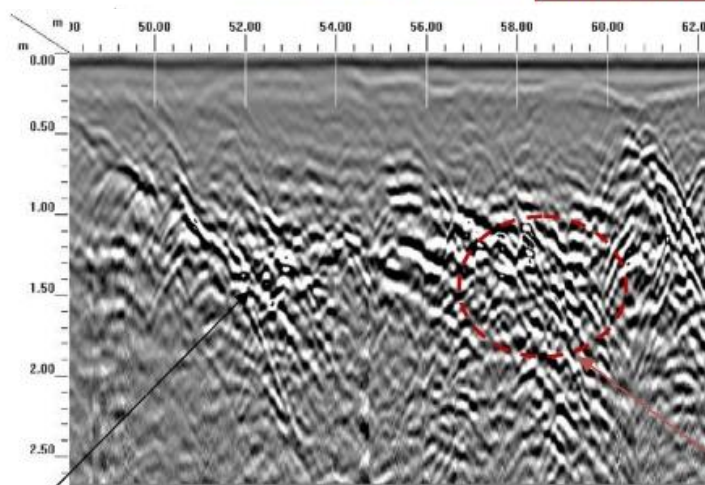
Les figures ci-après représentent les résultats obtenus par géoradar acquisitions à la 400 MHz [18].



Interface remblai PK 0+140 au PK 0+300 à la 400 MHz: 1 Légères fracturations



PK 0+140 au PK 0+300 à la 400 MHz: 59-2 Cavité très probable

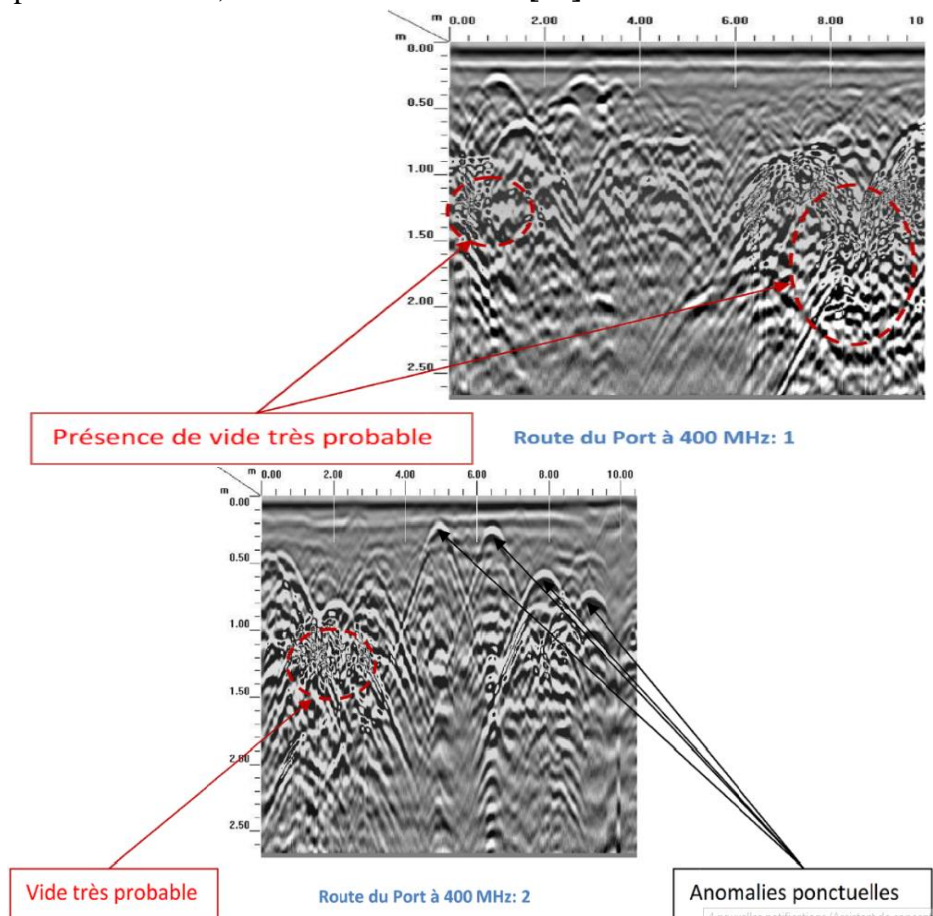


Fracturations importantes

PK 0+140 au PK 0+300 à la 400 MHz: 59-3

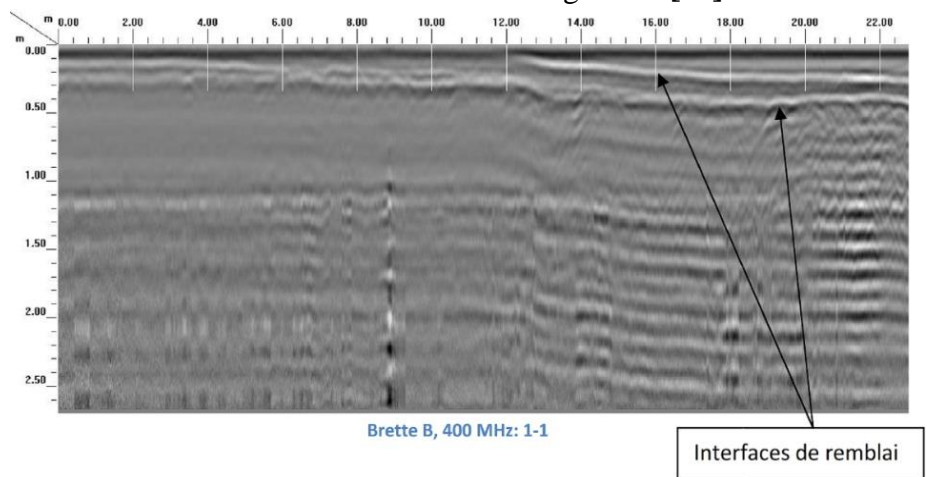
Présence de vide très probable

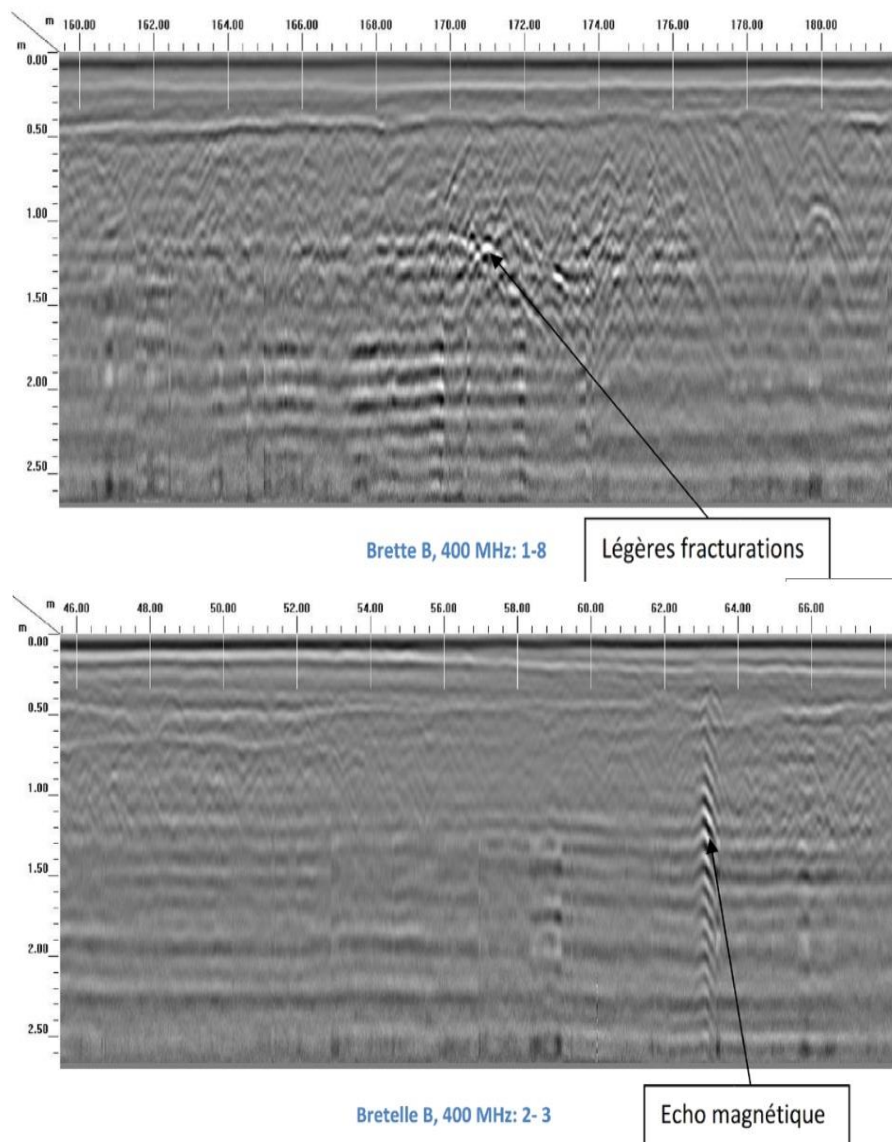
Les figures ci-après représente les profils transversaux à la route ont été réalisés au niveau de la route du port à 400 MHz, la direction Sud- Nord [18]



Les figures ci-après représentent le radar grammes obtenus lors de l'acquisition opérées au niveau de la bretelle B

Deux profils longitudinaux furent réalisés, le premier de bas et haut au droit de la bretelle et le second de haut en bas-côté gauche. [18]





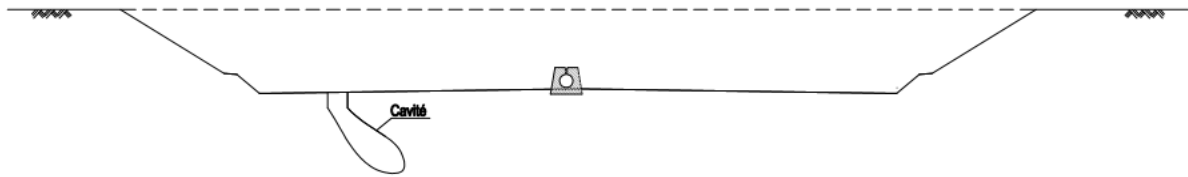
IX. Traitement et renforcement de la chaussée

Le Groupement se base sur la solution recommandée par le BCS dans la NOB et recommande de les remplir avec un matériau très drainant et propre et dur de type blocs de blocométrie relativement étroit (40/100mm) pour éviter le risque de bloquer la circulation de l'eau. Le Groupement considère que la nouvelle demande est raisonnable dans la NOB suivant sur le DEX d'indice C de ne pas mettre un bouchon en béton cyclopéen. Le Groupement propose donc la procédure suivante. [15]

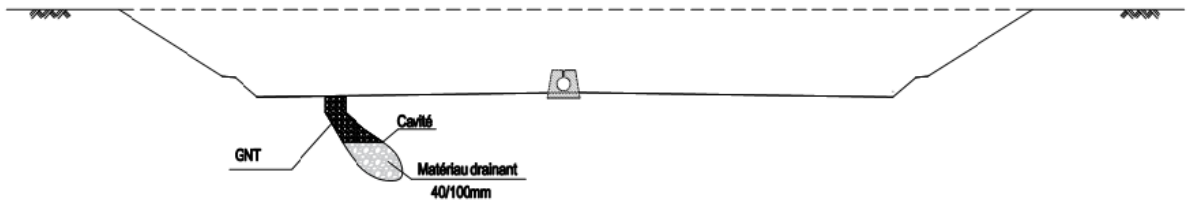
La figure ci-après représente le traitement des zones à risque de cavité

- Etat initial après les travaux de terrassement :

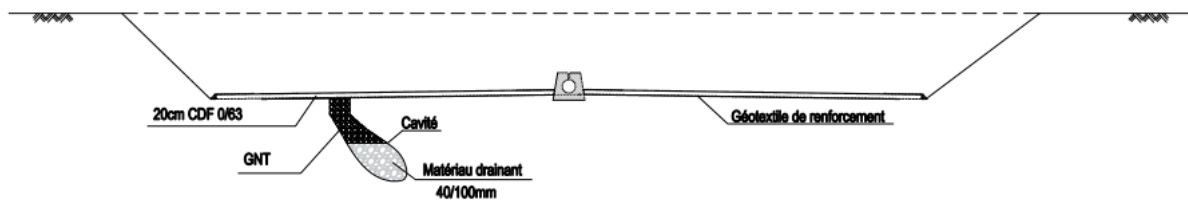
La plateforme recevant les nappes doit être nivelée et débarrasser de tout élément susceptible d'endommager les nappes.



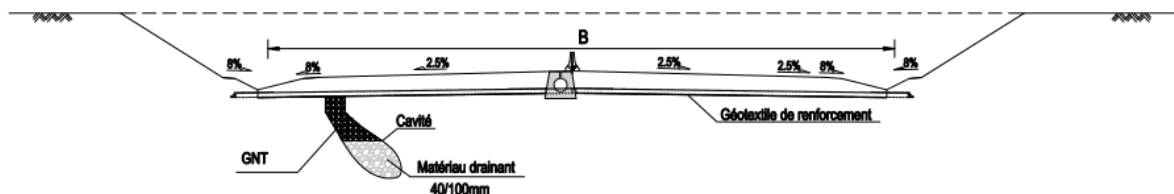
- 1^{er} étape : Dans le dernier mètre supérieur à niveau PST, il suffit d'utiliser les graviers non traités (GNT)



- 2^{er} étape : Mise en place de géotextile de renforcement haute résistance dans le sens transversal de la chaussée, et sur la plateforme PST.



- 3^{er} étape : Mise en place le reste du corps de chaussée



1. Stratégie de comblement et renforcement de chaussée : Approche Technique et Sécurité

Un comblement des cavités décelées et un renforcement de la chaussée en utilisant le géotextile. Le remblaiement des cavités est la suivante :

- 1- On remblaie la cavité avec un matériau très drainant et dur de type de blocomètre très étroit (40/100mm). Les matériaux doivent être imbriqués de façon à une masse compacte, mais perméable.
- 2- Les graves non traités(GNT) sont utilisés dans le dernier mètre supérieur à niveau PST, ce qui remplace le béton cyclopien proposé dans les DEX précédents qui peut créer une zone rigide (selon l'avis de BCS)le GNT doit être compacté de manière appropriée en respectant les exigences mentionnées dans le CCTP
- 3- Pour garantir la sécurité, un renforcement de la chaussée en géotextile.

Le renforcement des cavités décelées sur la plateforme PST à niveau arase est prévu, le travail pourra se faire par demi-chaussée du bord de la plateforme jusqu'au caniveau central sans toucher celui-ci. [15]

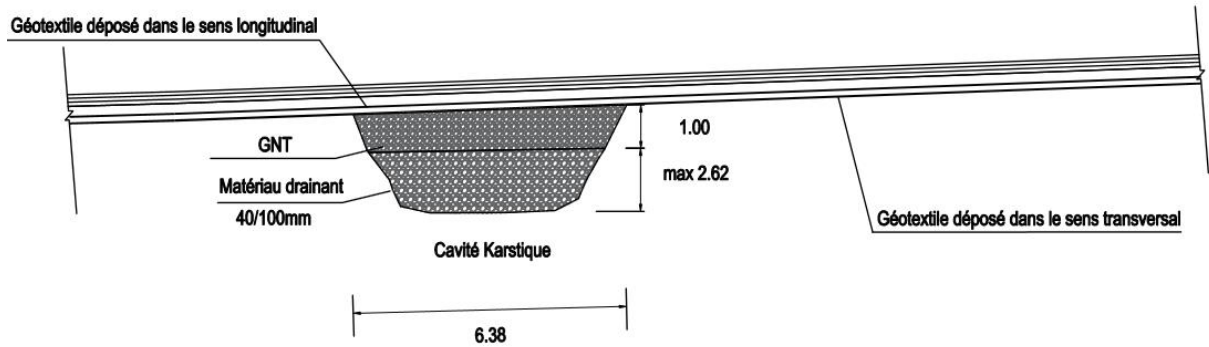


Figure 2. 9 : Coupe longitudinale entre PK0+050 et PK0+057 [15]

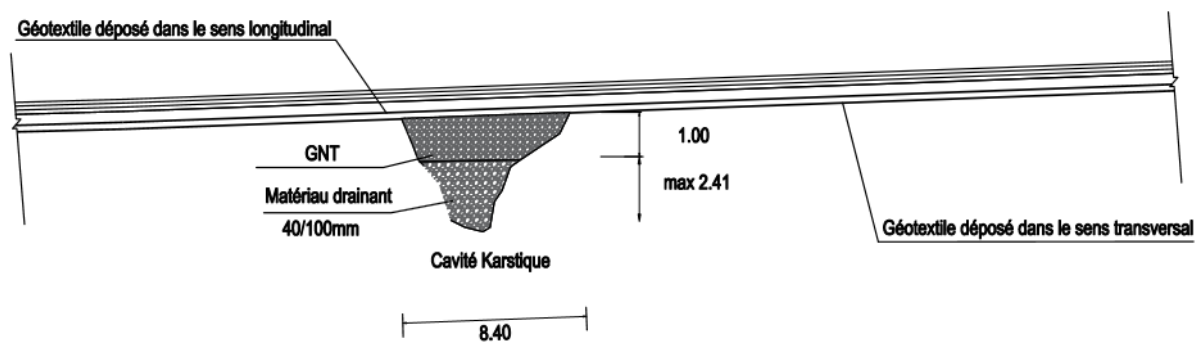


Figure 2. 10 : Coupe longitudinale entre PK0+000 et PK0+300 [15]

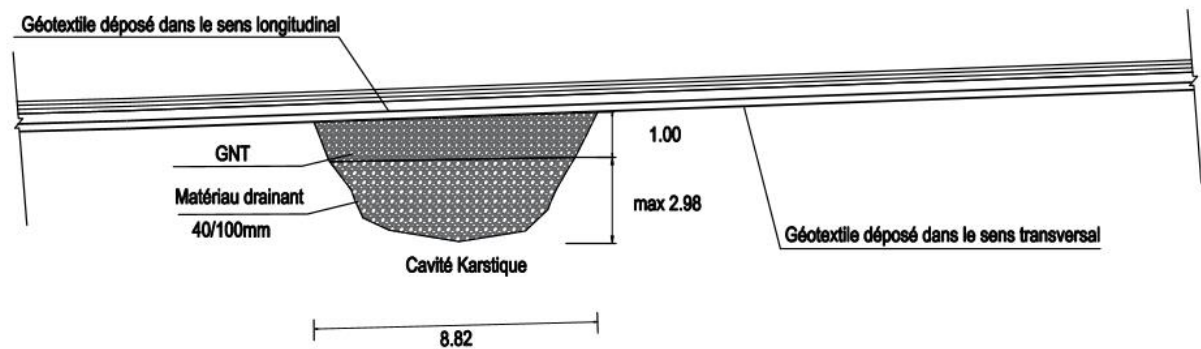


Figure 2. 11 : Coupe longitudinale entre GIR2 K0+000 et GIR2 K0+011 [15]

2. Analyse géophysique et stratégie de Renforcement de chaussée

Les résultats de l'investigation géophysique par Géoradar et des logs des sondages indiquent que la couche d'assise de la section PK0+000-PK0+300 à 15m de profondeur est composée de calcaires fracturés avec des fissures continues, parfois très fracturées et vacuolaires. Cette formation permet de favoriser la circulation de l'eau, notamment le moteur principal de l'érosion hydro chimique et hydraulique de toutes les roches solubles.

Un renforcement de la chaussée avec géotextile de renforcement est prévu sur la plateforme PST à niveau arase, pour toute la section PK0+000-PK0+300, le travail pourra se

faire par demi-chaussée du bord de la plateforme jusqu'au caniveau central sans toucher celui-ci. [15]

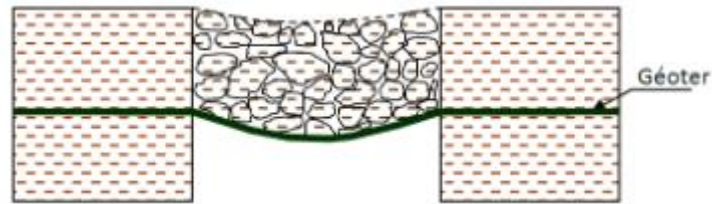


Figure 2.12 : principe de renforcement des zones à risque de cavités. [15]

3. Procédure de traitement par Géotextile

Cette procédure a pour but d'expliquer et d'appliquer un géotextile de renforcement pour traiter et renforcer la zone à risques de cavité karstique (la section PK0+000-PK0+300).

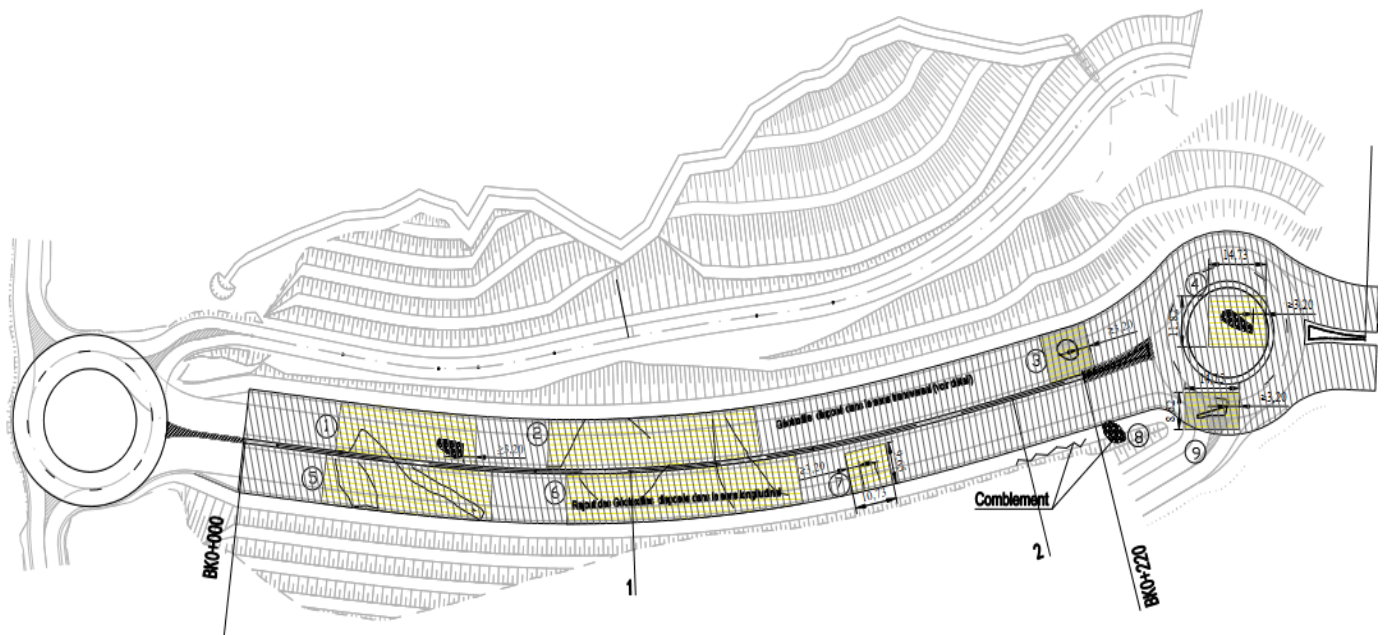


Figure 2.13 : Traitement de la zone susceptible à risque de cavités [15]

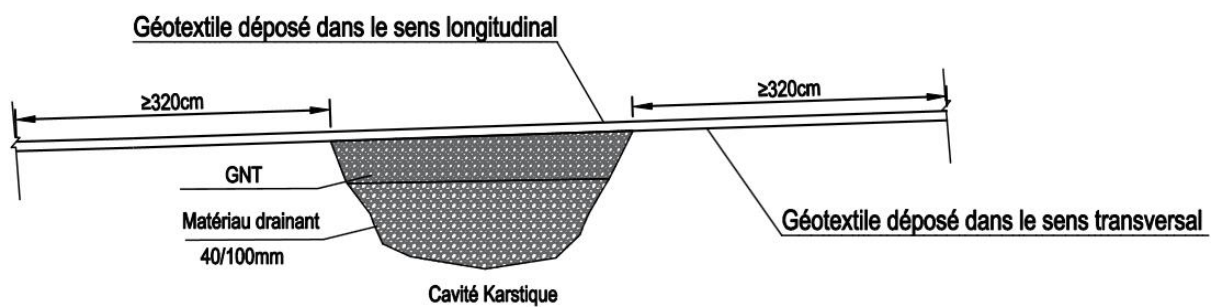


Figure 2.14 : Géotextile disposée dans le sens transversal [15]

IX.3.1. Géotextile de renforcement

Le géotextile prévu est un géotextile composite à renforcement et séparation, tissé tricoté et tramé, à mise en tension immédiate.

L'assemblage par tissage-tricotage-tramage des éléments suivants est composé des éléments suivants :

- Géotextile tissé en polypropylène (fonction de séparation)
- câbles polymères de haute résistance (fonction de renforcement)

Le Géotextile de renforcement est mis en tension immédiatement, ce qui lui permet de déprendre les efforts instantanément et de limiter la déformation initiale lors de la mise en tension.

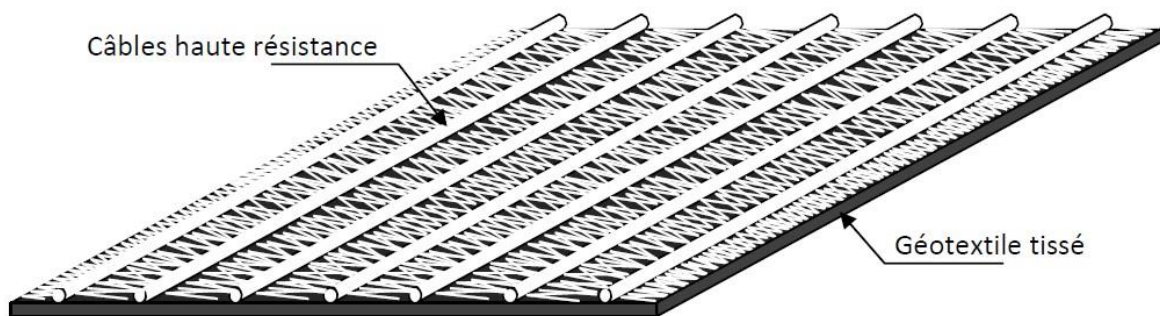


Figure 2. 15 : Structure du Géotextile de renforcement [15]



Photo 2. 8 : photographie de Géotextile de renforcement

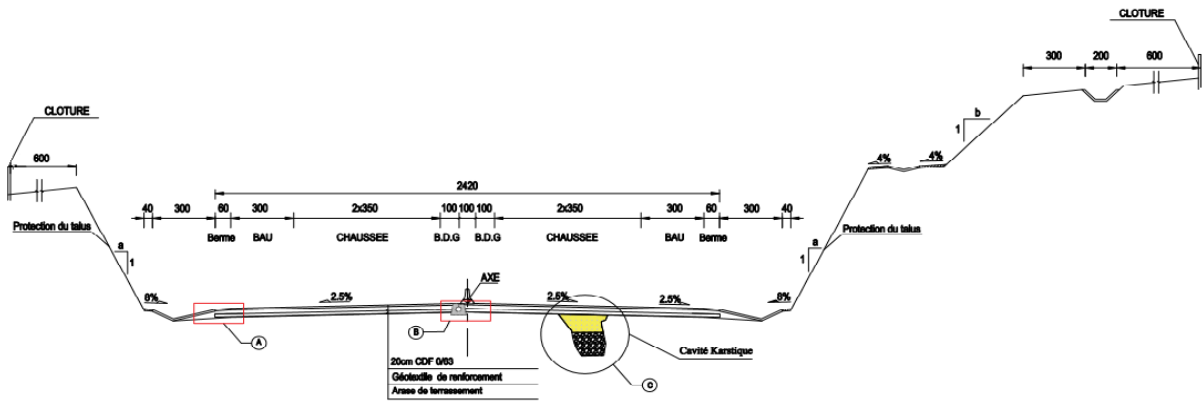


Figure 2. 16: Profil en travers type en déblai [15]

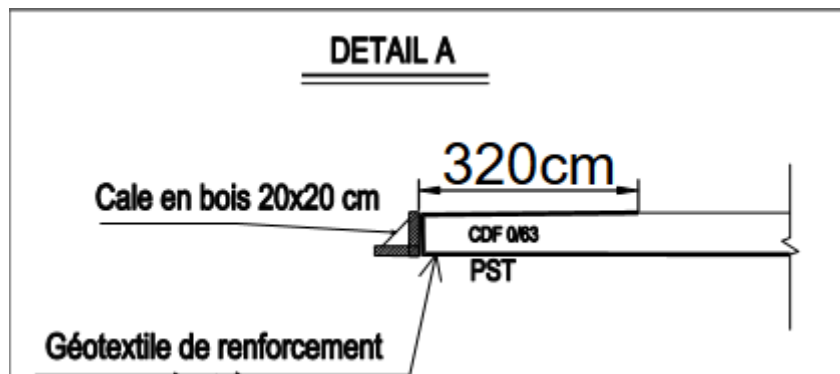


Figure 2. 17: Représent le détail A de profil en travers type [15]

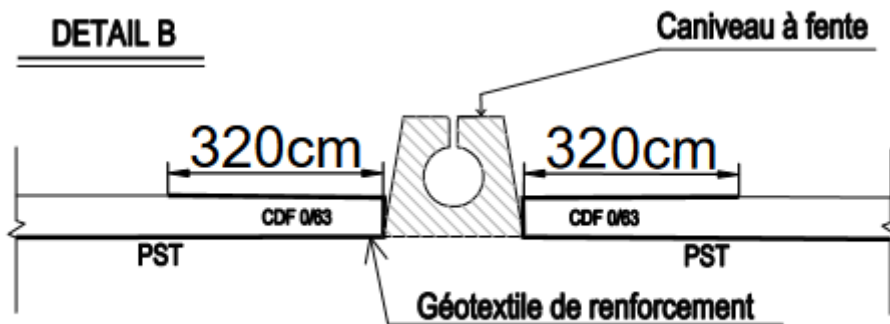


Figure 2. 18: Représent le détail B de profil en travers type [15]

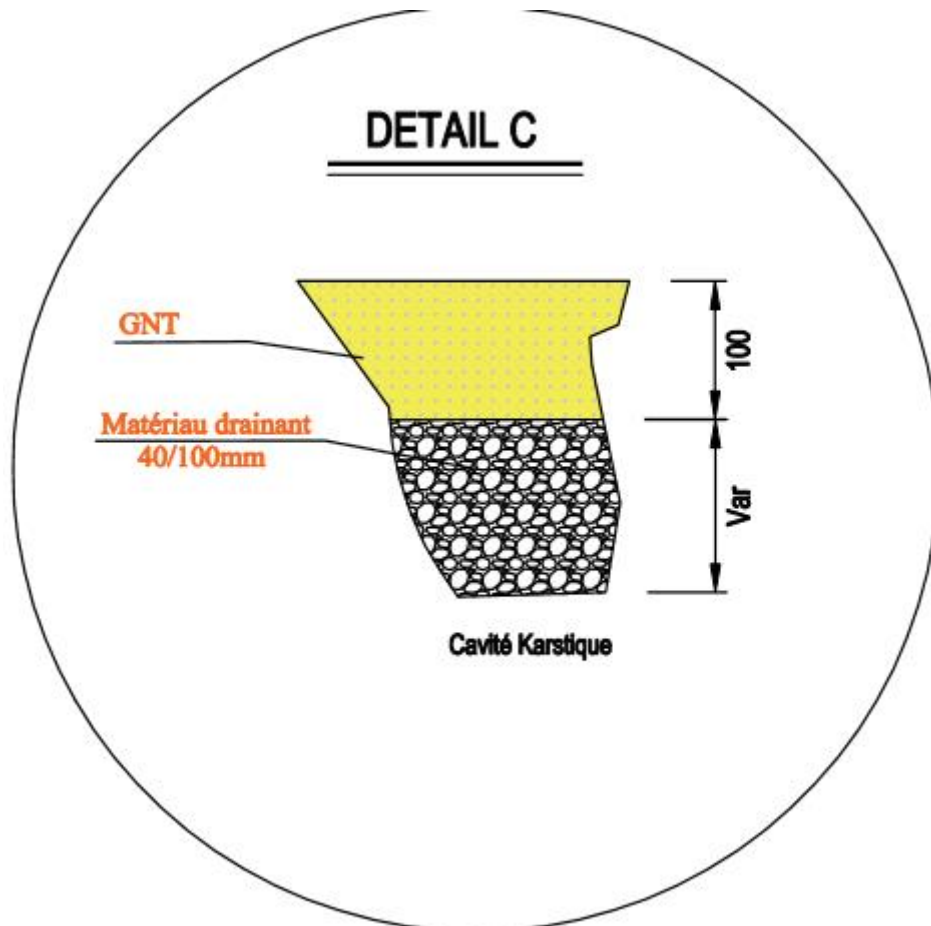


Figure 2. 19: Représent le détail C : une cavité Karstique [15]

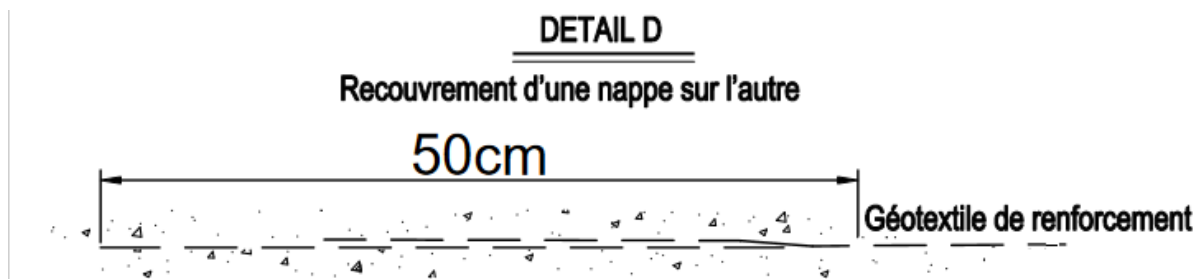


Figure 2. 20: le raccordement entre 2 nappes adjacentes disposé parallèlement [15]

IX.3.2. Caractéristiques et principe de fonctionnement

Le Géotextile de renforcement, en raison son procédé de fabrication, permet de dissocier les fonctions de séparation et de renforcement. En effet, la résistance en traction du géotextile est obtenue par l'action des câbles polymères haute résistance. La fonction séparation est quant à elle assurée par le géotextile tissé dont l'ouverture de filtration est constante, quel que soit la résistance en traction du géotextile. [15]

Ce produit ou d'autres produits similaires doivent être en conformité avec la NF EN ISO 10319. Les câbles de haute résistance (polyester, polypropylène, etc.) peuvent être sectionnés en fonction du type d'ouvrage et de la nature des sols rencontrés.

Le géotextile présente des performances de résistance :

- des résistances importantes au poinçonnement et à la perforation,
- la résistance est élevée lors de la mise en œuvre, même dans des conditions agressives.
- la perméabilité est parfaitement contrôlée pour l'utilisation en fondation.

X. Conclusion

Dans ce chapitre, les caractéristiques de notre cas d'étude ont été présentées, notamment les aspects géotechniques, géologiques, géomorphologiques, lithologiques, stratigraphiques et hydrogéologiques, ainsi que les investigations utilisées pour la recherche de cavités et les solutions de traitement de ces zones.

Enfin, certaines hypothèses ont été formulées pour corriger les anomalies identifiées dans le cadre de traitement de cette anomalie.

Dans le prochain chapitre, nous allons procéder au calcul analytique avec la méthode R.A.F.A.E.L et le calcul numérique avec logiciel PLAXIS V.23et confronter par la suite les résultats obtenus.

***Chapitre 3 : Calculs justifiant le
renforcement des cavités souterraines :
cas du projet de Ghazaouet-Tlemcen***

I. Introduction

Le renforcement des cavités souterraines est un aspect crucial de la géotechnique. Dans ce chapitre, nous explorerons en détail l'utilisation des géotextiles et géosynthétiques dans le renforcement des cavités souterraines, en mettant en évidence la méthode RAFAEL.

Dans la géotechnique et le génie civil, il est essentiel de renforcer les cavités souterraines. Ce chapitre se concentrera sur l'utilisation des géotextiles et des géosynthétiques pour renforcer ces cavités, en mettant en lumière la méthode RAFAEL.

Les géosynthétiques, fabriqués à partir de polymères synthétiques ou naturels, jouent un rôle essentiel dans la séparation, la filtration, le drainage, l'étanchéité, le renforcement, la protection et la lutte contre l'érosion.

Leur utilisation dans le renforcement des cavités souterraines améliore les propriétés mécaniques des sols et des matériaux, garantissant ainsi la durabilité et la sécurité des structures. La méthode RAFAEL, décrite en détail dans ce chapitre, présente les étapes et les considérations importantes pour un renforcement efficace et durable des cavités souterraines à l'aide de géosynthétiques.

Ce chapitre vise à fournir des connaissances approfondies dans le cadre de la conception et la mise en œuvre des projets de renforcement des cavités souterraines de manière optimale.

