République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude géotechnique de stabilité de la tranchée d'accès au portail ouest de tunnel T3 entre les (Pk 29+950 au pk 30+90) ANNABA BOUCHEGOUF

Présenté par :
BOUHALA Heythem
HAMDI Naserdinne

Encadré par :
Mr NOUIGA Adel
Mr HAMADI Kamel

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ

Remerciement

Avant tout, nous remercions Allah le Tout-Puissant de nous avoir accordé la santé, la force et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadrant, ***Mr. NOUIGA Adel****, pour son accompagnement, sa disponibilité, ses précieux conseils et son soutien tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études.*

Nos sincères remerciements s'adressent également à notre Co-encadrant, ***Mr. HAMMADI Kamel****, pour son aide, ses orientations pertinentes et l'intérêt qu'il a porté à notre travail.*

Nous remercions chaleureusement ***Mr. KHENNOUF Mohamed et Mr. ETTOUIL Aymen*** *pour leur soutien, leur disponibilité et l'aide précieuse qu'ils nous ont apportée durant l'élaboration de ce projet.*

Nous adressons également nos remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire, par leurs conseils, leur assistance ou leurs encouragements.

Enfin, nous exprimons notre reconnaissance à nos enseignants ainsi qu'à tous ceux qui ont participé à notre formation et à notre réussite académique.

À tous, nous adressons nos plus sincères remerciements.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail et exprime ma profonde gratitude à tous ceux qui se sont sacrifiés pour m'offrir les meilleures conditions de réussite et qui m'ont accompagné tout au long de mon parcours.

À ma chère mère,

Ma reine, ma guerrière silencieuse, source de force et de lumière. Tu m'as toujours soutenu dans les moments les plus difficiles. Grâce à ton amour, ta patience et tes innombrables sacrifices, tu as su transformer les obstacles en espoir et les difficultés en motivation. Tu as toujours cru en moi et en mes capacités. Que Dieu te protège, te comble de bonheur, t'accorde une bonne santé et une longue vie.

À mon cher père,

Symbole de courage, de travail et de persévérance. Merci pour tous les sacrifices consentis afin de m'assurer une éducation de qualité et un avenir meilleur. Tes conseils, ton soutien et les valeurs que tu m'as transmises ont toujours été une source d'inspiration. Que Dieu te garde et te récompense pour tout ce que tu as fait pour moi.

À mes frères et sœurs : Chouaib, Haroun, Rania et Nadjet,

Qui ont toujours été à mes côtés par leur affection, leurs encouragements et leur soutien indéfectible.

Une pensée toute particulière à mon grand frère Chouaib, qui n'a jamais cessé de croire en moi. Par son soutien moral, son aide financière et les nombreux sacrifices qu'il a consentis, il m'a permis de poursuivre mon parcours dans les meilleures conditions. Il a toujours considéré ma réussite comme la sienne et mon bonheur comme le sien. Les mots ne suffisent pas pour exprimer toute ma reconnaissance et mon admiration. Que Dieu le récompense abondamment pour tout ce qu'il a fait pour moi.

À mes proches : Salah, Djabellah et Hadjer,

À toi Salah, mon ami d'enfance, tu es bien plus qu'un simple ami. Tu as toujours été présent à mes côtés dans les bons comme dans les mauvais moments. Merci pour ta fidélité, ton soutien et tous les souvenirs que nous avons construits ensemble au fil des années.

À toi Djabellah, je n'oublierai jamais ton soutien lorsque j'ai connu l'échec en deuxième année. Dans une période marquée par le doute et la déception, tu as su me redonner confiance et me rappeler que chaque difficulté est une étape vers la réussite. Merci pour ton encouragement et ta présence constante.

À toi Hadjer, je tiens à t'exprimer ma profonde gratitude pour toute l'aide que tu m'as apportée durant mes études. Ta disponibilité, tes conseils, ton accompagnement et ton soutien dans les moments difficiles ont grandement contribué à mon parcours universitaire. Merci pour ton aide précieuse et pour avoir toujours été présente lorsque j'en avais besoin.

À mon binôme Naser,

Avec qui j'ai partagé ce travail et cette expérience académique. Malgré les difficultés rencontrées tout au long de cette période, nous avons su avancer avec détermination et persévérance afin de mener ce projet à son terme. Je te remercie pour ton sérieux, ta collaboration et les efforts fournis durant la réalisation de ce mémoire.

À mes chers amis : Abdelhadi, Mohamed, Ayoub, Abdellah, Louai, Akrem et Amine,

Avec qui j'ai partagé bien plus qu'un simple parcours universitaire. Vous avez rendu ces années plus belles, plus enrichissantes et remplies de souvenirs inoubliables. Votre amitié, votre soutien et votre présence dans les moments importants ont été d'une grande valeur pour moi. Je vous souhaite à tous une vie pleine de réussite, de bonheur et d'épanouissement.

Enfin,

À toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail et à la réussite de mon parcours universitaire, j'adresse mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance.

Avec toute ma gratitude et mon profond respect.

BOUHALA Heythem.

Dédicace

Avant tout, je tiens tout d'abord de remercier ALLAH de m'avoir donné le courage, la volonté et la patience à la réalisation de ce modeste travail que je dédie :

À celle qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, À toi, chère Maman, pour ta présence, ton éducation, ton soutien et ton amour inconditionnel. J'espère toujours être à la hauteur de tes attentes ;

Mon cher PAPA Aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que j'éprouve pour toi ;

Puisse ce travail être une légère récompense pour vos soutiens moraux et tous vos sacrifices pour assurer mon avenir professionnel ;

À mes frères et sœurs : Mohamed, Salma, Hadjer

À mes grands-parents ; A toute la famille Hamdi

A mes amis proches : Heythem, Akrem, Louai, Imad, Zaki, Riad, Younes, Djabellah ,Mouhammed

À tous mes amis et collègues ; À tous les enseignants qui ont été parmi les formateurs de ce à quoi je suis arrivé actuellement

Vous avez toujours été présents pour les bons conseils.

Votre soutien m'a été d'un grand intérêt au long de mon parcours universitaire. Veuillez trouver dans ce travail ma reconnaissance pour tous vos efforts :

Je vous dis merci !

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة استقرار خندق الوصول إلى البوابة الغربية للنفق **T3**، الواقع على خط السكة الحديدية عنابة – بوشقوف .ويتمثل الهدف الرئيسي من هذا العمل في ضمان سلامة المنشأة واستدامتها بعد أعمال الحفر، في مواجهة مخاطر عدم استقرار المنحدرات. ولمعالجة هذه الإشكاليات الجيوتقنية، ركزت الدراسة على تصميم ونمذجة وتحديد أبعاد حل مختلط ومحسّن للتدعيم.

يعتمد النظام المعتمد على تقنية التدعيم بالمسامير الأرضية المقترنة بطبقة من الخرسانة المرشوشة لتثبيت المنحدرات العلوية، ويُستكمل في الجزء السفلي بجدار من الخوازيق المثبتة بواسطة مراسي شدّ، وذلك من أجل مقاومة ضغوط التربة بفعالية وضمان الاستقرار العام للبنية التحتية.

الكلمات المفتاحية

– الاستقرار.

–الحفر.

– التدعيم المختلط.

– النمذجة العددية.

Résumé

Le mémoire présenté porte sur l'étude de stabilité de la tranchée d'accès au portail Ouest du tunnel T3, situé sur la ligne ferroviaire Annaba – Bouchegouf. L'objectif principal de ce travail est d'assurer la sécurité et la pérennité de l'ouvrage après excavation, face aux risques d'instabilité des talus. Pour remédier à ces problématiques géotechniques, l'étude s'est focalisée sur la conception, la modélisation numérique et le dimensionnement d'une solution de soutènement mixte optimisée. Ce système retenu met en œuvre un clouage associé à un revêtement en béton projeté pour stabiliser les talus supérieurs, complété en partie inférieure par un écran de pieux ancrés afin de reprendre efficacement les poussées du terrain et garantir la stabilité globale de l'infrastructure.

Mots clés

–Stabilité.

– Excavation.

– Soutènement mixte.

– Modélisation numérique.

Abstract

The presented thesis focuses on the stability study of the access trench at the West portal of the T3 tunnel, located on the Annaba – Bouchegouf railway line. The main objective of this work is to ensure the safety and durability of the structure after excavation, mitigating slope instability risks. To address these geotechnical challenges, the study focused on the design, numerical modeling, and dimensioning of an optimized mixed retention solution. The selected system implements soil nailing combined with a shotcrete facing to stabilize the upper slopes, completed in the lower section by an anchored pile wall to effectively withstand earth pressures and guarantee the overall stability of the infrastructure.

Key words

–Stability.

– Excavation.

– Mixed retention.

– Numerical modeling.

Table des matières

Liste des figures I
Liste des tableaux III
Liste des abréviations V
Introduction générale 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.I Introduction 3
I.II Description du projet 3
I.II.1 Situation géographique du projet 3
I.II.2 Objectif du projet 4
I.II.3 Données fonctionnelles 4
I.II.3.1 Tracé en plan 5
I.II.3.2 Profil en long 5
I.II.4 Données naturelles 6
I.II.4.1 Géologie 6
I.II.4.2 Hydraulique 7
I.II.4.3 Cadre climatologique 8
I.II.4.4 La sismicité de la zone 9
I.III Conclusion 9

CHAPITRE II: SYNTHÈSE DE LA CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE

II.I Introduction 11
II.II Synthèse des résultats 11
II.II.1 Contenu de la campagne géotechnique 11
II.II.2 Lithologie des forages 13
II.II.3 Indice RQD (Rock Quality Designation) 15
II.II.4 Niveau piézométrique 16
II.III Essais in situ 16
II.III.1 Essai pressiomètre 16
II.III.2 Essai de pénétration standard 20
II.III.3 Essais de perméabilité LEFRANC 21
II.IV Identification au laboratoire 21
II.IV.1 Essais d'identification physique 21
II.IV.2 Essais chimiques 23
II.IV.3 Essais de comportement mécaniques 23

II.V Détermination des paramètres géotechniques 24
II.V.1 Essai pressiométrique (PMT) 25
II.V.1.1 Cohésion non drainée C_u 25
II.V.1.2 Angle de frottement $\boldsymbol{\varphi}$ 25
II.V.1.3 Détermination de l'angle de frottement interne φ (°) par corrélation avec I_p et W_L 26
II.V.1.4 Justification de la cohésion retenue pour l'argile raide 27
II.VI Paramétrisation du massif 27
II.VII Paramètres géotechniques retenus pour les calculs – modèle géotechnique 28
II.VIII Conclusion 29

CHAPITRE III : PROPOSITION D'UNE SOLUTION DE CONFORTEMENT (APS)

III.I Introduction 31
III.II Approche d'analyse de stabilité de talus 31
III.III Modélisation du talus 33
III.III.1 Profil de La coupe lithologique 33
III.III.2 Hypothèse de calcul 33
III.III.2.1 Paramètres géomécaniques 33
III.III.3 Paramètres de calcul 35
III.III.4 Détails de l'excavation 35
III.III.5 Résultats de la modélisation 35
III.IV Les solutions proposées 36
III.IV.1 Première solution 37
III.IV.1.1 Modélisation de la solution N° 01 38
III.IV.1.2 Cas statique 38
III.IV.1.3 Cas dynamique 38
III.IV.1.4 Interprétation des résultats 39
III.IV.1.4.1 Évaluation approximative des couts 40
III.IV.2 Deuxième solution 40
III.IV.2.1 Modélisation de la solution N° 02 41
III.IV.2.2 Cas statique 42
III.IV.2.3 Cas dynamique 42
III.IV.3 Analyse multicritère et choix de la solution 44
III.IV.3.1 Comparaison des solutions de confortement 44
III.V Conclusion 47

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA SOLUTION RETENUE(APD)

IV.I Introduction 49
IV.II Normes et documents de référence 49
IV.III Hypothèses générales 50
IV.III.1 Classe de conséquence 50
IV.III.2 Catégorie géotechnique 50
IV.III.3 Durée d'utilisation 51
IV.IV Profil de calcul 51
IV.V Critères de justification de la stabilité de l'ouvrage : 53
IV.VI Calculs de stabilité 54
IV.IV.1 Approche de calcul 54
IV.IV.2 Caractéristiques des éléments structuraux 55
IV.V Paroi clouée 56
IV.V.1 Stabilité mixte et générale 56
IV.V.2 Phasage de réalisation de la paroi clouée 58
IV.VI Stabilité interne 59
IV.VI.1 Résistance d'interaction sol – renforcement 59
IV.VI.1.1 Vérification de Poinçonnement 60
IV.VII Paroi de pieux tirantée 63
IV.VII.1 Vérification du défaut de butée 63
IV.VII.1.1 Principe général 63
IV.VII.2 Modèle d'interaction sol structure (MISS) 64
IV.VII.2.1 Modèles d'équilibre limite (MEL) 65
IV.VII.2.2 Résistance de la structure de l'écran - Calcul BA 66
IV.VII.2.3 Lierne 69
IV.VII.2.4 Stabilité de l'appui – Tirant d'ancrage 70
IV.VIII.2.5 Vérification de la stabilité du massif d'ancrage 73
IV.VIII Devis quantitatif et estimatif 74
IV.IX Phasage de réalisation 75
Conclusion générale 77
Références bibliographique 80
Annexe A 82
Annexe B 116
Annexe C 168
Annexe D 209

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1 : *Situation du projet sur une image satellite. 3*
Figure I.2 : *Vue satellite sur localisation de la commune de Chihani. 4*
Figure I.3 : *Tracé en plan. De la tranchée ouverte d'entrée au tunnel T3. ..... 5*
Figure I.4 : *Profil en long de la tranchée ouverte d'entrée au tunnel T3. ..... 5*
Figure I.5 : *Ensemble géologique du Nord de l'Algérie. 6*
Figure I.6 : *Carte géologique locale de la région d'étude. 7*
Figure I.7 : *Contexte géologique de la région d'étude. 7*
Figure I.8 : *Températures moyennes mensuelles de la wilaya (Weather Spark). 8*
Figure I.9 : *Zonage sismique de l'Algérie : zoom sur zones I à VI (RPA 2024. ..... 9*

CHAPITRE II: SYNTHÈSE DE LA CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE

Figure II.1 : *l'implantation des investigations réalisées aux alentours de la tranchée. 12*
Figure II.2 : *Vue en plan de l'implantation des investigations géotechniques réalisées aux abords du portail du tunnel T3. ..... 12*
Figure II.3 : *Caisses de sondage représentatives des trois unités géotechniques identifiées sur le site. 15*
Figure II.4 : *Abaque pressiométrique de Ménard utilisé pour la détermination du coefficient rhéologique α. 18*
Figure II.5 : *Classification des roches et des sols à l'aide de leurs caractéristiques pressiométrique. 20*
Figure II.6 : *Profil lithologique de la zone d'étude avec localisation des sondages réalisés. 24*
Figure II.7: *Abaques de Stark et Hussain. 26*
Figure II.8 : *Abaques de Stark et Hussain. 27*

CHAPITRE III : PROPOSITION D'UNE SOLUTION DE CONFORTEMENT(APS)

Figure III.1 *: Schéma illustratif du mécanisme d'instabilité générale du site. 31*
Figure III.2 : *Massif glissant devisée en 12 tranches 32*
Figure III.3 : *lithologie du profile. 33*
Figure III.4 : *Modélisation de l'excavation sans dispositif de soutènement. 35*
Figure III.5 : *Résultats de la modélisation de stabilité du talus en condition non soutenue. . 36*
Figure III.6 : *Modélisation de la solution de stabilisation du talus par clouage associée à un revêtement en béton projeté. 37*
Figure III.7: *Modélisation numérique de la solution de stabilisation du talus par clouage du sol et revêtement en béton projeté. 38*
Figure III.8 : *Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1 cas statique. 38*
Figure III.9 : *Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1 cas dynamique. 39*
Figure III.10 : *Modélisation de la solution de soutènement mixte par clouage en partie supérieure et écran de pieux ancrés en partie inférieure. 41*

Figure III.11 : *Modélisation de l'écran de pieux et tirants d'ancrage associé à un système de clouage en partie supérieure.* *41*
Figure III.12 : *Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2 cas statique.* *42*
Figure III.13 : *Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2 cas dynamique.* *43*
Figure III. 14: *Vue aérienne du site du projet à Chihani, montrant son environnement agricole et résidentiel.* *46*

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA SOLUTION RETENUE(APD)

Figure IV.1 : *Profil P01 AA – écran tirant.* 51
Figure IV.2 : *Profil P02 BB – écran tirant.* *52*
Figure IV.3 : *Profil P03 CC – écran auto stable.* *52*
Figure IV.4 : *Profil P04 DD* *53*
Figure IV.5 : *Vérification de la stabilité mixte (situation fondamentale) du PROFIL 01.* *58*
Figure IV.6 : *Vérification de la stabilité mixte (cas sismique) du PROFIL 01.* *58*
Figure IV.7 : *Etapes de réalisation d'un ouvrage en sol cloué (NF P 94 270).* *59*
Figure IV.8 : *Abaque (q_s,p_l) pour des clous scellés par injection gravitaire dans les argiles* *60*
Figure IV.9 : *Distribution des pressions de butée de calcul Bt,d et de mobilisation Bm,d devant l'écran.* *64*
Figure IV.10 : *Diagrammes des efforts internes de profil plus critique ST fondamental.* *68*
Figure IV.11 *: Détails du ferraillage des profils P01, P02 et P03.* *69*
Figure IV.12 : *Détail du ferraillage du lierne en béton armé.* *70*

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I.1 : *Tableau* récapitulatif des températures de la wilaya (Weather Spark)..... 8

CHAPITRE II: SYNTHÈSE DE LA CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE

Tableau II.1 : *lithologie des forages- Tranchées ouverte d'entrée (côté nord-ouest).* *13*
Tableau II.9 : *Résultats du ratio RQD à partir des sondages carotte.* *15*
Tableau II.2 : *Les résultats de l'essai pressiométrique des sondages S1.* *16*
Tableau II.3 : *Les résultats de l'essai pressiométrique des sondages S1bis* *17*
Tableau II.4 : *Les modules d'élasticités extraits de module pressiométrique des sondages S1* *18*
Tableau II.5 : *Les modules d'élasticités extraits de module pressiométrique des sondages S1bis.* *19*
Tableau II.6 : *Résultats des essais de pénétration standard (SPT) réalisés au niveau du sondage BH-C-S1.* *20*
Tableau II.7 : *Résultats des essais de pénétration standard (SPT) réalisés au niveau du sondage BH-C-S2* *20*
Tableau II.8 : *Aperçu des résultats des essais Lefranc.* *21*
Tableau II.10 : *Paramètre d'identification au laboratoire* *21*
Tableau II.11 : *Résultats d'analyse chimique.* *23*
Tableau II.13 : *Caractéristiques géomécaniques des couches.* *28*

CHAPITRE III : PROPOSITION D'UNE SOLUTION DE CONFORTEMENT(APS)

Tableau III.1 : *caractéristiques géotechniques des couches.* *34*
Tableau III.2 : *Coefficient d'accélération de zone A.* *35*
Tableau III.3 : *Résultats facteur de sécurité (statique).* *38*
Tableau III.4 : *Résultats facteur de sécurité (dynamique).* *39*
Tableau III.5 : *Évaluation approximative des couts de la solution N° 01.* *40*
Tableau III.6 : *Résultats facteur de sécurité (statique).* *42*
Tableau III.7 : *Résultats facteur de sécurité (dynamique).* *43*
Tableau III.8 : *Évaluation approximative des couts de la solution 2.* *44*
Tableau III.9 *: Analyse multicritère* *45*

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA SOLUTION RETENUE(APD)

Tableau IV.1 : *Classes de conséquences (NF P94-270).* *50*
Tableau IV.2 : *Catégories géotechnique et bases des justifications en fonction des classes de conséquence et des conditions de site (NF P94-270)* *50*
Tableau IV.3 : *Durée indicative d'utilisation de projet (NF P94-270).* *51*

Tableau IV.4 : *Vérifications minimales à faire aux états-limites ultimes pour les situations de projet durables ou transitoires les plus défavorables en cours de construction et d'exploitation.* *53*
Tableau IV.5 : *Coefficients de sécurité pondérateurs- Approche 3 (NF P 94-270).* *54*
Tableau IV.6 : *Coefficients de sécurité pondérateurs- Approche 2 (NF P 94-282).* *54*
Tableau IV.7 : *Caractéristique des clous.* *55*
Tableau IV.8 : *Caractéristiques techniques des tirants d'ancrage retenus pour le dimensionnement de la paroi de pieux tirantée.* *55*
Tableau IV.9 *caractéristiques du béton armé* *55*
Tableau IV.10 : *Paramètres retenus pour le dimensionnement des pieux de l'écran de soutènement.* *56*
Tableau IV.11 : *Résultats des calculs de stabilité.* *57*
Tableau IV.12 : *Vérification de la résistance du parement* *61*
Tableau IV.13 : *Vérification de l'épaisseur de la platine.* *61*
Tableau IV.14 : *Récapitulatif des efforts* *62*
Tableau IV.15 : *Récapitulatif du ferraillage* *62*
Tableau IV.16 : *Vérifications minimales de stabilité d'une paroi de pieux tirantée aux états limites ultimes selon la NF P 94-282.* *63*
Tableau IV.17 : *Valeurs des coefficients partiels de sécurité* γ_E *et* γR *selon l'approche de calcul 2 de la norme NF P 94-282.* *64*
Tableau IV.18 : *Vérification du défaut de buté.* *65*
Tableau IV.19 : *Valeur de protection des armatures.* *67*
Tableau IV.20 : *Tableau récapitulatif des efforts obtenus au niveau des pieux* *67*
Tableau IV 21 : *Ferraillage des pieux.* *68*
Tableau IV.22 : *Tableau récapitulatif des efforts obtenus au niveau les liernes.* *69*
Tableau IV.23 : *Ferraillage des liernes* *70*
Tableau IV.24 : *Vérification de la résistance en traction des tirants d'ancrage.* *71*
Tableau IV.25 : *Valeurs du facteur partiel de modèle* γRd *pour la vérification de la résistance à l'arrachement des tirants d'ancrage selon la NF P 94-282.* *72*
Tableau IV.26 : *Vérification de la résistance de l'interaction sol/tirant – Phase durable et sismique* *72*
Tableau IV.27 : *Stabilité du massif d'ancrage* *73*
Tableau IV.28 : *Devis quantitatif et estimatif.* *74*

Liste des abréviations

SPT : Standard Pénétration Test.

E_M : Module pressiométrique du sol.

E : Module de Young.

Pl : Pression limite.

α : Coefficient rhéologique du sol

K : Coefficient de perméabilité du sol

WP (%**) :** Limite de plasticité

WL(%) : limite de liquidité

IP : Indice de plasticité

Pd (t/m^3) : Densité sèche

φ : : Angle de frottement du sol.

Rc : Résistance à la compression.

Cc : Coefficient de compressibilité.

Cg : Coefficient de gonflement.

Cu (kPa) : Cohésion non drainée du sol.

PMT : Essai pressiométrique Ménard.

Pl (MPa) : Pression limite.

P0 (MPa) : Pression initiale.

F_S : Facteur de sécurité.

KH : Coefficient horizontal de séisme.

KV : Coefficient vertical de séisme.

DA : Dinar algérien.

ELU : État Limite Ultime

APS : Avant-Projet Sommaire

APD **:** Avant-Projet Détaillé

PK **:** Point Kilométrique

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La réalisation des tranchées ouvertes d'accès aux tunnels pose souvent des problèmes de stabilité liés aux conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques du site. Ces conditions peuvent rendre la stabilité des talus difficiles à assurer. Ainsi, les instabilités de terrain représentent un enjeu important dans les projets d'infrastructures, car elles peuvent affecter la sécurité des travaux et la durabilité des ouvrages.

Ce travail de fin d'études porte sur l'étude de la stabilité de la tranchée ouverte d'accès au portail ouest du tunnel T3, située entre les PK 29+950 et PK 30+090 de la ligne ferroviaire minière Annaba–Tébessa, ainsi que sur la proposition des solutions de confortement adaptée. L'étude de stabilité a été réalisée conformément aux normes en vigueur et à l'aide des logiciels GEO5 et K-REA, afin d'évaluer la sécurité des talus et d'identifier les risques de rupture. En tenant compte des contraintes techniques, économiques et environnementales du site.

Le projet de la ligne ferroviaire minière Annaba–Tébessa s'inscrit dans le développement du réseau ferroviaire national, dans le but de faciliter le transport des ressources minières. Le projet se situe sur le tronçon Annaba–Bouchegouf et comprend plusieurs ouvrages souterrains permettant de franchir les reliefs du tracé. Parmi ces ouvrages, on trouve le tunnel T3, dont le portail ouest est situé dans la commune de Chihani, wilaya d'El Tarf, au nord-est de l'Algérie. Cette région présente un relief accidenté et une activité agricole importante, ce qui rend nécessaire une bonne prise en compte des conditions du site.

Le présent mémoire est organisé en quatre principaux chapitres. Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet et de la zone d'étude, en précisant sa localisation ainsi que ses principales caractéristiques. Le deuxième chapitre porte sur la synthèse de la reconnaissance géotechnique réalisée sur le site ; il présente les différentes investigations effectuées, les résultats obtenus ainsi que leur interprétation. Ce chapitre se termine par l'établissement du modèle géotechnique et la définition des paramètres des différentes couches du terrain. Le troisième chapitre est dédié à la proposition des solutions de confortement au stade d'avant-projet sommaire (APS). Il présente l'étude de stabilité réalisée à l'aide du logiciel GEO5, ainsi que les deux variantes de confortement envisagées. Une analyse multicritère est ensuite menée afin de sélectionner la solution la plus adaptée au contexte du projet. Enfin, le quatrième chapitre traite du dimensionnement détaillé de la solution retenue au stade d'avant-projet détaillé (APD). Les différentes vérifications sont réalisées à l'aide du logiciel K-REA, conformément aux normes en vigueur, afin de garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DU PROJET

I.I Introduction

Les infrastructures ferroviaires constituent un levier essentiel pour le développement économique et l'amélioration des réseaux de transport. Dans les zones à relief accidenté, la réalisation d'ouvrages souterrains tels que les tunnels permet d'assurer la continuité du tracé tout en limitant les contraintes topographiques.

Le présent projet s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la ligne ferroviaire minière Annaba–Bouchegouf. L'étude porte sur la stabilité géotechnique de la tranchée ouverte d'accès au portail ouest du tunnel T3, un ouvrage stratégique du tracé. Cette zone, soumise à des conditions géologiques et géotechniques particulières, nécessite une analyse approfondie afin d'évaluer le comportement des terrains excavés et de garantir la sécurité ainsi que la pérennité de l'ouvrage.

I.II Description du projet

I.II.1 Situation géographique du projet

Le projet étudié s'inscrit dans le cadre du lot n°1 de la ligne ferroviaire minière Annaba – Bouchegouf – Tébessa – Djebel Onk – Bled El Hedba**,** plus précisément sur le tronçon **Annaba – Bouchegouf**, d'une longueur d'environ **54 km**.

Le site d'étude est situé dans la commune de **Chihani**, au sein de la wilaya d'El Tarf, à l'extrême nord-est de l'Algérie, en limite avec la wilaya de Guelma. Grâce à sa position stratégique entre les plaines intérieures et les premiers reliefs de l'Atlas Tellien oriental, cette commune présente un territoire diversifié composé de zones agricoles, d'espaces boisés et de secteurs urbanisés en développement, faisant d'elle un point de passage important pour le tracé de la ligne ferroviaire.

Figure I.1 : *Situation du projet sur une image satellite.*

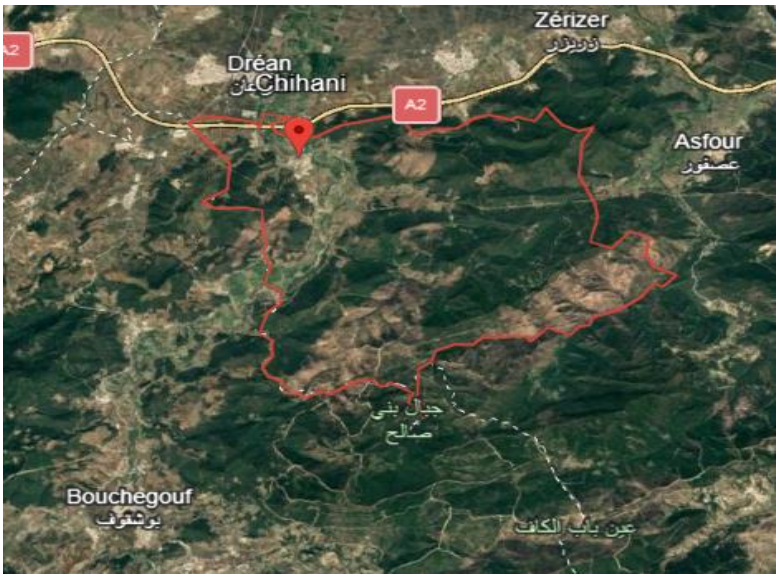


Figure I.2 : *Vue satellite sur localisation de la commune de Chihani.*

I.II.2 Objectif du projet

La réalisation du tunnel T3 et de la tranchée ouverte d'accès constitue un élément essentiel dans le cadre du projet de la ligne ferroviaire minière reliant Annaba à Bouchegouf. Cet ouvrage permet d'assurer la continuité du tracé ferroviaire à travers une zone de relief accidenté et joue un rôle important dans l'amélioration de la performance et de la sécurité de la ligne minière.

Les objectifs principaux de cet ouvrage peuvent être résumés comme suit :

- Assurer la **continuité du tracé ferroviaire** dans une zone caractérisée par un relief accidenté grâce à la réalisation du tunnel T3.
- Faciliter le **transport des ressources minières**, notamment les phosphates, depuis les zones d'exploitation vers les installations industrielles et portuaires.
- Garantir un **accès sécurisé au tunnel** à travers la réalisation d'une **tranchée ouverte** permettant la transition entre le terrain naturel et l'ouvrage souterrain.
- Permettre la **mise en place des équipements et des opérations de creusement du tunnel** grâce à une plateforme adaptée au niveau de la tranchée ouverte.
- Assurer la **stabilité des terrains excavés au niveau de la tranchée ouverte** afin de garantir la sécurité des travaux et la durabilité de l'ouvrage.
- Contribuer au **développement et à l'efficacité du transport ferroviaire minier** dans l'est de l'Algérie.

I.II.3 Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles regroupent l'ensemble des paramètres géométriques et techniques nécessaires à la conception et à l'intégration de l'ouvrage dans le projet ferroviaire.

Elles comprennent notamment le tracé en plan, le profil en long, les caractéristiques altimétriques et planimétriques de la voie ainsi que les contraintes liées à l'exploitation ferroviaire.

Ces éléments permettent de définir les conditions de franchissement, d'assurer la continuité du tracé et de garantir la compatibilité de l'ouvrage avec les exigences fonctionnelles et réglementaires du projet.

I.II.3.1 Tracé en plan

L'axe de la tranchée ouverte d'entrée s'étend entre PK29+950 et PK30+090 avec un rayon 800m

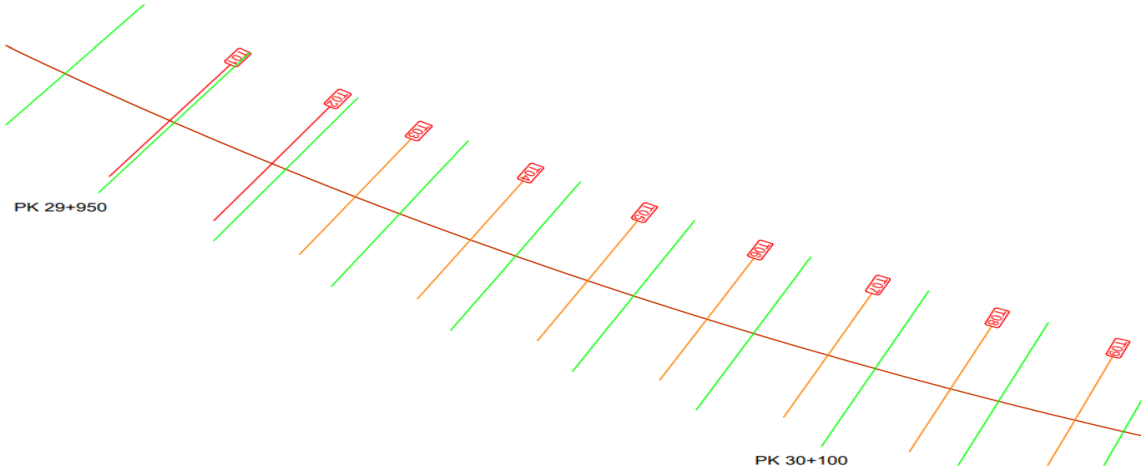


Figure I.3 : *Tracé en plan. De la tranchée ouverte d'entrée au tunnel T3.*

I.II.3.2 Profil en long

Le profil en long du tronçon étudié présente une plateforme ferroviaire dont les altitudes varient entre 54,7 m et 55,8 m. Le terrain traversé se situe dans un relief collinéen présentant une pente longitudinale relativement continue, variant d'environ 10 % à 20 %.

Les altitudes du terrain naturel y évoluent de ZTN = 58,0 (minimum) à ZTN = 77,6 (maximum), ce qui se traduit par une hauteur de déblai au droit de la tranchée comprise entre 3,3 m et 21,8 m, la valeur maximale étant atteinte au contact du portail ouest du tunnel T3.

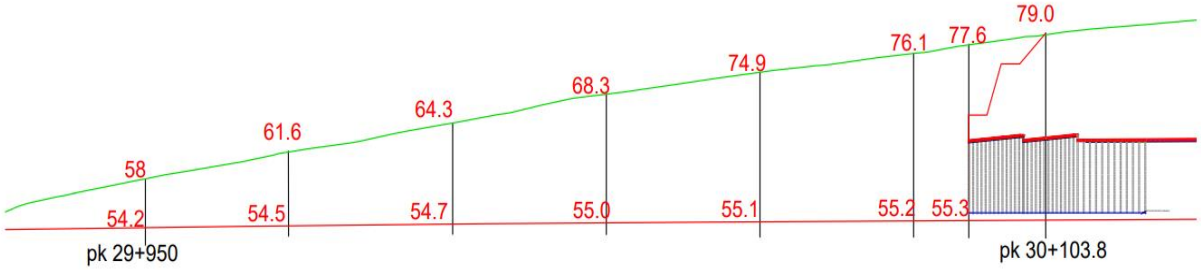


Figure I.4 : Profil en long de la tranchée ouverte d'entrée au tunnel T3.

I.II.4 Données naturelles

I.II.4.1 Géologie

Le tunnel T3 est implanté au sein de formations sédimentaires appartenant au Paléogène et au Néogène. Il se situe sur le flanc nord de l'anticlinal de Chihani, dans la wilaya d'El Tarf. D'un point de vue géologique, l'ouvrage traverse principalement les formations de l'Éocène supérieur–Oligocène, constituées d'une alternance de grès et d'argiles numidiens organisés en faciès de type flysch.

Les grès, de teinte ocre à brunâtre, présentent des degrés de consolidation variables, allant de niveaux relativement friables à des horizons fortement cimentés. Les bancs de grès et d'argiles se succèdent avec des épaisseurs variables, conférant à la formation une certaine hétérogénéité. Par ailleurs, cette unité géologique est affectée par de nombreuses discontinuités tectoniques, notamment des failles et des déformations liées aux mouvements de l'orogenèse alpine, susceptibles d'influencer le comportement géomécanique du massif rocheux.

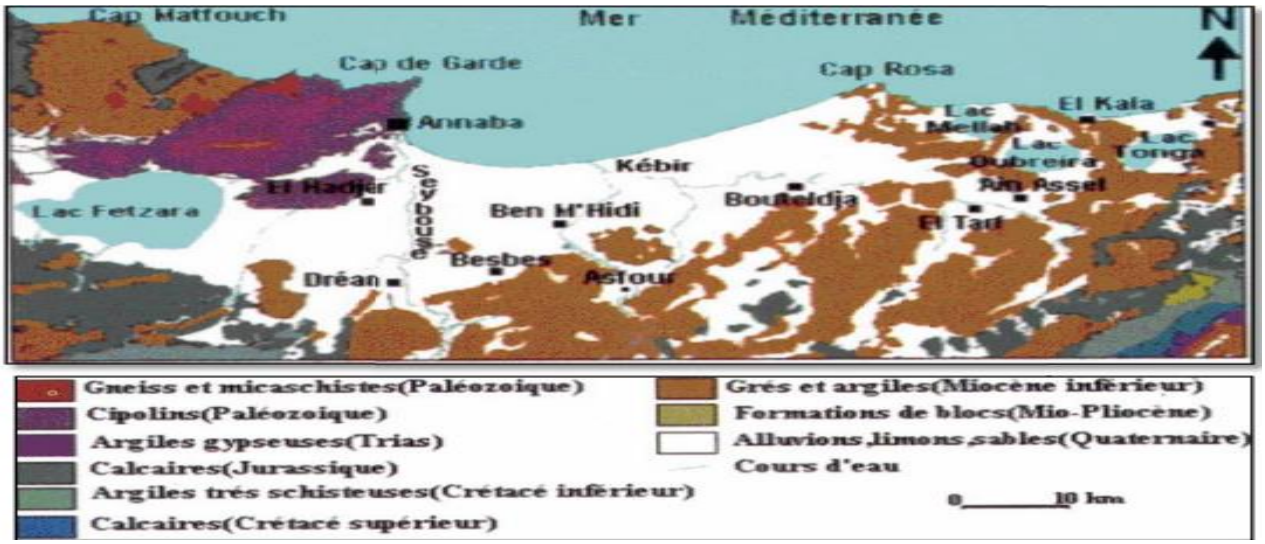


Figure I.5 : *Ensemble géologique du Nord de l'Algérie.*

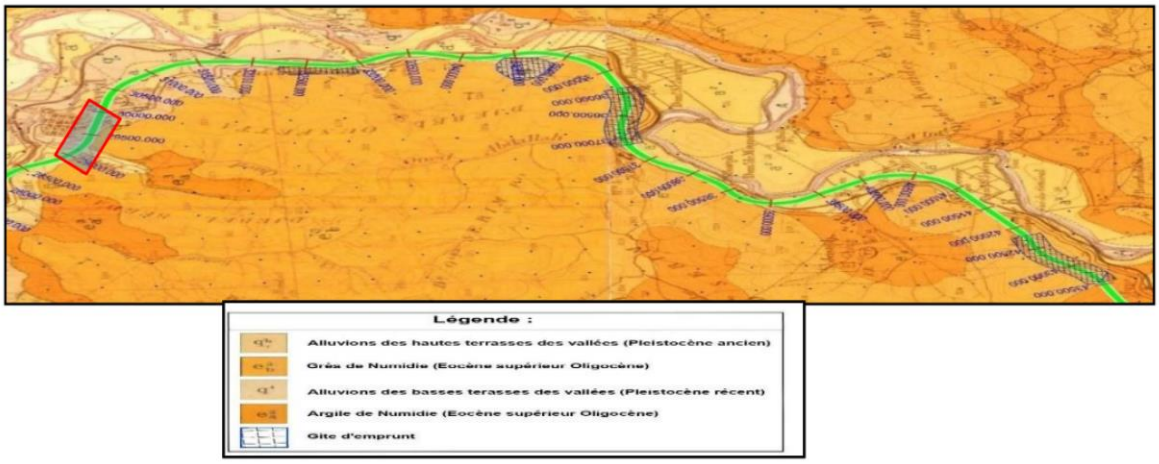


Figure I.6 : Carte géologique locale de la région d'étude.

I.II.4.2 Hydraulique

Les ressources en eau souterraine de la région d'El Tarf sont principalement associées à la nappe alluviale développée dans les dépôts quaternaires des plaines d'El Tarf–Annaba. Cette nappe est alimentée par l'infiltration des précipitations ainsi que par les échanges hydrauliques avec les cours d'eau environnants.

L'écoulement souterrain suit généralement le gradient hydraulique depuis les zones de recharge vers les zones basses, avec des variations saisonnières du niveau piézométrique. Ces fluctuations peuvent influencer le comportement des terrains et doivent être prises en compte dans les études géotechniques.

Au droit de la zone d'étude, les investigations réalisées indiquent que le niveau de la nappe se situe en dessous des cotes d'excavation prévues. L'absence de venues d'eau observée lors des travaux déjà exécutés confirme des conditions hydrogéologiques globalement favorables à la réalisation de la tranchée ouverte.

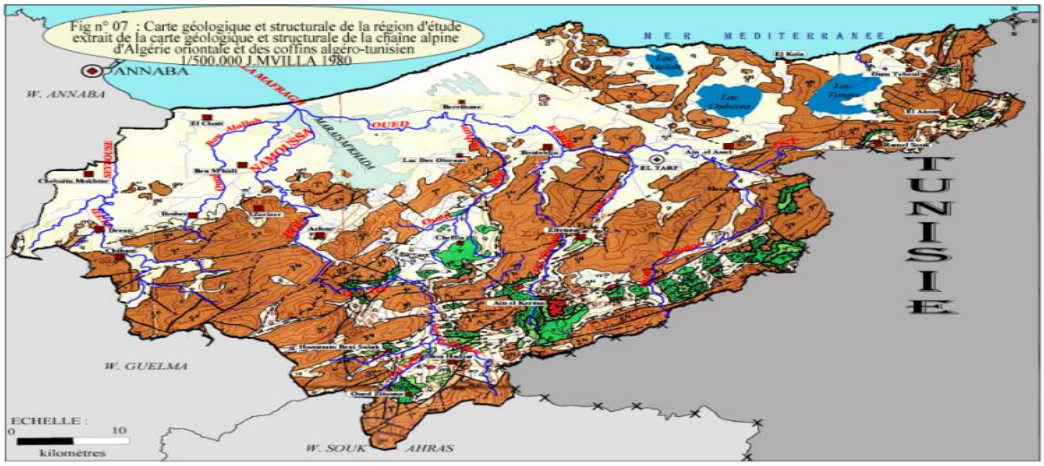


Figure I.7 : *Contexte géologique de la région d'étude.*

I.II.4.3 Cadre climatologique

Le climat de la commune de Chihani est de type méditerranéen à tendance subhumide, sous l'influence conjuguée de la proximité relative de la mer Méditerranée et de la configuration topographique des plaines intérieures. Il se caractérise par des étés chauds et secs, parfois accompagnés d'une humidité atmosphérique élevée, ainsi que par des hivers doux et humides marqués par des précipitations fréquentes et parfois abondantes. Ces conditions climatiques sont représentatives des régions côtières et subcôtières du nord-est algérien, reconnues pour leur pluviométrie relativement importante.

Sur le plan thermique, les températures moyennes annuelles oscillent généralement entre 7 °C en période hivernale et 32 °C durant la saison estivale. Des valeurs extrêmes peuvent toutefois être observées, avec des minima exceptionnels proches de 2 °C lors des épisodes de froid les plus marqués et des maximas pouvant dépasser 41 °C au cours des vagues de chaleur ou des épisodes de sirocco. L'influence maritime contribue à modérer les variations thermiques saisonnières tout en maintenant un taux d'humidité relativement élevé tout au long de l'année.

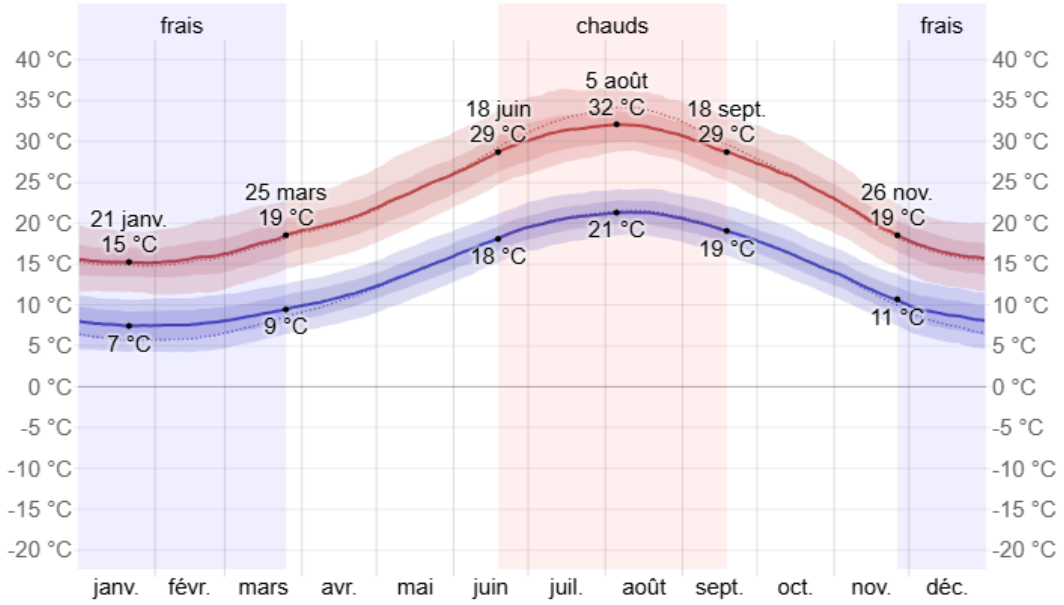


Figure I.8 : *Températures moyennes mensuelles de la wilaya (Weather Spark).*

Tableau I.1 : *Tableau récapitulatif des températures de la wilaya (Weather Spark).*

Moyenne	janv.	févr.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.
Haute	15 °C	16 °C	18 °C	20 °C	24 °C	28 °C	31 °C	32 °C	29 °C	25 °C	20 °C	16 °C
Temp.	11 °C	11 °C	13 °C	16 °C	19 °C	23 °C	26 °C	27 °C	24 °C	21 °C	16 °C	12 °C
Basse	8 °C	8 °C	9 °C	11 °C	14 °C	18 °C	21 °C	21 °C	19 °C	16 °C	12 °C	9 °C

I.II.4.4La sismicité de la zone

Selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2024), la wilaya d'El Tarf est située dans une zone de forte sismicité. Cette situation nécessite la prise en compte des effets sismiques dans l'évaluation de la stabilité des ouvrages et des excavations.

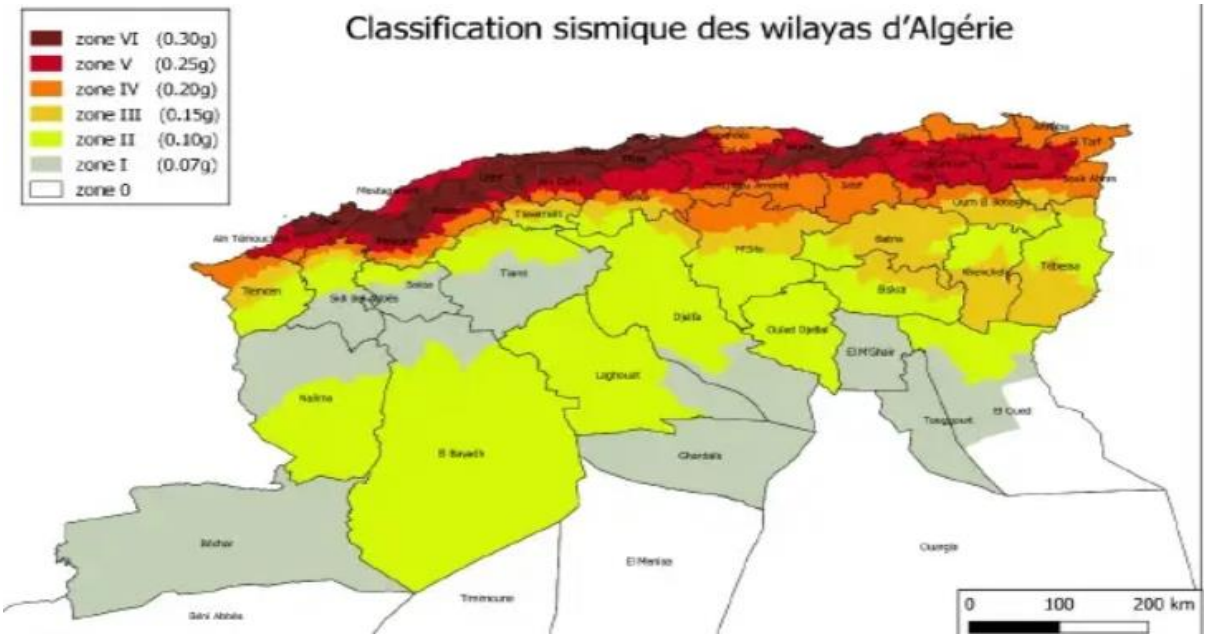


Figure I.9 : Zonage sismique de l'Algérie : zoom sur zones I à VI (RPA 2024).

I.III Conclusion

L'analyse de la situation géographique du site de Chihani, dans la wilaya d'El Tarf, ainsi que l'étude de son contexte hydrogéologique et sismique, mettent en évidence plusieurs contraintes géotechniques susceptibles d'influencer la conception et la réalisation du tunnel ferroviaire. En effet, la présence de formations géologiques hétérogènes, dont certaines présentent une sensibilité marquée à la saturation en eau, constitue un facteur de vulnérabilité pour la stabilité des ouvrages.

Par ailleurs, le contexte tectonique de la région, caractérisé par la présence de failles et de zones fracturées, combiné au relief accidenté de l'Atlas Tellien oriental, renforce les risques d'instabilité des terrains. Ces contraintes sont particulièrement significatives au niveau des portails du tunnel et des tranchées d'accès, où des phénomènes de glissement, d'érosion ou de déformation des versants peuvent affecter la sécurité et la durabilité de l'infrastructure. La prise en compte de ces paramètres est donc essentielle pour le choix des solutions de soutènement et la définition des mesures de stabilisation adaptées.

CHAPITRE II

SYNTHÈSE DE LA CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE

II.I Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée dans le cadre de la présente étude. Cette campagne d'investigation vise à caractériser les conditions géologiques et géotechniques du site à travers les différentes reconnaissances in situ et les essais de laboratoire effectués. Les résultats obtenus ainsi que leur interprétation sont analysés afin d'établir le modèle géotechnique du terrain et de définir les paramètres nécessaires aux études de stabilité et au dimensionnement des ouvrages projetés.

II.II Synthèse des résultats

II.II.1 Contenu de la campagne géotechnique

Après la définition du tracé du projet et la localisation de la tranchée ouverte d'accès au portail du tunnel T3, une campagne de reconnaissance géotechnique détaillée a été réalisée afin de caractériser les conditions géologiques et géotechniques de la zone d'étude.

Cette campagne d'investigation comprend deux volets complémentaires : les essais in situ et les essais de laboratoire.

-Essais in situ

Les investigations réalisées sur le terrain ont pour objectifs de :

- Déterminer la stratigraphie et la géométrie des différentes couches de sol ;
- Identifier la nature et la compacité des terrains rencontrés ;
- Évaluer les conditions hydrogéologiques du site, notamment la présence éventuelle d'une nappe phréatique.

-Essais de laboratoire

Les essais effectués sur les échantillons prélevés lors des sondages permettent de :

- Préciser les limites et la nature des différentes formations rencontrées ;
- Déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, notamment la cohésion, l'angle de frottement interne et les autres paramètres géotechniques nécessaires ;
- Fournir les paramètres de calcul indispensables aux analyses de stabilité de la tranchée ouverte et au dimensionnement des ouvrages projetés.

L'ensemble de ces investigations a permis d'établir un modèle géotechnique représentatif du site, constituant une base essentielle pour l'analyse de stabilité et la conception des ouvrages de soutènement au niveau du portail du tunnel.

Les travaux d'investigation géotechnique réalisés dans le cadre de l'étude d'exécution au niveau de la zone d'étude comprennent :

- Trois (03) sondages carottés notés BH-C-S1. BH-C-S2. BH-T3-S7c2 dont la profondeur est de 15, 36, 40m respectivement ainsi la réalisation des essais au laboratoire sur les échantillons pour les essais au laboratoire ;
- Essais de pénétration au carottier SPT
- Réalisation des essais pressiométriques à 5 et 10m au niveau des sondage T3-S1
- Essai de Lefranc au niveau des forages afin de déterminer la perméabilité in-situ des terrains en place à différents niveaux ;
- Un (01) sondage pressiométrique supplémentaire T3-S1$_{bis}$
  Les plans de localisation et d'implantation des sondages et essais in situ est présenté sur les figures ci-dessous.

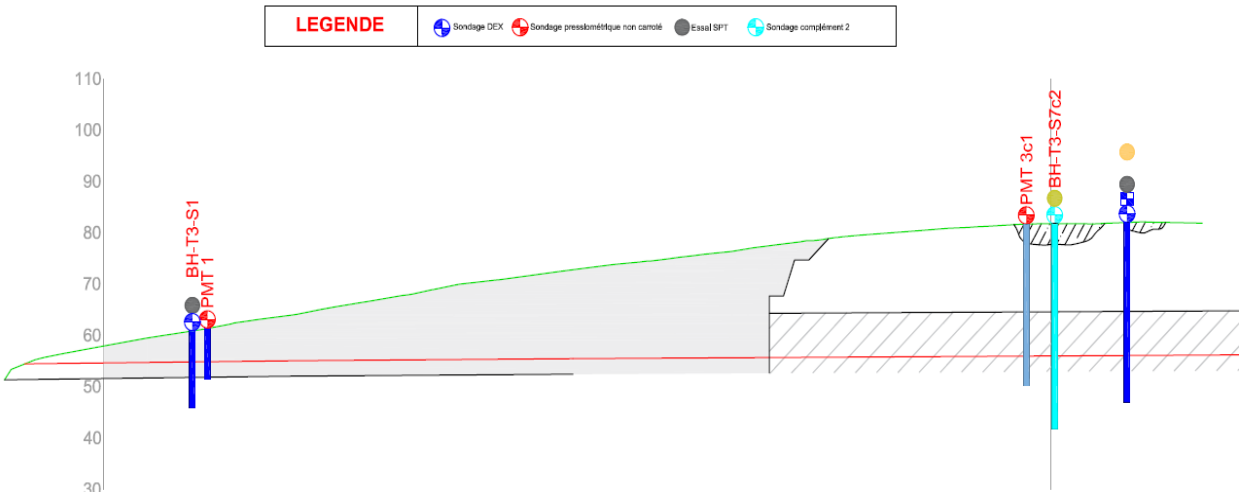


Figure II.1 : *l'implantation des investigations réalisées aux alentours de la tranchée.*

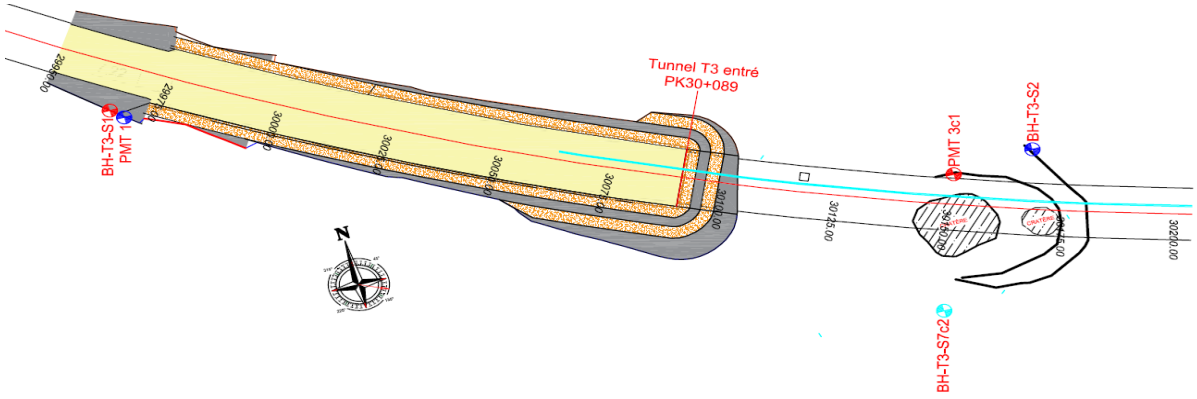


Figure II.2 : *Vue en plan de l'implantation des investigations géotechniques réalisées aux abords du portail du tunnel T3.*

II.II.2 Lithologie des forages

Tableau II.1 : *lithologie des forages- Tranchées ouverte d'entrée (côté nord-ouest).*

N°	Pk	Profondeur (m)	Description
BH-C-S1	29+975	0-1.2m	Terre végétale
		1.2-5.7m	Argile limoneuse graveleuse (ALG)
		5.7-10m	Grès très fracture (GTF)
		10-11m	Argile raide (ARR)
		11-15m	Grès très fracture (GTF)
BH-C-S2	30+165	0-1.2m	Terre végétale
		1.2-4.5m	Argile limoneuse graveleuse (ALG)
		4.5-6m	Grès très fracture (GTF)
		6-7m	Passage de faible résistance
		7-9m	Argile raide (ARR)
		9-10m	Passage de faible résistance
		10-23.5m	Argile raide (ARR)
		23.5-25m	Passage de faible résistance
		25-34m	Grès très fracture (GTF)
		34-36m	Argile raide (ARR)

Les investigations géotechniques réalisées à travers les sondages BH-C-S1 et BH-C-S2 ont permis de mettre en évidence une stratigraphie hétérogène, marquée par l'alternance de niveaux argileux et gréseux fracturés.

Au droit du sondage BH-C-S1, le profil stratigraphique débute par une couche d'argile limoneuse graveleuse s'étendant de la surface jusqu'à environ 5,7 m. Cette formation est sous-jacente à un niveau de grès très fracturé (GTF) compris entre 5,7 m et 10 m. Entre 10 m et

11 m, un passage d'argile raide (ARR) a été identifié, avant la réapparition d'une nouvelle couche de grès très fracturé (GTF) entre 11 m et 15 m.

Pour le sondage BH-C-S2, la succession lithologique reste globalement similaire, mais avec des épaisseurs sensiblement différentes. La couche superficielle de terre végétale s'étend de 0 à 1,2 m, suivie par une argile limoneuse graveleuse (ALG) entre 1,2 m et 4,5 m. Cette formation est surmontée d'un niveau de grès très fracturé (GTF) entre 4,5 m et 6 m.

Entre 6 m et 7 m, un premier passage altéré est identifié, suivi d'une couche d'argile raide (ARR) entre 7 m et 9 m. Un second passage altéré apparaît entre 9 m et 10 m, avant la reprise de l'argile raide qui constitue l'horizon principal entre 10 m et 23,5 m.

Un troisième passage altéré est observé entre 23,5 m et 25 m, précédant une couche de grès très fracturé (GTF) qui s'étend de 25 m à 34 m. Enfin, le profil se termine par une dernière couche d'argile raide (ARR) entre 34 m et 36 m.

Dans la zone d'étude, il est possible de distinguer trois différentes unités lithologiques (basée sur les sondages) :

• Couche 1 : Argile limoneuse graveleuse (ALG)

• Couche 2 : Grès très fracture (GTF)

• Couche 3 : Argile raide (ARR)

Figure II.3 : *Caisses de sondage représentatives des trois unités géotechniques identifiées sur le site.*

II.II.3 Indice RQD (Rock Quality Designation)

Est un paramètre utilisé pour apprécier la qualité du massif rocheux à partir des carottes obtenues lors des forages. Il permet d'évaluer le degré de fracturation de la roche et constitue un indicateur important pour l'interprétation géomécanique du site étudié.

$$\boldsymbol{RQD}(\%) = \frac{\sum \boldsymbol{L_{morceaux>10cm}}}{\boldsymbol{L_{totale}}} \times \mathbf{100}$$

$\sum \boldsymbol{L_{morceaux>10cm}}$: Somme des longueurs des morceaux de carottes intacts supérieurs ou égaux à 10 cm

$\boldsymbol{L_{totale}}$ **:** Longueur totale de la carotte prélevée (longueur de la passe de forage)

Tableau II.2 : Résultats du ratio RQD à partir des sondages carotte.

Sondage	Pk	Profondeur (m)	RQD %	Description
BH-T3-S2	30+170	30.6-34	43 %	Grés ocre dur à grain fin oxydés et fracturé a cassure oblique

À travers les résultats de l'essai RQD réalisés sur le sondage BH-T3-S2, on observe qu'entre les profondeurs 30,6 m et 34 m, le massif rocheux présente un RQD de 43 %**,** correspondant à une qualité médiocre du massif rocheux selon la classification. Cette faible valeur traduit un degré de fracturation relativement important du rocher.

II.II.4 Niveau piézométrique

L'analyse des données hydrogéologiques met en évidence la présence d'un niveau piézométrique situé à une profondeur supérieure à **40 m** par rapport au terrain naturel. Cette configuration indique une faible influence de la nappe phréatique sur les travaux projetés et permet d'écarter, dans les conditions étudiées, les risques significatifs liés aux venues d'eau au cours des phases d'excavation.

II.III Essais in situ

II.III.1 Essai pressiomètre

Des essais pressiométriques sont réalisés à 5 et 10m au niveau du sondage T3-S1, les résultats sont récapitulés ci-dessous :

Tableau II.3 : *Les résultats de l'essai pressiométrique des sondages S1.*

Sondage	Profondeur(m)	Module pressiométrique E_M (bars)	Pression limite Pl (bars)	E_M /Pl	Module d'élasticité E (MPa)
BH-T3-S1	5	424,98	18,67	22,76	169.99
	10	1097,16	49,69	49,69	438,86

Tableau II.4 : *Les résultats de l'essai pressiométrique des sondages S1bis*

Sondage	BH-T3-S1bis				BH-T3-S1bis		
Profondeur (m)	E_M (bars)	Pl (bars)	E_M /Pl	Profondeur (m)	E_M (bars)	Pl (bars)	E_M /Pl
1.5	37.75	5.88	6.42	18	1198.82	43.19	27.76
3	115.35	9.32	12.38	19.5	260.17	44.42	5.86
4.5	97.5	15.1	6.46	21	105.08	26.46	3.97
6	108.48	23.08	4.7	22.5	250.51	44.7	5.6
7.5	242.8	35.48	6.84	24	348.23	45.18	7.71
9	162.58	35.5	4.58	25.5	271.49	45.03	6.03
10.5	596.33	27.71	21.52	27	342.49	45.38	7.55
12	148.05	27.91	5.3	28.5	272.84	45.43	6.01
13.5	330.42	32.08	10.3	30	281.53	45.53	6.18
15	310.67	41.98	7.4	31.5	281.89	45.64	6.18
16.5	489.69	42.38	11.55				

À partir du module pressiométrique de Ménard E_M obtenu lors des essais pressiométriques, le module d'élasticité de Young E peut être estimé en tenant compte du coefficient rhéologique α selon la relation suivante :

$$Eyoung = \frac{E_M}{\alpha}$$

Le coefficient rhéologique α dépend de la nature et de l'état des terrains considérés. Sa détermination s'effectue à partir des abaques établis par Ménard, en fonction de la pression limite nette Pl, du module pressiométrique et de la pression horizontale initiale P_0

Ainsi, à partir des diagrammes correspondants et des valeurs mesurées de Pl, E_M et P_0, il est possible d'évaluer le coefficient α puis d'estimer le module d'élasticité de Young des formations étudiées.

A partir des diagrammes suivants et à travers la valeur absolue de Pl, le module pressiométriques E_M, la pression P_0 on peut évaluer le module élastique de Young.

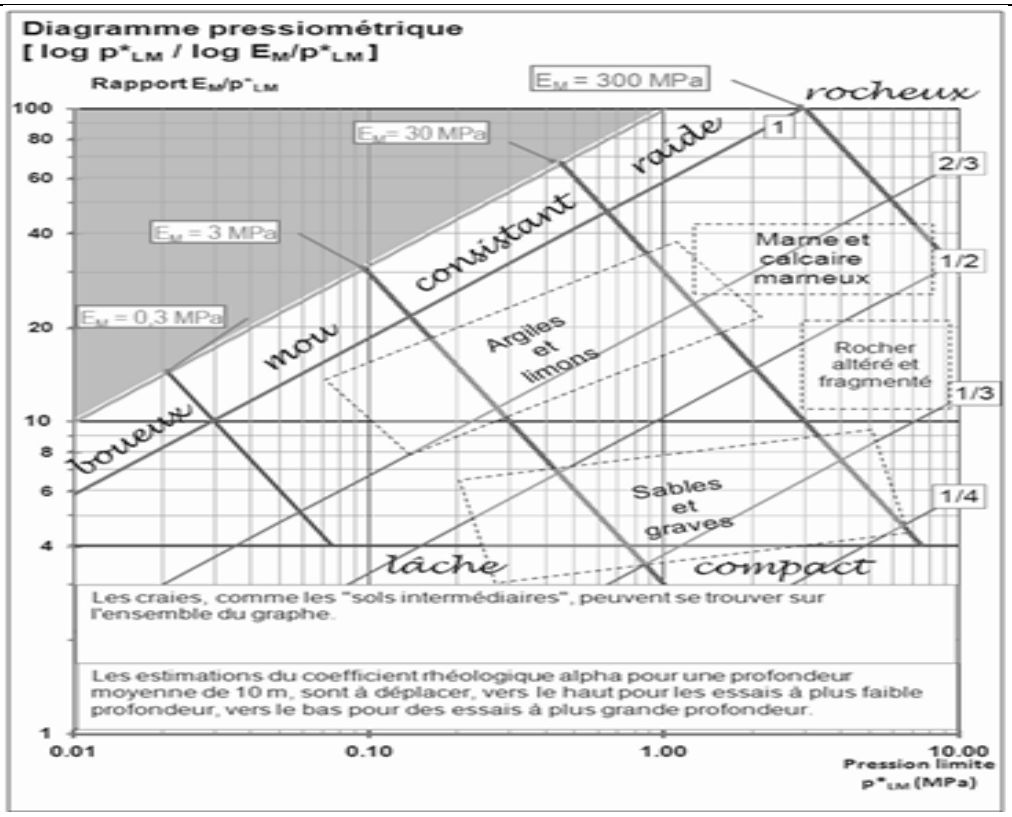


Figure II.4 : *Abaque pressiométrique de Ménard utilisé pour la détermination du coefficient rhéologique α.*

Ci-dessous sont indiqués de façon schématique les résultats obtenus par les essais effectués comme décrit précédemment :

Tableau II.5 : *Les modules d'élasticités extraits de module pressiométrique des sondages S1*

Sondage	Profondeur(m)	Module d'élasticité E (MPa)
BH-T3-S1	5m	169,99
	10m	438,86

Tableau II.6 : *Les modules d'élasticités extraits de module pressiométrique des sondages S1bis.*

Profondeur (m)	Module de Young E (MPa)
1.5	34.04
3	46.14
4.5	87.93
6	173.57
7.5	218.96
9	260.13
10.5	238.53
12	133.51
13.5	132.17
15	280.16
16.5	195.88
18	270.27
19.5	234.62
21	94.76
22.5	225.91
24	314.03
25.5	244.83
27	308.86
28.5	246.05
30	253.88
31.5	254.21

Tous les résultats de l'essai pressiométrique dans les sondages BH-T3-S1, BH-T3-S1bis, (voir le cercle rouge) indiquent que le terrain classe entre un sol meuble consolidé ou sur consolidé et une roche tendre ou fracturée avec une cimentation disjointe

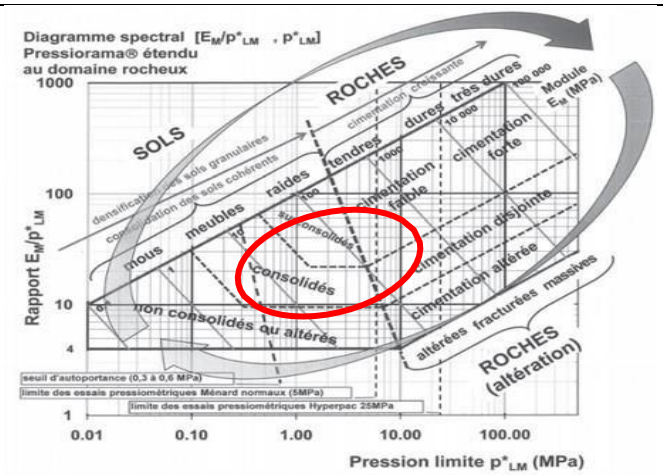


Figure II.5 : *Classification des roches et des sols à l'aide de leurs caractéristiques pressiométrique.*

II.III.2 Essai de pénétration standard

Les essais SPT réalisés dans les différents sondages ont permis d'apprécier les caractéristiques mécaniques des terrains rencontrés à travers les valeurs du nombre de coups N_{SPT} Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants

Tableau II.7 : *Résultats des essais de pénétration standard (SPT) réalisés au niveau du sondage BH-C-S1.*

Sondage	Profondeur(m)	N
BH-C-S1	3	Refus
	6	Refus
	9	Refus
	12	Refus
	15	Refus

Tableau II.8 : *Résultats des essais de pénétration standard (SPT) réalisés au niveau du sondage BH-C-S2*

	Profondeur (m)	N
BH-C-S2	3	66
	6	24
	9	35
	12	Refus
	15	Refus
	18	Refus
	21	Refus

Suivant les résultats des essais de SPT on constate :

- Pour les sondages **BH-C-S1.** On a un état de compacité du sol très dense
- Pour les sondages **BH-C-S2** Nous remarquons la présence de trois états de sol, un sol très dense jusqu'à 3m, un sol dense entre 3m -9m compacte. Et un très dense vers la profondeur

II.III.3 Essais de perméabilité LEFRANC

L'essai d'eau Lefranc est un essai en place. Il s'applique à tous les sols fins ou grenus sous la nappe, L'essai permet de déterminer un coefficient de perméabilité locale qui peut être nettement différent du coefficient de perméabilité en grand. Cet essai ne doit pas être utilise seul pour dimensionner un rabattement important de la nappe

Tableau II.9 : *Aperçu des résultats des essais Lefranc.*

Sondage	Localisation approximative	Profondeur de la cavité (m)	Unité	Perméabilité K (m/s)	Formation
BH-T3-S1	PK 29+970	3m	ALG	1,01 E-03	Perméable
BH-T3-S2	PK 30+170	3.6m	ALG	1,54 E-04	Perméable
		10.3m	ARR	1,68 E-05	Semi perméable

Selon la norme NFP 94-132, et d'après les valeurs du coefficient de perméabilité K obtenues à partir des essais Lefranc, le sol peut être classé comme perméable.