II. Description de la conception de l'ouvrage

Calcul de dimensionnement des structures sous-jacentes à l'interface de calcul sous forme de chargements (figure 3.1). Le corps de remblai de hauteur H des couches de chaussée, ou les voies ferrées de la superstructure (ballast, rails, traverses) sont pris en compte sous forme d'une surcharge permanente G_s , tandis que le trafic est pris en compte sous forme d'une surcharge variable Q_t . Le ballast est toujours considéré comme une charge supplémentaire pour les voies ferrées.

L'interface de calcul qui sépare le remblai des surcharges est définie est placée à la base de la première couche homogène au-dessus des couches granulaires au contact du géosynthétique. Au-dessus cette interface de calcul, les couches sont constituées de charges permanentes.

L'interface de calcul définit le critère de tassement.

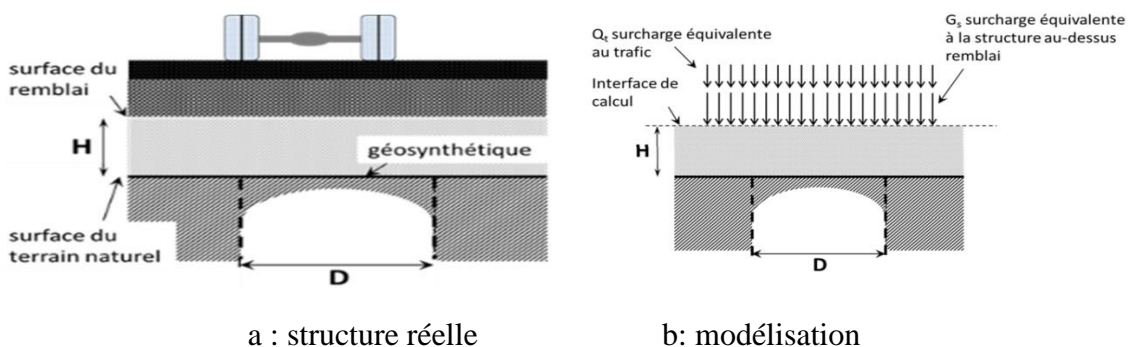


Figure 3. 1 : Schéma L'interface de calcul définissant la hauteur H et l'épaisseur de remblai.

La norme **XP G38-065** Septembre 2020 ne traite pas de l'évaluation du coefficient d'expansion et du coefficient de frottement d'une structure de remblai multicouche.

La géosynthèse de base de remblai sur sols à risque d'effondrement permet de répondre à divers états d'instabilité ou d'états limites soit :

- L'effondrement du remblai au droit de la cavité.
- une déformation excessive sur l'interface de calcul. Prise en compte des structures sus-jacentes en cas de surcharge.

III. Définition des termes

Géotextiles (GTX)

La matière textile plane, perméable et à base de polymère (naturel ou synthétique), peut être utilisée en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil, sans être tissée, tricotée ou tissée.

Géogrille (GGR)

La géogrille est une structure plane à base de polymère qui est constituée d'un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction. Elle peut être assemblée par extrusion, collage ou entrelacement. Les ouvertures de cette structure ont des dimensions supérieures à celles des constituants.

Géocomposites (GCO)

Composants de matériaux manufacturés, dont au moins un est un produit géosynthétique.

Renforcement

Utiliser le comportement de résistance déformation d'un géotextile ou d'un produit apparent aux géotextiles pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.

Valeur caractéristique (cv)

Pour la résistance à la traction d'un géosynthétique, la valeur caractéristique est déterminée en fonction de la valeur moyenne et de la tolérance déclarée au marquage C_e : $CV = \text{valeur moyenne} - \text{tolérance à } 95 \%$.

Pour les autres paramètres la valeur caractéristique doit être une estimation approximative de la valeur du paramètre considéré.

IV. Géosynthétiques et géotextiles de renforcement

1. Géotextiles de renforcement

IV.1.1. Le rôle de Géotextile

Le géotextile de renforcement dissocie les fonctions de séparation et de renforcement grâce à son procédé de fabrication. Il permet de répartir de manière uniforme les charges sur la cavité, évitant ainsi des affaissements localisés qui pourraient endommager la structure. De plus, il améliore la stabilité du sol en limitant ses mouvements. Dans ce type de confortement, le rôle crucial du géotextile est de garantir la durabilité et la sécurité de la structure en question.

En utilisant le géotextile, on renforce le sol et on prévient les risques d'effondrement ou d'affaissement, assurant ainsi la pérennité de l'ouvrage.

IV.1.2. Le type et caractéristique de Géotextile

Le BCE donne un avis favorable pour le Géotextile de renforcement de type « **GEOTER FPET200** » mono fournis par la société SPA AFITEX ALGERIE

Ils ont utilisé deux couches croisées de géotextile (unidirectionnel) pour renforcer les deux directions. Cette décision a été prise en raison de la disponibilité limitée du géotextile bidirectionnel, ce qui les a contraints à adopter cette approche.

-câble de renforcement en polyester haute ténacité associés à un tissé polypropylène de 75g/m^3 .

-Technologie unique dite « tissé-tricoté-tramé » assurant une mise en tension immédiate des fils techniques.

-résistance à la traction : jusqu'à 2000 kN/m avec une faible élongation en fonction des produits de la gamme.

✓ Le géotextile **GEOTER FPET 200** adaptée au renforcement sur :

-les cavités

-sols compressibles et plateformes

-sols peu porteurs (routes, voies ferrées, pistes)

✓ Avantages du tissé :

-protection des câbles

-Résistance au poinçonnement et à la perforation

-Résistance accrue lors de la mise en œuvre

-Séparation entre deux couches de sol

✓ Conditionnement

-Largeur standard : $5,3\text{ m}$ max

-Longueur standard : 100 m

-Poids brut rouleaux : 220 Kg

2. Généralités sur les géosynthétiques (GSY)

Terme générique désignant un produit, au moins un de ses composants à base de polymères synthétiques ou naturels, sous forme de feuilles, bandes ou structures tridimensionnelles, destiné au contact avec le sol ou d'autres matériaux dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.

Il existe sur le marché une grande variété de géosynthétique pour des applications variées.
[XP G38-065]

Tableau 3. 1 : Rôles et applications des géosynthétiques [19]

| Rôle du géo synthétique | Description | Ouvrage/application |
|--|---|---|
| Séparation | Eviter le mélange de deux sols ou matériaux de nature différente | Routes, autoroutes, voies ferrées, pistes forestières... |
| Filtration | Maintien des particules de sol tout en autorisant la circulation de fluides | Routes, voies ferrées, barrages, tranchées drainantes, protection de berges/ rivages... |
| Drainage | Collecte et transport des eaux ou d'autres fluides | Drainage sous dallage, structure BA, remblai ou installation de stockage de déchets(ISD)..... |
| Etanchéité | Prévenir ou limiter la migration des fluides par une Géomembrane | Bassins, ouvrages souterrains, installation de stockage de déchets (ISD)... |
| Renforcement | Améliorer les propriétés mécaniques d'un sol(ou d'autres matériaux) en utilisant les propriétés de résistance/déformation d'un Géosynthétique | Remblais (ferroviaires, routiers...) sur sols compressibles, cavités ou inclusions rigides, murs de soutènement.... |
| Protection | Limitation de l'endommagement localisé d'un élément ou matériau | Protection des Géomembrane |
| Lutte contre l'érosion de surface | Eviter les mouvements du sol et autres particules de surface | Talus de déblai, pentes naturelles, berges... |
| Anti-fissuration | Retarder les remontées de fissure en surface dans les structures de chaussées | Aéroports, chaussées.... |

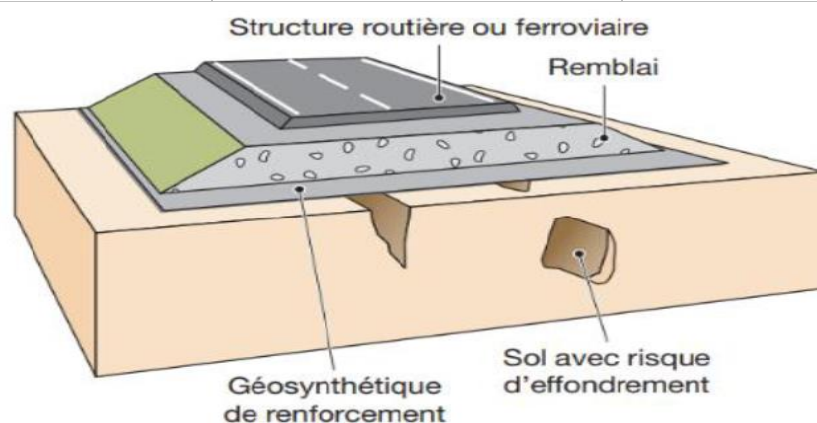


Figure 3. 2 : Application d'un géosynthétique de renforcement sur cavités [20]

Le terme « Géosynthétiques renforcés » regroupe plusieurs familles de produits : les géotextiles renforcés sont des structures relativement souples constituées de fibres pouvant être tissées, non tissées ou tricotées ; les géogrilles sont des renforts d'aspect plus rigide pouvant être fabriqués par extrusion ou tressage et enduction de câbles. [19]

3. Les propriétés des matières premières

Les propriétés mécaniques des géosynthétiques sont fonction du polymère de base et de la technique de fabrication. Les polymères les plus utilisés sont les suivants :

- Polypropylène (PP)
- Les polyéthylènes (PE) sont à basse densité (LDPE) et à haute densité (HDPE)
- Il s'agit des polyamides (PA)
- Il s'agit des polyesters (PET)

Deux grandes catégories de produits géotextiles sont généralement distinguées :

- Les produits ayant un module de traction (raideur) important et une rupture faible de 10% (PET)
- Les matériaux à faible module de traction et à allongement à la rupture supérieur à 20% (PE) [21]

4. Caractéristiques des Géosynthétiques de renforcement et comportement à court et long terme

Il est important de définir les géosynthétiques de renforcement en fonction de leur comportement en traction à long terme pour l'utilisation du projet ou la durée de la sollicitation (pour un ouvrage ayant une réparation prévue). Le comportement à long terme est évalué à partir du comportement en traction à court terme (figure 3.4) ainsi que des coefficients de réduction liés à l'évolution des caractéristiques du géosynthétique au fil du temps.

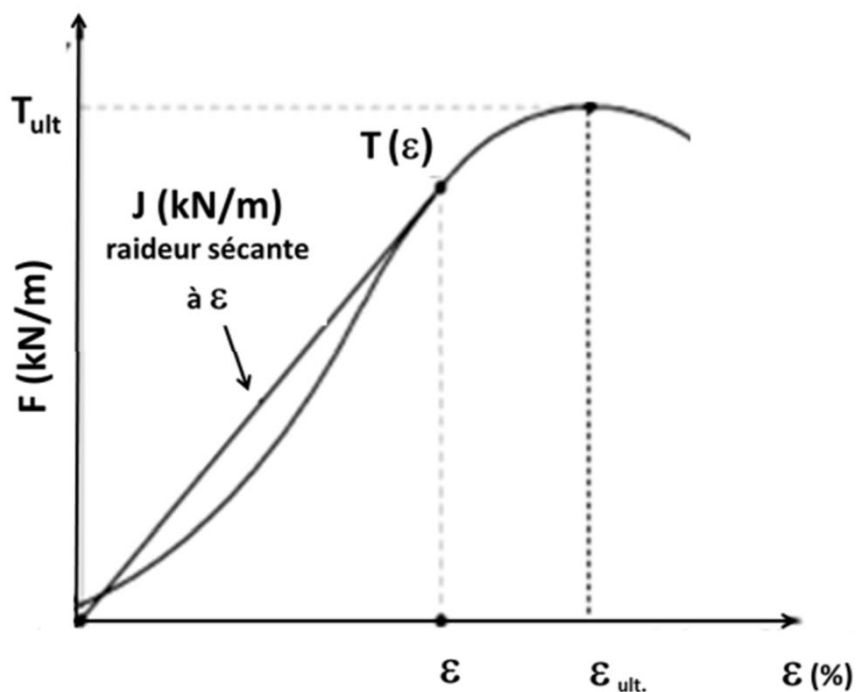


Figure 3.3 : Comportement à la traction courbe standard d'un géotextile de renforcement [NFEN ISO 10319]

$R_{t,k}$: Le coefficient de détermination de la résistance en traction à court terme d'un géotextile est déduit de la résistance T_{ult} déterminée selon la norme **NF EN ISO 10319**.

$R_{t,k(\varepsilon)}$: Le coefficient de détermination de l'effort de traction à court terme d'un géotextile à la déformation ε est déduit de la résistance T_ε déterminée selon la norme **NF EN ISO 10319**.

IV.4.1. Valeur de calcul de la résistance à long terme d'un géosynthétique (résistance ultime en traction) ($R_{t,d}$)

Les valeurs de conception pour la résistance à long terme (résistance ultime à la traction) ($R_{t,d}$) des Géotextiles sont utilisées pour évaluer la durée de vie de la structure. Calculé à partir de la résistance caractéristique à court terme $R_{t,k}$

La résistance ultime en traction $R_{t,d}$ du géotextile peut alors être définie comme suit :

$$R_{t,d} = (1/\Gamma_{géo}) R_{t,k}$$

$\Gamma_{géo}$: Un coefficient qui combine un facteur partiel de résistance à la traction (ε) et un facteur de réduction pour prendre en compte le comportement du matériau géotextile dans le temps

$$\Gamma_{géo} = \gamma_{M;t} \cdot \Gamma_{flu} \cdot \Gamma_{vieil} \Gamma_{end}$$

Avec

$\gamma_{M;t}$: le facteur partiel de la résistance en traction

Γ_{flu} : facteur de réduction liés à la diminution de la résistance à la traction lors du fluage des renforts géotextiles. Le coefficient est déterminé en fonction de la durée de service

Γ_{vieil} : le coefficient de réduction est relié à la réduction de la résistance en traction causée par le vieillissement des géotextiles, en fonction des conditions environnementales. Cette valeur est calculée en fonction du temps de service

Γ_{end} : le coefficient de réduction correspondant à la résistance en traction causée par l'endommagement des géotextiles lors de l'installation et du compactage des remblais.

IV.4.2. Valeur de calcul de l'effort de traction à la déformation (ε) à la durée de service :

$R_{t,d}(\varepsilon)(t_{ser})$, la valeur de conception de la force de traction) $R_{t,k}(\varepsilon)$ à la déformation (ε) pendant la durée de vie (t_{ser}) est calculée sur la base de la courbe isochrone et de la résistance caractéristique à court terme.

Sur la courbe isochrone correspondant à la durée de vie (t_{ser}) on détermine le rapport de $T(\varepsilon)/T_{ult}(t_{ser})$ à la déformation (ε)

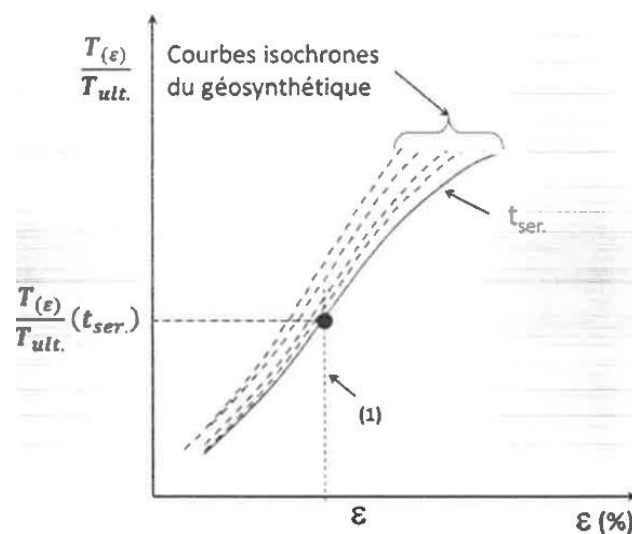


Figure 3. 4 : Évaluation du rapport entre $T(\varepsilon)$ et $T_{ult}(t_{ser})$ à l'aide de la courbe isochrone (t_{ser}). [XP G38-065]

$R_{t,d}(\varepsilon)(t_{ser})$, déformation (ε) la résistance à la traction à durée de vie (t_{ser}) est évaluée par la résistance du matériau géotextile $R_{t,k}$ et le coefficient ($C_{géo}$), qui combine : prendre le coefficient partiel de la résistance à la traction $\gamma_{M;t}$ à égal à 1, ainsi qu'un facteur de réduction pouvant prendre en compte le vieillissement et l'endommagement des géotextiles lors de la déformation (ε).

$$R_{t,d}(t_{ser}) = \left(\frac{1}{C_{géo}(\varepsilon)} \right) \cdot \frac{T(\varepsilon)}{T_{ult}}(t_{ser}) \cdot R_{t,k}$$

Avec

$$C_{géo}(\varepsilon) = \gamma_{M;t} \cdot C_{vieil}(\varepsilon) \cdot C_{instal}(\varepsilon)$$

$\gamma_{M;t}$: le facteur partiel de la résistance en traction pris à 1 à l'ELS

$C_{vieil}(\varepsilon)$: le coefficient de diminution associé au vieillissement des géotextiles dépendant des paramètres d'environnement déformation (ε) pour la durée de service.

$C_{instal}(\varepsilon)$: le coefficient de la résistance en traction causée par la dégradation des renforcements géotextiles lors de l'assemblage et le compactage des remblais mesurée en déformation (ε) [XP G38-065]

5. Caractérisation du géotextile de renforcement

Mécaniquement, les Géotextiles renforcés sont caractérisés par différents tests standardisés dont les principaux sont : la résistance à la traction, le frottement interfacial et ramper. De nombreux autres tests de caractérisation existant, notamment des tests standardisés en laboratoire pour déterminer les propriétés et spécificités suivants : Epaisseur, Masse, Surface, Perforations, ouverture du filtre, capacité d'écoulement dans le plan. [19]

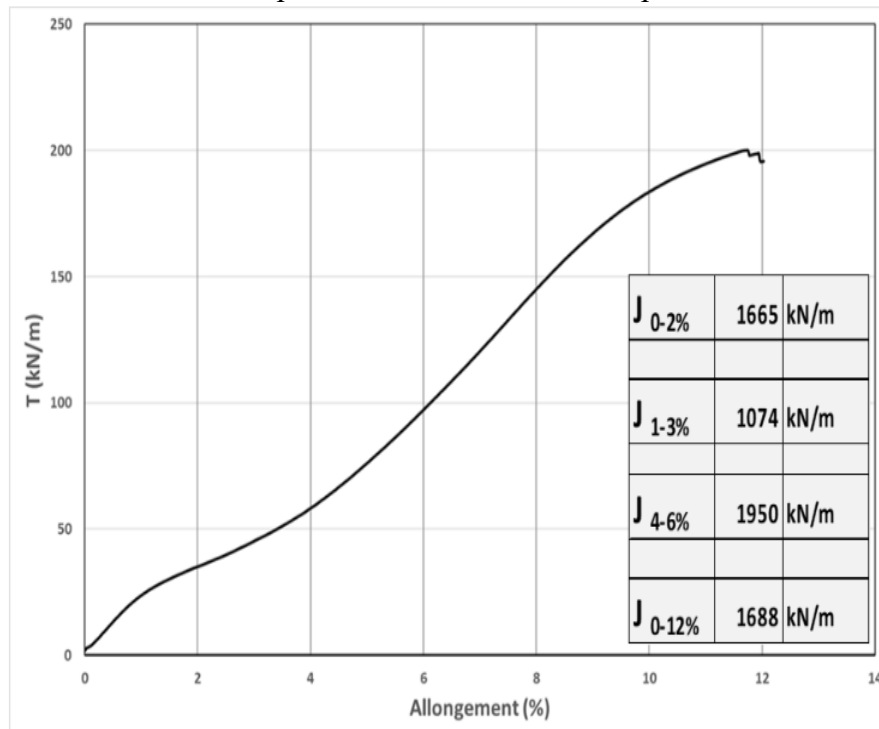


Figure 3. 5 : Comportement Géosynthétique- évaluation des raideurs pour Deux (02) plages de déformations [22]

IV.5.1. Résistance en traction d'un Géosynthétique

La résistance à la traction des géosynthétiques de renforcement doit être vérifiée en tenant compte des points suivants :

- La valeur caractéristique de la résistance à la traction du géosynthétique, déterminée conformément aux normes d'essai pertinentes ;
- Les facteurs de réduction de la résistance à la traction du géosynthétique, en particulier le facteur de durée, le facteur de température et le facteur de dégradation ;
- Les effets de la mise en œuvre des géosynthétiques, en particulier le facteur de longueur d'ancrage et le facteur de liaison avec le sol ou la structure.

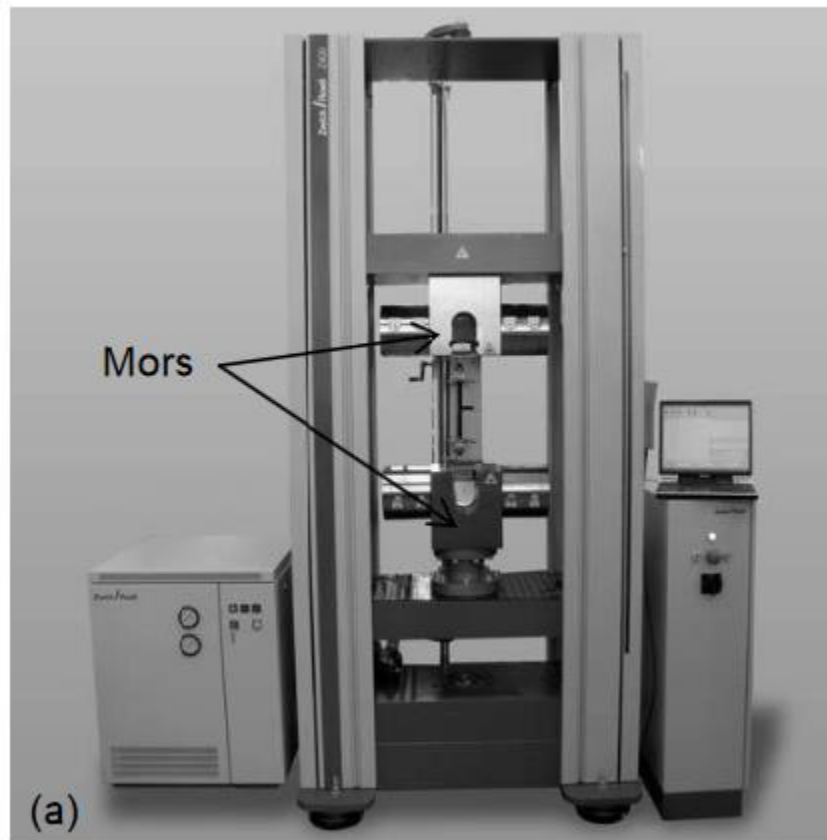


Figure 3. 6 : machine d'essai de traction [19]

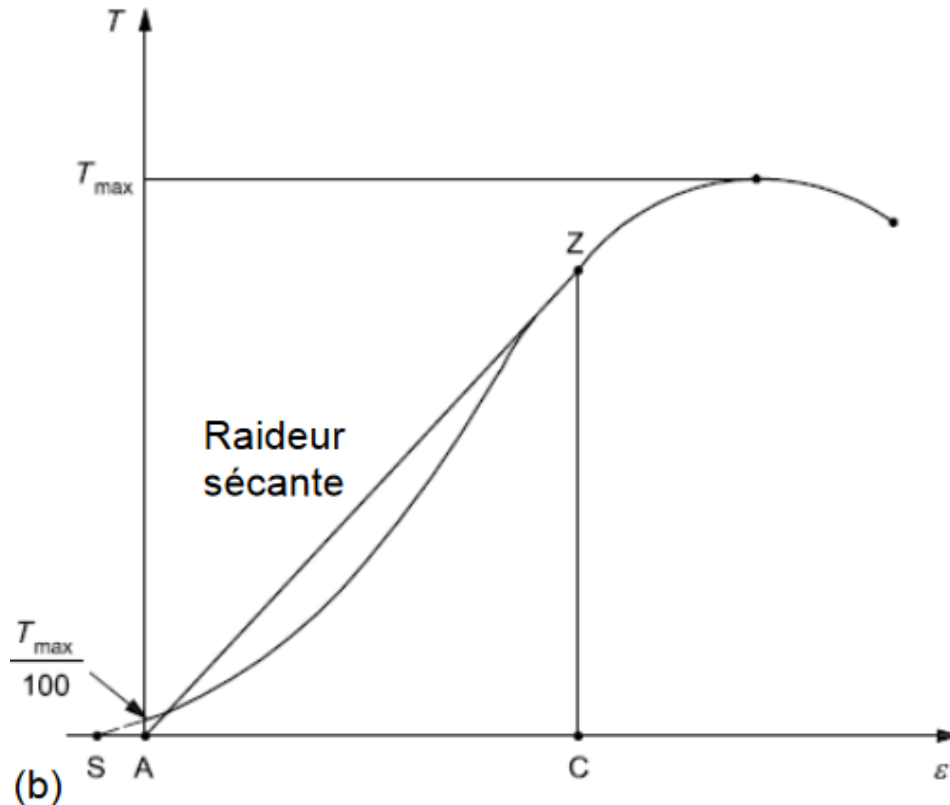


Figure 3. 7 : courbe type de la charge par unité de déformation [19]

IV.5.2. Caractéristiques de cisaillement à l'interface sol/ géosynthétique

En laboratoire, l'angle de frottement entre le sol et le géosynthétique peut être déterminé à partir d'un essai de cisaillement direct à la boîte de cisaillement $0,3 \times 0,3$ m, adapté aux géosynthétique L'éprouvette de géosynthétique doit être fixée sur un support horizontal rigide placé dans la partie inférieure de la boîte de cisaillement pour l'essai. Une force normale est exercée sur la partie supérieure de la boîte en emplie de sol. Il s'agit d'un effort horizontal qui provoque un déplacement d'une demi-boîte à une vitesse constante de $1 \pm 0,2$ mm/min. Force de cisaillement et déplacement horizontal relatif mesurés à ± 2 et $\pm 0,02$ mm chacun. Le test incliné est réalisé avec un appareillage composé d'une plaque lisse rigide au départ horizontale et charnière à l'une de ses extrémités. Une vitesse de $3 \pm 0,5$ % par minute permet de relever progressivement le plan.

Le plan est fixé sur le renforcement testé est placé une boîte contenant du sol. Le plan de base qui soutient le géosynthétique est incliné à une vitesse constante après une éventuelle surcharge. Un angle de frottement « dynamique » du complexe sol/ géosynthétique est déterminé par l'angle auquel la boîte supérieure remplie de sol glisse sur le plan incliné. Il existe plusieurs variantes à cet essai, avec des améliorations techniques ou des changements dans le processus d'essai. [19]

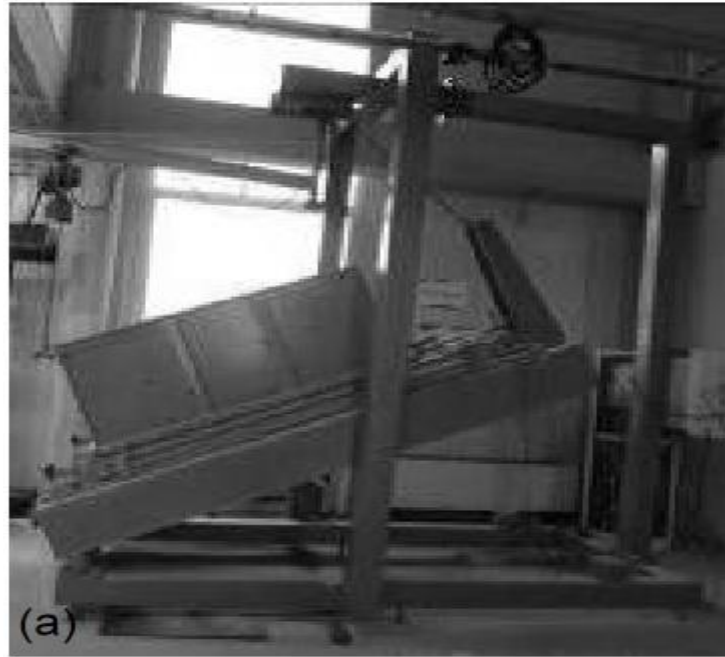


Figure 3. 8 : Essai de frottement à l'interface sol/Géosynthétique -plan incliné - [19]

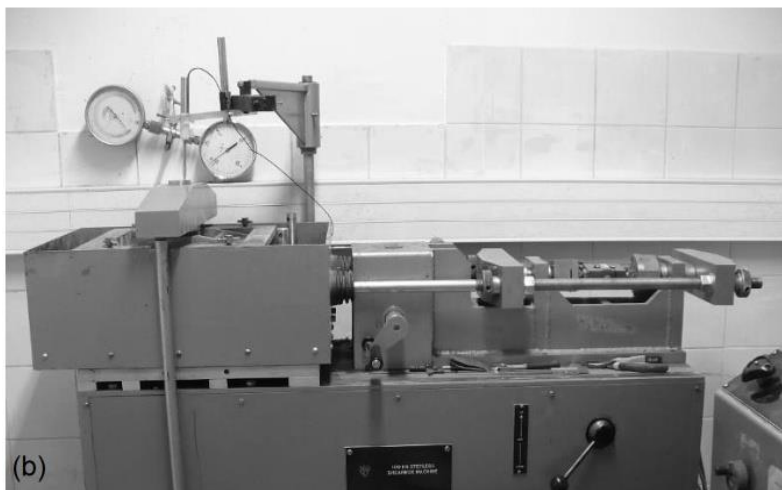


Figure 3. 9 : boîte de cisaillement 300x300 mm [19]

IV.5.3. Caractérisation du fluage d'un géosynthétique

IV.5.3.1. Effort de traction limité par la rupture par fluage

Le coefficient (Γ_{flu}) doit prendre en compte la diminution de la capacité de résistance des renforcements géosynthétiques en raison du fluage du polymère qui constitue leur section résistante.

Le comportement au fluage des géosynthétiques est fonction du polymère utilisé, de l'additif stabilisateur, du mode de fabrication, de la température ambiante et du chargement. Il est déterminé sur le produit final.

La durée d'utilisation et la température de service ont déterminé le coefficient (Γ_{flu})

L'exigence de température de service est liée à la température du sol de l'ouvrage dans le secteur des renforts et à ses fluctuations. Les renforcements géosynthétiques mis en place en France métropolitaine sont généralement justifiés par une température de service de 20°C.

Si la position de l'ouvrage, la faible épaisseur du remblai et l'exposition au rayonnement solaire peuvent entraîner des températures élevées et augmenter les effets du fluage, la température de service équivalente doit être calculée.

Il est recommandé de ne pas prendre en compte la température de service inférieure à 20°C.

La valeur de Γ_{flu} doit être déterminée sur des séries d'essais de fluage à rupture selon la norme NF EN ISO 13431 à 20°C et à différentes températures ou selon la norme ASTM D6992 pour différents niveaux de chargement et suivant les indications du guide ISO/TR 20432.

La marche à suivre pour traiter les résultats des essais et les extrapoler jusqu'à la durée de service du projet est indiquée dans le guide ISO/TR 20432, illustré par la figure.

En l'absence d'essais de fluage conformes aux spécifications du tableau, il est recommandé d'appliquer les coefficients de réduction par défaut selon le type de polymère pour les classes de durée d'utilisation de 2 à 5 et une température de service de 20°C. [XP G38-065]

Tableau 3. 2 : valeurs par défaut de Γ_{flu} [XP G38-065]

| Polymère | Valeur par défaut pour Γ_{flu} |
|----------|---------------------------------------|
| PP/PE | 6 |
| PEHD | 5 |
| PET | 3 |
| PVA | 3 |
| AR | 3 |

IV.5.3.2. Courbes isochrones

Le test de fluage est effectué sur un géosynthétique dont on connaît la résistance en traction T_{max} . Dans des conditions de température et d'humidité constantes, les éprouvettes sont soumises à une force statique prédéfinie de T_0 (inférieure à T_{max}), répartie uniformément sur la largeur de l'échantillon. L'éprouvette est allongée en continu ou mesurée à des temps particuliers (1h à 10000h) il est important de noter qu'il existe différentes méthodes de test : une méthode conventionnelle à température constante et une méthode en « décalage temps-temps » où les essais sont effectués pour trois valeurs de la température.

Le niveau de chargement des éprouvettes est déterminé par les essais de fluage effectués à différents taux de chargement (ratio T_0/T_{max}) pour un produit donné. (Figure 3.12) La courbe isochrone localisée la plus à gauche et enregistrée UTS correspond au matériau inactif, dont la conductivité traction est la résistance en traction du géosynthétique $R(t; k)$ est caractéristique.[19]

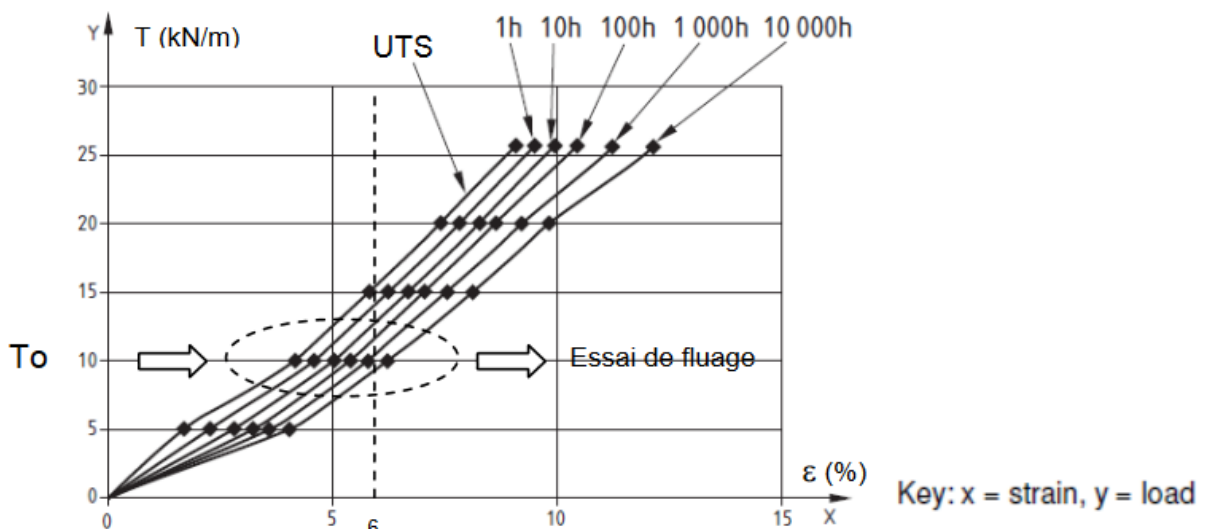


Figure 3. 10 : Essai de fluage –courbes isochrones [19]

Les courbes isochrones permettent de calculer un coefficient réducteur de la résistance en traction par fluage. Il s'agit notamment d'un renforcement de dimensionnement à 1000 heures. Le coefficient de réduction pour une géosynthèse travaillant à 6% de déformation est le rapport du niveau de chargement UTS au niveau de chargement à 1000 h définis à 6% de déformation, soit 1,5 pour le cas retenu (figure3.12) [19]

V. Principes généraux de dimensionnement du renforcement géosynthétique

Les méthodes analytiques pour l'utilisation de géosynthétiques pour renforcer les zones effondrées des ponts continuent d'évoluer et sont souvent soumises à des normes, pratiques ou réglementations spécifiques dans chaque pays. Nous présenterons dans ce chapitre les principales méthodes ou les concepts les plus couramment utilisés, mais ceci n'est pas exhaustif.

Les principales étapes de dimensionnement comprennent :

- Le choix d'une déformation maximale admissible d_s/D_s :

Le degré acceptable de déformation de surface peut être estimé sur la base de la conception du renforcement et de la stratégie d'utilisation. Le renforcement est généralement conçu pour soutenir le remblai sus-jacent pendant toute la durée de vie de l'infrastructure afin que le tassement de la surface reste dans limites de service acceptables. La déformation de surface admissible dépend des exigences spécifiques du projet et est spécifiée au cas par cas. Voici les critères adoptés pour certains types de projets selon la norme **PR XP G38063-2**

Tableau 3. 3 : exemples de valeurs de d_{sadm}/D_s [XP G38-065]

| Voies ferrées | 0% |
|--|----------------|
| Autoroutes (vitesses élevées) | De 1,0% à 1,7% |
| Routes secondaires (vitesses faibles) | De 1,7% à 2,5% |
| Autres routes urbaines, parking, etc. | De 2,5% à 7% |
| Parcs et zones piétonnes | Jusqu'à 10% |

Parmi les approches du comportement du sol au-dessus de la cavité, on peut distinguer celles qui supposent un écoulement du sol suivant une zone plus ou moins tronconique de celles qui prennent en compte un volume de sol effondré cylindrique au droit de la cavité. La déformation maximale est déterminée par la géométrie de l'effondrement.

La nappe géosynthétique admissible peut être calculée, c'est une référence pour la présélection du renforcement géosynthétique.

- Les tensions et charge agissant sur la nappe géosynthétique sont calculées

Les méthodes usuelles de dimensionnement prennent en compte une réduction de contrainte par rapport au poids du sol sus-jacent (H) qui est fonction des caractéristiques géométriques (H et B) et mécaniques (C et φ) du remblai

L'effet membrane est pris en compte grâce à des formulations analytiques. Les nappes unidirectionnelles et bidirectionnelles peuvent être utilisées pour un modèle de report de charge uniaxial et biaxial. Dans une première approximation, une nappe bidirectionnelle peut être comparée à une nappe monodimensionnelle d'une raideur équivalente à la somme de toutes les directions de renforts ($J=JSP+JST$).

Les approches de dimensionnement étaient jusqu'à présent définies en particulier en termes de combinaisons d'actions (AC), de classes de sécurité (SC) et de cas de chargement (LC). Il est nécessaire de sélectionner le renforcement pour y parvenir.

S'assurer que l'aptitude au service est maintenue et que l'état limite ultime ne se produit pas.

Le renforcement doit remplir les critères d'état limite de service de la structure. Les développements récents dans ce domaine ont été pris en compte dans l'adoption d'un projet de norme **PR XP G38063-2**.

- Calcul du tassement en surface.

Lorsqu'un sol est effondré, il est fortement remanié. En fonction de la nature de l'effondrement (effondrement progressif ou brusque) et de la nature du sol considéré (matériau cohésif ou non cohésif), on estimera différemment le montant de l'effondrement.

Le tassement de la surface. La norme anglaise **BS8006-1(2010)** suggère un effondrement tronconique, sans foisonnement du sol, qui minimise le tassement de surface en raison d'un élargissement en surface de la zone effondrée.

Le foisonnement du sol permet d'établir une relation entre le tassement de surface (d_s), la flèche maximale du géosynthétique (f_{max}), la hauteur du remblai (H), le diamètre de la cavité (B) et le coefficient de foisonnement ou d'expansion (C_e).

- Il est nécessaire de calculer la longueur d'ancrage pour dissiper la tension dans la nappe géotextile.

En général, la nappe Géotextile sollicite plus que la normale. La cavité et le glissement dans les zones d'ancrage doivent être étudiés de manière adéquate. Pour empêcher l'arrachement et la rupture de l'ancrage géotextile. Actuellement, les méthodes de dimensionnement analytique utilisent la même méthode. Analyse du comportement du géotextile dans les cavités. Elles sont fondées sur des démarches qui consistent à évaluer successivement la charge agissant sur le site. Le géotextile comprend les tensions (T_{max}), la flèche maximale de la nappe géotextile (f_{max}), le tassement correspondant en surface (d_s) et la longueur d'ancrage nécessaire pour maintenir la stabilité de la structure renforcée. Chacune de ses étapes comporte des hypothèses simplificatrices. Il est proposé de faire un état des connaissances sur ces méthodes de dimensionnement afin de préciser les hypothèses et leur domaine de validité. [21]

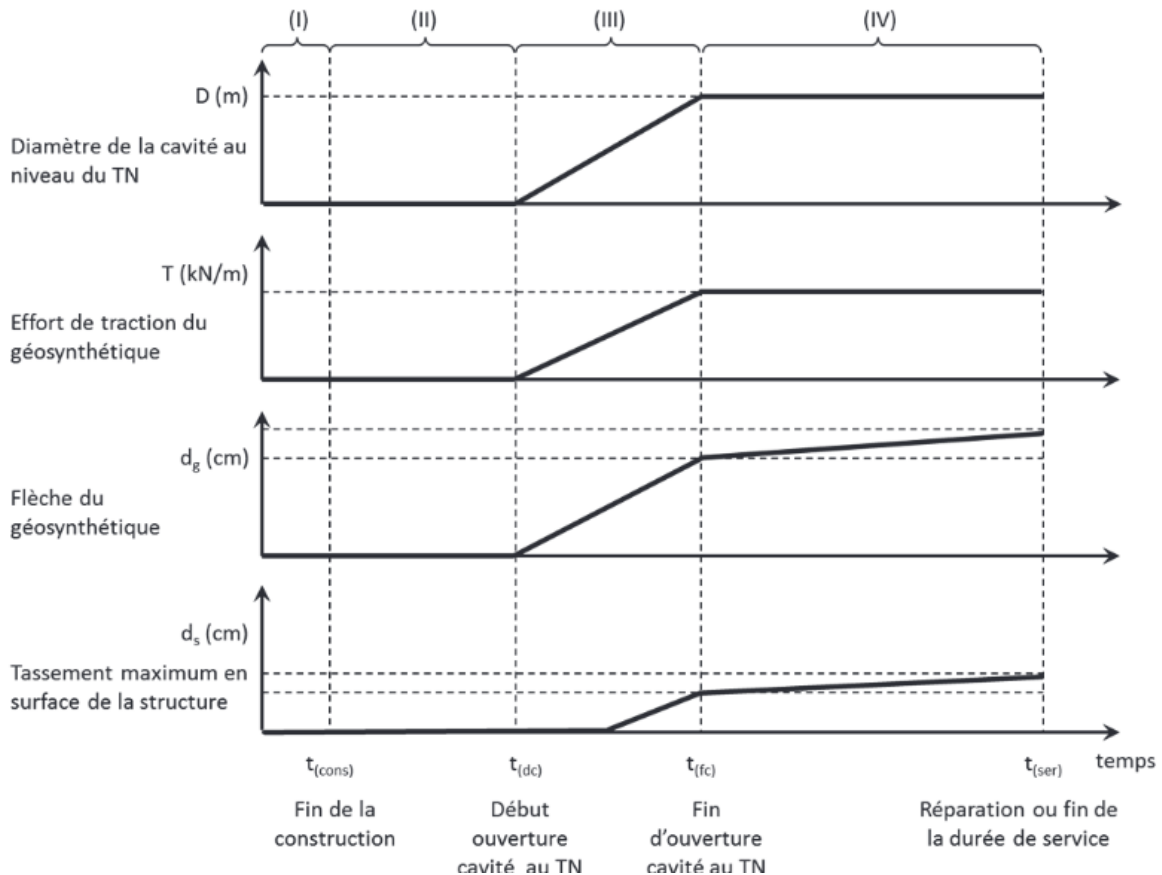


Figure 3. 11 : Principe de fonctionnement d'une structure renforcée par géosynthétique avant et après la remontée d'une cavité en surface du terrain naturel [XP G38-065]

Il est possible de distinguer plusieurs périodes de temps :

- la période (I) correspond à la phase d'implantation du géosynthétique sur le sol naturel et à la construction de la structure, corps de remblai de hauteur H et la superstructure (chaussée ou voies ferrées), le géosynthétique ne souffre que des contraintes et des éventuelles dégradations de la mise en place.

- au cours de la période (II) la cavité n'est pas encore remontée en surface et le corps de remblai repose sur le terrain naturel, le géosynthétique n'est pas sollicité en traction, il peut éventuellement être soumis à des dégradations liées au contexte chimique du sol.

- la période (III) correspond à la phase d'ouverture de la cavité jusqu'à la dimension nominale, phase brutale, mais s'étendant sur une période plus ou moins longue pendant laquelle se produisent les éboulements latéraux des parois de la cavité, le géosynthétique se met en tension au-dessus la cavité et latéralement dans les zones d'ancrage, on constate que, du fait des propriétés de foisonnement du sol de remblai, le tassement de la structure au niveau de l'interface de calcul n'apparaîtrait que lorsque le diamètre de la cavité a atteint une certaine ampleur. Jusqu'alors, la cavité n'est pas visible au niveau de l'interface de calcul, ni à fortiori au-dessus des corps de chaussées ou au niveau supérieur.

Enfin au début de la période (IV), la cavité a atteint sa géométrie définitive jusqu'à la fin de la durée de service de l'ouvrage ; celle-ci peut correspondre soit à la durée de vie initiale prévue pour l'ouvrage (par exemple 100 ans) soit à la durée nécessaire au confortement et à la réparation de l'ouvrage une fois la cavité remontée en surface (généralement quelques mois, au maximum quelques années) Durant cette période, le Géosynthétique est en tension et est soumis à des actions liées à l'environnement chimique du sol. Il en résulte une déformation du Géosynthétique avec une augmentation de sa flèche et donc du tassement surface de la

structure. Toutefois, la déformation accrue associée à celle de la flèche n'est pas prise en compte dans le calcul des efforts de traction.

VI. Principes généraux de justification des ouvrages

1. Considérations générales

Les lignes directrices présentées dans cette section s'appliquent strictement aux projets relevant de la catégorie géotechnique 2 Oui, qui comprend les ouvrages et les fondations classiques ne présentant pas de risques exceptionnels ou de critères de déformation stricts. Cependant, pour les ouvrages présentant des risques exceptionnels ou nécessitant des critères de déformation stricts, des évaluations spécialisées supplémentaires peuvent être nécessaires. Pour les ouvrages présentant des risques exceptionnels ou devant répondre à des critères de déformation stricts, des évaluations spécialisées supplémentaires peuvent être nécessaires.

L'évaluation de la stabilité doit englober une gamme de profils représentatifs et potentiellement défavorables.

2. Vérifications aux états limites ultimes

Les états limites ultimes à prendre en compte pour les structures et les fondations, en fonction de la catégorie géotechnique du projet et du type d'ouvrage, sont présentés dans le tableau 3. 4.

Tableau 3. 4 : Etats limites ultimes à prendre en compte pour les structures et les fondations [XP G38-065]

| Justification des géosynthétiques de renforcement | | |
|--|----------|----------|
| Mécanismes rattachés à un état limite d'instabilité STR ou GEO | ELU Type | Approche |
| Résistance à la traction du géosynthétique de renforcement | STR | 2 |
| Résistance d'interaction en ancrage | STR/GEO | 2 |

On doit vérifier pour les situations de projet durables et transitoires les plus défavorables en cours d'exploitation, que les états limites ultimes ne sont pas atteints.

Conformément à la définition de la norme **NF EN 1990**, les états limites ultimes sont associés aux conditions d'un effondrement, causé par la perte de stabilité, la déformation excessive ou la rupture de tout ou partie de la structure, y compris celles qui sont provoquées par des effets dépendant du temps. Dans le cas d'espèce, ils concernent la stabilité de la structure et ils relèvent de la rupture ou de la déformation excessive d'un élément de structure (STR) et/ou du terrain (GEO).

Pour chaque état limite indiqué dans le Tableau 3.4, on doit vérifier selon l'approche de calcul 2 et conformément aux spécifications du présent document, que $E_d \leq R_d$ où E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions et R_d est la valeur de calcul de la résistance à l'effet des actions.

$$R_{t;d} \text{ et } R_{A;d} \geq T_{max;ELU}$$

3. Vérifications à l'état limites de service

Pour les situations de projet durables et transitoires les plus défavorables en exploitation, il faut s'assurer que les états de service sont inférieurs ou égaux à l'état limite de service.

Pour les géosynthétiques d'armature, il est nécessaire de s'assurer que :

- La déformation du géosynthétique reste inférieure ou égale à la déformation maximale admissible, selon ε_{calc} .

$$\varepsilon_{calc} < \varepsilon_{adm}$$

- $R_{t;d}(\varepsilon)$ la valeur calculée de la résistance à la traction du géosynthétique de renforcement à la déformation admissible est plus grande que $T_{max}(\varepsilon)$ la valeur calculée de la traction

$$R_{t;d} \geq T_{max}(\varepsilon)$$

- $R_{A;d}$: La résistance de l'ancrage est supérieure à $T_{max}(\varepsilon)$ et la tension de calcul du géosynthétique en zone d'ancrage est supérieure (en fonction du type d'ancrage, des conditions d'interface GSY/sol et GSY/GSY)

$$R_{A;d} \geq T_{max}(\varepsilon)$$

Les facteurs partiels sont égaux à 1

VII. Justification du dimensionnement

Le principe de dimensionnement présenté dans ce document ne s'applique que pour un rapport H/D compris entre 1.5/4 H/D 3. Toutefois, pour H/D >3, le calcul peut être effectué en prenant en compte $H_{cale} = 3D$ et en utilisant le sol au-dessus du plan de tassement égal considéré comme surcharge.

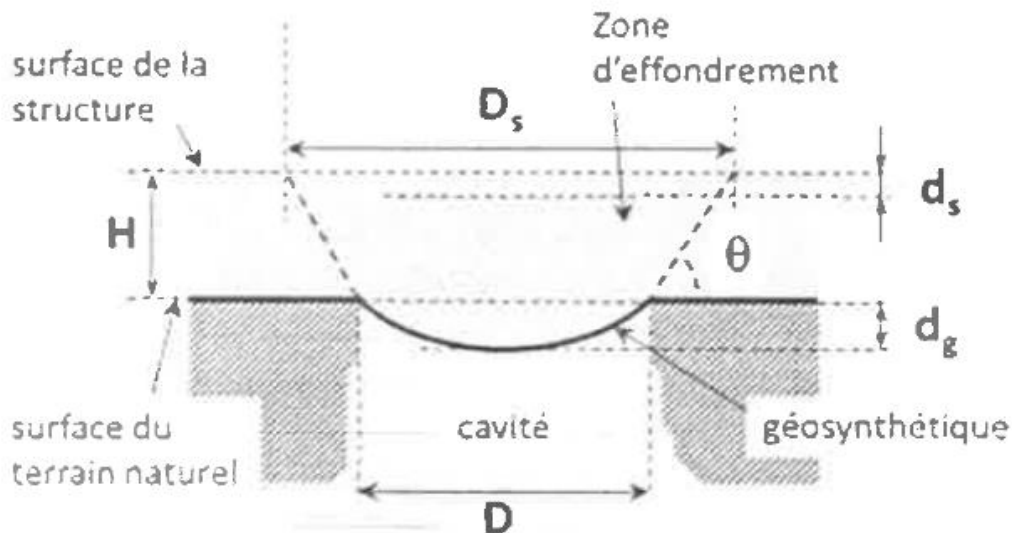


Figure 3. 12 : Renforcement par géotextiles : Regard approfondi sur la couche de surface

1. Principe de dimensionnement à l'ELS :

La vérification de l'état limite de service (ELU) passe par le calcul de :

-La déflexion d_g est calculée en tenant compte du tassement maximal admissible en surface ($d_{s,adm}$), de la forme de la zone d'effondrement, du coefficient d'expansion (C_e) et des données géométriques.

-La contrainte verticale sur le géosynthétique tient compte de la forme de la zone d'effondrement, du frottement latéral entre la zone d'effondrement et du remblai stable, ainsi que des différentes surcharges.

- $T_{max}(\varepsilon)$ est la déformation (ε_{adm}) maximale admissible pour le géosynthétique et la traction

-La solidité d'ancrage ($R_{a,d,ELS}$)

-La déflexion ($d_{g, max}$) du géosynthétique est calculée en fonction de la longueur du désordre surface (interface de calcul) D_s , du rapport d_s/D_s et du coefficient d'expansion C_e .

La portée du renforcement est reliée à D par l'expression suivante :

$$D_s = D + \frac{2 \cdot H}{tg\theta}$$

L'angle de diffusion (θ) sera alors égal à 90° dans le cadre de la norme : $D_s=D$.

Une valeur de x différente de 90° résultant d'une étude spécifique du remblai nécessite un calcul approprié de la contrainte verticale sur le géosynthétique.

La déflexion maximale autorisée en surface est déduite de $d_{s, max}$

$$d_{s,adm} = d_{s,adm} / D_s \cdot D_s$$

La déflexion maximale du géosynthétique est liée à $d_{g, max}$, la déformation admissible en surface par l'expression suivante :

$$d_{g, max} = d_{s, max} \cdot 2 \cdot H \cdot (C_e - 1)$$

Où H est la hauteur du remblai et C_e est une coefficient d'expansion du matériau du remblai.

VII.1.1. Contrainte verticale sur le renforcement :

La contrainte verticale dépend du poids de la couche de remblai et de la surcharge. A l'ELS la surcharge à prendre en compte s'écrit :

$$P = G_{s;k} + Q_{t;k}$$

Il faudra tenir compte de la forme de la cavité soit d'un effondrement tranché ou d'une cavité circulaire. On obtient la valeur de la contrainte moyenne q sur le géosynthétique en prenant compte le mécanisme d'effondrement cylindrique de Terzaghi (1943) et la surcharge p de la manière suivante :

Cas d'effondrement circulaire :

$$q = \frac{D_Y}{4 \cdot k \cdot \tan \varphi'} \left(1 - e^{-\frac{4 \cdot k \cdot H \tan \varphi'}{D}} \right) + p \cdot e^{-\frac{4 \cdot k \cdot H \tan \varphi'}{D}}$$

Cas d'effondrement linéaire :

$$q = \frac{D_Y}{2 \cdot k \cdot \tan \varphi'} \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot k \cdot H \tan \varphi'}{D}} \right) + p \cdot e^{-\frac{2 \cdot k \cdot H \tan \varphi'}{D}}$$

La méthode de Terzaghi utilisera le coefficient $K=1$ pour calculer le rapport de charge dans le remblai au-dessus de la cavité.

VII.1.2. Calcul de la déformation maximale admissible du géosynthétique (ε_{adm}) et de la traction de géosynthétique $T_{max}(\varepsilon)$ à la déformation (ε_{adm}):

La méthode de calcul pour déterminer la déformation maximale admissible du géosynthétique (ε_{adm}) et la traction de géosynthétique $T_{max}(\varepsilon)$ à la déformation (ε_{adm}), elle inclut la

considération du mouvement latéral du géosynthétique de part et d'autre de la cavité lors de l'ouverture et sous l'effet du chargement.

2. Principe de dimensionnement à l'ELU :

La vérification de l'état limite ultimes (ELU) passe par le calcul de :

-Les actions sont pondérées en fonction des coefficients partiels de la déformation ultime de la géosynthétique T_{max}

-La contrainte verticale sur le géosynthétique tient compte de la forme de la zone d'effondrement, du frottement latéral entre la zone d'effondrement et du remblai stable, ainsi que des différentes surcharges.

-La résistance de l'ancrage ($R_{a;d,ELU}$)

I.1.1. Contrainte verticale sur le renforcement

La contrainte verticale dépend du poids de la couche de remblai et de la surcharge, aux ELU , la surcharge à prendre en compte s'écrit :

$$P = \gamma_G \cdot G_{S;k} + \gamma_Q \cdot Q_{t;k}$$

Il faudra tenir compte de la forme de la cavité soit d'un effondrement tranché ou d'une cavité circulaire.

Le mécanisme d'effondrement cylindrique proposé par Terzaghi (1943) et la surcharge p permettent d'obtenir la valeur de la contrainte moyenne q agissant sur le géosynthétique.

Cas d'effondrement circulaire :

$$q = \frac{D_Y}{4 \cdot k \cdot \tan \varphi'} \left(1 - e^{-\frac{4 \cdot k \cdot H \tan \varphi'}{D}} \right) + p \cdot e^{-\frac{4 \cdot k \cdot H \tan \varphi'}{D}}$$

Cas d'effondrement linéaire :

$$q = \frac{D_Y}{2 \cdot k \cdot \tan \varphi'} \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot k \cdot H \tan \varphi'}{D}} \right) + p \cdot e^{-\frac{2 \cdot k \cdot H \tan \varphi'}{D}}$$

La méthode de Terzaghi utilisera le coefficient $K=1$ pour calculer le rapport de charge dans le remblai au-dessus de la cavité.

VII.2.1. Calcul de la force de traction géosynthétique T_{max} ELU

Supposant une charge verticale homogène q sur le géosynthétique avec une déformation parabolique, la tension dans la nappe est calculée en fonction de la déformation ultime du géosynthétique ϵ_{ULT} .

$$T_{max,ELU} = \frac{q \cdot D}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \epsilon_{ULT}}}$$

3. Justification de la résistance de l'ancrage et des recouvrements

Afin de prouver que $R_{a;d}$ la résistance d'ancrage est supérieure à T_{max} et à $T_{max}(\epsilon)$ les tensions de calcul aux ELU et à l'ELS du géosynthétique en zone d'ancrage, on obtient :

La longueur minimale d'ancrage doit être respectée de part et d'autre de la cavité.

La durée de recouvrement la plus courte entre deux nappes successives.

L'emprise disponible est limitée par la longueur d'ancrage du géosynthétique, dans tous les cas, par la géométrie du remblai. Si l'emprise disponible ne permet pas de réaliser un ancrage à plat suffisant, il est recommandé d'opter pour un dispositif d'ancrage de type tranchée. Les méthodes de calcul appropriées.

La zone d'ancrage commencera à la distance minimale D (portée de l'effondrement) du bord de l'effondrement.

Le calcul de la résistance en ancrage et de la longueur d'ancrage doit être effectué dans les deux directions pour les nappes croisées.

VII.3.1. Calcul à l'ELS

On calcule le dispositif d'ancrage et le recouvrement en appliquant les coefficients partiels sur les actions et les résistances indiquées dans Tableau pour justifier $R_a ; d > T_{max}(\epsilon)$

Tableau 3. 5 : coefficients partiels sur les actions et sur les résistances à l'ELS [XP G38-065]

| Action ou résistance | Symbole | Coefficient partiel |
|---------------------------|----------------|---------------------|
| Surcharge permanente | γ_G | 1,0 |
| Surcharge variable | γ_Q | 0 |
| Résistance de l'interface | $\gamma_{R,f}$ | 1,0 |

VII.3.2. Calcul à l'ELU

On calcule le dispositif d'ancrage et le recouvrement pour justifier $R_a ; d > T_{max}$ en appliquant les coefficients partiels sur les actions et les résistances indiquées dans Tableau.

Tableau 3. 6 : coefficients partiels sur les actions et sur les résistances aux ELU [XP G38-065]

| Action ou résistance | Symbole | Coefficient partiel |
|---------------------------|----------------|---------------------|
| Surcharge permanente | γ_G | 1,35 |
| Surcharge variable | γ_Q | 1,5 |
| Résistance de l'interface | $\gamma_{R,f}$ | 1,35 |

VIII. Choix des géosynthétiques selon la configuration du site et la Géométrie des Cavités

1. Type de renforcement et disposition du ou des géosynthétiques

Le renforcement peut avoir un caractère monodirectionnel ou bidirectionnel.
-Tous les efforts sont répartis dans une seule direction en cas de renforcement monodirectionnel.

-La résistance en traction et la raideur du géosynthétique ne sont considérés que dans un seul sens pour un renforcement monodirectionnel.

-pour un renfort bidirectionnel, les forces sont distribuées dans deux directions perpendiculaires. Le renforcement peut être réalisé en utilisant deux nappes croisées perpendiculaires et des caractéristiques identiques, ou en utilisant un géosynthétique de raideur et de résistance symétrique en fonction des possibilités d'ancrage (largeur des lés par rapport à la zone de l'effondrement)

2. Effondrements circulation

En général, l'installation d'un renforcement monodirectionnel dans la même direction que le trafic est la solution optimale. Néanmoins, la forme de l'ouvrage peut conduire à choisir un renforcement orienté différemment ou un renforcement réparti dans les deux sens. Voici comment renforcer :

-Le raideur J est un géosynthétique monodirectionnel.

-deux lés de géosynthèse à rigidité $J/2$ et disposés en niveaux perpendiculaires croisés.
-Le raideur $J/2$ est un géosynthétique bidirectionnel qui se dirige vers les deux directions.
Si les conditions d'ancrages sont satisfaites dans les deux directions, la prise en compte des deux directions de renforcement ne peut être justifiée. Il faudra vérifier si la longueur d'ancrage en sens travers est compatible avec la largeur de la nappe pour une seule nappe de renforcement bidirectionnel.

3. Effondrements linéaires

L'effondrement linéaire est un effondrement orienté, large et long. La portée du renforcement est à déterminer en fonction de la largeur de l'effondrement et de l'orientation α du renforcement.

Il est important de considérer tous les effondrements linéaires comme des effondrements de longueur infinie. Si l'orientation est connue et varie peu, il est possible d'utiliser un renforcement monodirectionnel. Il est recommandé de veiller à ce que le renforcement soit orienté de manière égale ou supérieure à 45° par rapport à l'axe de l'effondrement.

La portée du renforcement est égale à D .
Si l'orientation des effondrements est inattendue et que les conditions d'ancrage le permettent, le renforcement doit être effectué dans deux directions perpendiculaires, avec comme portée la portée maximale obtenue pour un angle de 45° .



Figure 3. 13 : Orientation et portée du renforcement

L'effet de traction est de $D = \sqrt{2} \cdot L$

Le renforcement monodirectionnel ou les nappes croisées doivent être situés à l'extérieur de la zone d'effondrements potentiels. Le calcul du dispositif d'ancrage est effectué à la distance D du bord de l'effondrement, ce qui permet de distinguer les zones d'effondrements potentiels de la zone d'ancrage périphérique.

IX. La méthode de dimensionnement RAFAEL

La méthode RAFAEL (Renforcement des Assises Ferroviaires et Autoroutières contre les Effondrements Localisés) est une approche d'analyse et de résolution de problème utilisée dans le domaine de l'ingénierie et de la gestion de la qualité. RAFAEL est un acronyme qui représente les différentes étapes de la méthode :

- Reconnaître le problème
- Analyser le problème
- Formaliser le problème

- Attaquer le problème
- Evaluer la solution
- Lancer la solution

Cette méthode est souvent utilisée pour structurer le processus de résolution de problème de manière systématique et logique. Chaque étape vise à identifier, analyser et résoudre efficacement les problèmes rencontrés dans divers contextes, tels que la production industrielle, la gestion de projet et d'autres domaines techniques. La méthode RAFAEL encourage également l'implication de toutes les parties prenantes concernées dans le processus de résolution de problèmes, ce qui favorise une approche collaborative et orientée vers les solutions [21]

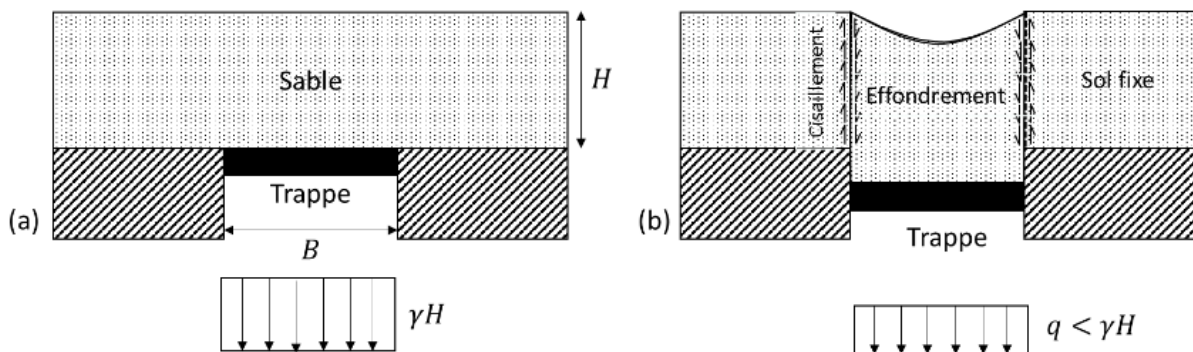


Figure 3. 14 : Schématisation de Terzaghi de l'évaluation de l'état de contrainte verticale au droit d'une cavité(a) avant et (b) après abaissement de la trappe [21]

Dans le cas de remblais renforcés sur cavités, la résistance au cisaillement résultant du frottement en périphérie de la colonne de sol effondrée entraîne une réduction des contraintes sur la couche géosynthétique. Au fur et à mesure qu'une partie du sol sur la couche géosynthétique au-dessus de la cavité s'effondre, elle commence à tirer. Les renforts géosynthétique doivent donc être ancrés en dehors de la zone de tassement dans le sens du renforcement (sens de production et sens transversal). Si l'espace disponible pour l'ancrage est limité, les géosynthétique peuvent être ancrés via des tranchées d'ancrage. Lors de l'utilisation de géosynthétique unidirectionnels (remblais routiers ou ferroviaires), qui reçoivent généralement un ancrage minimum (de l'ordre de 0,5 m) dans la direction transversale, il ne doit pas y avoir d'effets de traction dans cette direction. [21]

1. Les avantages et les limites de la méthode RAFAEL

IX.1.1. Les avantages

Rapidité : La méthode RAFAEL favorise un processus d'apprentissage rapide en permettant aux apprenants d'accéder rapidement à des informations pertinentes et à jour. Cela permet de suivre le rythme des chargements rapides dans divers domaines de connaissances.

Agilité : La Flexibilité est au cœur de la méthode RAFAEL. Elle permet aux apprenants d'adapter leur parcours d'apprentissage en fonction de leurs besoins spécifiques, de leurs intérêts et des évolutions du marché. Cette agilité favorise l'adaptabilité des individus face à un environnement en mutation constante.

Flexibilité : La méthode RAFAEL offre une grande flexibilité en termes de modalités d'apprentissage. Elle peut s'adapter à divers contextes d'apprentissage, que ce soit en

présentiel, en ligne ou dans un cadre mixte. Cela permet aux apprenants de choisir les formats qui conviennent le mieux à leur style d'apprentissage et à leur emploi du temps.

Approche avancée : La méthode RAFAEL intègre des outils et des techniques d'apprentissage de pointe, souvent basés sur les dernières avancées en matière de technologie et de sciences de l'éducation. Cela permet de créer des expériences d'apprentissage enrichissantes et efficaces.

Emergence : La méthode RAFAEL favorise l'émergence de nouvelles connaissances et compétences en encourageant l'exploration, la créativité et la collaboration entre les apprenants. Elle crée un environnement propice à l'innovation et à la découverte.

IX.1.2. Les limites

On voit mieux la limite de la méthode RAFAEL lorsque le diamètre de calcul est égal à 1, ce qui limite la capacité de l'algorithme à saisir les interactions entre les variables au-delà leur proximité immédiate.

X. Evolution de la méthode de dimensionnement RAFAEL : prise en compte du comportement dans les zones d'ancrage et du changement d'orientation de la nappe aux bords de la cavité

La méthode RAFAEL permet de prendre en considération l'étirement et les mouvements de la nappe. Les zones ancrages sont géosynthétique. La méthode RAFAEL a été reformulée, compte tenu du mécanisme d'effondrement proposé dans la méthode RAFAEL.

La géométrie de la zone d'effondrement, la réaction latérale et le foisonnement du remblai. Les médias de nouveaux développements ont été proposés pour prendre en considération le comportement de la nappe géotextile dans les zones d'ancrage. On observe dans ces zones, situées de part et d'autre de la cavité, des déformations de la nappe plus ou moins importantes qui sont nécessaires pour mobiliser par frottement les efforts de tension de la nappe géotextile faisant suite à l'effondrement du sol de remblai au-dessus de la cavité. La longueur de la nappe située au-dessus de la cavité augmente en raison de ces déformations, ce qui entraîne une augmentation des déplacements verticaux de la nappe et des tassements plus importants en surface.

Pour déterminer les performances du matériau géotextile au-dessus de la cavité, on note que la charge répartie agissant au-dessus de la cavité, la charge répartie agissant sur les cités, et UA est le point A de la nappe géotextile (situé cavités), qui sont créés par la tension de la tôle dans la zone d'ancrage

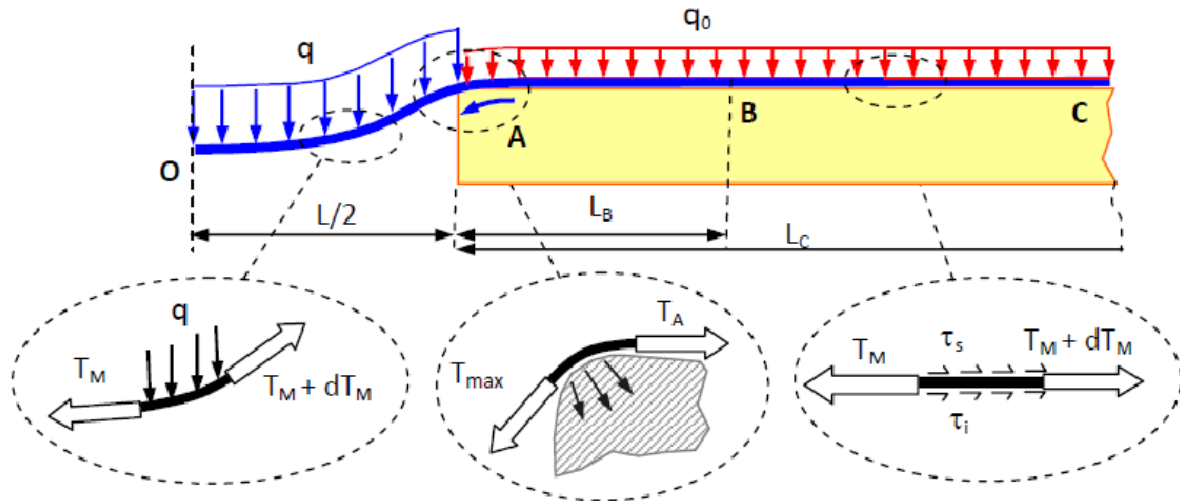


Figure 3.15 : Nouveaux développements proposés par Villard et Briançon (2008) sur la méthode RAFAEL [21]

La loi de frottement considérée à l'interface sol/géosynthétique dans la zone d'ancrage est la loi frottement de type Coulomb. La reformulation de Villard et Briançon (2008) considère les caractéristiques du déplacement relatif sol/géosynthétique exprimées par U_0 , à partir desquelles la force de frottement maximale est mobilisée. Par conséquent, pour des valeurs de déplacement horizontal de la plaque inférieures à U_0 , la force de friction maximale ne peut pas être mobilisée. Il en résulte une surface d'ancrage plus grande que celle calculée par la méthode RAFAEL, qui prend en compte le frottement maximum sur toute la longueur de l'ancrage. La détermination de U_0 peut être expérimentalement compliquée, et si l'on prend en compte les ondulations et les plis de la nappe après mise en place, des valeurs comprises entre 2 millimètres et plusieurs centimètres peuvent être envisagées.

XI. Confirmation technique :

Les efforts verticaux transmis sont repris par le renforcement géosynthétique des efforts horizontaux. Pour reprendre ces efforts, le géotextile se transforme en parabole. Les résultats du projet RAFAEL montrent que la zone de sol de remblai affectée est un cylindre situé à la verticale des bords de la cavité qui se décompacte lors de l'effondrement.

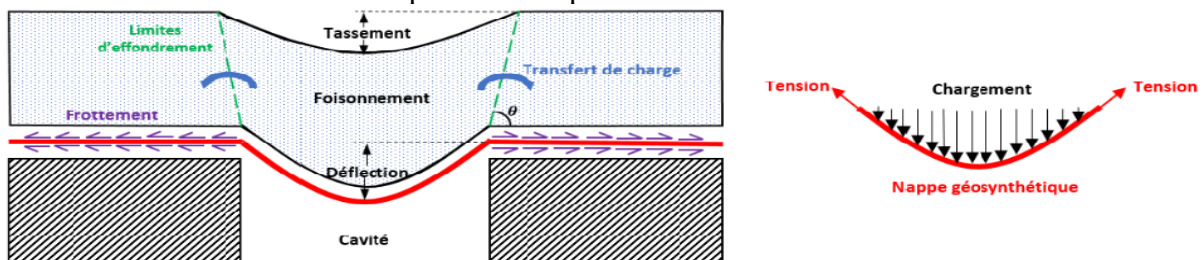


Figure 3.16 : schéma de principe du renforcement par Géosynthétique d'une cavité et de l'effet membranaire [21]

La flèche dg est fonction de la déformation en surface ds , de l'épaisseur des matériaux de couverture H et du coefficient de foisonnement Ce . Son équation est la suivante :

$$dg = ds + 2H(Ce - 1)$$

Coefficient de dilatation (Ce) ; caractérise l'augmentation du volume du sol de cisaillement dans la zone d'effondrement lorsque la cavité est ouverte, dans notre cas nous recommandons une valeur de dilatation théorique égale à 1,05 pour tous les composants du tunnel. La

résistance à la traction T_{max} dans la tôle est fonction de la contrainte verticale agissant sur le géotextile, du diamètre de la cavité D et de la flèche dg.

Tableau 3. 7 : Valeur indicative du coefficient de dilatation du matériau de remblai [XP G38-065]

| | Roulés | Anguleux |
|---|--------|----------|
| Coefficient d'expansion C_e | 1,03 | 1,05 |

La traction maximale dans le Géotextile :

-En cas ELS

$$T_{max,ELS} = \frac{q \cdot D}{2 \cdot \beta} \sqrt{1 + \beta^2}$$

Avec $\beta = 4 \cdot \frac{d_{gmax}}{D}$

-En cas ELU

$$T_{max,ELU} = \frac{q \cdot D}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \epsilon_{ULT}}}$$

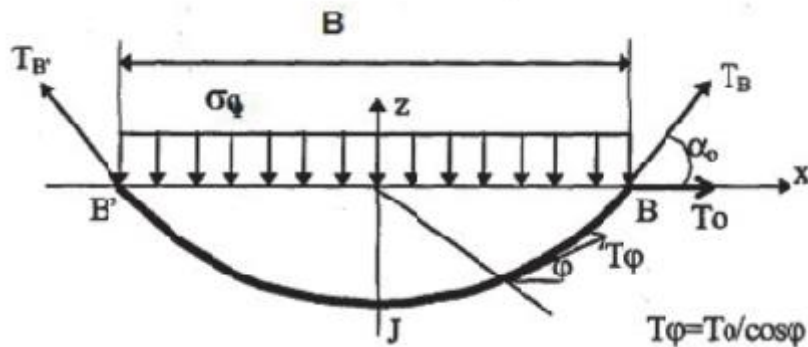


Figure 3. 17 : Déformée du géosynthétique en arc de cercle [15]

Avec la raideur J du géotextile

$$J = \frac{T_{max}}{\epsilon_{adm}}$$

Le calcul de la contrainte verticale sur le géotextile prend en compte le poids volumique de la chaussée et les surcharges permanentes et temporaires.