Les résultats des essais confirment que les formations sont perméables. Ce résultat peut s'expliquer par la présence de plusieurs discontinuités dans la formation

II.IV Identification au laboratoire

II.IV.1 Essais d'identification physique

Les résultats des essais d'identification sont rapportés dans le tableau ci-dessous

Tableau II.10 : *Paramètre d'identification au laboratoire*

Sondage	Profondeur (m)	Unité sol	<2 mm	<80µm	<2µm	WP%	WL%	IP	W%	pd(t/m^3)
BH-C-S1	2.25	ALG	87.21	77.18	42.31	36	59	23	18.91	1.67
	3.30	ALG	84.82	45.62	24.73					
	4.5	ALG							17.18	1.78
	5.3	ALG	80.92	65.98	30.10	37	56	19	16.04	1.82
	11.10	G	19.93	3.66	0.80					
	3.20	ALG	70.06	46.50	24.04	36	51	15		

BH-C-S2	6.50	ARR	97.85	93.30	57.31	38	68	30		
	9.20	ARR	97.51	47.70	12.09	34	51	17		
	19.70	GTF								2.17
	30.75	G								1.92
	31.30	G								1.97
	32.40	G								2.34

Légende :

WP% **:** Limite de plasticité

WL% : limite de liquidité

IP : Indice de plasticité

Pd : Densité sèche

Les résultats des essais d'identification réalisés sur les échantillons prélevés au niveau des sondages BH-C-S1 et BH-C-S2 mettent en évidence une variabilité des caractéristiques géotechniques des formations rencontrées.

Les analyses granulométriques effectuées conformément à la norme NF P 94-056 montrent des teneurs en éléments fins (< 80 µm) comprises entre 45,62 % et 93,30 %**,** traduisant une prédominance de sols fins à dominante argilo-limoneuse. Les essais des limites d'Atterberg, réalisés selon la norme NF P 94-051, ont permis de déterminer des limites de liquidité comprises entre 51 % et 68 % et des **i**ndices de plasticité variant de 15 % à 30 %, indiquant des sols présentant une plasticité moyenne à élever.

L'interprétation des résultats à l'aide de **l'**abaque de Cassagnarde, conformément à la norme NF P 94-053, confirme le caractère plastique des horizons argilo-limoneux étudiés. Selon la classification GTR, ces formations peuvent être principalement rattachées aux classes A2 à A3, correspondant à des sols fins argilo-limoneux. Par ailleurs, les essais d'agressivité révèlent que les matériaux étudiés sont faiblement marneux et faiblement agressifs.

Les teneurs en eau naturelles mesurées au niveau du sondage BH-C-S1 varient entre 16,04 % et 18,91 **%**, traduisant des conditions d'humidité modérées. Les densités sèches, comprises entre 1,67 t/m³ et 1,82 t/m³**,** témoignent d'un état de compacité relativement satisfaisant des horizons étudiés.

II.IV.2 Essais chimiques

Tableau II.11 : *Résultats d'analyse chimique*

Sondage	Profondeur(m)	Unité	Analyses Chimiques		
			CaCO3	SO_4^{-2} (mg/kg)	Cl^-
BH-C-S1	5.3	ALG	19	120.3	0.18
BH-C-S2	11.70	ARR	19	111.0	0.18
	17.80	ARR	19	132.3	0.18
	20.50	ARR	57	141.2	0.18

Les teneurs en carbonates de calcium CaCO3% obtenue (19%) à l'analyse chimique atteste la nature argileuse peu marneuse de la formation Concentrations en sulfates $SO4^{-2}$ (%) varie de (111.0 à 141.2), ce que signifie faible niveau d'agressivité chimique Ainsi aucune mesure de protection n'est exigée. D'après la Classification des environnements agressifs (Norme NA 16002).

II.IV.3 Essais de comportement mécaniques

Les résultats des essais mécaniques sont rappelés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.12 : *Résultats des essais mécaniques réalisés sur les échantillons prélevés.*

	Profondeur(m)	Unité	R_c(MPa)	Cisaillement à la boite		Œdomètre		
				Ø' (°)	c' (kPa)	Pc kPa	Cc (%)	Cg (%)
BH-CS1	02.00 – 02.50	ALG		11	28		17.04	4.32
	04.32 – 04.52	ALG		12	22		8.52	4.32
	5.20 – 5.40	ALG		23	7		11.93	3.99
BH-CS2	1.22 – 1.55	ALG				93	15.90	2.66
	19.68 – 19.88	ARR	2.623					
	30.55 – 31.00	G	1.597					
	31.28 – 31.40	G	1.652					
	32.30 – 32.54	G	4.471					

Les résultats des essais œdométriques obtenue donnent un coefficient de compressibilité comprise entre Cc **(Cc=8.5% - 17.04%)** attestent un sol peu a moyennement compressibilité (Norme XP 94-094-1**)** .et coefficient de gonflement et entre cg **(**Cg=4.32%- Cg=2.66%**)** attestent un peu gonflant a non gonflant.

Les essais mécaniques dans le domaine des Flysch sont difficiles à réaliser, donc c'est difficile de prendre ces valeurs comme des caractéristiques du massif, parce que le comportement du massif est complétement défait du comportement des couches ou des séquences du Flysch. Les résultats montrent des valeurs faibles, soit pour la résistance à la compression au pour la cohésion et l'angle de frottement.

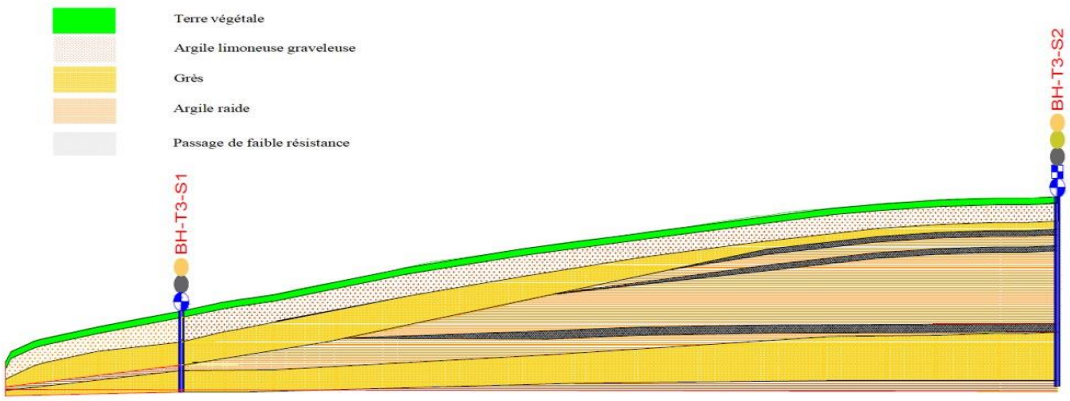


Figure II.6 : *Profil lithologique de la zone d'étude avec localisation des sondages réalisés.*

II.V Détermination des paramètres géotechniques

Les résultats des investigations géotechniques réalisées in situ et en laboratoire ont permis d'établir les paramètres nécessaires aux analyses de stabilité et au dimensionnement des ouvrages projetés. Lorsque les essais ne fournissent pas directement l'ensemble des caractéristiques recherchées, des corrélations empiriques reconnues dans la pratique géotechnique sont utilisées pour estimer certains paramètres mécaniques et de déformabilité des terrains.

Les principales corrélations retenues dans le cadre de cette étude sont présentées dans les sections suivantes.

II.V.1 Essai pressiométrique (PMT)

II.V.1.1 Cohésion non drainée C_u

Cassan M. (2005) a proposé des formules pour estimer la cohésion non drainée à partir de l'essai pressiométrique, c'est-à-dire à partir de pression limite (Pl) et la pression (P0), comme indiqué :

- Pour Pl – P0 ≤ 0.3 MPa : $\mathrm{Cu} = \frac{Pl-P0}{5}$
- Pour 0.3 ≤ Pl – P0 ≤ 1 MPa $\mathrm{Cu} = \frac{Pl-P0}{12} + 0.03$ Ou aussi $\mathrm{Cu} = \frac{Pl-P0}{10} + 0.025$
- Pour 1 ≤ Pl – P0 ≤ 2.5 MPa $Cu = \frac{Pl-P0}{35} + 0.085$

Tableau II.13 : *Estimation de la cohésion non drainée Cu à partir des résultats de l'essai pressiométrique selon Cassan (2005).*

Sondage	BH-T3-S1	
Profondeur (m)	5	10
Pl (MPa)	1.87	4.97
P0 (MPa)	0.2	0.3
Pl – P0 (MPa)	1.67	4.67
Cu (KPa) (Cassan M. 2005)	132.71	/

II.V.1.2 Angle de frottement φ

Van Wambeke (1978) a proposé une corrélation empirique permettant d'estimer l'angle de frottement interne à partir des résultats des essais pressiométriques. Cette relation fait intervenir la pression limite nette $PL - P0$ et s'exprime de la manière suivante :

$$\varphi = 18.7 + 13.31\log(PL - P0) + b'$$

Où :

- φ: angle de frottement interne (°) ;
- P_L : pression limite pressiométrique (MPa) ;
- P_0 : pression horizontale initiale (MPa) ;
- b′ : coefficient correcteur dépendant de l'état hydrique du terrain, avec :
  - b′=+2 pour les sols humides ;
  - b′=−2 pour les sols secs.

Les valeurs de l'angle de frottement interne obtenues à partir de cette corrélation sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau II.14 : *Estimation de l'angle de frottement interne à partir des résultats de l'essai pressiométrique du sondage BH-T3-S1 selon Van Wambeke (1978).*

Sondage	BH-T3-S1	
Profondeur	5	10
	Argile limoneuse graveleuse	Argile raide
φ	23.66	29.60

Tableau II.15 : *Valeurs de l'angle de frottement interne déduites des essais pressiométriques du sondage BH-T3-S1bis.*

Sondage	BH-T3-$S1_{bis}$	
Couche	Argile limoneuse graveleuse	Argile raide
φ	22.26	28.71

II.V.1.3 Détermination de l'angle de frottement interne φ (°) par corrélation avec I_p et W_L

L'angle de frottement effectif de la formation Argile raide est issu de l'abaque de proposées par Stark et Hussain, 2013 [9] reliant l'angle de frottement des argiles raides fissurés (valeur de pic) avec leur limite de liquidité W_L et la teneur en particules fines (CF)

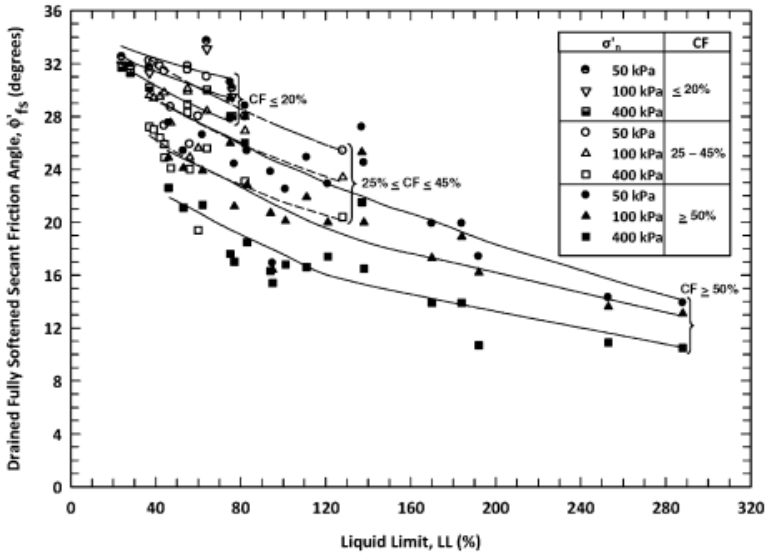


Figure II.7: *Abaques de Stark et Hussain.*

W_L (%) =57 (%) Donc φ (°) = 30 °

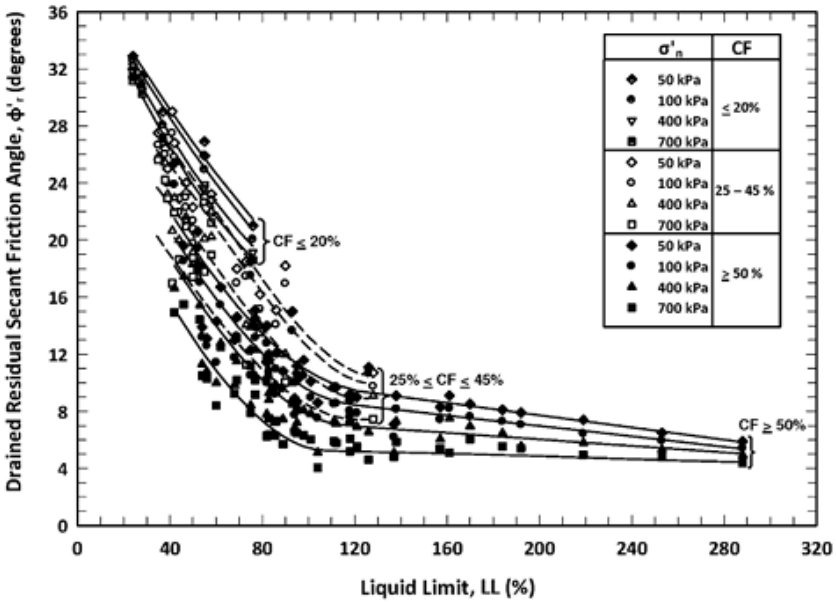


Figure II.8 : *Abaques de Stark et Hussain.*

W_L (%) =51 (%) Donc φ (°) = 23 °

II.V.1.4 Justification de la cohésion retenue pour l'argile raide

La valeur de cohésion effective retenue pour l'horizon d'argile raide, soit C=50 KPA a été définie à partir de l'analyse des résultats des investigations géotechniques réalisées sur le site, notamment les essais d'identification, les essais mécaniques disponibles ainsi que les corrélations issues des essais in situ.

Cette valeur a également été ajustée sur la base du retour d'expérience relatif à des formations géologiques similaires, en tenant compte de l'état de consistance élevé et du caractère sur consolidé de cette formation.

Le choix de C=50 KPA constitue ainsi une valeur caractéristique prudente, cohérente avec le comportement attendu d'une argile raide

II.VI Paramétrisation du massif

Avec l'outil Roc Data, on a identifié les paramètres de résistance, selon le critère de talus de Hoek-Brown. A partir de l'enveloppante de rupture de Hoek-Brown.

La détermination des paramètres de résistance généralisée de Hoek-Brown (mb, s et a) est basée sur l'introduction des données suivantes :

- Résistance à compression non confinée de la roche intacte σci
- Paramètre de la roche intacte mi

• Indice de résistance géologique GSI (Geological Strength Index)

• MR

• Facteur de perturbation D = 0 (sans perturbation). Ce facteur dépend du degré de modification ou de dommages par la méthode d'excavation.

***Tableau II.16** : Paramètres géomécaniques de l'unité de grès très fracturé (GTF) déterminés selon le critère de Hoek-Brow*

Unité	GSI	σi (MPa)	mi	E (MPa)	D	Mb	s	a
GTF	21	15	13	198	0	0.774	0.0002	0.541

II.VII Paramètres géotechniques retenus pour les calculs – modèle géotechnique

***Tableau II.12 :** Caractéristiques géomécaniques des couches.*

	Cu (KPa)	c′(KPa)	φ (°)	γ $(KN/m3)$
Argile Limoneuse Graveleuse	132.71	10(3)	23(1)	18(1)
Argile raide (AR)	200(3)	50(3)	30(2)	20(1)
Passage altérés	-	5(3)	23(2)	18(1)

(1) : Mesurée

(2) : Mesure indirect (corrélation de Stark et Hussain 2013)

(3) : Ajustement basé sur les investigations et le retour d’expérience sur des formations similaires, proposé par les experts de l’entreprise.

Cu (KPa)= 132.71 KPa la corrélation de Cassan M. (2005)

II.VIII Conclusion

La campagne de reconnaissance géotechnique réalisée dans le cadre de cette étude a permis de caractériser les conditions géologiques et géotechniques de la zone de la tranchée ouverte d'accès au portail du tunnel T3. Les investigations in situ, complétées par les essais de laboratoire, ont conduit à l'identification des différentes unités lithologiques rencontrées Argile Limoneuse Graveleuse, Argile raide, Grès très fracturé ainsi qu'à l'évaluation de leurs propriétés physiques, mécaniques et chimiques.

L'analyse et l'interprétation des résultats obtenus ont permis de définir les paramètres géotechniques représentatifs des formations en présence, à travers l'utilisation des résultats d'essais, des corrélations appropriées et du retour d'expérience relatif à des terrains similaires. La paramétrisation du massif rocheux a également été réalisée à l'aide du critère généralisé de Hoek-Brown afin de caractériser le comportement des formations rocheuses fracturées.

L'ensemble de ces éléments a conduit à l'élaboration d'un modèle géotechnique représentatif du site, constituant une base essentielle pour les analyses de stabilité, l'évaluation des mécanismes potentiels de rupture ainsi que le dimensionnement des ouvrages de soutènement qui seront développés dans les chapitres suivants.

CHAPITRE III

PROPOSITION D’UNE SOLUTION DE CONFORTEMENT (APS)

III.I Introduction

Le présent chapitre concerne la proposition des solutions de confortement de talus de point de vue technique et économique adaptées pour résoudre le problème de stabilité.

Aujourd'hui, l'utilisation d'un logiciel de calcul de stabilité des pentes est devenue incontournable pour l'analyse des stabilités de talus. Plusieurs outils existent, chacun se distinguant par ses méthodes de calcul, ses possibilités de modélisation et ses approches analytiques. Néanmoins, leur but principal reste le même identifier la surface de rupture potentielle et évaluer le facteur de sécurité associé. Dans le cadre de ce projet, l'étude de stabilité a été réalisée à l'aide du logiciel GEO5-Module stabilité talus

III.II Approche d'analyse de stabilité de talus

L'instabilité générale d'un site est un état limite ultime (ELU) qui présente un glissement de surface du sol englobant l'ensemble de l'ouvrage. Elle peut se produire dans plusieurs cas, comme pour des ouvrages de type écran de soutènement, des fondations profondes sur pente, etc.

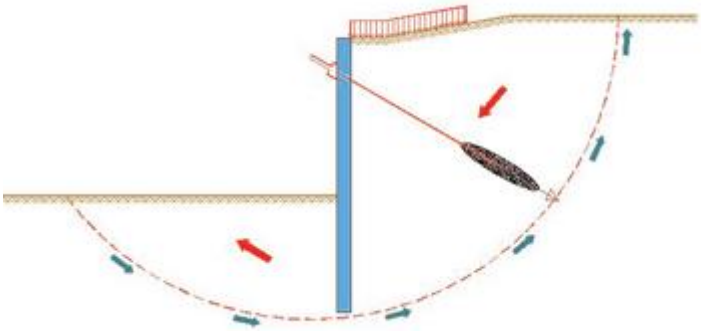


Figure III.1 *: Schéma illustratif du mécanisme d'instabilité générale du site.*

Il existe de nombreuses méthodes de calcul, les plus utilisées étant la méthode de Bishop pour les ruptures circulaire et la méthode de Spencer pour les surfaces de rupture quelconque. Ces méthodes, dites d'équilibre limite, sont basées sur l'équilibre entre les moments moteurs et résistants, et s'appliquent aux surfaces de glissement circulaires. Elles consistent à diviser le massif glissant en plusieurs tranches verticales, généralement comprises entre 10 et 20, puis à déterminer le coefficient de sécurité de chaque tranche. Le coefficient de sécurité global du massif est ensuite pris égal à la valeur la plus faible obtenue parmi ces tranches.

Le coefficient de sécurité de chaque tranche selon la méthode de Bishop est calculé comme suit :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{c_i \times b_i + (w_i + Q_i - U_i \times b_i) \times tan\varphi_i}{m\alpha_i}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \times sin\alpha_i}$$

$$m\alpha_i = cos\alpha_i \times (1 + \frac{tan\varphi_i \times tan\alpha_i}{F_s})$$

D'où :

b_i **:** largeur de la tranche "i".

ci : valeur de la cohésion du terrain au point milieu de la base de la tranche "i".

t$an\varphi$: valeur de la tangente de l'angle de rotation interne du terrain au point milieu de la base de la tranche "i".

α_i: valeur de l'angle formé par la droite unissant le centre du cercle avec le point milieu de la base de la tranche "i" et la verticale.

w_i **:** somme des poids de toutes les couches de terrain présentes au-dessus du point milieu de la base de la tranche "i"

Q_i **:** résultante de la pression produite par les surcharges agissant dans le terrain au-dessus du point milieu de la base de la tranche "i".

U_i **:** valeur de la surpression des pores au point milieu de la base de la tranche "i".

Selon l'Eurocode, il existe deux approches pour ce calcul. La plus compatible avec la méthode des tranches est l'approche 3 (présente ci-après), qui consiste à appliquer plusieurs coefficients partiels de sécurité séparément, en réduisant les résistances de façon indirecte, en divisant les paramètres mécaniques du sol par un coefficient de sécurité, et en majorant les actions défavorables.

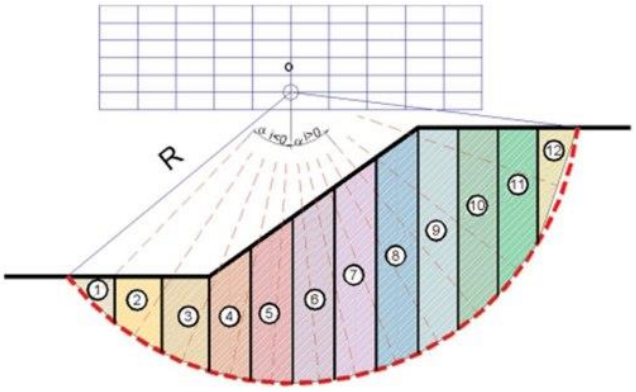


Figure III.2 : Massif glissant devisée en 12 tranches

III.III Modélisation du talus

Pour la modélisation nous avons choisi de modéliser le profil le plus défavorable dont les caractéristiques sont les suivantes :

III.III.1 Profil de La coupe lithologique

Après avoir effectué une coupe lithologique, on identifie quatre couches de sols distinctes, caractérisées chacune par leurs propriétés géotechniques.

- Argile limoneuse graveleuse (ALG),
- Passage altérés
- Argile raide (ARR),
- Grès très fracture (GTF)

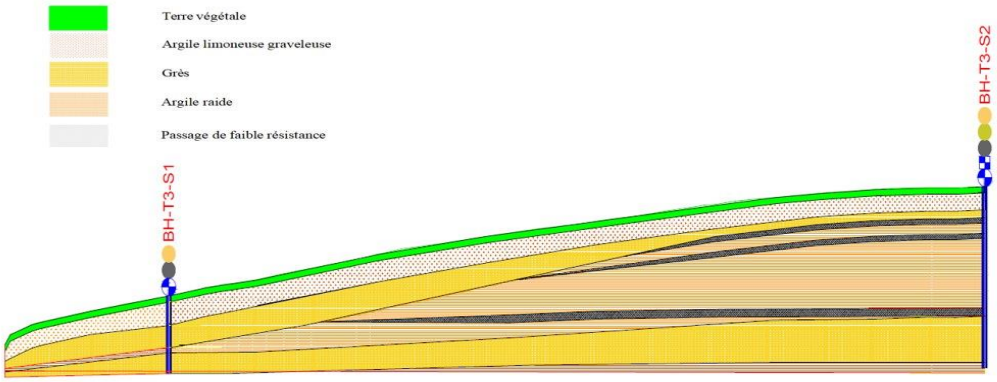


Figure III.3 : *lithologie du profile.*

III.III.2 Hypothèse de calcul

III.III.2.1 Paramètres géomécaniques

III.III.2.1.1 Sols et roches

Compte tenu de la complexité lithologique du site, caractérisée par une épaisseur variable des intercalations de grès au sein de l'argile raide ainsi que par la présence de zones de faible résistance, la caractérisation du massif a été établie sur la base des hypothèses suivantes :

- Des niveaux continus à faible résistance, correspondant à la résistance résiduelle de l'argile raide, sont supposés aux emplacements les plus critiques du talus terrassé
- Les propriétés mécaniques de l'argile raide et du grès (ARG) ont été homogénéisées et considérées comme une formation unique présentant une résistance intacte.

Les Caractéristiques géotechniques associées à chaque couche sont synthétisées dans le tableau ci-après.

Tableau III.1 : *caractéristiques géotechniques des couches.*

Couche	γ(KN/m^3)	C(KPa)	φ_f(°)
ALG	18	10	23
ARR—GTF	20	50	30
Passage altérés	18	5	23

III.III.2.1.2 Eau souterraine

Les investigations géotechniques n'ont mis en évidence aucune présence de nappe phréatique au droit de la zone critique du projet. Par ailleurs, les observations réalisées lors des travaux de terrassement n'ont révélé aucune circulation d'eau significative ou permanente. En conséquence, aucun niveau piézométrique n'a été retenu dans le modèle de calcul. Les analyses de stabilité ont ainsi été menées en conditions sèches, sans prise en compte de pressions interstitielles

III.III.2.1.3 Actions sismiques

D'après le RPOA 2008, Le site concerné par cette étude se situe en **zone IIa**. Ainsi, dans la situation durable l'ouvrage est considérés comme un ouvrage stratégique d'importance 1 (A=0,25).

K_H : coefficient d'accélération sismique horizontale $\boldsymbol{K_h} = \frac{1}{3}\ A.I.S$

K_V : coefficient d'accélération sismique verticale

$Kv = \pm\frac{1}{2}Kh$:si situation sismique de type 1

$Kv = \pm\frac{1}{3}Kh$: i situation sismique de type 2

A est le coefficient d'accélération de zone a =0,25 ga

I : le coefficient d'importance de l'ouvrage I= 1.2

S : est le coefficient de site S= 1.

1) Paroi clouée : Stabilité générale GEO : $\begin{cases} K_H = 0.5A = 0.125 \\ K_v = 0.3K_H = 0.0375 \end{cases}$
2) Paroi de pieux : Stabilité mixte GEO/STR et interne STR : $\begin{cases} K_H = A = 0.25 \\ K_v = 0.3K_H = 0.075 \end{cases}$

Tableau III.2 : *Coefficient d'accélération de zone A.*

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

III.III.3 Paramètres de calcul

Pour cette étape, les hypothèses de calcul retenues sont :

-absence de nappe phréatique ;
-conditions d'état statique ;
-prise en compte d'une surcharge d'exploitation liée aux engins de chantier. Estimé 20KPa

III.III.4 Détails de l'excavation

Si une excavation est réalisée sans soutènement et sans adaptation des pentes, le profil devient instable et des glissements peuvent se produire de part et d'autre du talus.

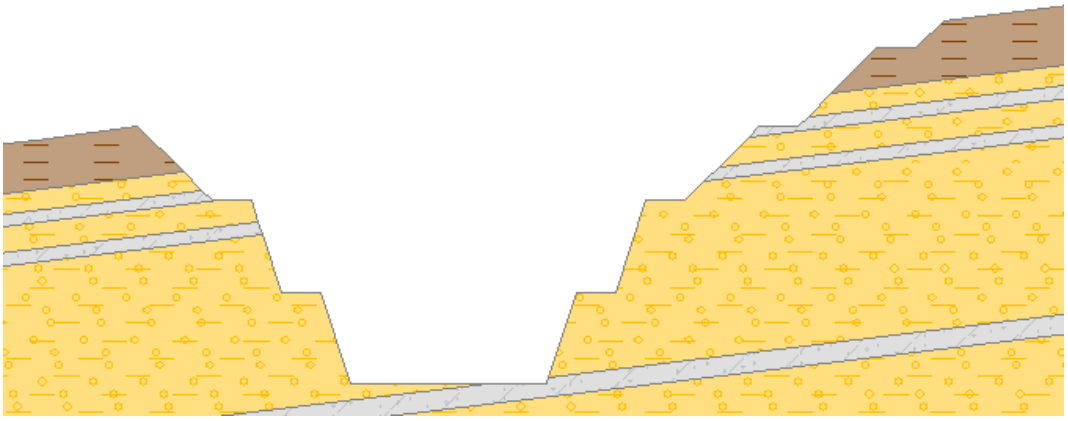


Figure III.4 : Modélisation de l'excavation sans dispositif de soutènement.

III.III.5 Résultats de la modélisation

Les résultats du calcul qui prend en compte l'excavation montrent que le profil géotechnique étudié est instable. La figure suivante, issue d'une modélisation réalisée à l'aide

du logiciel GEO5, illustre ce phénomène d'instabilité, en mettant en évidence le cercle de glissement ainsi que les coefficients de stabilité associés.

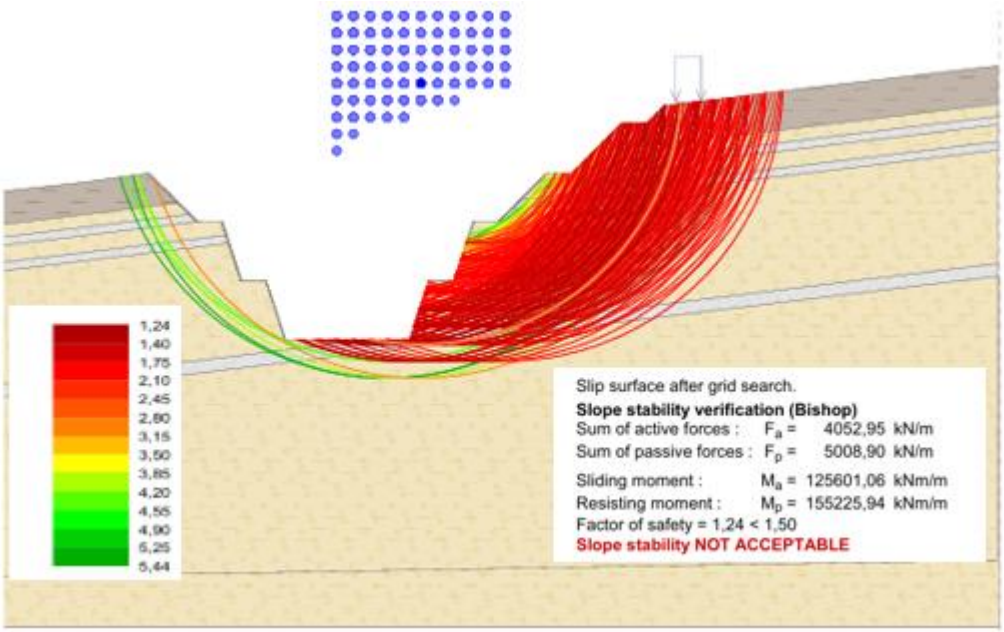


Figure III.5 : Résultats de la modélisation de stabilité du talus en condition non soutenue.

Afin de remédier à cette instabilité, deux solutions techniques seront proposées. Cette approche permet de comparer différentes variantes et de retenir celle qui assure à la fois la stabilité des terrains et l'optimisation des coûts.

Le choix de la technique de confortement dépend des critères suivants :

– Considérations économiques : rapport qualité/prix, coût d'entretien, qualification des entreprises

– Contraintes imposées **:** délai de réalisation, accessibilité du site, faisabilité de la méthode de confortement

– Considérations techniques : risque d'extension du phénomène, niveau de stabilisation recherché.

III.IV Les solutions proposées

Première solution : stabilisation du talus par la mise en place de clous d'ancrage, associés à un revêtement en béton projeté. Cette technique permet de renforcer la cohésion du massif, d'améliorer sa tenue globale et de limiter les risques de glissements superficiels. Ainsi que les instabilités plus profondes.

Deuxième solution : réalisation d'un écran de pieux définitif, coiffé par une poutre de couronnement, et soutenu par des rangées de tirants d'ancrage actifs en câbles de

précontrainte. Ce dispositif assure la stabilité globale du talus en mobilisant la résistance du sol en profondeur.

III.IV.1 Première solution

Stabilisation du talus par clouage associée à un revêtement en béton projeté

Dans ce projet, l'ouvrage de soutènement est constitué d'un talus excavé à géométrie variable, présentant des pentes comprises entre 1H/3V et 1H/1V. Les différents niveaux de talus sont séparés par une berme intermédiaire de 3 m de largeur. La stabilité de la partie supérieure est assurée par un système de clouage du sol.

Ces clous sont installés dans des forages préalablement réalisés, inclinés d'environ 15° par rapport à l'horizontale, avec des longueurs comprises entre 8 et 12 m. Ils sont disposés selon un espacement horizontal (eh) de 1,5 m. Ce dispositif permet d'assurer un renforcement global du massif par mobilisation des efforts de traction dans les clous. Le parement du talus est protégé par un revêtement en béton projeté d'une épaisseur de 15 cm, contribuant à la stabilité superficielle et à la protection contre l'érosion.

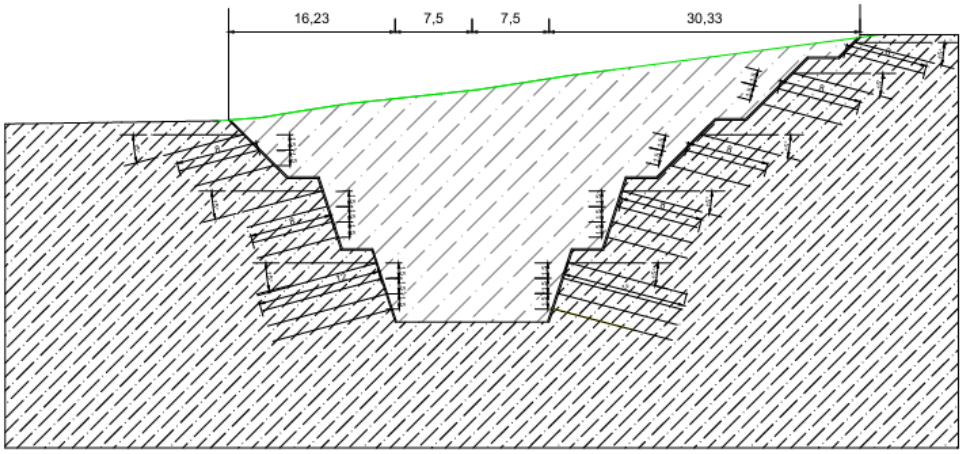


Figure III.6 : Modélisation de la solution de stabilisation du talus par clouage associée à un revêtement en béton projeté.

III.IV.1.1 Modélisation de la solution N° 01

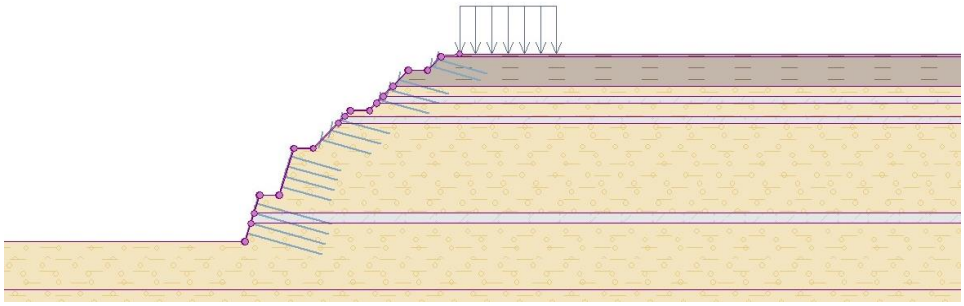


Figure III.7: Modélisation numérique de la solution de stabilisation du talus par clouage du sol et revêtement en béton projeté.

III.IV.1.2 Cas statique

Les résultats de l'analyse de stabilité effectuée par le logiciel sont les suivant :

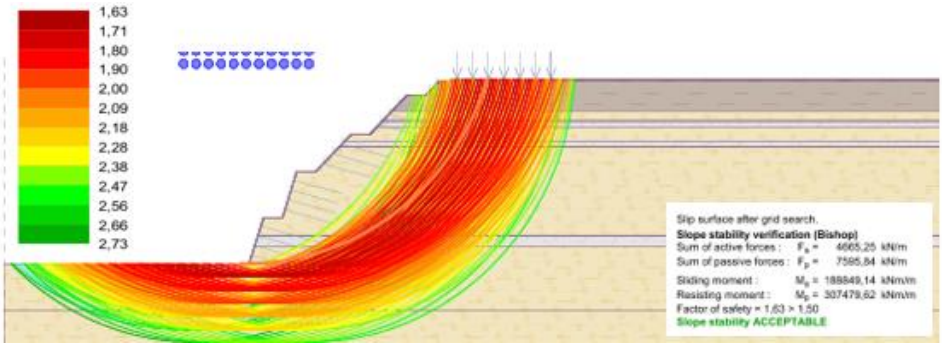


Figure III.8 : *Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1 cas statique*

Le facteur de sécurité a été évalué en condition statique à l'aide de cinq méthodes basées sur la méthode des tranches. Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus.

Tableau III.3 : *Résultats facteur de sécurité (statique).*

La méthode d'analyse	La valeur de facteur de sécurité	Condition	La vérification
Bishop	1.63	1,50	ACCEPTABLE
Fellenius /petterson	1.52	1,50	ACCEPTABLE
Spencer	1.62	1,50	ACCEPTABLE
Janbu	1.62	1,50	ACCEPTABLE
Morgentem-price	1.62	1,50	ACCEPTABLE

III.IV.1.3 Cas dynamique

Les coefficients pseudo-statiques adoptés sont les suivants

- K_H= 0,125 (forces horizontales)
- K_V = ±0,0375 (forces verticales)

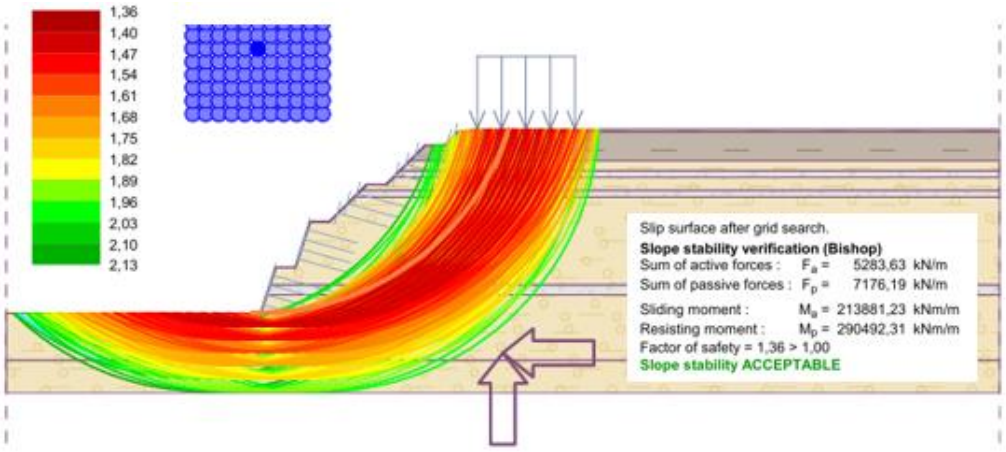


Figure III.9 : *Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1 cas dynamique*

Tableau III.4 : *Résultats facteur de sécurité (dynamique).*

La méthode d'analyse	F_s	Condition	La vérification
Bishop	1.36	1,00	ACCEPTABLE
Fellenius /petterson	1.25	1,00	ACCEPTABLE
Spencer	1.36	1,00	ACCEPTABLE
Janbu	1.35	1,00	ACCEPTABLE
Morgentem-price	1.35	1,00	ACCEPTABLE

III.IV.1.4 Interprétation des résultats

Après modélisation du profil, la stabilisation de l'excavation est obtenue par un reprofilage du talus en pentes successives, séparées par des bermes intermédiaires de 3m. Les talus sont ensuite renforcés par un clouage définitif et protégés par un revêtement en béton projeté, garantissant à la fois la stabilité globale et la durabilité de l'ouvrage.

III.IV.1.4.1 Évaluation approximative des couts

Tableau III.5 : *Évaluation approximative des couts de la solution N° 01.*

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire (2026) DA	Prix total (2026) DA
Terrassement en déblais	M³	72 219	700.00	50 553 300
Mise en œuvre d'un Parement en béton armé d'épaisseur de 15 cm y compris, ferraillage et béton projeté voie sèche y compris barbacanes	M^2	1003	20 000,00	20 060 000
Ancrage y compris le forage, le scellement et les accessoires.	Ml	18 784	8 000,00	150 272 000
	Totale Hors Taxe			222 985 300
	TVA			**19%**
	Totale TTC			265 352 507

III.IV.2 Deuxième solution

Soutènement mixte clouage – écran de pieux ancrés en partie inférieur

Le talus, présentant des pentes variant de 1H/3V à 1H/1V, est renforcé en partie supérieure par des clous d'ancrage installés dans des forages inclinés d'environ 15° par rapport à l'horizontale, avec une longueur de 8 m et un espacement horizontal et vertical de 1,5 m. Ce dispositif est complété par un revêtement en béton projeté assurant la protection et la stabilité superficielle. En partie inférieure, la stabilité est assurée par un écran de pieux définitif de diamètre 1,2 m, espacés de 2 m et ancrés à une profondeur de 20 m, coiffés par une poutre de couronnement. Cet écran est soutenu par des tirants d'ancrage actifs disposés en deux rangées, avec un espacement horizontal et vertical de 2 m.

Les tirants utilisés sont de même type pour les deux rangées. Chaque tirant présente une longueur totale de 18 m, comprenant 8 m de longueur libre et 10 m de longueur scellée. Ces tirants permettent de mobiliser les résistances du massif en profondeur et de limiter les déplacements de l'écran.

Ce système combiné permet d'assurer la stabilité globale du talus en mobilisant à la fois les résistances superficielles et profondes du massif.

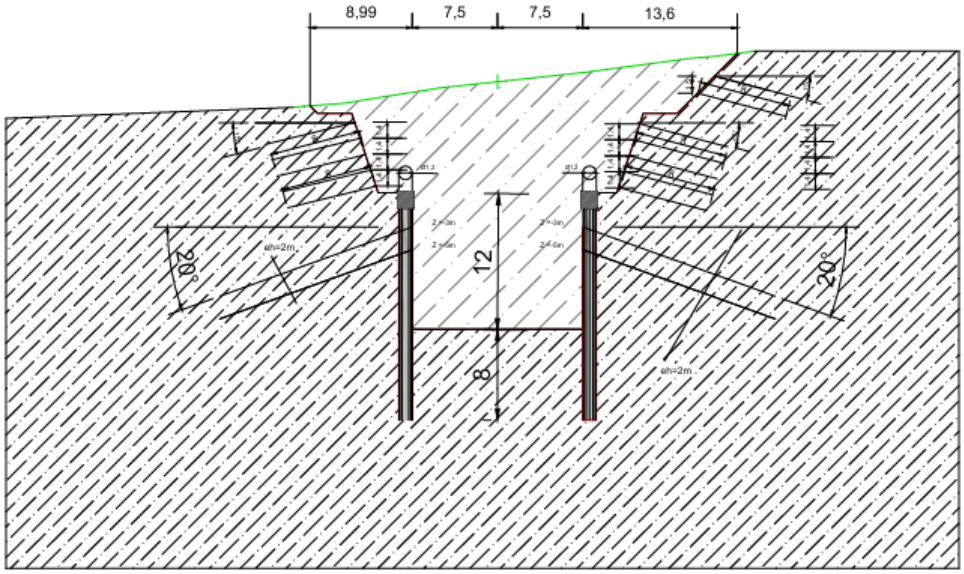


Figure III.10 : *Modélisation de la solution de soutènement mixte par clouage en partie supérieure et écran de pieux ancrés en partie inférieure.*

III.IV.2.1 Modélisation de la solution N° 02

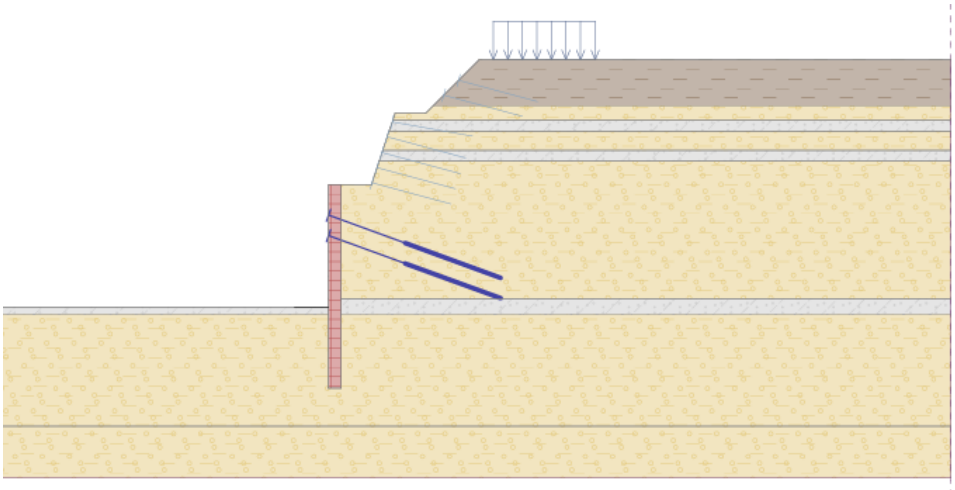


Figure III.11 : *Modélisation de l'écran de pieux et tirants d'ancrage associé à un système de clouage en partie supérieure.*

III.IV.2.2 Cas statique

Les résultats de l'analyse de stabilité effectuée par le logiciel sont les suivants :

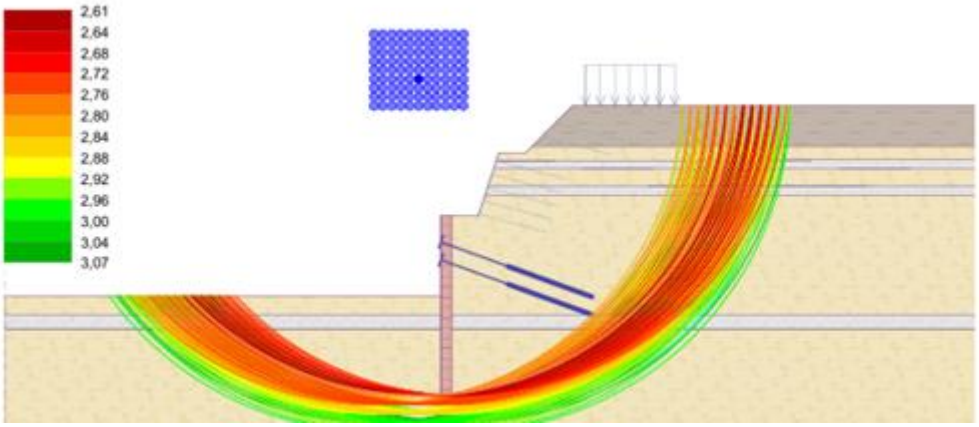


Figure III.12 : *Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2 cas statique.*

Le facteur de sécurité a été évalué en condition statique à l'aide de cinq méthodes basées sur la méthode des tranches. Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus.

Tableau III.6 : *Résultats facteur de sécurité (statique).*

La méthode d'analyse	F_s	Condition	La vérification
Bishop	2.15	1,50	ACCEPTABLE
Fellenius /petterson	1.83	1,50	ACCEPTABLE
Spencer	2.14	1,50	ACCEPTABLE
Janbu	2.15	1,50	ACCEPTABLE
Morgentem-price	2.15	1,50	ACCEPTABLE

III.IV.2.3 Cas dynamique

Le facteur de sécurité a été évalué dans le cadre d'une analyse dynamique, en considérant une accélération horizontale du sol a =0,25 ga

Les coefficients pseudo-statiques adoptés sont les suivants :

- K_H= 0.25 (forces horizontales)
- K_V= ±0.0750 (forces verticales)

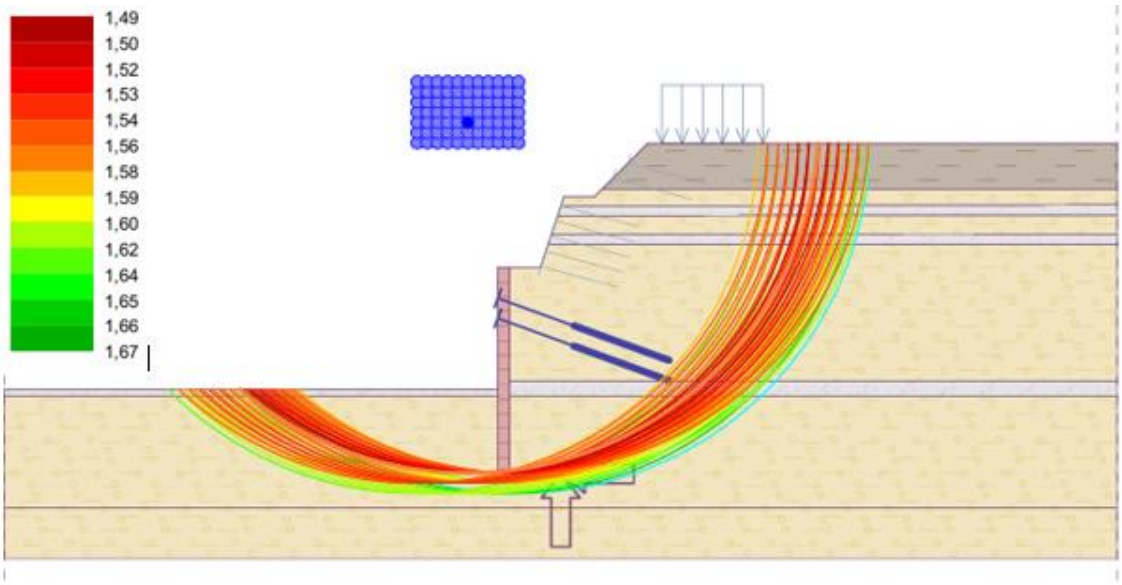


Figure III.13 : *Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2 cas dynamique.*

Tableau III.7 : *Résultats facteur de sécurité (dynamique).*

La méthode d'analyse	F_s	Condition	La vérification
Bishop	1.42	1,00	ACCEPTABLE
Fellenius /petterson	1.25	1,00	ACCEPTABLE
Spencer	1.45	1,00	ACCEPTABLE
Janbu	1.44	1,00	ACCEPTABLE
Morgentem-price	1.44	1,00	ACCEPTABLE

Après modélisation du profil et stabilisation du glissement à l'aide d'un rideau de pieux de 1,2 m de diamètre, il a été constaté que le profil présente une stabilité satisfaisante, aussi bien en conditions statiques que dynamiques.

Cette stabilité est renforcée par la solution mixte adoptée, combinant le clouage en partie supérieure et l'écran de pieux ancrés en partie inférieure. Le clouage permet de limiter les instabilités superficielles et d'assurer la cohésion du massif en tête de talus, tandis que les pieux ancrés, associés aux tirants actifs, mobilisent la résistance du sol en profondeur et s'opposent efficacement aux mécanismes de glissement global.

La répartition des efforts entre ces deux systèmes contribue à améliorer le facteur de sécurité global et à garantir un comportement stable de l'ouvrage.

III.IV.2.3.1 Évaluation approximative des couts

Tableau III.8 : *Évaluation approximative des couts de la solution 2.*

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire (2026) DA	Prix total (2026) DA
Terrassement en déblais	M³	35000	700	24 500 000
Pieux de D1200 mm espacée de 2 m (forage, ferraillage et bétonnage)	Ml	2140	70000	149 800 000
Des tirants en câble 5T15 en acier de précontraintes	Ml	1980	20 000	39 600 000
Ancrage y compris le forage, le scellement et les accessoires	Ml	4880	8000	39 040 000
Mise en œuvre d'un Parement en béton armé d'épaisseur de 15 cm y compris, ferraillage et béton projeté voie sèche	M^3	225	20000	4 500 000
	Total HT			257 440 000
	TVA			19%
	Total TTC			306 353 600

III.IV.3 Analyse multicritère et choix de la solution

III.IV.3.1 Comparaison des solutions de confortement

À la suite de nos observations précédentes, nous avons retenu deux stratégies de confortement pour faire face au problème d'instabilité étudié. Il est désormais essentiel de se prononcer sur la solution à adopter.

Afin d'effectuer un choix éclairé, une analyse multicritère a été réalisée en tenant compte de plusieurs critères, notamment les aspects techniques, économiques, fonciers et sociaux liés au projet.

Tableau III.9 : *Analyse multicritère*

Solution	Avantages	Inconvénients	Coûts (DA)
Soutènement mixte clouage – écran de pieux ancrés en partie inférieur	- Elle ne comporte pas des grands travaux de terrassements - Réalisables par des entreprises locales -Niveau de sécurité satisfaisant. -stabilité générale vis-à-vis au glissement optimal - délai de réalisation réduit - emprise du projet limitée	- coût élevé - nécessité de grands engins, grande foreuse - entreprise spécialisée	265 352 507
Stabilisation du talus par clouage associée à un revêtement en béton projeté	- Un matériel réduit pour la construction (engin de terrassement, engin de forage, centrale d'injection et une machine à projeter le béton) - Une bonne adaptation au site. - Une emprise réduite. - stabilité locale intéressante	- Elle nécessite de faire appel à une entreprise spécialisée. La résistance sol–clou peut diminuer fortement, affectant la stabilité à long terme de l'ouvrage. -emprise du projet importante -grandes pertes de coulis d'injection au niveau des forages en formation fracturée	306 353 600

III.IV.3.2 Critères déterminants dans le choix des solutions proposées

Contraintes foncières et environnement immédiat du projet

Le site du projet est situé dans la commune de Chihani**,** wilaya d'El Tarf, une région à forte vocation agricole où les terrains représentent une ressource économique importante pour les populations locales. Les habitants de cette commune sont particulièrement attachés à leurs terres et les procédures d'expropriation peuvent parfois susciter des réticences, même lorsqu'elles sont accompagnées d'une indemnisation. Par ailleurs, plusieurs habitations sont implantées à proximité immédiate de la zone d'étude, constituant ainsi une contrainte supplémentaire dans le choix de la solution de confortement.

La première solution, basée sur le reprofilage des talus associé au clouage, nécessite la réalisation d'importants travaux de terrassement afin d'obtenir des pentes compatibles avec les exigences de stabilité. Cette approche conduit à une augmentation significative de l'emprise du projet, impliquant davantage d'acquisitions foncières et un impact plus important sur les terrains agricoles ainsi que sur les propriétés riveraines.

En revanche, la seconde solution, constituée de deux rangées de pieux associées au clouage des talus supérieurs, permet la réalisation d'une excavation quasi verticale. Cette configuration limite considérablement l'élargissement de la plateforme et réduit les besoins en expropriation. Elle contribue ainsi à préserver les terres agricoles avoisinantes et à minimiser les incidences du projet sur les habitations situées à proximité du site.

Par conséquent, malgré un coût de réalisation plus élevé, la solution de stabilisation par deux rangées de pieux a été privilégiée, car elle répond de manière plus adaptée aux contraintes foncières et sociales propres au projet, tout en garantissant le niveau de sécurité requis pour l'ouvrage.

Figure III. 14: *Vue aérienne du site du projet à Chihani, montrant son environnement agricole et résidentiel.*

La figure ci-dessus met en évidence la présence de terrains agricoles ainsi que d'habitations à proximité immédiate de la zone d'intervention. Cette configuration a constitué une contrainte importante lors du choix de la solution de confortement.

En effet, la réduction de l'emprise des travaux a été privilégiée afin de limiter les expropriations, de préserver les exploitations agricoles existantes et de minimiser les impacts sur les riverains.

III.IV.3.3 Justification du choix de la solution retenue

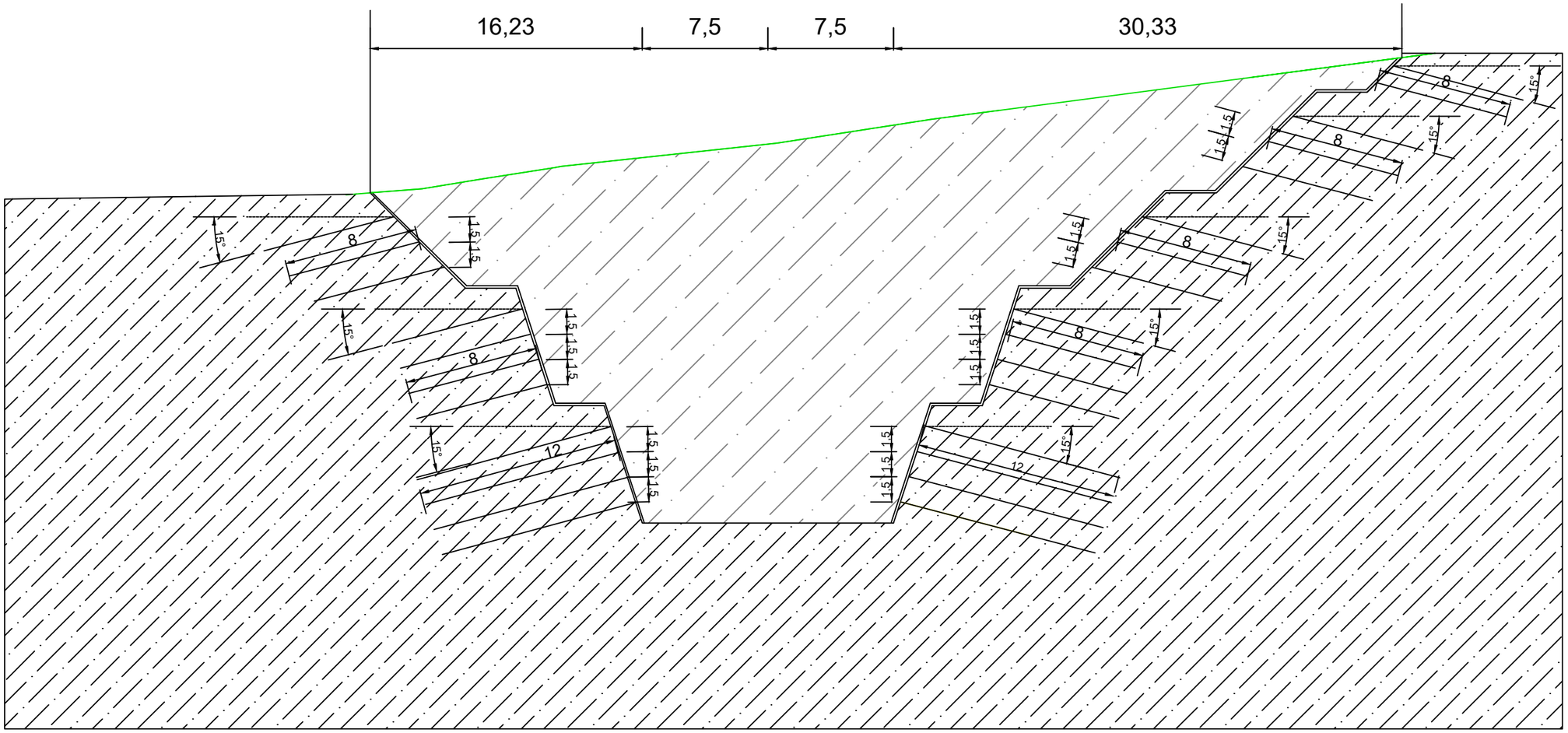
Par conséquent, malgré un coût de réalisation plus élevé, la solution de stabilisation par deux rangées de pieux associées au clouage des talus supérieurs a été retenue. Cette solution permet de réduire significativement les terrassements et l'emprise du projet, tout en garantissant un niveau de sécurité satisfaisant et une meilleure intégration dans l'environnement immédiat du Site.

III.V Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter et d'analyser les différentes solutions techniques envisageables pour remédier aux problèmes identifiés au niveau du projet étudié. En s'appuyant sur les contraintes géotechniques, géométriques et environnementales du site, les solutions proposées ont été évaluées afin de retenir les options les plus adaptées en termes de stabilité, de faisabilité et de sécurité. Cette démarche a également mis en évidence l'impact de chaque alternative sur l'emprise du projet et sur les zones avoisinantes.

D'après l'analyse multicritère et en tenant compte des exigences du maître d'ouvrage, notamment les contraintes foncières et l'environnement immédiat du projet, la solution de soutènement mixte par clouage associé à un écran de pieux ancrés en partie inférieure a été retenue.

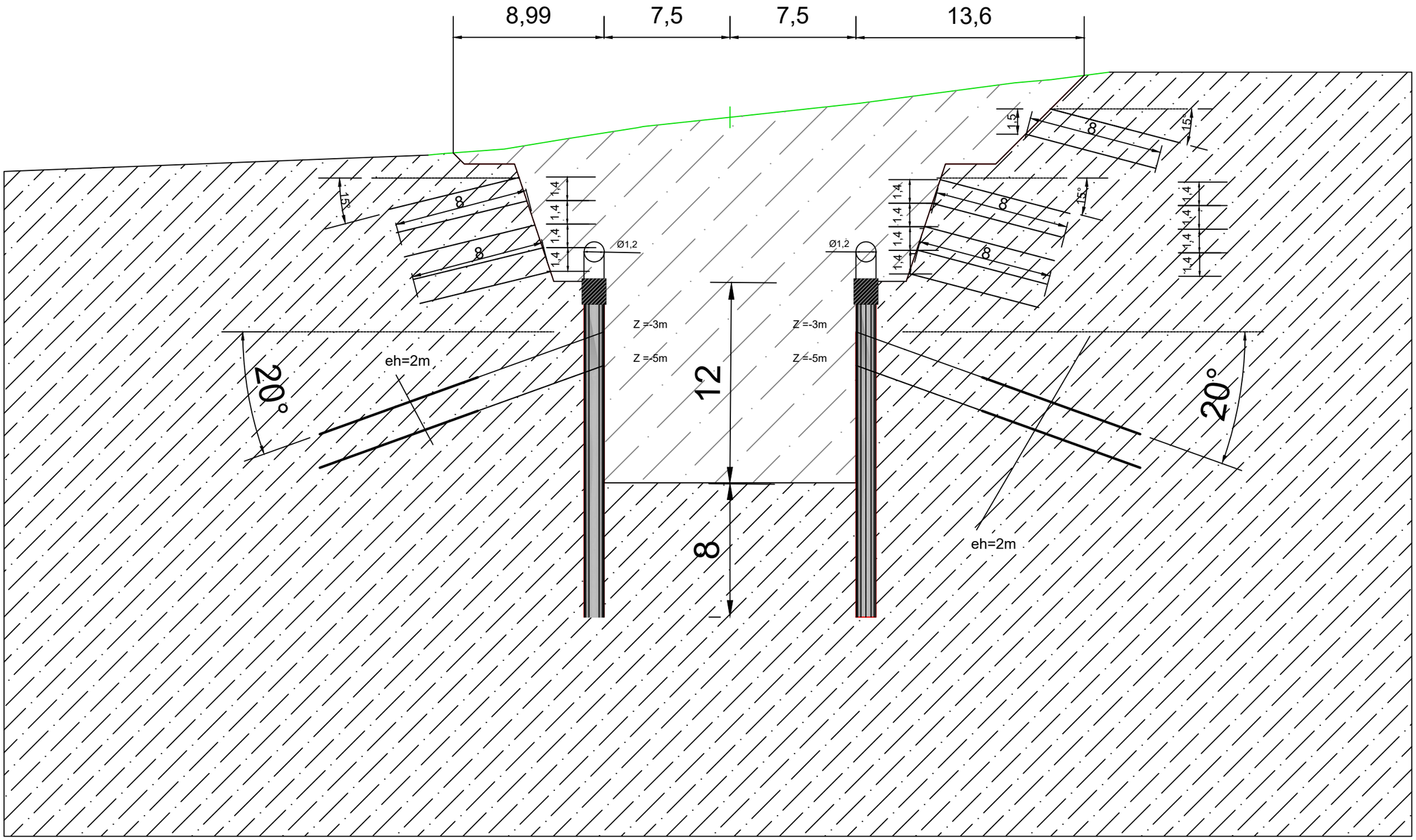
Les solutions choisies constituent ainsi une base fiable pour la suite de l'étude, notamment pour la justification technique et les vérifications de stabilité dans les chapitres suivants.