Dans notre cas d'effondrement linéaire :

$$\sigma_{vg} = \frac{B \left(\gamma - \frac{2c'}{B} \right)}{2K_a \tan \varphi'} \left[1 - e^{-K_a \tan \varphi' \left(\frac{2H}{B} \right)} \right] + P \left[e^{-K_a \tan \varphi' \left(\frac{2H}{B} \right)} \right] + q \left[e^{-K_a \tan \varphi' \left(\frac{2H}{B} \right)} \right]$$

XII. Note de calcul

1. Hypothèse de dimensionnement

Données générales :

Géométrie :

-épaisseur de remblai : H= 0,40m

-Diamètre de calcul de cavité : D=1m

Note 1 : le diamètre choisi pour le calcul correspond à l'intersection de deux (02) fissures de 50m de largeur propriété de remblai

- Poids volumique : $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$
- Coefficient d'expansion C_e : 1,05 (tableau : valeur recommandée pour les matériaux de remblai anguleux)

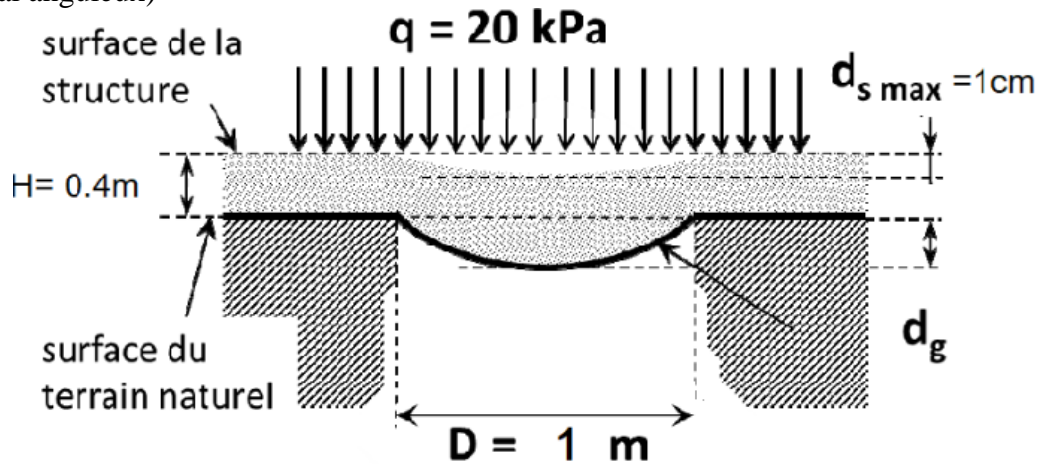


Figure 3. 18 : Préservation de l'intégrité structurelle par renforcement géotextile [15]

Données de l'ouvrage :

- Tassement admissible : $d_{s,adm}/d_s = 1\%$
 - Surcharge de trafic : $q = 20 \text{ kPa}$
 - La déformation maximale admissible de géosynthétique à l'ELS : 3%
 - La déformation maximale admissible de géosynthétique à l'ELU : 10%
- Propriété liée au géosynthétique de renforcement
- Déformation ultime de géosynthétique $\epsilon_{ult} = 10\%$
 - Coefficient d'interaction géosynthétique sol = 0,7
 - Mise œuvre sévère : $C_{Install}(\epsilon) = \Gamma_{end} = 1,5$
 - Coefficient de réduction due au vieillissement $C_{vieil}(\epsilon) = \Gamma_{vieil} = 1,2$
 - coefficient de réduction due au fluage $\Gamma_{flu} = 1,7$

2. Dimensionnement de géosynthétique

Les calculs ont été faits conformément à la norme XP-G38-065, le principe de dimensionnement est justifié comme suit :

XII.2.1. Détermination de la résistance en traction sur la géosynthétique nécessaire à l'ELS

La charge des couches d'enrobé $G_{Sik} = \gamma \times H_{AN}$ $G_{Sik} = 21 \times 0,4 = 8,4 \text{ kPa}$

$$p = G_{Sik} + Q_{tik}$$

$$P = 8,4 + 20 = 28,4 \text{ kPa}$$

La contrainte verticale sur le renforcement : cas d'un effondrement linéaire

$$q = \frac{D\gamma}{2 \cdot k \cdot \tan \varphi'} \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot k \cdot H \tan \varphi'}{D}} \right) + p \cdot e^{-\frac{2 \cdot k \cdot H \tan \varphi'}{D}}$$

$$q = 15 \times 0,43 + 15,19 = 21,64 \text{ kPa}$$

La déflexion maximale du Géo synthétique :

$$d_{g,max} = d_{s,max} + 2 \cdot H(C_e - 1)$$

On en déduit $d_{s,max}$ la déflexion maximale ammissible en surface

$$d_{s,max} = \frac{d_{s,adm}}{D_s} \cdot D_s$$

$$d_{s,max} = 1 \times 0,01 = 0,01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

$$d_{g,max} = 0,01 + 2 \times 0,40 \times (1,05 - 1) = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$$

La traction maximale dans le géotextile

$$T_{max,ELS} = \frac{q \cdot D}{2 \cdot \beta} \sqrt{1 + \beta^2}$$

On en déduit β :

$$\beta = 4 \cdot \frac{d_{g,max}}{D} = 4 \times \frac{0,05}{1} = 0,2$$

$$T_{max,ELS} = \frac{21,64 \cdot 1}{2 \cdot 0,2} \sqrt{1 + 0,04} = 51,10 \times 1,02 \cong 51,84 \text{ kPa}$$

La raideur calculée pour une déformation admissible $\varepsilon_{adm,ULS} = 3\%$

$$J = \frac{T_{max}}{\varepsilon_{adm}} = \frac{51,84}{0,03} \cong 1840 \text{ kN/m}$$

Vérification le critère à l'état limite de service (ELS)

$$R_{(t;k)} \geq T_{max,ELS} \text{ Pour } \Gamma_{géo} = 3,06$$

$$R_{(t;d)}(\varepsilon) (50 \text{ ans}) \geq T_{max,ELS} \text{ pour un coefficient réducteur } C_{oe}(\varepsilon) = 1,8 \text{ et } \varepsilon_{ult} = 10\%$$

$$R_{(t;k)} \geq T_{max} \cdot C_{oe}(\varepsilon) \cdot \frac{T(\varepsilon)}{T_{ult}} = 51,84 \times 1,8 \times \left(\frac{100}{100}\right) = 99,43 \text{ kN/m}$$

XII.2.2. Détermination de la résistance en traction sur le géosynthétique à l'ELU

La charge des couches d'enrobé $G_{sik} = \gamma \cdot H$ AN : $G_{sik} = 21 \times 0,4 = 8,4 \text{ kPa}$

$$Q_{sik} = 20 \text{ kPa}$$

$$p = G_{sik} \cdot \gamma_G + \gamma_Q \cdot Q_{sik} = 1,35 \times 8,4 + 1,5 \times 20 = 41,34 \text{ kPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma_G = 1,35, \gamma_Q = 1,5$$

La contrainte verticale sur le renforcement : cas d'un effondrement linéaire :

$$q = \frac{D \cdot \gamma}{2 \cdot k \cdot \tan \varphi} \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot k \cdot \tan \varphi}{D}}\right) + p \cdot e^{-\frac{2 \cdot k \cdot \tan \varphi}{D}}$$

$$q = 15 \times 0,43 + 20,90 = 31,65 \text{ kPa}$$

La résistance en traction du Géo synthétique à l'ELU pour une déformation admissible

$$\varepsilon_{adm,ULT} = 10\%$$

$$T_{max,ELU} = \frac{q \cdot D}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon_{ULT}}}$$

$$T_{max,ELU} = \frac{31,65 \cdot 1}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6 \times 0,1}}$$

La résistance en traction du géosynthétique à l'ELU

$$T_{max,ELU} = 25,84 \text{ kPa}$$

La raideur calculée pour une déformation admissible $\varepsilon_{adm,ULT} = 10\%$

$$J = \frac{T_{max}}{\varepsilon_{adm}} = \frac{25,84}{0,1} \cong 258,4 \text{ kN/m}$$

Vérification le critère à l'état limite ultime

$$R_{(t;k)} \geq T_{max,ELU} \text{ Pour } \Gamma_{géo} = 3,82$$

$$R_{(t;k)} \geq T_{max} \cdot \Gamma_{géo} = 25,84 \times 3,82 = 121,32 \text{ kN/m}$$

$$R_{(t;k)} \geq \max R_{(t;k)} \text{ ELU, } R_{(t;k)} \text{ ELS} = 121,32 \text{ kN/m}$$

Choix de produit :

La résistance ultime de traction du géosynthétique de renforcement est $R_{(t;k)} = 121.32 \text{ kN/m}$.

Donc : $R_{(t;k)} = 121.32 \text{ kN/m} \geq T_{max} \cdot \Gamma_{géo}$ à l'ELU et à l'ELS est vérifié

Le géotextile qu'on a choisi peut-être utilisé pour ce cas de renforcement de cavités

Tableau 3. 8 : Mesures de résistance à la Traction et de Raideur selon les Etats limites [15]

| Etat | Résistance à la traction (kN/m) | Raideur (kN/m) |
|------|---------------------------------|----------------|
| ELS | 55,18 | 1840 |
| ELU | 25,84 | 258,4 |

$10 \text{ kN/m} < T_{max.ELS} = 55,18 \text{ kN/m} < 200 \text{ kN/m}$ C'est vérifier (tableau 3.9)

$10 \text{ kN/m} < T_{max.ELU} = 25,84 \text{ kN/m} < 200 \text{ kN/m}$ C'est vérifier

Donc, le produit a bien résisté aux sollicitations, que ce soit à l'ELU ou à l'ELS. Le produit a été correctement mis en place.

Tableau 3. 9 Caractéristiques descriptives, mécaniques et hydrauliques de GEOTER FPET 200 [géo]

| Caractéristiques descriptives | | | | |
|--------------------------------------|-----------------------|----------------|-----------------------|-------------|
| Caractéristique | Norme | Unité | Valeur | Tolérance |
| Masse surfacique | NF EN ISO 9864 | g/m^2 | 400 | $\pm 10\%$ |
| Caractéristiques mécaniques | | | | |
| Résistance à la rupture en traction | NF EN ISO 10319 :2015 | kN/m | SP=200 | Valeur mini |
| | | | ST= 30 | Valeur mini |
| Déformation à la rupture en traction | NF EN ISO 10319 :2015 | $\%$ | SP =10 | $\pm 20\%$ |
| | | | ST =8 | $\pm 20\%$ |
| Perforation Dynamique | NF EN ISO 13433 | mm | <14 | +25% |
| Poinçonnement CBR | NF EN ISO 12236 | kN | > 4 | -10% |
| Caractéristiques hydrauliques | | | | |
| Perméabilité | NF EN ISO 11058 | m/s | $> 30 \times 10^{-3}$ | $\pm 30\%$ |
| Ouverture de filtration | NF EN ISO 12956 | μm | < 200 | $\pm 30\%$ |

SP :sens production et ST :sens trame

XII.2.3. Calcul de l'ancrage et du chevauchement du géotextile

Il est important de déterminer le chevauchement entre les géotextiles et l'ancrage.

L'ancrage prend en compte le frottement sol/Géo synthétique et le chevauchement prend en compte le frottement sol/Géo synthétique d'un côté et le frottement sur l'autre côté.

$$L_L = \frac{T_{max} \times \gamma_{mf}}{[(\gamma \times H + Q) \times (C_{i\phi_j} \times \tan \phi)] + [(\gamma \times H + Q) \times (C_{i\phi_j} \times \tan \phi)]}$$

T_{max} : force de traction sur l'ancrage

γ_{mf} : Facteur partiel appliqué sur la résistance au cisaillement de l'interface

Q : la surcharge de trafic+ la charge d'enrobé

φ : angle de frottement interne de remblais (GNT)

H : Epaisseur de chaussée

γ : poids volumique moyen

$C_{i\phi_j}$: Coefficient d'interaction à l'interface sol/Géosynthétique ou à l'interface

Géosynthétique/Géosynthétique (il dépend sur le type de géosynthétique et accouchement Matériel)

Les paramètres de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau 3. 10 : Caractéristiques des charges et des paramètres géotechniques [15]

| Paramètres | Valeurs |
|---------------|----------------------|
| γ_{mf} | 1,25 |
| Q | 26,6kN |
| φ | 35° |
| H | 0,40 m |
| γ | 21 kN/m ³ |
| $C_{i\phi_j}$ | 0,45 |

AN :

L'ELS :

$$L_L = \frac{55,18 \times 1,25}{[(21 \times 0,4 + 26,6) \times (0,45 \times \tan 35)] + [(21 \times 0,4 + 26,6) \times (0,45 \times \tan 35)]}$$

$L_L = 3,12\text{m}$

L'ELU :

$$L_L = \frac{25,84 \times 1,25}{[(21 \times 0,4 + 26,6) \times (0,45 \times \tan 35)] + [(21 \times 0,4 + 26,6) \times (0,45 \times \tan 35)]}$$

$L_L = 1,46\text{ m}$

L'ancrage calculé $L_L = 3,20\text{m}$, le recouvrement recommandé d'une nappe sur l'autre est 50 cm

XIII. Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'effectuer des vérifications du géotextile de renforcement en se basant sur la norme XP G 38-065 s'intitulant « Géosynthétiques, géotextiles et produits apparentés- Renforcement de la base de remblais sur zones à risques d'effondrements ».

En effet, ces vérifications ont porté sur la détermination de la contrainte de résistance de traction à l'ELU et à l'ELS ainsi que le calcul de l'ancrage, la raideur et du chevauchement du géo synthétique. Les calculs ont été effectués en supposant un effondrement linéaire avec un renforcement bidirectionnel.

De plus, après avoir vérifié les caractéristiques du géotextile de renforcement utilisé, il a été confirmé qu'il est conforme aux sollicitations de trafic auxquelles il est soumis.

Chapitre 4 : Analyse numérique du traitement des cavités à Ghazaouet

I. Introduction

Dans les chapitres précédents, nous avons abordé les notions générales concernant les cavités et exposé notre approche lors de leur détection à l'aide de méthodes géophysiques. Nous avons également examiné notre approche de traitement des données dans le but de mieux comprendre ces structures souterraines.

Ce chapitre a pour objectif de compléter les informations acquises auparavant en se concentrant sur l'application pratique de ces connaissances, et en analysant l'impact du traitement des cavités à l'aide du logiciel Plaxis 2D.

Le modèle d'étude porte sur une cavité détectée en surface, divisé en cinq cas distincts :

Modèle 1 : calcaire sans cavité

Modèle 2 : calcaire avec cavité non détectée

Modèle 3 : calcaire +cavité+ protection (remplissage en matériaux drainants + géotextile unidirectionnel)

Modèle 4 : calcaire + cavité + protection (remplissage en matériaux drainants + géotextile bidirectionnel)

Modèle 5 : Traitement avec béton

Les résultats obtenus seront examinés et discutés au fur et à mesure de l'avancement du chapitre.

II. Description des 5 modèles

Modèle N°1 : Calcaire sans cavité

1. Géométrie de modèle de référence

Le modèle est modélisé par un exemple géométrique plan 2D de 10m de largeur sur 10m hauteur, une seule couche de calcaire d'une épaisseur de 10m avec une charge de 20 kPa représentant la surcharge du trafic comme représenté sur la figure suivante :

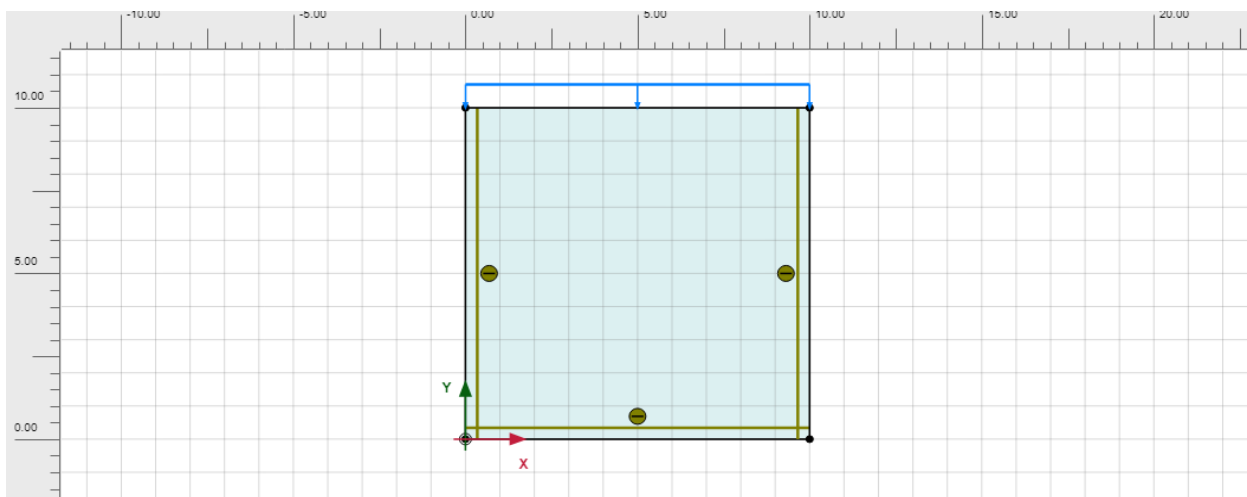


Figure 4. 1 : modèle numérique représentant la formation de calcaire sans cavité

Ce modèle de référence offre un point de comparaison permettant d'évaluer l'effet des cavités sur le comportement du sol.

2. Paramètres géotechniques du terrain

Tableau 4. 1 : Les caractéristiques de la formation calcaire

| Paramètre | Nom | Valeur | Unité |
|---------------------------|------------------|--------------------|-------------------|
| Physique | | | |
| Calcaire | Modèle | Mohr-Coulomb | - |
| Poids unitaire non saturé | γ_{unsat} | 23 | kN/m ³ |
| Poids unitaire saturé | γ_{sat} | 26,40 | kN/m ³ |
| Mécanique | | | |
| Module de Young | E'ref | 50x10 ³ | kN/m ² |
| Coefficient de Poisson | ν | 0,25 | - |
| Cohésion | c'ref | 20 | kN/m ² |
| Angle de frottement | φ' | 35 | ° |
| Angle de dilatance | ψ | 0 | ° |

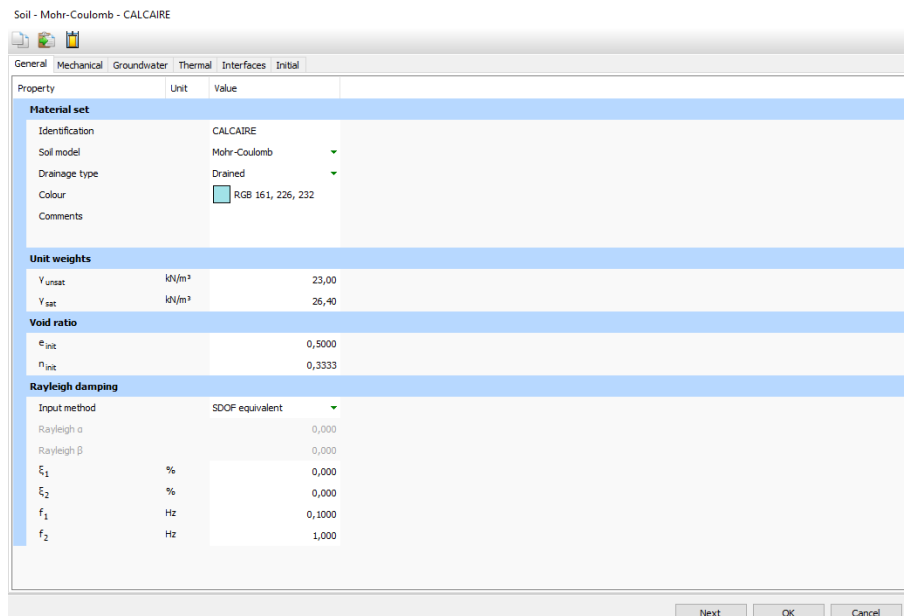


Figure 4. 2 : caractéristiques physiques du calcaire

Soil - Mohr-Coulomb - CALCAIRE

| Property | Unit | Value |
|-------------------------|----------------------|-------------------------------------|
| Stiffness | | |
| E_{ref} | kN/m ² | 50,00E3 |
| ν (nu) | | 0,2500 |
| Alternatives | | |
| G_{ref} | kN/m ² | 20,00E3 |
| E_{oed} | kN/m ² | 60,00E3 |
| Depth-dependency | | |
| E'_{inc} | kN/m ² /m | 0,000 |
| Y_{ref} | m | 0,000 |
| Wave velocities | | |
| V_s | m/s | 272,6 |
| V_p | m/s | 472,2 |
| Strength | | |
| Shear | | |
| c'_{ref} | kN/m ² | 20,00 |
| ϕ' (phi) | ° | 35,00 |
| ψ (psi) | ° | 0,000 |
| Depth-dependency | | |
| c'_{inc} | kN/m ² /m | 0,000 |
| Y_{ref} | m | 0,000 |
| Tension | | |
| Tension cut-off | | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Tensile strength | kN/m ² | 0,000 |

Figure 4. 3 : caractéristiques mécaniques du calcaire

3. Génération du maillage

Après avoir défini la géométrie du modèle et attribué les propriétés des matériaux, nous adaptons la finesse du maillage et le raffiner localement au niveau d'un élément structural, tel que démontré dans la figure ci-dessous :

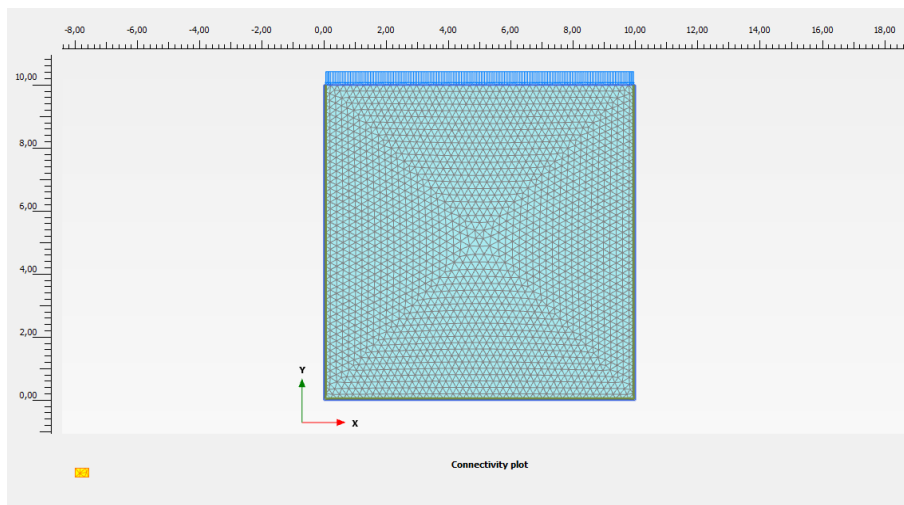


Figure 4. 4 : maillage d'un calcaire sans cavité

Le maillage obtenu pour ce modèle est assez fin, avec 4418 éléments triangulaires à 15 nœuds, ce qui permet d'analyser en détail les déformations et les contraintes du massif calcaire.

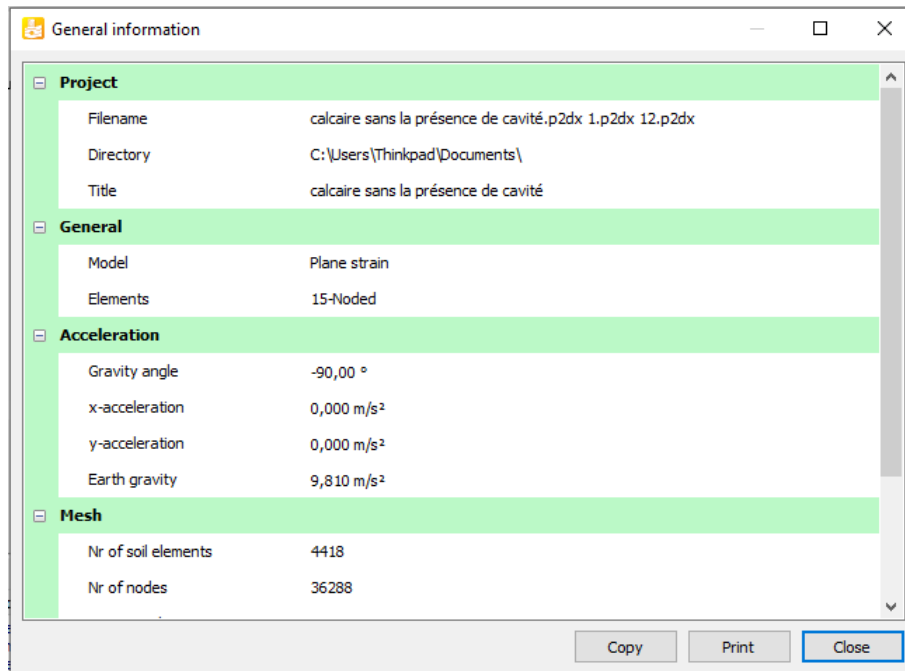


Figure 4. 5 : description générale du calcaire sans cavité

Modèle N°2 : Calcaire avec cavité non détectée

1. Géométrie

Nous tenons à souligner qu'il s'agit de l'étude d'une cavité non détectée sous forme carré de 1,5 m² sur les côtés en profondeur de 2m de surface au-dessus du remblai.

Nous souhaitons étudier ce paramètre en cas d'omission ou de non détection d'une cavité lors des investigations géophysiques menées par géoradar.

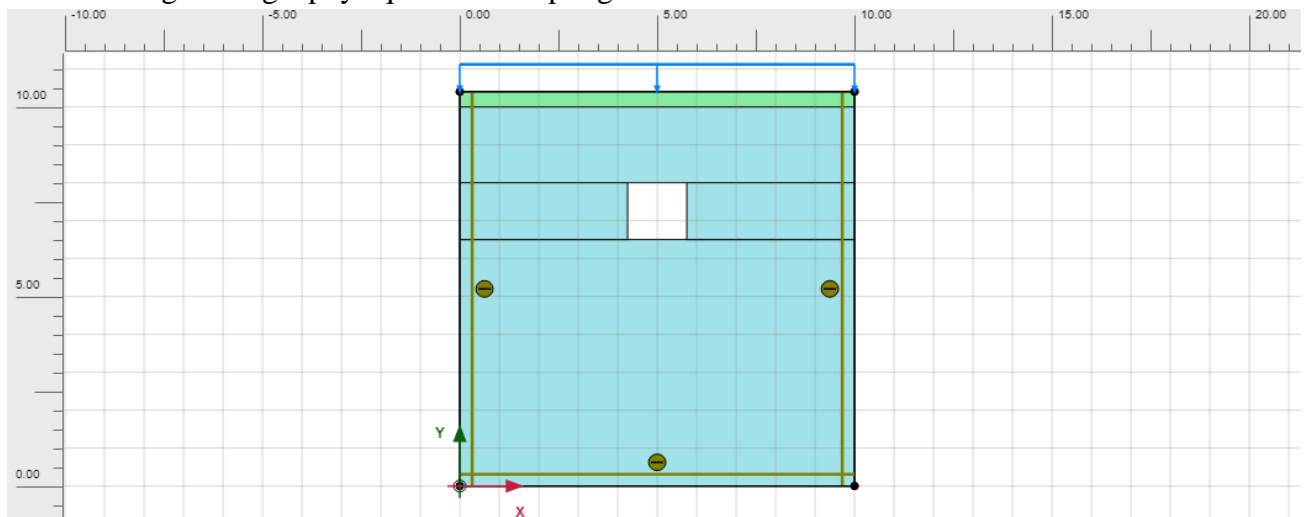


Figure 4. 6 : modèle calcaire avec cavité non détectée

2. Paramètres géotechniques du terrain

- Les caractéristiques du calcaire montré sur les deux figures (4.2 ; 4.3) et sur le tableau 1
- Les caractéristiques du remblai présenté sur les deux figures (4.11 ; 4.12) et sur le tableau 4.2

3. Géométrie de maillage

Ce maillage sélectionné se compose de 1888 éléments triangulaires à 15 nœuds chacun et de 16067 nœuds au total, comme illustré dans la figure suivante :

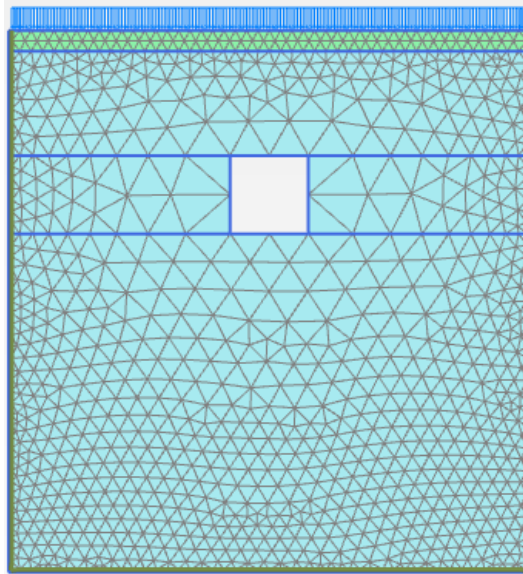


Figure 4. 7 : maillage de calcaire avec cavité non détectée

Modèle N°3 et N°4 : Géotextile + Grave (40/100)

1. Géométrie

Le modèle est illustré par un exemple géométrique en 2D, mesurant 10 m de largeur sur 10 m de hauteur. Il comprend une couche de calcaire de 10 m d'épaisseur, une cavité de 2,99 m de profondeur et 3,12 m de largeur remplie de matériau drainant de type 40/100, ainsi que du géotextile de renforcement, utilisé parfois de manière unidirectionnelle et d'autres fois bidirectionnelle. Enfin, une couche de remblai de 0,4 m d'épaisseur recouvre l'ensemble, supportant une charge de 20 kPa, comme illustré dans la figure suivante :

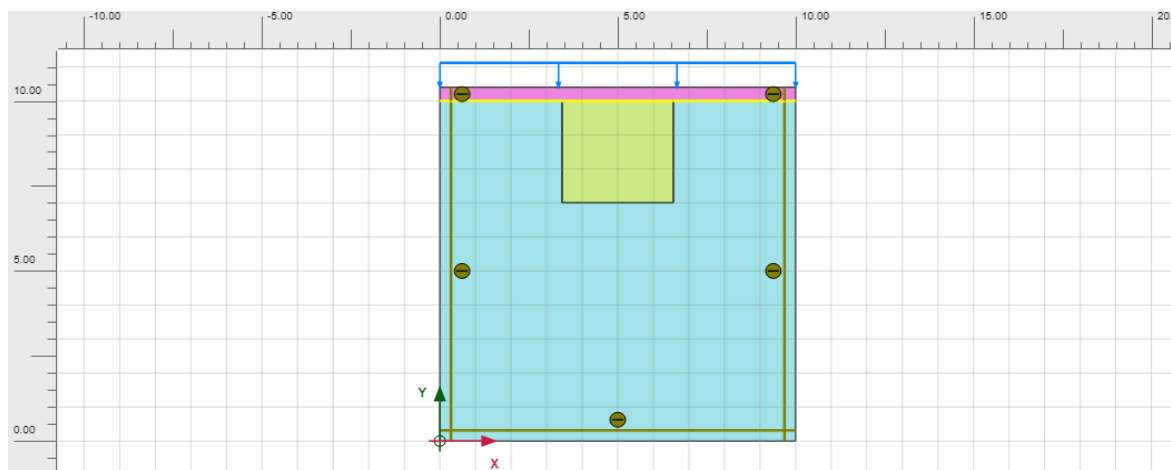


Figure 4. 8 : représentation du modèle de géotextile +grave (40/100)

Ce modèle crée une cavité dans le massif calcaire, remplie de matériaux drainants et renforcée par un géotextile unidirectionnel. Il s'agit d'évaluer l'impact de cette méthode de traitement sur le comportement du terrain et la stabilité de la cavité.

Les modèles 3 et 4 seront comparés pour évaluer l'influence du type de géotextile sur le comportement du modèle.