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba-16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web : www.enstp.edu.dz**
Fax : (023) 70 19 04 **E-mail : enstp@enstp.edu.dz**

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par :	Encadré par :	Profile type	Année universitaire :
Conception et étude géotechniques de stabilité de la tranchée daccés au portail ouest de tunnel T3 entre les (PK 29+950 au Pk 30+90) ANNABA BOUCHEGOUF	HAMDI Nasreddine BOUHALA Heythem	HAMADI Kamel NOUIGA Adel	Echèlle : 1/50	2025/2026

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba-16051. Alger Fax : (023) 70 19 38 **Site web : www.enstp.edu.dz** Fax : (023) 70 19 04 **E-mail : enstp@enstp.edu.dz**	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par :	Encadré par :	Profile type	Année universitaire :
	Conception et étude géotechniques de stabilité de la tranchée daccés au portail ouest de tunnel T3 entre les (PK 29+950 au Pk 30+90) ANNABA BOUCHEGOUF	HAMDI Nasreddine BOUHALA Heythem	HAMADI Kamel NOUIGA Adel	Echèlle : 1/50	2025/2026

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT DE LA SOLUTION RETENUE(APD)

IV.I Introduction

À la suite de l'étude de stabilité et de la validation de la solution de soutènement retenue, il convient de procéder au dimensionnement détaillé des différents éléments constitutifs de l'ouvrage. Cette étape vise à définir les caractéristiques géométriques et mécaniques des dispositifs de soutènement afin de garantir leur efficacité et leur conformité aux exigences de sécurité du projet.

Le présent chapitre est consacré au dimensionnement de la solution retenue, en s'appuyant sur les données géotechniques du site, les conditions de chargement ainsi que les résultats des analyses effectuées dans les chapitres précédents. Les calculs et vérifications portent sur l'ensemble des éléments participant à la stabilité de l'ouvrage, dans le but d'assurer leur résistance aux sollicitations auxquelles ils seront soumis.

Les vérifications sont réalisées conformément aux normes, recommandations et règles de l'art en vigueur. L'objectif est de garantir la stabilité globale du talus, d'assurer la sécurité de l'ouvrage durant les phases de construction et d'exploitation, et de vérifier que les performances requises sont satisfaites tout au long de sa durée de service.

IV.II Normes et documents de référence

Les normes utilisées pour l'élaboration de ce chapitre sont les suivantes :

Eurocode 7 NF P94 – 282 : Calculs géotechniques- Ouvrages de soutènement – Écrans ; Mars 2009
] Eurocode 7 NF P94 – 270 : Calculs géotechniques- Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sols cloués, Octobre 2020 ;
Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 99 révision 1999
Règlements Parasismiques Algérien (Ouvrage d'Art et construction) RPOA 2008
TIRANTS D'ANCRAGE TA2020 : Règles professionnelles relatives à la conception, au calcul, à l'exécution, au contrôle et à la surveillance ; comité français de mécanique des sols et de géotechnique (CFMS) ; Décembre 2020.
Manuels techniques du logiciel GEO5/K-Rea

IV.III Hypothèses générales

Les éléments suivants sont retenus à la base de l'analyse des document normatifs en vigueur :

IV.III.1 Classe de conséquence

Tableau IV.1 : *Classes de conséquences (NF P94-270).*

Classe de conséquences	Description	Exemples de bâtiments et de travaux de génie civil
CC3	Conséquence **élevée** en termes de perte de vie humaine, ou conséquences économiques, sociales ou d'environnement **très importantes**	Tribunes, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient élevées (par exemple salle de concert)
CC2	Conséquence **moyenne** en termes de perte de vie humaine, conséquences économiques, sociales ou d'environnement **considérables**	Bâtiments résidentiels et de bureaux, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient moyennes (par exemple bâtiment de bureaux)
CC1	Conséquence **faible** en termes de perte de vie humaine, et conséquences économiques, sociales ou d'environnement **faibles ou négligeables**	Bâtiments agricoles normalement inoccupés (par exemple, bâtiments de stockage), serres

- Dans le cadre du projet, on suppose une classe de conséquence CC2.

IV.III.2 Catégorie géotechnique

Conformément à l'Annexe nationale de la norme NF EN 1997-1, il convient que la catégorie géotechnique de projet soit définie en tenant compte des indications du tableau suivant :

Tableau IV.2 : Catégories géotechnique et bases des justifications en fonction des classes de conséquence et des conditions de site (NF P94-270)

CLASSE DE CONSEQUENCE	CONDITIONS DE SITE	CATEGORIE GEOTECHNIQUE	BASES DES JUSTIFICATIONS
CC1	Simples et connues	1	Expérience et reconnaissance géotechnique qualitative admises
	Complexes	2	Reconnaissance géotechnique et calculs nécessaires
CC2 ou CC3	Simples et connues	2	
	Complexes	3	Reconnaissance géotechnique et calculs approfondis

IV.III.3 Durée d'utilisation

Tableau IV.3 : *Durée indicative d'utilisation de projet (NF P94-270).*

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée indicative d'utilisation de projet	Exemples de projets de bâtiment et de génie civil	Exemples de projets de sol renforcé
1	10 ans	Structures provisoires	Ouvrages provisoires
2	25 ans	Éléments structuraux remplaçables (poutres de roulement, appareils d'appui)	
3	25 ans	Structures agricoles et similaires	Structures industrielles
4	50 ans	Structures courantes de génie civil et de bâtiments	Structures portuaires (murs de quai)
4/5	75 ans		Murs de soutènement routiers ordinaires
5	100 ans	Autres structures de génie civil, ponts et structures monumentales de bâtiments	Culées de pont

IV.IV Profil de calcul

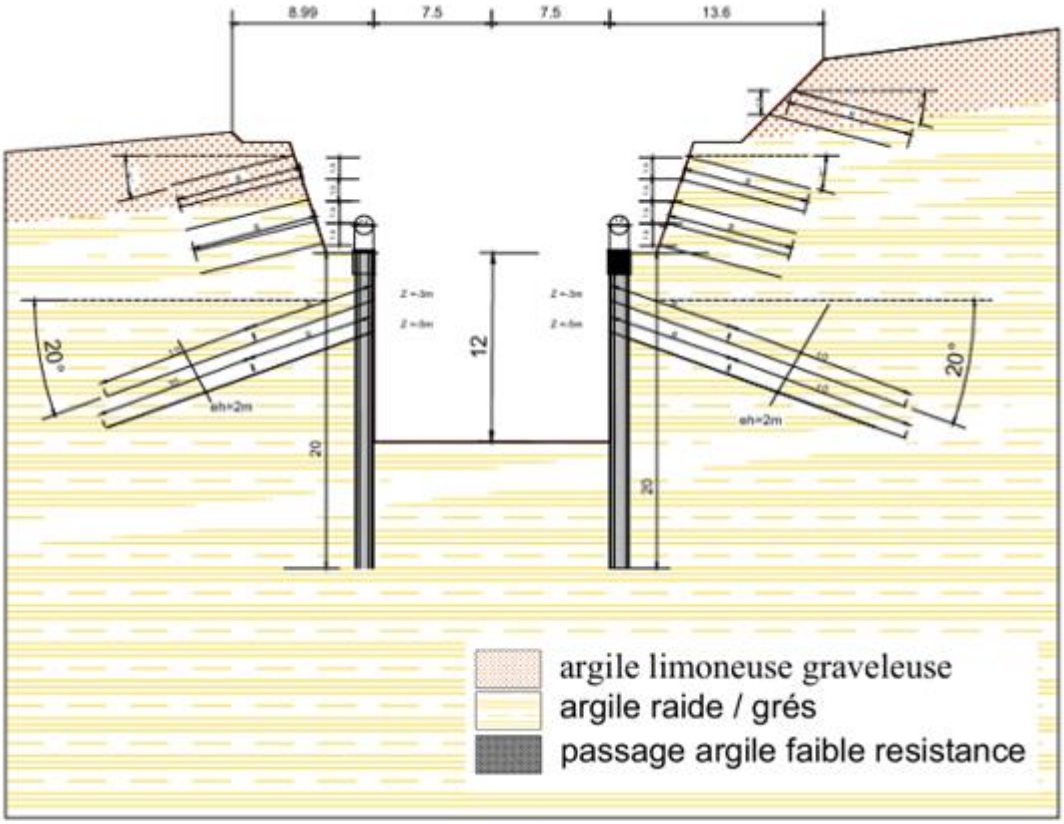


Figure IV.1 : *Profil P01 AA – écran tirant.*

La vue en plan de la solution de soutènement retenue ainsi que les profils types correspondants sont présentées respectivement dans les figures ci-après.

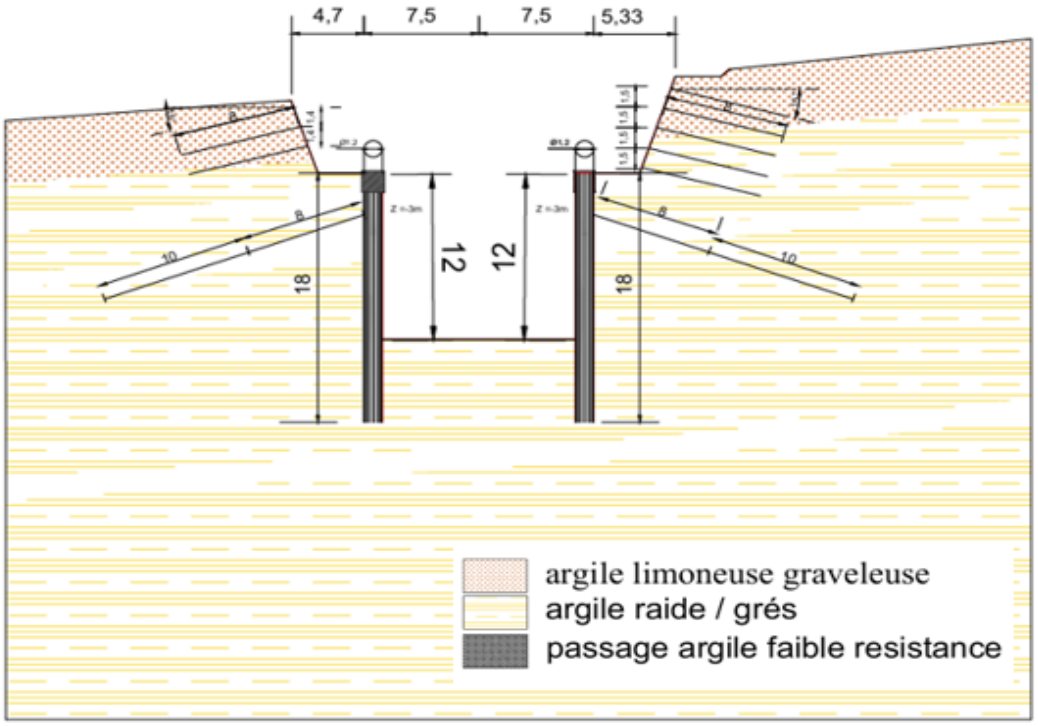


Figure IV.2 : *Profil P02 BB – écran tirant.*

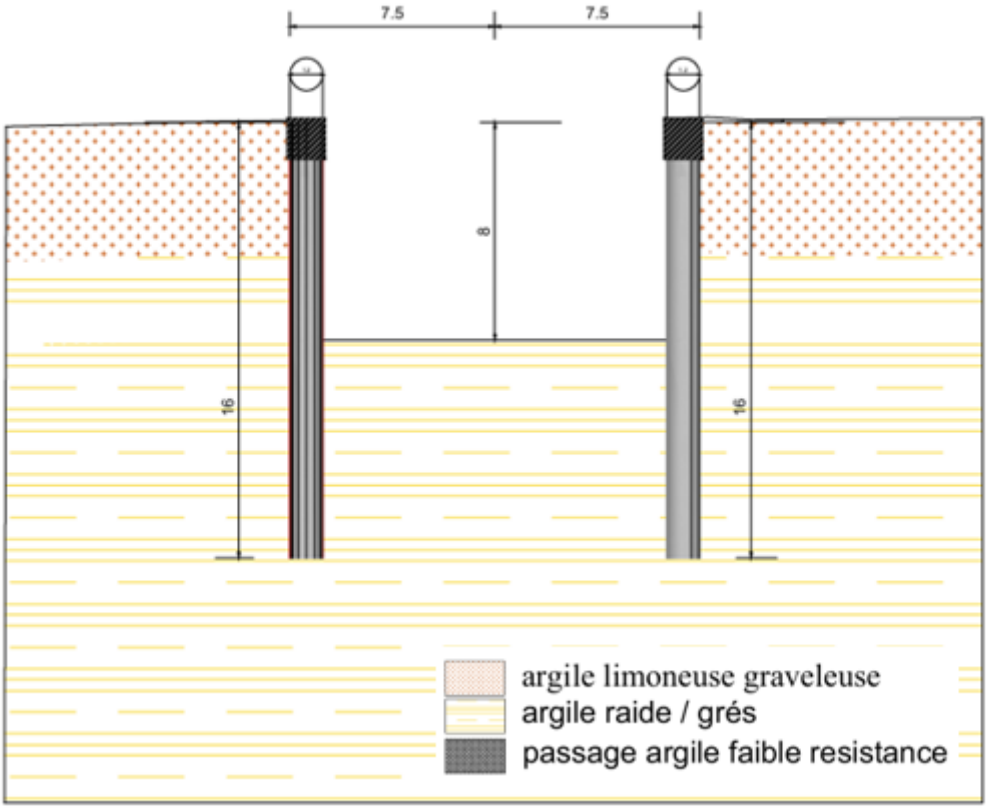


Figure IV.3 : *Profil P03 CC – écran auto stable.*

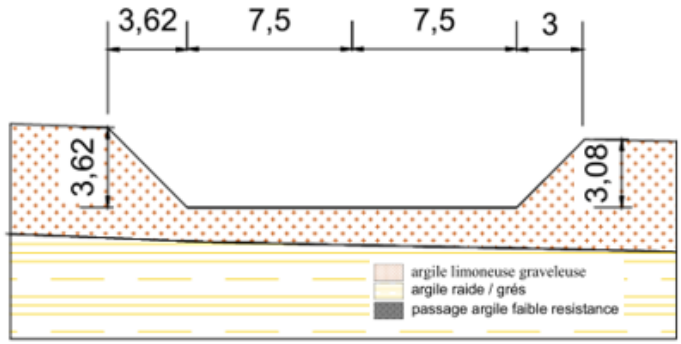


Figure IV.4 : *Profil P04 DD*

IV.V Critères de justification de la stabilité de l'ouvrage :

Les vérifications de stabilité aux états limites ultimes (ELU) sont réalisées conformément au Tableau 8.2.1 de la norme NF P 94-282, définissant les vérifications minimales à effectuer pour les situations de projet durables et transitoires les plus défavorables en phase de construction et d'exploitation.

Ces vérifications portent principalement sur la stabilité globale de l'ouvrage, la résistance structurale (STR), ainsi que la stabilité géotechnique (GEO), incluant notamment le défaut de butée, la stabilité du massif et la résistance des systèmes d'appui et d'ancrage, selon les approches de calcul et les coefficients partiels définis par la norme.

Tableau IV.4 : *Vérifications minimales à faire aux états-limites ultimes pour les situations de projet durables ou transitoires les plus défavorables en cours de construction et d'exploitation.*

		Type ELU	Approche de calcul	Procédure voir
Tous les écrans de soutènement				
	Stabilité générale (1)	GEO	2	Section 15
	Défaut de butée (2)	GEO	2	Section 9
	Résistance de la structure	STR	2	Section 10
	Stabilité du fond de fouille (3)	GEO	2	Section 15
Écrans porteurs				
	Poinçonnement du sol support	GEO	2	Section 11
Écrans avec appuis				
	Stabilité du massif d'ancrage	GEO	2	Section 14
	Résistance de l'ancrage (4)	STR/GEO	2	Section 12
	Résistance de l'appui (5)	STR/GEO	2	Section 12
Écrans concernés par les ruines d'origine hydraulique				
	Érosion interne ou régressive / Boulance (6)	HYD	-	Section 13
	Soulèvement du fond de fouille (7)	UPL	-	Section 13

IV.VI Calculs de stabilité

IV.IV.1 Approche de calcul

Les vérifications de stabilité sont réalisées selon l'approche de calcul 3 de la norme NF P 94-270 et l'approche de calcul 2 de la norme NF P 94-282, en appliquant les coefficients de sécurité partiels

Les coefficients de sécurité pondérateurs utilisés sont les suivants :

Tableau IV.5 : *Coefficients de sécurité pondérateurs- Approche 3 (NF P 94-270).*

		Situation	
		Fondamentale	Sismique
Actions permanentes	Favorable γ_G	1	1
	Défavorable γ_G	1	1
Actions variables	Favorable γ_Q	0	0
	Défavorable γ_Q	1.30	1
Poids volumique γ		1	1
Angle de frottement effectif φ'		1.25	1
Cohésion effective c'		1.25	1
Cohésion non drainé Cu		1.4	1
Résistance R		1	1
Sur le model γ_{rd}	Phase provisoire*	1.05	1
	Phase définitive	1.1	1

Tableau IV.6 : *Coefficients de sécurité pondérateurs- Approche 2 (NF P 94-282).*

		Situation	
		Fondamentale	Sismique
Actions permanentes	Favorable γ_G	1.35	1
	Défavorable γ_G	1	1
Actions variables	Favorable γ_Q	0	0
	Défavorable γ_Q	1.5	1
Poids volumique γ		1	1
Angle de frottement effectif φ'		1	1
Cohésion effective c'		1	1
Cohésion non drainé Cu		1	1
Résistance R		1.1	1

Sur le model γ_{rd}	Phase provisoire*	1	1
	Phase définitive	1	1

IV.IV.2 Caractéristiques des éléments structuraux

Les caractéristiques des différents éléments structuraux sont présentées dans les tableaux correspondants

- Clou

Tableau IV.7 : *Caractéristique des clous.*

Diamètre de la barre Φ (mm)	32
Section de la barre d'acier Sn (mm2)	804.24
Contrainte à la limite élastique σe (MPa)	500
Diamètre de forage (mm)	100
Inclinaison des clous	15°
Espacement horizontal et vertical	$e_h = e_v = 1.5$
Longueur (m)	L=8m

- Tirant d'ancrage

Tableau IV.8 : *Caractéristiques techniques des tirants d'ancrage retenus pour le dimensionnement de la paroi de pieux tirantée.*

Type	Câble 5T15
Limite d'élasticité (MPA)	1860
Aire mm²	750 mm^2
inclinaison θ	20 °
Diamètre du forage	200 mm
Longueur libre	8m
Longueur scellée	10m
Espacement	$e_v=e_{h=}2m$
Raideur	60577 kN/m/m
Type d'injection	IGU
Pression d'injection	20 bars

- Béton armé

Tableau IV.9 *caractéristiques du béton armé*

Condition de fissuration	Fissuration non préjudiciable
Classe de béton	C25/30 | C30/35
Enrobage minimum	2cm (Paroi clouée) 5cm (poutre, lierne) | 10cm (Pieu)
Acier Nuance	HA fe500

- **PIEUX**

Tableau IV.10 : *Paramètres retenus pour le dimensionnement des pieux de l'écran de soutènement.*

Profil	P01	P02	P03
Sollicitation	Flexion composée		
Profondeur	20m	18m	16m
Inclinaison	90 °		
Diamètre de forage	Ø1200mm		
Espacement	2m		
Rigidité flexionnelle	508938 kN m²/ml		

IV.V Paroi clouée

IV.V.1 Stabilité mixte et générale

Selon la norme NF P 94-270 et dans le cas de l'utilisation d'une modélisation numérique pour le calcul de la stabilité en peut vérifier la stabilité mixte et générale en même temps (article 12.1.(3))

Pour réaliser l'analyse de stabilité, la méthode d'équilibre limite selon la méthode de Bishop est employée. En intégrant les coefficients de sécurité partiels apportés par l'approche de calcul 3 de la norme NF P94-270 [2] et l'approche de calcul 2 de la norme NF P94-282 [2], les calculs sont menés à l'aide du logiciel GEO5 Pour faciliter ce processus, le logiciel GEO5 est utilisé

Les résultats de calcul de stabilité (mixte et générale) en situation provisoire et définitive (fondamentale et sismique) de chaque phase sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IV.11 : *Résultats des calculs de stabilité.*

			Stabilité mixte et général			
	L_{pieux} (m)	L_{clous} (m)	Provisoire $F_{smin} \geq 1{,}3$		Fond $F_{smin} \geq 1{,}5$	Sismique $F_{smin} \geq 1$
Profil 04	/	/	1.97		1.97	1.61
		Vérifiée			**Vérifiée**	**Vérifiée**
Profil 03	16m	/	Phase 01	16.43	5.04	2.55
			Phase 02	8.82		
			Phase 03	5.04		
		Vérifiée			**Vérifiée**	**Vérifiée**
Profil 02	18m	8m	Phase 01	2	2.03	1.55
			Phase 02	1.9		
			Phase 03	1.94		
			Phase 04	1.96		
			Phase 05	2.03		
		Vérifiée			**Vérifiée**	**Vérifiée**
Profil 01	20m	8m	Phase 01	2.46	2.15	1.46
			Phase 02	2.32		
			Phase 03	2.23		
			Phase 04	2.2		
			Phase 05	2.13		
			Phase 06	2.16		
			Phase 07	2.15		
			Vérifiée		**Vérifiée**	**Vérifiée**

Les résultats de stabilité obtenus (coefficient de sécurité et cercles de glissement critique) en situation fondamentale et sismique sont présentés sur les figures ci-après :

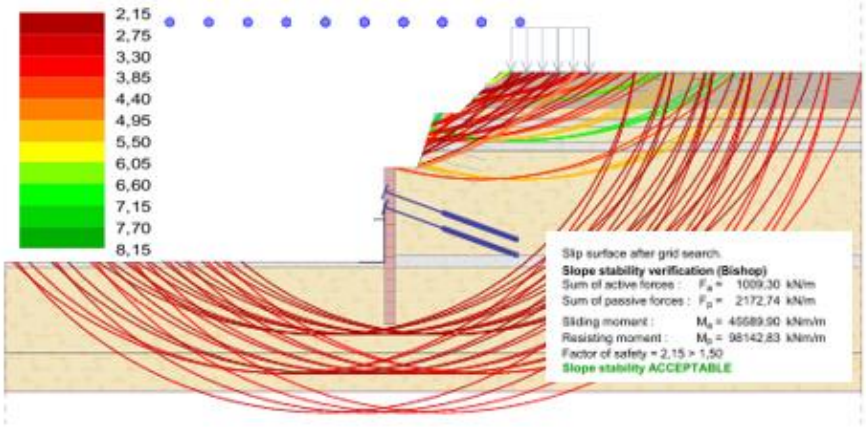


Figure IV.5 : *Vérification de la stabilité mixte (situation fondamentale) du PROFIL 01.*

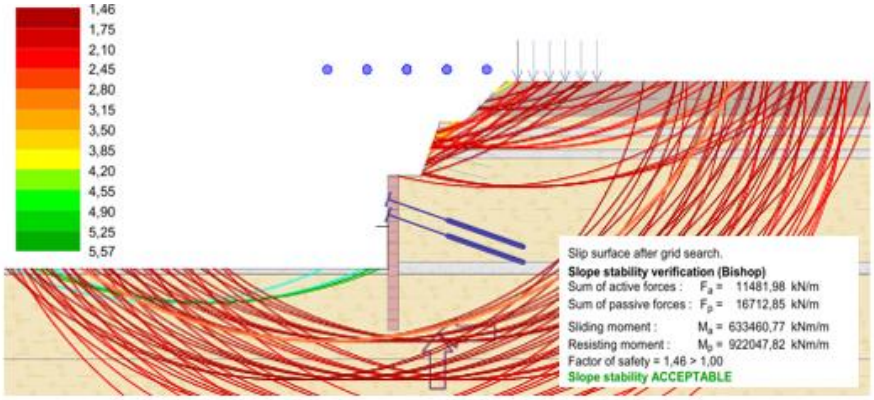


Figure IV.6 : *Vérification de la stabilité mixte (cas sismique) du PROFIL 01.*

IV.V.2 Phasage de réalisation de la paroi clouée

Un soutènement en sol cloué est réalisé par phases successives, du haut vers le bas, au fur et à mesure de l'excavation des terres en place. Chaque phase comporte :

-Un terrassement de hauteur limitée.

-La mise en place d'éléments de renforcement (clous).

-L’installation d'un système de drainage.

-La réalisation d'une partie de parement (Nappe en treillis soudé et béton projeté).

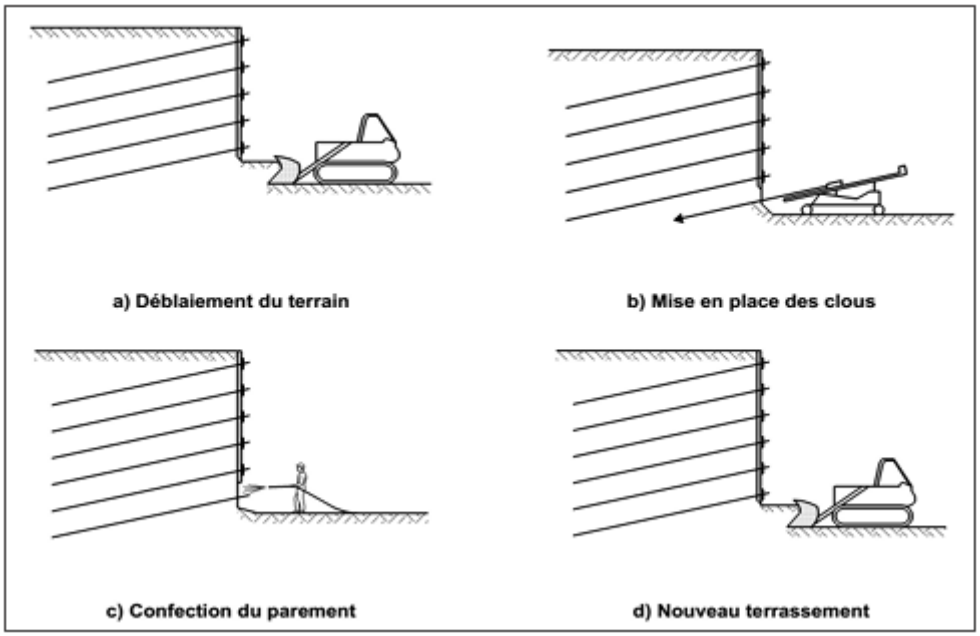


Figure IV.7 : *Etapes de réalisation d'un ouvrage en sol cloué (NF P 94 270).*

Les vérifications à ELU de la paroi clouée provisoire selon la norme (NF P 94 - 270) sont :

- Stabilité externe locale et générale
- Stabilité mixte et interne

IV.VI Stabilité interne

Pour démontrer que la stabilité interne de l'ouvrage est assurée avec une sécurité adéquate en cours de construction et pendant toute la durée d'utilisation du projet on doit vérifier, pour chaque lit de renforcement de la section d'ouvrage considérée :

- La résistance d'interaction sol – renforcement

- La résistance structurelle du parement

IV.VI.1 Résistance d'interaction sol – renforcement

Pour démontrer que la résistance d'interaction sol – lit de renforcement dans un ouvrage en sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut d'adhérence, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$\mathbf{T}max \leq Rf$$

Où :

Tmax : La valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement, donné par le logiciel de calcul

Rf: La valeur de calcul de la résistance ultime de l'interaction sol - lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale

$Rf = \frac{\tau max \times Ps \times Ls}{\gamma_{M;f}}$ Avec : $\tau_{max} = q_s$

$\boldsymbol{\tau_{max}}$**:** est la valeur caractéristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et le lit de renforcement.

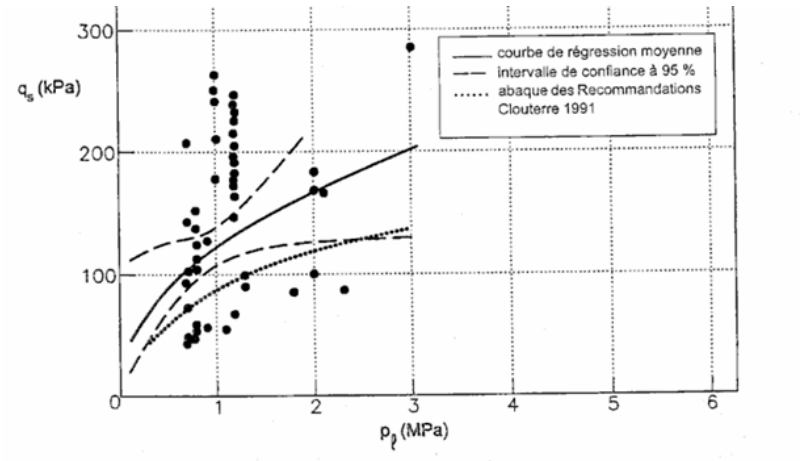


Figure IV.8 : *Abaque (q_s,p_l) pour des clous scellés par injection gravitaire dans les argiles*

Pl=1.8 MPa donc q_s=110 kPa

Ps : Périmètre de forage

Ls : Longueur d'adhérence au-delà de la ligne de traction maximale donnée par le logiciel de calcul

$\gamma_{M;f}$: Facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement.

	Tmax (KN)	q_s (kPa)	Ls (m)	$\gamma_{M;f}$	$\emptyset(m)$	Ps (m)	Rf (KN)	Tmax ≤ Rf
Résultats	98,54	*110*	*8*	*1.4*	*0.1*	*0.314*	*197.37*	Vérifié

IV.VI.1.1 Vérification de Poinçonnement

Afin de démontrer que le parement supportera la charge de calcul, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\boldsymbol{T_{par;d} \leq R_{par;d}}$$

$\boldsymbol{T_{par;d}}$: Valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement au point où le lit de renforcement est attaché au parement

$\boldsymbol{R_{par;d}}$ **:** Valeur de calcul de la résistance ultime du parement, elle est donnée par la formule ci-dessous.

$$\boldsymbol{R_{par;d}} = \frac{0.045 \cdot f_{ck} \cdot 4h \cdot (a+h)}{1.5} + \frac{(a+2h)^2 \cdot Pl^*}{2}$$

f_{ck} *Résistance* caractéristique du béton à la compression à 28 jour ($f_{ck} = 20Mpa$)

h Épaisseur du béton sous la plaque d'appui = 15 cm

a Côté de la plaque d'appui (20cm)

Pl Pression limite Pl*d (ALG)=588 kPa pour Pl*d (AR/G) =3548kPa

Tableau IV.12 : *Vérification de la résistance du parement*

	Clou 01	Clou 02	Clou 03	Clou 04	Clou 05	Clou 06	Clou 07
Tpar;d (kN)	98,54	50,57	99,00	48,59	54,86	74,04	26,94
Rpar ;d (kN)	199.5	199.5	569.5	569.5	569.5	569.5	569.5
$\boldsymbol{T_{par;d} \leq R_{par;d}}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

En conséquence, nous choisissons une épaisseur de 15 cm pour le parement qui est justifié vis-à vis au poinçonnement

IV.VI.1.1.1 Épaisseur de la plaque d'appui

$$\boldsymbol{e_{min}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{T_{par;d}}}{\boldsymbol{\pi \cdot f_y}}}$$

e_{min} Épaisseur minimale de la plaque d'appui ;

$f_y = 335Mpa$ Limite élastique de la plaque d'appui.

Tableau IV.13 : *Vérification de l'épaisseur de la platine.*

	Clou 01	Clou 02	Clou 03	Clou 04	Clou 05	Clou 06	Clou 07
$\boldsymbol{T_{par;d}}$***(KN)***	98,54	50,57	99,00	48,59	54,86	74,04	26,94
$\boldsymbol{e_{min}}$ ***(mm)***	9.67	6.93	9.7	6.79	7.22	8.38	5.06

Donc, on prend une épaisseur de la plaque d'appui e= 20mm

IV.VI.1.1.2 Ferraillage du parement

Les calculs permettront de déterminer les dimensions de l'acier requises dans le parement, conformément aux règles BAEL91/99. Le dimensionnement comprendra la vérification du parement en termes de flexion et de poinçonnement à l'État Limite Ultime (ELU) dans les conditions finales.

La charge de dimensionnement est la suivante :

$$\sigma_{par;cl} = inf[1\ ;\ \sup\ (0.6\ ; 0.4 +\ \max\ (\text{ev}\ ;\ \text{eh}))].\frac{T_{par,cl}}{e_v \cdot e_h}$$

$$\text{Avec } T_{par,cl} = T_{max}$$

$$M_{\max Appui} = \frac{\sigma_{par;cl} \cdot l^2}{10}\ ;\ M_{\max Travee} = \frac{\sigma_{par;cl} \cdot l^2}{20}$$

l : La portée horizontale e_h ou la portée verticale e_v.

$e_h = e_v = 1.5m$

On obtient les efforts suivants :

Tableau IV.14 : *Récapitulatif des efforts*

	Talus supérieur	Talus inferieur
$T_{par\ ;d}$(KN)	98.54	99
$\sigma_{par\ ;cl}$	43.8	44
$M_{max\ ;appuis}$	9.854	9.9
Section d'armatures (cm2)	1.8	1.8
$Mmax_{\ ;travée}$	4.927	4.95
Section d'armatures (cm2)	1.3	1.3

On retient les sections suivantes :

Tableau IV.15 : *Récapitulatif du ferraillage*

	Talus supérieur	Talus inferieur
Épaisseur parement	15	15
Ferraillage côté terre	ST 15C ≡ HA6 eh=ev=20cm	ST 25C ≡ HA7 eh=ev=15cm
Ferraillage côté parement	ST 15C ≡ HA6 eh=ev=20cm	ST 15C ≡ HA6 eh=ev=20cm
Enrobage	2 cm	2 cm
Plaque d'appui	200x200x20 mm	200x200x20 mm

Le détail du calcul BA est joint en annexe.

IV.VII Paroi de pieux tirantée

Les vérifications minimales de stabilité de la paroi de pieux tirantée ont été réalisées aux états limites ultimes (ELU) ainsi qu'aux états limites de service (ELS), en considérant à la fois les aspects structuraux (STR) et géotechniques (GEO) de l'ouvrage. Ces analyses ont été menées pour l'ensemble des phases de réalisation et des conditions de sollicitation susceptibles d'affecter le comportement de la structure.

Les justifications de calcul ont été établies conformément aux prescriptions de la norme NF P94-282, garantissant ainsi la sécurité, la stabilité et la fonctionnalité de l'ouvrage durant son exécution et son exploitation.

Tableau IV.16 : *Vérifications minimales de stabilité d'une paroi de pieux tirantée aux états limites ultimes selon la NF P 94-282.*

		Type ELU	Approche de calcul	Procédure voir
Tous les écrans de soutènement				
	Stabilité générale (1)	GEO	2	Section 15
	Défaut de butée (2)	GEO	2	Section 9
	Résistance de la structure	STR	2	Section 10
	Stabilité du fond de fouille (3)	GEO	2	Section 15
Écrans porteurs				
	Poinçonnement du sol support	GEO	2	Section 11
Écrans avec appuis				
	Stabilité du massif d'ancrage	GEO	2	Section 14
	Résistance de l'ancrage (4)	STR/GEO	2	Section 12
	Résistance de l'appui (5)	STR/GEO	2	Section 12
Écrans concernés par les ruines d'origine hydraulique				
	Érosion interne ou régressive / Boulance (6)	HYD	-	Section 13
	Soulèvement du fond de fouille (7)	UPL	-	Section 13

IV.VII.1 Vérification du défaut de butée

IV.VII.1.1 Principe général

La stabilité d'un écran de soutènement vis-à-vis d'une rupture par défaut de butée doit être assurée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé, et on doit vérifier que la fiche de l'écran est suffisante pour que la butée mobilisée sous le niveau d'excavation demeure suffisamment éloignée de la butée limite.

La vérification du mode de rupture par défaut de la butée est effectuée à partir d'un modèle de calcul d'interaction sol-structure (MISS), dans lequel l'écran comporte un ou plusieurs niveaux d'ancrage.

IV.VII.2 Modèle d'interaction sol structure (MISS)

Pour démontrer que la butée mobilisée sur la hauteur de la fiche d'un écran est acceptable, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge :

$$\boldsymbol{B_{t,d} \leq B_{m,d}}$$

$B_{t,d}$ Valeur de calcul de la résultante de la butée mobilisée (issue du modèle MISS)

$B_{m,d}$ Valeur de calcul de la résultante de la butée limite (ou mobilisable)

Les valeurs de calcul des butées mobilisée et mobilisable sont définies à partir des relations suivantes

$$B_{t,d} = \gamma_E \cdot B_{t,k} \qquad B_{m,d} = {}^{B_{m,k}}/_{\gamma_R}$$

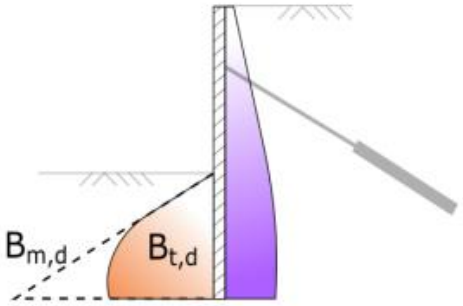


Figure IV.9 : *Distribution des pressions de butée de calcul $B_{t,d}$ et de mobilisation $B_{m,d}$ devant l'écran.*

Les valeurs de et γ_E et γ_R sont précisées dans la norme NF P94-282 pour l'approche 2

Tableau IV.17 : *Valeurs des coefficients partiels de sécurité γ_E et γ_R selon l'approche de calcul 2 de la norme NF P 94-282.*

Nature de la phase	γ_E	γ_R
Transitoire	1.35	1.10
Durable	1.35	1.4

Pour le cas particulier des phases où l'écran est en console, la norme NF P94-282 impose l'utilisation d'un modèle en équilibre limite (MEL) pour les vérifications à l'ELU

IV.VII.2.1 Modèles d'équilibre limite (MEL)

IV.VII.2.1.1 Écran non ancré

Pour démontrer que la butée mobilisée sur la hauteur de la fiche d'un écran non ancré est acceptable, on doit successivement vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite $f_b \geq 1.2f_0$

f_b est la fiche de l'écran sous le point de pression différentielle nulle

f_0 est la fiche minimale sous le point de pression différentielle nulle nécessaire à l'équilibre des moments en pied de l'écran

- **Vérification de la contre-butée**

La mobilisation du contre butée nécessaire est possible en s'assurant que l'inégalité suivante est satisfaite :

$$C_{t;d} < C_{m;d}$$

$C_{t;d}$ La valeur de calcul de la contre-butée nécessaire à l'équilibre des forces horizontales

$C_{m;d}$ La valeur de calcul de la composante horizontale de la contre-butée de part et d'autre du point de transition.

Tableau IV.18 : *Vérification du défaut de buté.*

		MEL			MISS-K		Vérif.
Profil	Phases d'exécution	f_b/f_0	$C_{t;d}$ (KN/m)	$C_{m;d}$ (KN/m)	$B_{t;d}$ (KN/m)	$B_{m;d}$ (KN/m)	$f_b/f_0 \geq 1.2$ $C_{t;d} < C_{m;d}$ $B_{t,d} \leq B_{m,d}$
P01(20m)	Phase 01	31.978	99.7	27538.68	-	-	Vérifié
	Phase 02	-	-	-	4538.13	11212.03	Vérifié
	Phase 03	-	-	-	4029.53	8841.05	Vérifié
	Phase 04	-	-	-	3381.95	6280.17	Vérifié
	Phase 05	-	-	-	2773.48	3992.58	Vérifié
	Phase 06	-	-	-			Vérifié
	Phase Durable	-	-	-	2773.48	3137.02	Vérifié
	Situation sismique	-	-	-	2802.99	4137.93	Vérifié
	Phase 01	22.590	123.82	20612.92	/	/	Vérifié
	Phase 02	-	-	-	2786.33	9315.19	Vérifié

P02(18m)	Phase 03	-	-	-	2453.54	7348.34	Vérifié
	Phase 04	-	-	-	1964.58	4954.17	Vérifié
	Phase 05	-	-	-	1400.14	2652.22	Vérifié
	Phase Durable	-	-	-	1400.14	2083.89	Vérifié
	Situation sismique	-	-	-	2080.77	3036.63	Vérifié
P03(16m)	Phase 01	18.607	23.99	10595.08	-	-	Vérifié
	Phase 02	8.414	262.30	9990.81	-	-	Vérifié
	Phase 03	3.094	588.03	7766.99	-	-	Vérifié
	Phase Durable	2.649	544.57	5887.14	-	-	Vérifié
	Situation sismique	2.526	924.03	5695.83	-	-	Vérifié

IV.VII.2.2 Résistance de la structure de l'écran - Calcul BA

IV.VII.2.2.1 Ferraillage des pieux selon RPOA 2008/ BAEL 91/99

- **RPOA 2008**

Armature longitudinale

La section minimale des armatures longitudinales reportée à la section du pieu est 0,5% avec un diamètre minimal de 12 mm et un nombre des barres minimal de 6.

$$\boldsymbol{A_{s,min} = \frac{0.5}{100} \times \frac{\pi \times D^2}{4} = 56.52\ cm^2}$$

On opte pour 20 HA20 d'où As = 62,83 cm^2

Armature transversale

Les armatures transversales minimales sont définies par un diamètre et un espacement minimal.

D'où

Un diamètre minimal des barres est égal à 10 mm

Un espacement maximal nu à nu des cerces de 12 fois φ_l

φ_l: diamètre des barres longitudinales

Espacement minimal :

$$12 \times \varphi_l = 12 \times 2 = 24\ cm$$

Le ferraillage adopté consiste en une cerce de HA12 avec un espacement St= 10 cm.

Enrobage

$$c \geq \max(a; \varphi_l)$$

D'où

C : l'enrobage

φ_l: diamètre des barres longitudinales

a : protection des armatures définie selon l'environnement dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 : *Valeur de protection des armatures.*

Des ouvrages à la mer ou exposée à une atmosphère agressive	5 cm
Paroi expose aux intempéries ou au contact d'un liquide	3 cm
Parois situées dans des locaux clos et couverts	1 cm

D'où

$$c \geq \max(a; \varphi_l) \qquad \text{Alors} \quad c \geq 5cm$$

On opte pour un enrobage de 5 cm.

En se basant sur les efforts tirés à partir du modèle MISS, le calcul du ferraillage longitudinal et transversal des pieux à la flexion composée est établi conformément au règlement BAEL 91/99 :

Tableau IV.20 : *Tableau récapitulatif des efforts obtenus au niveau des pieux*

Profil	Sollicitation	Fondamentale		Sismique	
		Par ml	Par pieu	Par ml	Par pieu
P09(20m)	M (kN.m)	586.68	1173.36	705.09	1410.18
	V (kN)	587.02	1174.04	511.57	1023.14
	N (kN)	681.52	1363.04	1098.5	2197
P07(18m)	M (kN.m)	209.23	418.46	1063.67	2127.34
	V (kN)	177.24	354.48	636.74	1273.48
	N (kN)	527.67	1055.34	4.59	9.18
P03(16m)	M (kN.m)	370.5	741	1065.75	2131.5
	V (kN)	188.45	376.9	324.09	648.18
	N (kN)	239.41	478.82	327.29	654.58

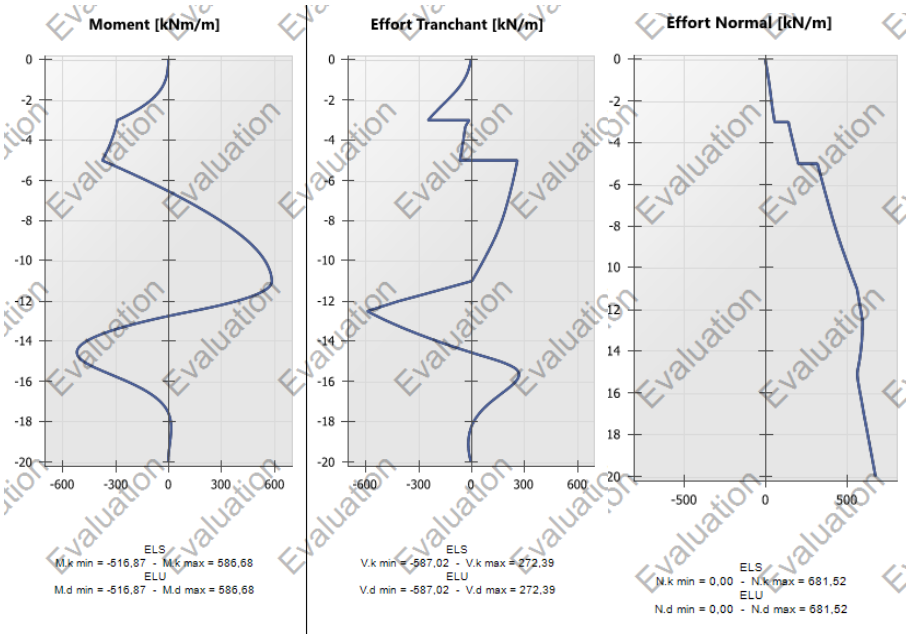


Figure IV.10 : *Diagrammes des efforts internes de profil plus critique ST fondamental.*

À l'aide du logiciel ROBOT EXPERT, on a obtenu les résultats présentés dans le tableau

Tableau IV 21 : *Ferraillage des pieux.*

Profil	Ferraillage	As (cm2)		Ferraillage adopté / ML
		Théorique BAEL	Minimum RPOA	
01	Longitudinal	31.3 cm^2	56,52 cm^2	20 HA20
	Transversale	Cerces HA14		Zone critique=Cerces HA14 | St=10cm Zone courante =Cerces HA14 | St=30cm
02	Longitudinal	93.4	56.52	20 HA25
	Transversale	Cerces HA14		Zone critique=Cerces HA14 | St=10cm Zone courante =Cerces HA14 | St=30cm
03	Longitudinal	81.2	56.52	18HA25
	Transversale	Cerces HA14		Zone critique=Cerces HA14 | St=10cm Zone courante =Cerces HA14 | St=30cm

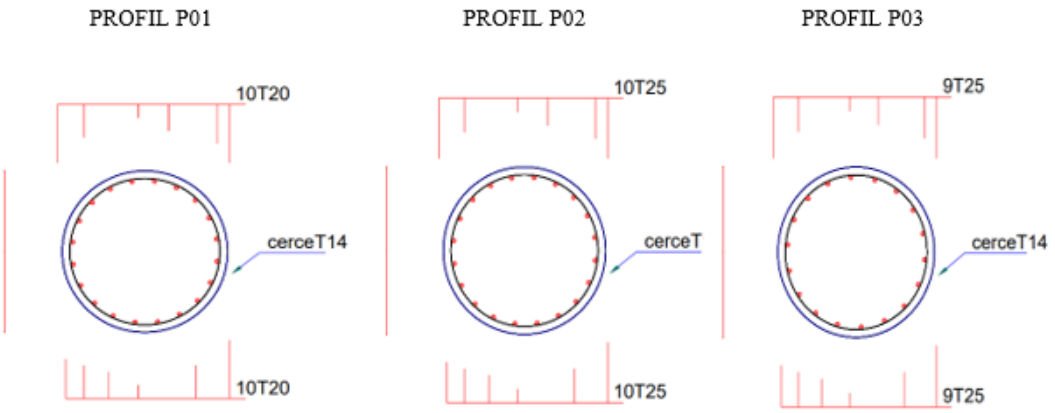


Figure IV.11 *: Détails du ferraillage des profils P01, P02 et P03.*

IV.VII.2.3 Lierne

Le ferraillage longitudinal du lierne est calculé à la flexion simple, la valeur du moment est calculée à partir de l'effort axial ultime au niveau du tirant Tu, établi conformément au règlement BAEL 91/99 :

Tableau IV.22 : *Tableau récapitulatif des efforts obtenus au niveau les liernes.*

Profil	Ferraillage	M_{elu} (kN.m)		V_{elu} (max) (kN)	
		Ligne 1	Ligne 2	Ligne 1	Ligne 2
07	Coté fouille	76.81	/	768.1	/
	Coté terre	153.62	/		
09	Coté fouille	67.5	93.6	675	936.04
	Coté terre	135	187.2		

Tableau IV.23 : *Ferraillage des liernes*

Profil	Ferraillage Section béton 50x50 (cm2)	As (cm2)		Ferraillage adopté / ML
01	Longitudinal	Coté fouille	4,9 cm^2	4HA14
		Coté terre	10,2 cm^2	4HA20
	Transversale	Cadre HA14 S_t =min ($24\emptyset_t . 8\emptyset_l$. $0.25d$) S_t= (33.6 ;11.2 ;11.25) S_t=12 cm		Cadre HA14 St=12 cm
02	Longitudinal	Coté fouille	4 cm^2	4HA14
		Coté terre	8,2 cm^2	4HA20
	Transversale	Cadre HA14 S_t =min ($24\emptyset_t . 8\emptyset_l$. $0.25d$) S_t= (33.6 ;11.2 ;11.25) S_t=12 cm		Cadre HA14 St=12 cm

Le détail du calcul BA est joint à l'annexe

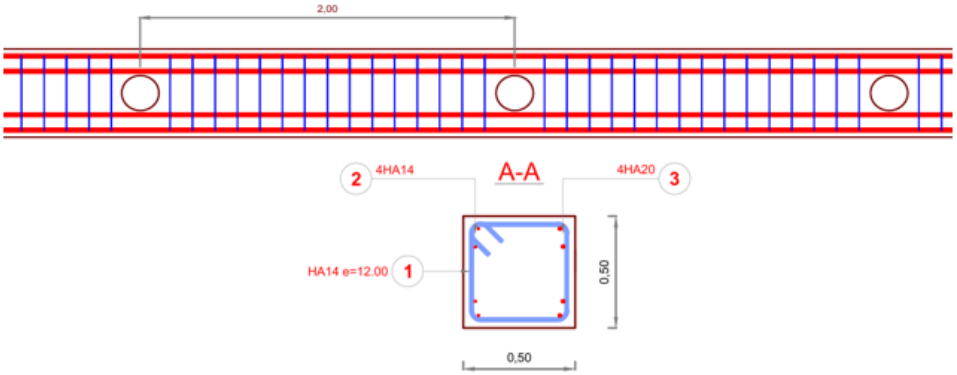


Figure IV.12 : *Détail du ferraillage du lierne en béton armé.*

IV.VII.2.4 Stabilité de l'appui – Tirant d'ancrage

IV.VIII.2.4.1 Résistance de la structure

La vérification de la résistance structurale du tirant vis-à-vis à la rupture par traction est effectuée selon la formulation de la norme NF P94-282

$$\boldsymbol{P_d \leq R_{t;d}/\gamma_{Rd}} \qquad 12.1.1\ [1]$$

P_d est la valeur de calcul de la charge (traction) appliquée au tirant

$R_{t;d}$ Valeur de calcul de la résistance à la traction du tirant

γ_{Rd} Facteur partiel de modèle $\boldsymbol{\gamma_{Rd}}$=1.05 pour le cas d'un ancrage permanant en acier de précontrainte

La valeur de $R_{t;d}$ est calculée comme suit :

$$\boldsymbol{R_{t;d} = f_{p;k} \cdot A_S/\gamma_s} \qquad 12.1.4\ [1]$$

$f_{p;k=}1860Mpa$ Valeur caractéristique de la limite élastique

$A_s = 750mm^2$ Section d'acier

$\gamma_s = 1.15$ Facteur partiel de la résistance limite élastique

$$R_{t;d} = 1043KN$$

Tableau IV.24 : *Vérification de la résistance en traction des tirants d'ancrage.*

Profil	Phase	P_d Tirant n°01 (KN)	P_d Tirant n02 (KN)	$R_{t;d}/\gamma_{Rd}$ (KN)	$P_d \leq R_{t;d}/\gamma_{Rd}$
Plus critique	Phase 01	/	/	993.78	Vérifiée
	Phase 02	675	/		
	Phase 03	672.08	675		
	Phase 04	670.76	679.66		
	Phase 05	673.36	936.04		
	Phase 06	673.36	936.04		

IV.VIII.2.4.2 Résistance de l'arrachement

Pour démontrer qu'un tirant scellé supportera les efforts de traction avec une sécurité adéquate vis-à-vis de la résistance à l'arrachement de sa partie ancrée, on doit vérifier l'inégalité suivante

$$P_d \leq R_{a;d}/\gamma_{Rd} \qquad 12.1\ \backslash.6\ [1]$$

Où

$R_{a;d} = R_{a;k}/\gamma_a$ Valeur de calcul de la résistance à l'arrachement de l'ancrage

$\gamma_a = 1.1$ Valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement de l'ancrage

γ_{Rd} Facteur partiel de modèle on tient

- $\gamma_{Rd} = 1.4$ en absence d'une expérience comparable
- $\gamma_{Rd} = 1$ Pour la vérification en situation sismique

La valeur de $R_{a;k}$ est calculée comme suit :

$R_{a;k} = q_s \pi \alpha_s D L_s$ H1.2.1 [1]

q_s Résistance de l'interaction sol/ancrage

α_s Coefficient de majoration du diamètre de forage

D Diamètre nominal du forage $D = 200m$

L_s Longueur de la partie scellée $L_s = 10m$

$q_s = 0.06 \cdot p_l + 0.04$ $q_s = 290KPA$ Tableau H.1.2.1

$\alpha_s = 1.2$ (Argile, injection IGU) Tableau H.1.2.1

$R_{a;k} = 2186$ KN

Tableau IV.25 : *Valeurs du facteur partiel de modèle γ_{Rd} pour la vérification de la résistance à l'arrachement des tirants d'ancrage selon la NF P 94-282.*

	$R_{a;d}$	γ_{Rd}	$R_{a;d}/\gamma_{Rd}$
Phase Durable	1987 KN	1.4	1419 KN
Situation sismique		1	1987 KN

Tableau IV.26 : *Vérification de la résistance de l'interaction sol/tirant – Phase durable et sismique*

Profil	Phases d'exécution	Pd max (kN/ml)		e_h(m)	Pd max (kN)		$R_{a;d}/\gamma_{Rd}$ (KN)	Vérif. $P_{dmax} < R_{a;d}/\gamma_{Rd}$
		Tirant n°01	Tirant n°02		Tirant n°01	Tirant n°02		
Plus critique	Phase Durable	337.5	468.02	2m	675	936.04	1419	Vérifiée
	Situation sismique	454	528	2m	908	1056	1987	Vérifiée

IV.VIII.2.5 Vérification de la stabilité du massif d'ancrage

Le principe général de cette vérification est de s'assurer que les efforts d'ancrage peuvent être transférés au massif du sol en toute sécurité, en vérifiant la stabilité de la surface de rupture à la base du massif du sol, et de montrer ainsi que la longueur de chaque tirant d'ancrage est suffisante, Cette vérification est menée par le logiciel K-réa selon la méthode simplifié [8] de « Kranz » (1953) évoquée dans l'annexe G de la norme NF P94-282 [1].

Cette vérification est menée sur la base des résultats du modèle MISS, selon le formalisme suivant :

$$\boldsymbol{T_{ref.d} \leq T_{dsb.d}}$$

$\boldsymbol{T_{dsb.d}}$ Valeur de calcul de la charge déstabilisante

$\boldsymbol{T_{ref.d}}$ Valeur de calcul de l'effort de la charge (traction) appliquée au tirant d'ancrage

Le tableau récapitule les résultats obtenus en situation durable

Tableau IV.27 : *Stabilité du massif d'ancrage*

Profil	Phases d'exécution	Tirant n°	$\boldsymbol{T_{dsb.d}}$	$\boldsymbol{T_{ref.d}}$	Vérif. $\boldsymbol{T_{dsb.d} < T_{ref.d}}$
Plus critique	Phase 1	01	/	/	Vérifiée
		02	/	/	Vérifiée
	Phase 2	01	2405.16	337.5	Vérifiée
		02	/	/	Vérifiée
	Phase 3	01	2287.53	552.34	Vérifiée
		02	2360.17	673.54	Vérifiée
	Phase 4	01	1836.45	553.18	Vérifiée
		02	1921.38	675.21	Vérifiée
	Phase 5	01	1581.49	645.82	Vérifiée
		02	1663.20	804.7	Vérifiée

	Phase Durable	01	1581.49	645.82	Vérifiée
		02	1663.20	804.70	Vérifiée
	Situation sismique	01	1582.33	653.76	Vérifiée
		02	1204.54	822.09	Vérifiée

- **Calcul et évaluation de déplacement de la paroi**

Les déplacements admissibles seront évalués en fonction de la hauteur d'excavation, pour notre cas nous avons utilisé l'approche de H/200.

Le déplacement maximum sur la paroi P03 est définie par la valeur 20 mm (ANNEXE K-Rea)

$$\frac{8}{200} = 0.04\ m \geq 0.02m$$

Donc elle est vérifiée

IV.VIII Devis quantitatif et estimatif

Cette partie du chapitre vise à estimer le prix des matériaux, des matériels et de la main d'œuvre nécessaires à la réalisation du projet

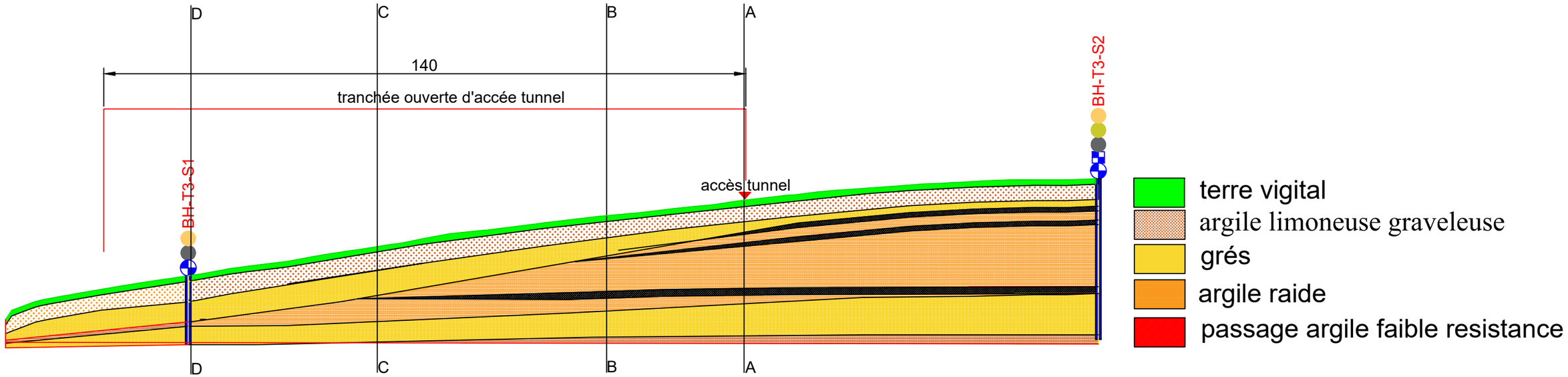
Tableau IV.28 : *Devis* quantitatif et estimatif.

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire (2026) DA	Prix total (2026) DA
Déblai en terrain meuble et rocheux	M³	35000	700	24 500 000
Pieux de D1200 mm espacée de 2 m compris (forage, ferraillage et bétonnage)	Ml	2140	70000	149 800 000
Des tirants en câble 5T15 en acier de précontraintes et injection gravitaire dans des forages préalables de D.200mm, injection global et unique avec coulis de ciment de la partie scellée. Mise en place des accessoires de tête d'ancrage (plaques d'appui biaise et écrous de fixation…) et mise en tension des câbles	Ml	1980	20000	39 600 000
Exécution des ancrages Ø32mm en barre HA500 y compris injection dans des forages préalables de D.100mm et la mise en place des accessoires de tête de clou (plaques d'appui, écrous de fixation, protection de tête de clou…).	Ml	4880	8000	39 040 000

Mise en œuvre d'un Parement en béton armé d'épaisseur de 15 cm y compris, ferraillage en double nappes et béton projeté voie sèche et la mise en place des barbacanes	M^3	225	20000	4 500 000
Mise en œuvre d'une poutre de couronnement en béton armé 150x140cm coffrage et ferraillage	M3	504	45000	22 680 000
Mise en œuvre des liernes en béton armé 50x50cm y compris coffrage et ferraillage et mise en place des réservations pour tirants d'ancrages	M3	55	45000	2 475 000
Mise en place des drains subhorizontaux de 50mm de diamètre	Ml	880	1000	880 000
Réalisation des fossés de pied de talus en béton armé	Ml	160	5000	800 000
	Total HT			**284275000**
	TVA (19%)			**54012250**
	Total TTC			**338287250**

IV.IX Phasage de réalisation

1) **Phase 01** - Terrassement du talus supérieur commençant par les talus les plus hauts au niveau des profils a P1 à P2 : Terrassement par passe de hauteur limitée avec la mise en place des éléments de renforcement (Clous et parement)
2) **Phase 02** - Terrassement du talus intermédiaire entre niveau des profils P2 à P3 jusqu'au niveau des pieux : Terrassement par passe de hauteur limitée avec la mise en place des éléments de renforcement (Clous et parement)
3) **Phase 03** - Réalisation de l'écran de soutènement par pieux forés Ø1200, terrassement jusqu'à la cote de recépage et réalisation de la poutre de couronnement
4) **Phase 04** - Terrassement à -4.5m par rapport à la poutre de couronnement,
5) Phase 05 - Réalisation de la première ligne des tirants d'ancrage en câbles 5T15, réalisation de la poutre de liaisonnement (lierne) en béton armé et mise en tension des tirants
6) Phase 06 - Terrassement à -6.5m par rapport à la poutre de couronnement
7) Phase 07 - Réalisation de la première ligne des tirants d'ancrage en câbles 5T15, réalisation de la poutre de liaisonnement (lierne) en béton armé et mise en tension des tirants
8) Phase 06 – Terrassement jusqu'au niveau de la ligne minière



Etat initiale

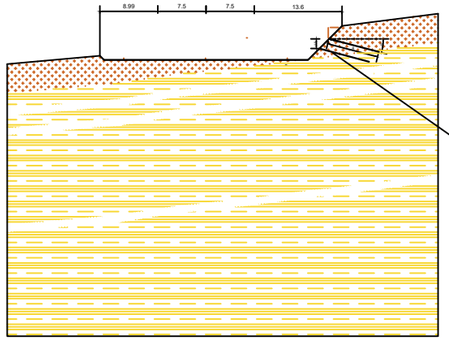
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba-16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web : www.enstp.edu.dz**
Fax : (023) 70 19 04 **E-mail : enstp@enstp.edu.dz**

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par :	Encadré par :	Profile type	Année universitaire :
Conception et étude géotechniques de stabilité de la tranchée daccés au portail ouest de tunnel T3 entre les (PK 29+950 au Pk 30+90) ANNABA BOUCHEGOUF	HAMDI Nasreddine BOUHALA Heythem	HAMADI Kamel NOUIGA Adel	Echèlle : 1/150	2025/2026

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

coupe transversal de la coupe AA

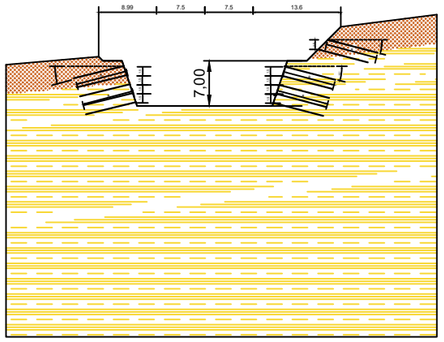
1-Terassement jusqu'au niveau -0.66 m/TN avec une pente de 135°degré (1:1.) . avec injection de beton projetée



Terassement jusqu'au niveau -5.3m/TN avec une pente de 135°degré (1:1) avec injection de beton projetée et des cloues d'une diamètre 32mm et une longueur de 8,00 m espacés de 2,00m chaque 1,50 m de profondeur (02 nappes des cloues.)

Phase -01-

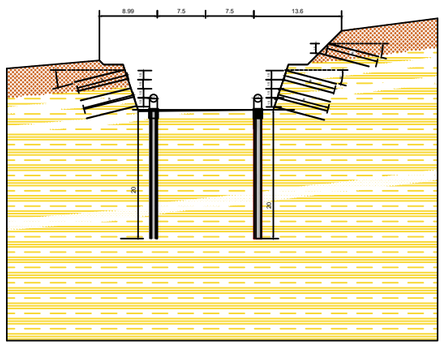
coupe transversal de la coupe AA



Terassement jusqu'au niveau -12,30m/TN avec une pente de 72°degré (1:3) avec injection de beton projetée et des cloues d'une diamètre 32mm et une longueur de 8,00 m espacés de 2,00m chaque 1,40 m de profondeur (05 nappes des cloues) .

Phase -02-

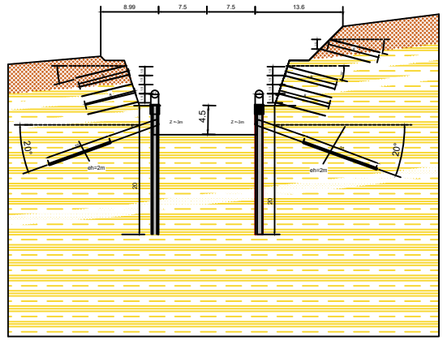
coupe transversal de la coupe AA



forage de diamètre de Ø1,20 m +betonage d'une longeur de 20 m espacée de 2,00 m

Phase -03-

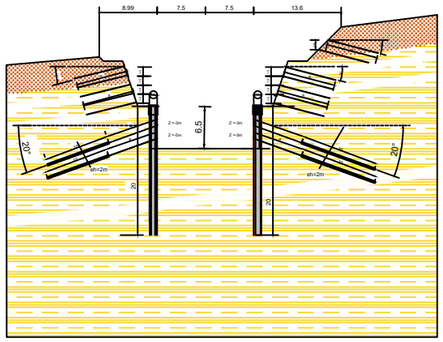
coupe transversal de la coupe AA



Terassement de -4.50 m / tête de pieux avec injection des tirants d'ancrage à -3 m d'une longeur libre de 8m et longeur de scelement de 10 m espacée de 2m

Phase -04-

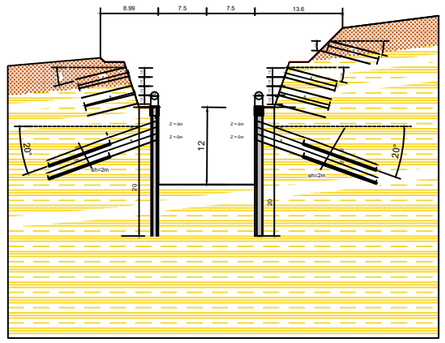
coupe transversal de la coupe AA



Terassement de -6.50 m / tête de pieux avec injection de la 2ème nappes des tirants d'ancrage à -5 m d'une longeur libre de 8m et longeur de scelement de 10 m espacée de 2m

Phase -05-

coupe transversal de la coupe AA



Terassement de -12,00 m de profondeur / tête de pieux

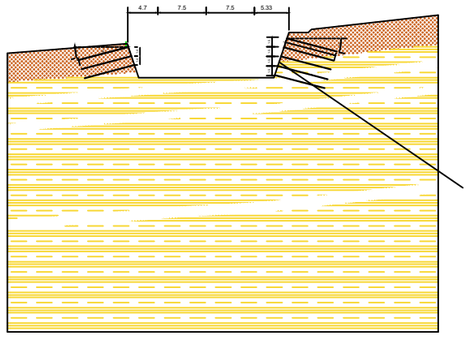
Phase -06-

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba-16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web : www.enstp.edu.dz**
Fax : (023) 70 19 04 **E-mail : enstp@enstp.edu.dz**

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par :	Encadré par :	Profile type	Année universitaire :
Conception et étude géotechniques de stabilité de la tranchée daccés au portail ouest de tunnel T3 entre les (PK 29+950 au Pk 30+90) ANNABA BOUCHEGOUF	HAMDI Nasreddine BOUHALA Heythem	HAMADI Kamel NOUIGA Adel	Echèlle : 1/200	2025/2026

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

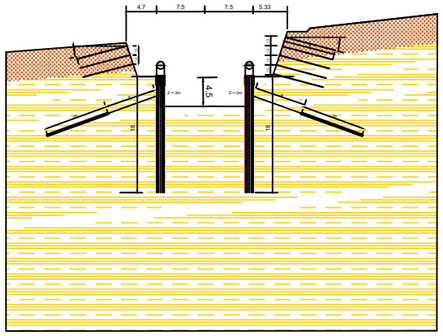
coupe transversal de la coupe BB



Terassement jusqu'au niveau -7m/TN avec une pente de 72°degré (1:3) avec injection de beton projetée et des cloues d'une diamètre 32mm et une longueur de 8,00 m espacés de 2,00m chaque 1,50 m de profondeur (05 nappes des cloues.)

Phase -01-

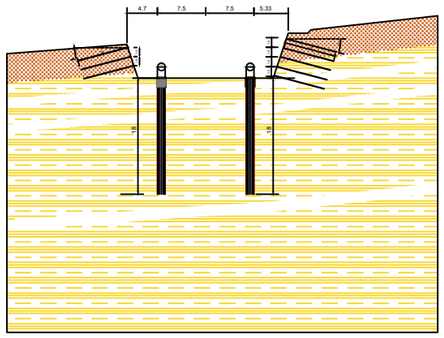
coupe transversal de la coupe BB



Terassement de -4.50 m / tête de pieux avec injection des tirants d'ancrage à -3 m d'une longeur libre de 8m et longeur de scelement de 10 m espacée de 2m

Phase -03-

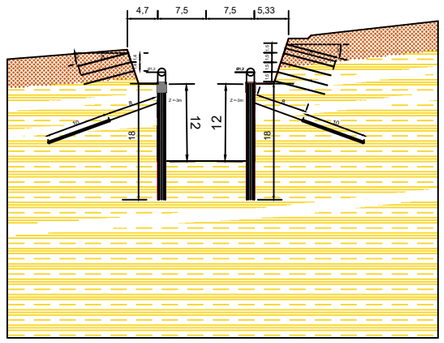
coupe transversal de la coupe BB



forage de diamètre de Ø1,20 m +betonage d'une longeur de 18 m espacée de 2,00 m

Phase -02-

coupe transversal de la coupe BB



Terassement de -12,00 m de profondeur / tête de pieux

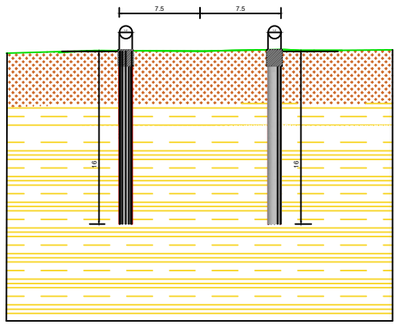
Phase -04-

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba-16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web : www.enstp.edu.dz**
Fax : (023) 70 19 04 **E-mail : enstp@enstp.edu.dz**

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par :	Encadré par :	Profile type	Année universitaire :
Conception et étude géotechniques de stabilité de la tranchée daccés au portail ouest de tunnel T3 entre les (PK 29+950 au Pk 30+90) ANNABA BOUCHEGOUF	HAMDI Nasreddine BOUHALA Heythem	HAMADI Kamel NOUIGA Adel	Echèlle : 1/150	2025/2026

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

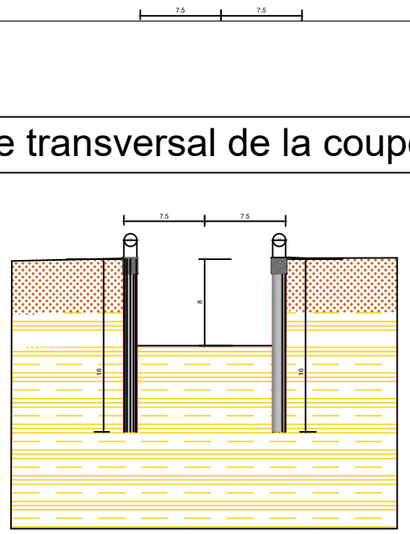
coupe transversal de la coupe CC



forage de diamètre de Ø1,20 m +betonage d'une longeur de 16 m espacée de 2,00 m

Phase -01-

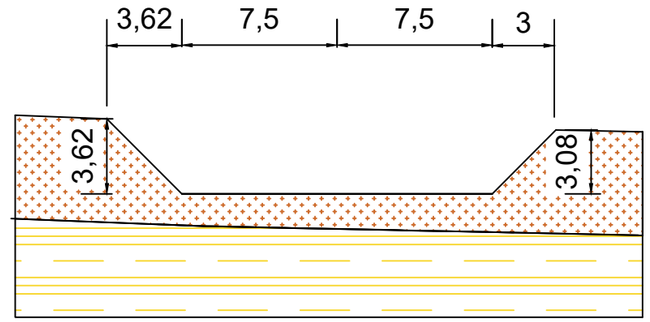
coupe transversal de la coupe CC



Terassement de -8 m de profondeur / tête de pieux

Phase -02-

coupe transversal de la coupe DD



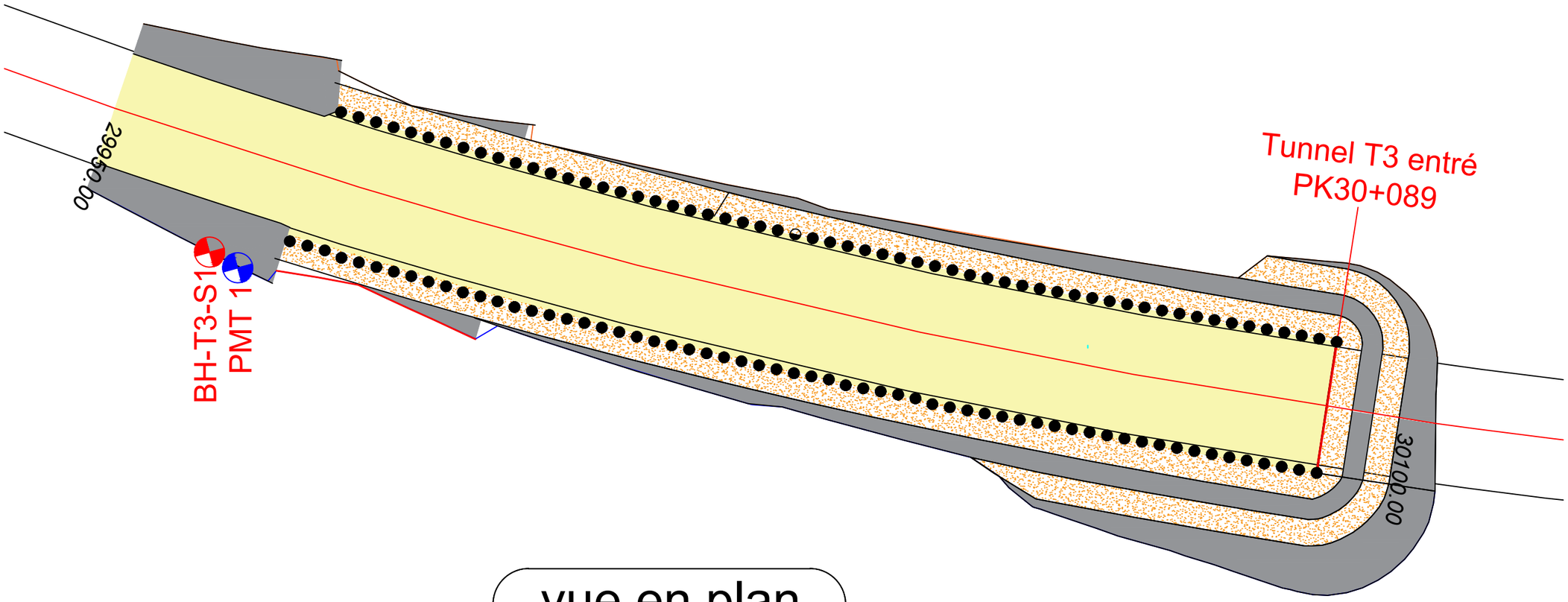
Terassement jusqu'au niveau -3.1m/TN adroit et -3.6m/TN agauch avec une pente de 135°degré (1:1) avec injection de beton projetée)

Phase -01-

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba-16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web : www.enstp.edu.dz**
Fax : (023) 70 19 04 **E-mail : enstp@enstp.edu.dz**

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par :	Encadré par :	Profile type	Année universitaire :
Conception et étude géotechniques de stabilité de la tranchée daccés au portail ouest de tunnel T3 entre les (PK 29+950 au Pk 30+90) ANNABA BOUCHEGOUF	HAMDI Nasreddine BOUHALA Heythem	HAMADI Kamel NOUIGA Adel	Echèlle : 1/150	2025/2026

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering



vue en plan

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba-16051. Alger Fax : (023) 70 19 38 **Site web : www.enstp.edu.dz** Fax : (023) 70 19 04 **E-mail : enstp@enstp.edu.dz**	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par :	Encadré par :	Profile type	Année universitaire :
	Conception et étude géotechniques de stabilité de la tranchée daccés au portail ouest de tunnel T3 entre les (PK 29+950 au Pk 30+90) ANNABA BOUCHEGOUF	HAMDI Nasreddine BOUHALA Heythem	HAMADI Kamel NOUIGA Adel	Echèlle : 1/100	2025/2026

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Le présent mémoire de fin d'études a porté sur l'étude de la stabilité de la tranchée ouverte d'accès au portail ouest du tunnel T3, située entre les PK 29+950 et PK 30+090 du tronçon Annaba–Bouchegouf de la ligne ferroviaire minière Annaba–Tébessa. Cette étude s'inscrit dans le cadre de la prévention des risques d'instabilité pouvant affecter les ouvrages géotechniques réalisés dans des contextes topographiques et géologiques complexes.

Dans un premier temps, nous avons présenté le projet ainsi que les principales caractéristiques de la zone d'étude. Ensuite, une synthèse de la campagne de reconnaissance géotechnique a été établie à partir des investigations réalisées sur le site. L'analyse et l'interprétation des résultats obtenus ont permis d'élaborer un modèle géotechnique représentatif du terrain et de définir les paramètres mécaniques des différentes couches rencontrées, constituant ainsi la base de l'étude de stabilité.

Au stade de l'Avant-Projet Sommaire (APS), deux solutions de confortement ont été proposées. La première solution consiste en la stabilisation du talus par la mise en place de clous d'ancrage associés à un revêtement en béton projeté. Cette technique permet de renforcer la cohésion du massif, d'améliorer sa tenue globale et de limiter les risques de glissements superficiels ainsi que les instabilités plus profondes.

La deuxième solution repose sur la réalisation d'un écran de pieux définitif, coiffé par une poutre de couronnement et soutenu par des rangées de tirants d'ancrage actifs en câbles de précontrainte. Ce dispositif assure la stabilité globale du talus en mobilisant la résistance du sol en profondeur.

Le choix de la solution la plus appropriée a été effectué à travers une analyse multicritère intégrant plusieurs aspects, notamment les performances techniques, le coût de réalisation, les contraintes d'exécution ainsi que les impacts fonciers et environnementaux. Par ailleurs, les exigences imposées par le maître d'ouvrage, visant à limiter au maximum l'emprise concernée par le projet, ont également été prises en considération. Cette démarche a permis de retenir la solution 2 comme solution de confortement la mieux adaptée aux conditions du site étudié.

L'analyse de la stabilité de la tranchée a ensuite été réalisée à l'aide d'un logiciel de calcul de stabilité afin d'identifier les mécanismes potentiels de rupture et d'évaluer les facteurs de sécurité associés. À l'issue de cette étude, deux variantes de confortement ont été proposées afin d'améliorer la stabilité du talus.

Enfin, une étude d'Avant-Projet Détaillé (APD) de la solution retenue a été menée. Le dimensionnement des différents éléments constitutifs de l'ouvrage a été réalisé, et les vérifications nécessaires ont été effectuées conformément aux normes et recommandations en

vigueur, afin de garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage dans les différentes situations de calcul considérées, à l'aide du logiciel K-REA.

Au-delà des résultats obtenus, ce travail nous a permis d'acquérir une méthodologie rigoureuse pour l'étude des problèmes de stabilité des talus en géotechnique, depuis l'exploitation des données de reconnaissance jusqu'au choix et au dimensionnement des solutions de confortement. Il a également contribué à renforcer nos connaissances sur l'utilisation des outils numériques d'aide à la conception et à la vérification des ouvrages géotechniques.

Cette étude a également mis en évidence certaines difficultés, notamment l'insuffisance de certaines données géotechniques, la faible corrélation entre les résultats obtenus et les limites associées à la classification du massif rocheux

Cette expérience constitue ainsi une base solide pour notre future carrière d'ingénieur et met en évidence l'importance d'une approche multidisciplinaire dans la conception d'ouvrages sûrs, durables et adaptés aux spécificités de chaque site.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques

RPA2024

Additif 2002 aux recommandations clouterre 1991

Guide pour la conduite d'une étude géotechnique

Recherche bibliographique et synthèse des corrélations entre la caractéristique des sols

La corrélation de Cassan M. (2005)

Van Wambeke (1978) (corrélation empirique permettant d'estimer l'angle de frottement)

Empirical Correlations: Drained Shear Strength for Slope Stability Analyses (l'abaque de proposées par Stark et Hussain, 2013)

La norme NF P 94-282

La norme *NF P 94-270*

BAEL91/99

RPOA 2008

TERRASOL, Manuels techniques du logiciel K-REA V6, 2026.

ANNEXE
HYPOTHÈSE GÉOTECHNIQUE

Annexe A

Sondage : BH-C-S1

Projet de dédoublement, modernisation et/ou rectification de tracé pour augmenter la capacité de la ligne minière est. Tronçon CHEBAITA MOKHTAR- BOUCHEGOUF

Compagne de reconnaissance géologique et géotechnique complémentaire

PK : 29+200	Tranchée	Date début :06/11/2023
Z :59	Sondage : BH-C-S1	Date fin :11/11/2023
X :390037.96	Type : Sondage carotté vertical	Profondeur : 15 m
Y :4055960.54		

Niveau d'eau fin de forage:

Page : 1/1

Profondeur (m)	Log	Description lithologique	N.P	Echantillons	RQD %	Carottage %	Essais	Outil	Observations
1		Terre vegetale-Argiles renferme racine végitales de couleur brunatre				85 %		101	
2		Argile peu sableuse tendre de couleur brunatre				90 %			
3		Sol bréchifié: Argile peu sableuse peu cohéron avec présence M.O et blocs de grés de taille centimétrique				85 %	SPT		N15: 11 coups N30: 23 coups N45: refus (> 50 coups 5cm)
		Argile compacte altéré et fracturé avec trace d'oxydation de couleur verdatre				100 %			
4		Zone de broyage: blocs de Grés de taille centimétrique dans une matrice Argilo-sableuse de couleur jaunatre				85 %			
5									
6		Grés ocre dur à grain fin oxydés et fracturé a cassure oblique				90 %	SPT		Refus
7									
8		Grés ocre dur à grain fin oxydés et très fracturé intercalé par un joint de sable fin de couleur jaunatre				70 %		101	
9							SPT		Refus
10		Argile grisatre très compacte et fracturé avec trace d'oxydation				85 %			
11		Zone de broyage: Grés dans une matrice argilo-sableuse de couleur jaunatre							
12		Grés à grain fin oxydés et très fracturé de taille centimétrique avec présence de sable fin de couleur jaunatre				75 %	SPT		Refus
13									
14									
15		Fin de sondage							
16									

Date : 06-11-2023 au 07-11-2023

Date : 02-11-2023 au

Date : 10-11-2023 au 11-11-2023

Essai Pressiométrique :

cosider Travaux Publics كوسيدار

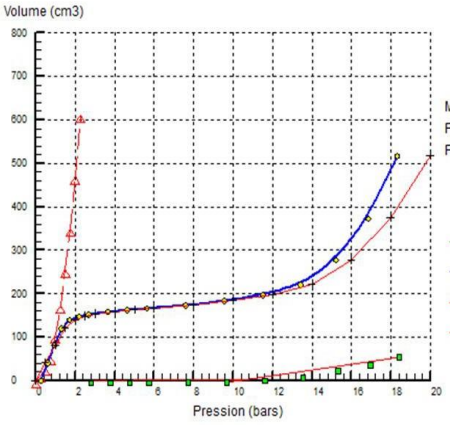
RAPPORT D'ESSAI
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1

Client : COSIDER TP- T154
Projet : Ligne ferroviaire minière Est,tronçon Annaba-Boucheggouf
Endroit : El - Tarf- GUELMA

N° Projet : DE-21-8
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : BH-C-S1
Profondeur Essai : 5 m
Coordonnées GPS :
X : Z :
Y :

Date essai : 05-11-2023
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 550
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 424,98 bars
Pression limite : PL = 18,67 bars
Pression de fluage : Pf = 10,71 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,25
0,50	25	41	0,60
1,00	68	82	0,94
1,50	109	121	1,30
2,00	137	141	1,72
2,50	147	148	2,19
3,00	152	153	2,68
4,00	158	159	3,65
5,00	162	163	4,64
6,00	166	167	5,62
8,00	172	174	7,60
10,00	182	184	9,56
12,00	192	198	11,51

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
14,00	210	222	13,42
16,00	250	278	15,21
18,00	332	374	16,84
20,00	458	518	18,30

© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par : Mr.MOUDA-S
Date :
Approuvé par :
Date :

cosider Travaux Publics كوسيدار

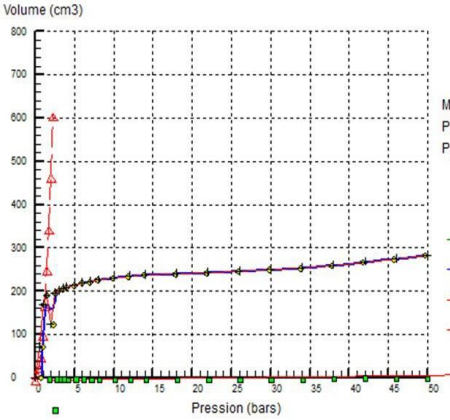
RAPPORT D'ESSAI
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1

Client : COSIDER TP- T154
Projet : Ligne ferroviaire minière Est,tronçon Annaba-Boucheggouf
Endroit : El - Tarf- GUELMA

N° Projet : DE-21-8
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : BH-C-S1
Profondeur Essai : 10 m
Coordonnées GPS :
X : Z :
Y :

Date essai : 05-11-2023
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 550
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 1097,16 bars
Pression limite : PL = 49,69 bars
Pression de fluage : Pf = 49,69 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,75
0,50	38	72	0,98
1,00	148	170	1,11
1,50	189	191	1,53
2,00	192	123	2,29
2,50	194	196	2,51
3,00	199	201	2,99
3,50	204	206	3,48
4,00	209	210	3,96
5,00	212	214	4,95
6,00	218	220	5,92
7,00	222	222	6,92
8,00	225	226	7,90

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
10,00	230	231	9,88
12,00	234	235	11,87
14,00	237	238	13,86
18,00	240	240	17,85
22,00	242	243	21,84
26,00	245	246	25,83
30,00	249	250	29,81
34,00	252	253	33,80
38,00	257	260	37,77
42,00	264	268	41,74
46,00	272	275	45,72
50,00	280	283	49,69

© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par : Mr.MOUDA-S
Date :
Approuvé par :
Date :

Essai Lefranc

cosider Travaux Publics كوسيدار

Etude : Ligne ferroviaire minière Est,tronçon Annaba-Boucheggouf

Cote du tubage/terrain naturel (HT): 0,20 m
Profondeur nappe/Cote du tubage (Hp) : 1,50 m
Profondeur cavité/Cote du tubage (HL) : 3 m
Limite de l'aquifère (H) : m

Longueur de la cavité (L) : 6 m
Diamètre de la cavité (B) : 0,101 m

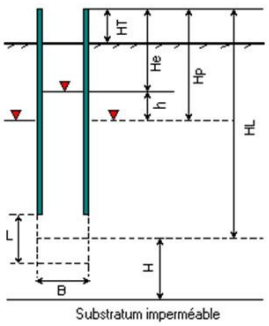
Essai d'eau Lefranc

NF P 94-132

Sondage N° : BH-C-S1

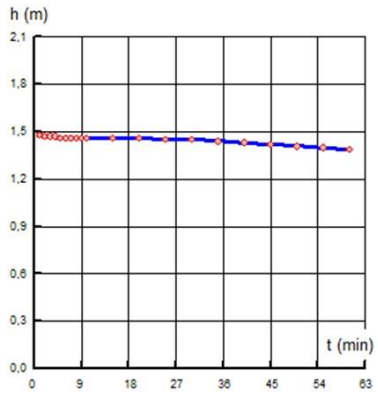
Lieu : Tranché
Date de l'essai : 08-11-2023
Coordonnées : X = Y =
Z =

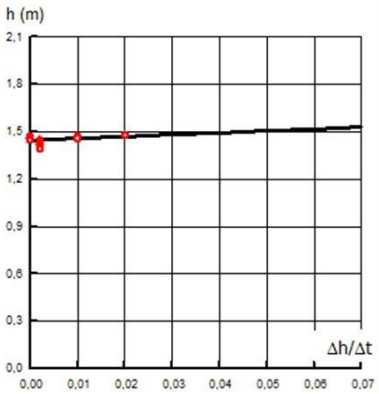
t (min)	Q (L/min)	He (m)	t (min)	Q (L/min)	He (m)
1	0,160	0,02			
2	0,080	0,03			
3	0,000	0,03			
4	0,000	0,03			
5	0,080	0,04			
6	0,000	0,04			
7	0,000	0,04			
8	0,000	0,04			
9	0,000	0,04			
10	0,000	0,04			
15	0,000	0,04			
20	0,000	0,04			
25	0,016	0,05			
30	0,000	0,05			
35	0,016	0,06			
40	0,016	0,07			
45	0,016	0,08			
50	0,016	0,09			
55	0,016	0,1			
60	0,016	0,11			



ESSAI A CHARGE VARIABLE

C = L / B = 59,41
S = 0,0080 m²
K = 1,01 E-03 m/s





Limite d'Atterberg

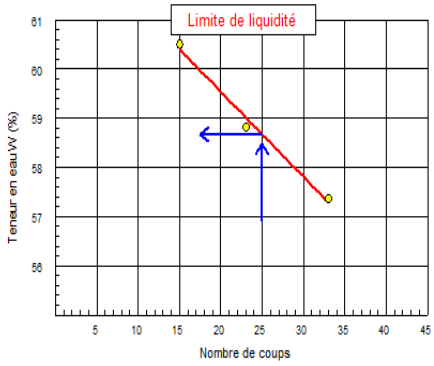
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
NF P 94-078

Client : COSIDER TP — **N° Projet : 121-2023**
Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)
Endroit : BOUCHEGOUF

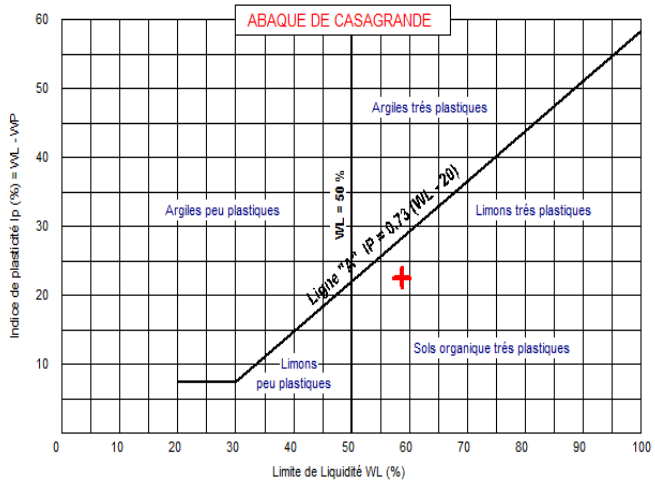
Sondage n° : BH-T3-S1 — Date essais :
Profondeur : 02.00 - 02.50
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 58,67 — **Teneur en eau naturelle (%) : Weau =**
Limite de Plasticité (%) : WP = 36,13 — **Indice de consistance : Ic = 2,60**
Indice de Plasticité (%) : IP = 22,54



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	36,13



Soltests 2013

Remarque :

Préparé par : — Approuvé par : — Date :

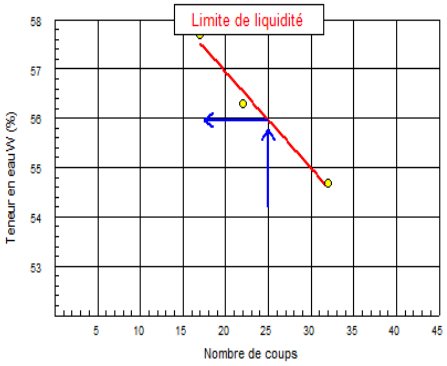
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
NF P 94-078

Client : COSIDER TP — **N° Projet : 121-2023**
Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)
Endroit : BOUCHEGOUF

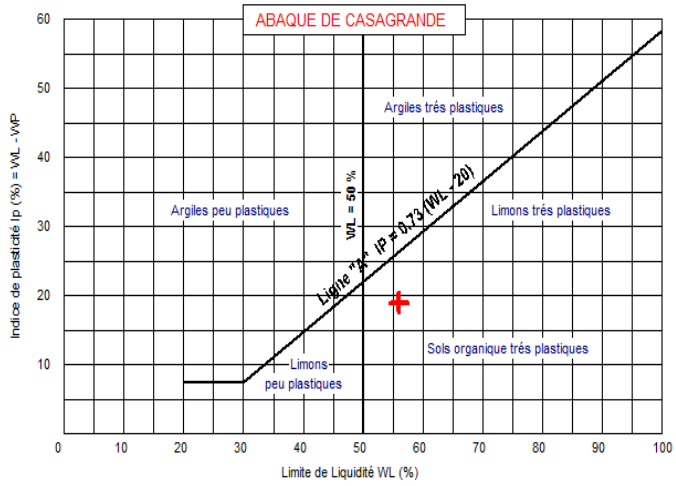
Sondage n° : BH-T3-S1 — Date essais :
Profondeur : 05.20 - 05.40
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 55,96 — **Teneur en eau naturelle (%) : Weau =**
Limite de Plasticité (%) : WP = 37,01 — **Indice de consistance : Ic = 2,95**
Indice de Plasticité (%) : IP = 18,95



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	37,01



Soltests 2013

Remarque :

Préparé par : — Approuvé par : — Date :

Analyse granulométrique

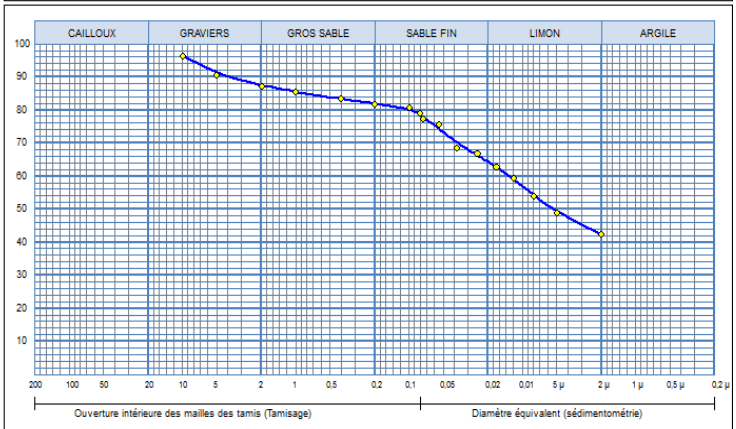
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : COSIDER TP — **N° Projet : 121-2023**
Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)
Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1
Profondeur : 02.00 - 02.50
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

Sondage: BH-T3-S1 : 02.00 - 02.50



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10,00	96,41	75,00 µm	77,18
5,00	90,61	55,00 µm	75,47
2,00	87,21	38,00 µm	68,83
1,00	85,33	25,00 µm	66,92
0,40	83,44	17,00 µm	62,83
0,20	81,67	12,00 µm	59,44
0,10	80,78	8,00 µm	54,03
0,08	78,89	5,00 µm	48,77
		2,00 µm	42,31

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	78,89 %	58,67 %	22,54 %	36,13 %	At

Remarque :

Préparé par : Approuvé par : Date :

© SolTests 2013

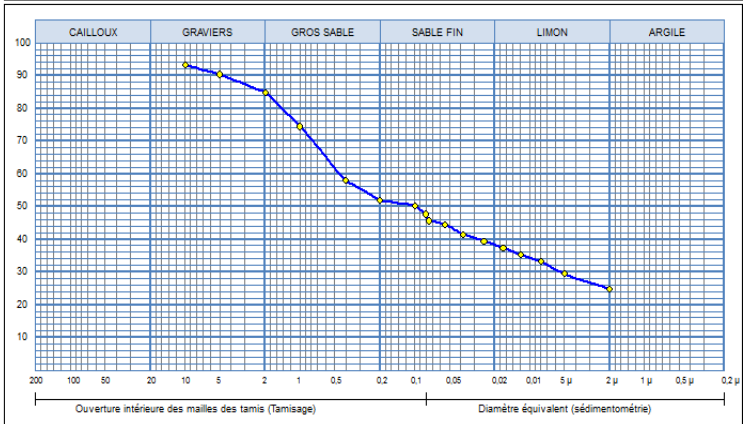
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : COSIDER TP — **N° Projet : 121-2023**
Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)
Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1
Profondeur : 03.00 - 03.45
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

Sondage: BH-T3-S1 : 03.00 - 03.45



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10,00	93,31	75,00 µm	45,62
5,00	90,38	55,00 µm	44,59
2,00	84,82	38,00 µm	41,52
1,00	74,44	25,00 µm	39,47
0,40	57,90	17,00 µm	37,41
0,20	51,74	12,00 µm	35,36
0,10	50,35	8,00 µm	33,32
0,08	47,67	5,00 µm	29,38
		2,00 µm	24,73

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	47,67 %	%	%	0 %	SA

Remarque :

Préparé par : Approuvé par : Date :

© SolTests 2013

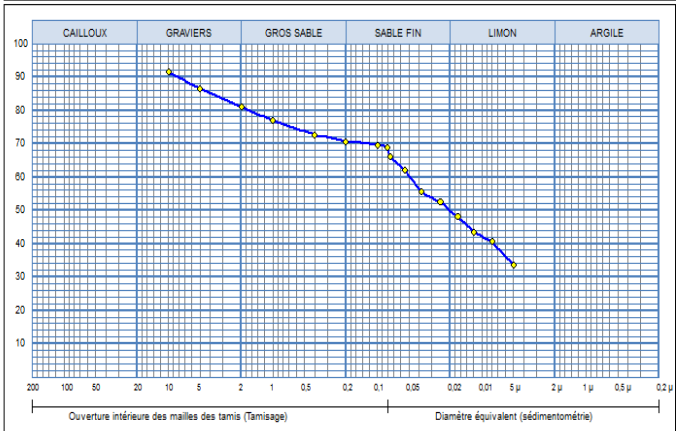
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : COSIDER TP **N° Projet : 121-2023**
Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)
Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1
Profondeur : 05.20 - 05.40
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

Sondage: BH-T3-S1 : 05.20 - 05.40



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10,00	91,50	75,00 µm	65,98
5,00	86,50	55,00 µm	62,09
2,00	80,92	38,00 µm	55,50
1,00	76,94	25,00 µm	52,51
0,40	72,73	17,00 µm	48,03
0,20	70,70	12,00 µm	43,58
0,10	69,63	8,00 µm	40,65
0,08	68,97	5,00 µm	33,75

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	68,97 %	55,96 %	37,01 %	18,95 %	Lt

© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par : Approuvé par : Date :

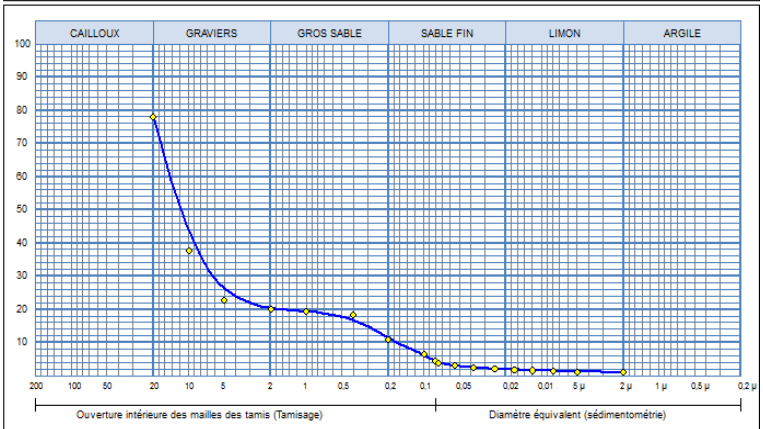
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : COSIDER TP **N° Projet : 121-2023**
Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)
Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1
Profondeur : 11.00 - 11.23
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

Sondage: BH-T3-S1 : 11.00 - 11.23



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
20,00	78,09	75,00 µm	3,66
10,00	37,66	55,00 µm	2,96
5,00	22,81	38,00 µm	2,26
2,00	19,93	25,00 µm	2,02
1,00	19,32	17,00 µm	1,79
0,40	18,35	12,00 µm	1,56
0,20	10,76	8,00 µm	1,46
0,10	6,45	5,00 µm	1,18
0,08	4,37		

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	4,37 %	%	%	0 %	Gm

© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par : Approuvé par : Date :

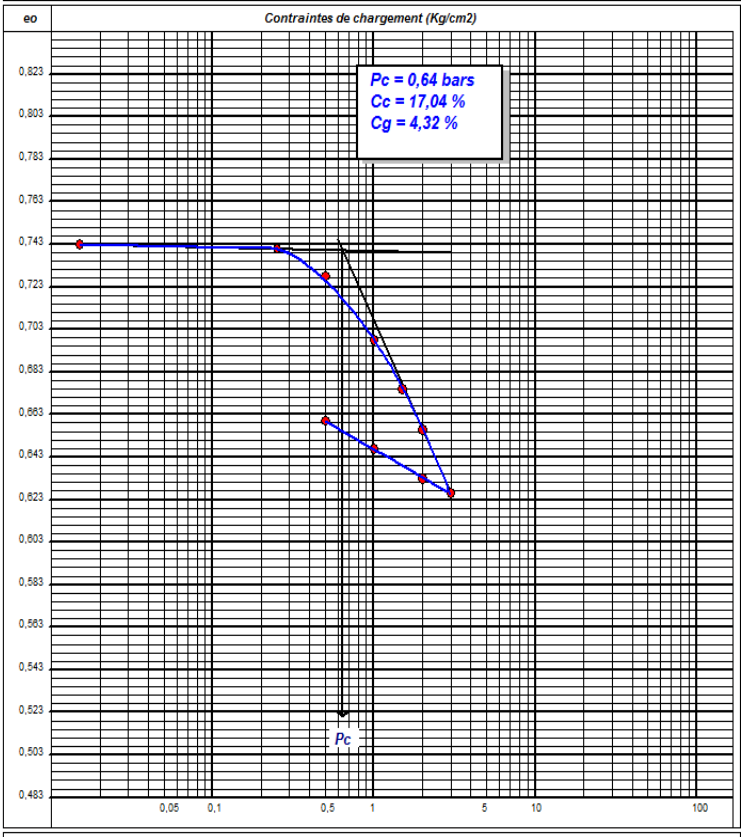
Essai de compressibilité à l'Œdomètre :

مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE
XP P 94-090-1

Client : COSIDER TP — N° Projet : 121-2023
Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)
Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1
Profondeur : 02.00 - 02.50
Nature :
Date essais :



© SolTests 2013

Remarque :

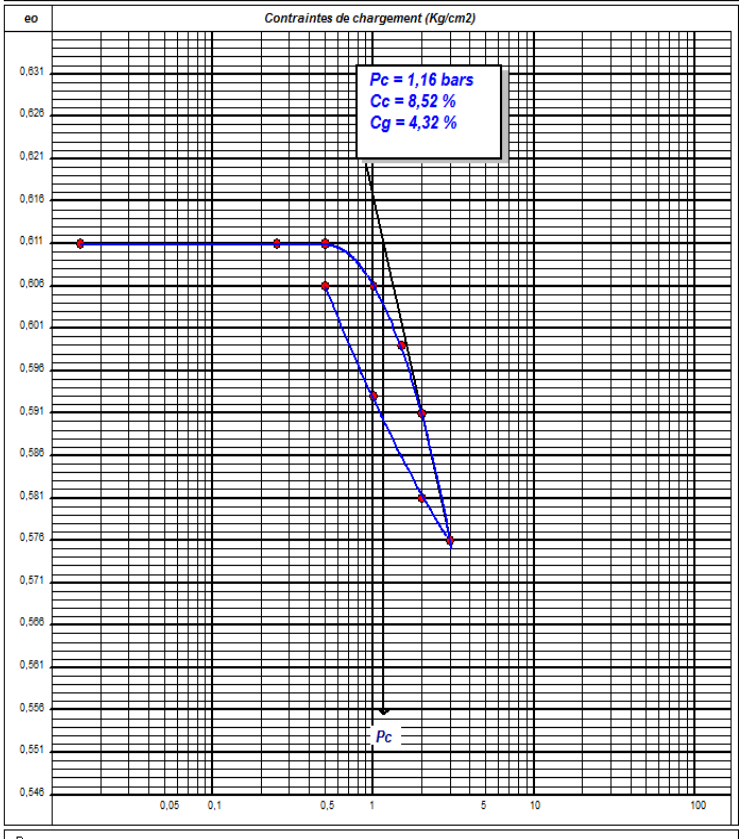
Préparé par : | Approuvé par : | Date :

مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE
XP P 94-090-1

Client : COSIDER TP — N° Projet : 121-2023
Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)
Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1
Profondeur : 04.32 - 04.52
Nature :
Date essais :



© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par : | Approuvé par : | Date :

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

XP P 94-090-1

Client : COSIDER TP **N° Projet : 121-2023**

Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)

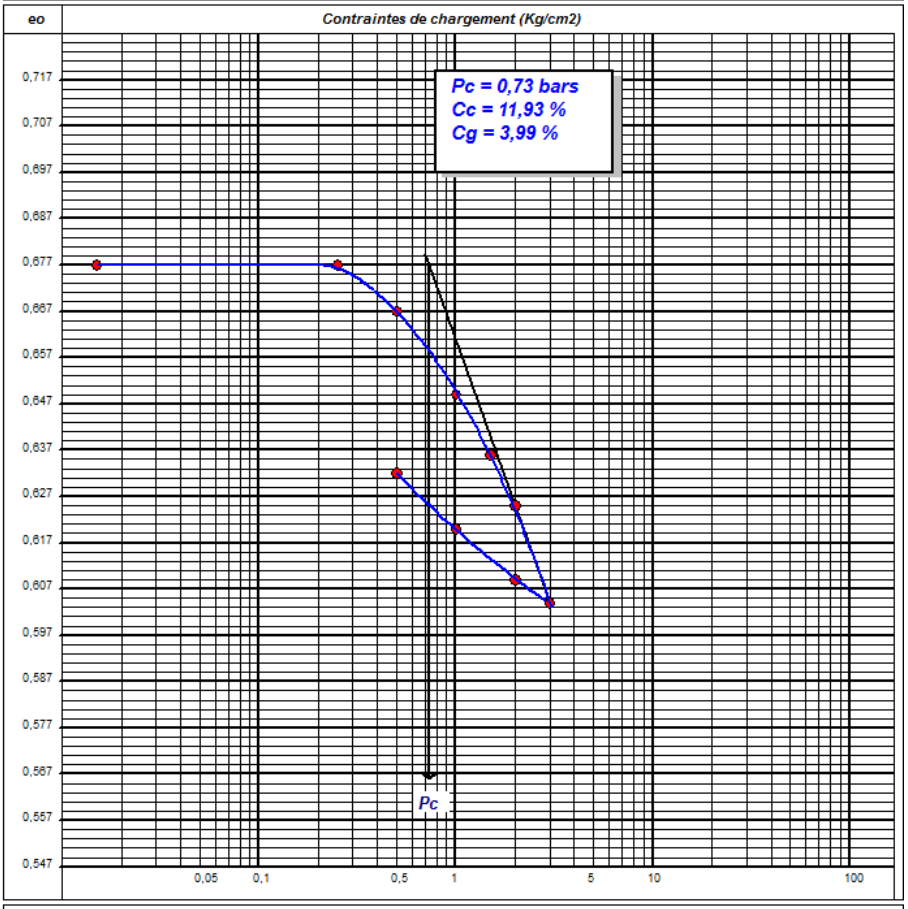
Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1

Profondeur : 05.20 - 05.40

Nature :

Date essais :



© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :	Approuvé par :	Date :

Essai de cisaillement direct :

Ref. Chantier : 121/2023 / la ligne féroulaire annaba
Sondage : BH T3 S1
Profondeur : 2.00 - 2.50m
Type de prélèvement : Sandage carotté
Nature :

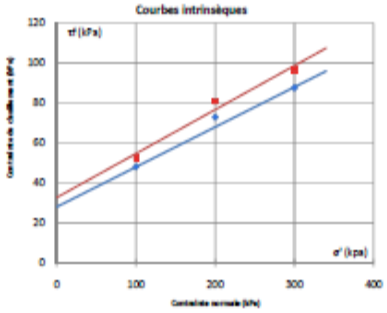
Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai : Consolidé - drainé (CD)
vitesse de cisaillement : mm/min
ps estimée : 2,65 (Mg/m³)

Eprouvette
Section : 28,27 mm²
hauteur : 20 / 20 / 20 mm

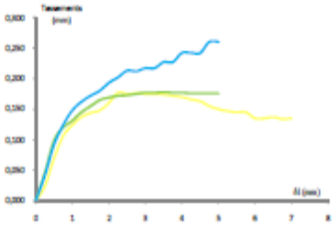
N°	Etat initial					Après consolidation	Après cisaillement	σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
Ep	ρh (Mg/m³)	ρd (Mg/m³)	W (%)	e	Sr (%)	ρd (Mg/m³)	W (%)		$\tau_{i,p}$ (kPa)	$\delta_{i,p}$ (mm)	$\tau_{i,r}$ (kPa)	$\delta_{i,r}$ (mm)
1	1,93	1,57	23,1	0,69	88,8		23,2	100,0	52,7	2,0	48,2	5,0
2	1,85	1,53	21,0	0,73	75,6		21,0	200,0	80,9	2,3	73,0	5,0
3	1,99	1,65	20,5	0,60	90,3		18,2	300,0	96,8	1,5	87,7	5,0

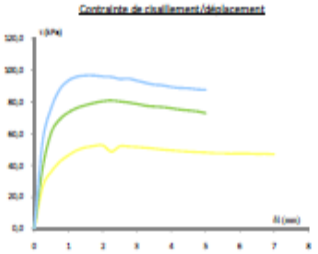


RESULTATS

Valeurs de pic ■	Valeurs finales à 5 mm ◆
C' = 33 kPa	C' = 28 kPa
Φ' = 12 °	Φ' = 11 °

C' Cohésion
Φ' Angle de frottement





Opérateur :
Date : 23/11/2023
Commentaires :

Ref. Chantier : 121/2023 / la ligne féroulaire annaba
Sondage : BH T3 S1
Profondeur : 4.32 - 4.52m
Type de prélèvement : Sandage carotté
Nature :

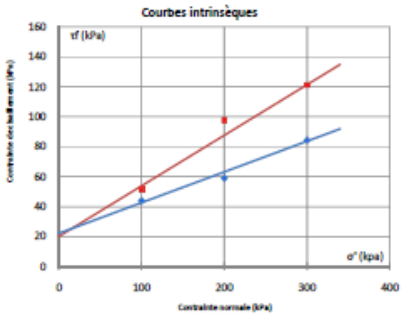
Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai : Consolidé - drainé (CD)
vitesse de cisaillement : mm/min
ps estimée : 2,65 (Mg/m³)

Eprouvette
Section : 28,27 mm²
hauteur : 20 / 20 / 20 mm

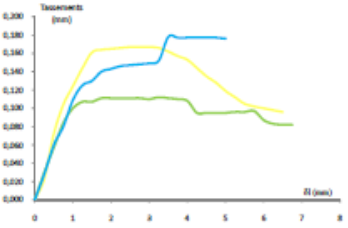
N°	Etat initial					Après consolidation	Après cisaillement	σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
Ep	ρh (Mg/m³)	ρd (Mg/m³)	W (%)	e	Sr (%)	ρd (Mg/m³)	W (%)		$\tau_{i,p}$ (kPa)	$\delta_{i,p}$ (mm)	$\tau_{i,r}$ (kPa)	$\delta_{i,r}$ (mm)
1	2,03	1,69	19,8	0,56	92,9		23,2	100,0	51,4	2,0	44,0	5,0
2	2,04	1,74	16,9	0,52	86,1		18,5	200,0	97,9	1,0	59,1	5,0
3	2,02	1,71	18,6	0,55	89,2		19,0	300,0	121,2	1,5	84,4	5,0

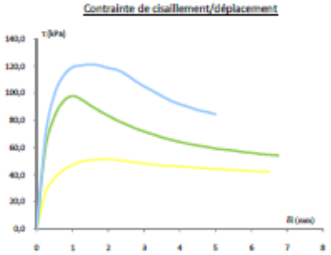


RESULTATS

Valeurs de pic ■	Valeurs finales à 5 mm ◆
C' = 20 kPa	C' = 22 kPa
Φ' = 19 °	Φ' = 12 °

C' Cohésion
Φ' Angle de frottement





Opérateur :
Date : 22/11/2023
Commentaires :

Ref. Chantier : 121/2023 / la ligne férouviaire annaba
Sondage : T3 S1
Profondeur : 5.20 - 5.40m.
Type de prélèvement : Sandage carotté
Nature :

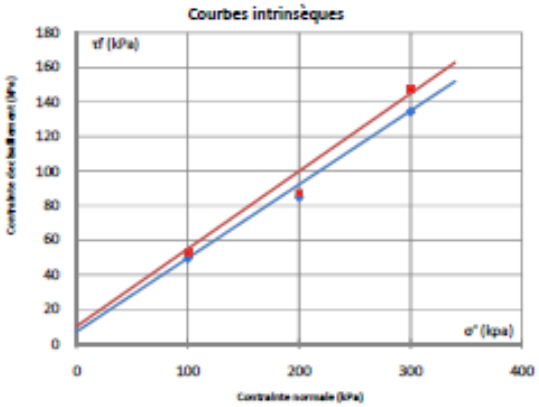
Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai Consolidé - drainé (CD)
vitesse de cisaillement mm/min
ps estimée 2,65 (Mg/m³)

Eprouvette
Section : 28,27 mm²
hauteur : 20 / 20 / 20 mm

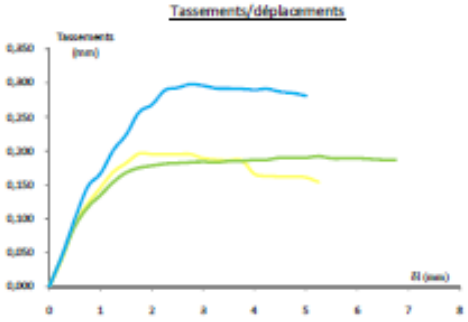
N°	Etat initial					Après consolidation	Après cisaillement	σ ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
Ep	ph (Mg/m³)	ρd (Mg/m³)	W (%)	e	Sr (%)	ρd (Mg/m³)	W (%)		$\tau_{f,p}$ (kPa)	$\delta_{f,p}$ (mm)	$\tau_{f,r}$ (kPa)	$\delta_{f,r}$ (mm)
1	2,03	1,75	16,3	0,52	83,7		19,2	100,0	52,6	2,5	49,5	5,0
2	2,04							200,0	87,4	2,5	85,1	5,0
3	2,00							300,0	147,3	3,0	134,5	5,0

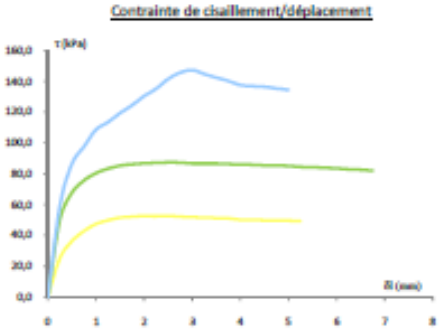


RESULTATS

Valeurs de pic ■	Valeurs finales à 5 mm ◆
C' = 10 kPa	C' = 7 kPa
Φ' = 24 °	Φ' = 23 °

C' Cohésion
Φ' Angle de frottement





Opérateur :
Date : 27/11/2023
Commentaires :

Dossier n° : /23 B.C N° : /
Chantier : LIGNE FERROVIAIRE MINIERE EST (ANNABA - BOUCHAGOUF)
Client : LNHC OEB
Nature de l'échantillon : SOL- Motif de l'analyse : **AGRESSIVITE**
Echantillon prélevé par : LNHC OEB

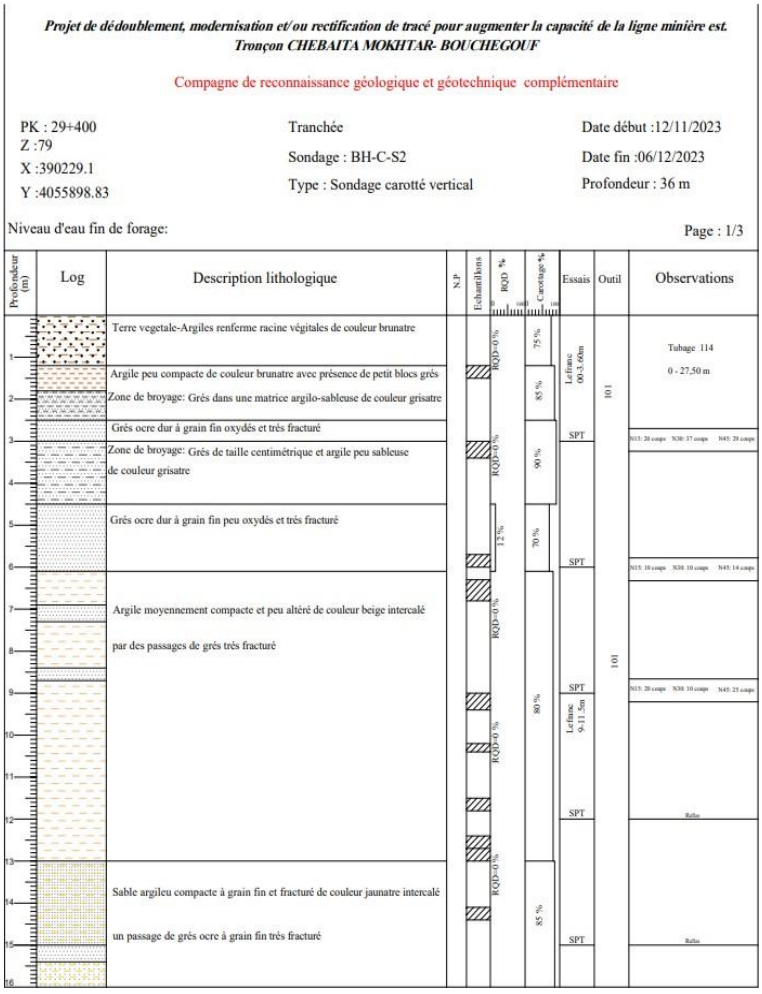
Sondage ou puits	Profondeur (m)	Résultats exprimés en % massique					
		Sulfates SO_4^{--}	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-	Matières organiques	Insolubles	PH
BH T3 S01	5.20-5.40	120.28	0.19	0.18	N-D	N-D	N-D

N-D : Non demandé

Observations :
-AGRESSIVITE NULLE DE CLASSE <XA1 SELON NA16002 (Sulfates mg/kg)

Analyse chimique :

Sondage : BH – C – S2

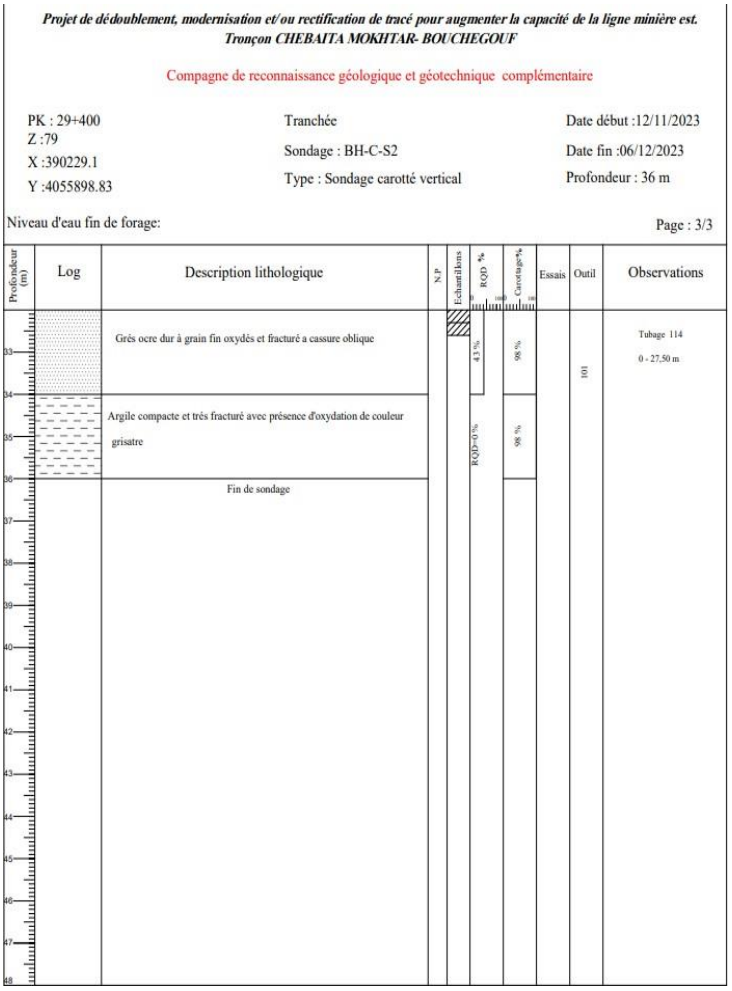

Projet de dédoublement, modernisation et/ou rectification de tracé pour augmenter la capacité de la ligne minière est.
Tronçon CHEBAITA MOKHTAR- BOUCHEGOUF

Compagne de reconnaissance géologique et géotechnique complémentaire

PK : 29+400 Tranchée Date début :12/11/2023
Z :79 Sondage : BH-C-S2 Date fin :06/12/2023
X :390229.1 Type : Sondage carotté vertical Profondeur : 36 m
Y :4055898.83

Niveau d'eau fin de forage: Page : 1/3

Profondeur (m)	Log	Description lithologique	N.P	Echantillons	RQD %	Carotage %	Essais	Outil	Observations
1		Terre vegetale-Argiles renferme racine végitales de couleur brunatre			RQD=0 %	75 %	Le franc 00-3.60m	101	Tubage 114 0 - 27,50 m
2		Argile peu compacte de couleur brunatre avec présence de petit blocs grés				85 %			
		Zone de broyage: Grés dans une matrice argilo-sableuse de couleur grisatre							
3		Grés ocre dur à grain fin oxydés et très fracturé					SPT		N15: 28 coups N30: 37 coups N45: 28 coups
4		Zone de broyage: Grés de taille centimétrique et argile peu sableuse de couleur grisatre			RQD=0 %	90 %			
5		Grés ocre dur à grain fin peu oxydés et très fracturé			12 %	70 %			
6							SPT		N15: 10 coups N30: 10 coups N45: 14 coups
7		Argile moyennement compacte et peu altéré de couleur beige intercalé			RQD=0 %			101	
8		par des passages de grés trés fracturé							
9						80 %	SPT		N15: 20 coups N30: 10 coups N45: 25 coups
10					RQD=0 %		Le franc 9-11.5m		
11									
12							SPT		Refus
13									
14		Sable argileu compacte à grain fin et fracturé de couleur jaunatre intercalé			RQD=0 %	85 %			
15		un passage de grés ocre à grain fin très fracturé					SPT		Refus
16									


Projet de dédoublement, modernisation et/ou rectification de tracé pour augmenter la capacité de la ligne minière est.
Tronçon CHEBAITA MOKHTAR- BOUCHEGOUF

Compagne de reconnaissance géologique et géotechnique complémentaire

PK : 29+400 Tranchée Date début :12/11/2023
Z :79 Sondage : BH-C-S2 Date fin :06/12/2023
X :390229.1 Type : Sondage carotté vertical Profondeur : 36 m
Y :4055898.83

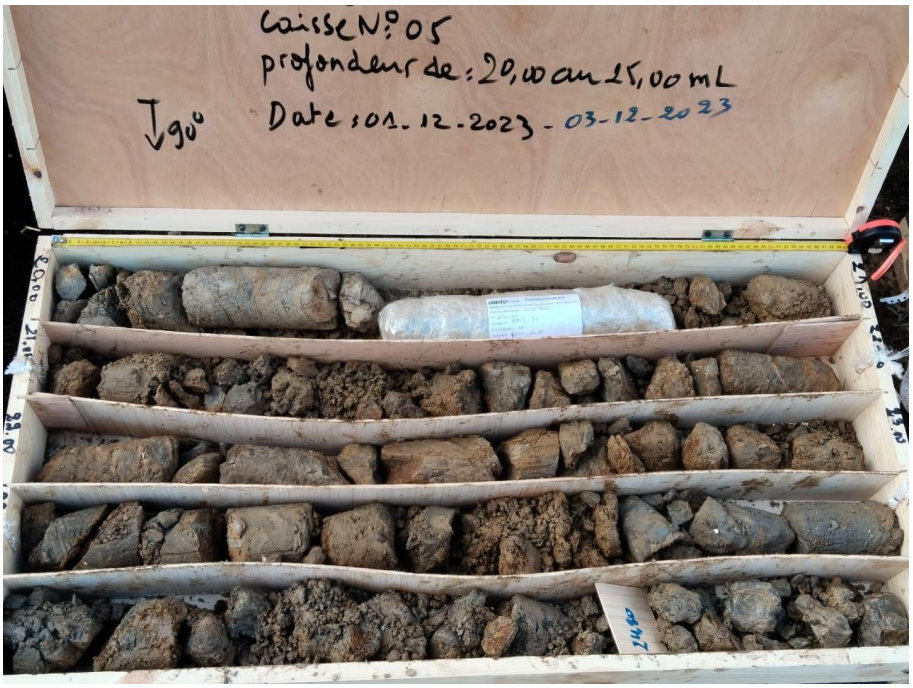
Niveau d'eau fin de forage: Page : 3/3

Profondeur (m)	Log	Description lithologique	N.P	Echantillons	RQD %	Carotage %	Essais	Outil	Observations
33		Grés ocre dur à grain fin oxydés et fracturé a cassure oblique			43 %	98 %		101	Tubage 114 0 - 27,50 m
34									
35		Argile compacte et trés fracturé avec présence d'oxydation de couleur grisatre			RQD=0 %	98 %			
36									
		Fin de sondage							
37									
38									
39									
40									
41									
42									
43									
44									
45									
46									
47									
48									

os caisses S2 :

Profondeur de : 10,00 au 15,00
90°
Date. 19-11-2023 au 21-11-2023
90
2023 au

Carottier TP/T29A1
projet: ligne Ferroviere Est
Annaba - Bouchegouf
Sondage: BH-T3-S2
Carotte N°04
Profondeur de: 15,00 → 20,00 ml.
Date 21-11-2023 au 30-11-2023
90


Caisse N° 05
profondeur de : 20,00 au 25,00 mL
90°
Date : 01-12-2023 - 03-12-2023

Profondeur de 25,00 au 30,00
Date : 03-12-2023
25,60
26,40
28,80
29,10

Profondeur de: 30 au 35 mL
Date: 06.11.2023 au

Cosider TP
T29A
Projet: Ligne Ferroviaire Est
Annaba - Bouchegouf
Sondage: BH-T5-S2
Caisse N° 08
90°
Date: 06-11-2023 - 06-11-2023

Essai Lefranc :

cosider Travaux Publics كوسيدار

Etude : Ligne ferroviaire minière Est,tronçon Annaba-Boucheggouf

Cote du tubage/terrain naturel (HT): 0,20 m
Profondeur nappe/Cote du tubage (Hp) : 1 m
Profondeur cavité/Cote du tubage (HL) : 1,80 m
Limite de l'aquifère (H) : m

Longueur de la cavité (L) : 3,60 m
Diamètre de la cavité (B) : 0,101 m

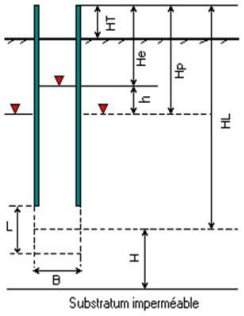
Essai d'eau Lefranc

NF P 94-132

Sondage N° : 13-11-2023

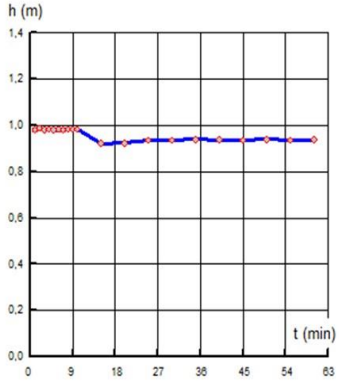
Lieu : Tranché
Date de l'essai : BH-C-S2
Coordonnées : X = Y =
Z =

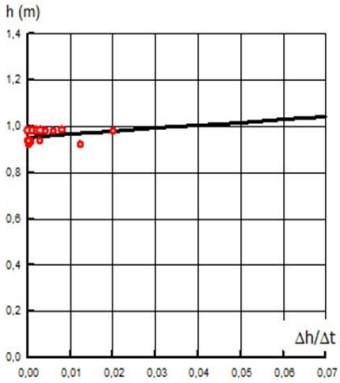
t (min)	Q (L/min)	He (m)	t (min)	Q (L/min)	He (m)
1	0,160	0,02			
2	0,064	0,012			
3	0,048	0,018			
4	0,016	0,016			
5	0,032	0,02			
6	0,024	0,017			
7	0,024	0,02			
8	0,024	0,017			
9	0,008	0,016			
10	0,000	0,016			
15	0,099	0,078			
20	0,002	0,077			
25	0,022	0,063			
30	0,000	0,063			
35	0,003	0,061			
40	0,002	0,062			
45	0,005	0,065			
50	0,006	0,061			
55	0,003	0,063			
60	0,002	0,062			



ESSAI A CHARGE VARIABLE

C = L / B = 35,64
S = 0,0080 m²
K = 1,54 E-03 m/s





cosider Travaux Publics كوسيدار

Etude : Ligne ferroviaire minière Est,tronçon Annaba-Boucheggouf

Cote du tubage/terrain naturel (HT): 0,30 m
Profondeur nappe/Cote du tubage (Hp) : 7,10 m
Profondeur cavité/Cote du tubage (HL) : 10,25 m
Limite de l'aquifère (H) : m

Longueur de la cavité (L) : 2,50 m
Diamètre de la cavité (B) : 0,101 m

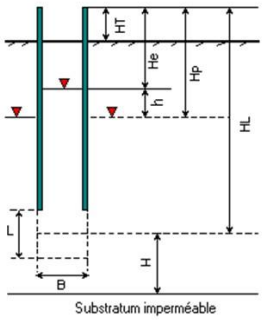
Essai d'eau Lefranc

NF P 94-132

Sondage N° : 19-11-2023

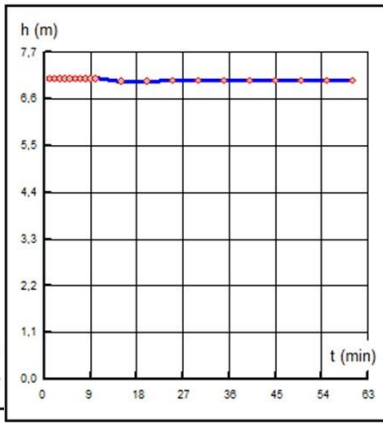
Lieu : Tranché
Date de l'essai : BH-C-S2
Coordonnées : X = Y =
Z =

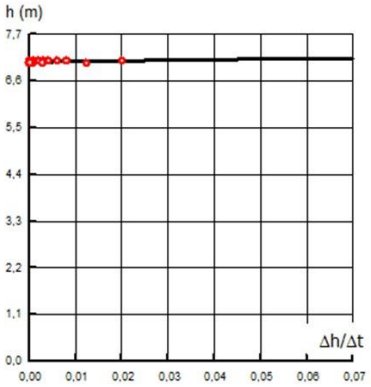
t (min)	Q (L/min)	He (m)	t (min)	Q (L/min)	He (m)
1	0,160	0,02			
2	0,064	0,012			
3	0,048	0,018			
4	0,016	0,016			
5	0,032	0,02			
6	0,024	0,017			
7	0,024	0,02			
8	0,024	0,017			
9	0,008	0,016			
10	0,000	0,016			
15	0,099	0,078			
20	0,002	0,077			
25	0,022	0,063			
30	0,000	0,063			
35	0,003	0,061			
40	0,002	0,062			
45	0,005	0,065			
50	0,006	0,061			
55	0,003	0,063			
60	0,002	0,062			



ESSAI A CHARGE VARIABLE

C = L / B = 24,75
S = 0,0080 m²
K = 1,68 E-03 m/s





Essai limite d'Atterberg :