2. Paramètres géotechniques du terrain

- Les caractéristiques du calcaire montré les deux figures (4.2 ,4.3)et sur le tableau 4.1

Tableau 4. 2 : les caractéristiques de matériaux drainant et du remblai

| | Paramètre | Nom | Valeur | Unité |
|------------------------------------|-----------------------------|------------------|---------------------|-------------------|
| Matériaux drainant (40/100) | Physique | | | |
| | Matériaux drainant (40/100) | Modèle | Mohr-Coulomb | - |
| | Poids unitaire non saturé | γ_{unsat} | 20 | kN/m ³ |
| | Poids unitaire saturé | γ_{sat} | 23 | kN/m ³ |
| | Mécanique | | | |
| | Module de Young | E _{ref} | 2. 10 ⁵ | kN/m ² |
| | Coefficient de Poisson | ν | 0,25 | - |
| | Cohésion | c _{ref} | 0 | kN/m ² |
| | Angle de frottement | ϕ' | 35 | ° |
| | Angle de dilatance | ψ | 5 | ° |
| Remblai | physique | | | |
| | Remblai | Modèle | Mohr-Coulomb | - |
| | Poids unitaire non saturé | γ_{unsat} | 17 | kN/m ³ |
| | Poids unitaire saturé | γ_{sat} | 21 | kN/m ³ |
| | Mécanique | | | |
| | Module de Young | E _{ref} | 42. 10 ³ | kN/m ² |
| | Coefficient de Poisson | ν | 0,25 | - |
| | Cohésion | c _{ref} | 0 | kN/m ² |
| | Angle de frottement | ϕ' | 35 | ° |
| Angle de dilatance | ψ | 5 | ° | |

Chapitre 4 : Analyse numérique du traitement des cavités à Ghazaouet

Soil - Mohr-Coulomb - 40/100

General Mechanical Groundwater Thermal Interfaces Initial

| Property | Unit | Value |
|-------------------------|-------------------|-------------------|
| Material set | | |
| Identification | | 40/100 |
| Soil model | | Mohr-Coulomb |
| Drainage type | | Drained |
| Colour | | RGB 204, 234, 134 |
| Comments | | |
| Unit weights | | |
| γ_{unsat} | kN/m ³ | 20,00 |
| γ_{sat} | kN/m ³ | 23,00 |
| Void ratio | | |
| e_{init} | | 0,5000 |
| n_{init} | | 0,3333 |
| Rayleigh damping | | |
| Input method | | SDOF equivalent |
| Rayleigh α | | 0,000 |
| Rayleigh β | | 0,000 |
| ξ_1 | % | 0,000 |
| ξ_2 | % | 0,000 |
| f_1 | Hz | 0,1000 |
| f_2 | Hz | 1,000 |

Next OK Cancel

Figure 4. 9 : caractéristiques physiques du matériau drainant 40/100

Soil - Mohr-Coulomb - 40/100

General Mechanical Groundwater Thermal Interfaces Initial

| Property | Unit | Value |
|-------------------------|----------------------|-------------------------------------|
| Stiffness | | |
| E'_{ref} | kN/m ² | 200,0E3 |
| ν (nu) | | 0,2500 |
| Alternatives | | |
| G_{ref} | kN/m ² | 80,00E3 |
| E'_{oed} | kN/m ² | 240,0E3 |
| Depth-dependency | | |
| E'_{inc} | kN/m ² /m | 0,000 |
| γ_{ref} | m | 0,000 |
| Wave velocities | | |
| V_s | m/s | 188,9 |
| V_p | m/s | 327,1 |
| Strength | | |
| Shear | | |
| c'_{ref} | kN/m ² | 0,000 |
| ϕ' (phi) | ° | 30,00 |
| ψ (psi) | ° | 0,000 |
| Depth-dependency | | |
| c'_{inc} | kN/m ² /m | 0,000 |
| γ_{ref} | m | 0,000 |
| Tension | | |
| Tension cut-off | | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Tensile strength | kN/m ² | 0,000 |

Next OK Cancel

Figure 4. 10 : caractéristiques mécaniques du matériau drainant 40/100

Chapitre 4 : Analyse numérique du traitement des cavités à Ghazaouet

Soil - Mohr-Coulomb - Remblai

General Mechanical Groundwater Thermal Interfaces Initial *

| Property | Unit | Value |
|-------------------------|-------------------|-------------------|
| Material set | | |
| Identification | | Remblai |
| Soil model | | Mohr-Coulomb |
| Drainage type | | Drained |
| Colour | | RGB 236, 156, 226 |
| Comments | | |
| Unit weights | | |
| γ_{unsat} | kN/m ³ | 17,00 |
| γ_{sat} | kN/m ³ | 21,00 |
| Void ratio | | |
| e_{init} | | 0,5000 |
| n_{init} | | 0,3333 |
| Rayleigh damping | | |
| Input method | | SOOF equivalent |
| Rayleigh α | | 0,000 |
| Rayleigh β | | 0,000 |
| ξ_1 | % | 0,000 |
| ξ_2 | % | 0,000 |
| f_1 | Hz | 0,1000 |
| f_2 | Hz | 1,000 |

Next OK Discard

Figure 4. 11 : caractéristiques physiques du remblai

Soil - Mohr-Coulomb - Remblai

General Mechanical Groundwater Thermal Interfaces Initial *

| Property | Unit | Value |
|-------------------------|----------------------|-------------------------------------|
| Stiffness | | |
| E'_{ref} | kN/m ² | 42,00E3 |
| ν (nu) | | 0,2500 |
| Alternatives | | |
| G_{ref} | kN/m ² | 16,80E3 |
| E'_{cud} | kN/m ² | 50,40E3 |
| Depth-dependency | | |
| E'_{inc} | kN/m ² /m | 0,000 |
| γ_{ref} | m | 0,000 |
| Wave velocities | | |
| V_s | m/s | 98,46 |
| V_p | m/s | 170,5 |
| Strength | | |
| Shear | | |
| c'_{ref} | kN/m ² | 0,000 |
| ϕ' (phi) | ° | 35,00 |
| ψ (psi) | ° | 5,000 |
| Depth-dependency | | |
| c'_{inc} | kN/m ² /m | 0,000 |
| γ_{ref} | m | 0,000 |
| Tension | | |
| Tension cut-off | | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Tensile strength | kN/m ² | 0,000 |

Next OK Discard

Figure 4. 12 : caractéristiques mécaniques du remblai

Chapitre 4 : Analyse numérique du traitement des cavités à Ghazaouet

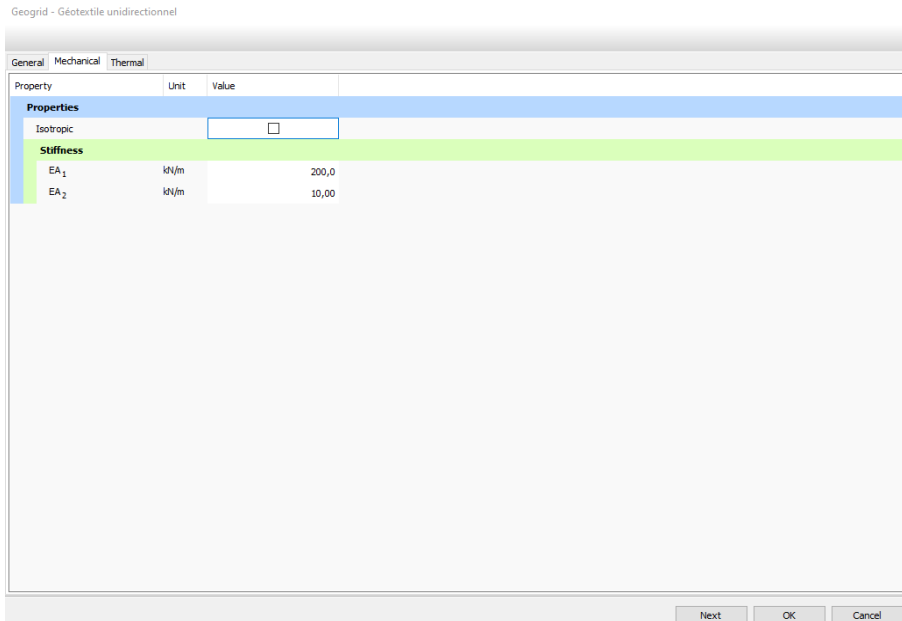


Figure 4. 13 : caractéristiques mécaniques du géotextile unidirectionnel

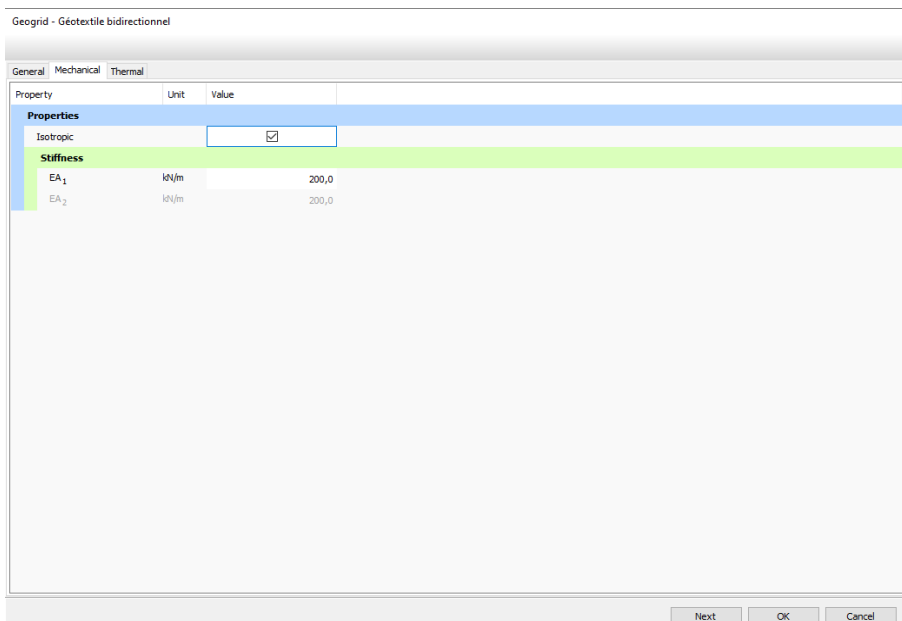


Figure 4. 14 : caractéristiques mécaniques du géotextile bidirectionnel

3. Génération du maillage

Le maillage retenu se compose de 2062 éléments triangulaires à 15 nœuds et 17444 nœuds comme présenté sur la figure suivante :

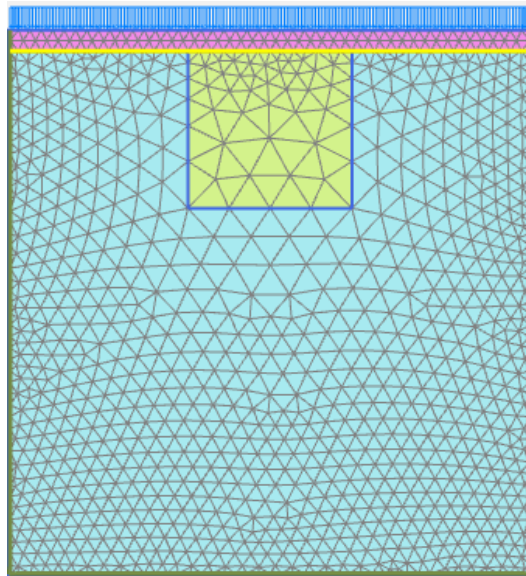


Figure 4. 15 : représentation du maillage de géotextile unidirectionnel +Grave (40/100)

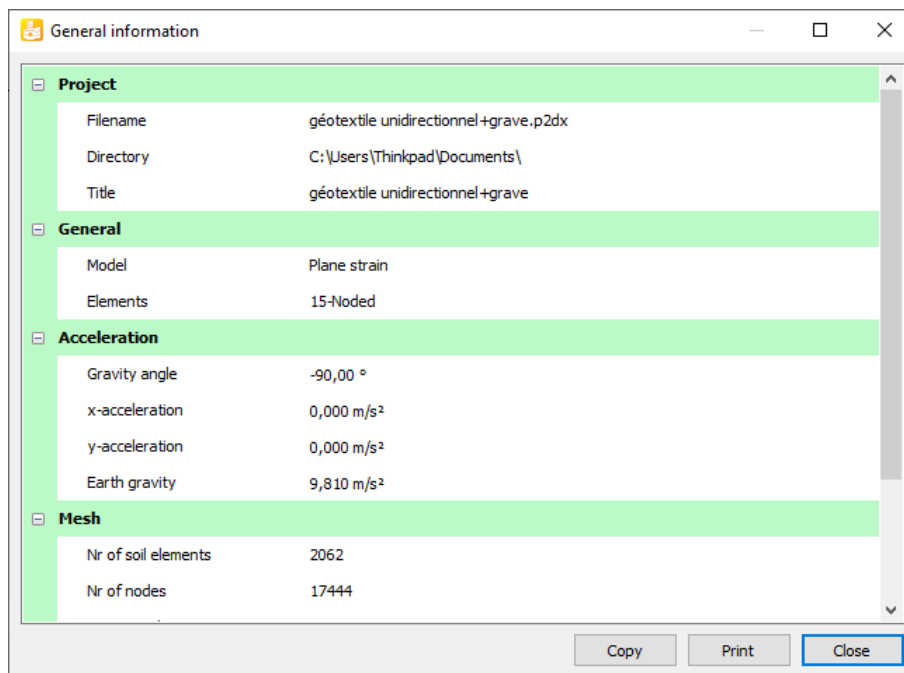


Figure 4. 16 : description générale de géotextile unidirectionnel et bidirectionnel + Grave (40/100)

Modèle N°5: Traitement avec béton

1. Géométrie

Dans cette représentation, une cavité est comblée par un béton à l'intérieur de la formation de calcaire. Cette configuration permet d'explorer les répercussions de l'usage d'un matériau solide pour remplir la cavité sur la stabilité du sol adjacent.

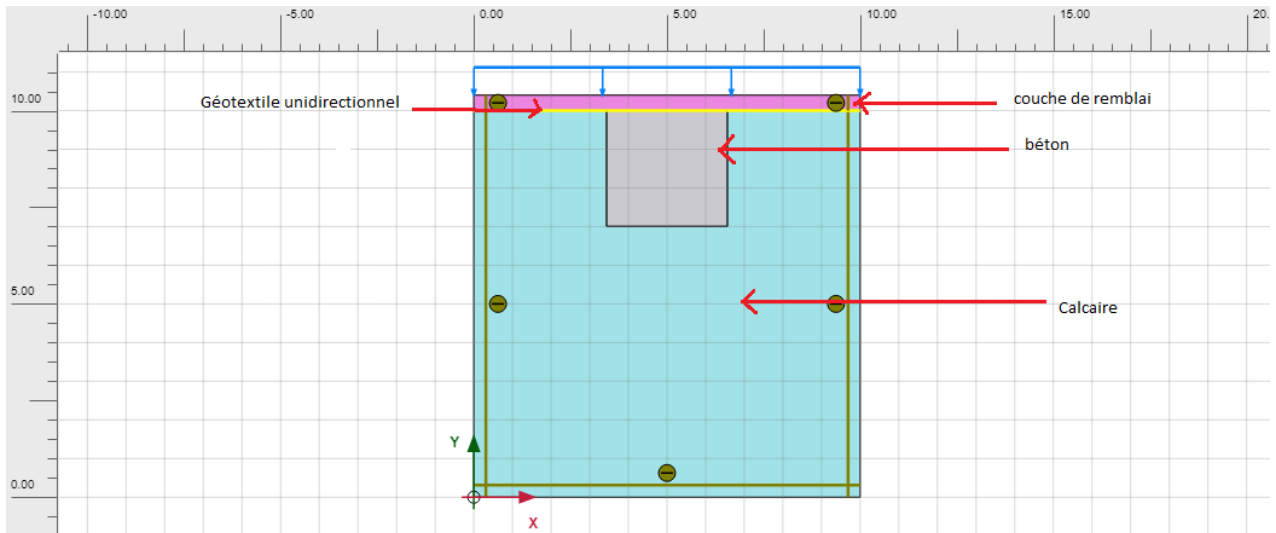


Figure 4.17 : traitement avec béton

2. Caractéristiques géotechniques du modèle

- Les caractéristiques du calcaire montré sur les deux figures (4.2 ; 4.3) et sur le tableau 1
- Les caractéristiques du remblai présenté sur les deux figures (4.11 ; 4.12)
- Les caractéristiques mécaniques du géotextile indiqué dans la figure (4.13)
- Les caractéristiques du béton :

Tableau 4.3 : les caractéristiques physiques et mécaniques du béton

| Paramètre | Nom | Valeur | Unité |
|-------------------------------|------------------|--------------------|-------------------|
| Physique | | | |
| Béton | Modèle | Linaire élastique | - |
| Poids unitaire saturé | γ_{sat} | 25 | kN/m ³ |
| Mécanique | | | |
| Module de young | E _{ref} | 30x10 ⁶ | kN/m ² |
| Coefficient de Poisson | ν | 0,25 | - |

Chapitre 4 : Analyse numérique du traitement des cavités à Ghazaouet

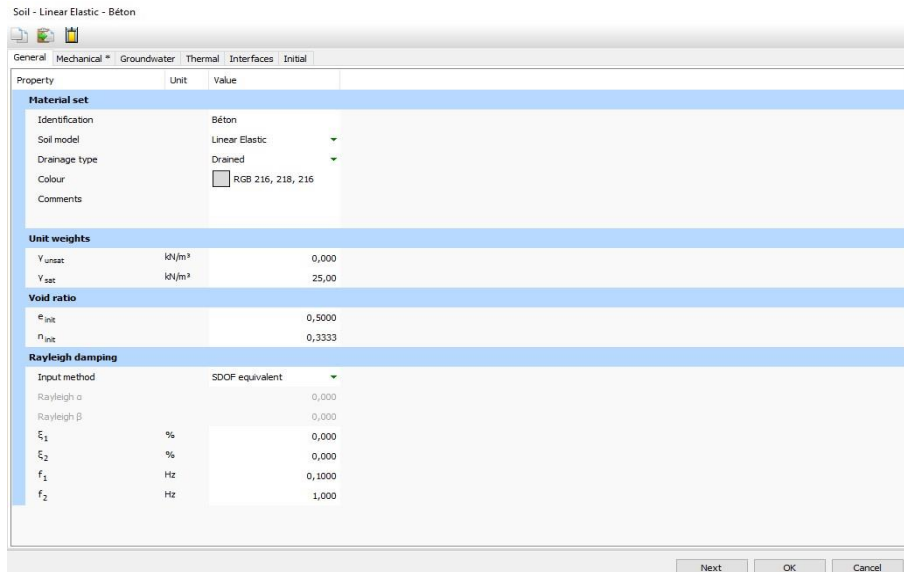


Figure 4. 18 : les caractéristiques physiques du béton

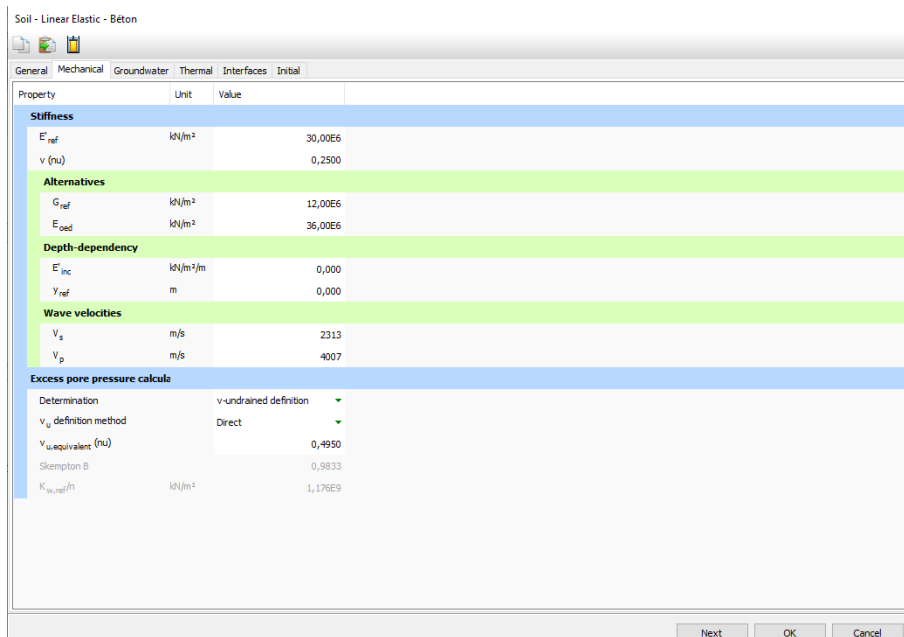


Figure 4. 19 : les caractéristiques mécaniques du béton

3. Génération du maillage

Ce maillage sélectionné se compose de 2062 éléments triangulaires à 15 nœuds chacun et de 17444 nœuds au total, comme illustré dans la figure suivante :

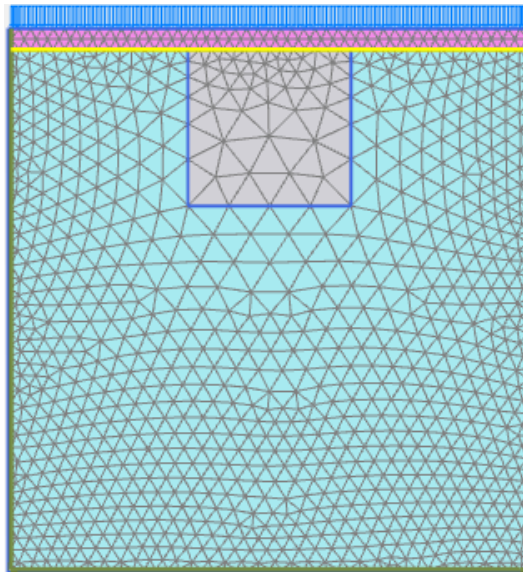


Figure 4. 20 : maillage de traitement avec béton

III. Procédure des calculs

On va procéder au calcul du modèle en deux phases soit la phase initiale et la phase 1 en calcul plastique dans l'ordre suivant :

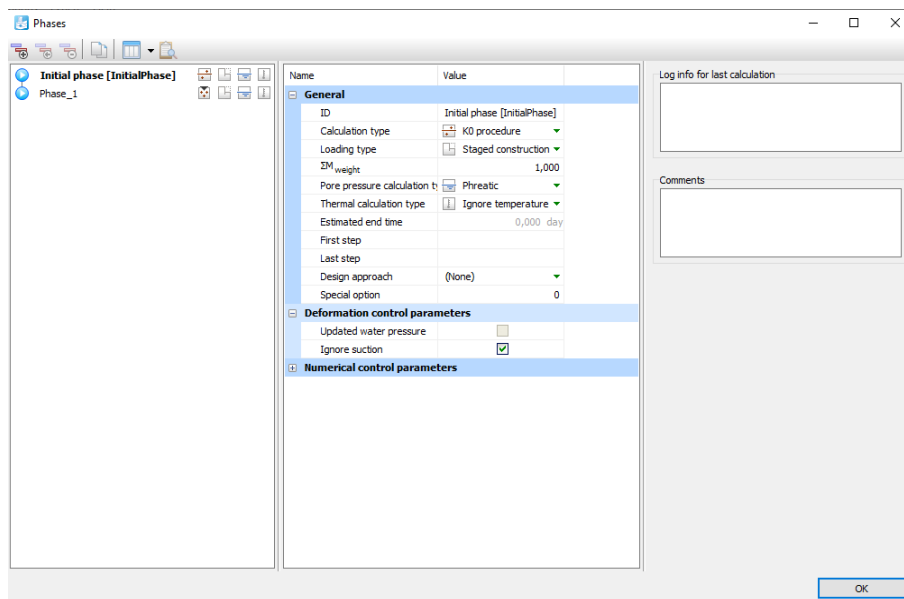


Figure 4. 21 : phase initiale de calcul

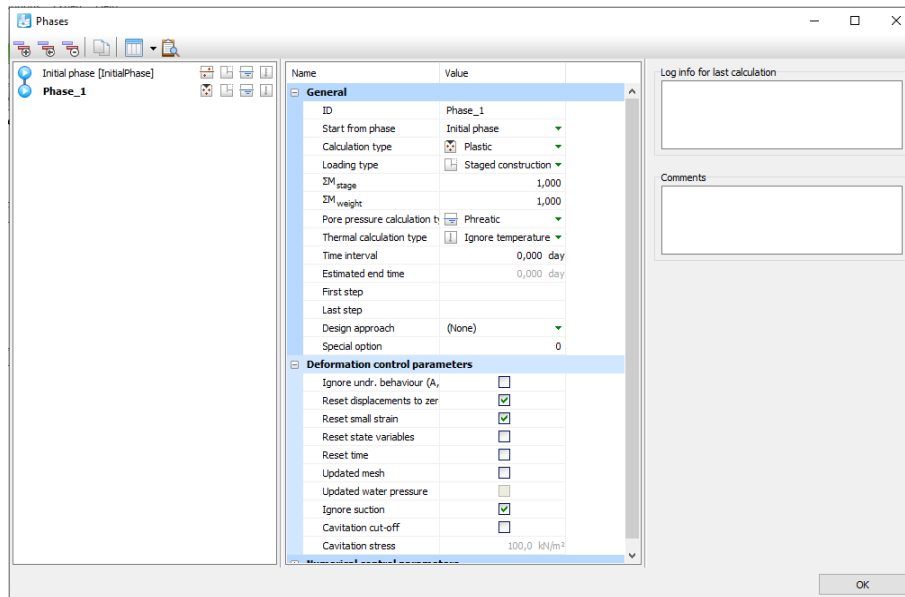


Figure 4. 22 : phase 1 de calcul

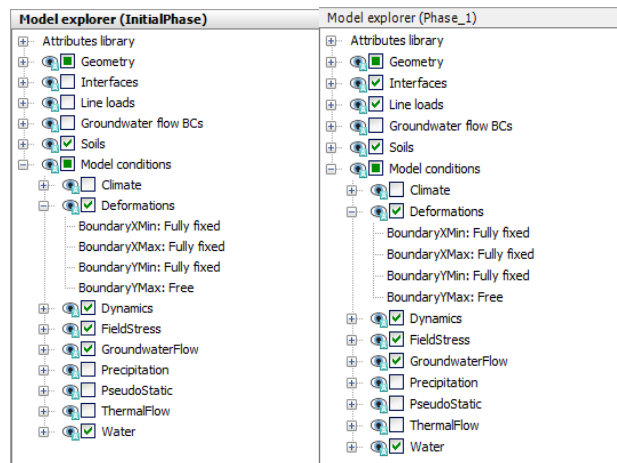


Figure 4. 23 : affichage des conditions aux limites des déformations du modèle (initial phase et phase 1)

Dans le modèle N°5, après avoir sélectionné les points et calculé, on remarque une échouée dans la phase 1 simplement en raison d'un effondrement du calcaire.

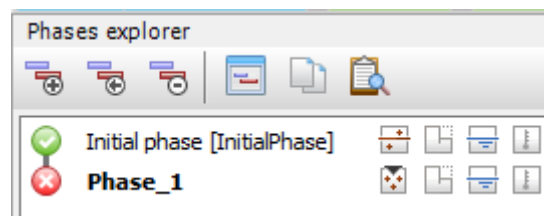


Figure 4. 24 : échouement de la phase 1

1. Conditions aux limites

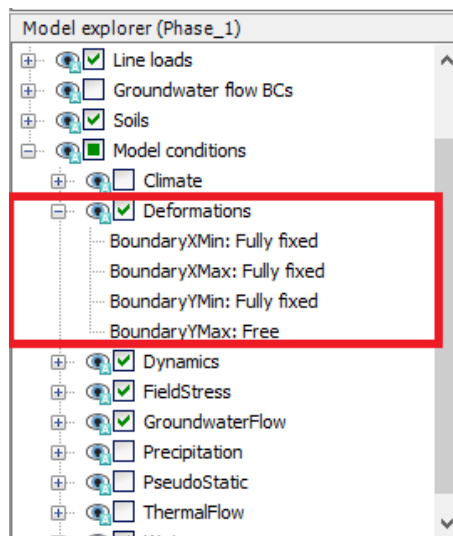


Figure 4. 25 : représentation des conditions aux limites

La figure montre que les déplacements soient libres en l'espace au –dessus, et bloqués sur les côtés.

2. Choix des points d'analyse

Certains points du massif sont retenus pour le suivi de variante des déformations (le point), et des contraintes (le point) avec l'option 

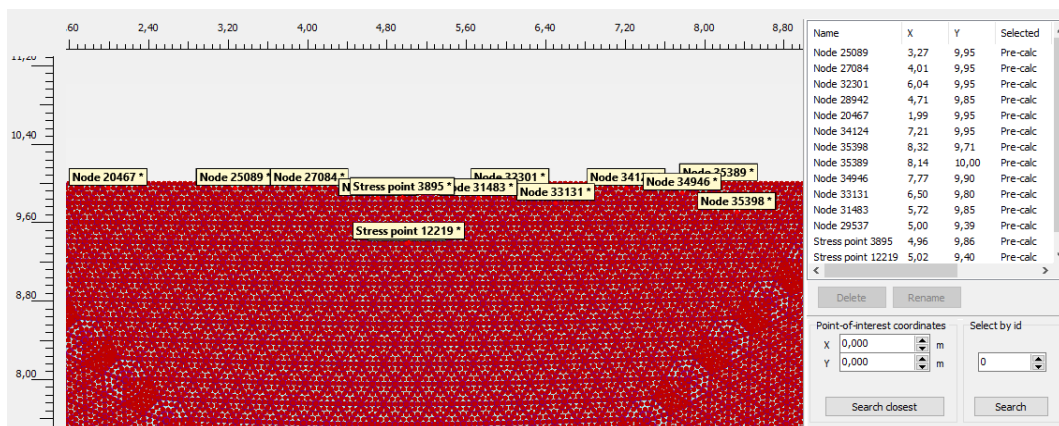


Figure 4. 26 : visualisation des points de contraintes dans un massif calcaire (cas N°1)

Chapitre 4 : Analyse numérique du traitement des cavités à Ghazaouet

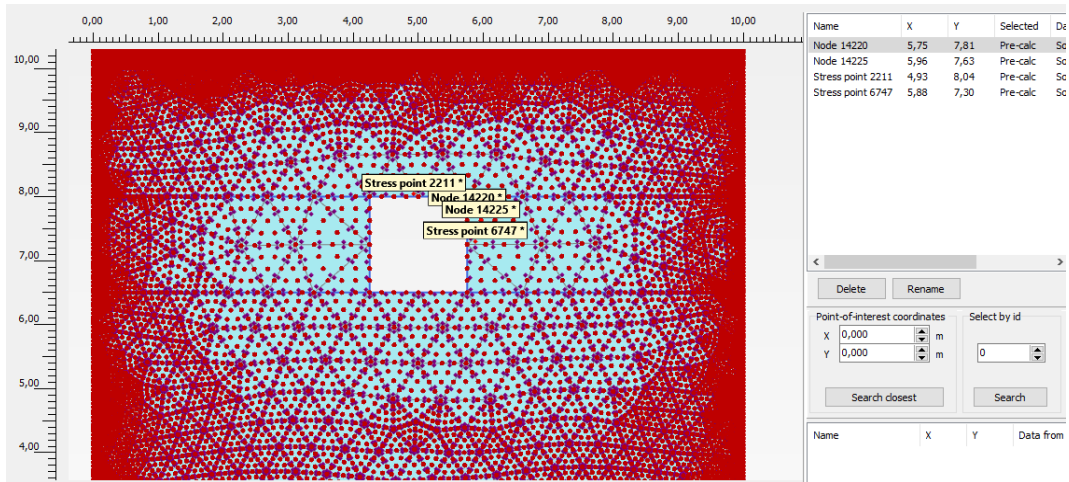


Figure 4. 27 : visualisation des points de contrainte dans un massif calcaire (cas N°2)

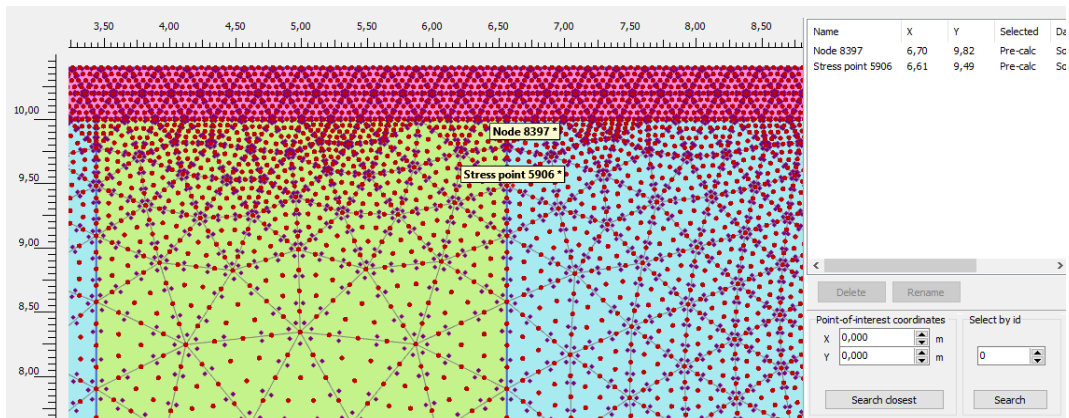


Figure 4. 28 : visualisation des points de contrainte dans un massif calcaire (cas N°3et 4)

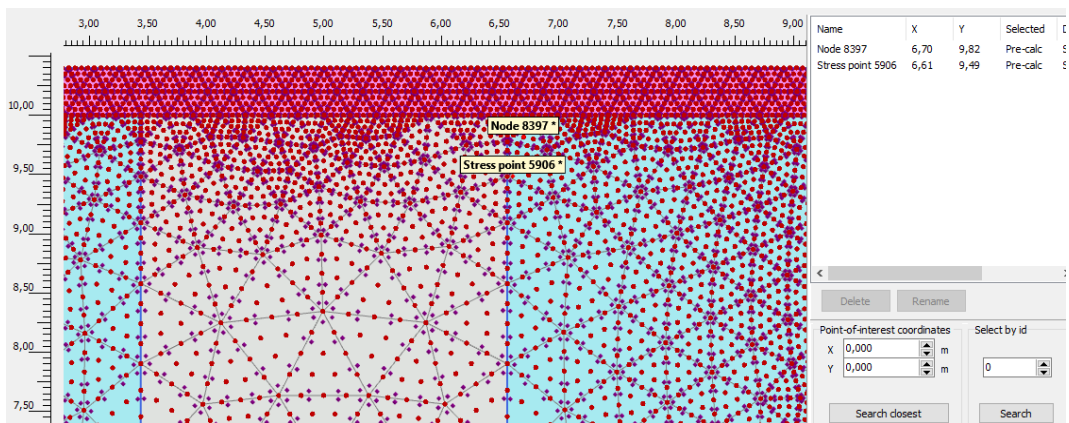


Figure 4. 29 : visualisation des points de contrainte dans un massif calcaire (cas N°5)

3. Déformation de maillage

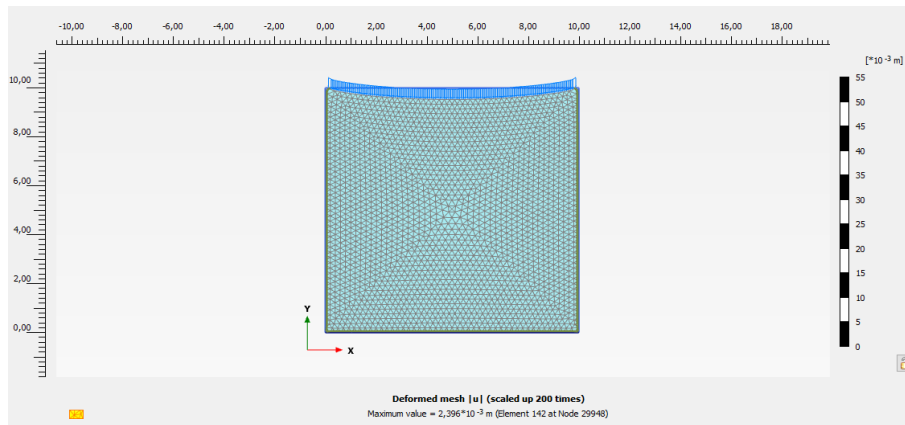


Figure 4. 30 : déformation du maillage du calcaire sans cavité

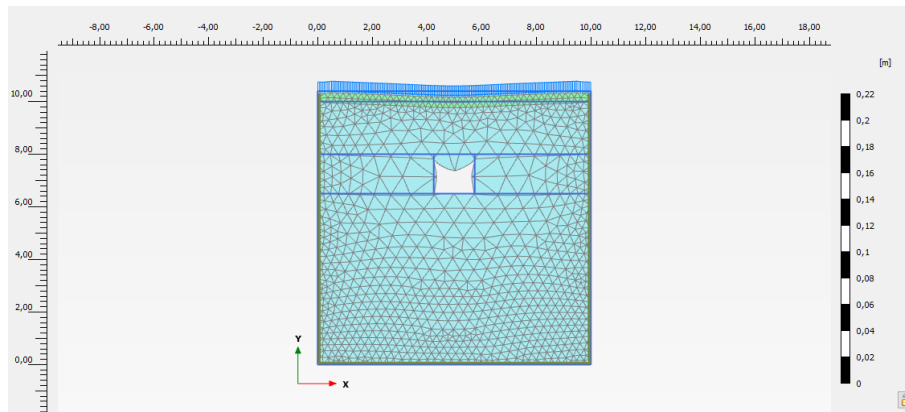


Figure 4. 31 : déformation du maillage de calcaire avec cavité non détectée

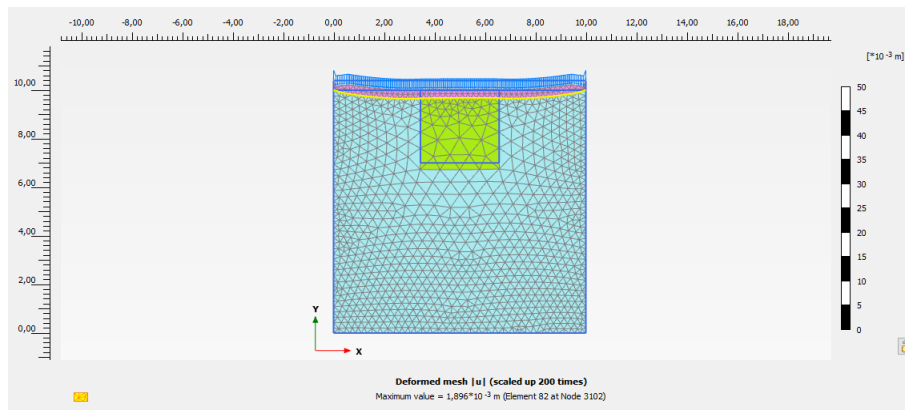


Figure 4. 32 : déformation du maillage de géotextile unidirectionnel+ Grave

Chapitre 4 : Analyse numérique du traitement des cavités à Ghazaouet

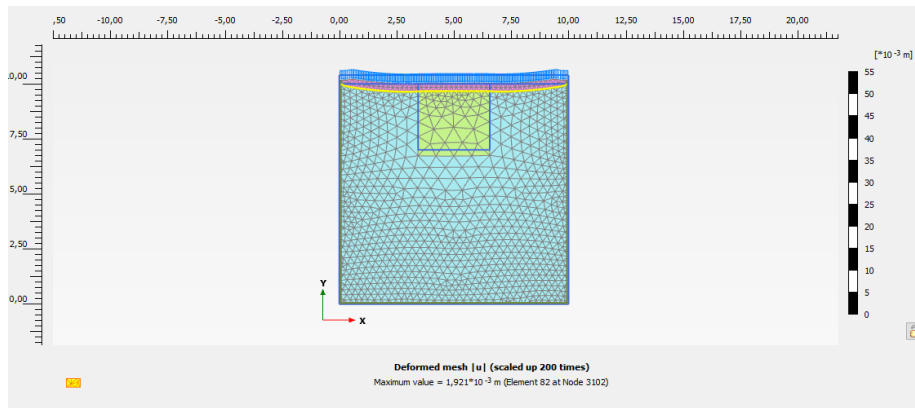


Figure 4. 33 : déformation du maillage du de géotextile bidirectionnel+ Grave

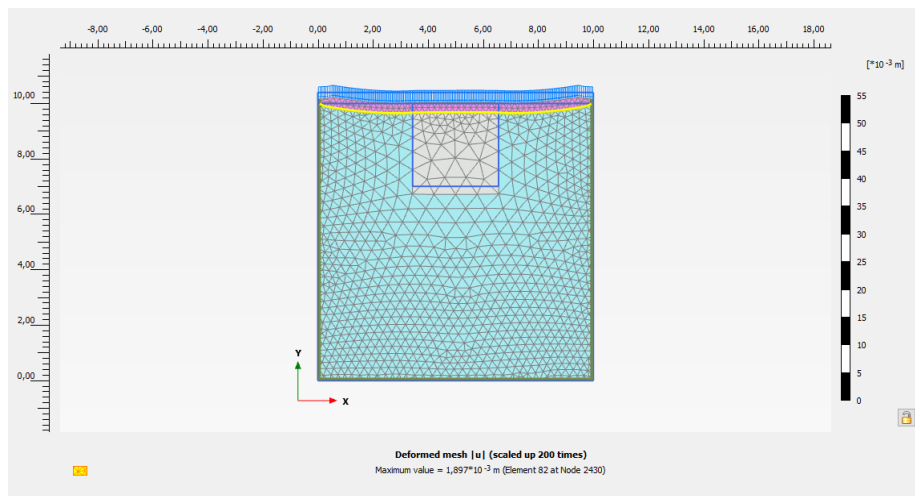


Figure 4. 34 : déformation du maillage de traitement du béton

IV. Résultats et Interprétation

✓ Modèle 1 : Calcaire sans cavité

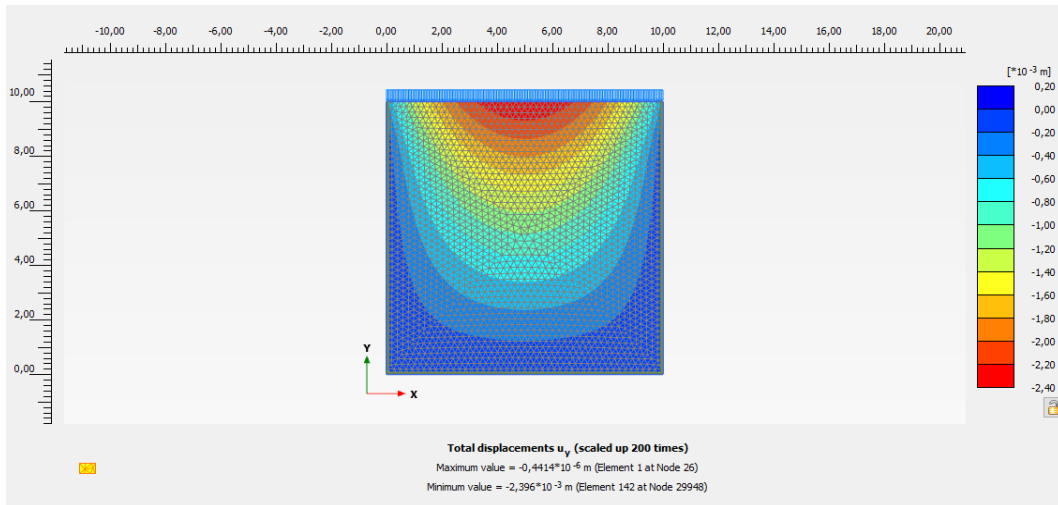


Figure 4. 35 : déplacements total du calcaire sans cavité

On remarque que le déplacement maximal est localisé au niveau de la partie supérieure du sol sous l'effet de chargement. La valeur du déplacement total (U_y) varie entre 2,20 mm et 2,40 mm.