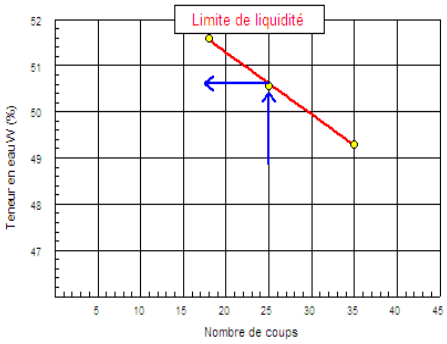
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
NF P 94-078

Client : cosider
Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba
Endroit : bouchegouf
N° Projet : 123-2023

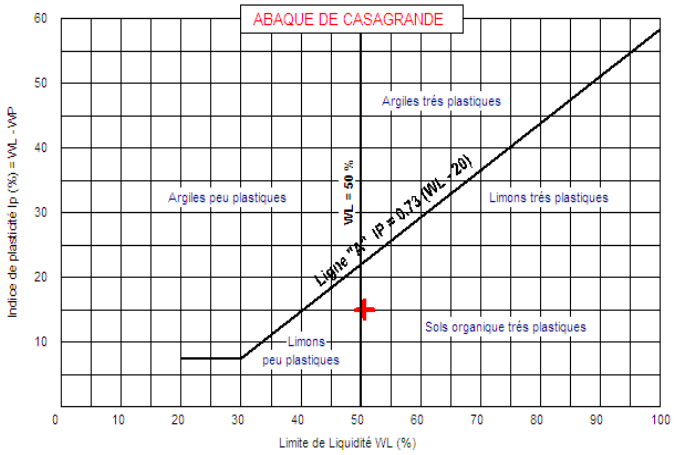
Sondage n° : BH-T3S2
Profondeur : 3.00-3.45
Nature :
Date essais :

Limite de Liquidité (%) : WL = 50,61
Limite de Plasticité (%) : WP = 35,65
Indice de Plasticité (%) : IP = 14,96
Teneur en eau naturelle (%) : Weau =



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	36,1
2	35,2



Solletts 2013

Remarque :

Préparé par : | Approuvé par : | Date :

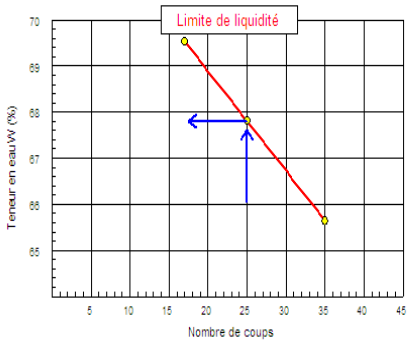
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
NF P 94-078

Client : cosider
Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba
Endroit : bouchegouf
N° Projet : 123-2023

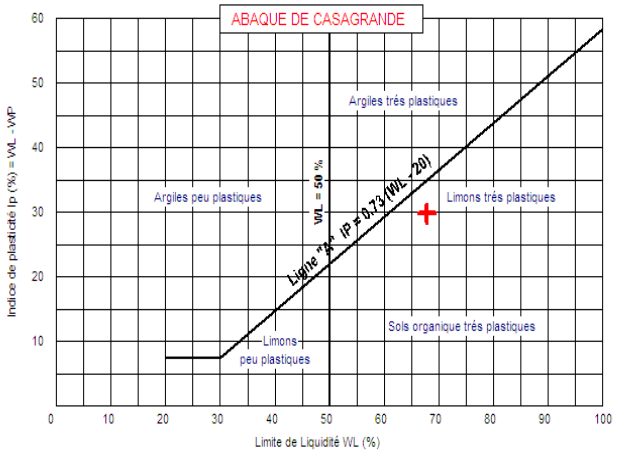
Sondage n° : BH-T3S2
Profondeur : 6.30-6.75
Nature :
Date essais :

Limite de Liquidité (%) : WL = 67,80
Limite de Plasticité (%) : WP = 38,03
Indice de Plasticité (%) : IP = 29,77
Teneur en eau naturelle (%) : Weau =



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	38,2
2	37,85



Solletts 2013

Remarque :

Préparé par : | Approuvé par : | Date :

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : cosider — **N° Projet : 123-2023**

Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba

Endroit : bouchegouf

Sondage n° : BH-T3S2 — Date essais :

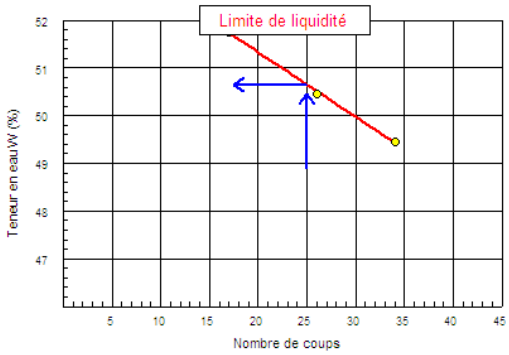
Profondeur : 9.00-9.45

Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 50,65 — **Teneur en eau naturelle (%) : Weau =**

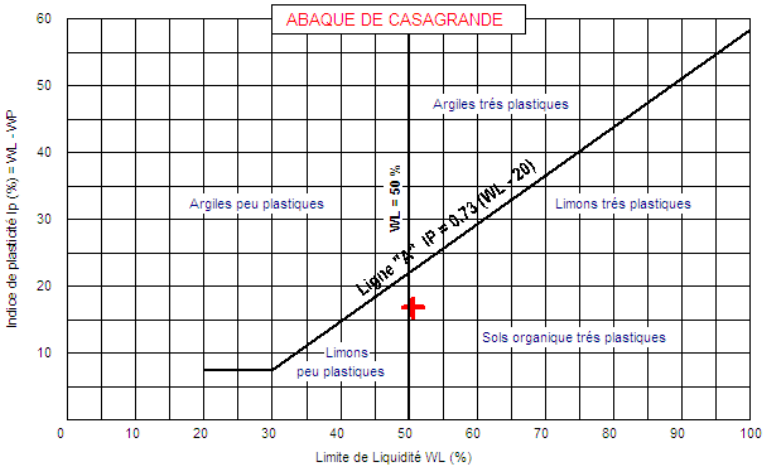
Limite de Plasticité (%) : WP = 33,88

Indice de Plasticité (%) : IP = 16,77



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	34,25
2	33,51



Solterts 2013

Remarque :

Préparé par : — Approuvé par : — Date :

Analyse granulométrique :

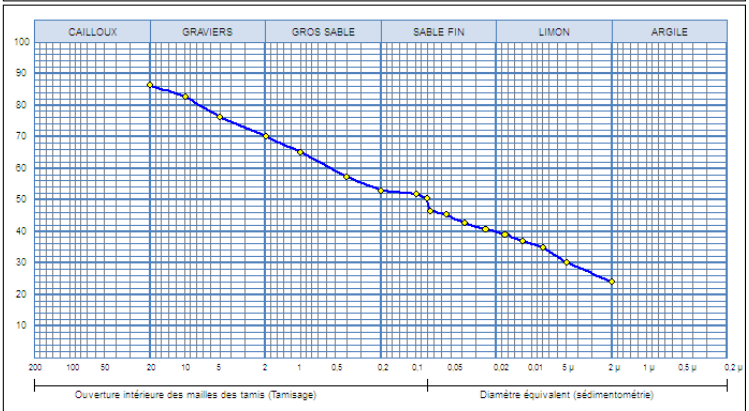
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : cosider — **N° Projet : 123-2023**
Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba
Endroit : bouchegouf

Sondage n° : BH t3 s2
Profondeur : 03.00 - 03.45
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 15/12/2023

Sondage: BH t3 s2 : 03.00 - 03.45



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
20,00	86,38	75,00 µm	46,54
10,00	82,69	55,00 µm	45,31
5,00	76,30	38,00 µm	42,64
2,00	70,06	25,00 µm	40,58
1,00	65,24	17,00 µm	39,14
0,40	57,30	12,00 µm	37,09
0,20	52,98	8,00 µm	35,04
0,10	51,75	5,00 µm	30,13
0,08	50,44	2,00 µm	24,04

© Solletis 2013

Remarque :

Préparé par : | Approuvé par : | Date :

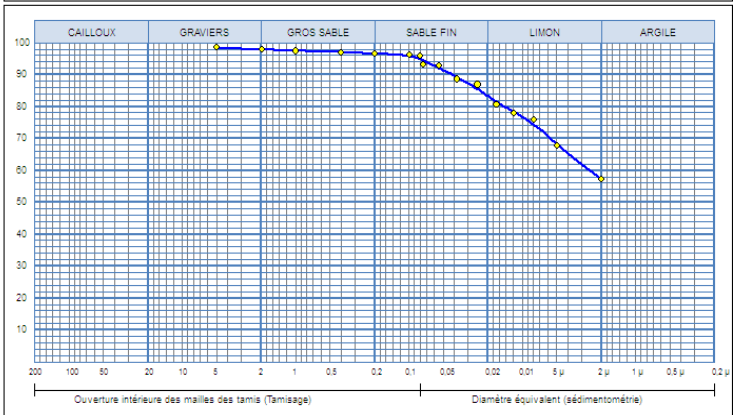
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : cosider — **N° Projet : 123-2023**
Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba
Endroit : bouchegouf

Sondage n° : BH-T3S2
Profondeur : 6.30-6.75
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

Sondage: BH-T3S2 : 6.30-6.75



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	98,65	75,00 µm	93,31
2,00	97,85	55,00 µm	92,89
1,00	97,49	38,00 µm	88,67
0,40	96,98	25,00 µm	86,99
0,20	96,52	17,00 µm	80,66
0,10	96,17	12,00 µm	78,12
0,08	95,99	8,00 µm	76,01
		5,00 µm	67,80
		2,00 µm	57,31

© Solletis 2013

Remarque :

Préparé par : | Approuvé par : | Date :

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : cosider

Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba

Endroit : bouchegouf

N° Projet : 123-2023

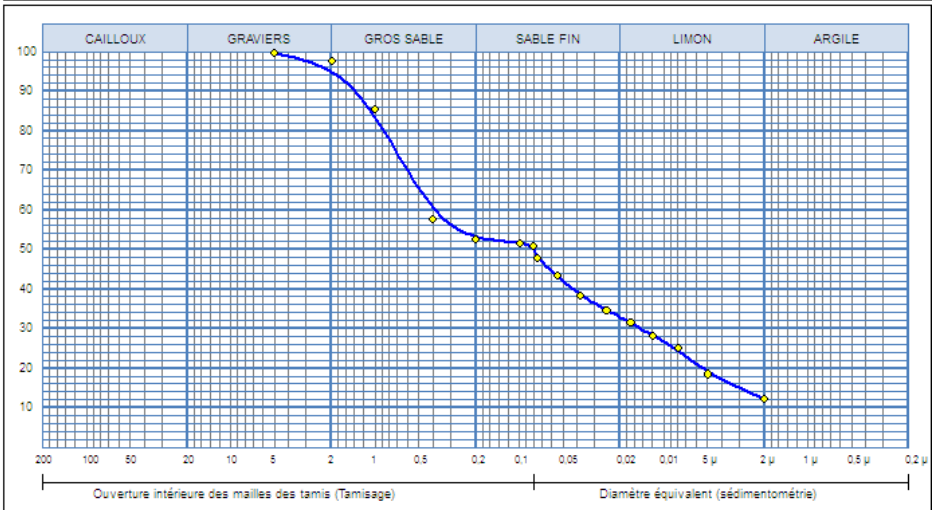
Sondage n° : BH-T3S2

Profondeur : 9.00-9.45

Matériaux :

Provenance :

Date essais : 16/12/2023



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	99,68	75,00 µm	47,70
2,00	97,51	55,00 µm	43,38
1,00	85,35	38,00 µm	38,41
0,40	57,75	25,00 µm	34,75
0,20	52,52	17,00 µm	31,49
0,10	51,61	12,00 µm	28,23
0,08	50,93	8,00 µm	24,99
		5,00 µm	18,50
		2,00 µm	12,09

© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Essai de compression uniaxiale :

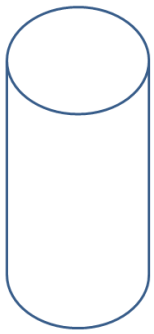
Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
E.P.E/S.P.A AU CAPITAL DE 150 000 000 DA

Client :	COSIDER TP	Feuille d'essai de laboratoire	Matériel vérifié ☐
Dossier N°:	121/2023	Essai de compression uniaxiale	Document de référence NF P 94-077
Projet :	TUNNEL		

Sondage N°:	BH-T3-S 2	Nature du sol:	
Echantillon N° :		Date de prélèvement:	
Profondeur:	19,68-----19,88	Date d'essai:	

Expression des résultats

Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Densité humide (g/cm3)
75	150	2,17



Lecture Déplacement	Déformation (%)	Contrainte (bars)
0	0,00	0,00
38	0,25	8,94
75	0,50	17,89
110	0,75	26,23
85	1,00	20,27
	1,25	
	1,50	
	1,75	
	2,00	
	2,25	
	2,50	
	2,75	
	3,00	
	3,25	
	3,50	
	3,75	
	4,00	
	4,25	
	4,50	
	4,75	
	5,00	
	5,25	
	5,50	
	5,75	
	6,00	
	6,25	
	6,50	
	6,75	
	7,00	
	7,25	
	7,50	

Courbe Contrainte / Déformation

Contrainte (bar)

Deformation (%)

vitesse d'ecrasement (% min)	précision compatateur
1	0,01

Résitance à la compression uniaxiale R_c (bars) = 26,23

Observation:

Chargé d'essai	Responsable d'essai

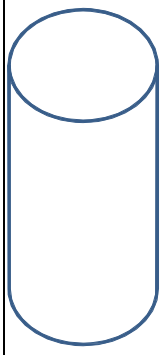
inistère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
AU CAPITAL DE 150 000 000 DA

Client :	COSIDER TP	Feuille d'essai de laboratoire	Matériel vérifié ☐
Dossier N°:	121/2023	**Essai de compression uniaxiale**	Document de référence NF P 94-077
Projet :	TUNNEL		

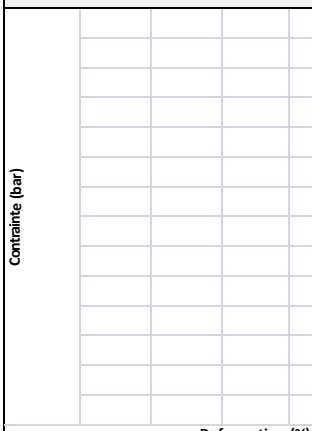
Sondage N°:	BH-T3-S2	Nature du sol:	
Echantillon N° :		Date de prélèvement:	
Profondeur:	31,28 ------- 31,40	Date d'essai:	06/11/2023

Expression des résultats

Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Densité humide (g/cm3)	
85	170	1,97	



Courbe Contrainte / Déformation



Lecture Déplacement	Déformation (%)	Contrainte (bars)
0	0,00	0,00
36	0,25	6,68
89	0,50	16,52
44	0,75	8,17
22	1,00	4,08
	1,25	
	1,50	
	1,75	
	2,00	
	2,25	
	2,50	
	2,75	
	3,00	
	3,25	
	3,50	
	3,75	
	4,00	
	4,25	
	4,50	
	4,75	
	5,00	
	5,25	
	5,50	
	5,75	
	6,00	
	6,25	
	6,50	
	6,75	
	7,00	
	7,25	
	7,50	
vitesse d'ecrasement (% min)		précision compatateur
1		0,01

Résitance à la compression uniaxiale $R_{c\ (bars)}$ = 16,52

Observation:	Chargé d'essai	Responsable d'essai

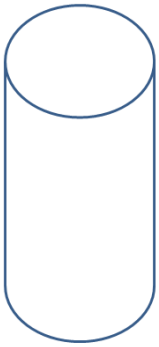
Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
E.P.E/S.P.A AU CAPITAL DE 150 000 000 DA

Client :	COSIDER TP	Feuille d'essai de laboratoire	Matériel vérifié ☐
Dossier N°:	121/2023	**Essai de compression uniaxiale**	Document de référence NF P 94-077
Projet :	TUNNEL		

Sondage N°:	BH-T3-S2	Nature du sol:	
Echantillon N° :		Date de prélèvement:	
Profondeur:	30,55--------31,00	Date d'essai:	

Expression des résultats

Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Densité humide (g/cm3)
85	170	1,92



Lecture Déplacement	Déformation (%)	Contrainte (bars)
0	0,00	0,00
44	0,25	8,17
86	0,50	15,97
25	0,75	4,64
	1,00	
	1,25	
	1,50	
	1,75	
	2,00	
	2,25	
	2,50	
	2,75	
	3,00	
	3,25	
	3,50	
	3,75	
	4,00	
	4,25	
	4,50	
	4,75	
	5,00	
	5,25	
	5,50	
	5,75	
	6,00	
	6,25	
	6,50	
	6,75	
	7,00	
	7,25	
	7,50	

Courbe Contrainte / Déformation

Contrainte (bar)

Deformation (%)

vitesse d'ecrasement (% min)	précision compatateur
1	0,01

Résitance à la compression uniaxiale $R_{c\ (bars)}$ = 15,97

Observation:	Chargé d'essai	Responsable d'essai

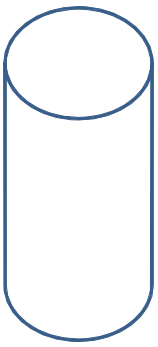
inistère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
AU CAPITAL DE 150 000 000 DA

Client :	COSIDER TP	Feuille d'essai de laboratoire	Matériel vérifié ☐
Dossier N°:	133/2023	Essai de compression uniaxiale	Document de référence NF P 94-077
Projet :	TUNNEL		

Sondage N°:	BH-T3-S2	Nature du sol:	
Echantillon N° :		Date de prélèvement:	
Profondeur:	32.30-32.54	Date d'essai:	

Expression des résultats

Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Densité humide (g/cm3)
75	150	2,34



Lecture Déplacement	Déformation (%)	Contrainte (bars)
0	0,00	0,00
38	0,25	8,94
75	0,50	17,89
113	0,75	26,83
150	1,00	35,77
188	1,25	44,71
118	1,50	28,14
54	1,75	12,88
	2,00	
	2,25	
	2,50	
	2,75	
	3,00	
	3,25	
	3,50	
	3,75	
	4,00	
	4,25	
	4,50	
	4,75	
	5,00	
	5,25	
	5,50	
	5,75	
	6,00	
	6,25	
	6,50	
	6,75	
	7,00	
	7,25	
	7,50	

Courbe Contrainte / Déformation

Contrainte (bar)

Deformation (%)

vitesse d'ecrasement (% min)	précision compatateur
1	0,01

Résitance à la compression uniaxiale $R_{c\ (bars)}$ = 44,71

Observation:	Chargé d'essai	Responsable d'essai

Essai de compressibilité à l'Œdomètre :

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

XP P 94-090-1

Client : COSIDER ENGINEERING

N° Projet : 121 - 2023

Projet : LMF ANNABA - TEBESSA Troncon CHBEITA MOKHTAR - BOUCHEGOUF

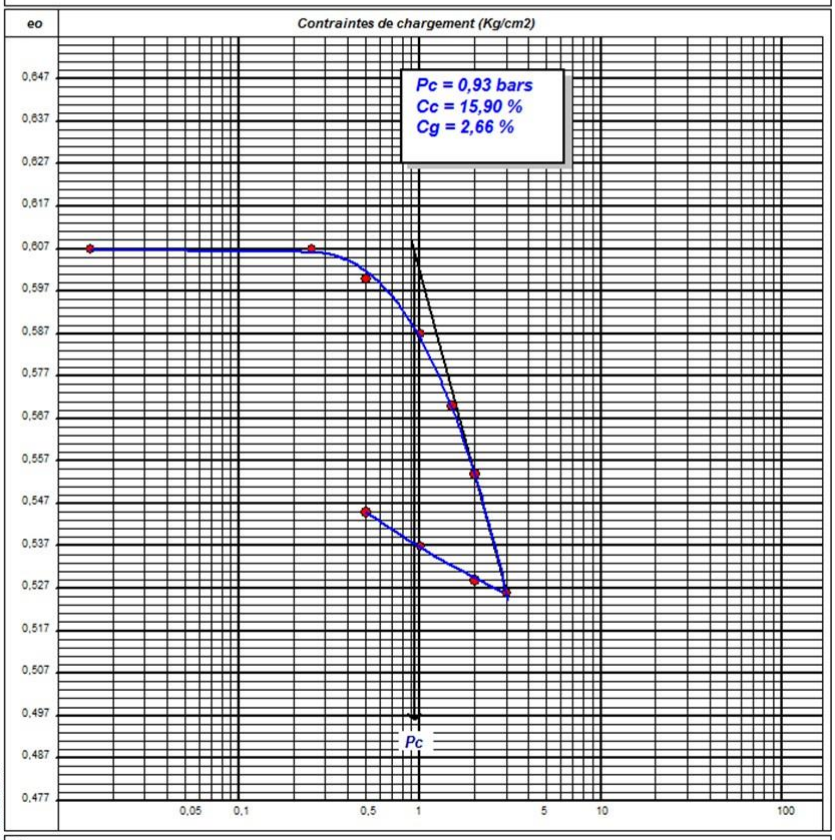
Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH T3 S2

Profondeur : 1,22 - 1,55 m

Nature :

Date essais : 16/01/2024



© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Analyse chimique :

Dossier n° : /23 B.C N° : /
Chantier : LIGNE FERROVIAIRE MINIERE EST (ANNABA - BOUCHAGOUF)
Client : LNHC OEB
Nature de l'échantillon : SOL- Motif de l'analyse : **AGRESSIVITE**
Echantillon prélevé par : LNHC OEB

		Résultats exprimés en % massique					
Sondage ou puits	Profondeur (m)	Sulfates SO_4^-	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-	Matières organiques	Insolubles	PH
BH T3 S02	11.53-11.80	111.01	0.19	0.18	N-D	N-D	N-D

N-D : Non demandé

Observations :
-AGRESSIVITE NULLE DE CLASSE <XA1 SELON NA16002 (Sulfates mg/kg)

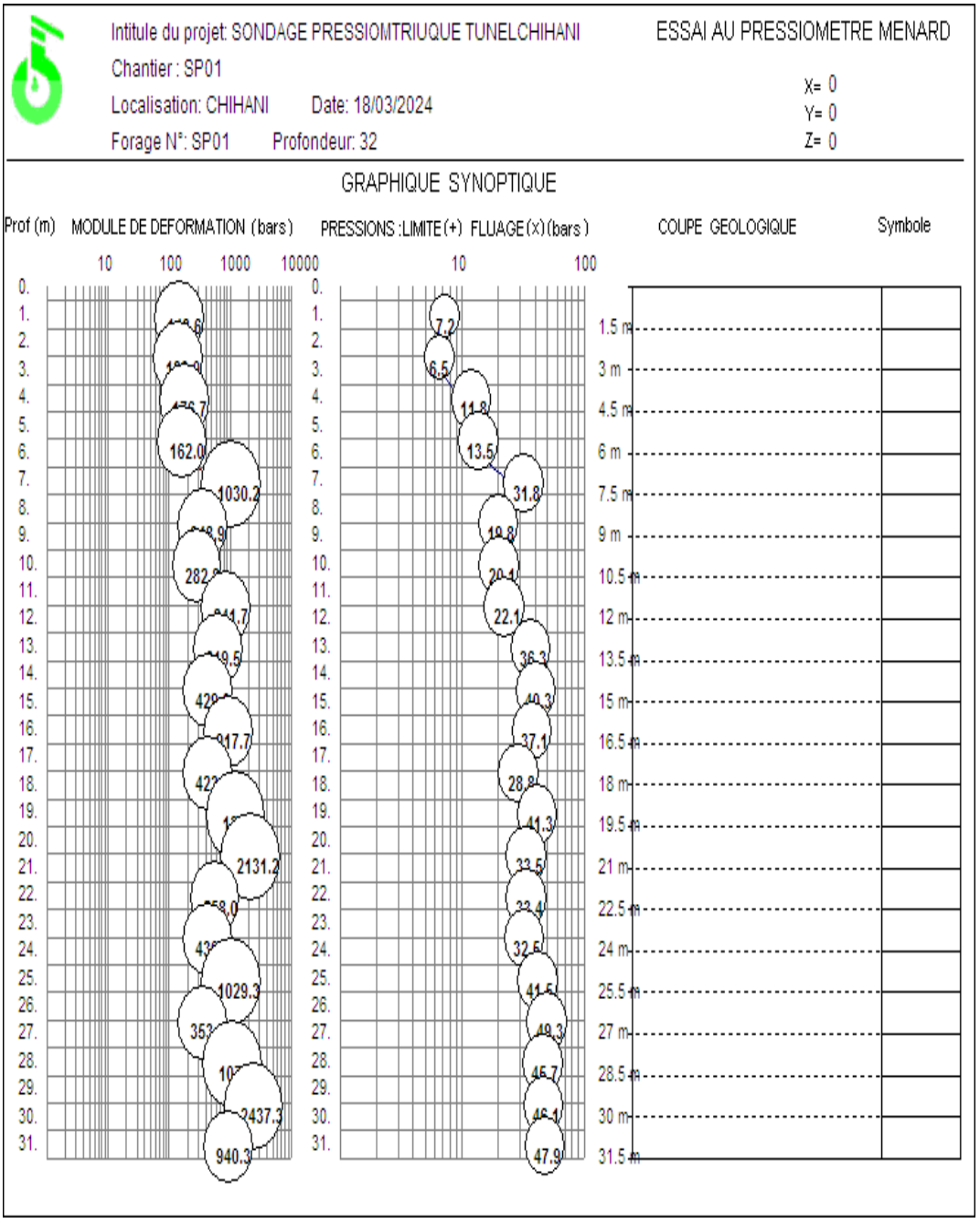
Dossier n° : /23 B.C N° : /
Chantier : LIGNE FERROVIAIRE MINIERE EST (ANNABA - BOUCHAGOUF)
Client : LNHC OEB
Nature de l'échantillon : SOL- Motif de l'analyse : **AGRESSIVITE**
Echantillon prélevé par : LNHC OEB

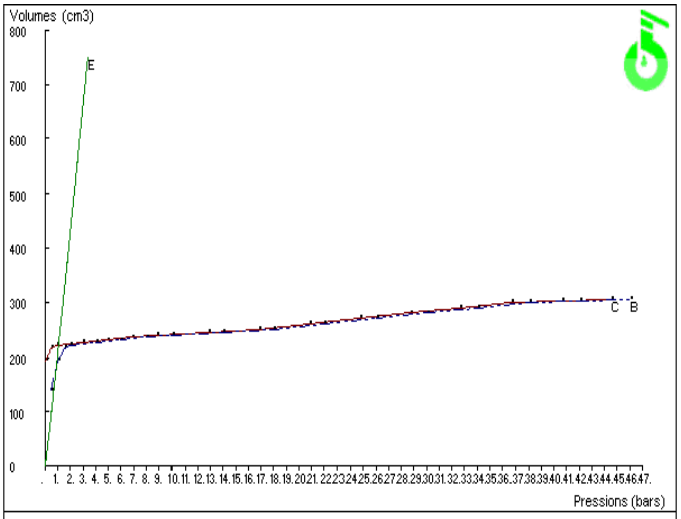
		Résultats exprimés en % massique					
Sondage ou puits	Profondeur (m)	Sulfates SO_4^-	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-	Matières organiques	Insolubles	PH
BH C S02	20.40-20.77	141.21	0.57	0.18	N-D	N-D	N-D
BH C S02	17.73-18.00	132.33	0.19	0.18	N-D	N-D	N-D

N-D : Non demandé

Observations :
-AGRESSIVITE NULLE DE CLASSE <XA1 SELON NA16002 (Sulfates mg/kg)

Essais pressiométrique supplémentaires : SP1 :

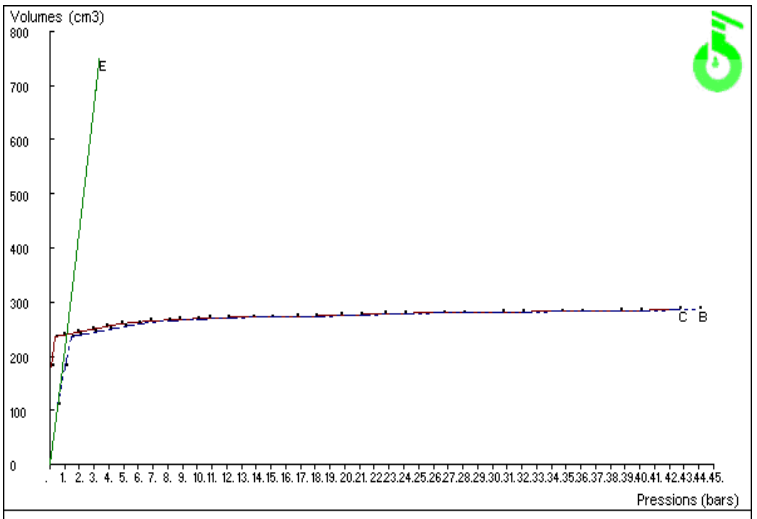




Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 31.5 m
Vo=235.28 Po=7.85
Vf=239.65 Pf=9.85

RESULTATS
E=940.3 bars
PL=47.93 bars
E/PL=19.62 bars

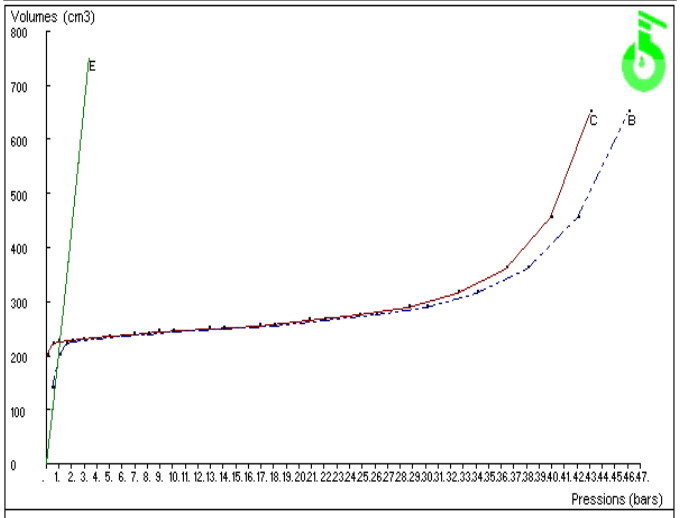
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 28.5 m
Vo=249.26 Po=5.74
Vf=253.14 Pf=7.74

RESULTATS
E=1079.37 bars
PL=45.73 bars
E/PL=23.6 bars

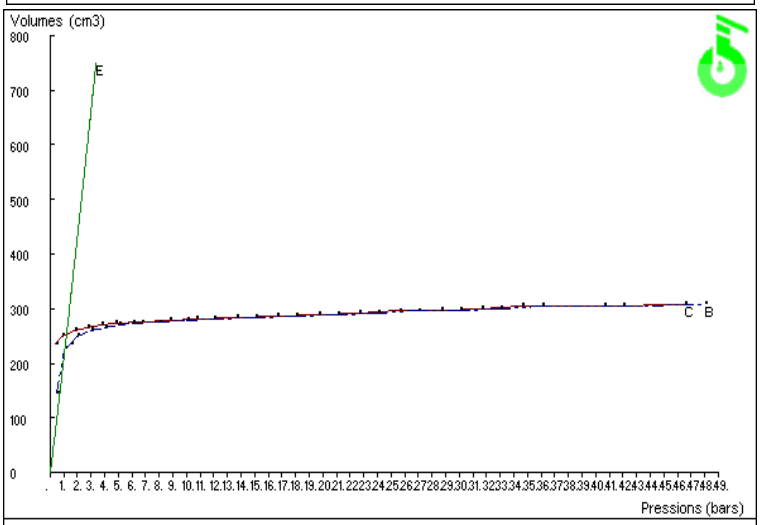
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 30 m
Vo=225.57 Po=.2
Vf=226.31 Pf=1.1

RESULTATS
E=2437.25 bars
PL=46.13 bars
E/PL=52.83 bars

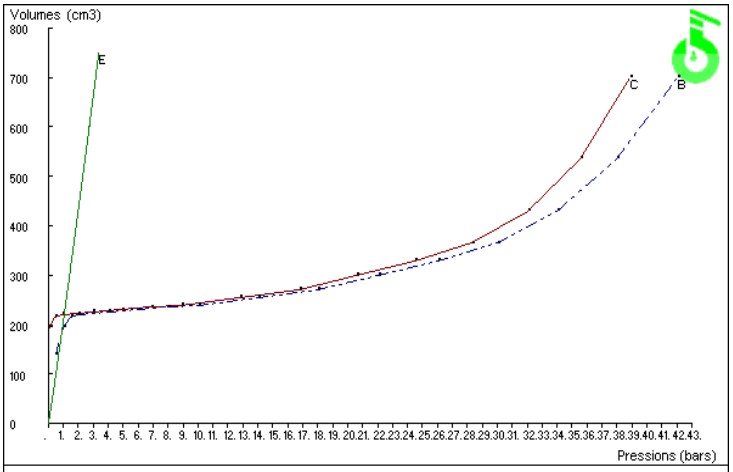
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 27 m
Vo=273.34 Po=7.68
Vf=285.6 Pf=9.68

RESULTATS
E=353.34 bars
PL=49.33 bars
E/PL=7.16 bars

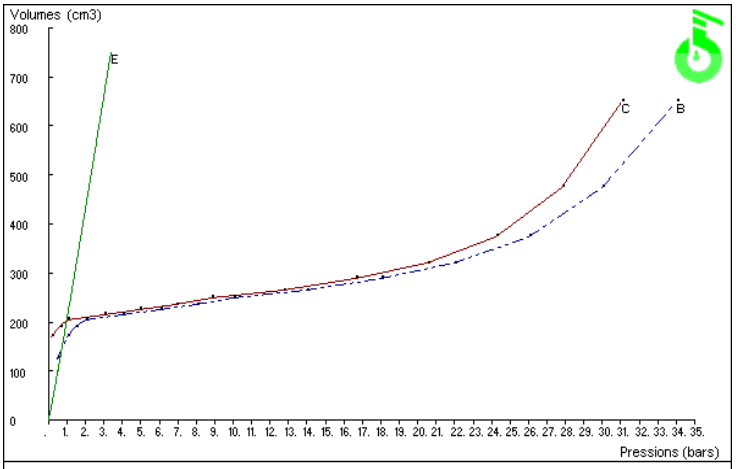
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 25.5 m
Vo=215.16 Po=.2
Vf=215.93 Pf=.6

RESULTATS
E=1029.26 bars
PL=41.47 bars
E/PL=24.82 bars

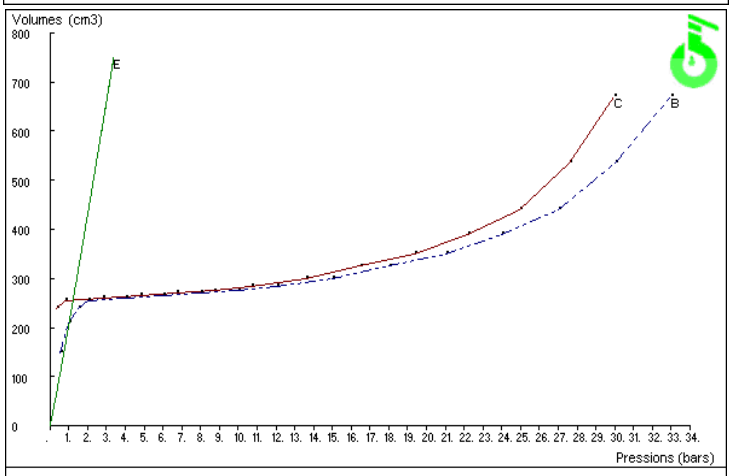
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 22.5 m
Vo=197.82 Po=.2
Vf=199.92 Pf=.8

RESULTATS
E=557.98 bars
PL=33.38 bars
E/PL=16.72 bars

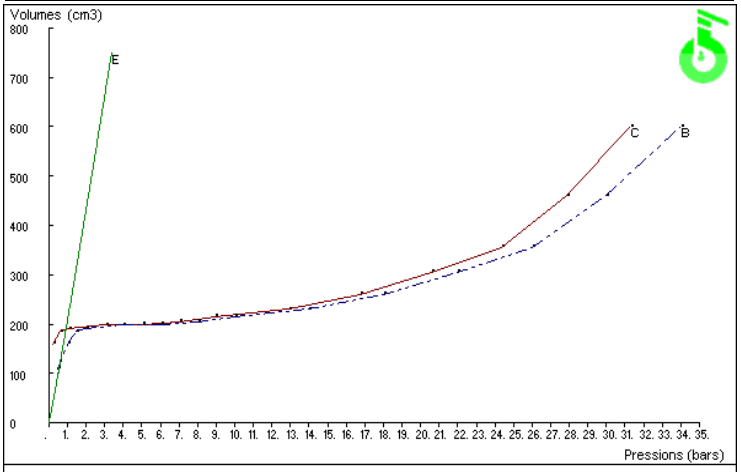
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 24 m
Vo=319.37 Po=14.2
Vf=336.97 Pf=17.5

RESULTATS
E=430.5 bars
PL=32.45 bars
E/PL=13.27 bars

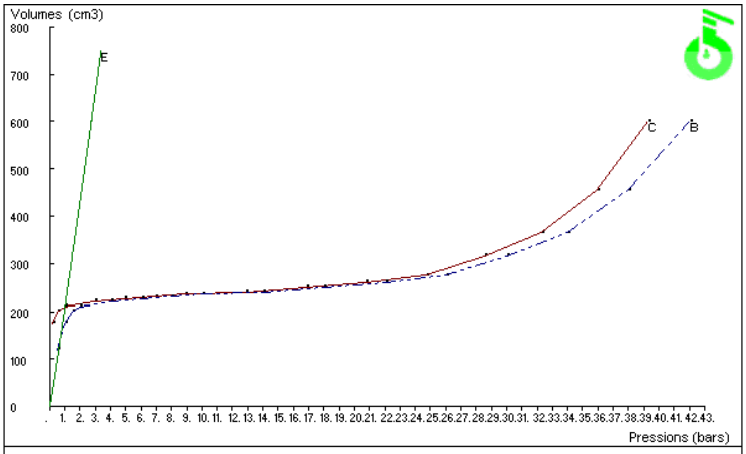
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 21 m
Vo=185.48 Po=.2
Vf=185.75 Pf=.5

RESULTATS
E=2131.15 bars
PL=33.45 bars
E/PL=63.71 bars

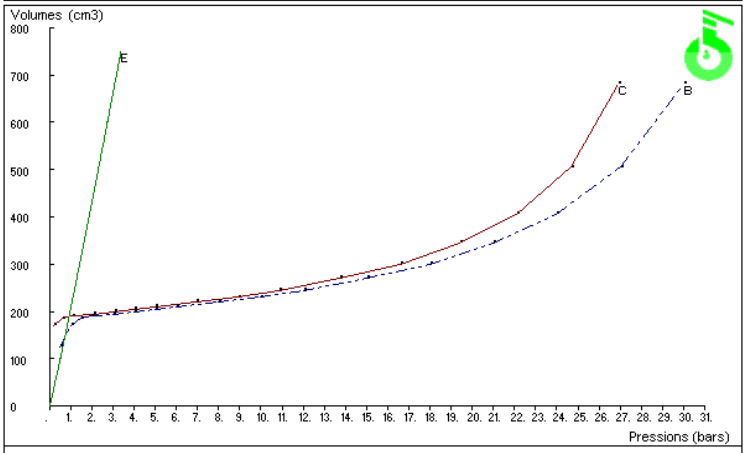
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 19.5 m
Vo=215.58 Po=5.9
Vf=218.9 Pf=7.9

RESULTATS
E=1203.55 bars
PL=41.3 bars
E/PL=29.14 bars

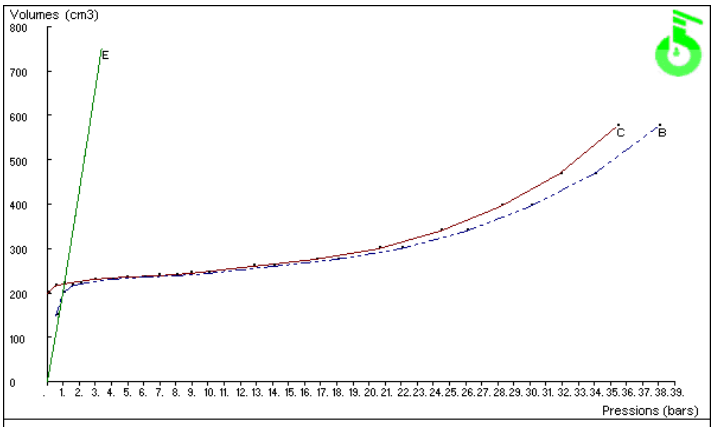
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 18 m
Vo=183.56 Po=.2
Vf=187.63 Pf=1.1

RESULTATS
E=423.3 bars
PL=28.8 bars
E/PL=14.7 bars

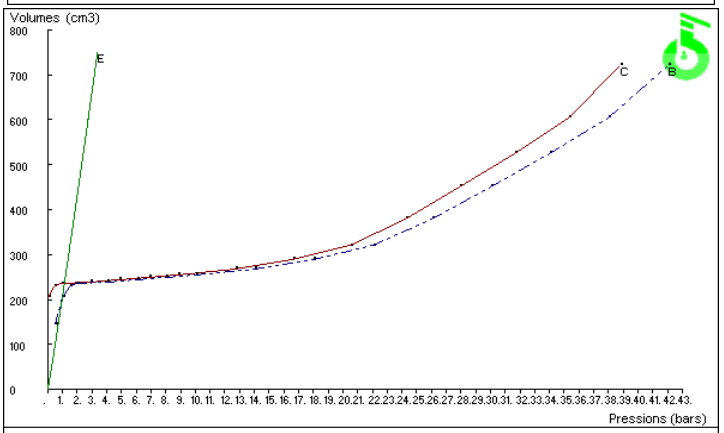
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 16.5 m
Vo=216.67 Po=.2
Vf=217.32 Pf=.5

RESULTATS
E=917.72 bars
PL=37.1 bars
E/PL=24.74 bars

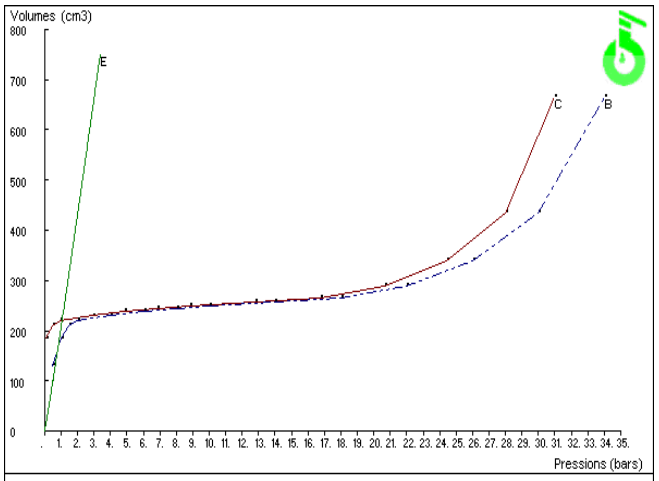
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 15 m
Vo=243.29 Po=5.81
Vf=253.01 Pf=7.81

RESULTATS
E=428.95 bars
PL=40.33 bars
E/PL=10.64 bars

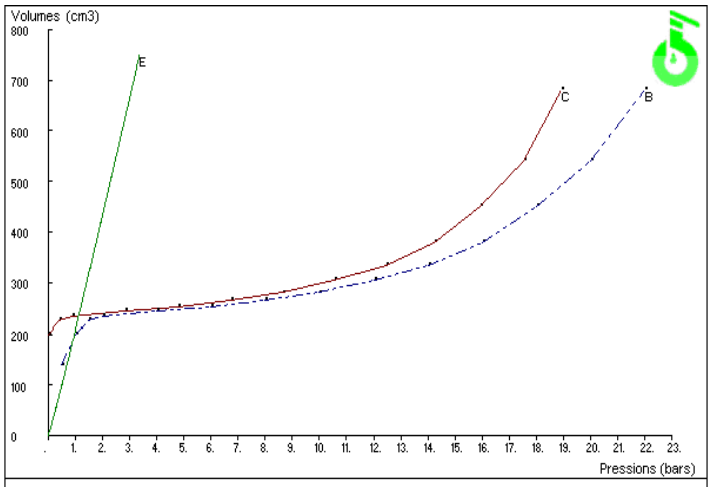
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 7.5 m
Vo=216.51 Po=.2
Vf=217.87 Pf=.9

RESULTATS
E=1030.2 bars
PL=31.81 bars
E/PL=32.39 bars

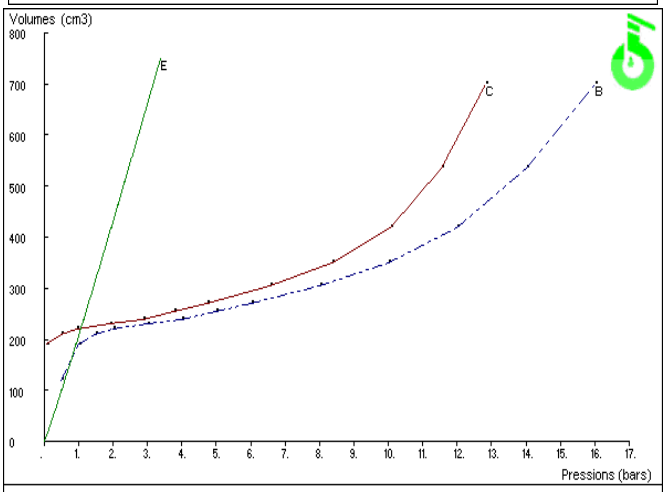
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 10.5 m
Vo=241.46 Po=3.79
Vf=256.2 Pf=5.79

RESULTATS
E=282.79 bars
PL=20.05 bars
E/PL=14.1 bars

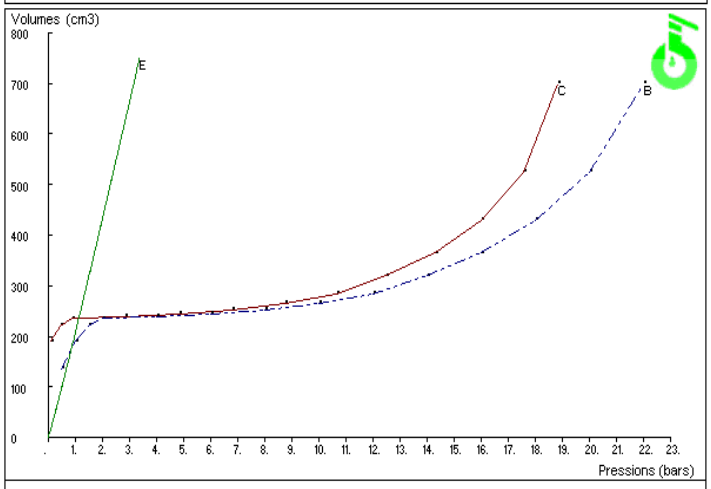
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 6 m
Vo=224.49 Po=1.85
Vf=249.85 Pf=3.85

RESULTATS
E=161.97 bars
PL=13.52 bars
E/PL=11.98 bars

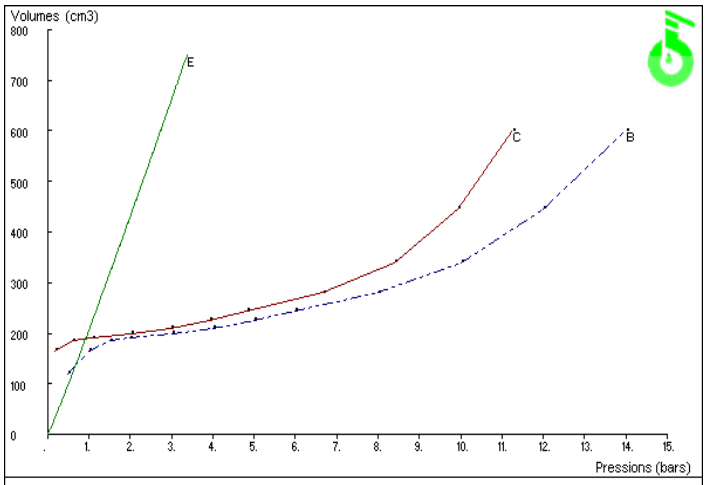
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 9 m
Vo=213.76 Po=.2
Vf=229.33 Pf=2.9

RESULTATS
E=348.94 bars
PL=19.82 bars
E/PL=17.61 bars

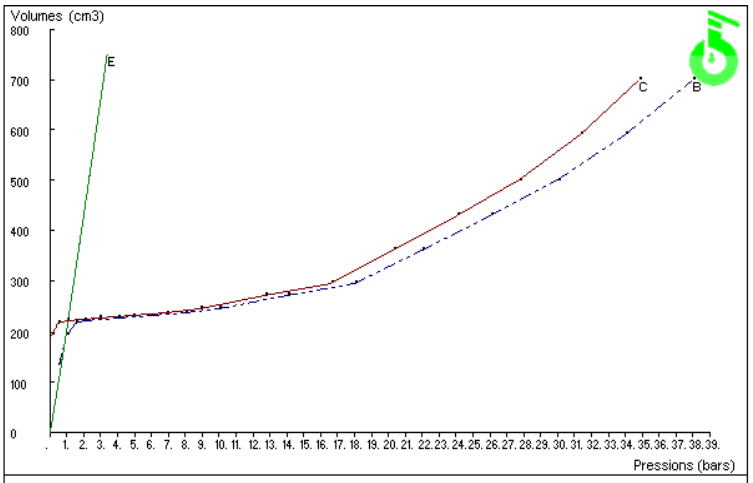
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 4.5 m
Vo=186.28 Po=1.03
Vf=208.33 Pf=3.03

RESULTATS
E=176.73 bars
PL=11.8 bars
E/PL=14.98 bars

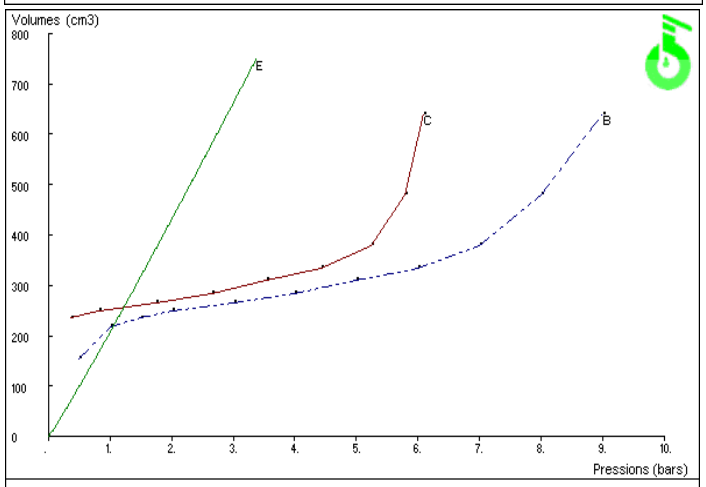
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 13.5 m
Vo=208.47 Po=.2
Vf=209.43 Pf=.5

RESULTATS
E=619.49 bars
PL=36.27 bars
E/PL=17.08 bars

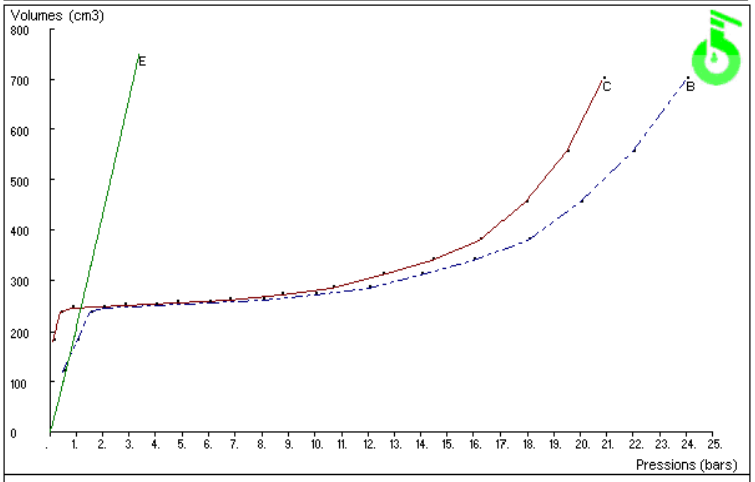
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 3 m
Vo=325.56 Po=3.8
Vf=333.84 Pf=4.3

RESULTATS
E=138.96 bars
PL=6.47 bars
E/PL=21.48 bars

E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : SONDAGE PRESSIOMTRIUQUE TUNELCHIHANI
Lieu : SP01
Chantier : CHIHANI
S.N° : prondeur: 12 m
Vo=227.48 Po=.2
Vf=228.2 Pf=.5

RESULTATS
E=841.71 bars
PL=22.12 bars
E/PL=38.05 bars

E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)

Annexe B : calcul de la stabilité générale du site.

Annexe B

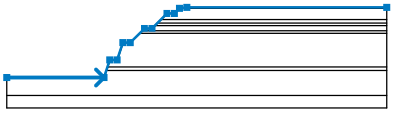
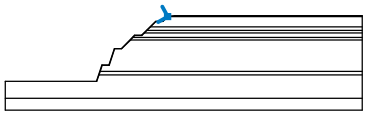
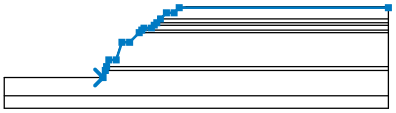
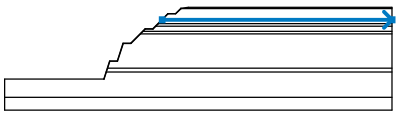
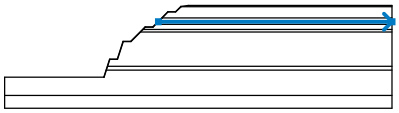
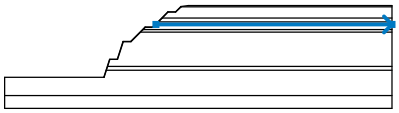
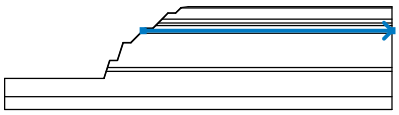
conception et etude geotechniques de stabilite de la treanchee dacces au portail t3
stabilisation du talus par clouage

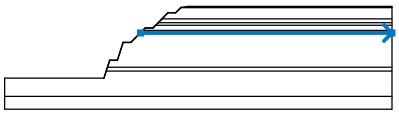
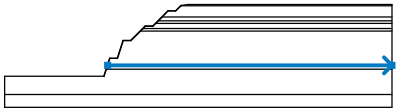
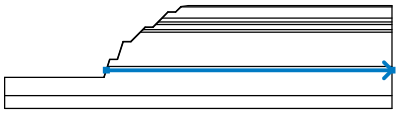
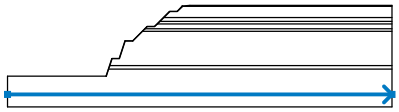
Stability analysis

Verification methodology : Safety factors (ASD)
Earthquake analysis : Standard

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor :	SF_s =	1,50	[–]

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-69,40	-27,76	-30,33	-27,76	-28,03	-20,76
		-25,03	-20,76	-22,76	-13,76	-19,76	-13,76
		-14,07	-8,07	-11,07	-8,07	-5,07	-2,07
		-2,07	-2,07	0,00	0,00	3,00	0,37
		83,28	0,37				
2		0,00	0,00	0,15	-0,04		
3		-30,33	-27,76	-30,18	-27,76	-29,27	-25,00
		-28,77	-23,50	-27,88	-20,81	-24,88	-20,81
		-22,61	-13,80	-19,61	-13,80	-15,80	-10,00
		-14,80	-9,00	-13,92	-8,12	-10,92	-8,12
		-9,81	-7,00	-8,81	-6,00	-7,31	-4,50
		-4,92	-2,11	-1,92	-2,11	0,15	-0,04
		83,28	-0,04				
4		-7,31	-4,50	83,28	-4,50		
5		-8,81	-6,00	83,28	-6,00		
6		-9,81	-7,00	83,28	-7,00		
7		-14,80	-9,00	83,28	-9,00		

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
8		-15,80	-10,00	83,28	-10,00		
9		-28,77	-23,50	83,28	-23,50		
10		-29,27	-25,00	83,28	-25,00		
11		-69,40	-35,00	83,28	-35,00		

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	A.L.G		23,00	10,00	18,00
2	AR/G		30,00	50,00	22,00
3	PASSAGE		22,00	5,00	18,00

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m³]	γ_s [kN/m³]	n [–]
1	A.L.G		18,00		
2	AR/G		22,00		
3	PASSAGE		18,00		

Soil parameters

A.L.G

Unit weight : γ = 18,00 kN/m³

Stress-state : effective

Shear strength : Mohr-Coulomb

Angle of internal friction : φ_{ef} = 23,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 10,00 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 18,00 kN/m³

AR/G

Unit weight : γ = 22,00 kN/m³
Stress-state : effective
Shear strength : Mohr-Coulomb
Angle of internal friction : φ_{ef} = 30,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 50,00 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 22,00 kN/m³

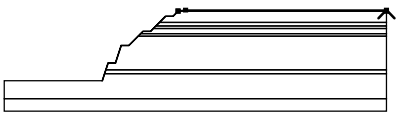
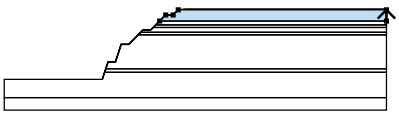
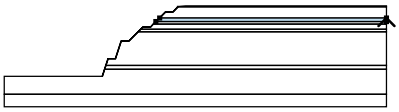
PASSAGE

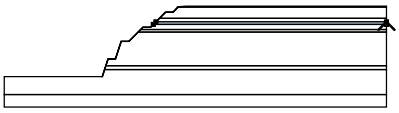
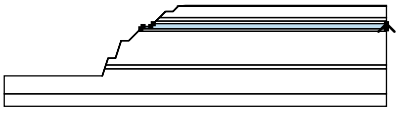
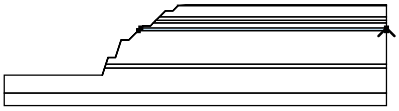
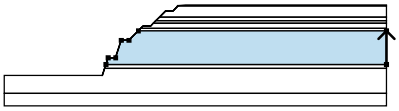
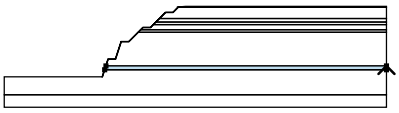
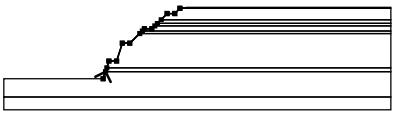
Unit weight : γ = 18,00 kN/m³
Stress-state : effective
Shear strength : Mohr-Coulomb
Angle of internal friction : φ_{ef} = 22,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 5,00 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 18,00 kN/m³

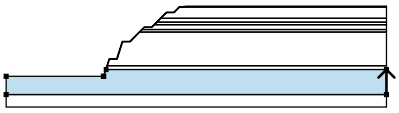
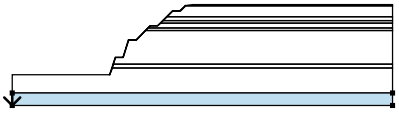
Rigid Bodies

No.	Name	Sample	γ [kN/m³]
1	Material of structure		23,00

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		83,28	-0,04	83,28	0,37	A.L.G
		3,00	0,37	0,00	0,00	
		0,15	-0,04			
2		83,28	-4,50	83,28	-0,04	A.L.G
		0,15	-0,04	-1,92	-2,11	
		-4,92	-2,11	-7,31	-4,50	
3		83,28	-6,00	83,28	-4,50	AR/G
		-7,31	-4,50	-8,81	-6,00	

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
4		83,28	-7,00	83,28	-6,00	PASSAGE
		-8,81	-6,00	-9,81	-7,00	
5		83,28	-9,00	83,28	-7,00	AR/G
		-9,81	-7,00	-10,92	-8,12	
		-13,92	-8,12	-14,80	-9,00	
6		83,28	-10,00	83,28	-9,00	PASSAGE
		-14,80	-9,00	-15,80	-10,00	
7		83,28	-23,50	83,28	-10,00	AR/G
		-15,80	-10,00	-19,61	-13,80	
		-22,61	-13,80	-24,88	-20,81	
		-27,88	-20,81	-28,77	-23,50	
8		83,28	-25,00	83,28	-23,50	PASSAGE
		-28,77	-23,50	-29,27	-25,00	
9		-30,18	-27,76	-29,27	-25,00	Material of structure
		-28,77	-23,50	-27,88	-20,81	
		-24,88	-20,81	-22,61	-13,80	
		-19,61	-13,80	-15,80	-10,00	
		-14,80	-9,00	-13,92	-8,12	
		-10,92	-8,12	-9,81	-7,00	
		-8,81	-6,00	-7,31	-4,50	
		-4,92	-2,11	-1,92	-2,11	
		0,15	-0,04	0,00	0,00	
		-2,07	-2,07	-5,07	-2,07	
		-11,07	-8,07	-14,07	-8,07	
		-19,76	-13,76	-22,76	-13,76	
		-25,03	-20,76	-28,03	-20,76	
		-30,33	-27,76			

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
10		83,28	-35,00	83,28	-25,00	AR/G
		-29,27	-25,00	-30,18	-27,76	
		-30,33	-27,76	-69,40	-27,76	
		-69,40	-35,00			
11		-69,40	-35,00	-69,40	-40,00	AR/G
		83,28	-40,00	83,28	-35,00	

Nails

No.	Start pt. x [m]	Start pt. z [m]	Length l [m]	Inclination α [°]	Spacing b [m]	Tension strength	Pull out resistance	Nail head strength
1	-0,50	-0,50	8,00	15,00	1,50	R_t = 277,33 kN	T_p = 23,04 kN/m	R_f = 86,01 kN
2	-1,50	-1,50	8,00	15,00	1,50	R_t = 277,33 kN	T_p = 23,04 kN/m	R_f = 98,30 kN
3	-6,50	-3,50	8,00	15,00	1,50	R_t = 277,33 kN	T_p = 23,04 kN/m	R_f = 98,30 kN
4	-8,00	-5,00	8,00	15,00	1,50	R_t = 277,33 kN	T_p = 23,04 kN/m	R_f = 86,01 kN
5	-9,50	-6,50	8,00	15,00	1,50	R_t = 277,33 kN	T_p = 23,04 kN/m	R_f = 122,87 kN
6	-15,50	-9,50	8,00	15,00	1,50	R_t = 416,00 kN	T_p = 64,93 kN/m	R_f = 277,33 kN
7	-17,00	-11,00	8,00	15,00	1,50	R_t = 416,00 kN	T_p = 64,93 kN/m	R_f = 194,13 kN
8	-18,50	-12,50	8,00	15,00	1,50	R_t = 416,00 kN	T_p = 64,93 kN/m	R_f = 249,60 kN
9	-23,16	-15,00	8,00	15,00	1,50	R_t = 416,00 kN	T_p = 64,93 kN/m	R_f = 249,60 kN
10	-23,65	-16,50	8,00	15,00	1,50	R_t = 416,00 kN	T_p = 64,93 kN/m	R_f = 194,13 kN
11	-24,13	-18,00	8,00	15,00	1,50	R_t = 416,00 kN	T_p = 64,93 kN/m	R_f = 194,13 kN
12	-24,62	-19,50	8,00	15,00	1,50	R_t = 416,00 kN	T_p = 64,93 kN/m	R_f = 249,60 kN
13	-28,44	-22,00	12,00	15,00	1,50	R_t = 416,00 kN	T_p = 64,93 kN/m	R_f = 249,60 kN

No.	Start pt. x [m]	Start pt. z [m]	Length l [m]	Inclination α [°]	Spacing b [m]	Tension strength	Pull out resistance	Nail head strength
14	-28,93	-23,50	12,00	15,00	1,40	R_t = 416,00 kN	T_p = 64,93 kN/m	R_f = 194,13 kN
15	-29,42	-25,00	12,00	15,00	1,50	R_t = 416,00 kN	T_p = 64,93 kN/m	R_f = 194,13 kN
16	-29,92	-26,50	12,00	15,00	1,50	R_t = 416,00 kN	T_p = 64,93 kN/m	R_f = 194,13 kN

Surcharge

No.	Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude q, q_1, f, F, x	Magnitude q_2, z	Magnitude unit
1	strip	permanent	on terrain	x = 3,00	l = 15,00		0,00	20,00		kN/m²

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Construction stage 1)

Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters							
Center :	x =	-30,73	[m]	Angles :	α_1 =	-1,27	[°]
	z =	12,71	[m]		α_2 =	72,25	[°]
Radius :	R =	40,48	[m]				
The slip surface after optimization.							