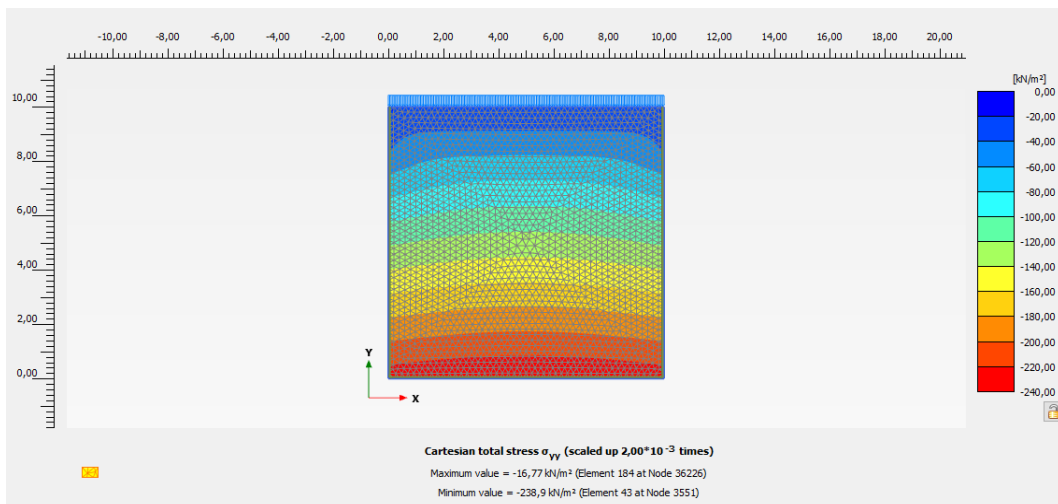


Figure 4. 36 : contrainte total du calcaire sans cavité

On remarque que la contrainte maximale est localisée au-dessus du sol (calcaire). La valeur du contrainte total (σ_{yy}) varie entre 220 kN/m² et 240 kN/m²

✓ Modèle 2 : formation calcaire avec cavité non détectée

Chapitre 4 : Analyse numérique du traitement des cavités à Ghazaouet

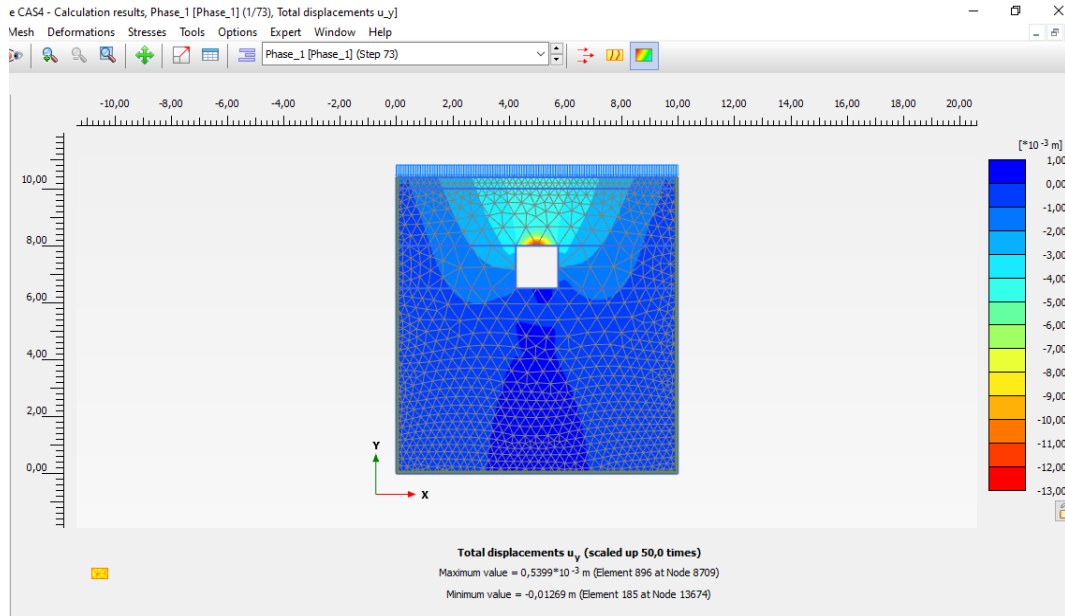


Figure 4. 37 : déplacements total de calcaire avec cavité non détectée

Le déplacement maximal est localisé au-dessus de la cavité. La valeur de déplacement total (U_y) varie entre 12 mm et 13 mm.

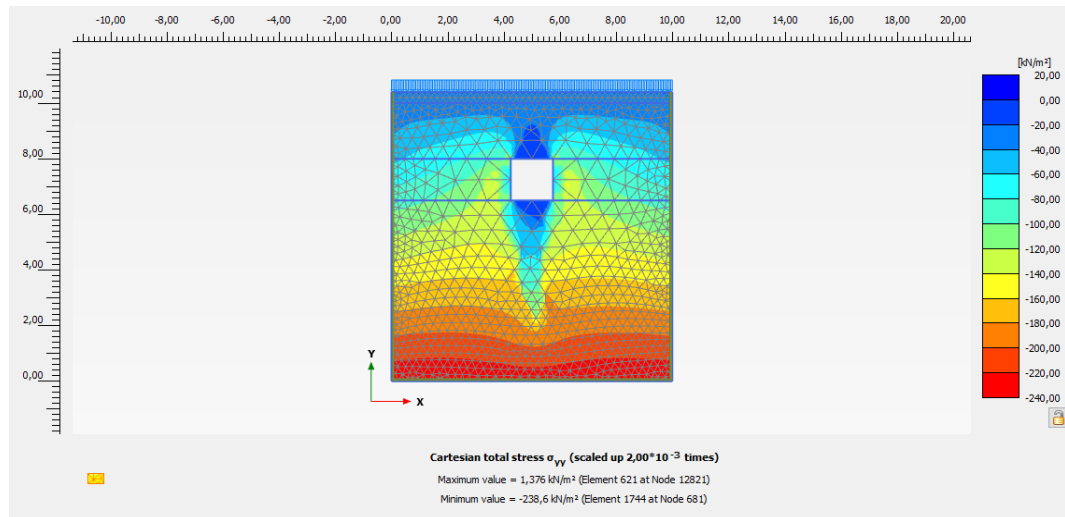


Figure 4. 38 : contrainte totale de calcaire avec cavité non détectée

On remarque que la contrainte maximale est localisée au-dessus du sol (calcaire). La valeur du contrainte total (σ_{yy}) varie entre 220 kN/m² et 240 kN/m²

Les résultats issus du modèle N°1 (Calcaire sans cavité) montrent des déplacements max de $U_y=2,396$ mm. Ceux du modèle N°2 (Calcaire avec cavité) montrent des déplacements max de $U_y=12,69$ mm, soit une différence de 10,294 mm, ceci représente cinq (05) fois la valeur de déformation du modèle N°1 soit le modèle de référence.

✓ **Modèle 3 et 4 : Géotextile unidirectionnel et bidirectionnel+ Grave (40/100)**

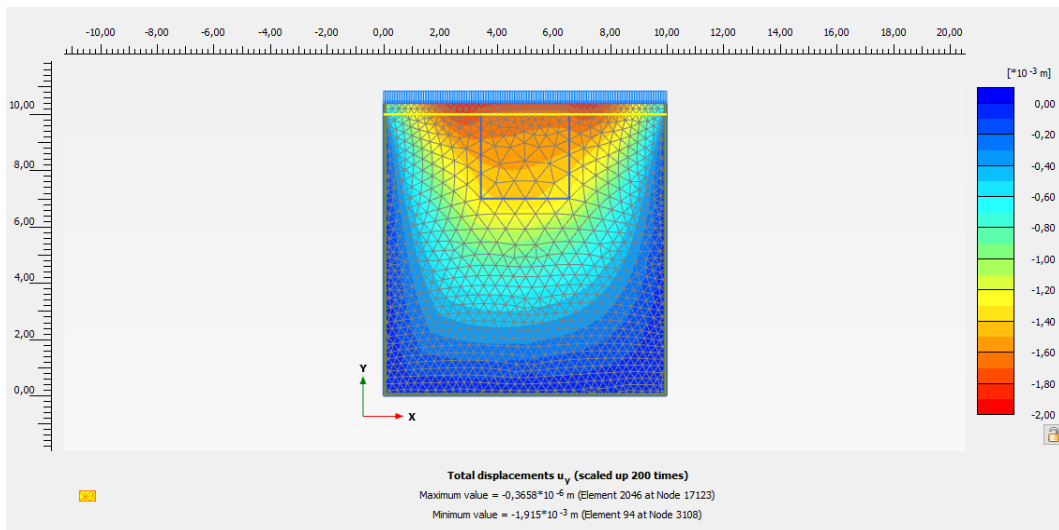


Figure 4. 39 : déplacements total de Géotextile unidirectionnel et bidirectionnel + Grave (40/100)

On remarque que le déplacement maximal est localisé aux tours de la cavité. La valeur de déplacement total (U_y) varie entre 1,8 mm et 2 mm.

On remarque que la nature du géotextile de renforcement (unidirectionnel et bidirectionnel) N'a pas d'influence majeure sur les déplacements verticaux enregistrés. Ceci est valable bien en tendu sous l'effet du chargement du trafic de 20 kPa. Les déplacements max de $U_y=1,915\text{mm}$, ce qui représente une différence de 0,481mm par rapport au modèle de référence qui montre un déplacement max $U_y=2,396\text{mm}$, ceci représente une différence de 20,1%

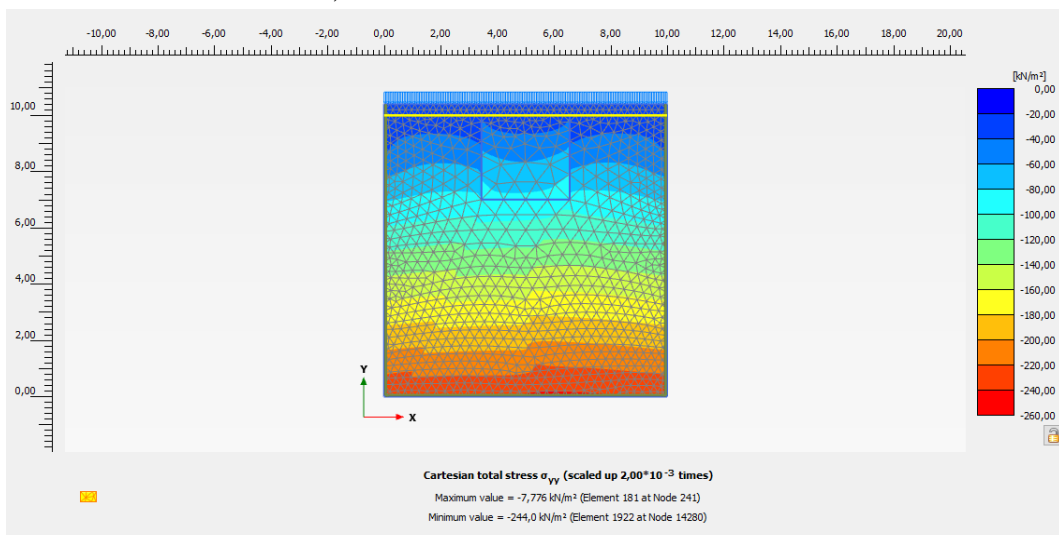


Figure 4. 40 : contrainte total de Géotextile unidirectionnel et bidirectionnel+ Grave (40/100)

On remarque que la contrainte maximale est localisée au-dessus du sol (calcaire). La valeur du contrainte total (σ_{yy}) varie entre 240 kN/m^2 et 260 kN/m^2

On peut conclure que dans le modèle 3(Géotextile unidirectionnel+ grave (40/100)) et le modèle 4(Géotextile bidirectionnel+ grave (40/100)), les déformation et contraintes sont quasiment similaires, avec des écarts quasi nuls.

✓ **Modèle 5 : Traitement avec béton**

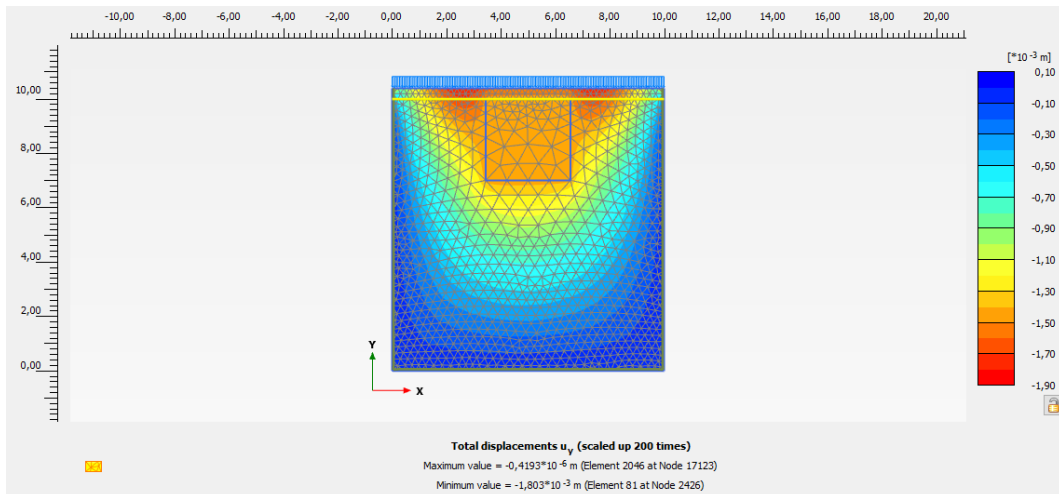


Figure 4. 41 : déplacements totaux relatifs au traitement avec béton

On remarque que le déplacement maximal est localisé aux alentours de la cavité. La valeur de contrainte totale (Uy) varie entre 1,7 mm et 1,9 mm.

Ce qui représente une différence de 0,507 mm par rapport au modèle de référence qui montre un déplacement max de $Uy = 2,396$ mm. Cette différence est donc de 21,16%.

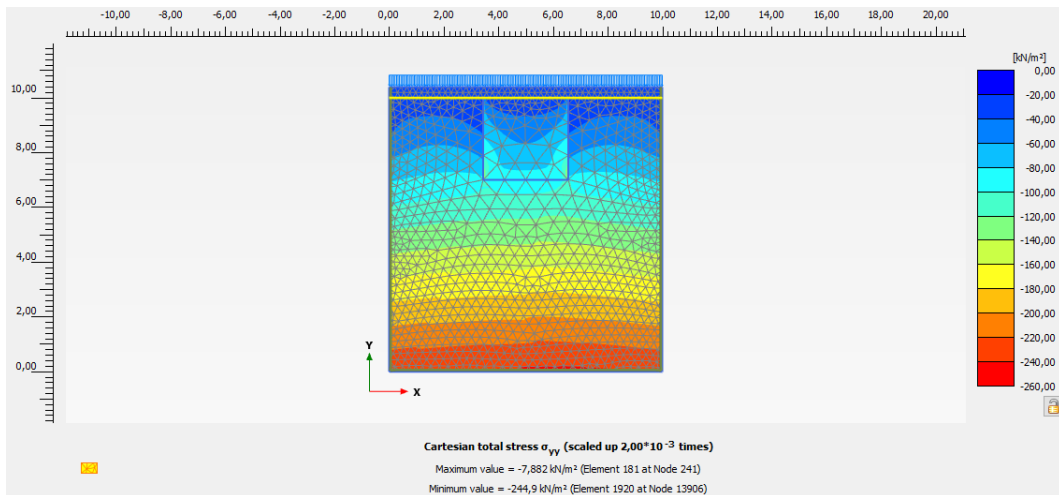


Figure 4. 42 : contrainte totale relative au traitement avec béton

On remarque que la contrainte maximale est localisée au-dessus du sol (formation calcaire). La valeur du contrainte total (σ_{yy}) varie entre 220 kN/m² et 260 kN/m²

Les résultats issus du modèle N°3 et 4(géotextile+ grave 40/100) montrent des déplacements max de $Uy = 1,915$ mm

Ceux du modèle N°5 (traitement avec béton) montrent des déplacements max de $Uy = 1,889$ mm, soit une différence de 0,026 mm, ceci représente une différence de 1,35%.

Tableau 4. 4 : résultats des déformations, contraintes

| | Les modèles | Déformations (mm) | Contraintes (kN/m ²) |
|--------------|--|-------------------|----------------------------------|
| Cas 1 | Calcaire sans Cavité | 2,39 | 238,90 |
| Cas 2 | Calcaire avec cavité | 12,69 | 238,60 |
| Cas 3 | Géotextile unidirectionnel+ Grave (40/100) | 1,91 | 244,00 |
| Cas 4 | Géotextile bidirectionnel+ Grave (40/100) | 1,91 | 244,00 |
| Cas 5 | Traitement avec béton | 1,80 | 244,90 |

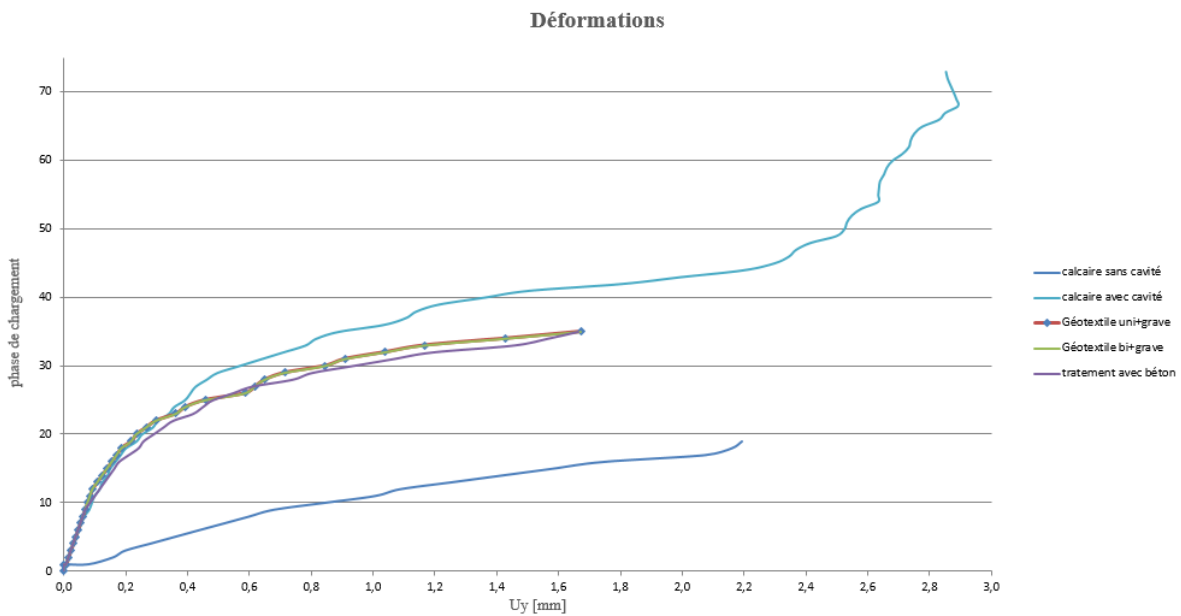


Figure 4. 43 : évolution des déformations selon les différentes configurations de traitement

Cette figure montre les courbes illustrant la variation des déformations en fonction des phases de chargement et du déplacement vertical U_y pour différentes configurations de traitement

Ci-après une analyse détaillée de chaque modèle numérique munie de nos interprétations :

✓ **Calcaire sans cavité :**

La courbe montre une faible déformation sur l'ensemble des phases de chargement, montrant que la formation de calcaire sans cavité offre une très bonne stabilité et rigidité sous chargement du trafic qui est pris égal à 20 kPa.

✓ **Calcaire avec cavité non détectée :**

La courbe du calcaire avec cavité non détectée montre des déformations beaucoup plus importantes que celles du calcaire sans cavité, indiquant une performance et une stabilité réduites.

Le modèle N°5, avec une cavité non détectée, présente des déplacements verticaux cinq fois plus importants que le modèle de référence N°1. Ces résultats soulignent l'importance de détecter et de traiter les cavités pour assurer la stabilité des infrastructures. Il est essentiel de mener des investigations géophysiques rigoureuses pour garantir la stabilité des chaussées.

✓ **Géotextile unidirectionnel :**

Pour le géotextile unidirectionnel avec grave, la courbe montre également une progression linéaire, mais avec une pente légèrement plus raide. Cela signifie que, pour une même charge, le sol renforcé avec ce géotextile se déforme un peu plus que le calcaire sans cavité.

Le calcaire sans cavité démontre une stabilité remarquable sous des charges élevées, avec une déformation minimale même sous des contraintes importantes, ce qui atteste de sa haute capacité de charge et de sa durabilité.

Le géotextile unidirectionnel + grave, bien que légèrement moins performant, montre tout de même une bonne stabilité sous chargement du trafic qui est pris égal à 20 kPa. Les déformations restent modérées et progressives, indiquant que ce type de renforcement est efficace, bien que légèrement inférieur au calcaire sans cavité en termes de performance sous charges élevées.

✓ **Géotextile bidirectionnel :**

Le géotextile bidirectionnel associé au grave montre une bonne performance en termes de résistance et de stabilité des sols sous chargement du trafic qui est pris égal à 20 kPa., bien qu'il soit légèrement moins performant que le géotextile unidirectionnel associé au grave. Le calcaire sans cavité affiche la meilleure performance globale, avec une déformation minimale et une excellente stabilité sous des charges variables et élevées. Ces comparaisons mettent en évidence l'importance de choisir le type de géosynthétique approprié en fonction des exigences spécifiques du projet pour garantir la durabilité et la sécurité des infrastructures.

✓ **Traitement avec béton :**

Le traitement avec du béton offre une performance presque équivalente à celle du calcaire sans cavité, démontrant une déformation minimale et une excellente stabilité sous charges élevées. Les solutions combinant géotextile unidirectionnel et géotextile bidirectionnel montrent des performances légèrement inférieures, avec des déformations un peu plus importantes, mais demeurent des options viables pour le renforcement des sols. Ces comparaisons mettent en évidence l'importance de choisir le type de matériau de renforcement en fonction des exigences spécifiques du projet, en considérant notamment la rigidité initiale, la progression de la déformation et la stabilité sous charges élevées, afin de garantir la durabilité et la sécurité des infrastructures.

❖ Résultats des contraintes de cisaillement :

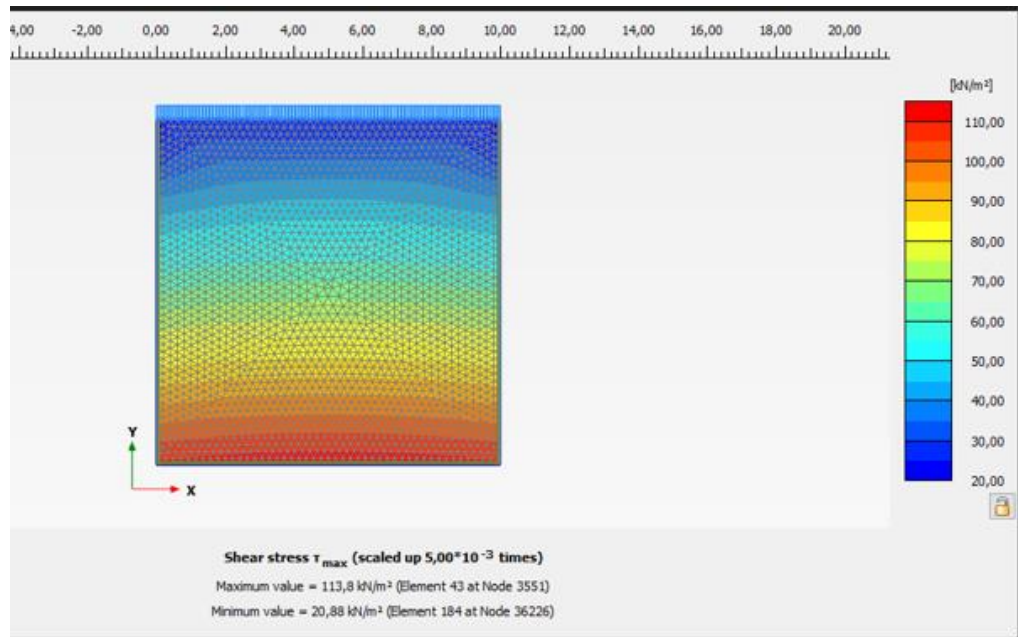


Figure 4. 44 : contrainte de cisaillement pour le modèle du calcaire sans cavité

Cette figure révèle une augmentation notable des contraintes vers le bas, atteignant un maximum de 113,8 kN/m^2 , essentielle pour évaluer la performance et la sécurité de la structure analysée.

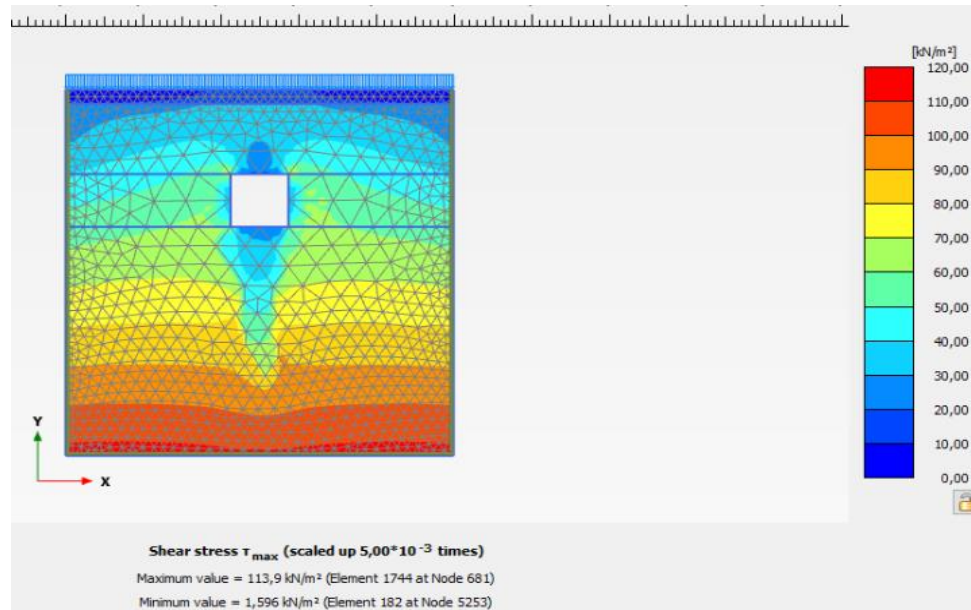


Figure 4. 45 : contrainte de cisaillement pour le modèle du calcaire avec cavité non détectée

Cette figure montre une analyse détaillée des contraintes de cisaillement avec une région centrale affectée de manière significative par une condition aux limites ou une inclusion, générant des gradients de contraintes significatifs dans la plaque.

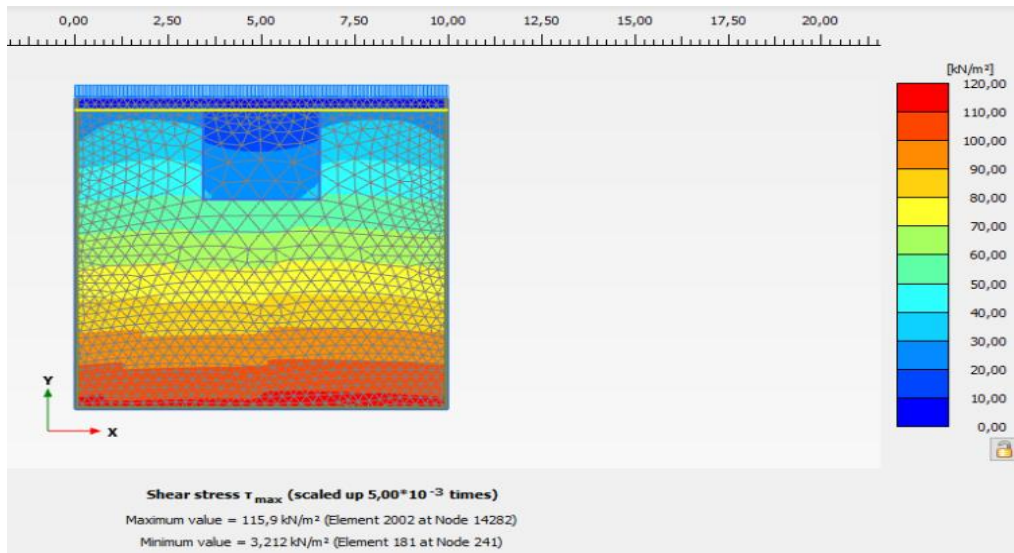


Figure 4. 46 : contrainte de cisaillement pour le modèle du géotextile unidirectionnel+ Grave

Cette figure semble représenter une analyse de contraintes de cisaillement dans une structure soumise à des charges, avec une concentration de contraintes notable en bas et une réduction progressive vers le haut.

Les informations spécifiques sur les éléments et nœuds montrent où se trouvent les points de contrainte maximale et minimale.

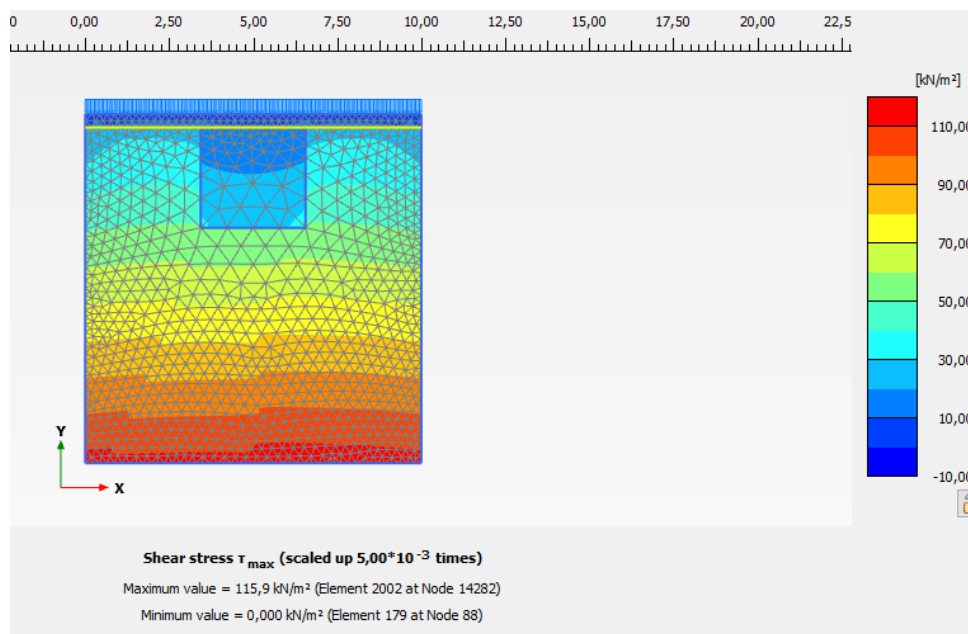


Figure 4. 47 : contrainte de cisaillement pour le modèle du géotextile bidirectionnel+ Grave

La figure montre que les contraintes de cisaillement sont les plus élevées en bas de la structure, ce qui pourrait indiquer une charge ou une contrainte concentrée dans cette région. La réduction progressive des contraintes vers le haut de la structure suggère que les charges sont dissipées ou réparties de manière moins intense vers le haut.

La zone en bleu en haut de la structure pourrait indiquer une région moins sollicitée ou une région de relaxation des contraintes. Cette analyse aide à identifier les zones critiques de la structure où les contraintes de cisaillement sont les plus élevées, ce qui est essentiel pour la conception et l'analyse structurelle.

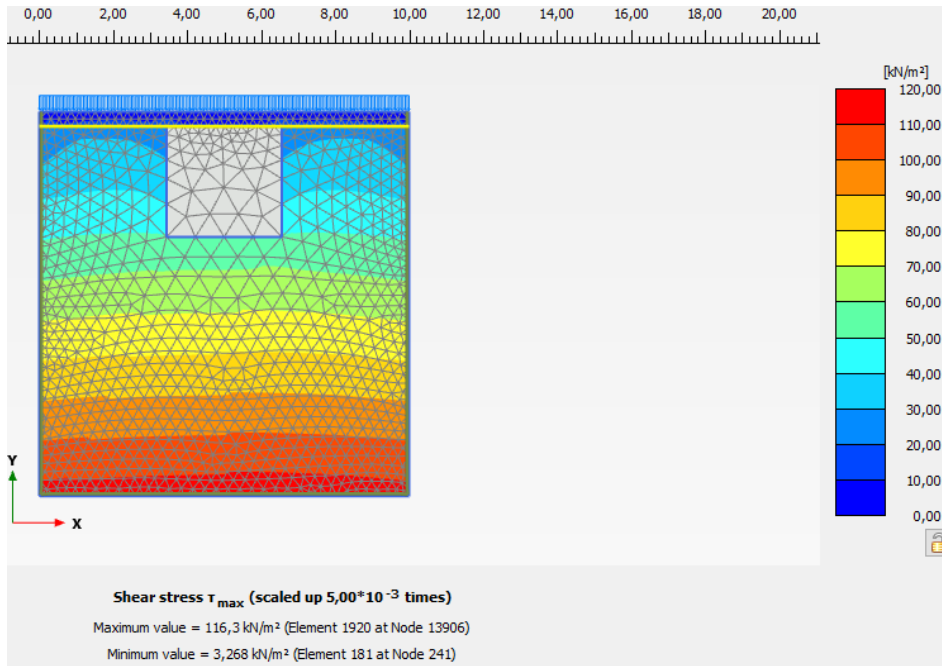


Figure 4. 48 : contrainte de cisaillement pour le modèle du traitement avec béton

La figure montre que les contraintes de cisaillement atteignent leur maximum en bas de la structure, suggérant une concentration de charges ou de contraintes dans cette zone. La diminution progressive des contraintes vers le haut indique que les charges se dissipent ou se répartissent de manière moins intense à mesure que l'on monte.

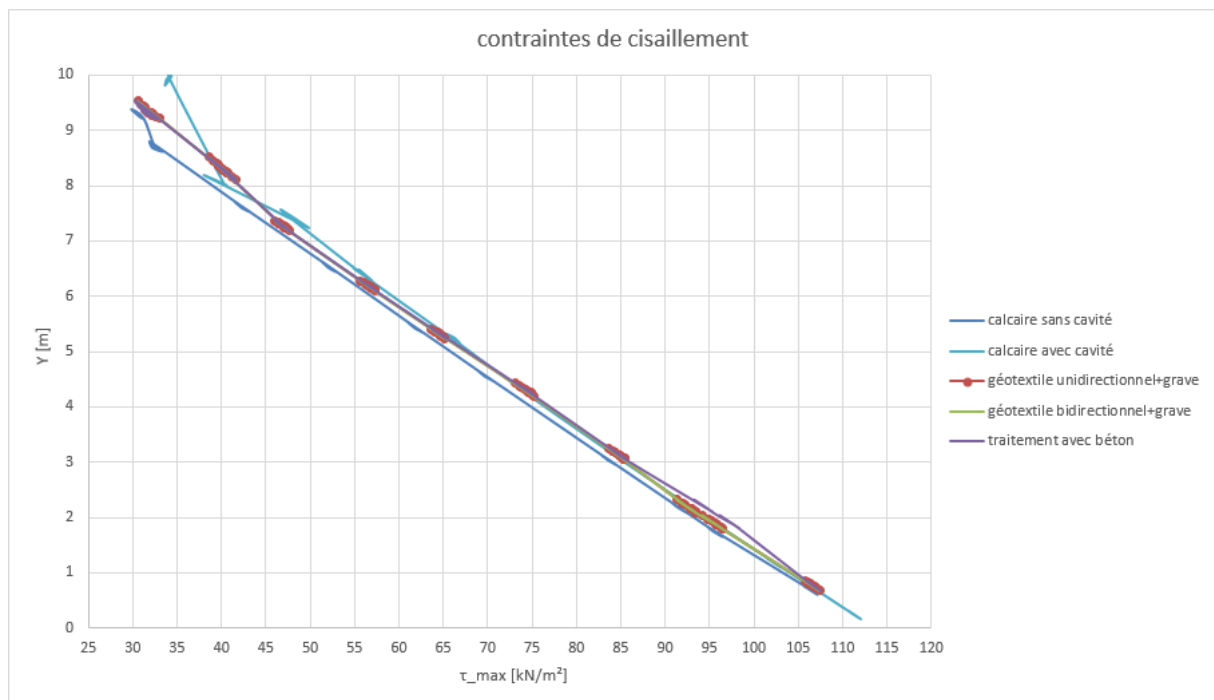


Figure 4. 49 : évolution des contraintes de cisaillement

La courbe montrant l'évolution des contraintes de cisaillement en profondeur, relative aux 05 modèles numériques étudiés montre des résultats quasi-similaires, peu influencés par le type de renforcement utilisé (remplissage en béton ou matériau drainant).

Ces résultats demeurent, bien sûr, valables pour un chargement statique de 20 kPa, mais il faut garder à l'*esprit* que l'effet du traitement sous chargement dynamique ou sismique n'a pas fait l'objet de cette étude.

Les contraintes de cisaillement augmentent en profondeur pour les 5 modèles

✓ **Calcaire sans cavité :**

La courbe de calcaire sans cavité illustre une relation quasi-linéaire entre la contrainte de cisaillement maximale et la profondeur, montrant une distribution régulière qui augmente de manière prévisible et uniforme pour un chargement statique de 20 kPa. Cette décroissance constante fournit un point de référence pour évaluer l'efficacité des traitements de sol (comme les géotextiles, le béton, etc.) et l'incidence des cavités. De plus, elle témoigne de la capacité du calcaire à maintenir une stabilité face à des contraintes de cisaillement élevées.

✓ **Calcaire avec cavité non détectée :**

Le modèle de calcaire avec cavité présente une légère variation par rapport au modèle de référence. Bien que la tendance générale reste descendante, les cavités peuvent introduire des concentrations locales de contraintes ou des points de faiblesse, affectant ainsi la stabilité globale du sol par rapport au modèle homogène sans cavité.

✓ **Calcaire et Géotextile unidirectionnel et bidirectionnel**

Les modèles utilisant différents types de géotextile en combinaison avec du grave maintiennent des distributions de contraintes de cisaillement similaires à celles du calcaire sans cavité. Tant avec le géotextile unidirectionnel qu'avec le bidirectionnel, les contraintes augmentent régulièrement avec la profondeur, suggérant que ces renforts préservent une répartition proche de celle du modèle de référence. Ainsi, l'ajout de géotextile, qu'il soit unidirectionnel ou bidirectionnel, avec du grave ne semble pas altérer de manière significative la distribution des contraintes de cisaillement.

✓ **Traitement avec béton :**

La distribution des contraintes de cisaillement pour le traitement avec béton suit une ligne de tendance similaire à celle du calcaire sans cavité. Cela indique que le traitement avec béton n'altère pas de manière significative la répartition des contraintes de cisaillement par rapport au modèle de référence. En termes de résistance au cisaillement, la performance est donc comparable à celle du calcaire homogène sans cavité.

Conclusion de l'interprétation :

Les modèles utilisant des géotextiles (unidirectionnel et bidirectionnel) et le traitement avec béton montrent des distributions des contraintes de cisaillement très similaires à celles du modèle de référence "Calcaire sans cavité". Ces méthodes de renforcement ne modifient pas significativement la répartition des contraintes, ce qui suggère qu'elles peuvent être utilisées comme alternatives efficaces au calcaire homogène sans cavité.

En revanche, le modèle de calcaire avec cavité présente des variations qui peuvent affecter la stabilité, indiquant que la présence de cavités doit être dans les applications pratiques.

Il est essentiel de prêter une attention particulière aux investigations géophysiques afin de détecter les cavités, sans omettre aucun détail qui pourrait compromettre la stabilité de la chaussée.

V. Conclusion

Ce chapitre a examiné une analyse numérique du traitement des cavités à Ghazaouet en utilisant le logiciel PLAXIS 2D V2023.1. Cinq modèles ont été examinés pour évaluer comment les différentes méthodes de traitement affectent le comportement du massif calcaire.

Les résultats indiquent que le béton comme traitement des cavités montre une performance initiale optimale sous charge, mais cette efficacité diminue à des niveaux de charge plus élevés. Les géotextiles assurent une répartition des contraintes plus uniforme et une stabilité accrue sous charge prolongée. Le calcaire sans cavité présente une résistance initiale satisfaisante mais atteint rapidement ses limites de résistance. Enfin, la présence de cavités non détectées diminue considérablement la stabilité et la rigidité du sol calcaire.

Ces analyses soulignent l'importance cruciale du choix des matériaux de renforcement et du traitement adéquat des cavités pour garantir la stabilité structurelle du sol sous charge.

Les géotextiles bidirectionnels et le traitement au béton sont recommandés pour réduire les déformations et améliorer la stabilité du sol dans des situations similaires à celles de Ghazaouet.

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à l'étude du traitement des zones à risque de cavité dans le cas de la pénétrante de Ghazaouet Tlemcen entre PK0+000 et PK0+300, ce travail fournit une analyse approfondie des cavités souterraines et propose des solutions de traitement efficaces. La recherche était divisée en quatre chapitres, abordant chacun différents aspects de la problématique des cavités.

Dans le premier chapitre, une introduction générale sur les cavités a été présentée, mettant en évidence leur importance et les problèmes qu'elles peuvent causer aux infrastructures. Cela a permis de poser les bases théoriques nécessaires pour comprendre les enjeux liés à la détection et au traitement des cavités souterraines.

Le deuxième chapitre a décrit en détail l'anomalie de cavités détectée à l'entrée du projet de Ghazaouet. Les techniques géophysiques avancées, telles que la géoradar, ont été utilisées pour localiser et caractériser ces cavités. Les résultats ont fourni une compréhension approfondie de l'étendue et de la nature des cavités existantes, ce qui a été essentiel pour évaluer les risques potentiels et développer des mesures de traitement appropriées.

Le troisième chapitre a présenté les calculs justifiant le renforcement des cavités souterraines spécifiquement pour le projet de Ghazaouet-Tlemcen. Des analyses analytiques, basées sur la norme XP-G38-065 (Septembre 2020), ont été réalisées pour évaluer la stabilité des zones affectées par les cavités et déterminer les charges limites supportées par le sol. Ces calculs ont permis de démontrer la nécessité d'un renforcement structurel pour assurer la sécurité et la durabilité des infrastructures.

Enfin, le quatrième chapitre a abordé la modélisation numérique avec PLAXIS 2D V2023.1. Cette approche a permis de simuler le comportement des cavités et des sols environnants sous une condition de charge unique de 20 kPa et de renforcement. Les résultats de modélisation ont été comparés avec les données de terrain et ont fourni des informations complémentaires sur l'efficacité des mesures de traitement proposées.

En conclusion, cette étude a démontré l'importance de détecter et de traiter les zones à risque de cavité dans le cas de la pénétrante de Ghazaouet Tlemcen. Les techniques géophysiques avancées, les calculs analytiques et la modélisation numérique ont contribué à l'identification plus au moins correcte des cavités, à l'évaluation des risques associés et à la conception de mesures de traitement appropriées.

Après analyse des résultats des déformations, on constate que le modèle N°5, qui indique la présence d'une cavité non détectée en profondeur, montre des déplacements verticaux supérieurs aux autres modèles. Les différences mesurées sont d'environ 10mm, soit 5fois plus que les mouvements enregistrés pour le modèle de référence, soit le modèle N°1.

Ces résultats mettent évidence l'importance de l'omission et/ou de l'absence de détection d'une cavité dans les enquêtes géophysiques sur la stabilité de la chaussée.

Les résultats trouvés sont valables pour un chargement statique de trafic estimé à 20 kPa.

Les recommandations formulées à la suite de cette étude peuvent servir de guide pour la planification, la conception et la construction d'infrastructures similaires, en prenant en compte les risques de cavités pour assurer leur stabilité et leur durabilité à long terme.

Terminons par signaler que ce mémoire offre également des perspectives des recherches, cela nécessite une réflexion approfondie. Voici quelques exemples :

- Améliorer les techniques de détection des cavités souterraines, avec d'autres méthodes géophysiques complémentaires, comme la tomographie sismique ou l'imagerie par résistivité électrique.
- Développer des modèles numériques 3D plus sophistiqués.
- Former davantage d'experts en détection et traitement des cavités.
- Intégrer les données sur les cavités dans des systèmes d'information géographique (SIG).

Références Bibliographiques

- [1]. Guide a l'usage des maires, Gestion et prévention des Risques liés aux cavités souterraines dans l'eure, partie 1.
- [2]. <https://www.souterrain-lyon.com/carriere-de-pierre-a-chaux-c/>
- [3]. Gildas Noury et al. Mouvement de terrains lies aux marnieres (76,27) - Charoniques temporelles et influence des intemperies. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. Lyon, 2020.
- [4]. <https://speleo-lausanne.ch>.
- [5]. Renforcement par Géosynthétique pour la réduction des risques associés à un effondrement localisé, INERIS, AFITEXINOV. 2021.
- [6]. Camille Stassart. L'effondrement des sous-sol, une problématique transfrontalière, daily-science.be,. octobre 2022.
- [7]. Guide technique, Détection de cavités souterraines par méthodes géophysiques,. 2004.
- [8]. Rapport d'étude, Guide sur les solutions de mise en sécurité des cavités souterraines abandonnées d'origine anthropique,. 2016.
- [9]. <https://geologyscience.com>.
- [10]. <https://www.gexplore.fr/tomographie-electrique/>.
- [11]. https://www.researchgate.net/figure/Dispositif-de-mesure-de-tomographie-electrique-Limage-obtenue-apres-linversion_fig5_48908749.
- [12]. Selka et Rahoui. Impact de présence de cavités sur la capacité portante des fondations profondes, cas de l'appui P13 du du viaduc V.2.3 de la pénétrente de Ghazaouet. 2022. pp. 55-75.
- [13]. <https://mc.maptons.com>. [En ligne]
- [14]. Groupement C.S.D.G. Point de situation penetrant Ghazaouet ,Tlemcen,. 2015.
- [15]. Groupement CRCC-SEROR- Dennouni. Réalisation de la liason Autoroutière reliant le Port de Ghazaouet à l'Autoroute Est-Ouest sur 41Km-1er tranche sur 13Km, Traitement des zones à risque de cavité section PK0+000 -PK1+800,., 2021.
- [16]. Rapport cavité, NOR-GHA-DLA-0145-A-TER-CRCC-. Procédure de traitement des cavités,. 2020, p. 2.
- [17]. Groupement CRCC-SEROR-Dennouni. Réalisation de la liason Autouroutère reliant le Port de Ghazaouet à l'Autoroute Est-Ouest sur 41Km-1er tranche sur 13Km, Traitement des zones à risque de cavité section PK0+000-PK1+800,., 2020.
- [18]. Bureau d'études Technique et d'engineering ZIGHEMI. Détection de cavités par GEORADAR liaison autoroutière reliant le Port de Ghazaouet à l'Autoroute Est-Ouest,. 2020.
- [19]. A.Huckert. Approches expérimentale et numériques du dimensionnement de renforcement Géosynthétiques sur cavités et inclusions rigides,Thèse de doctorant, Université de Grenoble Alpes, . 26 mai 2014. p. 224.
- [20]. LE MONITEUR. Définition , mise en ouvre et dimensionnement des Géosynthétiques,. 2015.
- [21]. Mohamed HASSOUN. Modilisation physique du renforcement par Géosynthétique des remblais granulaires et cohésifs sur cavités, Université Grenoble Alpes, . 2019.
- [22]. Marwan Al Heib et al. Recommandations pour l'utilisations de Géosynthétiques dans la réduction du risque d'effondrement localisé,. France, Avril 2023.

Références normatives

ISSN 0335-3931, Géosynthétiques, géotextiles et produits apparentés- Renforcement de la base de remblais sur zones à risques d'effondrements- Justifications du dimensionnement et éléments de conception (indice de classement : G 38-065) SEPTEMBRE 2020.

NF EN ISO 10319, Géotextiles – Essai de traction des bandes larges (indice de classement : G 38-129).

NF EN ISO 10318, Géosynthétiques – Termes et définitions (indice de classement : G 38-109).

NF EN ISO 13431, Géotextiles et produits apparentés-Détermination du comportement au fluage en traction et de la rupture au fluage en traction (indice de classement : G 38-125).

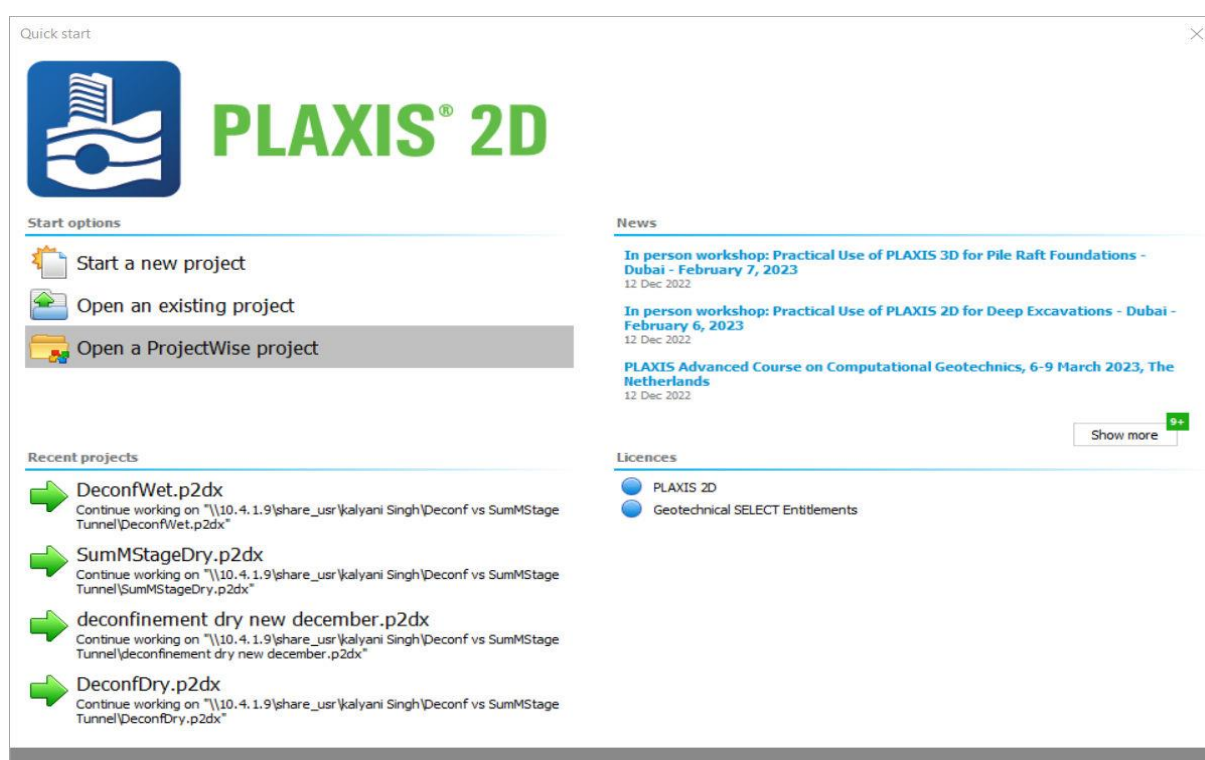
BS8006-1 : 2010, BSI Standard Publication - Code of practice for strengthened/ reinforced soils and other fills, October 2010.

Annexe A

Présentation du code de calcul Plaxis 2D V 2023.2

I. Généralité sur code de calcul Plaxis 2D :

Plaxis 2D est un programme d'éléments finis bidimensionnels spécial utilisé pour effectuer des analyses de déformation, de stabilité et d'écoulement pour divers types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier, Différent modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr –Coulomb.



Démarrage rapide PLAXIS 2D

Project properties

Project Model Cloud services

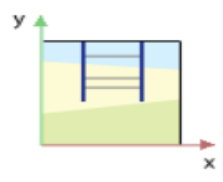
Type
 Model: Axisymmetry
 Elements: 15-Noded

Units
 Length: m
 Force: kN
 Time: day

Stress: kN/m²
 Weight: kN/m³

General
 Gravity: 1.0 g (-Y direction)
 Earth gravity: 9.810 m/s²
 γ water: 10.00 kN/m³

Contour
 X_{min}: 0.000 m
 X_{max}: 5.000 m
 Y_{min}: 0.000 m
 Y_{max}: 4.000 m



Set as default

Next OK Cancel

Model properties

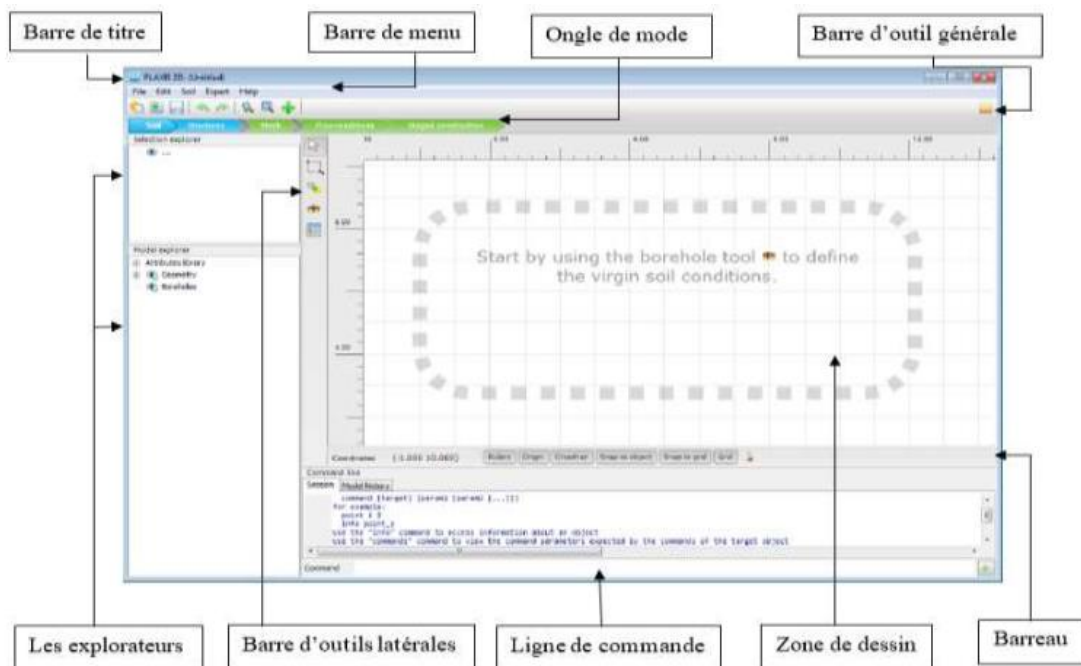
II. Options et solutions approchée :

Les options par défaut commencent dès le maillage : si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds. De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacement (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales). Et l'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée par activation de la multiplication de chargement relatif à poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on sait estimer un état K_0 donné, l'option K_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

III. L'interface du code PLAXIS :

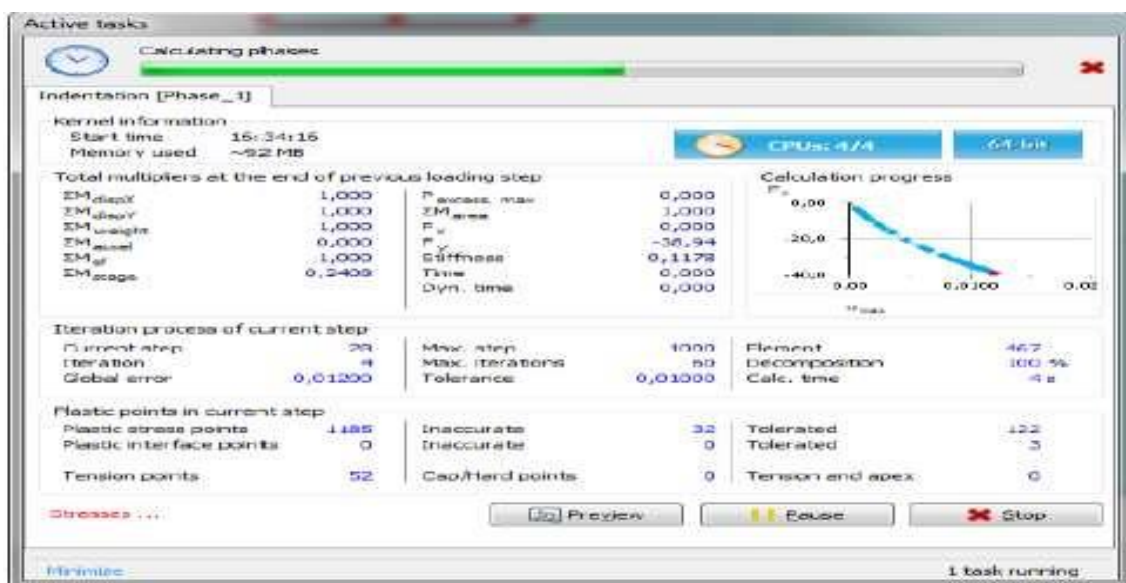
L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) :

- **PLAXIS-Input** : le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient toutes les facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.



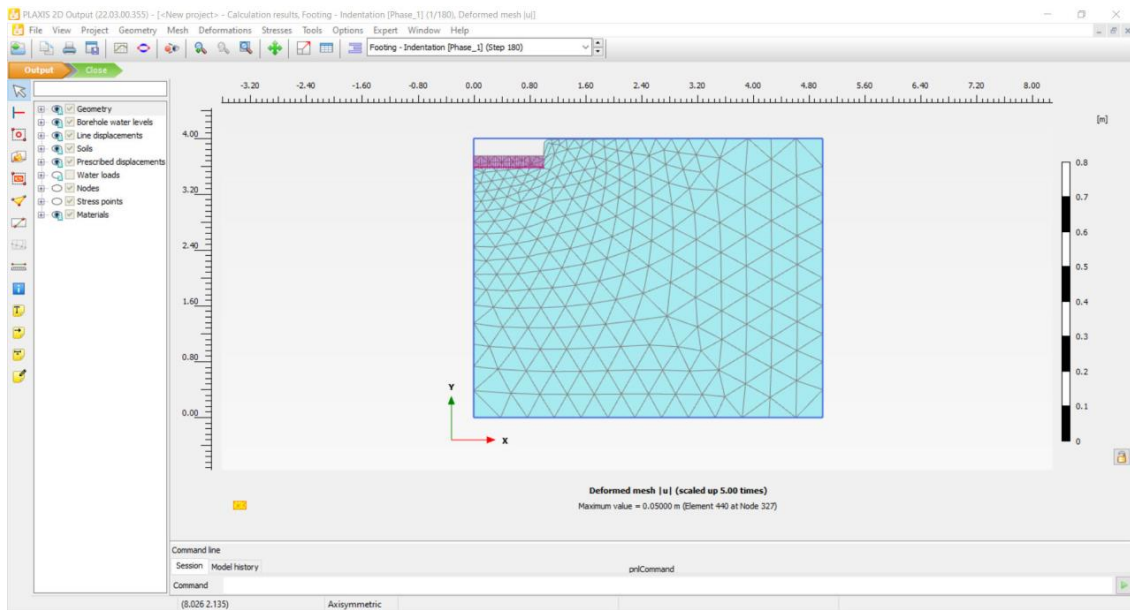
Fenêtre principale du programme d'entrée des données

· **PLAXIS-Calculations** : le processing programme ou le sous-programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.



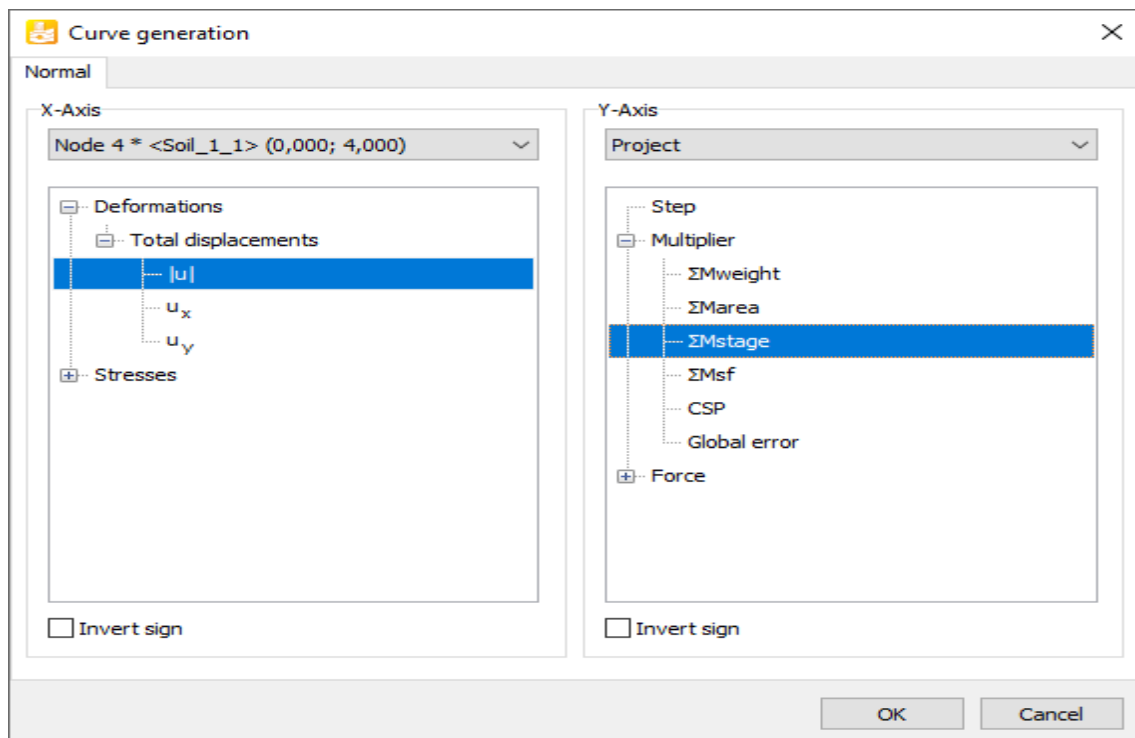
Fenêtre de calcul

· **PLAXIS-Output**: ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux etc.

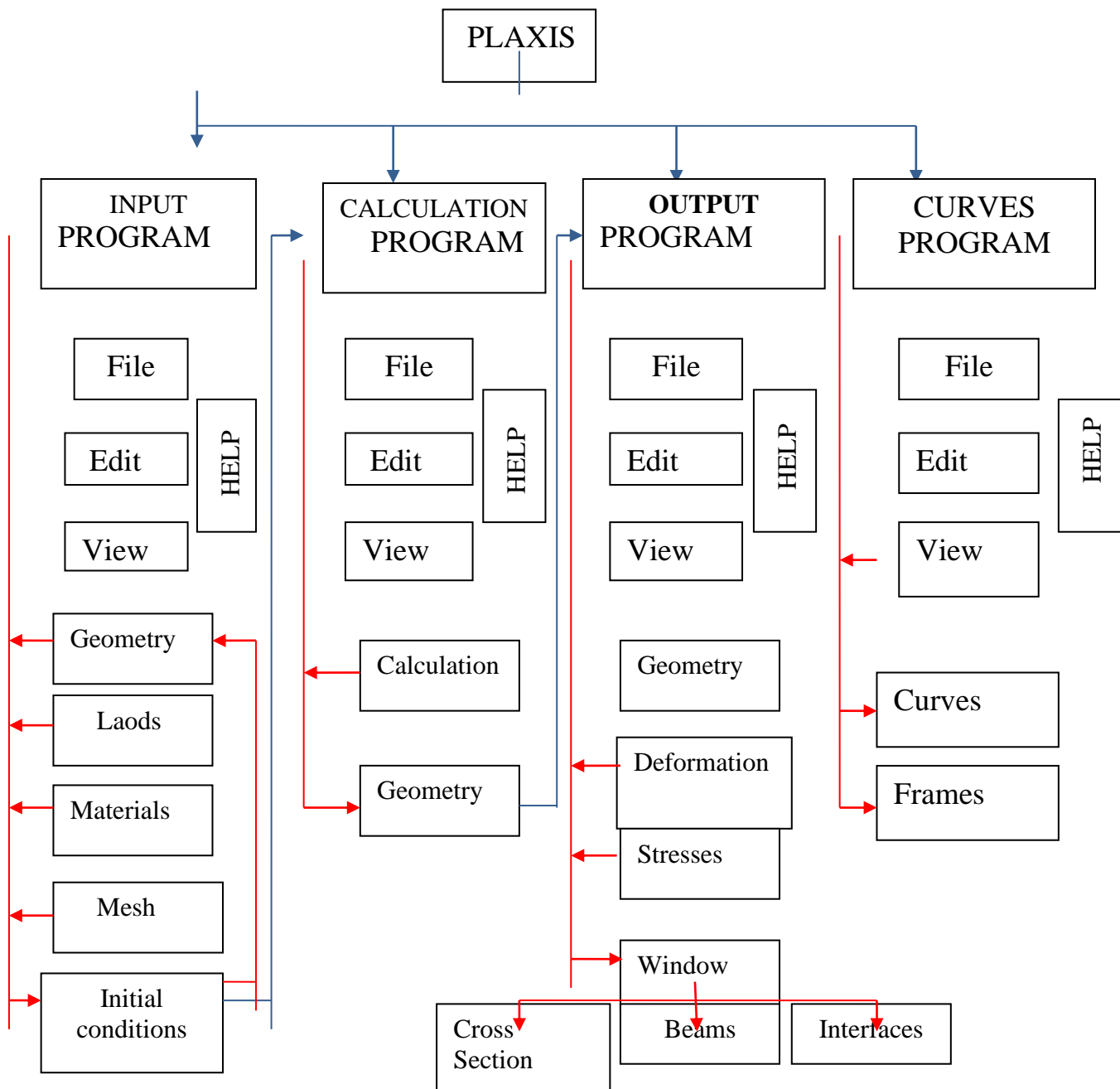


Déformation mesh

· **PLAXIS-Curves**: le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.



Fenêtre de génération de courbe



Organigramme des sous-programmes de code plaxis

IV. Étapes de modélisation avec PLAXIS :

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS

a) Géométrie :

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol.
- L'outil « plate » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction, compression et une résistance en flexion. Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides.

-«Anchor qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments .Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.

- L'outil « Géogrid » sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction, mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion.

Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

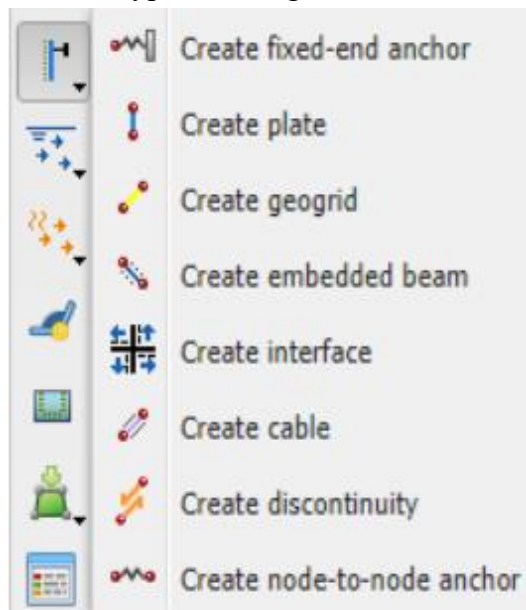
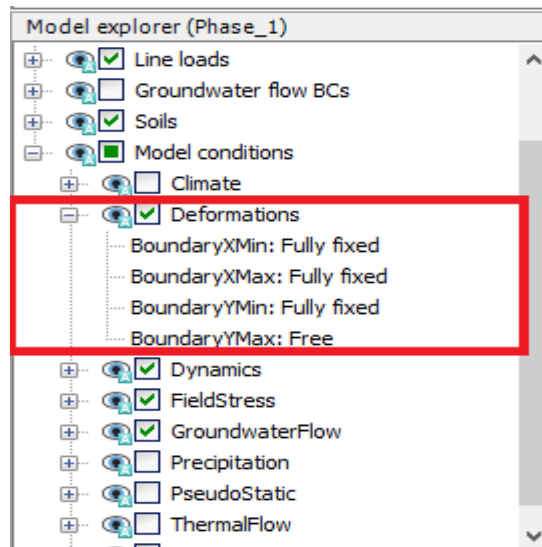


Plate option

b) Condition aux limites :


Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

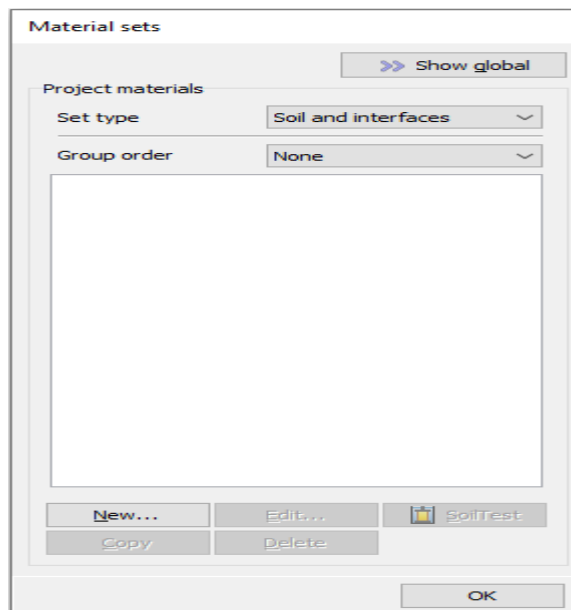
Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, forces ponctuelle, encastrement, glissement, etc.)




Condition aux limites

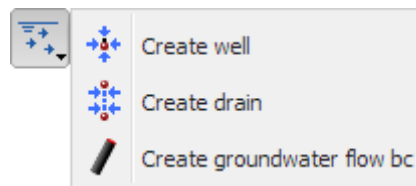
c) Définition des paramètres des matériaux

Ensuite,  L'outil il convient de définir les différentes propriétés, des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogridde, etc....)

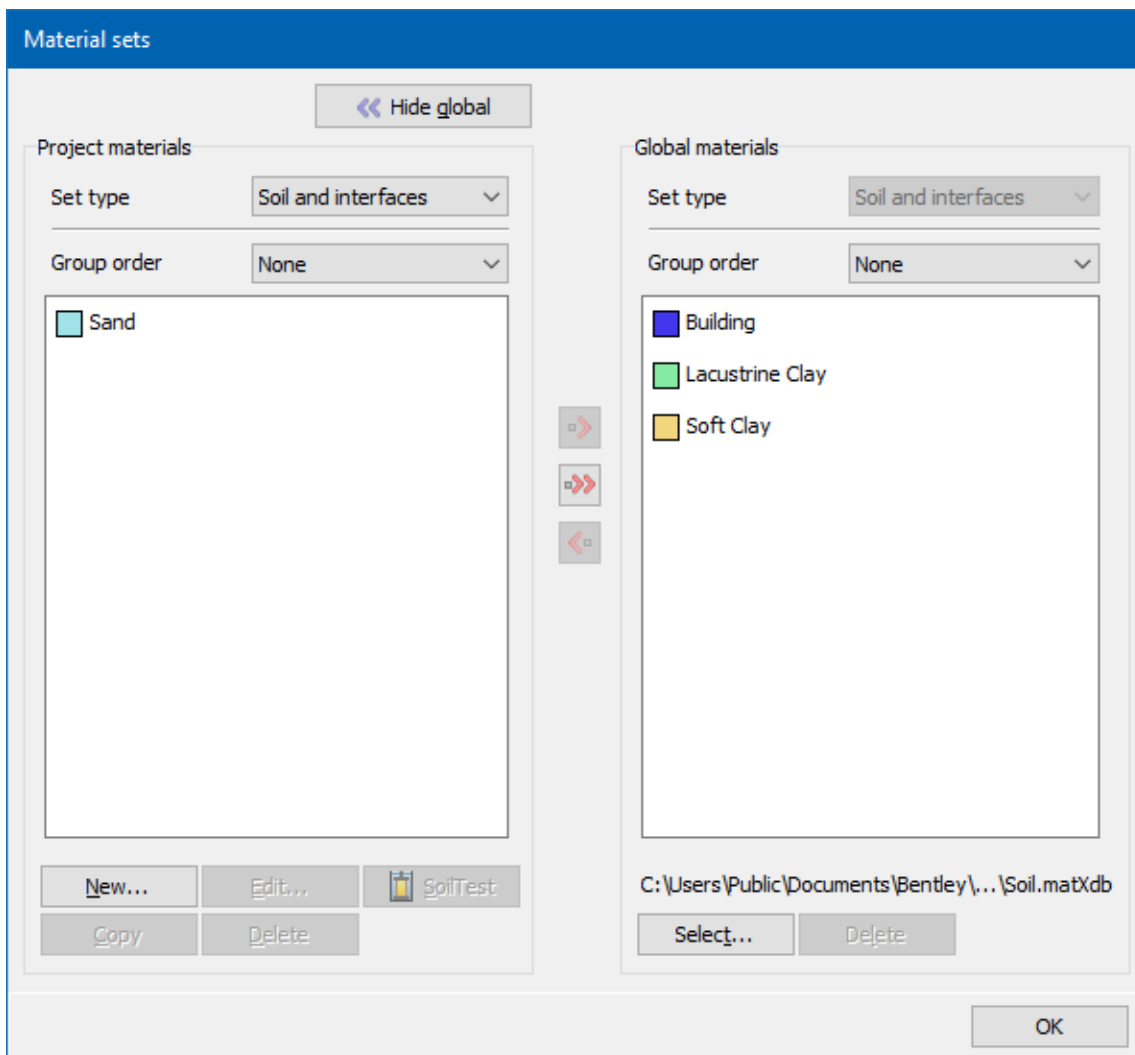


Fenêtre Material sets

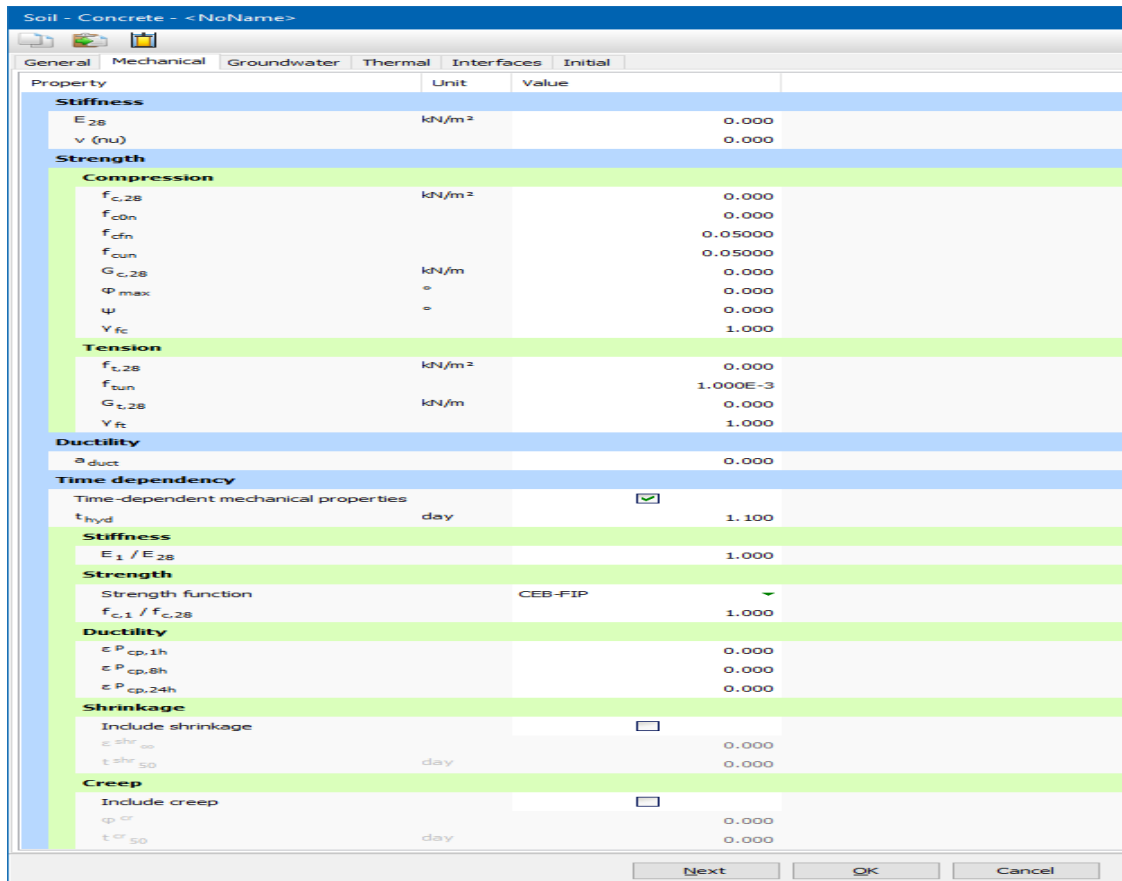
Le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour le sol, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, l'outil  définit le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).