Total weight of soil above the slip surface: 9436,88 kN/m

Nails bearing capacity

Nail	Bearing capacity [kN/m]
1	8,13
2	0,00
3	0,00
4	0,00
5	0,00
6	0,00
7	0,00
8	0,00
9	0,00
10	0,00
11	0,00
12	0,00

13	0,00
14	91,48
15	203,75
16	277,33

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : F_a = 4665,25 kN/m

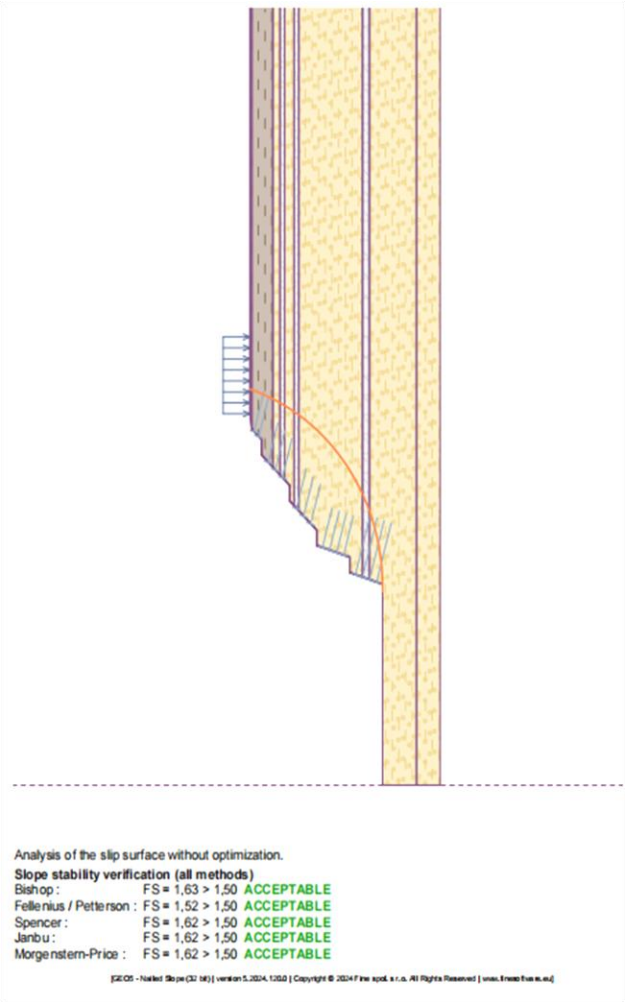
Sum of passive forces : F_p = 7595,84 kN/m

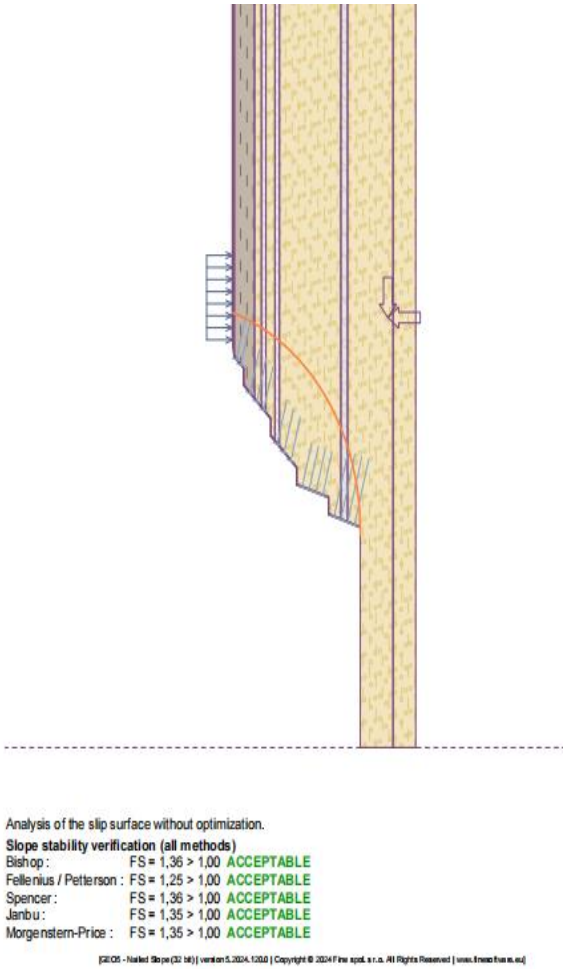
Sliding moment : M_a = 188849,14 kNm/m

Resisting moment : M_p = 307479,62 kNm/m

Factor of safety = 1,63 > 1,50

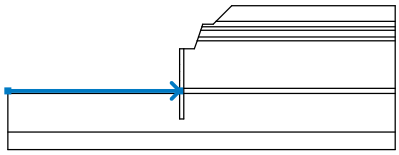
Slope stability ACCEPTABLE



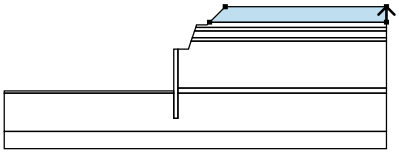
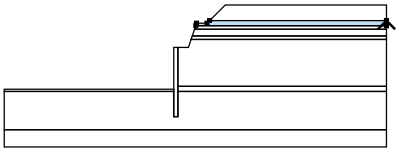
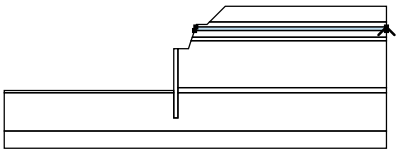
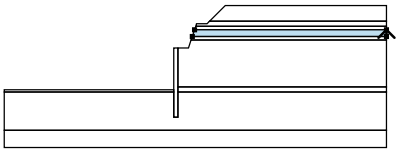
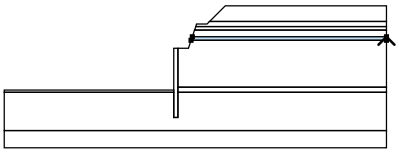
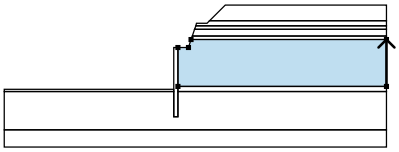


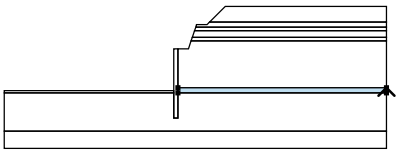
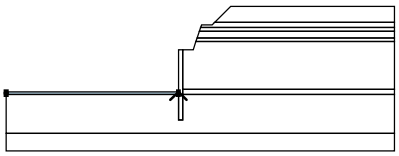
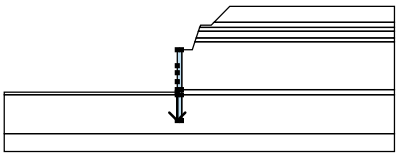
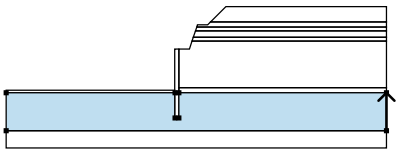
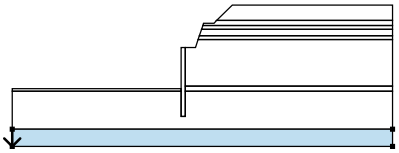
conception et etude geotechniques de stabilite de la treanchee dacces au portail t3
stabilisation soutenement mixte clouage-pieux

Earth cut

No.	Cut location	Coordinates of cut points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-50,00	-12,01	-1,20	-12,01		

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		60,00	7,78	60,00	12,27	ALG
		13,60	12,27	9,11	7,78	
2		60,00	6,30	60,00	7,78	AR/G
		9,11	7,78	8,33	7,00	
		5,33	7,00	5,11	6,30	
3		60,00	5,25	60,00	6,30	PASSAGE
		5,11	6,30	4,74	5,25	
4		60,00	3,36	60,00	5,25	AR/G
		4,74	5,25	4,11	3,36	
5		60,00	2,30	60,00	3,36	PASSAGE
		4,11	3,36	3,77	2,30	
6		60,00	-11,23	60,00	2,30	AR/G
		3,77	2,30	3,00	0,00	
		0,00	0,00	0,00	-11,23	

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
7		60,00	-12,73	60,00	-11,23	PASSAGE
		0,00	-11,23	0,00	-12,73	
8		-1,20	-12,73	-1,20	-12,01	PASSAGE
		-50,00	-12,01	-50,00	-12,73	
9		-1,20	-12,73	-1,20	-20,00	Material of structure
		0,00	-20,00	0,00	-12,73	
		0,00	-11,23	0,00	0,00	
		-1,20	0,00	-1,20	-4,50	
		-1,20	-6,50	-1,20	-9,02	
		-1,20	-11,23	-1,20	-12,01	
10		60,00	-23,73	60,00	-12,73	AR/G
		0,00	-12,73	0,00	-20,00	
		-1,20	-20,00	-1,20	-12,73	
		-50,00	-12,73	-50,00	-23,73	
11		-50,00	-23,73	-50,00	-28,73	AR/G
		60,00	-28,73	60,00	-23,73	

Anchors

No.	Anchor new	Anchor post-stressed	Origin x [m]	Origin z [m]	Free length l [m]	Root length l_k [m]	Slope α [°]	Anchor spacing b [m]	Force F [kN]
1	No	No	-1,20	-3,00	8,00	10,00	20,00	2,00	800,00
2	No	No	-1,20	-5,00	8,00	10,00	20,00	2,00	800,00

Nails

No.	Nail new	Start pt. x [m]	Start pt. z [m]	Length l [m]	Inclination α [°]	Spacing b [m]	Tension strength	Pull out resistance	Nail head strength
1	No	11,57	10,24	8,00	15,00	1,50	d_s = 32,0 mm, f_y = 500,00 MPa	calculate from bond strength, d = 100,0 mm, g_s = 110,000 kPa	free head

No.	Nail new	Start pt. x [m]	Start pt. z [m]	Length l [m]	Inclination α [°]	Spacing b [m]	Tension strength	Pull out resistance	Nail head strength
2	No	10,11	8,78	8,00	15,00	1,50	d_s = 32,0 mm, f_y = 500,00 MPa	calculate from bond strength, d = 100,0 mm, g_s = 110,000 kPa	free head
3	No	5,06	6,16	8,00	10,00	1,50	d_s = 32,0 mm, f_y = 500,00 MPa	calculate from bond strength, d = 100,0 mm, g_s = 110,000 kPa	free head
4	No	4,55	4,69	8,00	15,00	1,50	d_s = 32,0 mm, f_y = 500,00 MPa	calculate from bond strength, d = 100,0 mm, g_s = 310,000 kPa	free head
5	No	4,04	3,15	8,00	15,00	1,50	d_s = 32,0 mm, f_y = 500,00 MPa	calculate from bond strength, d = 100,0 mm, g_s = 310,000 kPa	free head
6	No	3,56	1,66	8,00	15,00	1,50	d_s = 32,0 mm, f_y = 500,00 MPa	calculate from bond strength, d = 100,0 mm, g_s = 310,000 kPa	free head
7	No	3,06	0,19	8,00	15,00	1,50	d_s = 32,0 mm, f_y = 500,00 MPa	calculate from bond strength, d = 100,0 mm, g_s = 310,000 kPa	free head

Surcharge

No.	Surcharge new	Surcharge change	Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude q, q_1, f, F, x	Magnitude q_2, z	Magnitude unit
1	No	No	strip	permanent	on terrain	x = 15,00	l = 10,00		0,00	20,00		kN/m²

Water

Water type : No water

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results

Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters							
Center :	x =	-4,32	[m]	Angles :	α_1 =	-40,67	[°]
	z =	13,96	[m]		α_2 =	87,17	[°]
Radius :	R =	34,24	[m]				
The slip surface after optimization.							

Total weight of soil above the slip surface: 16869,03 kN/m

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : F_a = 6309,25 kN/m

Sum of passive forces : F_p = 13535,16 kN/m

Sliding moment : M_a = 216028,55 kNm/m

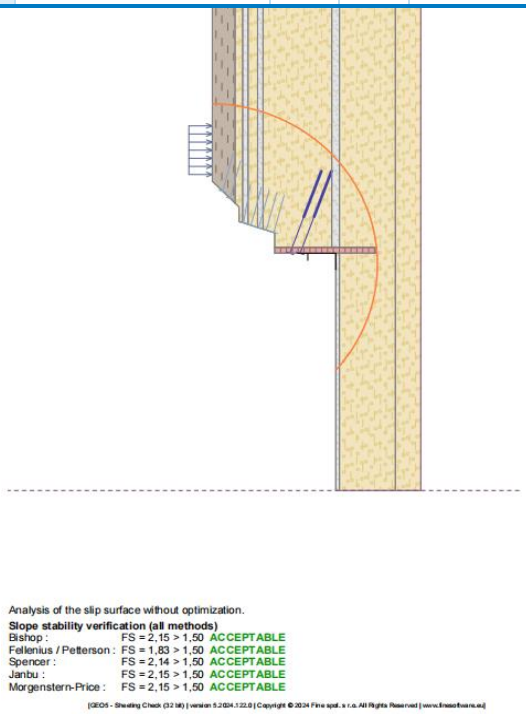
Resisting moment : M_p = 463443,82 kNm/m

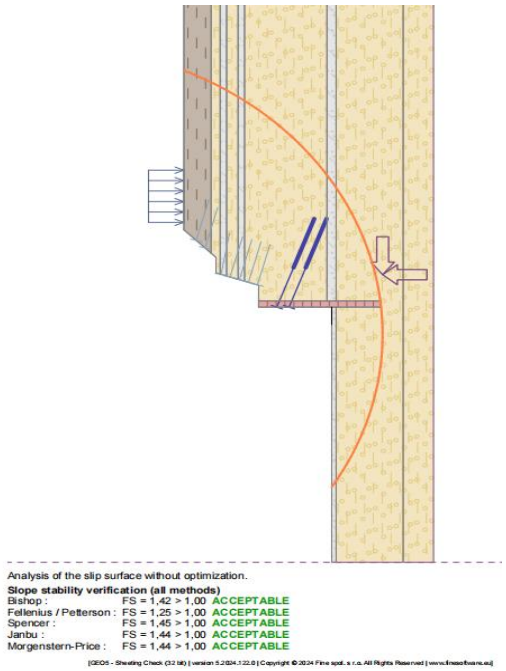
Factor of safety = 2,15 > 1,50

Slope stability ACCEPTABLE

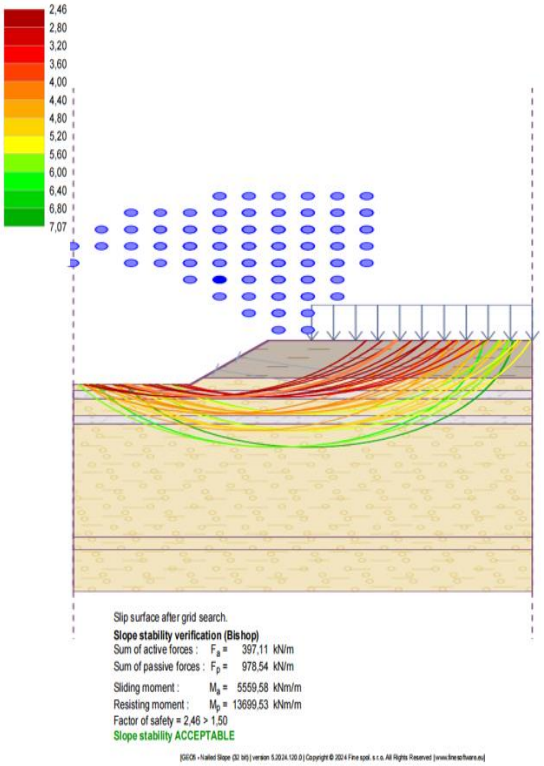
Anchor Verification

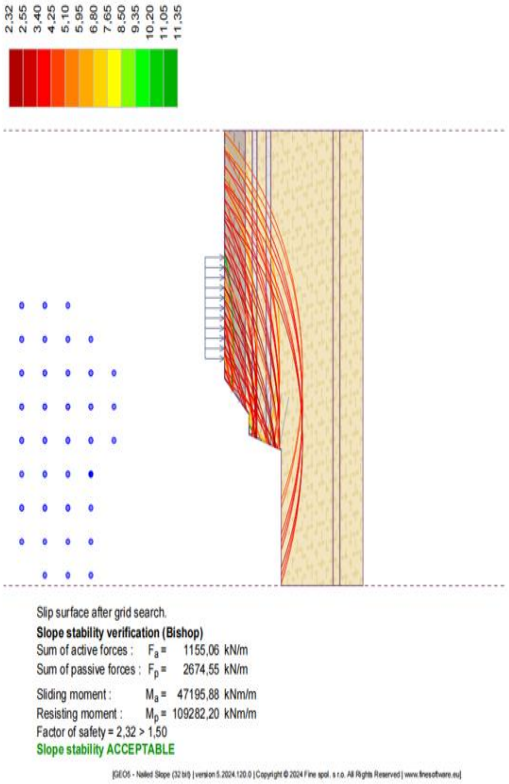
No.	Name	Origin		Maximum force	Anchor strength	Pull-out res. (soil)	Pull-out res. (grouting)	Utilization	Verification
		x [m]	z [m]	F [kN]	R_t [kN]	R_e [kN]	R_c [kN]	[%]	
1	DYWIDAG permanent anchor 0.62" St 1860 MPa	-1,20	-3,00	800,00	1395,00	1309,26	976,12	82,0	Satisfactory
2	DYWIDAG permanent anchor 0.62" St 1860 MPa	-1,20	-5,00	800,00	1395,00	1468,88	976,12	82,0	Satisfactory

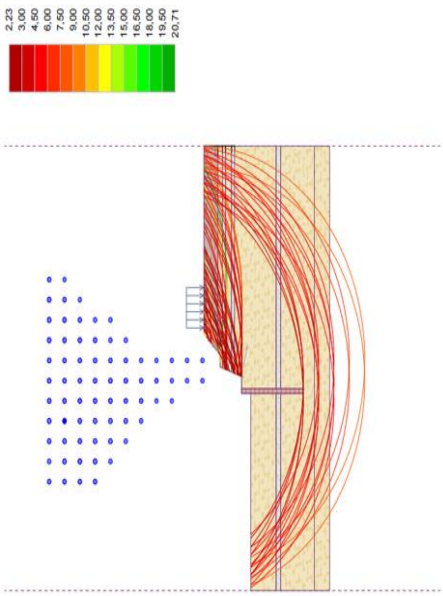




conception et etude geotechniques de stabilite de la treanchee dacces au portail t3
Stabilite generale p1

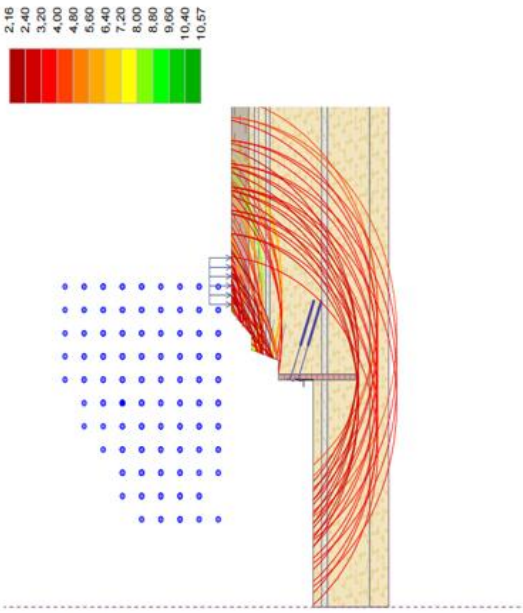






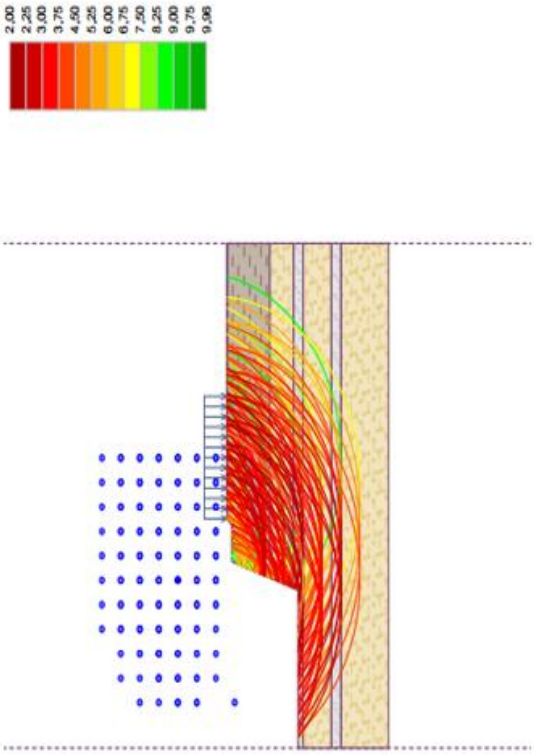
Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 144,26 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 322,07 kN/m
Sliding moment : M_a = 7633,76 kNm/m
Resisting moment : M_p = 17042,89 kNm/m
Factor of safety = 2,23 > 1,50
Slope stability ACCEPTABLE

[GEO5 - Sheeting Check (32 bit) | version 5.2024.122.0 | Copyright © 2024 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

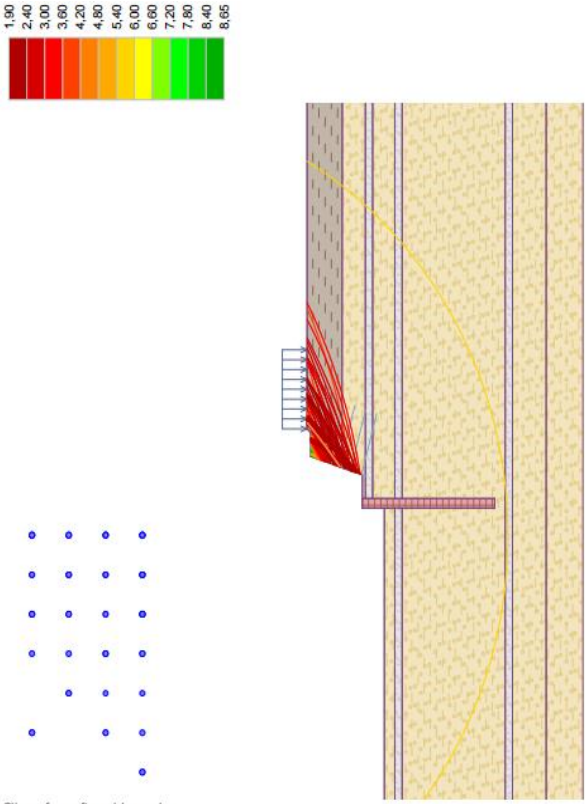


Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 1043,00 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 2248,64 kN/m
Sliding moment : M_a = 43284,62 kNm/m
Resisting moment : M_p = 93318,74 kNm/m
Factor of safety = 2,16 > 1,50
Slope stability ACCEPTABLE

[GEO5 - Sheeting Check (32 bit) | version 5.2024.122.0 | Copyright © 2024 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

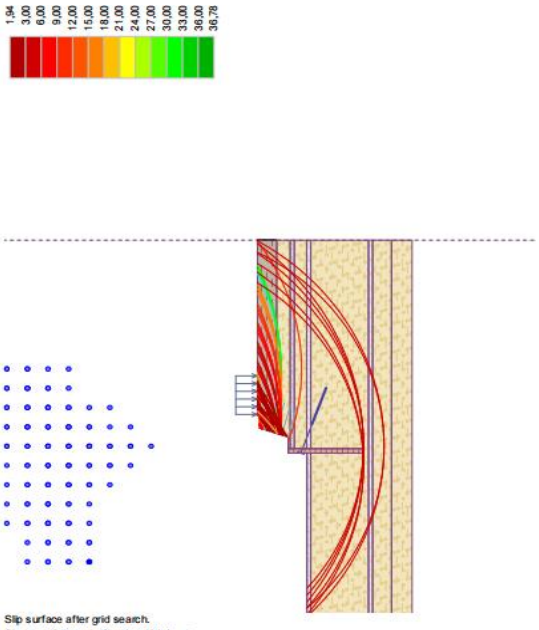


Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 558,09 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 1116,34 kN/m
Sliding moment : M_a = 7355,63 kNm/m
Resisting moment : M_p = 14713,32 kNm/m
Factor of safety = 2,00 > 1,50
Slope stability ACCEPTABLE



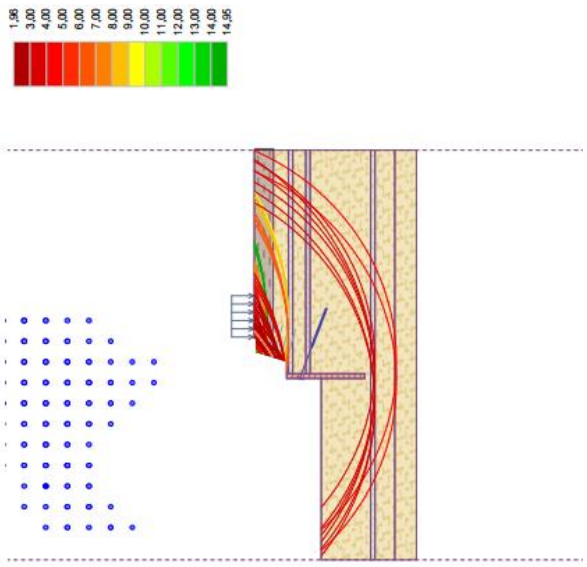
Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 99,06 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 188,55 kN/m
Sliding moment : M_a = 8191,23 kNm/m
Resisting moment : M_p = 15591,31 kNm/m
Factor of safety = 1,90 > 1,50
Slope stability ACCEPTABLE

[GEO5 - Sheeting Check (32 bit) | version 5.2024.122.0 | Copyright © 2024 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]



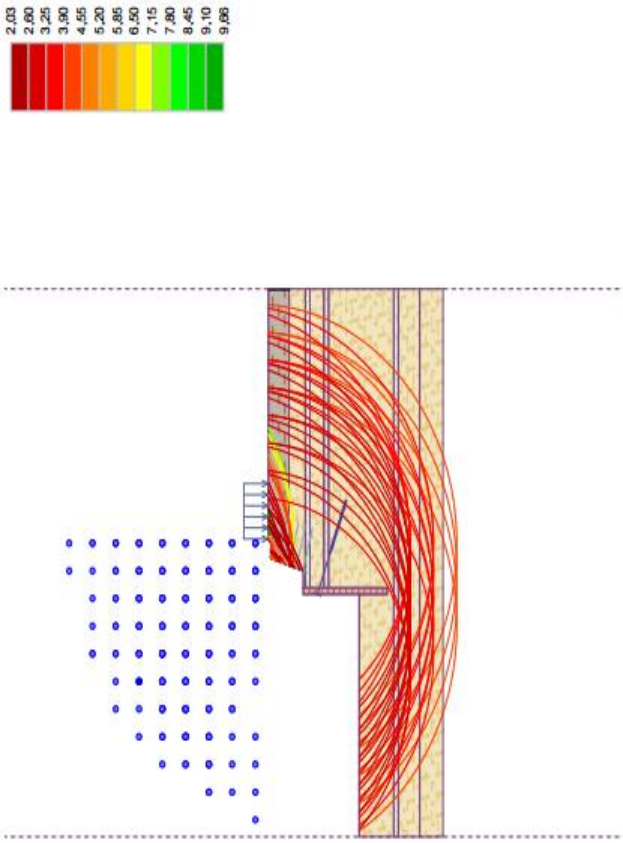
Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 116,65 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 226,34 kN/m
Sliding moment : M_a = 6586,30 kNm/m
Resisting moment : M_p = 12779,60 kNm/m
Factor of safety = 1,94 > 1,50
Slope stability ACCEPTABLE

[GEO5 - Sheeting Check (32 bit) | version 5.2024.122.0 | Copyright © 2024 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]



Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 110,80 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 217,06 kN/m
Sliding moment : M_a = 6770,65 kNm/m
Resisting moment : M_p = 13264,12 kNm/m
Factor of safety = 1,96 > 1,50
Slope stability ACCEPTABLE

[GEO5 - Sheeting Check (32 bit) | version 5.2024.122.0 | Copyright © 2024 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]



Slip surface after grid search.

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : F_a = 81,90 kN/m

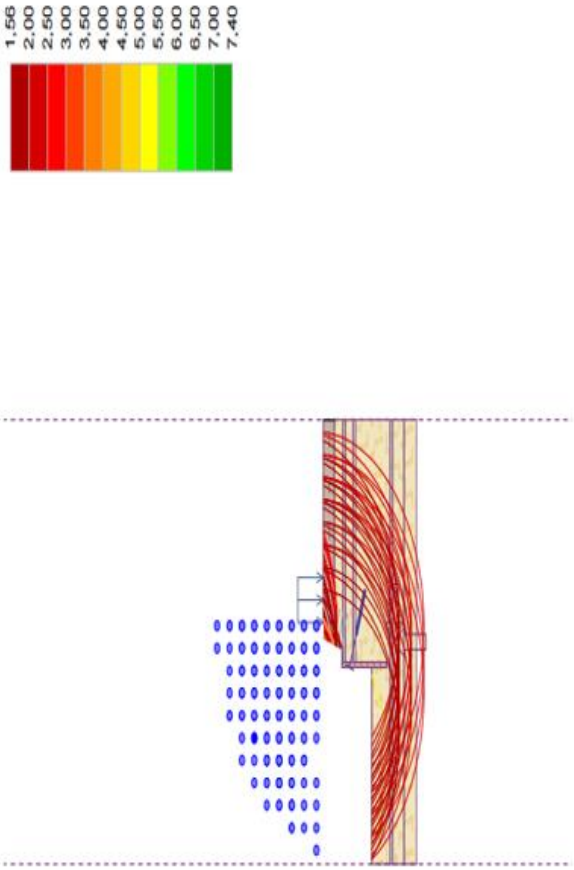
Sum of passive forces : F_p = 166,42 kN/m

Sliding moment : M_a = 3129,49 kNm/m

Resisting moment : M_p = 6359,09 kNm/m

Factor of safety = 2,03 > 1,50

Slope stability ACCEPTABLE



Slip surface after grid search.

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : F_a = 101,49 kN/m

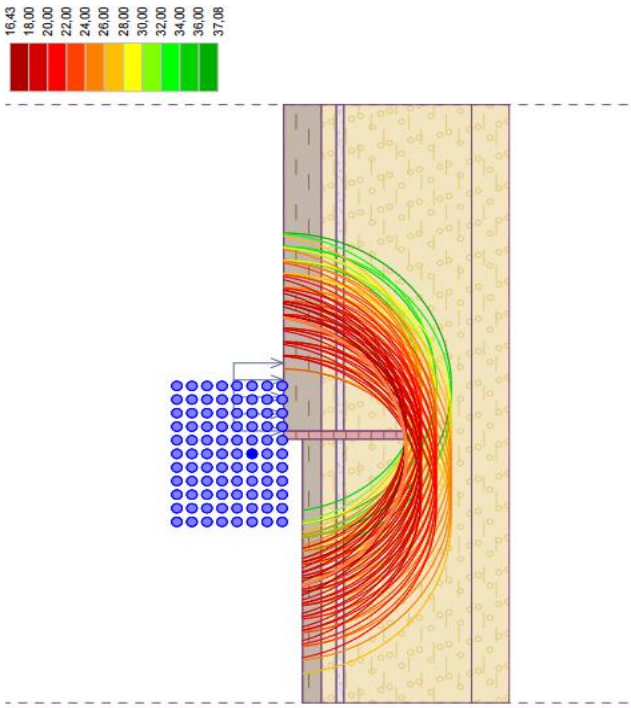
Sum of passive forces : F_p = 158,15 kN/m

Sliding moment : M_a = 3877,79 kNm/m

Resisting moment : M_p = 6042,95 kNm/m

Factor of safety = 1,56 > 1,00

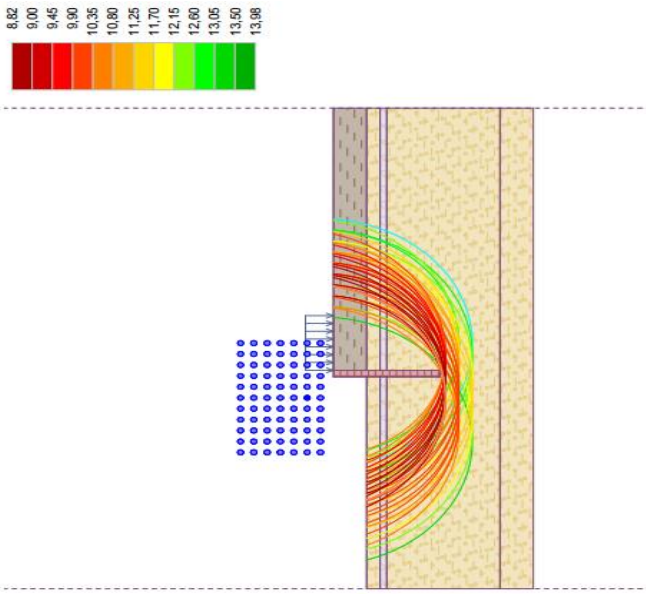
Slope stability ACCEPTABLE



Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 503,66 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 8276,90 kN/m

Sliding moment : M_a = 10320,04 kNm/m
Resisting moment : M_p = 169593,69 kNm/m
Factor of safety = 16,43 > 1,50
Slope stability ACCEPTABLE

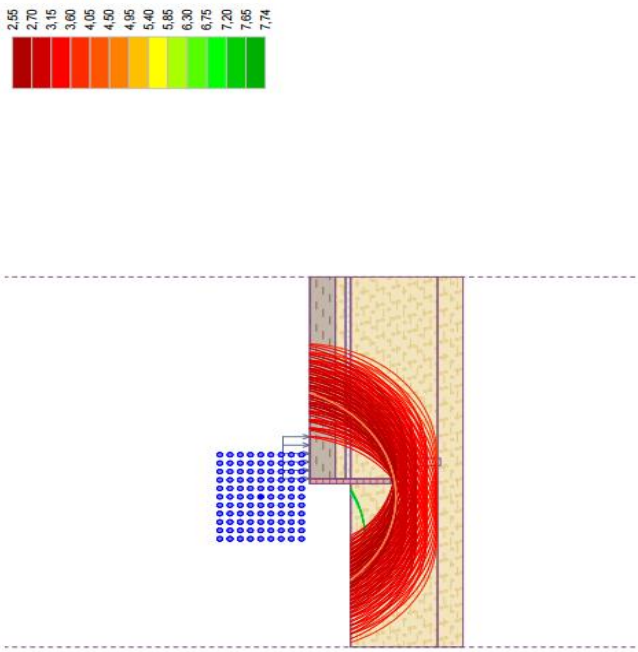
[GEO5 - Sheeting Check (32 bit) | version 5.2024.122.0 | Copyright © 2024 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]



Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 901,97 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 7955,05 kN/m

Sliding moment : M_a = 18742,97 kNm/m
Resisting moment : M_p = 165305,95 kNm/m
Factor of safety = 8,82 > 1,50
Slope stability ACCEPTABLE

[GEO5 - Sheeting Check (32 bit) | version 5.2024.122.0 | Copyright © 2024 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

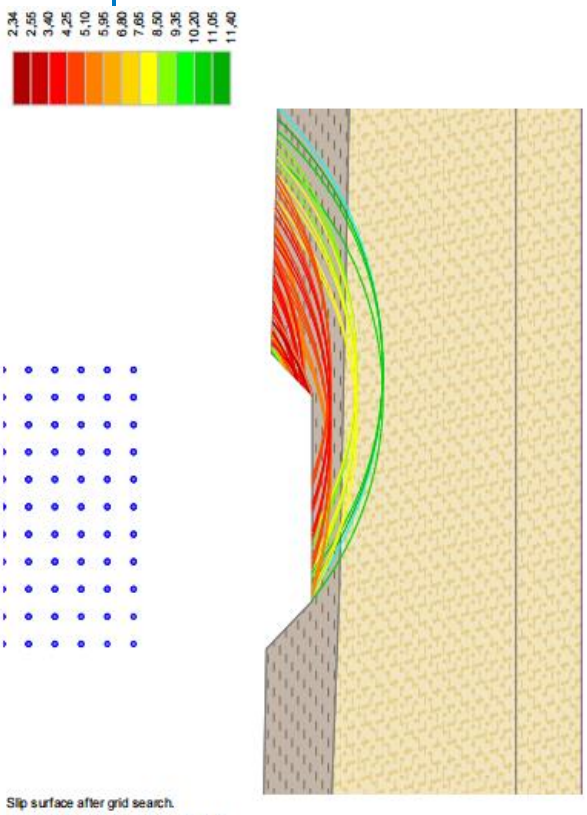


Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 2840,90 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 7236,40 kN/m

Sliding moment : M_a = 75113,49 kNm/m
Resisting moment : M_p = 191330,46 kNm/m
Factor of safety = 2,55 > 1,00
Slope stability ACCEPTABLE

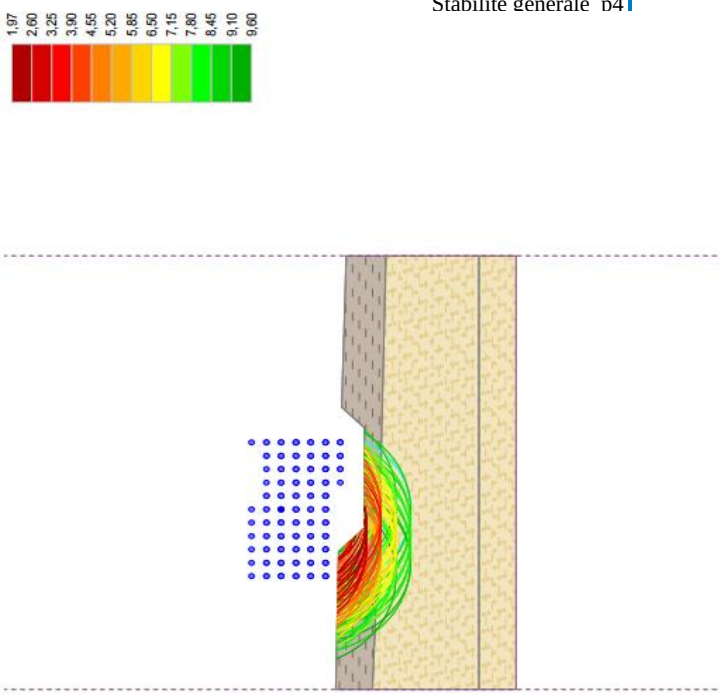
[GEO5 - Sheeting Check (32 bit) | version 5.2024.122.0 | Copyright © 2024 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

conception et etude geotechniques de stabilite de la treanchee dacces au portail t3
Stabilite generale p4



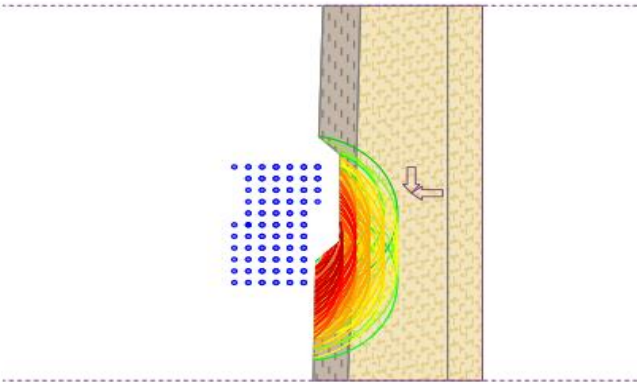
Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 45,04 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 105,20 kN/m
Sliding moment : M_a = 1124,75 kNm/m
Resisting moment : M_p = 2626,74 kNm/m
Factor of safety = 2,34 > 1,50
Slope stability ACCEPTABLE

[GEO5 - Slope Stability (32 bit) | version 5.2024.120.0 | Copyright © 2024 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]



Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 52,63 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 103,69 kN/m
Sliding moment : M_a = 604,69 kNm/m
Resisting moment : M_p = 1191,40 kNm/m
Factor of safety = 1,97 > 1,50
Slope stability ACCEPTABLE

[GEO5 - Slope Stability (32 bit) | version 5.2024.120.0 | Copyright © 2024 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]



Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 75,73 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 122,03 kN/m
Sliding moment : M_a = 1021,55 kNm/m
Resisting moment : M_p = 1646,22 kNm/m
Factor of safety = 1,61 > 1,00
Slope stability ACCEPTABLE

[GEO5 - Slope Stability (32 bit) | version 5.2024.120.0 | Copyright © 2024 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

conception et etude geotechniques de stabilite de la treanchee dacces au portail t3
Stabilite paroi clouee p2

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Verification methodology : Safety factors (ASD)
Active earth pressure calculation : Coulomb
Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
Shape of earth wedge : Calculate as skew
Allowable eccentricity : 0,333

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	SF_o =	1,50	[–]
Safety factor for sliding resistance :	SF_s =	1,50	[–]
Safety factor for bearing capacity :	SF_b =	1,50	[–]

Safety factors			
Seismic design situation			
Safety factor for overturning :	SF_o =	1,00	[–]
Safety factor for sliding resistance :	SF_s =	1,00	[–]
Safety factor for bearing capacity :	SF_b =	1,00	[–]

Stability analysis

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for plane slip surface :	SF_{pl} =	1,50	[–]
Safety factor for broken slip surface :	SF_{br} =	1,50	[–]

Safety factors			
Seismic design situation			
Safety factor for plane slip surface :	SF_{pl} =	1,00	[–]
Safety factor for broken slip surface :	SF_{br} =	1,00	[–]

Geometry of structure

Thickness of concrete cover h = 0,15 m

No.	Depth z [m]	Coordinate x [m]
1	0,00	0,00

No.	Depth z [m]	Coordinate x [m]
2	0,50	-0,50
3	0,50	-3,50
4	7,50	-5,83

Type of nails

No.	Name	Nail type	Tensile strength R_t [kN]	Pull out resistance T_p [kN/m]	Nail head strength R_f [kN]
1	CLOU PROFIL 07	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	416,00	34,56	193,52

Geometry of nails

Overall number of nails - 5

Inclination of nails from horizontal dir. = 15,00 °

Nail	Depth [m]	Distance to bench [m]	Length [m]	Spacing [m]	Type of nail
1	1,40	0,50	8,00	1,50	CLOU PROFIL 02
2	2,80	0,50	8,00	1,50	CLOU PROFIL 02
3	4,20	0,50	8,00	1,50	CLOU PROFIL 02
4	5,60	0,50	8,00	1,50	CLOU PROFIL 02
5	7,00	0,50	8,00	1,50	CLOU PROFIL 02

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete: C 20/25

Cylinder compressive strength f_{ck} = 20,00 MPa

Tensile strength f_{ctm} = 2,20 MPa

Longitudinal reinforcement: B500B

Yield strength f_{yk} = 500,00 MPa

Soil parameters

A.L.G

Unit weight : γ = 18,00 kN/m³

Stress-state : effective

Angle of internal friction : φ_{ef} = 23,00 °

Cohesion of soil : c_{ef} = 10,00 kPa

Angle of friction struc.-soil : δ = 13,00 °

Soil : cohesionless

Saturated unit weight : γ_{sat} = 18,00 kN/m³

AR/G

Unit weight : γ = 22,00 kN/m³

Stress-state : effective

Angle of internal friction : φ_{ef} = 30,00 °

Cohesion of soil : c_{ef} = 50,00 kPa

Angle of friction struc.-soil : δ = 20,00 °

Soil : cohesionless

Saturated unit weight : γ_{sat} = 22,00 kN/m³

PASSAGE

Unit weight : γ = 18,00 kN/m³
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 22,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 5,00 kPa
Angle of friction struc.-soil : δ = 14,00 °
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : γ_{sat} = 18,00 kN/m³

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	4,50	0,00 .. 4,50	A.L.G	
2	2,50	4,50 .. 7,00	AR/G	
3	1,00	7,00 .. 8,00	PASSAGE	
4	3,00	8,00 .. 11,00	AR/G	
5	1,00	11,00 .. 12,00	AR/G	
6	-	12,00 .. ∞	AR/G	

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	Surcharge change	Action	Mag.1 [kN/m²]	Mag.2 [kN/m²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	Yes		permanent	20,00		0,00	10,00	on terrain

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent
Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 1 (Stage of construction 1)

Plane slip surface after optimization :

Slip surface angle = 26,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 7,50 m

Gravity force = 1061,96 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 456,45 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 465,53 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure) = 0,00 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 987,96 kN/m

Forces on slip surf. resist. (nails) = 344,49 kN/m
Factor of safety = 2,86 > 1,50
Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 2 (Stage of construction 1)

Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle = 32,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 7,50 m

Gravity force = 685,56 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 538,29 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 363,29 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure) = 10,22 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 772,43 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails) = 367,12 kN/m
Factor of safety = 3,05 > 1,50
Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 3 (Stage of construction 1)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0,00	0,00
2	0,00	0,00
3	0,02	0,00
4	0,50	0,00
5	0,50	0,00
6	1,27	0,00
7	2,79	7,68
8	2,79	7,66
9	4,50	16,27
10	4,50	0,00
11	7,00	0,00
12	7,00	40,59
13	7,50	43,23

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity k_n = 0,85.

Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	1,40	CLOU PROFIL 07	276,46	1,34	is satisfactory
2	2,80	CLOU PROFIL 07	276,46	12,41	is satisfactory
3	4,20	CLOU PROFIL 07	276,46	20,98	is satisfactory
4	5,60	CLOU PROFIL 07	276,46	0,00	is satisfactory
5	7,00	CLOU PROFIL 07	276,46	27,66	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 5.
Nail bearing capacity = 276,46 kN > 27,66 kN = Nail force
Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction 1)

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - reinforced soil	0,00	-3,03	1287,08	5,32	1,000
Active pressure	51,72	-1,46	7,54	9,37	1,000
Surch.1 - strip	30,18	-3,91	14,08	9,56	1,000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 7051,61 kNm/m

Overturning moment M_{ovr} = 193,82 kNm/m

Safety factor = 36,38 > 1,50

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 1150,27 kN/m

Active horizontal force H_{act} = 81,90 kN/m

Safety factor = 14,04 > 1,50

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 1)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [–]	Stress [kPa]
1	-1692,47	1308,70	81,90	0,000	165,79

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-1692,47	1308,70	81,90

Dimensioning No. 1 (Stage of construction 1)

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.03	-0.00
0.00	0.00	0.03	-0.00
0.02	0.00	0.03	-0.00
0.02	0.00	0.03	-0.00
0.50	0.00	0.03	-0.02
0.50	0.00	0.03	-0.02
0.88	0.00	0.03	-0.03
1.27	0.00	0.03	-0.04
1.40	0.68	-0.01	-0.04
1.40	0.68	0.30	-0.04
1.90	3.20	-0.67	0.00
2.34	5.44	-2.59	0.69

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
2.79	7.68	-5.51	2.46
2.79	7.66	-5.51	2.46
2.80	7.71	-5.59	2.51
2.80	7.71	7.16	2.51
3.30	10.22	2.68	0.00
3.75	12.49	-2.43	-0.09
4.20	14.76	-8.57	2.34
4.20	14.76	7.92	2.34
4.50	16.27	3.27	0.65
4.50	0.00	3.27	0.65
4.70	0.00	3.27	0.00
5.15	0.00	3.27	-1.47
5.60	0.00	3.27	-2.94
5.60	0.00	-5.88	-2.94
6.10	0.00	-5.88	0.00
6.55	0.00	-5.88	2.65
7.00	0.00	-5.88	5.29
7.00	40.59	20.96	5.29
7.50	43.23	0.00	0.00

Dimensioning of concrete cover in section 7,00 m. (max.moment)

Analysis performed for vertical reinforcement

Reinforcement and dimensions of the cross-section:5 prof. 12,0 mm, cover 25,0 mm

Cross-section width = 1,00 m

Cross-section depth = 0,15 m

Reinforcement ratio	ρ	=	0,48 %	>	0,13 %	=	ρ_{min}
Position of neutral axis	x	=	0,02 m	<	0,07 m	=	x_{max}
Ultimate shear force	V_{Rd}	=	60,50 kN/m	>	20,96 kN/m	=	V_{Ed}
Ultimate moment	M_{Rd}	=	26,99 kNm/m	>	5,29 kNm/m	=	M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Dimensioning No. 2 (Stage of construction 1)

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.53	0.40	0.10
0.25	0.53	0.27	0.02
0.50	0.53	0.13	-0.03
0.75	0.53	-0.00	-0.05
1.00	0.53	-0.13	-0.03
1.25	0.53	-0.27	0.02
1.50	0.53	-0.40	0.10
1.50	0.53	0.40	0.10

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.75	0.53	0.27	0.02
2.00	0.53	0.13	-0.03
2.25	0.53	-0.00	-0.05
2.50	0.53	-0.13	-0.03
2.75	0.53	-0.27	0.02
3.00	0.53	-0.40	0.10
3.00	0.53	0.40	0.10
3.25	0.53	0.27	0.02
3.50	0.53	0.13	-0.03
3.75	0.53	-0.00	-0.05
4.00	0.53	-0.13	-0.03
4.25	0.53	-0.27	0.02
4.50	0.53	-0.40	0.10

Dimensioning of concrete cover in section 3,00 m. (max.moment)

Analysis performed for horizontal reinforcement (Nail No. 1).

Reinforcement and dimensions of the cross-section:5 prof. 12,0 mm, cover 25,0 mm

Cross-section width = 1,00 m

Cross-section depth = 0,15 m

Reinforcement ratio	ρ	=	0,48 %	>	0,13 %	=	ρ_{min}
Position of neutral axis	x	=	0,02 m	<	0,07 m	=	x_{max}
Ultimate shear force	V_{Rd}	=	60,50 kN/m	>	0,40 kN/m	=	V_{Ed}
Ultimate moment	M_{Rd}	=	26,99 kNm/m	>	0,10 kNm/m	=	M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Input data (Stage of construction 2)

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	4,50	0,00 .. 4,50	A.L.G	
2	2,50	4,50 .. 7,00	AR/G	
3	1,00	7,00 .. 8,00	PASSAGE	
4	3,00	8,00 .. 11,00	AR/G	
5	1,00	11,00 .. 12,00	AR/G	
6	-	12,00 .. ∞	AR/G	

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	Surcharge change	Action	Mag.1 [kN/m²]	Mag.2 [kN/m²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	No	No	permanent	20,00		0,00	10,00	on terrain

Earthquake

Factor of horizontal acceleration K_h = 0,1250
Factor of vertical acceleration K_v = 0,0375
Coeff. to compute point of application k.H = 0,30
Water below the GWT is restricted.

Settings of the stage of construction

Design situation : seismic
Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 1 (Stage of construction 2)

Plane slip surface after optimization :

Slip surface angle = 26,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 7,50 m

Gravity force = 1094,62 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 456,45 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 539,83 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure) = 0,00 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 943,57 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails) = 344,49 kN/m
Factor of safety = 2,39 > 1,00

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 2 (Stage of construction 2)

Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle = 31,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 7,50 m

Gravity force = 730,83 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 525,83 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 423,46 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure) = 14,95 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 755,14 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails) = 365,27 kN/m
Factor of safety = 2,56 > 1,00

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 3 (Stage of construction 2)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0,00	0,00
2	0,00	0,00
3	0,02	0,05

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
4	0,50	1,07
5	0,50	1,07
6	1,27	2,71
7	2,79	13,66
8	2,79	13,64
9	4,50	25,92
10	4,50	9,65
11	7,00	15,01
12	7,00	55,61
13	7,50	59,31

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity k_n = 0,85.

Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	1,40	CLOU PROFIL 07	276,46	6,45	is satisfactory
2	2,80	CLOU PROFIL 07	276,46	22,71	is satisfactory
3	4,20	CLOU PROFIL 07	276,46	36,84	is satisfactory
4	5,60	CLOU PROFIL 07	276,46	21,40	is satisfactory
5	7,00	CLOU PROFIL 07	276,46	54,61	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 5.

Nail bearing capacity = 276,46 kN > 54,61 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction 2)

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - reinforced soil	0,00	-3,03	1287,08	5,32	1,000
Earthquake - soil wedge	160,88	-3,03	-48,27	5,32	1,000
Active pressure	51,72	-1,46	7,54	9,37	1,000
Earthq.- act.pressure	90,67	-1,45	26,60	7,64	1,000
Surch.1 - strip	30,18	-3,91	14,08	9,56	1,000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 6998,18 kNm/m

Overturning moment M_{ovr} = 813,03 kNm/m

Safety factor = 8,61 > 1,00

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 1137,76 kN/m

Active horizontal force H_{act} = 333,46 kN/m

Safety factor = 3,41 > 1,00

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 2)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [–]	Stress [kPa]
1	-1105,36	1287,03	333,46	0,000	163,04

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-1105,36	1287,03	333,46

Dimensioning No. 1 (Stage of construction 2)

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.30	0.00
0.00	0.00	0.30	-0.00
0.02	0.05	0.30	-0.01
0.02	0.05	0.30	-0.01
0.50	1.07	0.03	-0.11
0.50	1.07	0.03	-0.11
0.88	1.89	-0.53	-0.02
1.27	2.71	-1.41	0.34
1.40	3.68	-1.84	0.56
1.40	3.68	2.34	0.56
1.90	7.27	-0.40	0.00
2.34	10.47	-4.35	1.00
2.79	13.66	-9.72	4.08
2.79	13.64	-9.72	4.08
2.80	13.71	-9.86	4.18
2.80	13.71	12.09	4.18
3.30	17.30	4.33	0.00
3.75	20.53	-4.18	-0.09
4.20	23.77	-14.15	3.98
4.20	23.77	13.54	3.98
4.50	25.92	6.08	1.02
4.50	9.65	6.08	1.02
4.70	10.08	4.11	0.00
5.15	11.05	-0.64	-0.80
5.60	12.01	-5.83	0.64
5.60	12.01	4.38	0.64
6.10	13.08	-1.90	0.00
6.55	14.05	-8.00	2.21

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
7.00	15.01	-14.54	7.26
7.00	55.61	28.74	7.26
7.50	59.31	0.01	0.00

Dimensioning of concrete cover in section 7,00 m. (max.moment)

Analysis performed for vertical reinforcement

Reinforcement and dimensions of the cross-section:5 prof. 12,0 mm, cover 25,0 mm

Cross-section width = 1,00 m

Cross-section depth = 0,15 m

Reinforcement ratio ρ = 0,48 % > 0,13 % = ρ_{min}

Position of neutral axis x = 0,02 m < 0,07 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 60,50 kN/m > 28,74 kN/m = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 26,99 kNm/m > 7,26 kNm/m = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Dimensioning No. 2 (Stage of construction 2)

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	2.57	1.93	0.48
0.25	2.57	1.29	0.08
0.50	2.57	0.64	-0.16
0.75	2.57	-0.00	-0.24
1.00	2.57	-0.64	-0.16
1.25	2.57	-1.29	0.08
1.50	2.57	-1.93	0.48
1.50	2.57	1.93	0.48
1.75	2.57	1.29	0.08
2.00	2.57	0.64	-0.16
2.25	2.57	-0.00	-0.24
2.50	2.57	-0.64	-0.16
2.75	2.57	-1.29	0.08
3.00	2.57	-1.93	0.48
3.00	2.57	1.93	0.48
3.25	2.57	1.29	0.08
3.50	2.57	0.64	-0.16
3.75	2.57	-0.00	-0.24
4.00	2.57	-0.64	-0.16
4.25	2.57	-1.29	0.08
4.50	2.57	-1.93	0.48

Dimensioning of concrete cover in section 3,00 m. (max.moment)

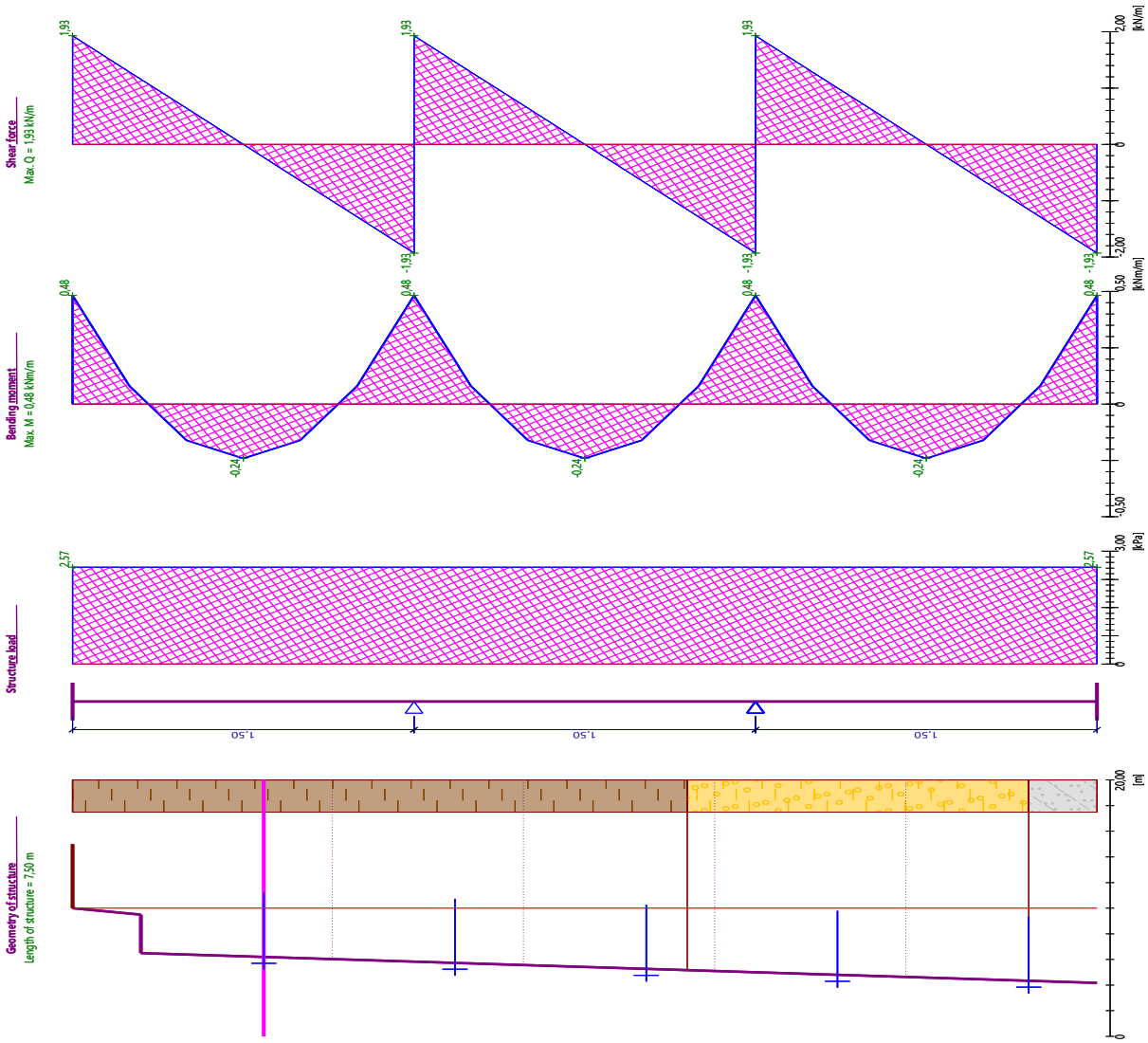
Analysis performed for horizontal reinforcement (Nail No. 1).

Reinforcement and dimensions of the cross-section:5 prof. 12,0 mm, cover 25,0 mm

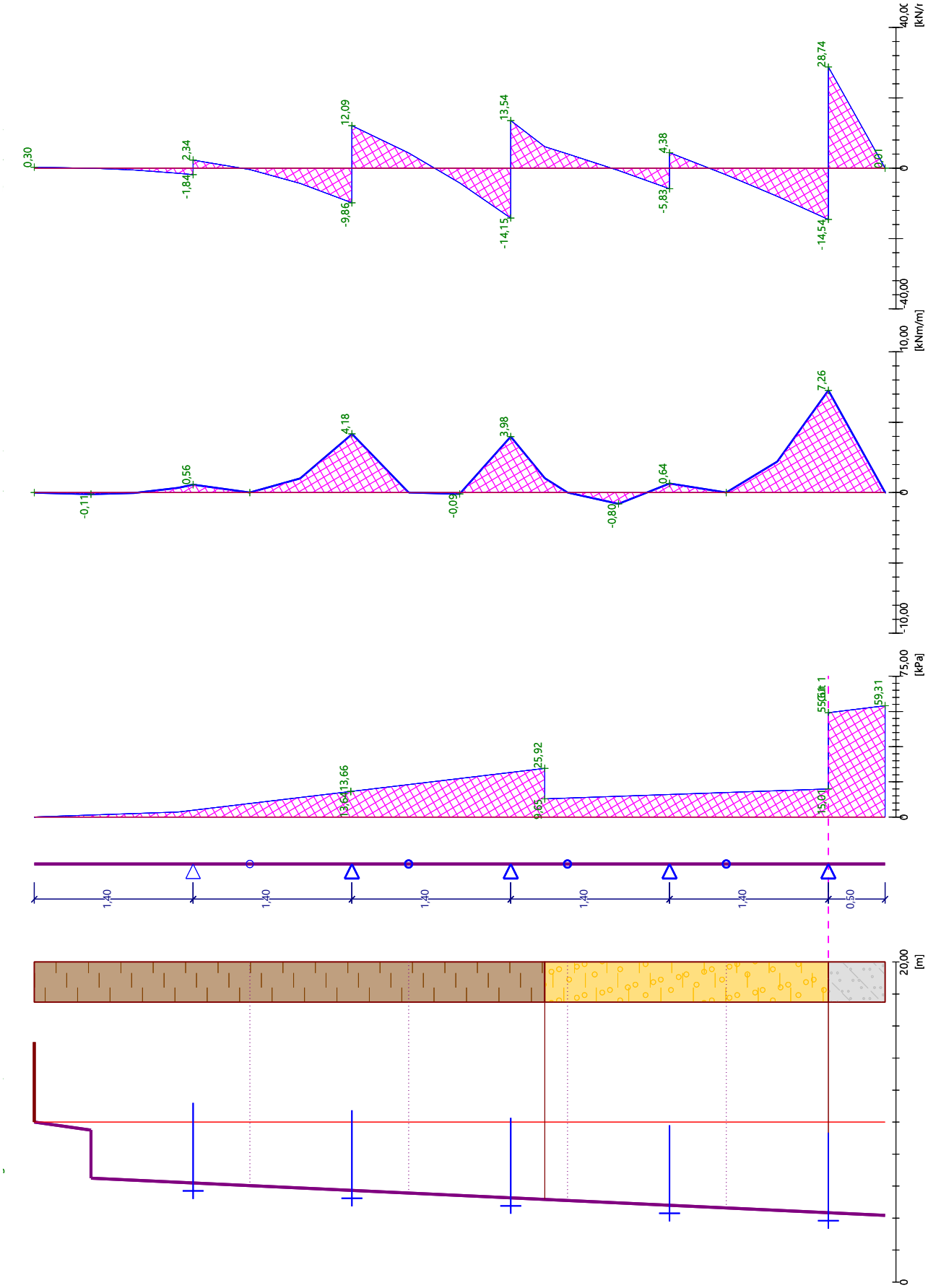
Cross-section width = 1,00 m

Cross-section depth = 0,15 m

Reinforcement ratio	ρ	=	0,48	%	> 0,13	%	=	ρ_{min}
Position of neutral axis	x	=	0,02	m	< 0,07	m	=	x_{max}
Ultimate shear force	V_{Rd}	=	60,50	kN/m	> 1,93	kN/m	=	V_{Ed}
Ultimate moment	M_{Rd}	=	26,99	kNm/m	> 0,48	kNm/m	=	M_{Ed}



Cross-section is SATISFACTORY.


40,00
[kN/m]
0,30
2,34
-1,84
12,09
-9,86
13,54
-14,15
4,38
-5,83
28,74
-14,54
0,01
-40,00
10,00
[kNm/m]
-0,11
0,56
4,18
-0,09
3,98
-0,80
0,64
7,26
-10,00
75,00
[kPa]
13,66
13,64
25,92
9,65
55,01
59,31
15,01
0
1,40
1,40
1,40
1,40
1,40
0,50
20,00
[m]

conception et etude geotechniques de stabilite de la treanchee dacces au portail t3
Stabilite paroi clouee p1

Settings

Standard - EN 1997 - DA3

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Verification methodology : according to EN 1997
Active earth pressure calculation : Coulomb
Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
Shape of earth wedge : Calculate as skew
Allowable eccentricity : 0,333
Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)									
Permanent design situation									
		State STR				State GEO			
		Unfavourable		Favourable		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	γ_G =	1,35	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]
Variable actions :	γ_Q =	1,50	[–]	0,00	[–]	1,30	[–]	0,00	[–]
Water load :	γ_w =					1,00	[–]		

Partial factors for soil parameters (M)			
Permanent design situation			
Partial factor on internal friction :	γ_ϕ =	1,25	[–]
Partial factor on effective cohesion :	γ_c =	1,25	[–]
Partial factor on undrained shear strength :	γ_{cu} =	1,40	[–]
Partial factor on Poisson's ratio :	γ_v =	1,00	[–]

Partial factors for variable actions			
Permanent design situation			
Factor for combination value :	ψ_0 =	0,70	[–]
Factor for frequent value :	ψ_1 =	0,50	[–]
Factor for quasi-permanent value :	ψ_2 =	0,30	[–]

Partial factors on actions (A)									
Seismic design situation									
		State STR				State GEO			
		Unfavourable		Favourable		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	γ_G =	1,00	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]
Variable actions :	γ_Q =	1,00	[–]	0,00	[–]	1,00	[–]	0,00	[–]
Water load :	γ_w =					1,00	[–]		

Partial factors for soil parameters (M)			
Seismic design situation			
Partial factor on internal friction :	γ_ϕ =	1,25	[–]
Partial factor on effective cohesion :	γ_c =	1,25	[–]
Partial factor on undrained shear strength :	γ_{cu} =	1,40	[–]
Partial factor on Poisson's ratio :	γ_v =	1,00	[–]

Stability analysis

Verification methodology : according to EN 1997
Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)									
Permanent design situation									
		State STR				State GEO			
		Unfavourable		Favourable		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	γ_G =	1,35	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]
Variable actions :	γ_Q =	1,50	[–]	0,00	[–]	1,30	[–]	0,00	[–]
Water load :	γ_w =					1,00	[–]		

Partial factors for soil parameters (M)			
Permanent design situation			
Partial factor on internal friction :	γ_ϕ =	1,25	[–]
Partial factor on effective cohesion :	γ_c =	1,25	[–]
Partial factor on undrained shear strength :	γ_{cu} =	1,40	[–]

Partial factors on actions (A)									
Seismic design situation									
		State STR				State GEO			
		Unfavourable		Favourable		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	γ_G =	1,00	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]
Variable actions :	γ_Q =	1,00	[–]	0,00	[–]	1,00	[–]	0,00	[–]
Water load :	γ_w =					1,00	[–]		

Partial factors for soil parameters (M)			
Seismic design situation			
Partial factor on internal friction :	γ_ϕ =	1,25	[–]
Partial factor on effective cohesion :	γ_c =	1,25	[–]
Partial factor on undrained shear strength :	γ_{cu} =	1,40	[–]

Geometry of structure

Thickness of concrete cover h = 0,15 m

No.	Depth z [m]	Coordinate x [m]
1	0,00	0,00
2	5,27	-5,27

No.	Depth z [m]	Coordinate x [m]
3	5,27	-8,27
4	12,27	-10,60

Type of nails

No.	Name	Nail type	Tensile strength R_t [kN]	Pull out resistance T_p [kN/m]	Nail head strength R_f [kN]
1	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	277,33	23,04	80,42
2	Type of nail No. 2	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	277,33	64,93	194,13

Geometry of nails

Overall number of nails - 7

Inclination of nails from horizontal dir. = 15,00 °

Nail	Depth [m]	Distance to bench [m]	Length [m]	Spacing [m]	Type of nail
1	2,00	0,50	8,00	1,50	DIWYDAG 32 mm, Grad 75
2	3,50	0,50	8,00	1,50	DIWYDAG 32 mm, Grad 75
3	6,12	0,50	8,00	1,50	DIWYDAG 32 mm, Grad 75
4	7,52	0,50	8,00	1,50	DIWYDAG 32 mm, Grad 75
5	8,92	0,50	8,00	1,50	DIWYDAG 32 mm, Grad 75
6	10,32	0,50	8,00	1,50	DIWYDAG 32 mm, Grad 75
7	11,82	0,45	8,00	1,50	DIWYDAG 32 mm, Grad 75

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete: C 25/30

Cylinder compressive strength f_{ck} = 25,00 MPa

Tensile strength f_{ctm} = 2,60 MPa

Longitudinal reinforcement: B500B

Yield strength f_{yk} = 500,00 MPa

Soil parameters

A.L.G

Unit weight : γ = 18,00 kN/m³

Stress-state : effective

Angle of internal friction : φ_{ef} = 23,00 °

Cohesion of soil : c_{ef} = 10,00 kPa

Angle of friction struc.-soil : δ = 13,00 °

Soil : cohesionless

Saturated unit weight : γ_{sat} = 18,00 kN/m³

AR/G

Unit weight : γ = 22,00 kN/m³

Stress-state : effective

Angle of internal friction : φ_{ef} = 30,00 °

Cohesion of soil : c_{ef} = 50,00 kPa

Angle of friction struc.-soil : δ = 20,00 °
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : γ_{sat} = 22,00 kN/m³

PASSAGE

Unit weight : γ = 18,00 kN/m³
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 22,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 5,00 kPa
Angle of friction struc.-soil : δ = 14,00 °
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : γ_{sat} = 18,00 kN/m³

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	4,50	0,00 .. 4,50	A.L.G	
2	1,50	4,50 .. 6,00	AR/G	
3	1,00	6,00 .. 7,00	PASSAGE	
4	2,00	7,00 .. 9,00	AR/G	
5	1,00	9,00 .. 10,00	PASSAGE	
6	13,50	10,00 .. 23,50	AR/G	
7	1,50	23,50 .. 25,00	AR/G	
8	-	25,00 .. ∞	AR/G	

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 8,14 (slope angle is 7,00 °).
Embankment height is 0,37 m, embankment length is 3,00 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	Surcharge change	Action	Mag.1 [kN/m²]	Mag.2 [kN/m²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	Yes		permanent	20,00		3,00	15,00	on terrain

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent
Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 1 (Stage of construction 1)

Plane slip surface after optimization :

Slip surface angle = 26,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 12,27 m

Gravity force = 3172,83 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 678,86 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 1390,88 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure) = 0,00 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 1928,78 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails) = 512,34 kN/m
Resisting force = 2441,12 kN/m > 1390,88 kN/m = shear force.
Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 2 (Stage of construction 1)

Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle = 28,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 12,27 m

Gravity force = 2206,86 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 742,93 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 1036,06 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure) = 65,39 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 1548,25 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails) = 543,34 kN/m
Resisting force = 2091,59 kN/m > 1101,44 kN/m = shear force.
Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 3 (Stage of construction 1)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0,00	0,00
2	0,00	0,00
3	0,63	0,00
4	3,29	0,00
5	4,50	3,86
6	4,50	0,00
7	5,27	0,00
8	5,27	0,00
9	6,00	0,00
10	6,00	46,87
11	7,00	53,31
12	7,00	0,00
13	9,00	0,00
14	9,00	69,23
15	10,00	75,67
16	10,00	4,13
17	10,35	5,99
18	10,35	5,99

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
19	10,43	6,42
20	10,43	6,41
21	12,27	16,30

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity k_n = 0,85.

Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	2,00	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	184,31	0,00	is satisfactory
2	3,50	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	184,31	1,05	is satisfactory
3	6,12	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	277,33	42,01	is satisfactory
4	7,52	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	277,33	26,13	is satisfactory
5	8,92	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	277,33	39,13	is satisfactory
6	10,32	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	277,33	63,35	is satisfactory
7	11,82	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	277,33	23,76	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 2.

Nail bearing capacity = 184,31 kN > 1,05 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction 1)

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0,00	-5,25	2585,62	8,35	1,000	1,000	1,350
Active pressure	91,57	-6,25	-7,60	5,29	1,000	1,000	1,000
Surch.1 - strip	50,67	-8,19	-5,30	5,59	1,000	1,000	1,000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 21530,16 kNm/m

Overturning moment M_{ovr} = 987,19 kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 1503,37 kN/m

Active horizontal force H_{act} = 142,24 kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 441,49 kPa

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 1)
Dimensioning No. 1 (Stage of construction 1)

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	-0.98	-0.00
0.00	0.00	-0.98	0.00
0.63	0.00	-0.98	0.62
1.31	0.00	-0.98	1.29
2.00	0.00	-0.98	1.96
2.00	0.00	3.93	1.96
2.50	0.00	3.93	0.00
3.29	0.00	3.93	-3.12
3.50	0.66	3.86	-3.92
3.50	0.66	-7.55	-3.92
4.00	2.26	-8.27	0.00
4.50	3.86	-9.80	4.49
4.50	0.00	-9.80	4.49
5.27	0.00	-9.80	12.04
5.27	0.00	-9.80	12.04
6.00	0.00	-9.80	19.19
6.00	46.87	-9.80	19.19
6.12	47.64	-15.48	20.71
6.12	47.64	53.60	20.71
6.62	50.86	28.97	0.00
7.00	53.31	9.18	-7.28
7.00	0.00	9.18	-7.28
7.52	0.00	9.18	-12.05
7.52	0.00	-24.10	-12.05
8.02	0.00	-24.10	0.00
8.92	0.00	-24.10	21.69
8.92	0.00	55.75	21.69
9.00	0.00	55.75	17.23
9.00	69.23	55.75	17.23
9.42	71.93	26.11	0.00
10.00	75.67	-16.70	-2.84
10.00	4.13	-16.70	-2.84
10.32	5.85	-18.29	2.75
10.32	5.85	7.18	2.75
10.35	5.99	7.02	2.56
10.35	5.99	7.02	2.56
10.43	6.42	6.53	2.02

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
10.43	6.41	6.53	2.02
10.82	8.53	3.59	0.00
11.82	13.89	-7.62	1.57
11.82	13.89	6.79	1.57
12.27	16.30	-0.00	0.00

Dimensioning of concrete cover in section 8,92 m. (max.moment)

Analysis performed for vertical reinforcement

Reinforcement and dimensions of the cross-section:6 prof. 12,0 mm, cover 25,0 mm

Cross-section width = 1,00 m

Cross-section depth = 0,15 m

Reinforcement ratio	ρ	=	0,57	%	>	0,14	%	= ρ_{min}
Position of neutral axis	x	=	0,02	m	<	0,07	m	= x_{max}
Ultimate shear force	V_{Rd}	=	69,25	kN/m	>	55,75	kN/m	= V_{Ed}
Ultimate moment	M_{Rd}	=	32,50	kNm/m	>	21,69	kNm/m	= M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Dimensioning No. 2 (Stage of construction 1)

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	0.00
4.50	0.00	0.00	0.00

Dimensioning of concrete cover in section 0,00 m. (max.moment)

Analysis performed for horizontal reinforcement (Nail No. 1).

Reinforcement and dimensions of the cross-section:6 prof. 12,0 mm, cover 25,0 mm

Cross-section width = 1,00 m

Cross-section depth = 0,15 m

Reinforcement ratio	ρ	=	0,57	%	>	0,14	%	= ρ_{min}
Position of neutral axis	x	=	0,02	m	<	0,07	m	= x_{max}
Ultimate moment	M_{Rd}	=	32,50	kNm/m	>	0,00	kNm/m	= M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Input data (Stage of construction 2)

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	4,50	0,00 .. 4,50	A.L.G	
2	1,50	4,50 .. 6,00	AR/G	
3	1,00	6,00 .. 7,00	PASSAGE	
4	2,00	7,00 .. 9,00	AR/G	

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
5	1,00	9,00 .. 10,00	PASSAGE	
6	13,50	10,00 .. 23,50	AR/G	
7	1,50	23,50 .. 25,00	AR/G	
8	-	25,00 .. ∞	AR/G	

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 8,14 (slope angle is 7,00 °).
Embankment height is 0,37 m, embankment length is 3,00 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	Surcharge change	Action	Mag.1 [kN/m²]	Mag.2 [kN/m²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	No	No	permanent	20,00		3,00	15,00	on terrain

Earthquake

Factor of horizontal acceleration K_h = 0,1250
Factor of vertical acceleration K_v = 0,0375
Water below the GWT is restricted.

Settings of the stage of construction

Design situation : seismic
Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 1 (Stage of construction 2)

Plane slip surface after optimization :

Slip surface angle = 25,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 12,27 m

Gravity force = 2601,95 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 646,30 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 1237,09 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure) = 0,00 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 2038,71 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails) = 495,09 kN/m
Resisting force = 2533,81 kN/m > 1237,09 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 2 (Stage of construction 2)

Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle = 24,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 12,27 m

Gravity force = 1555,55 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 614,54 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 711,79 kN/m

Forces on slip surf. driving (pressure) = 177,88 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 1405,74 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails) = 477,58 kN/m
Resisting force = 1883,33 kN/m > 889,67 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 3 (Stage of construction 2)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0,00	32,90
2	0,00	32,90
3	0,63	31,37
4	3,29	24,90
5	4,50	25,83
6	4,50	14,11
7	5,27	12,64
8	5,27	0,00
9	5,27	0,00
10	5,27	15,23
11	6,00	13,56
12	6,00	65,53
13	7,00	69,39
14	7,00	11,68
15	9,00	7,09
16	9,00	78,98
17	10,00	82,85
18	10,00	9,34
19	10,35	10,41
20	10,35	10,41
21	10,43	10,65
22	10,43	10,64
23	12,27	16,30

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity k_n = 0,85.

Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	2,00	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	184,31	98,54	**is satisfactory**
2	3,50	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	184,31	50,57	**is satisfactory**
3	6,12	Type of nail No. 2	277,33	99,00	**is satisfactory**

Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
4	7,52	Type of nail No. 2	277,33	48,59	is satisfactory
5	8,92	Type of nail No. 2	277,33	54,86	is satisfactory
6	10,32	Type of nail No. 2	277,33	74,04	is satisfactory
7	11,82	Type of nail No. 2	277,33	26,94	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 1.
Nail bearing capacity = 184,31 kN > 98,54 kN = Nail force
Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction 2)

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0,00	-5,25	2585,62	8,35	1,000	1,000	1,000
Earthquake - soil wedge	323,20	-5,25	-96,96	8,35	1,000	1,000	1,000
Active pressure	91,57	-6,25	-7,60	5,29	1,000	1,000	1,000
Earthq.- act.pressure	234,26	-8,08	7,70	29,43	1,000	1,000	1,000
Surch.1 - strip	50,67	-8,19	-5,30	5,59	1,000	1,000	1,000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 20946,71 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 4578,26 kNm/m
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 1462,14 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 699,70 kN/m
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 315,27 kPa

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 2)

Dimensioning No. 1 (Stage of construction 2)

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	32.90	27.93	0.00
0.00	32.90	27.93	-0.00
0.63	31.37	7.75	-11.15

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.63	31.37	7.75	-11.15
1.31	29.71	-13.20	-9.22
2.00	28.04	-33.01	6.69
2.00	28.04	20.30	6.69
2.50	26.83	6.58	0.00
3.29	24.90	-13.96	3.03
3.50	25.06	-19.10	6.43
3.50	25.06	19.16	6.43
4.00	25.45	6.54	0.00
4.50	25.83	-6.28	-0.07
4.50	14.11	-6.28	-0.07
5.27	12.64	-16.59	8.81
5.27	15.23	-16.59	8.81
6.00	13.56	-21.53	22.12
6.00	65.53	-21.53	22.12
6.12	66.00	-29.43	25.17
6.12	66.00	67.01	25.17
6.62	67.93	33.53	0.00
7.00	69.39	7.44	-7.80
7.00	11.68	7.44	-7.80
7.52	10.49	1.67	-10.14
7.52	10.49	-17.76	-10.14
8.02	9.34	-22.72	0.00
8.92	7.27	-30.19	23.95
8.92	7.27	62.45	23.95
9.00	7.09	61.88	18.97
9.00	78.98	61.88	18.97
9.42	80.61	28.36	0.00
10.00	82.85	-19.04	-2.77
10.00	9.34	-19.04	-2.77
10.32	10.32	-22.19	3.82
10.32	10.32	10.35	3.82
10.35	10.41	10.07	3.54
10.35	10.41	10.07	3.54
10.43	10.65	9.24	2.78
10.43	10.64	9.24	2.78
10.82	11.85	4.81	0.00
11.82	14.92	-8.58	1.63
11.82	14.92	7.09	1.63

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
12.27	16.30	0.06	0.00

Dimensioning of concrete cover in section 6,12 m. (max.moment)

Analysis performed for vertical reinforcement

Reinforcement and dimensions of the cross-section:7 prof. 12,0 mm, cover 25,0 mm

Cross-section width = 1,00 m

Cross-section depth = 0,15 m

Reinforcement ratio	ρ	=	0,67 %	>	0,14 %	=	ρ_{min}
Position of neutral axis	x	=	0,03 m	<	0,07 m	=	x_{max}
Ultimate shear force	V_{Rd}	=	72,90 kN/m	>	67,01 kN/m	=	V_{Ed}
Ultimate moment	M_{Rd}	=	37,41 kNm/m	>	25,17 kNm/m	=	M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Dimensioning No. 2 (Stage of construction 2)

Depth [m]	Horiz.pres. [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	29.86	22.40	5.60
0.25	29.86	14.93	0.93
0.50	29.86	7.47	-1.87
0.75	29.86	-0.00	-2.80
1.00	29.86	-7.47	-1.87
1.25	29.86	-14.93	0.93
1.50	29.86	-22.40	5.60
1.50	29.86	22.40	5.60
1.75	29.86	14.93	0.93
2.00	29.86	7.47	-1.87
2.25	29.86	-0.00	-2.80
2.50	29.86	-7.47	-1.87
2.75	29.86	-14.93	0.93
3.00	29.86	-22.40	5.60
3.00	29.86	22.40	5.60
3.25	29.86	14.93	0.93
3.50	29.86	7.47	-1.87
3.75	29.86	0.00	-2.80
4.00	29.86	-7.47	-1.87
4.25	29.86	-14.93	0.93
4.50	29.86	-22.40	5.60

Dimensioning of concrete cover in section 3,00 m. (max.moment)

Analysis performed for horizontal reinforcement (Nail No. 1).

Reinforcement and dimensions of the cross-section:7 prof. 12,0 mm, cover 25,0 mm

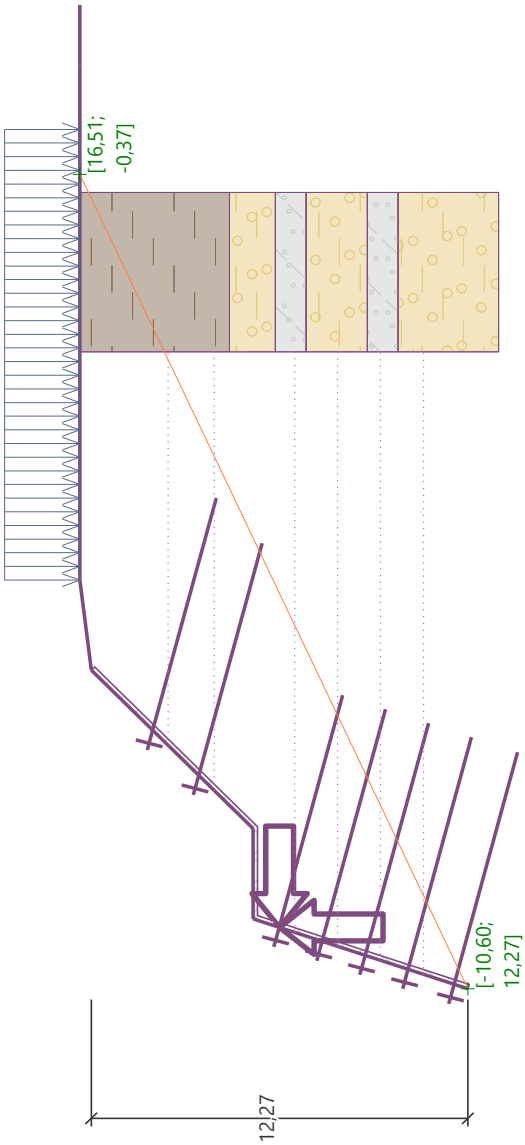
Cross-section width = 1,00 m

Cross-section depth = 0,15 m

Reinforcement ratio	ρ	=	0,67 %	>	0,14 %	=	ρ_{min}

Position of neutral axis	x	=	0,03	m	<	0,07	m	=	x_{max}
Ultimate shear force	V_{Rd}	=	72,90	kN/m	>	22,40	kN/m	=	V_{Ed}
Ultimate moment	M_{Rd}	=	37,41	kNm/m	>	5,60	kNm/m	=	M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.



Plane slip surface after optimization :

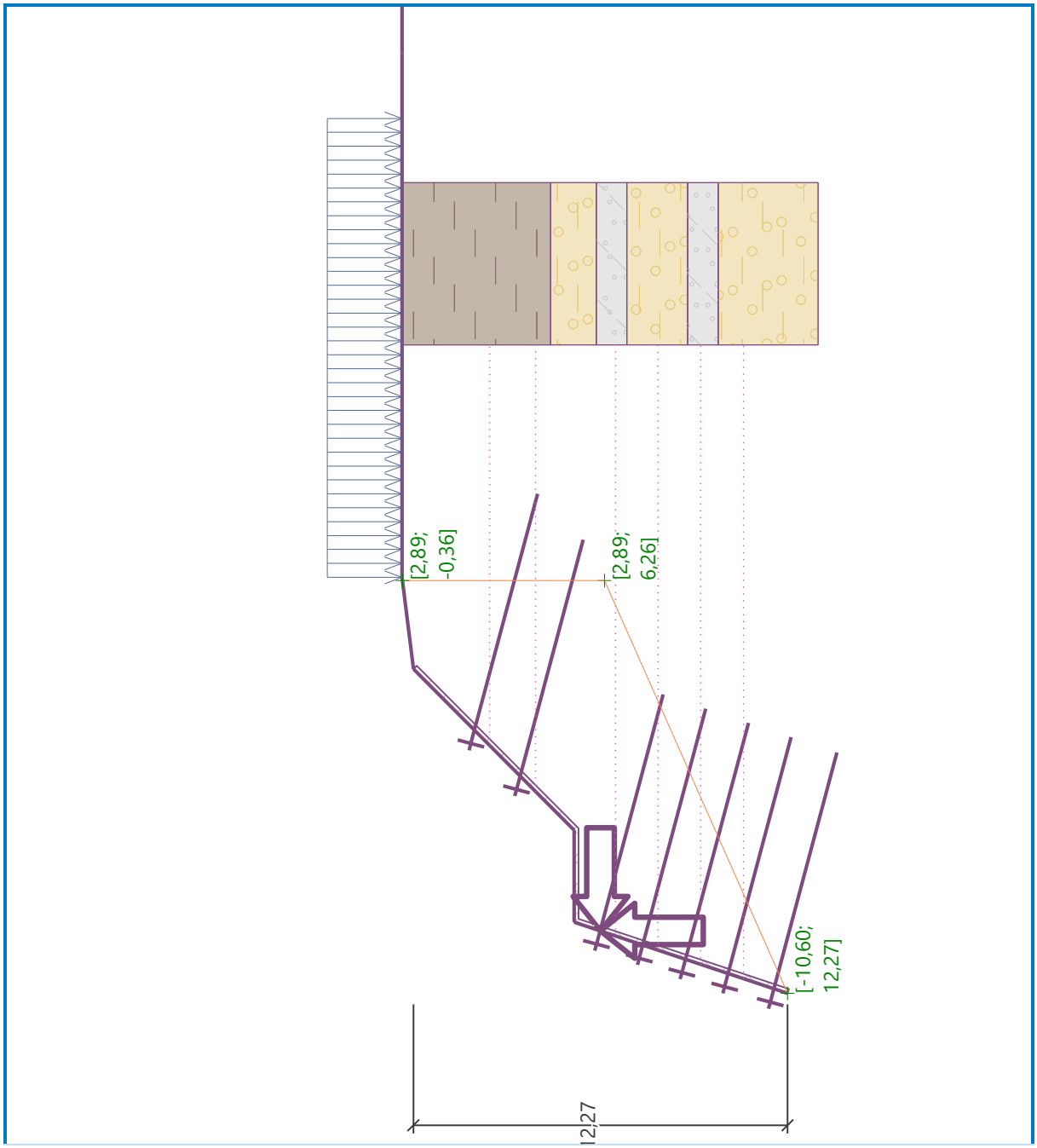
Slip surface angle = 25,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 12,27 m

Verification :

Gravity force	=	2601,95	kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf.	=	646,30	kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force)	=	1237,09	kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure)	=	0,00	kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil)	=	2038,71	kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails)	=	495,09	kN/m

Resisting force = 2533,81 kN/m > 1237,09 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY


[2,89;
-0,36]
[2,89;
6,26]
[-10,60;
12,27]
12,27

Broken slip surface after optimization :

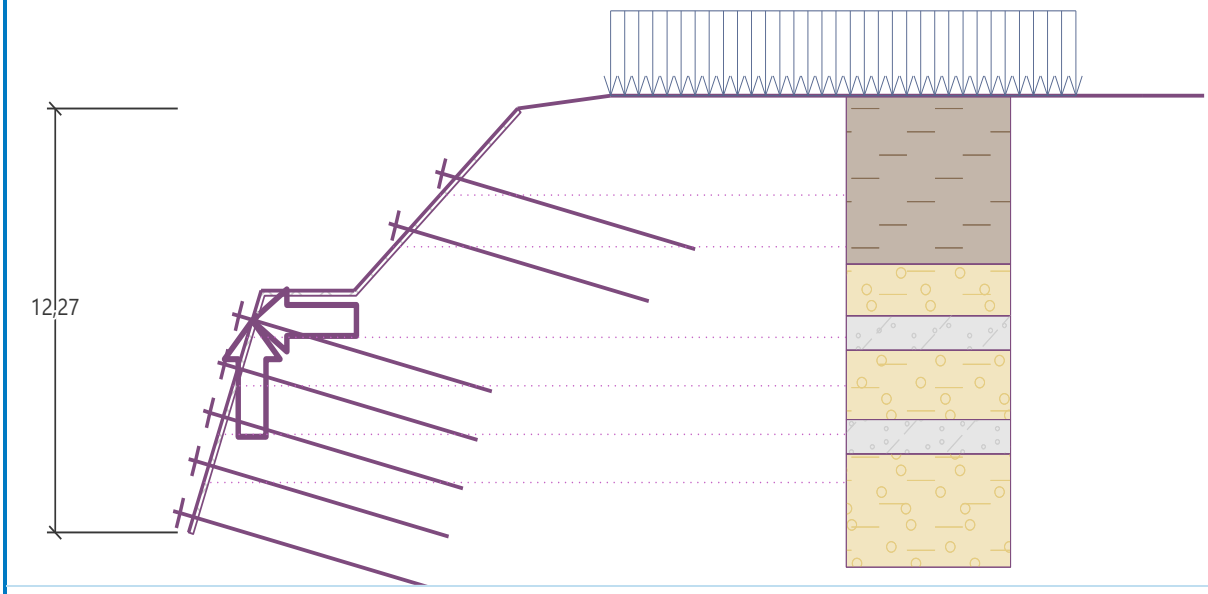
Slip surface angle	=	24,00	°
Origin of slip surface at a depth of	=	12,27	m

Verification :

Gravity force	=	1555,55	kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf.	=	614,54	kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force)	=	711,79	kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure)	=	177,88	kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil)	=	1405,74	kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails)	=	477,58	kN/m

Resisting force = 1883,33 kN/m > 889,67 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY



Verification of nails bearing capacity

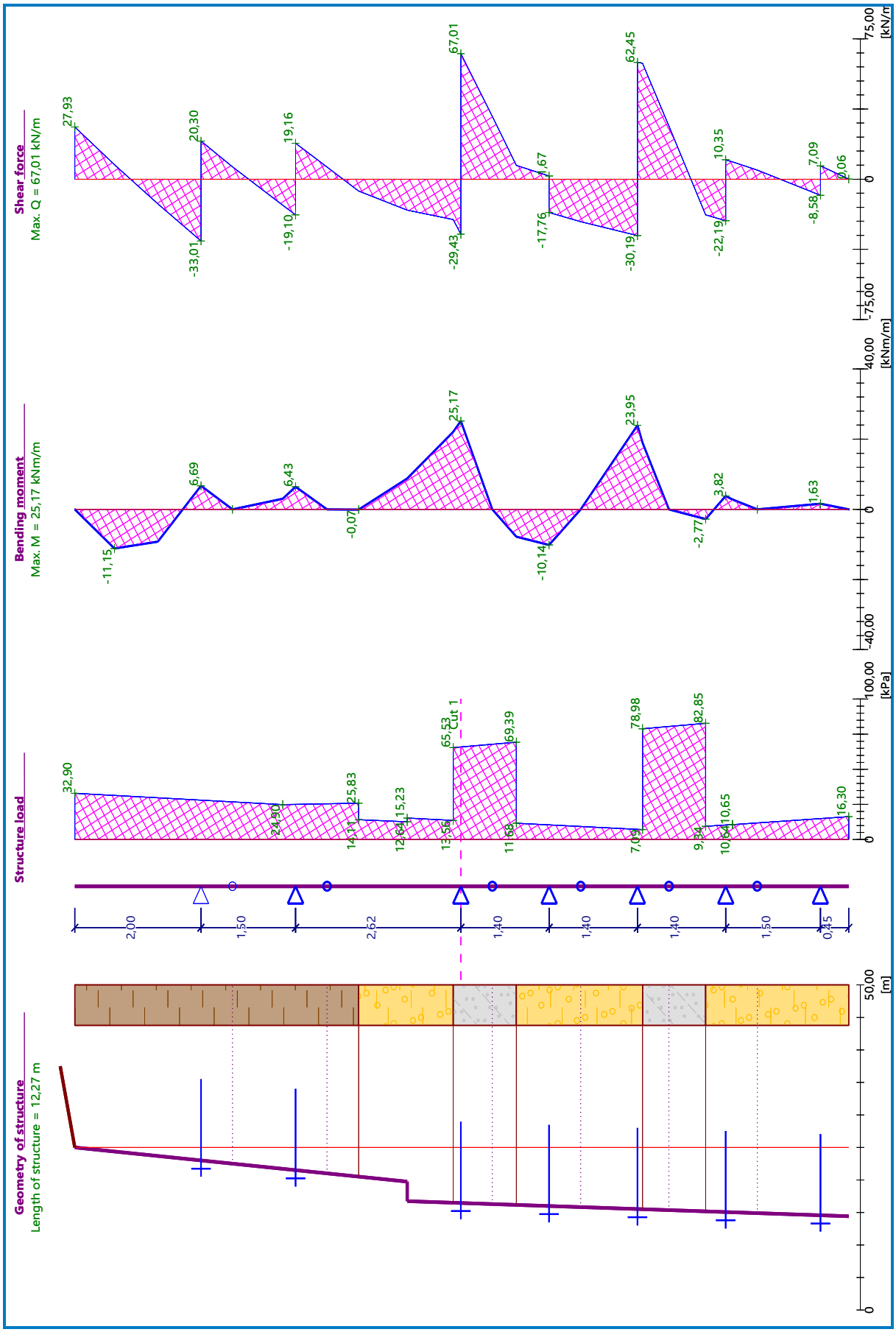
Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity k_n = 0,85.

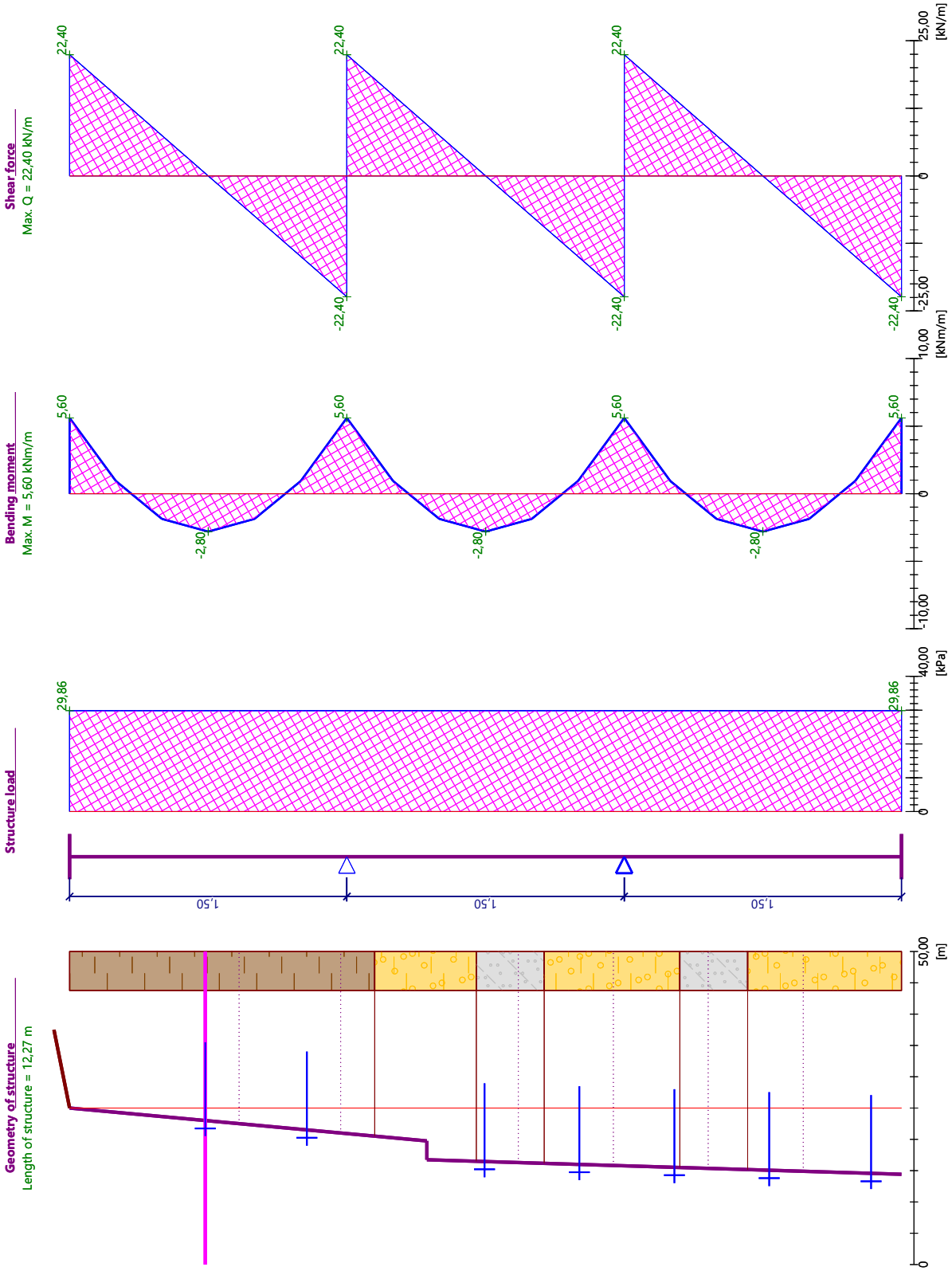
Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	2,00	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	184,31	98,54	is satisfactory
2	3,50	DIWYDAG 32 mm, Grad 75	184,31	50,57	is satisfactory
3	6,12	Type of nail No. 2	277,33	99,00	is satisfactory
4	7,52	Type of nail No. 2	277,33	48,59	is satisfactory
5	8,92	Type of nail No. 2	277,33	54,86	is satisfactory
6	10,32	Type of nail No. 2	277,33	74,04	is satisfactory
7	11,82	Type of nail No. 2	277,33	26,94	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 1.

Nail bearing capacity = 184,31 kN > 98,54 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY


Geometry of structure
Length of structure = 12,27 m
Structure load
Bending moment
Max. M = 25,17 kNm/m
Shear force
Max. Q = 67,01 kN/m
Cut 1
[m]
[kPa]
[kNm/m]
[kN/m]


Shear force
Max. Q = 22,40 kN/m
22,40
-22,40
25,00
[kN/m]
0
-25,00
Bending moment
Max. M = 5,60 kNm/m
5,60
-2,80
10,00
[kNm/m]
-10,00
Structure load
29,86
40,00
[kPa]
1,50
Geometry of structure
Length of structure = 12,27 m
50,00
[m]

ANNEXE C

Annexe C

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 001

PROFIL P01

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m²	Niveau phréatique :	-20,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m³	Nombre d'itérations par phase de calcul :	200
Pas de calcul :	0,10 m	Prise en compte moments 2 ordre :	non
Définition du projet :	Cotes		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	dc [kN/m²/m]	k0	kaγ	kpγ	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m²/m]	dkh [kN/m²/m/m]	δa/φ	δp/φ	kaγ,min	Pmax [kN/m/m]
ALG	13,00	18,00	8,00	23,00	10,00	0,000	0,609	0,414	2,795	0,609	0,609	1,400	4,031	12536	0	0,333	-0,333	0,100	10000,00
AR/GR	8,50	20,00	10,00	30,00	50,00	0,000	0,500	0,282	3,939	0,500	0,500	1,238	4,998	509866	0	0,667	-0,333	0,100	10000,00
Passage	7,50	18,00	8,00	23,00	5,00	0,000	0,609	0,381	3,572	0,609	0,609	1,452	5,212	10793	0	0,667	-1,000	0,100	10000,00
AR/GR	6,50	20,00	10,00	30,00	50,00	0,000	0,500	0,282	3,932	0,500	0,500	1,238	4,965	509866	0	0,667	-0,330	0,100	10000,00
Passage	4,50	18,00	8,00	23,00	5,00	0,000	0,609	0,381	3,572	0,609	0,609	1,452	5,212	10793	0	0,667	-1,000	0,100	10000,00
AR/GR	3,50	20,00	10,00	30,00	50,00	0,000	0,500	0,282	3,939	0,500	0,500	1,238	4,998	509866	0	0,667	-0,333	0,100	10000,00
Passage	-11,00	18,00	8,00	5,00	23,00	0,000	0,913	1,000	1,000	0,913	0,913	2,193	2,936	10793	0	0,667	-1,000	0,100	10000,00
AR/GR	-12,50	20,00	10,00	30,00	50,00	0,000	0,500	0,282	3,939	0,500	0,500	1,238	4,998	509866	0	0,667	-0,333	0,100	10000,00

Valeurs de calcul des paramètres de la loi de comportement

Couche	Comportement	MISS φ,d [°]	MISS c,d [kN/m²]	MISS dc,d [kN/m²/m]	MISS kaγ,d	MISS kpγ,d	MISS kac,d	MISS kpc,d	MEL φ,d [°]	MEL c,d [kN/m²]	MEL dc,d [kN/m²/m]	MEL kaγ,d	MEL kpγ,d	MEL kac,d	MEL kpc,d
ALG	Drainé	23,00	10,00	0,000	0,414	2,795	1,400	4,031	23,00	10,00	0,000	0,414	2,795	1,400	4,031
AR/GR	Drainé	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998
Passage	Drainé	23,00	5,00	0,000	0,381	3,572	1,452	5,212	23,00	5,00	0,000	0,381	3,572	1,452	5,212
AR/GR	Drainé	30,00	50,00	0,000	0,282	3,932	1,238	4,965	30,00	50,00	0,000	0,282	3,932	1,238	4,965
Passage	Drainé	23,00	5,00	0,000	0,381	3,572	1,452	5,212	23,00	5,00	0,000	0,381	3,572	1,452	5,212
AR/GR	Drainé	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998
Passage	Drainé	5,00	23,00	0,000	1,000	1,000	2,193	2,936	5,00	23,00	0,000	1,000	1,000	2,193	2,936
AR/GR	Drainé	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998

terrasol setec

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seisme.K6P Imprimé le 07/06/2026 12:59 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58 Page : 1

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 001

PROFIL P01

DONNEES

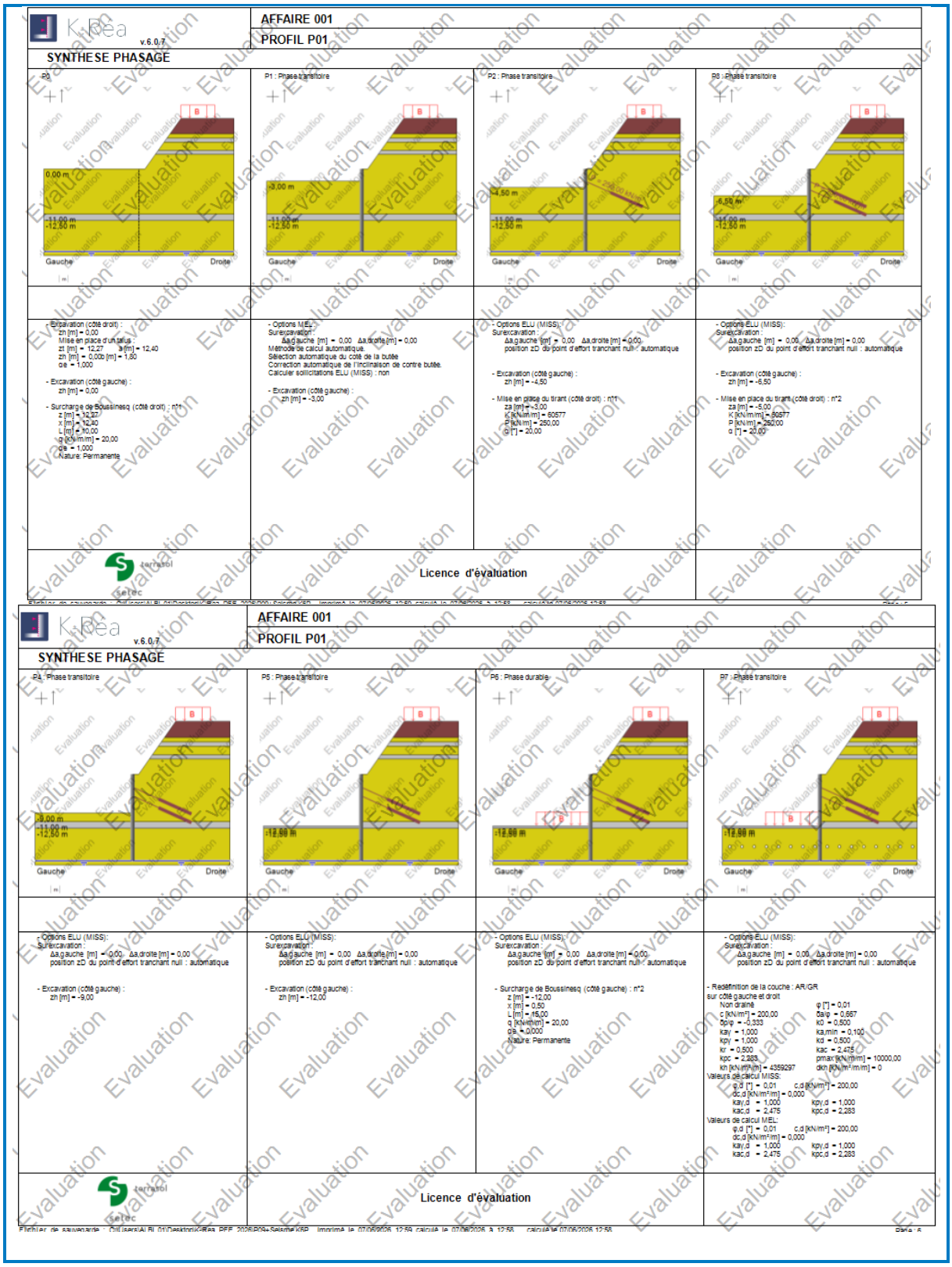
TIRANT	Phase	za [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]	Lu [m]	Ls [m]
1	P2	-3,00	60577	250,00	20,00	13,00	10,00
2	P3	-5,00	60577	250,00	20,00	13,00	10,00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Phase	Côté	z [m]	x [m]	L [m]	α°	q [kN/m/m]	Nature
1	P0	Droite	12,27	12,40	10,00	1,000	20,00	Permanente
2	P6	Gauche	-12,00	0,50	15,00	0,000	20,00	Permanente

terrasol setec

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seisme.K6P Imprimé le 07/06/2026 12:59 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58 Page : 2



K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 001

PROFIL P01

SYNTHESE PHASAGE

P0

- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = 0,00
  Mise en place d'un talus :
  zt [m] = 12,27 a [m] = 12,40
  zh [m] = 0,000 [m] = 1,80
  cta = 1,000

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = 0,00

- Surcharge de Boussinesq (côté droit) : n°1
  z [m] = 12,27
  x [m] = 12,40
  L [m] = 10,00
  q [kN/m/m] = 20,00
  cta = 1,000
  Nature: Permanente

P1 : Phase transitoire

- Options MEL :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  Méthode de calcul automatique
  Sélection automatique du côté de la butée
  Correction automatique de l'inclinaison de contre butée.
  Calculer sollicitations ELU (MISS) : non

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -3,00

P2 : Phase transitoire

- Options ELU (MISS):
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -4,50

- Mise en place du tirant (côté droit) : n°1
  za [m] = -3,00
  K [kN/m/m] = 60577
  P [kN/m] = 200,00
  α [°] = 20,00

P3 : Phase transitoire

- Options ELU (MISS):
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -6,50

- Mise en place du tirant (côté droit) : n°2
  za [m] = -5,00
  K [kN/m/m] = 60577
  P [kN/m] = 200,00
  α [°] = 20,00

Licence d'évaluation

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 001

PROFIL P01

SYNTHESE PHASAGE

P4 : Phase transitoire

- Options ELU (MISS):
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -9,00

P5 : Phase transitoire

- Options ELU (MISS):
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -12,00

P6 : Phase durable

- Options ELU (MISS):
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

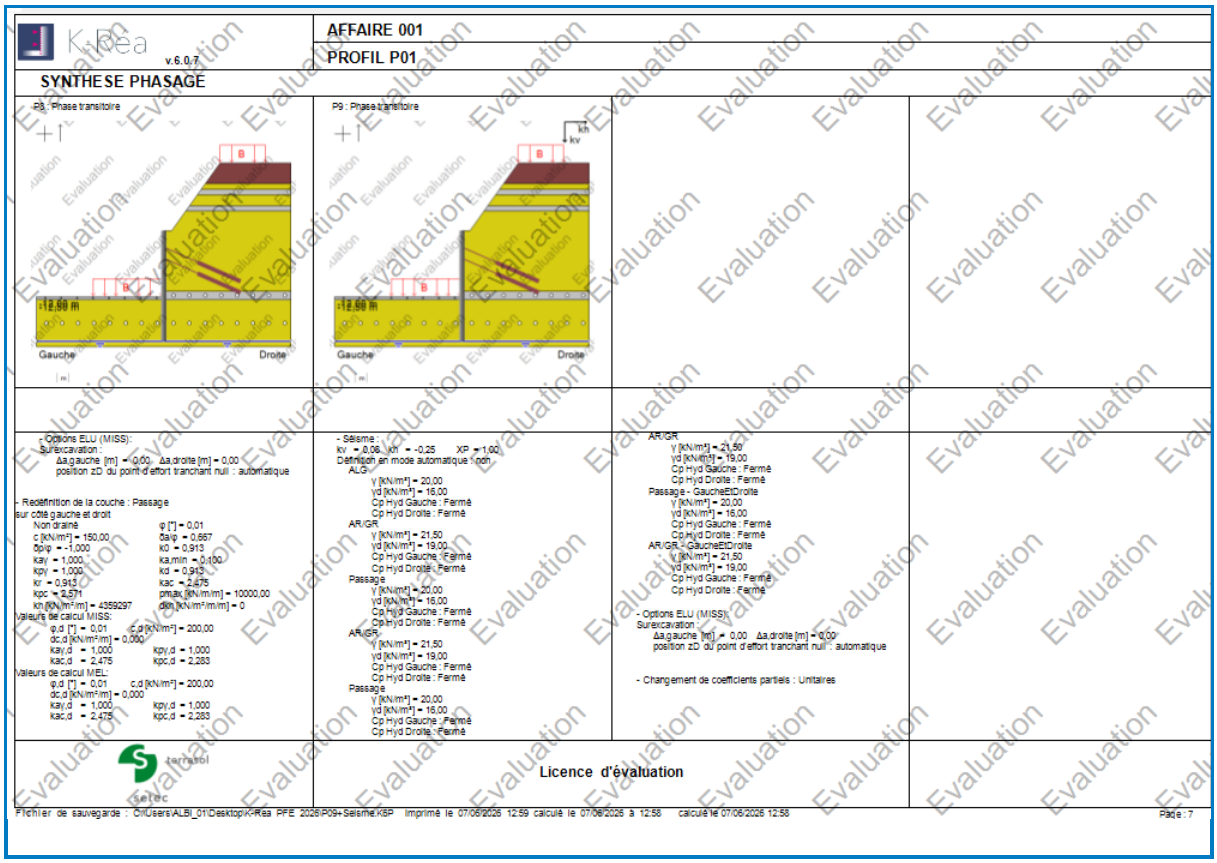
- Surcharge de Boussinesq (côté gauche) : n°2
  z [m] = -12,00
  x [m] = 0,50
  L [m] = 45,00
  q [kN/m/m] = 20,00
  cta = 0,000
  Nature: Permanente

P7 : Phase transitoire

- Options ELU (MISS):
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Redéfinition de la couche : AR/GR
  sur côté gauche et droit
  Non drainé φ [°] = 0,01
  c [kN/m²] = 200,00 δa/φ = 0,667
  δp/φ = -0,333 k0 = 0,500
  kaγ = 1,000 ka,min = 0,100
  kpγ = 1,000 kd = 0,500
  kr = 0,500 kac = 2,475
  kpc = 2,393 pmax [kN/m/m] = 10000,00
  kh [kN/m³/m] = 4359297 dkh [kN/m²/m/m] = 0
  Valeurs de calcul MISS:
  φ,d [°] = 0,01 c,d [kN/m²] = 200,00
  dc,d [kN/m²/m] = 0,000
  kaγ,d = 1,000 kpγ,d = 1,000
  kac,d = 2,475 kpc,d = 2,283
  Valeurs de calcul MEL:
  φ,d [°] = 0,01 c,d [kN/m²] = 200,00
  dc,d [kN/m²/m] = 0,000
  kaγ,d = 1,000 kpγ,d = 1,000
  kac,d = 2,475 kpc,d = 2,283

Licence d'évaluation



KaRea v.6.0.7

AFFAIRE 001

PROFIL P01

SYNTHESE PHASAGE

P8 : Phase transitoire

P9 : Phase transitoire

- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Redéfinition de la couche : Passage
sur coté gauche et droit
Non drainé φ [°] = 0,01
c [kN/m²] = 150,00 δa/φ = 0,667
δp/φ = -1,000 k0 = 0,913
kay = 1,000 ka,min = 0,100
kpy = 1,000 kd = 0,913
kr = 0,913 kac = 2,475
kpc = 2,571 pmax [kN/m/m] = 10000,00
kh [kN/m²/m] = 4359297 den [kN/m²/m/m] = 0
Valeurs de calcul MISS:
φ,d [°] = 0,01 c,d [kN/m²] = 200,00
δc,d [kN/m²/m] = 0,000
kay,d = 1,000 kpy,d = 1,000
kac,d = 2,475 kpc,d = 2,283
Valeurs de calcul MEL:
φ,d [°] = 0,01 c,d [kN/m²] = 200,00
δc,d [kN/m²/m] = 0,000
kay,d = 1,000 kpy,d = 1,000
kac,d = 2,475 kpc,d = 2,283

- Séisme :
kv = 0,06 kh = -0,25 XP = 1,00
Définition en mode automatique ? non
ALG
γ [kN/m³] = 20,00
γd [kN/m³] = 16,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
AR/GR
γ [kN/m³] = 21,50
γd [kN/m³] = 19,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
Passage
γ [kN/m³] = 20,00
γd [kN/m³] = 16,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
AR/GR
γ [kN/m³] = 21,50
γd [kN/m³] = 19,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
Passage
γ [kN/m³] = 20,00
γd [kN/m³] = 16,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé

AR/GR
γ [kN/m³] = 21,50
γd [kN/m³] = 19,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
Passage - GaucheEtDroite
γ [kN/m³] = 20,00
γd [kN/m³] = 16,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
AR/GR - GaucheEtDroite
γ [kN/m³] = 21,50
γd [kN/m³] = 19,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé

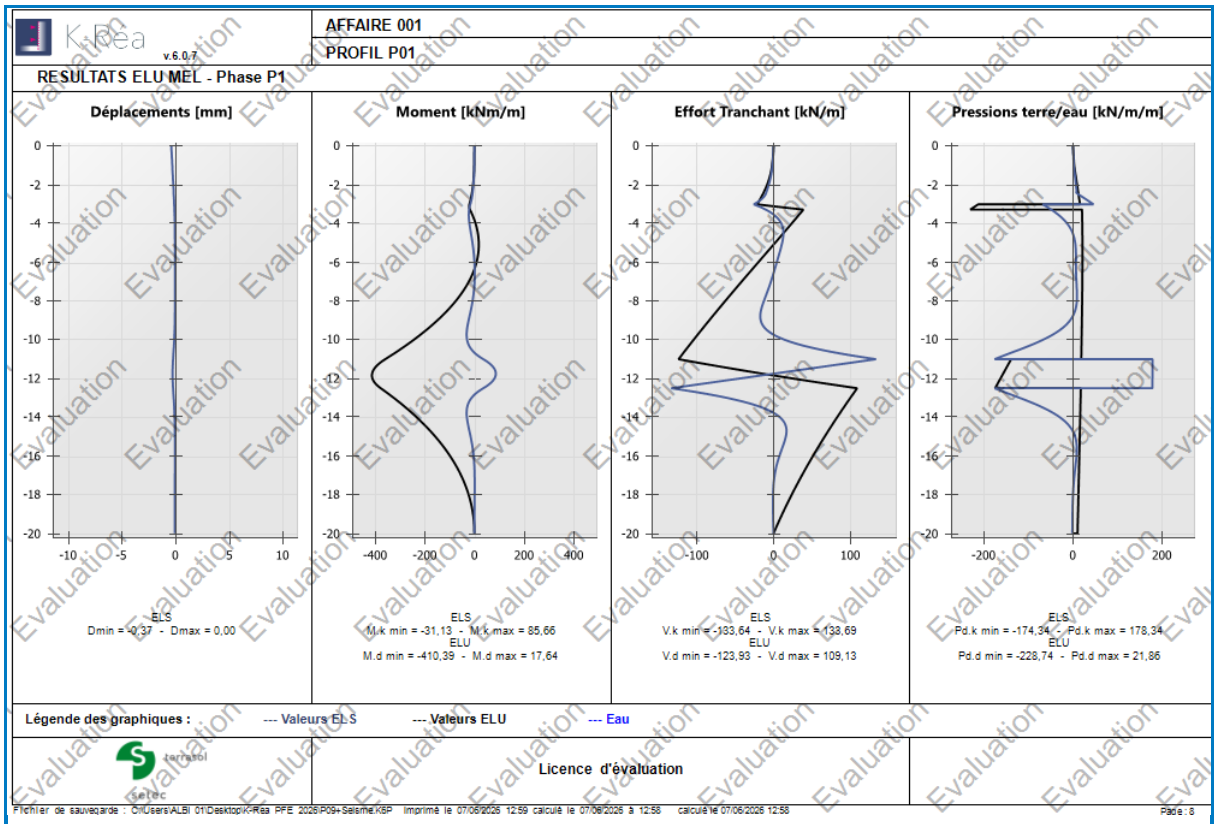
- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

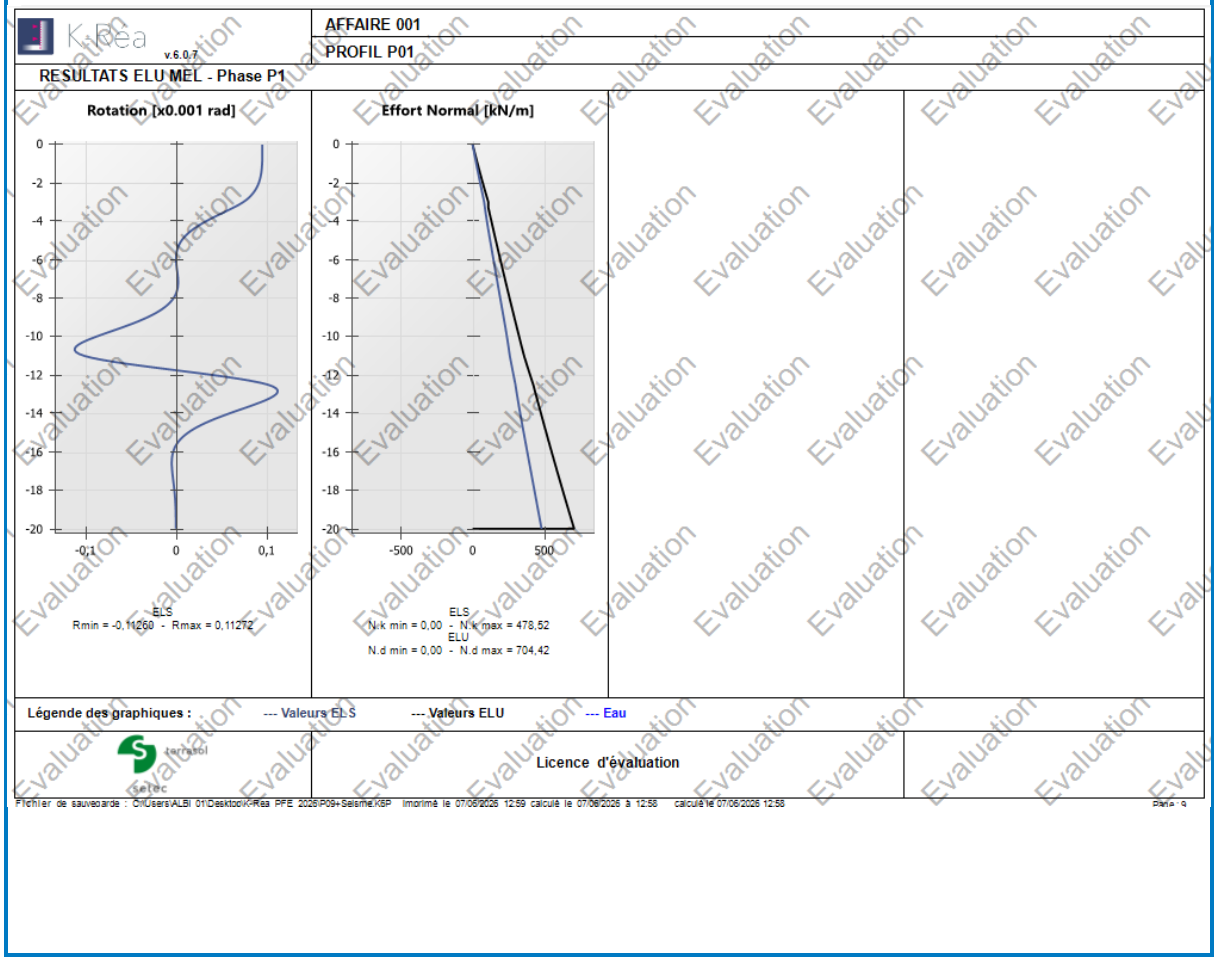
- Changement de coefficients partiels : Unitaires

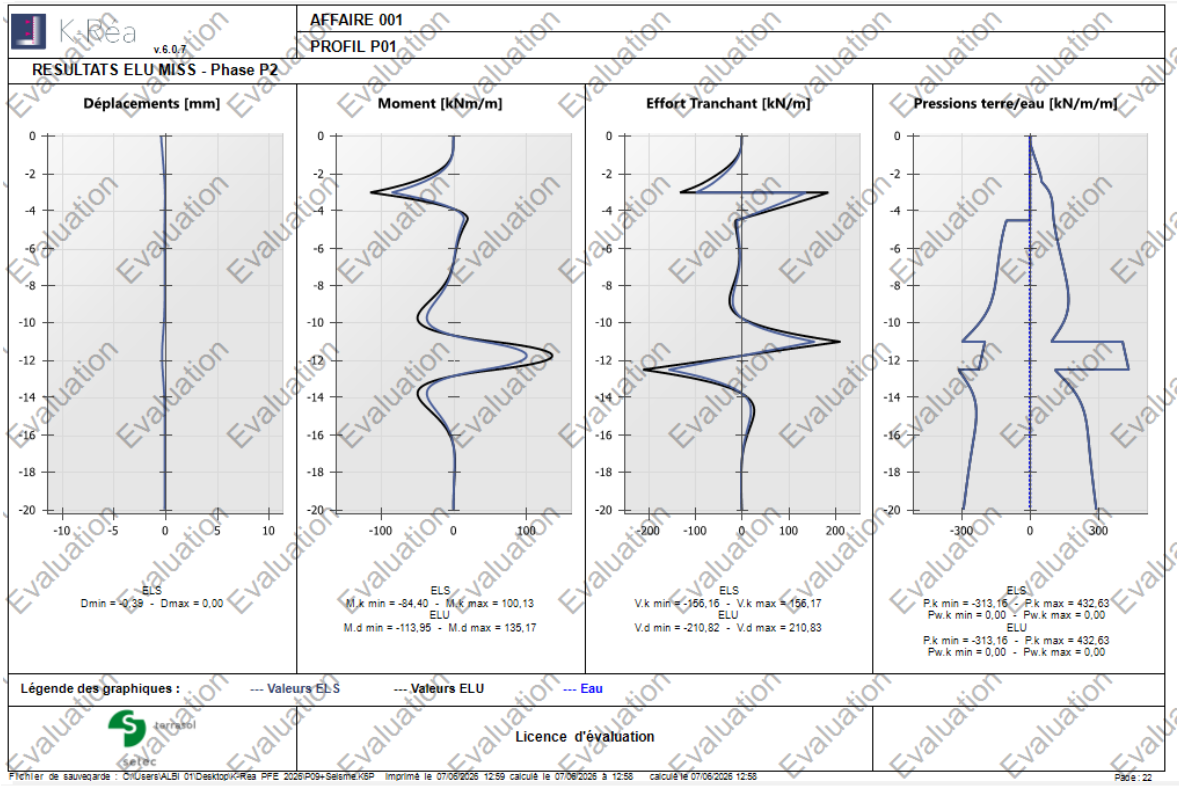
terrasol
setec

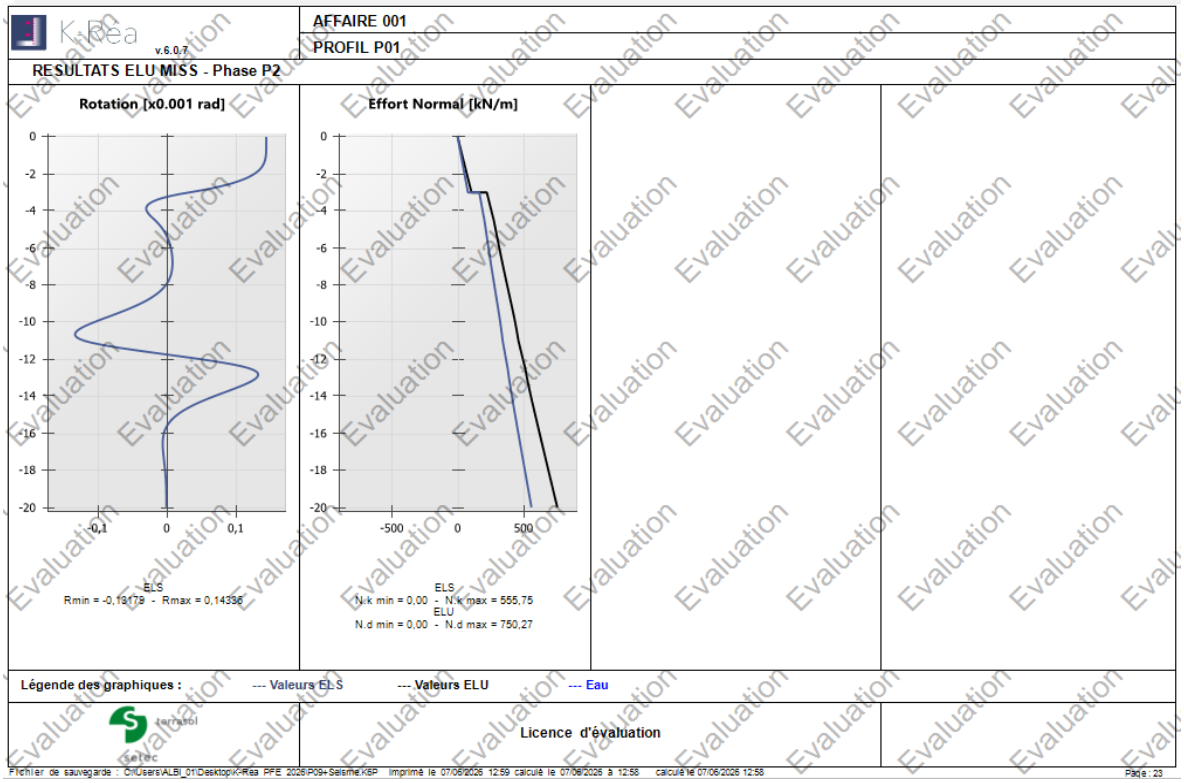
Licence d'évaluation

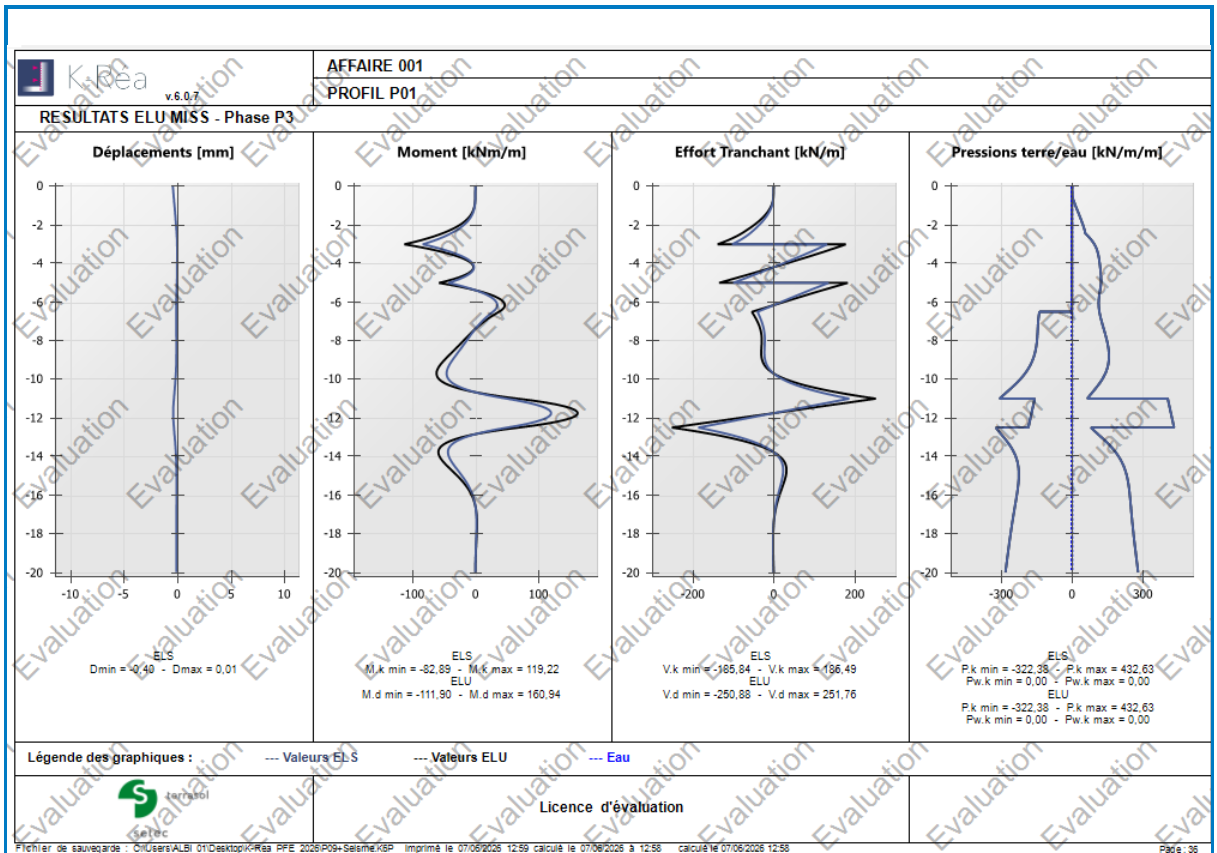
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\KaRea PFE 2026\P09+Seisme.K5P Imprimé le 07/06/2026 12:59 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58 Page : 7

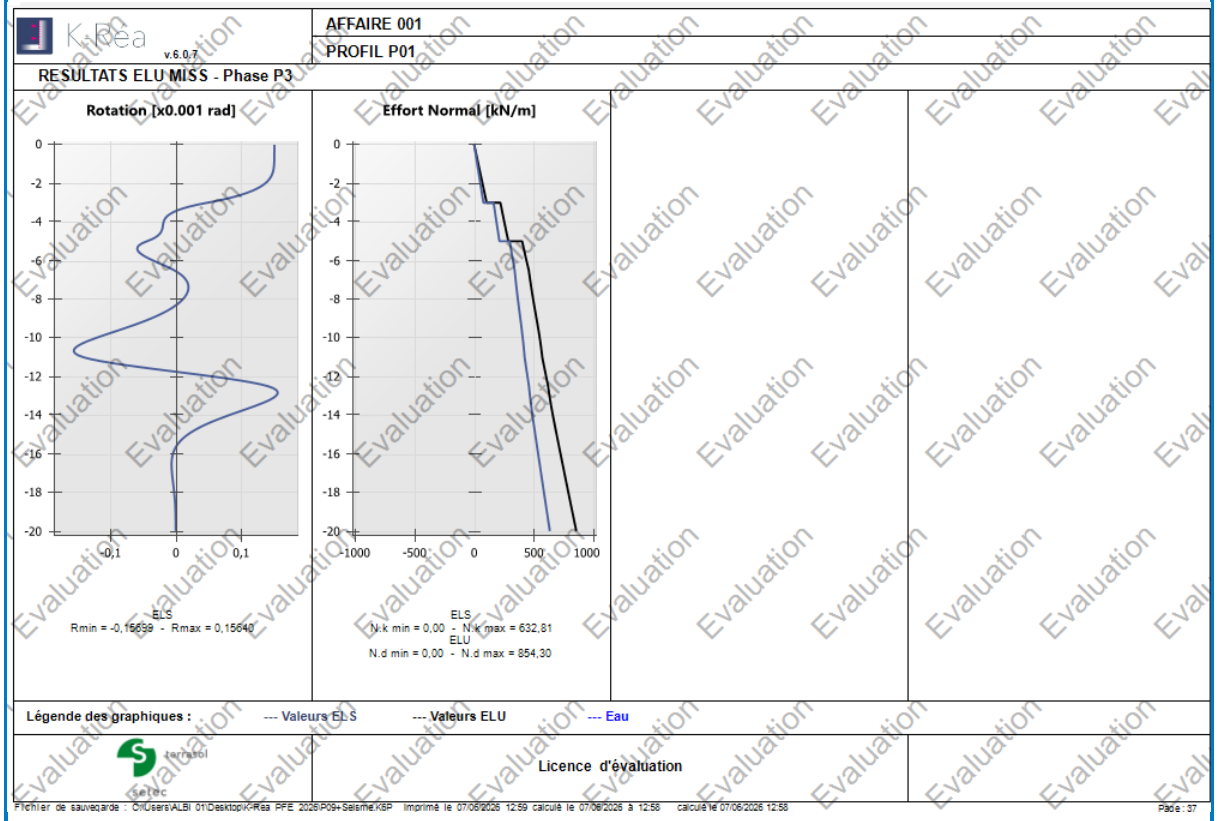

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MEL - Phase P1
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -0,37 - Dmax = 0,00
ELS
M.k min = -31,13 - M.k max = 85,66
ELU
M.d min = -410,39 - M.d max = 17,64
ELS
V.k min = -133,64 - V.k max = 133,69
ELU
V.d min = -123,93 - V.d max = 109,13
ELS
Pd.k min = -174,34 - Pd.k max = 178,34
ELU
Pd.d min = -228,74 - Pd.d max = 21,86
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrasol
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seisme.KBP Imprimé le 07/06/2026 12:59 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58
Page : 8