Hydraulique conditions menus




Material sets : Fenêtre montrant le projet et la base de données globale



Le modèle Concret

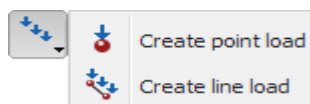
-Définissez la charge distribuée

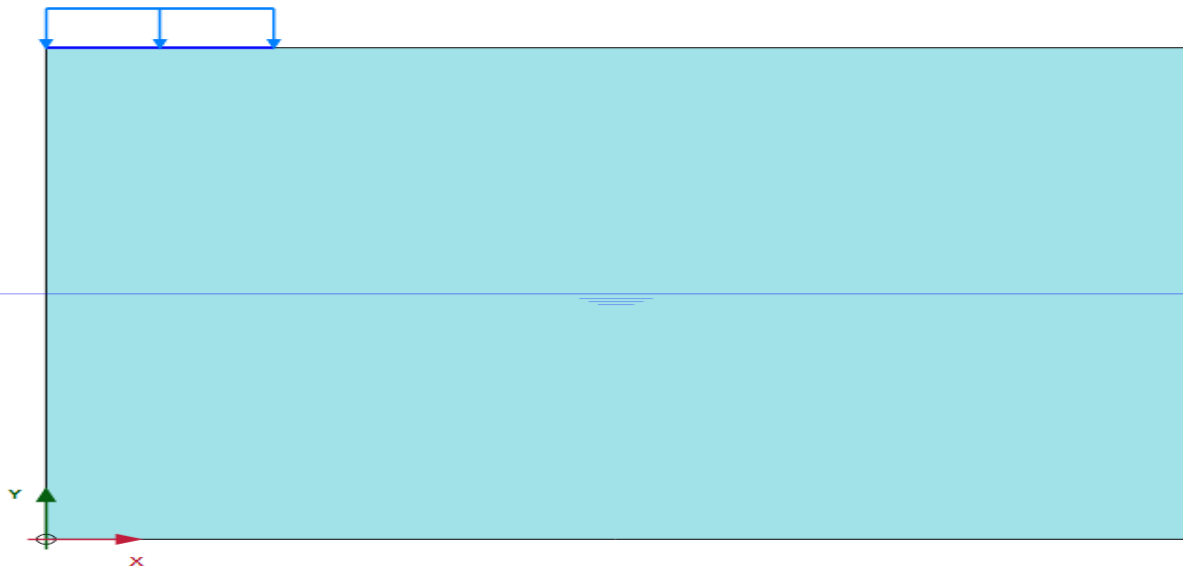
1. Cliquez sur l'outil  Créer un chargement dans la barre d'outils latérale.

Sélectionnez l'option  Créer une charge de ligne dans le menu développé pour définir une charge distribuée.

3. Déplacez le curseur sur et cliquez, puis déplacez le curseur de 5 m vers la droite jusqu'à et cliquez à nouveau. Cliquez avec le bouton droit de la souris pour terminer le dessin.

4. Dans l'explorateur de sélection, attribuez une valeur de à la composante y de la charge ($q_y, start, ref$) comme indiqué





Plaque active et charge dans le modèle

d) Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes. Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et ou contraintes imposés ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « Switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle « initiale pore pressure » permet de définir un niveau de nappe phréatique initiale (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes ;
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

e) Lois de comportement dans PLAXIS

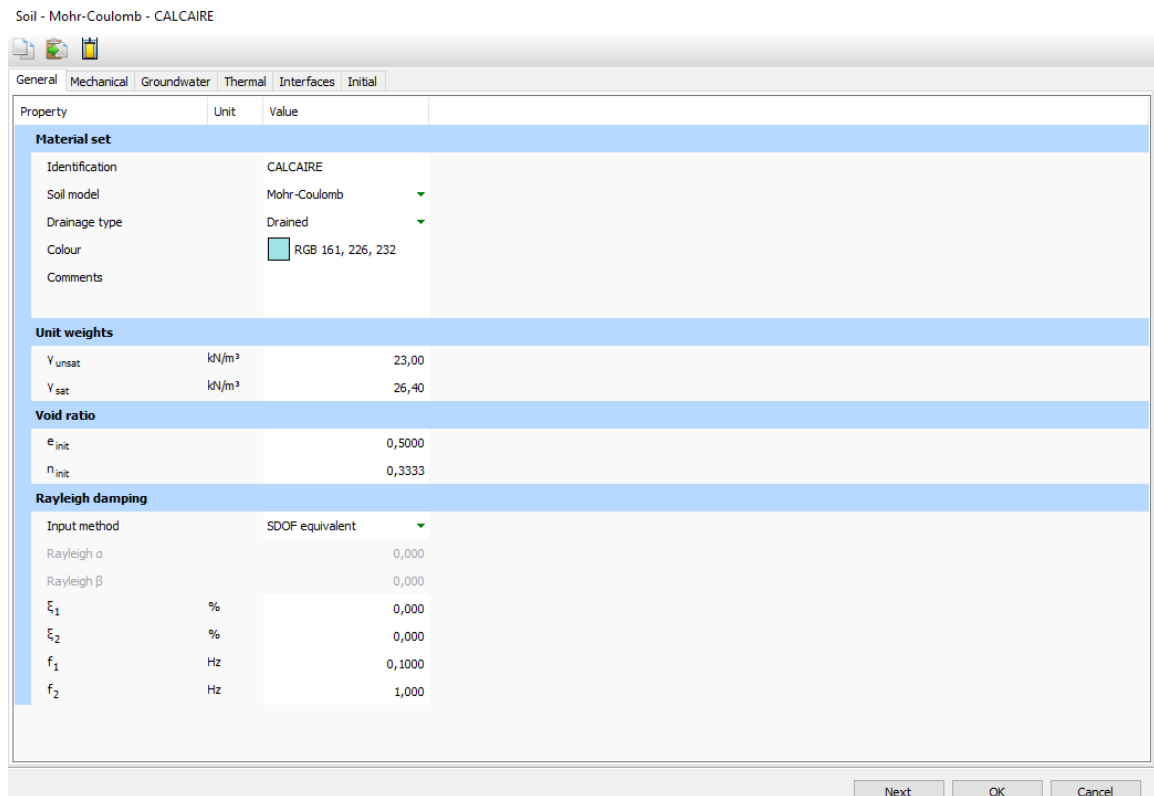
La modélisation du sol a pour objectif de déterminer un modèle de comportement qui permet d'étudier l'évolution de ses caractéristiques physiques et mécaniques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles.

Le premier cas si la surface de charge n'évolue pas (loi élastique parfaitement plastique) Mohr-Coulomb, et le deuxième cas la surface évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique.

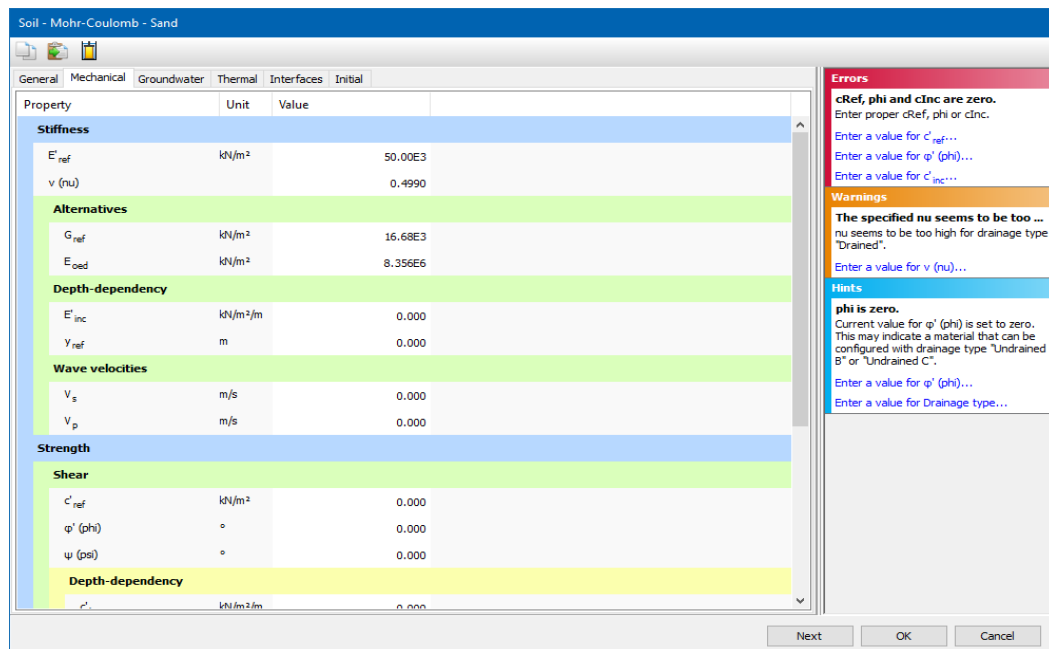
- **Modèle de Mohr-Coulomb**

Est utilisé généralement pour une première approximation du comportement d'un sol nécessite la détermination de cinq paramètres qui sont : le module de Young (E) ; coefficient de Poisson (ν), la cohésion (C), l'angle de frottement (φ), l'angle de dilatanse (ψ)

Les deux premiers (E , ν), sont des paramètres intrinsèques élastiques, et les deux autres (φ , C) sont des caractéristiques mécaniques de résistance. L'angle de dilatanse (ψ) est un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique.



Fenêtre des paramètres du modèle Mohr- Coulomb



Exemple de messages de feedback

- **Modèle élastique linéaire**

Ce modèle représente le modèle classique la loi de Hooke de l'élasticité linéaire isotrope. Le modèle élastique linéaire est trop limitée pour la simulation du comportement du sol. Il est principalement utilisé pour les structures rigides dans le sol.

Il fait données le module de cisaillement G et coefficient de Poisson, l'avantage de module G est être indépendant des conditions de drainage du matériau (G_u) ce qui n'est pas le cas de module d'Young.

Si G est utilisé comme paramètre élastique on a K comme second paramètre. D'une part K_U est infinie $\nu_u=0,5$ et il est moins courant d'emploi G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.


| Property | Unit | Value |
|-------------------------|-------------------|-------------------|
| Material set | | |
| Identification | | CALCAIRE |
| Soil model | | Linear Elastic |
| Drainage type | | Drained |
| Colour | | RGB 161, 226, 232 |
| Comments | | |
| Unit weights | | |
| Y_{unsat} | kN/m ³ | 0,000 |
| Y_{sat} | kN/m ³ | 0,000 |
| Void ratio | | |
| e_{init} | | 0,5000 |
| n_{init} | | 0,3333 |
| Rayleigh damping | | |
| Input method | | SDOF equivalent |
| Rayleigh α | | 0,000 |
| Rayleigh β | | 0,000 |
| ξ_1 | % | 0,000 |
| ξ_2 | % | 0,000 |
| f_1 | Hz | 0,1000 |
| f_2 | Hz | 1,000 |

Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

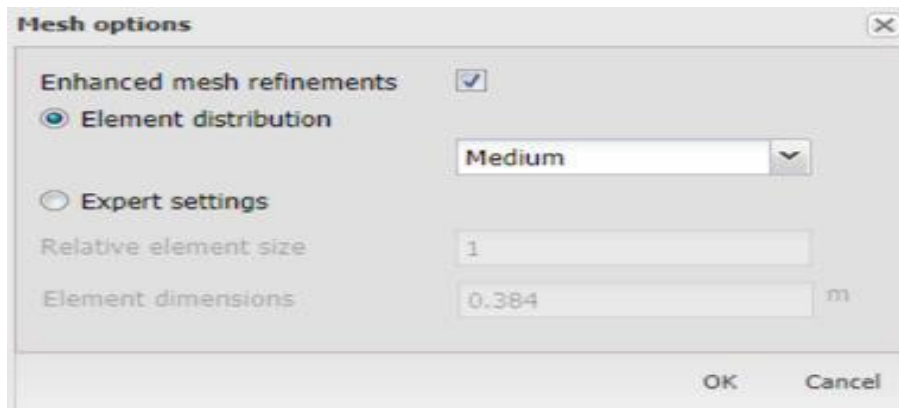
| Property | Unit | Value |
|-------------------------------------|----------------------|------------------------|
| Stiffness | | |
| E'_{ref} | kN/m ² | 0.000 |
| ν (ν_u) | | 0.000 |
| Alternatives | | |
| G_{ref} | kN/m ² | 0.000 |
| E_{oed} | kN/m ² | 0.000 |
| Depth-dependency | | |
| E'_{inc} | kN/m ² /m | 0.000 |
| Y_{ref} | m | 0.000 |
| Wave velocities | | |
| V_s | m/s | 0.000 |
| V_p | m/s | 0.000 |
| Excess pore pressure calcula | | |
| Determination | | v-undrained definition |
| ν_u definition method | | Direct |
| $\nu_{u, equivalent}$ (ν_u) | | 0.4950 |
| Skempton B | | 0.9933 |
| $K_{w, ref}/h$ | kN/m ² | 0.000 |

Le modèle Linear Elastic (comportement drainé)

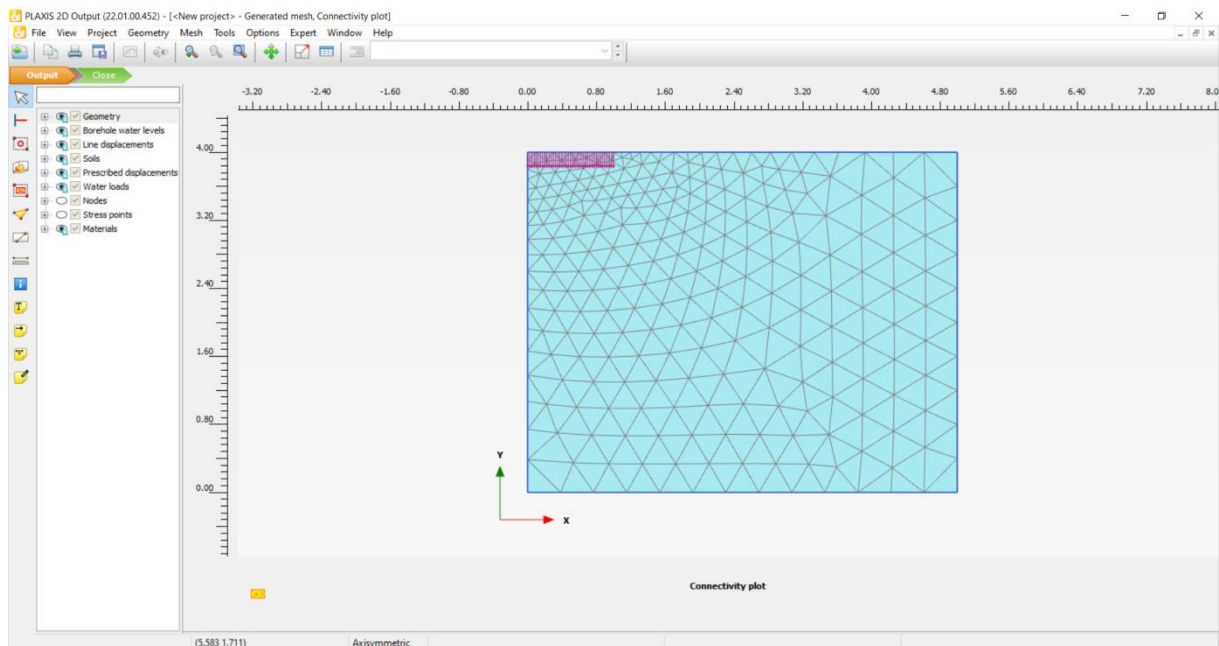
e) Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin très fin). L'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou et le voisinage d'un élément grâce aux options generate mesh .

Une fois le maillage effectuée, il convient de paramétrer les conditions initiales sur le sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.




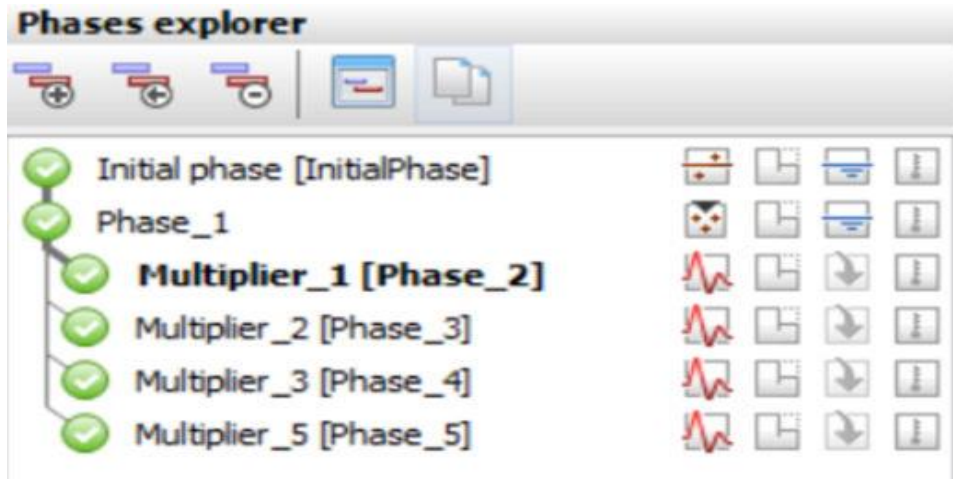
La fenêtre Options de maillage



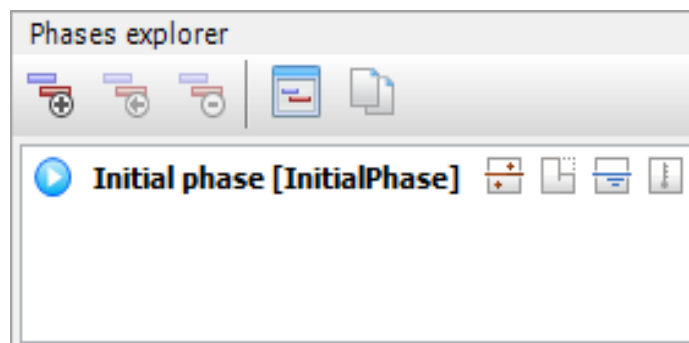
Maillage généré dans la fenêtre Sortie

f) Phase de calcul

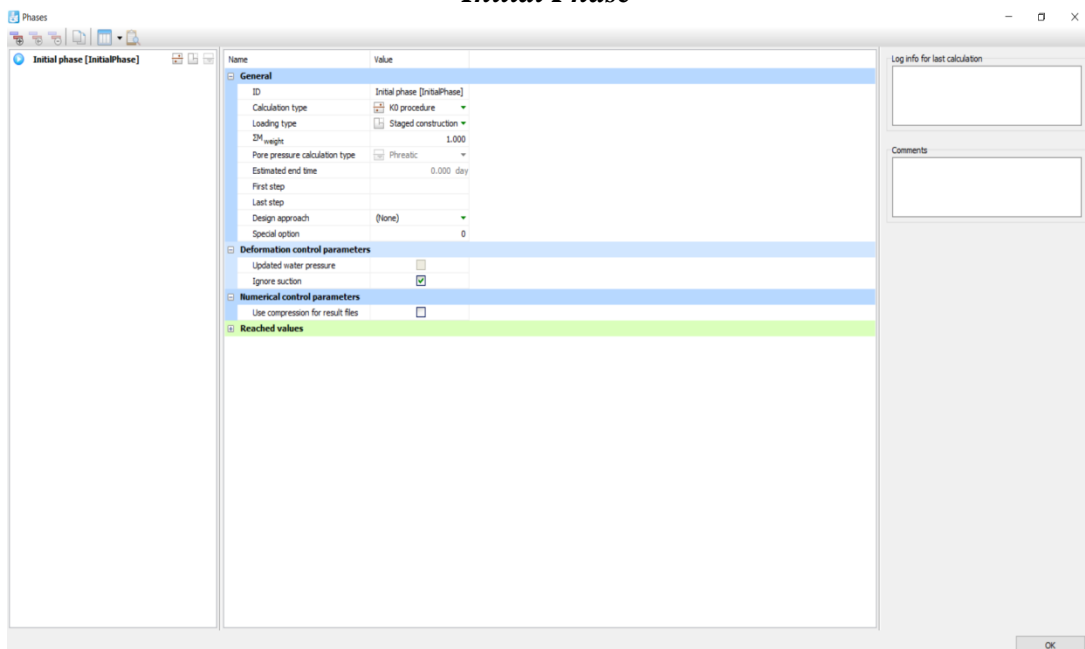
Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton  « calcul » Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Elle permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.




Phases dynamiques générées dans le nouveau projet



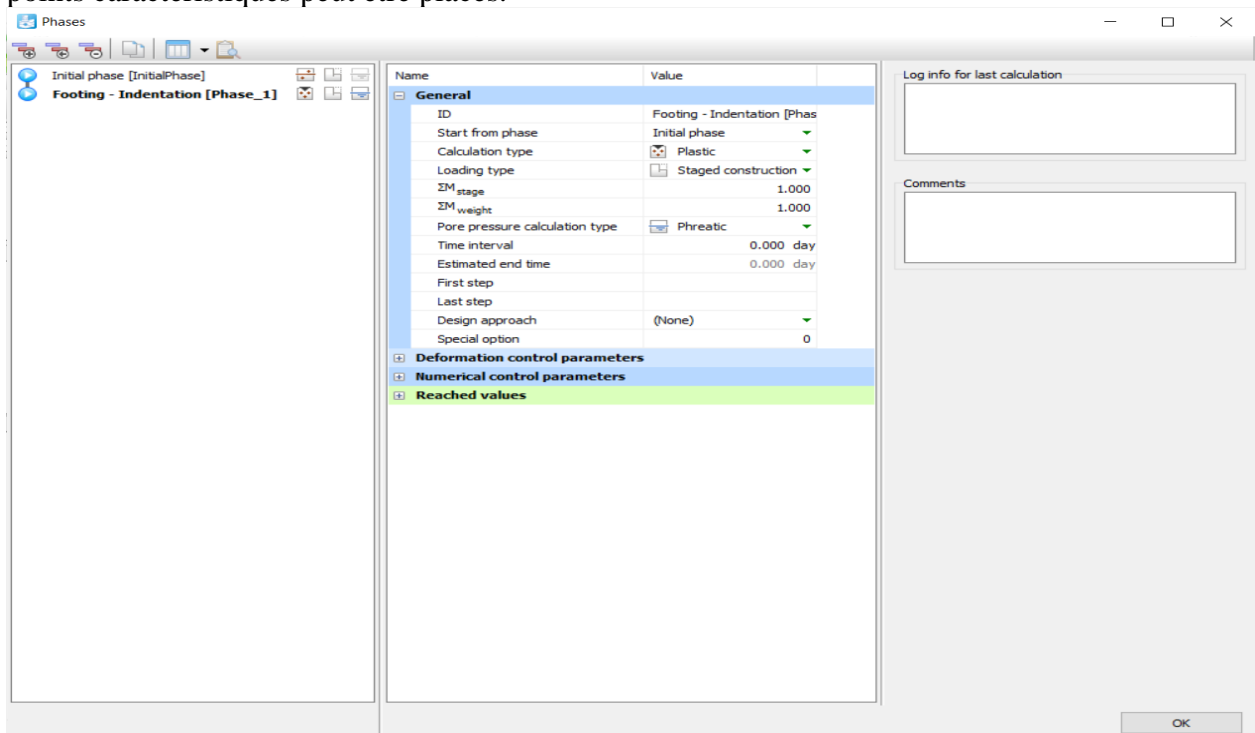
Initial Phase



Fenêtre Phases - Phase initial

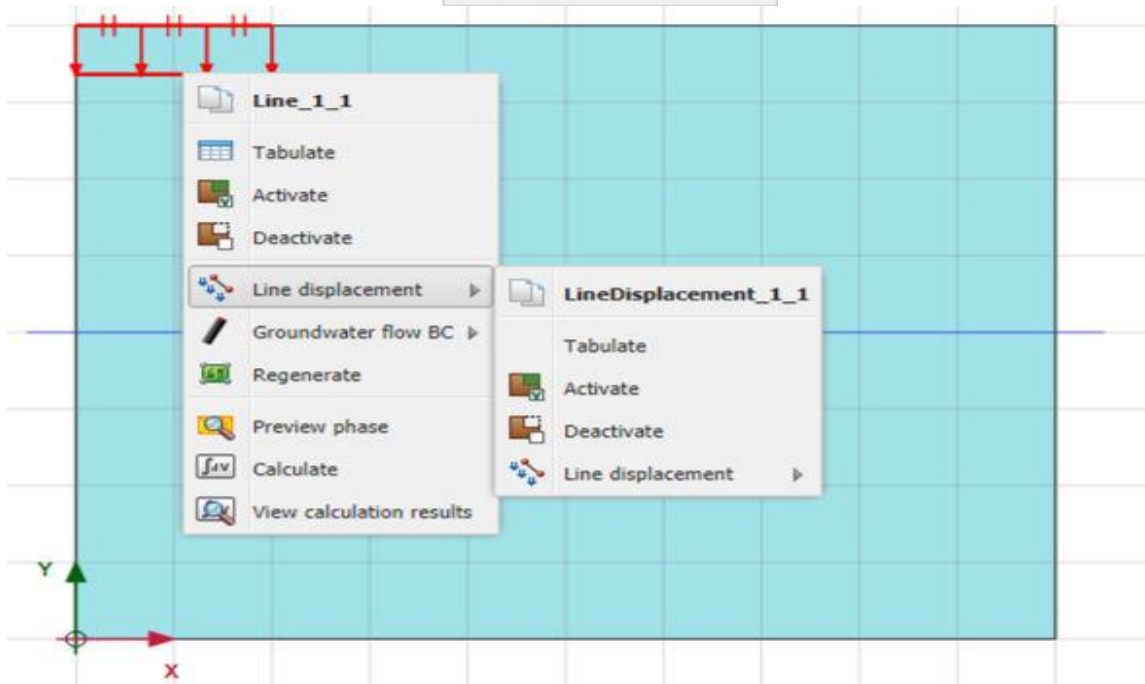
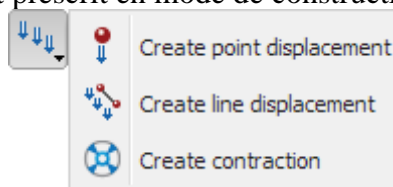
Pour avoir les nouvelles phases de cliquer sur . Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales. D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation. Un certain type de calcul peut être simulé (consolidation, détermination de la facture de

sécurité, déformation plastic, étude dynamique). Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peut être placés.




La fenêtre Phases de la phase de retrait

Pour activation du déplacement prescrit en mode de construction par étapes



Activation du déplacement prescrit en mode de construction par étape


g) Visualisation et analyse des résultats


Plaxis contient l'outil  pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformation (maillage déformé, déplacement et déformation totaux) soit en contrainte (contrainte effective, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

Sélectionnez le menu Déformations > Déplacements totaux > |u|.

Le graphique montre les nuances de couleur des déplacements totaux. La répartition des couleurs est affichée dans la légende sur le côté droit de la parcelle.

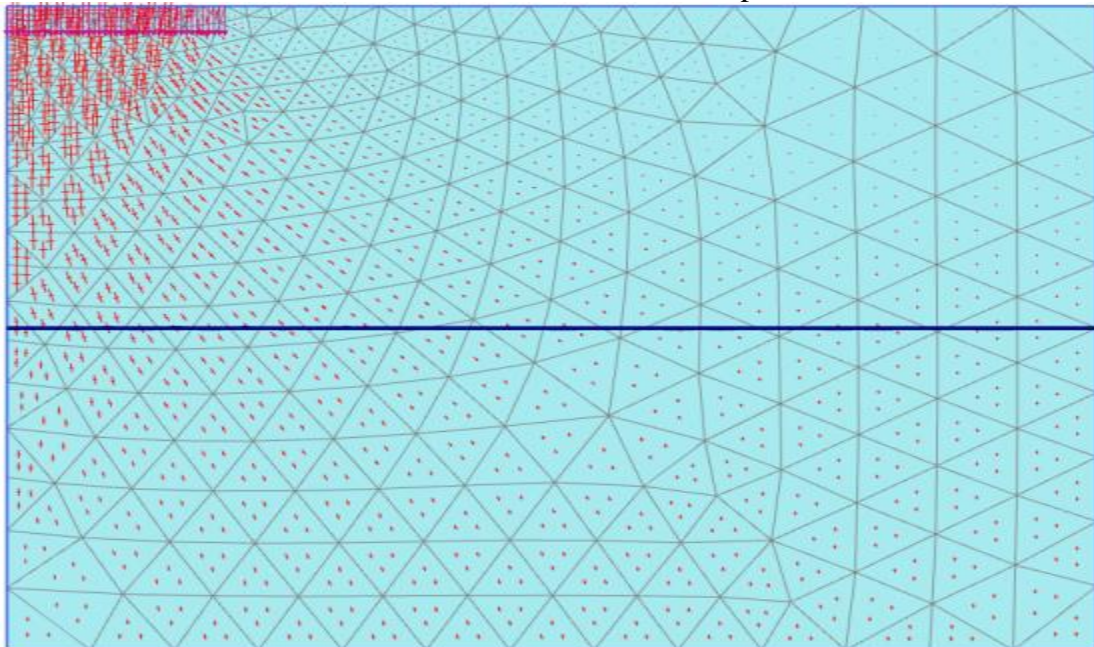
Remarque : La légende peut être activée ou désactivée en cliquant sur l'option correspondante dans le menu Affichage.

La distribution totale du déplacement peut être affichée dans les contours en cliquant sur le bouton  correspondant dans

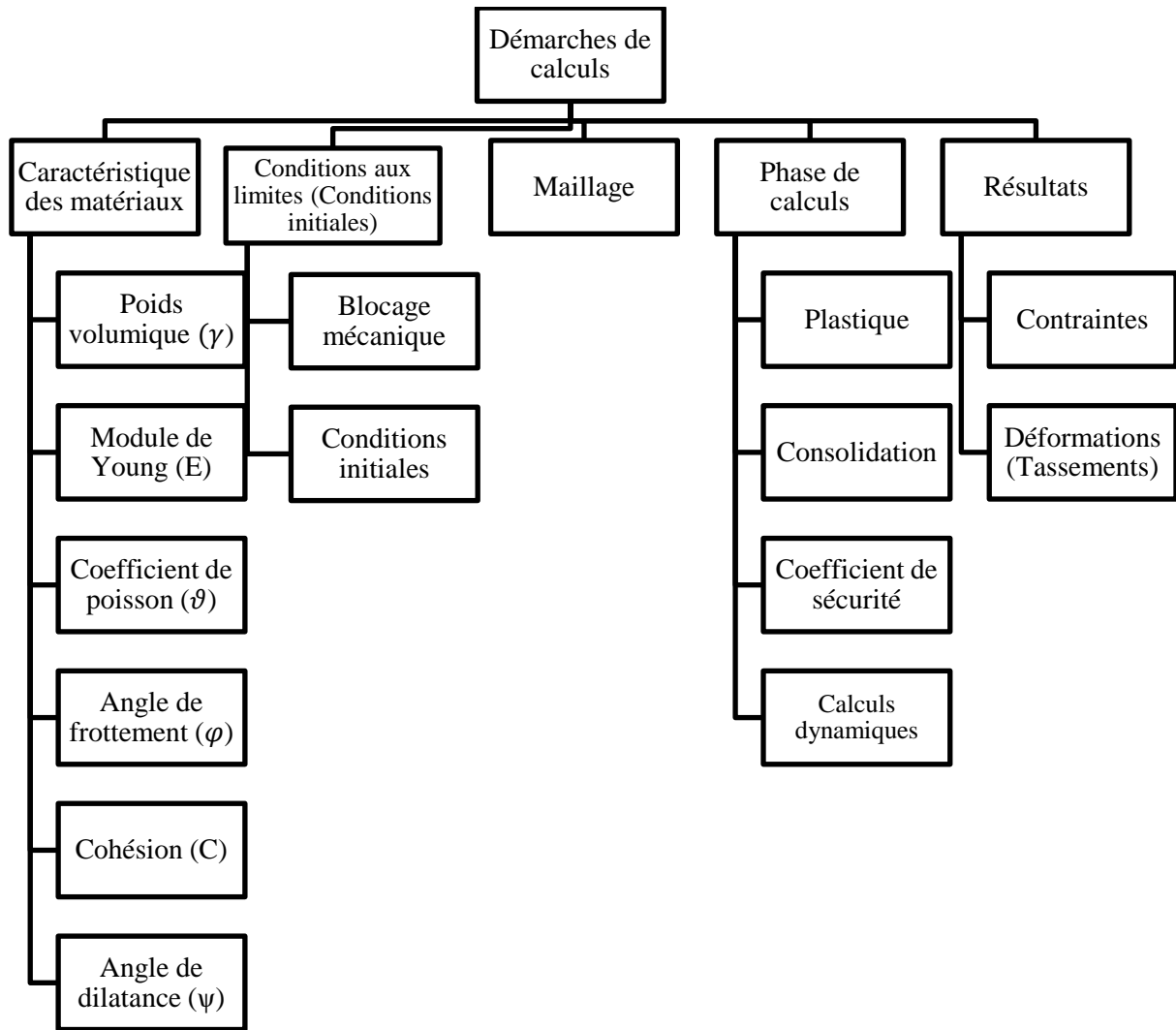
Cliquez sur le bouton Flèches  Le graphique montre les déplacements totaux de tous les nœuds sous forme de flèches, avec une indication de leur magnitude relative.

Cliquez sur le menu Accents > Principaux accents effectifs > Principaux effectifs.

Le graphique montre les principales contraintes effectives aux points de contrainte de chaque élément du sol avec une indication de leur direction et leur ampleur relative



Effective principal stresses



Organigramme de modélisation avec PLAXIS

Annexe B



échantillon de calcaire vacuolaire fissuré



Investigations géophysiques par géoradar



Cavité au niveau du giratoire 2





ouvertures karstiques 2 et 3



travaux d'inspection de volume et continuité des cavités



caisses des sondages pour les anomalies n°2 et 8





matériau drainant (40/100 mm)



géotextile de renforcement