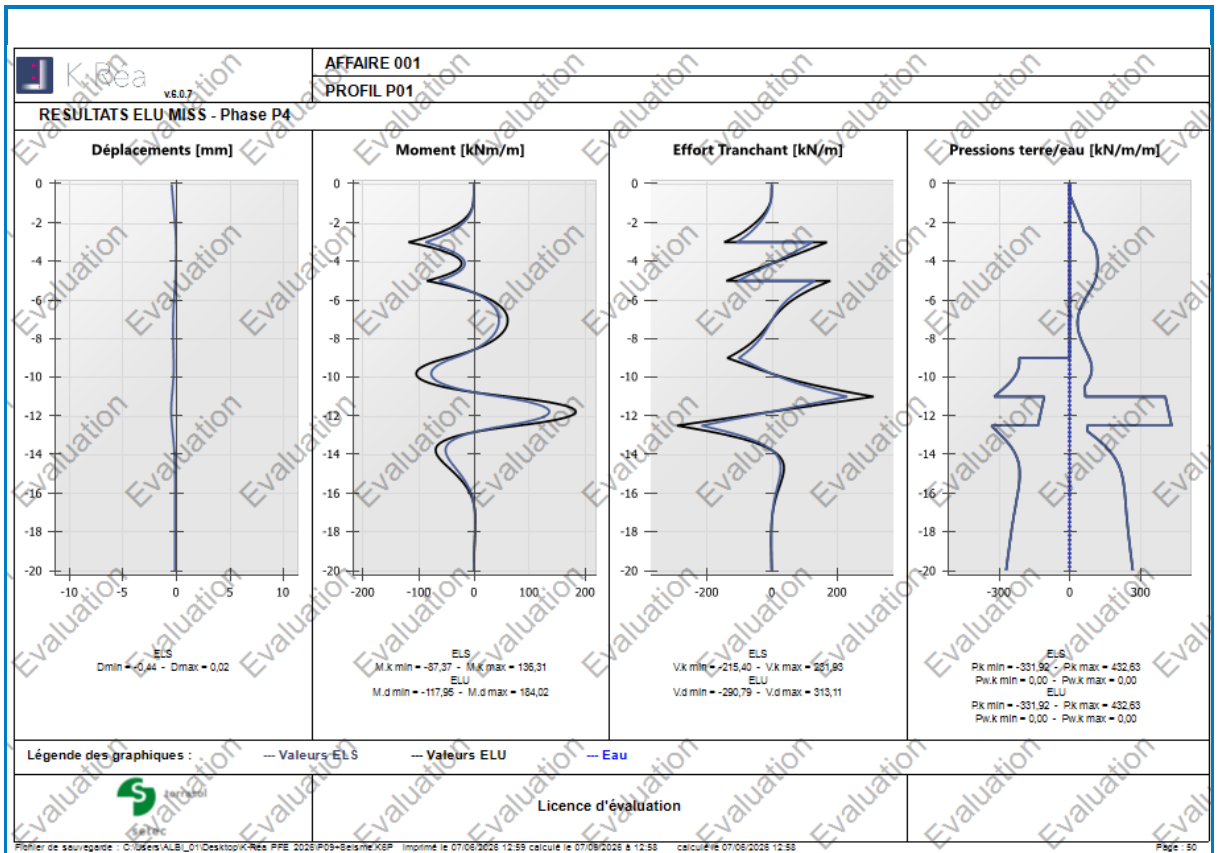

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MEL - Phase P1
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,11260 - Rmax = 0,11272
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 478,52
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 704,42
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrasol
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seisme.KBP Imprimé le 07/06/2026 12:59 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58
Page : 9

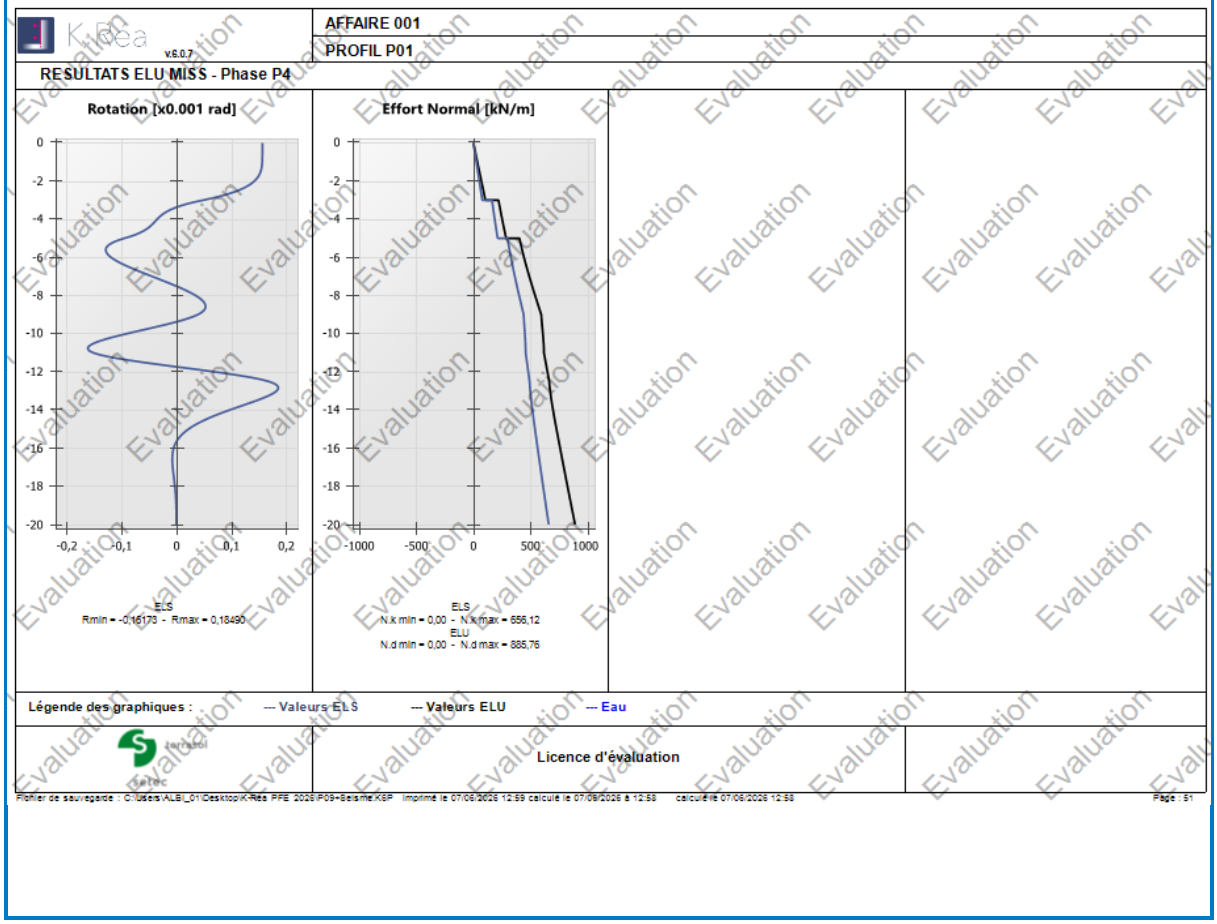

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P2
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -0,39 - Dmax = 0,00
ELS
M.k min = -84,40 - M.k max = 100,13
ELU
M.d min = -113,95 - M.d max = 135,17
ELS
V.k min = -156,16 - V.k max = 156,17
ELU
V.d min = -210,82 - V.d max = 210,83
ELS
P.k min = -313,16 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -313,16 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrasol
setec
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seismic.K6P Imprimé le 07/06/2026 12:59 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58
Page : 22

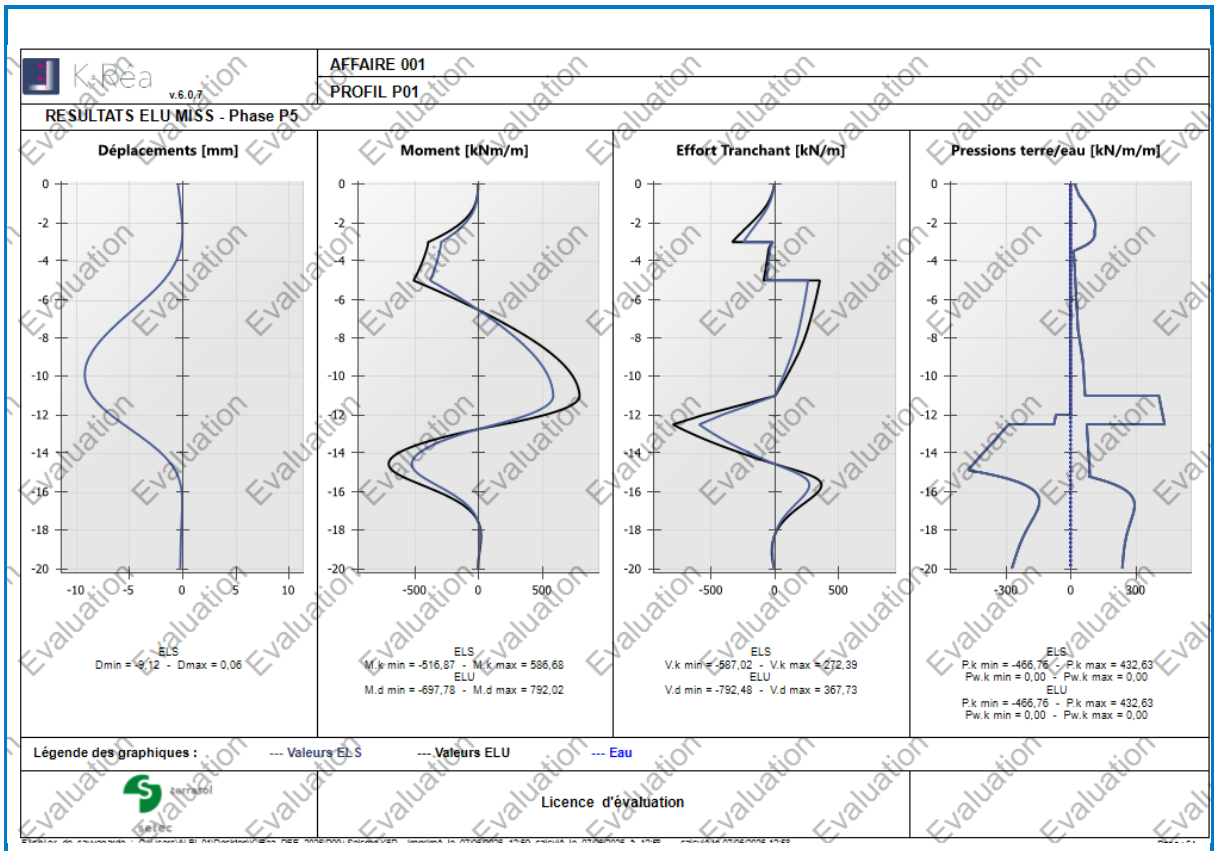

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P2
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,19179 - Rmax = 0,14336
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 555,75
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 750,27
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrasol
setec
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seismic.K6P Imprimé le 07/06/2026 12:59 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58
Page : 23

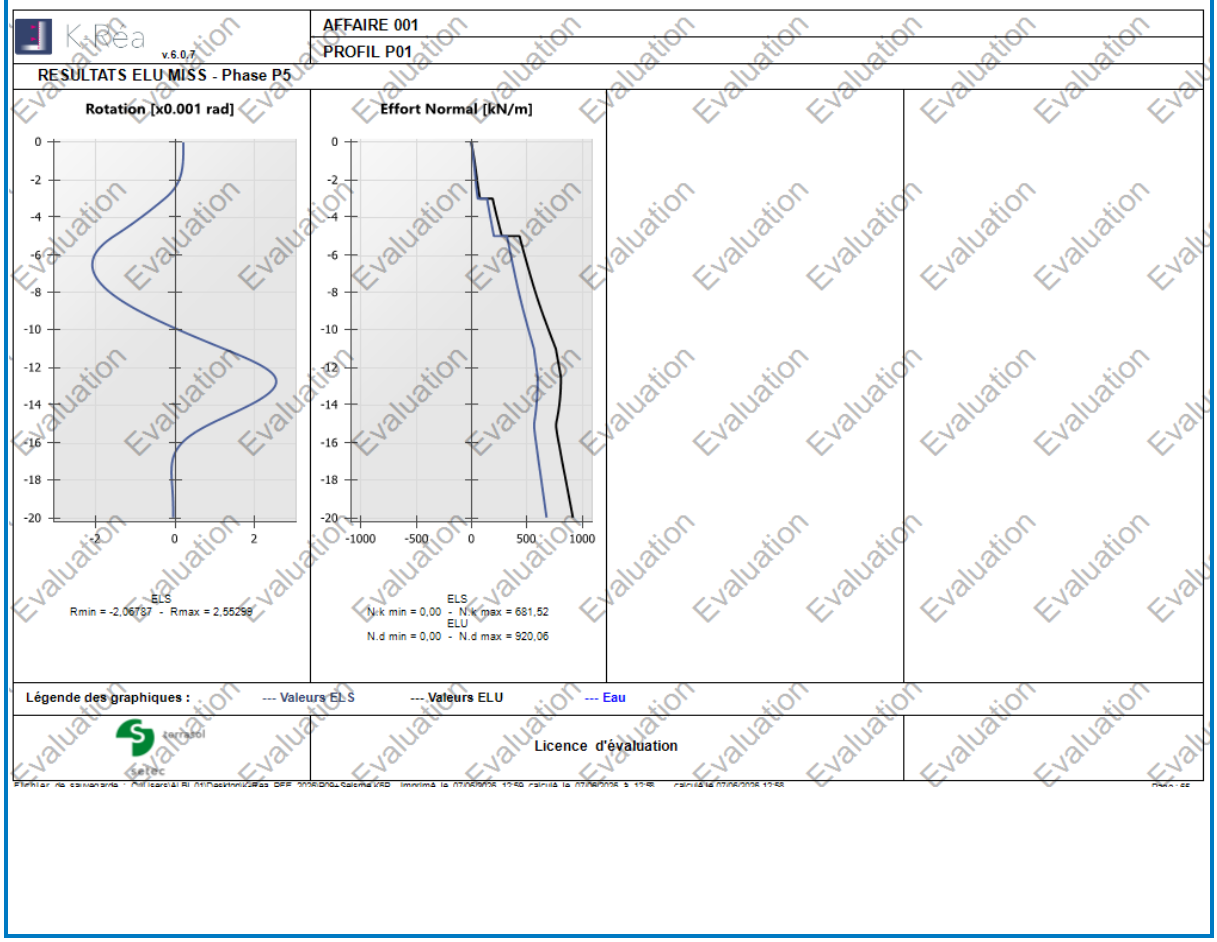

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P3
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -0,49 - Dmax = 0,01
ELS
M.k min = -82,89 - M.k max = 119,22
ELU
M.d min = -111,90 - M.d max = 160,94
ELS
V.k min = -165,84 - V.k max = 186,49
ELU
V.d min = -250,88 - V.d max = 251,76
ELS
P.k min = -322,38 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -322,38 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrasol
setec
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seisme.KSP Imprimé le 07/06/2026 12:59 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58
Page : 36

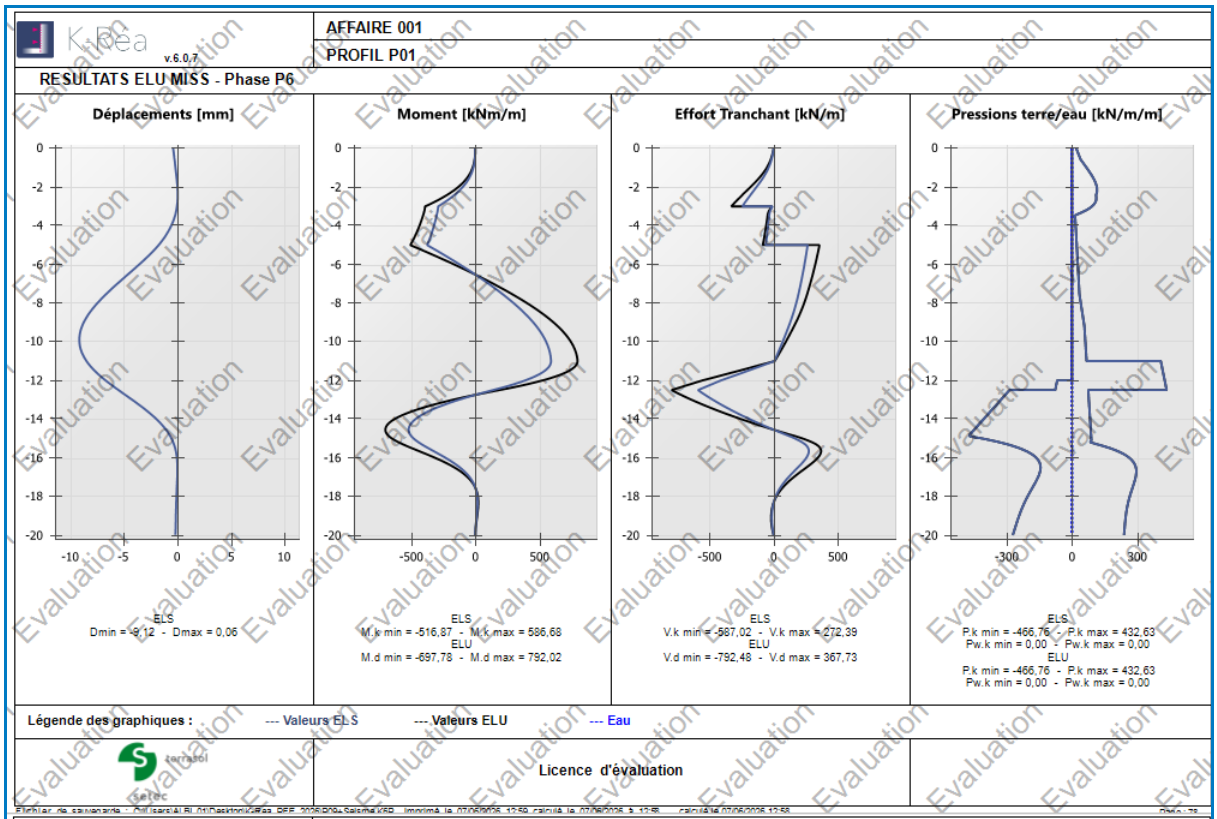

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P3
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,15699 - Rmax = 0,15640
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 632,81
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 854,30
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrasol
setec
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seisme.KSP Imprimé le 07/06/2026 12:59 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58
Page : 37

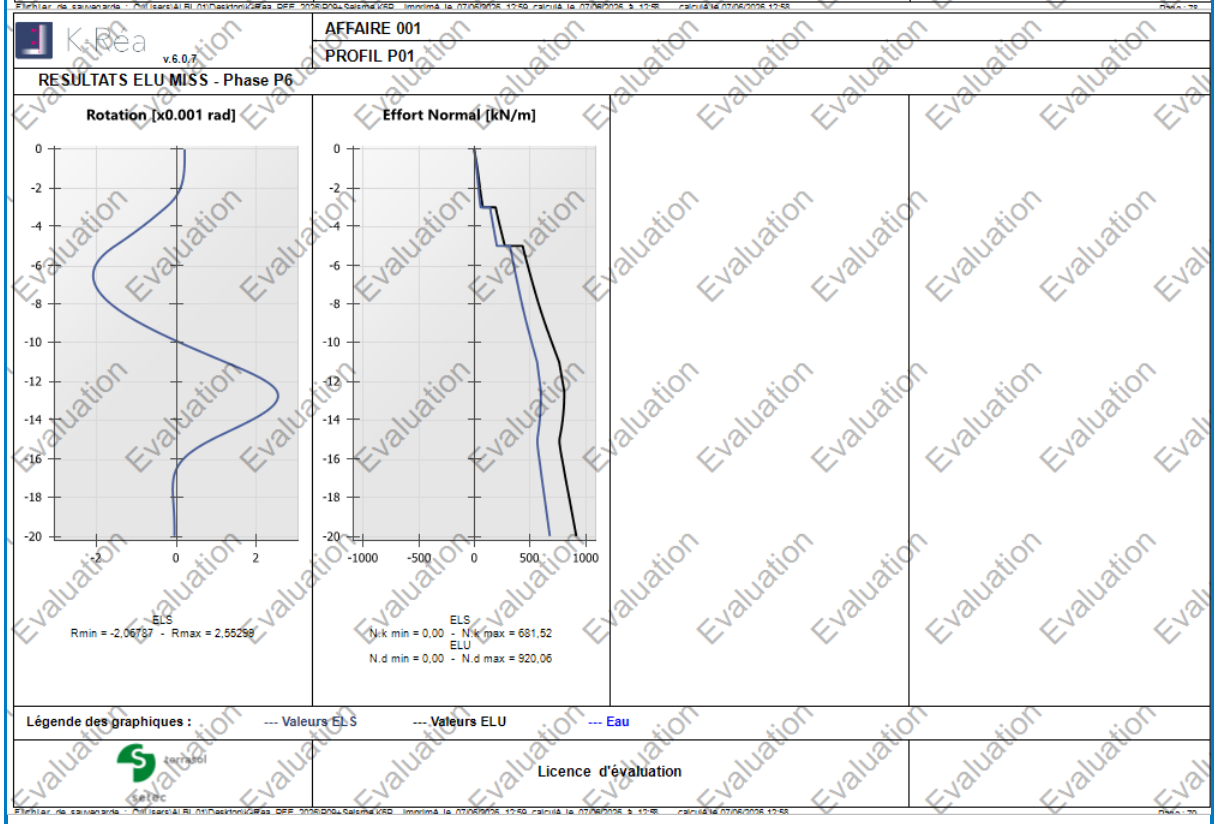

K-Réa v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P4
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -0,44 - Dmax = 0,02
ELS
M.k min = -87,37 - M.k max = 136,31
ELU
M.d min = -117,95 - M.d max = 184,02
ELS
V.k min = -215,40 - V.k max = 281,93
ELU
V.d min = -290,79 - V.d max = 313,11
ELS
Pk min = -331,92 - Pk max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
Pk min = -331,92 - Pk max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rés PFE 2026\P09+Seisme\K6P Imprimé le 07/06/2026 12:59 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58
Page : 50

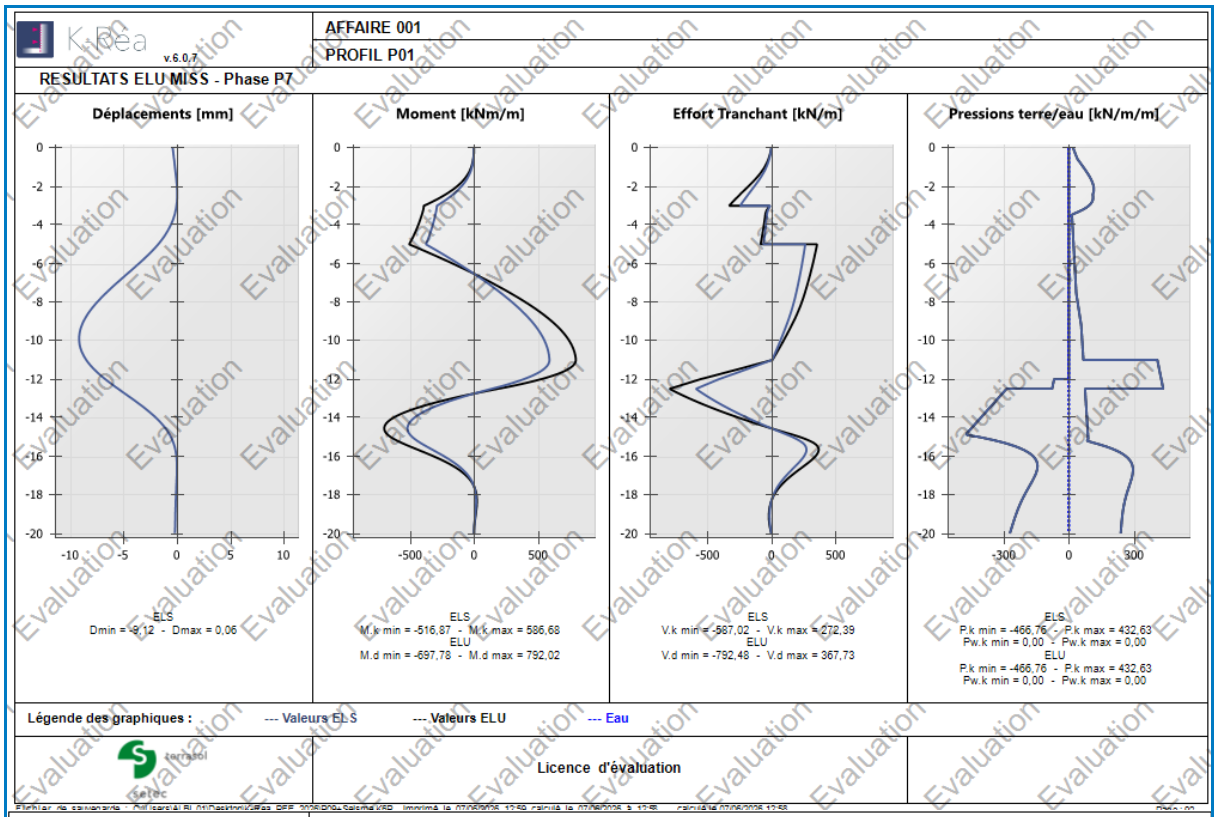

K-Réa v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P4
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,16173 - Rmax = 0,18490
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 556,12
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 885,76
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rés PFE 2026\P09+Seisme\K6P Imprimé le 07/06/2026 12:59 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58
Page : 51

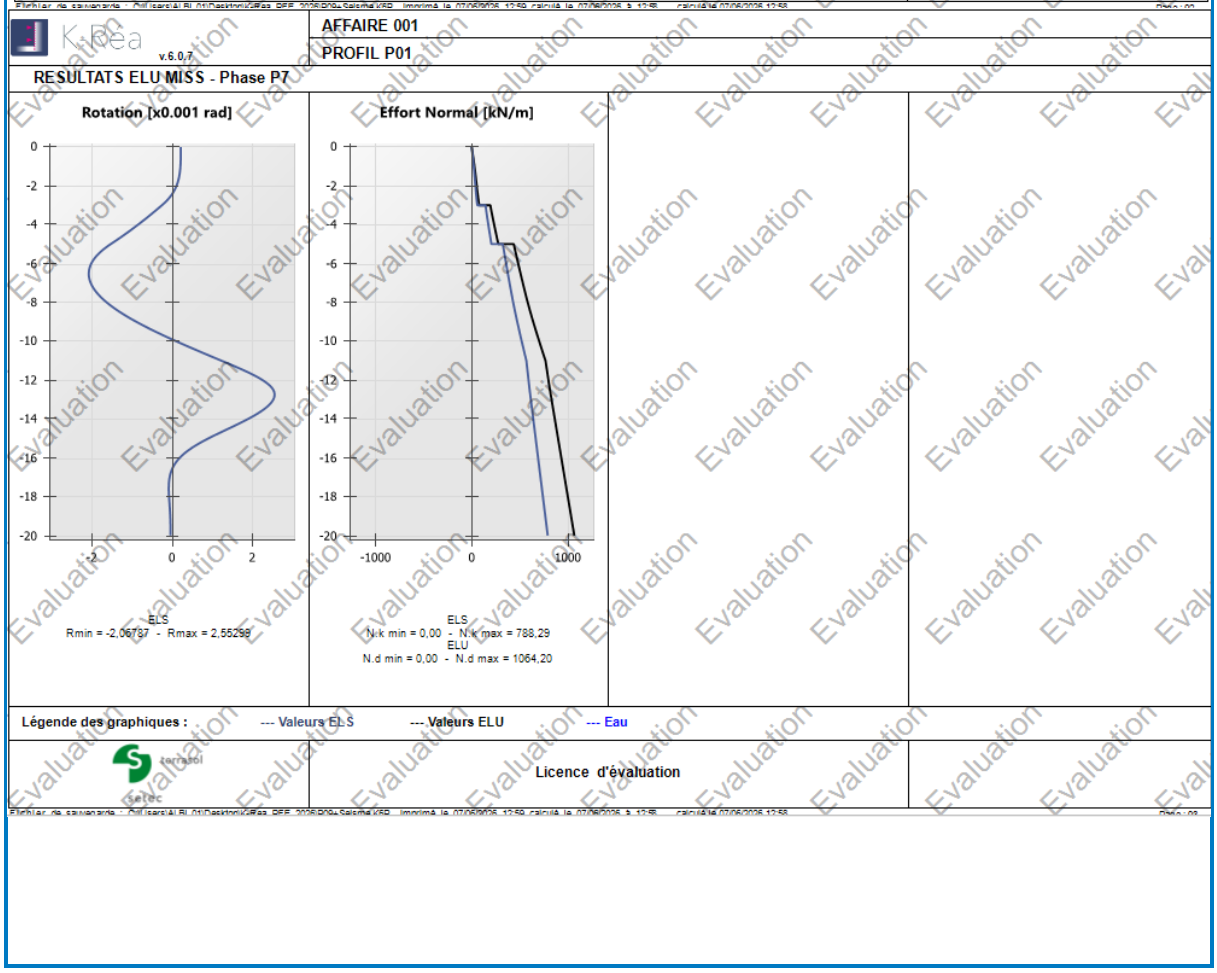

KaPa
Rea
v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P5
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -9,12 - Dmax = 0,06
ELS
M.k min = -516,87 - M.k max = 586,68
ELU
M.d min = -697,78 - M.d max = 792,02
ELS
V.k min = -587,02 - V.k max = 272,39
ELU
V.d min = -792,48 - V.d max = 367,73
ELS
P.k min = -466,76 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -466,76 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
terrasol
setec
Licence d'évaluation

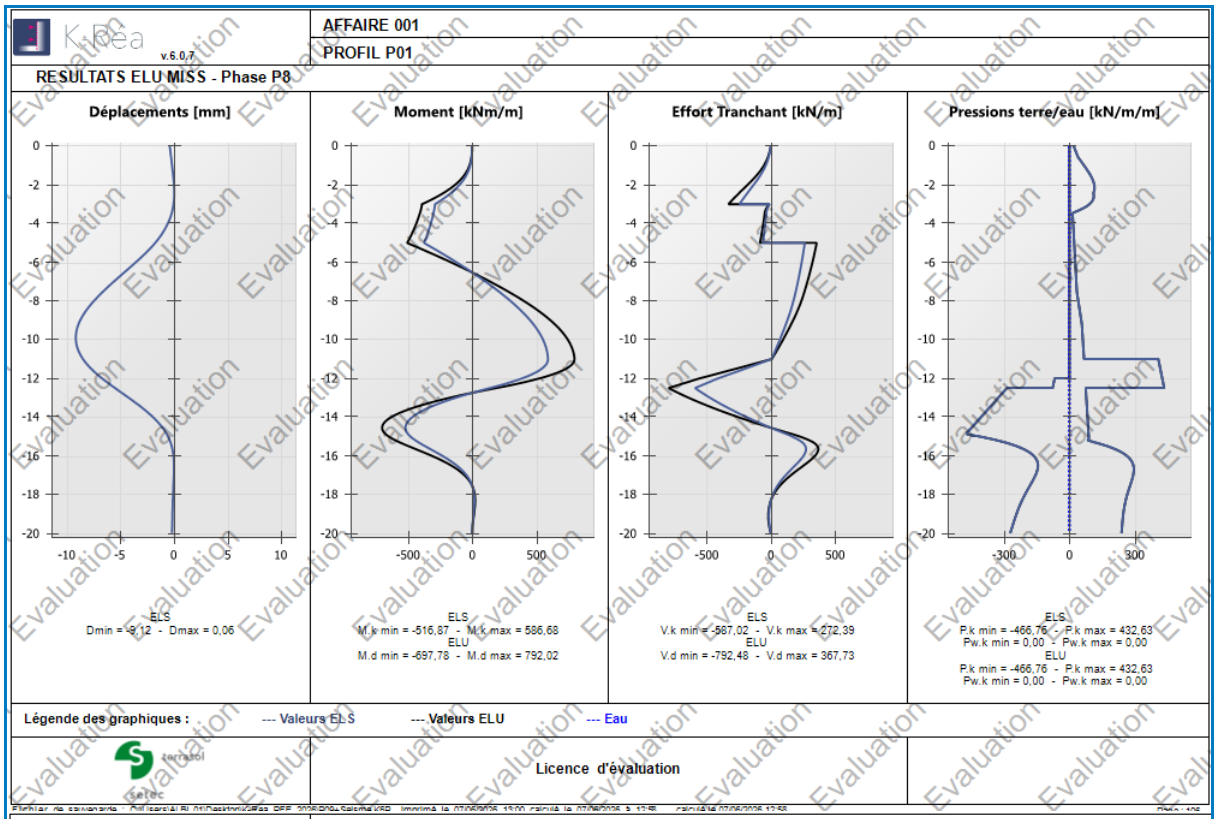

KaPa
Rea
v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P5
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -2,06737 - Rmax = 2,55299
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 681,52
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 920,06
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
terrasol
setec
Licence d'évaluation

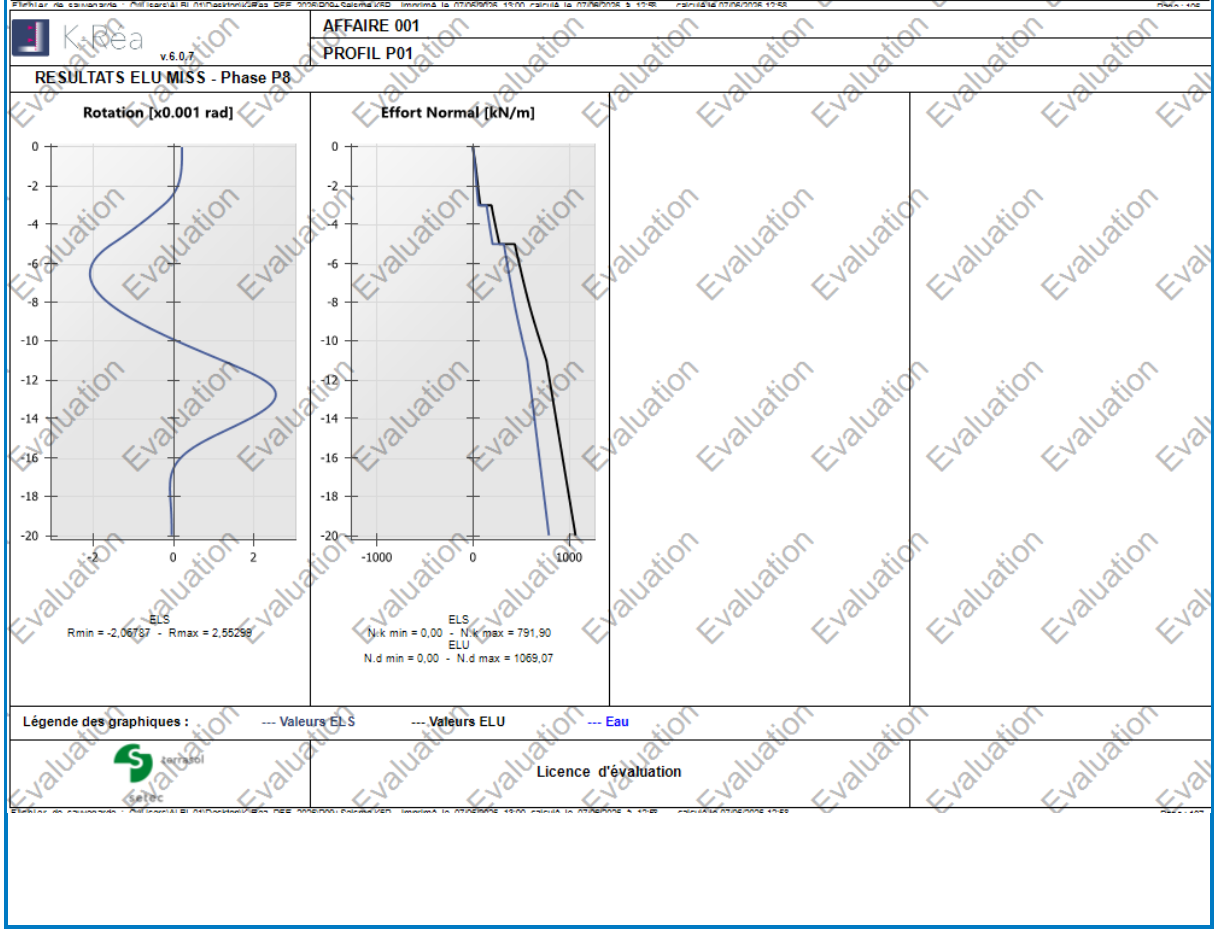

KPea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P6
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -9,12 - Dmax = 0,06
ELS
M.k min = -516,87 - M.k max = 586,68
ELU
M.d min = -697,78 - M.d max = 792,02
ELS
V.k min = -587,02 - V.k max = 272,39
ELU
V.d min = -792,48 - V.d max = 367,73
ELS
P.k min = -466,76 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -466,76 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation

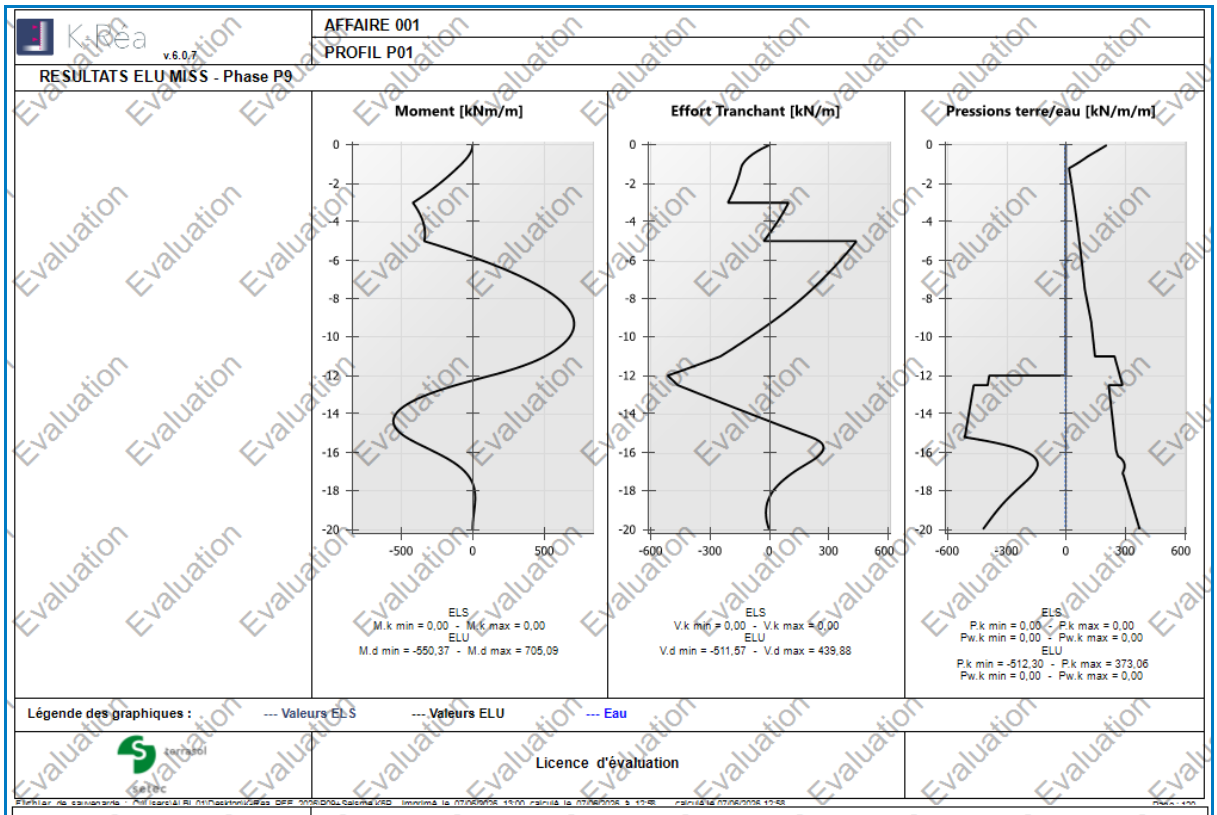

KPea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P6
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -2,06737 - Rmax = 2,55298
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 681,52
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 920,06
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation

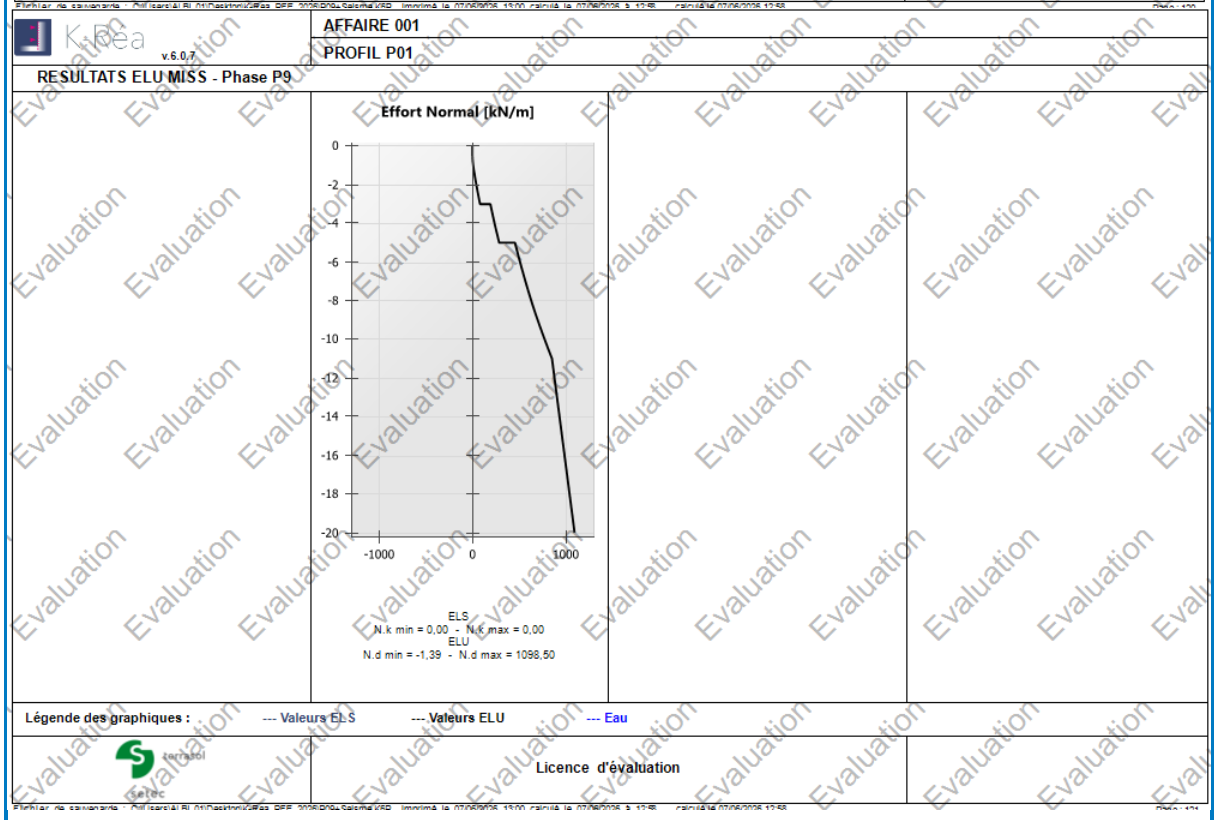

KaRea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P7
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -9,12 - Dmax = 0,06
ELS
M.k min = -516,87 - M.k max = 586,68
ELU
M.d min = -697,78 - M.d max = 792,02
ELS
V.k min = -587,02 - V.k max = 272,39
ELU
V.d min = -792,48 - V.d max = 367,73
ELS
P.k min = -466,76 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -466,76 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrabol
setec
Licence d'évaluation


KaRea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P7
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -2,06787 - Rmax = 2,55298
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 788,29
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 1064,20
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrabol
setec
Licence d'évaluation


v.6.0,7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P8
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -9,12 - Dmax = 0,06
ELS
M.k min = -516,87 - M.k max = 586,68
ELU
M.d min = -697,78 - M.d max = 792,02
ELS
V.k min = -567,02 - V.k max = 272,39
ELU
V.d min = -792,48 - V.d max = 367,73
ELS
P.k min = -466,76 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -466,76 - P.k max = 432,63
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation


v.6.0,7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P8
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -2,06787 - Rmax = 2,55298
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 791,90
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 1069,07
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation


K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P9
Moment [kNm/m]
ELS
M.k min = 0,00 - M.k max = 0,00
ELU
M.d min = -550,37 - M.d max = 705,09
Effort Tranchant [kN/m]
ELS
V.k min = 0,00 - V.k max = 0,00
ELU
V.d min = -511,57 - V.d max = 439,88
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
P.k min = 0,00 - P.k max = 0,00
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -512,30 - P.k max = 373,06
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation


K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 001
PROFIL P01
RESULTATS ELU MISS - Phase P9
Effort Normal [kN/m]
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 0,00
ELU
N.d min = -1,39 - N.d max = 1098,50
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 001

PROFIL P01

RESULTATS ELS et ELU (Synthèse)

PHASE	Type Vérif.	M,d max kNm/m	V,d max kN/m	Tirant 1 kN/m	Tirant 2 kN/m	Vérif. Def. Butée	Vérif. Equ. Vert. kN/m	Vérif. Kranz
P1	MEL	-410,39	-123,93	-	-	OK	704,42	-
P2	MISS	-135,17	210,83	337,50	-	OK	750,27	OK
P3	MISS	160,94	251,76	336,04	337,50	OK	854,30	OK
P4	MISS	184,02	313,11	335,38	339,83	OK	885,76	OK
P5	MISS	792,02	-792,48	336,68	468,02	OK	920,06	OK
P6	MISS	792,02	-792,48	336,68	468,02	OK	920,06	OK
P7	MISS	792,02	-792,48	336,68	468,02	OK	1064,20	OK
P8	MISS	792,02	-792,48	336,68	468,02	OK	1069,07	OK
P9	MISS	706,09	-511,57	-	-	OK	1098,50	OK
Extrema	-	792,02	-792,48	337,50	468,02	-	-	-

terrasol setec

Licence d'évaluation

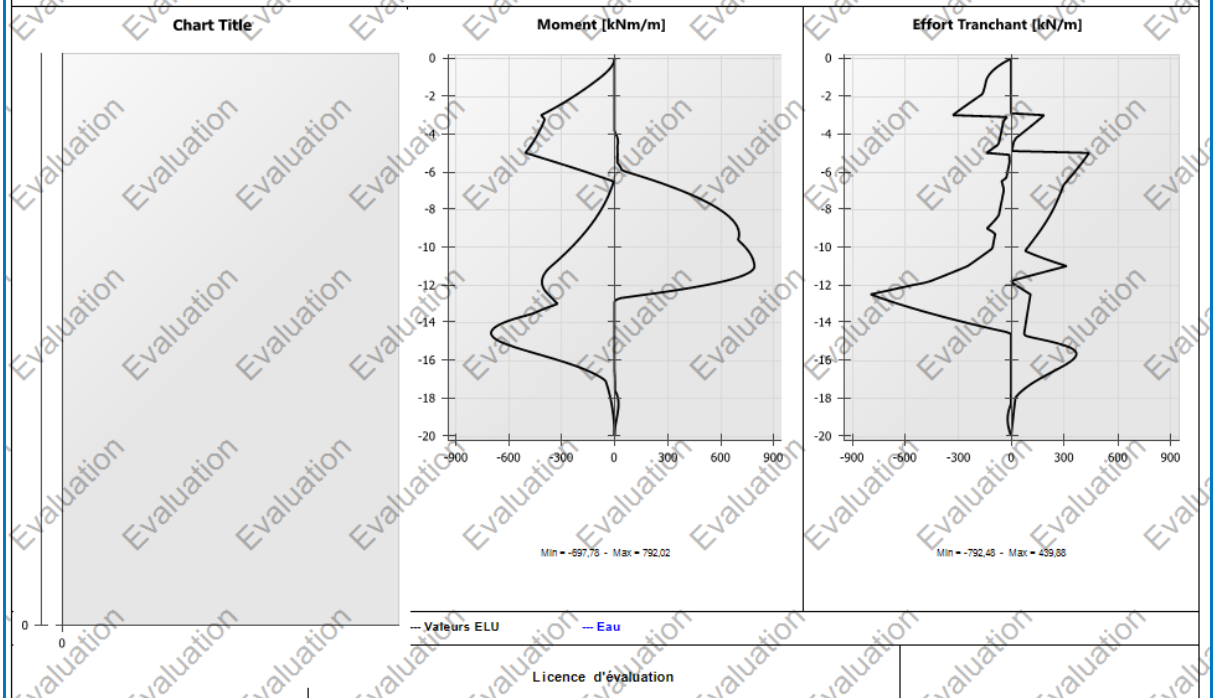
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seisme\K6P Imprimé le 07/06/2026 13:00 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58 Page : 135

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 001

PROFIL P01

RESULTATS ELS et ELU (Enveloppe phases P1 à P9)



terrasol setec

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seisme\K6P Imprimé le 07/06/2026 13:00 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58 Page : 136

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 001

PROFIL P01

Vérifications

Méthode de reference pour le recalcul de ka/kp γ Kensel

COEFFICIENTS PARTIELS 1 - Approche 2 (EC7 - NF P94-282)

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,35
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,35
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,35

Actions

Surcharges appliquée sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,11	1,11
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,35
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,11	1,50

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yφ')	1,00	1,00
Cohésion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,40	1,40
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,10	1,10
Résistance des appuis (Yanc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,10	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,35

COEFFICIENTS PARTIELS 2 - Unitaires

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,00
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,00
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,00

Actions

Surcharges appliquée sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,00	1,00
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,00
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,00	1,00

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yφ')	1,00	1,00
Cohésion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,00	1,00
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,00	1,00
Résistance des appuis (Yanc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,00	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,00

RESULTATS DES VERIFICATIONS

PHASE 1 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré en console (autostable).

La méthode D a été utilisée pour cette phase.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Verification du defaut de butee :

Verification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -3,00 m

Point de moment nul : zc = -9,53 m

Côte du pied de l'écran : zp = -20,00 m

t0 = z0 - zc = 0,53 m

f0 = z0 - zp = 17,00 m

fb / f0 = 31,978 (≥ 1,2)

Verification de la contre-butee :

Point de transition : zn = -3,27 m

Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 99,70 kN/m

Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 27538,68 kN/m

Facteur de mobilisation : α = 0,023

Cm,d ≥ Ct,d

Le defaut de butée est justifie pour cette phase.

Verification de l'equilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 675,00 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = 29,42 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 704,42 kN/m

Charge verticale ELU de 704,42 kN/m à transmettre en pied de l'écran.

Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 2 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

terrasol setec

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seismic\K6P imprimé le 07/06/2026 13:00 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58 Page : 143

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 001

PROFIL P01

Vérifications

Situation n° 2 : Nb de tirants : 2; Tref,d = 822,09 kN/m; Tdsb,d = 1204,54 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

terrasol setec

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P09+Seismic\K6P imprimé le 07/06/2026 13:00 calculé le 07/06/2026 à 12:58 calculé le 07/06/2026 12:58 Page : 147

PROFIL 02 :

KBPCa v.6.0.7

AFFAIRE 002

PROFIL P02

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m²	Niveau phréatique :	-45,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m³	Nombre d'itérations par phase de calcul :	100
Pas de calcul :	0,20 m	Prise en compte moments 2 ordre :	non
Définition du projet :	Cotes		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	dc [kN/m²/m]	k0	kaγ	kpγ	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m²/m]	dkh [kN/m²/m/m]	δa/φ	δp/φ	kaγ,min	Pmax [kN/m/m]
ALG	7,50	18,00	8,00	23,00	10,00	0,000	0,609	0,414	2,795	0,609	0,609	1,400	4,031	12536	0	0,333	-0,333	0,100	10000,00
AR/GR	3,00	20,00	10,00	30,00	50,00	0,000	0,500	0,282	3,932	0,500	0,500	1,238	4,985	509866	0	0,667	-0,330	0,100	10000,00
Passage	-0,42	18,00	8,00	22,00	5,00	0,000	0,625	0,397	3,356	0,625	0,625	1,486	5,020	10793	0	0,667	-1,000	0,100	10000,00
AR/GR	-1,42	20,00	10,00	30,00	50,00	0,000	0,500	0,282	3,939	0,500	0,500	1,238	4,998	509866	0	0,667	-0,333	0,100	10000,00
Passage	-4,42	18,00	8,00	22,00	5,00	0,000	0,625	0,397	3,356	0,625	0,625	1,486	5,020	10793	0	0,667	-1,000	0,100	10000,00
AR/GR	-5,42	20,00	10,00	30,00	50,00	0,000	0,500	0,282	3,939	0,500	0,500	1,238	4,998	509866	0	0,667	-0,333	0,100	10000,00
Passage	-19,42	18,00	8,00	5,00	22,00	0,000	0,913	1,000	1,000	0,913	0,913	2,193	2,936	9205	0	0,667	-1,000	0,100	10000,00
AR/GR	-20,42	20,00	10,00	30,00	50,00	0,000	0,500	0,282	3,939	0,500	0,500	1,238	4,998	509866	0	0,667	-0,333	0,100	10000,00

Valeurs de calcul des paramètres de la loi de comportement

Couche	Comportement	MISS φ,d [°]	MISS c,d [kN/m²]	MISS dc,d [kN/m²/m]	MISS kaγ,d	MISS kpγ,d	MISS kac,d	MISS kpc,d	MEL φ,d [°]	MEL c,d [kN/m²]	MEL dc,d [kN/m²/m]	MEL kaγ,d	MEL kpγ,d	MEL kac,d	MEL kpc,d
ALG	Drainé	23,00	10,00	0,000	0,414	2,795	1,400	4,031	23,00	10,00	0,000	0,414	2,795	1,400	4,031
AR/GR	Drainé	30,00	50,00	0,000	0,282	3,932	1,238	4,985	30,00	50,00	0,000	0,282	3,932	1,238	4,985
Passage	Drainé	22,00	5,00	0,000	0,397	3,356	1,486	5,020	22,00	5,00	0,000	0,397	3,356	1,486	5,020
AR/GR	Drainé	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998
Passage	Drainé	22,00	5,00	0,000	0,397	3,356	1,486	5,020	22,00	5,00	0,000	0,397	3,356	1,486	5,020
AR/GR	Drainé	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998
Passage	Drainé	5,00	22,00	0,000	1,000	1,000	2,193	2,936	5,00	22,00	0,000	1,000	1,000	2,193	2,936
AR/GR	Drainé	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALSI_01\Desktop\K-Réa PFE 2026\P07+seismeK6P Imprimé le 07/06/2026 15:30 calculé le 07/06/2026 à 15:30 calculé le 07/06/2026 15:30 Page : 1

KBPCa v.6.0.7

AFFAIRE 002

PROFIL P02

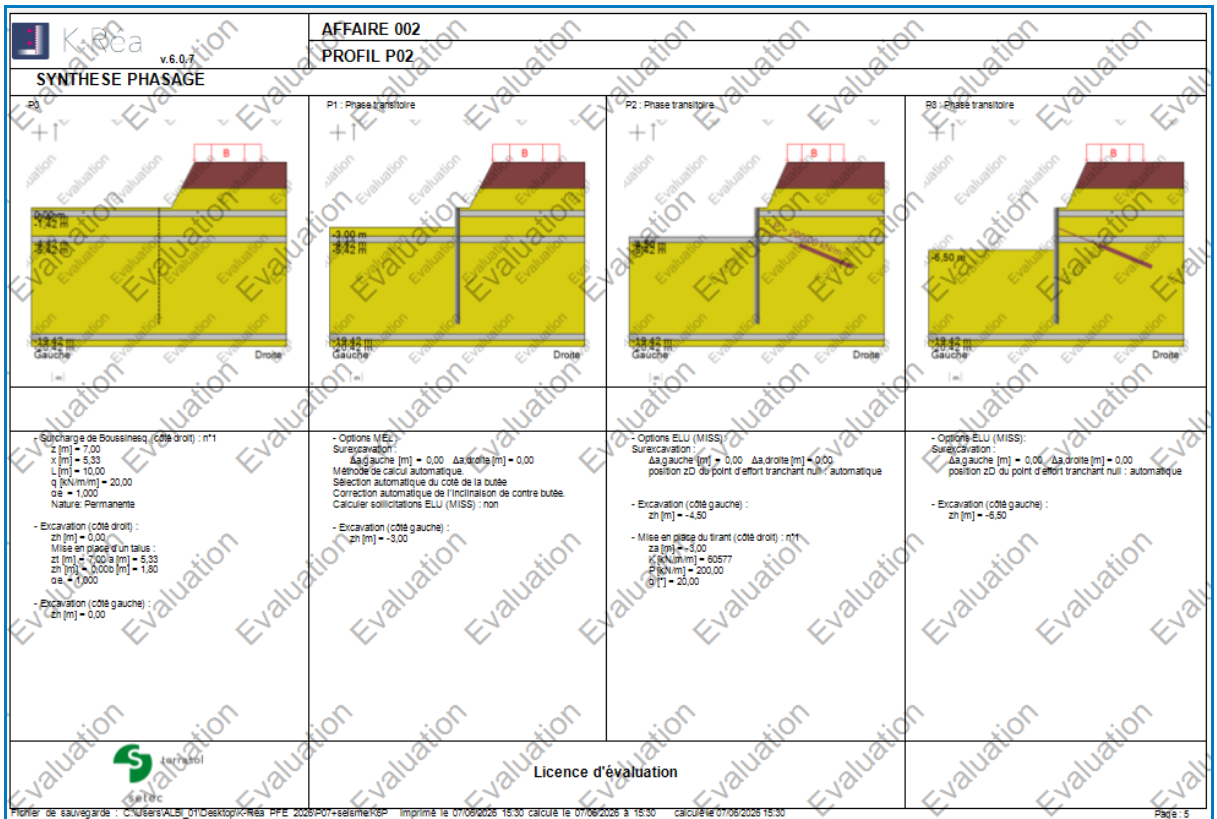
DONNEES

TIRANT	Phase	za [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]	Lu [m]	Ls [m]
1	P2	-3,00	60577	200,00	20,00	13,00	10,00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Phase	Côté	z [m]	x [m]	L [m]	αe	q [kN/m/m]	Nature
1	P0	Droite	7,00	5,33	10,00	1,000	20,00	Permanente
2	P6	Gauche	-12,00	0,50	15,00	0,000	20,00	Permanente

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALSI_01\Desktop\K-Réa PFE 2026\P07+seismeK6P Imprimé le 07/06/2026 15:30 calculé le 07/06/2026 à 15:30 calculé le 07/06/2026 15:30 Page : 2



K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 002

PROFIL P02

SYNTHESE PHASAGE

P0

P1 : Phase transitoire

P2 : Phase transitoire

P3 : Phase transitoire

- Surcharge de Boussinesq (côté droit) : n°1
  z [m] = 7,00
  x [m] = 5,33
  L [m] = 10,00
  q [kN/m/m] = 20,00
  qe = 1,000
  Nature: Permanente

- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = 0,00
  Mise en place d'un talus :
  zt [m] = 7,00 à [m] = 5,33
  zh [m] = 0,000 [m] = 1,80
  qe = 1,000

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = 0,00

- Options MEL :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  Méthode de calcul automatique.
  Sélection automatique du coté de la butée
  Correction automatique de l'inclinaison de contre butée.
  Calculer sollicitations ELU (MISS) : non

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -3,00

- Options ELU (MISS) :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -4,50

- Mise en place du tirant (côté droit) : n°1
  za [m] = -3,00
  K [kN/m/m] = 60577
  F [kN/m] = 200,00
  α [°] = 20,00

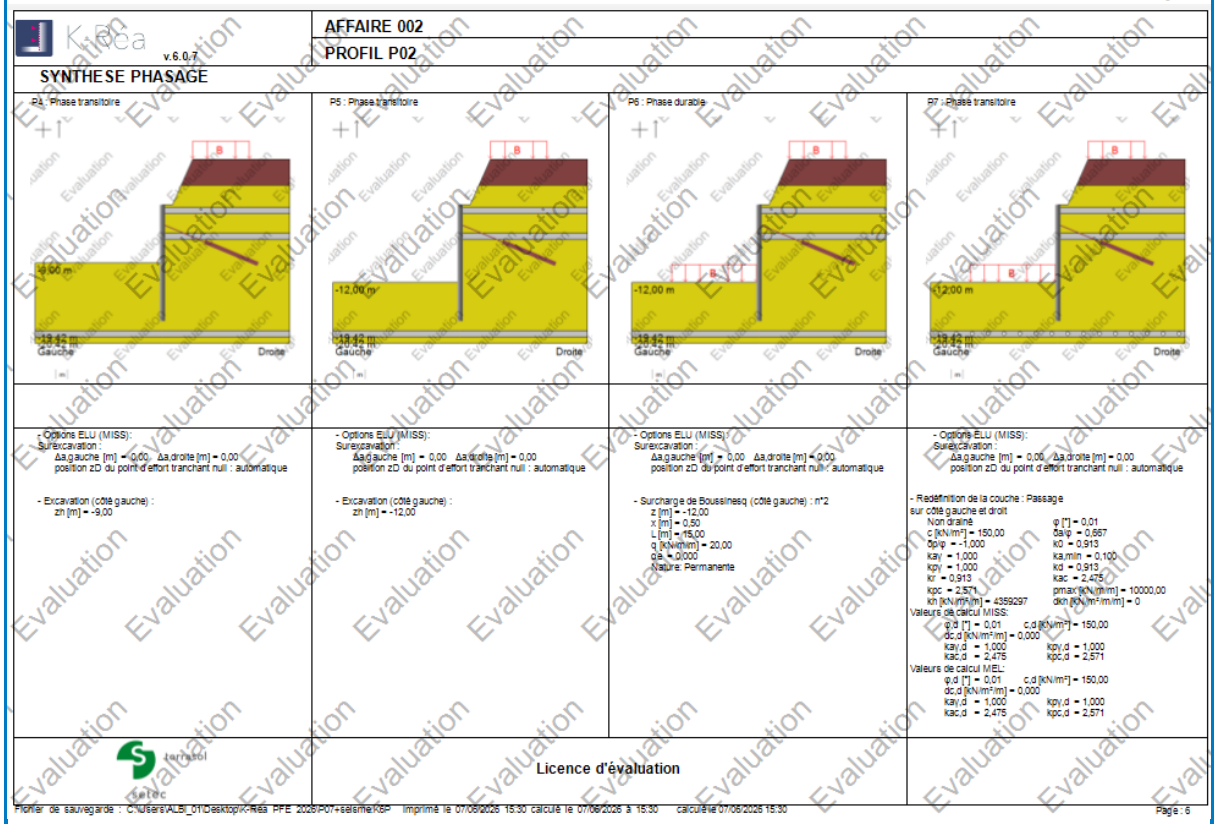
- Options ELU (MISS) :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -6,50

terrasol

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALSI_01\Desktop\K-Rea PFE 2025\P07+seismeKSP Imprimé le 07/06/2025 15:30 calculé le 07/06/2025 15:30 calculé le 07/06/2025 15:30 Page : 5



K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 002

PROFIL P02

SYNTHESE PHASAGE

P4 : Phase transitoire

P5 : Phase transitoire

P6 : Phase durable

P7 : Phase transitoire

- Options ELU (MISS) :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -9,00

- Options ELU (MISS) :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -12,00

- Options ELU (MISS) :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Surcharge de Boussinesq (côté gauche) : n°2
  z [m] = -12,00
  x [m] = 0,50
  L [m] = 15,00
  q [kN/m/m] = 20,00
  qe = 0,000
  Nature: Permanente

- Options ELU (MISS) :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Redéfinition de la couche : Passage sur côté gauche et droit
  Non drainé
  c [kN/m²] = 150,00 φ [°] = 0,01
  δp/φ = -1,000 δa/φ = 0,667
  kpγ = 1,000 k0 = 0,913
  kpγ = 1,000 ka,min = 0,100
  kr = 0,913 kd = 0,913
  kpc = 2,571 kac = 2,475
  kh [kN/m³/m] = 4359297 pmax [kN/m/m] = 10000,00
  dkh [kN/m²/m/m] = 0
  Valeurs de calcul MISS:
  φ,d [°] = 0,01 c,d [kN/m²] = 150,00
  dc,d [kN/m²/m] = 0,000
  kaγ,d = 1,000 kpγ,d = 1,000
  kac,d = 2,475 kpc,d = 2,571
  Valeurs de calcul MEL:
  φ,d [°] = 0,01 c,d [kN/m²] = 150,00
  dc,d [kN/m²/m] = 0,000
  kaγ,d = 1,000 kpγ,d = 1,000
  kac,d = 2,475 kpc,d = 2,571

terrasol

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALSI_01\Desktop\K-Rea PFE 2025\P07+seismeKSP Imprimé le 07/06/2025 15:30 calculé le 07/06/2025 à 15:30 calculé le 07/06/2025 15:30 Page : 6

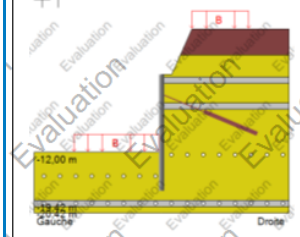
Kteca v.6.0.7

AFFAIRE 002

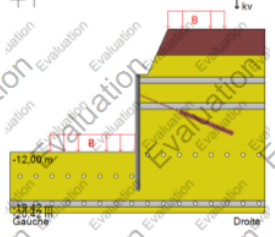
PROFIL P02

SYNTHESE PHASAGE

P8 : Phase transitoire



P9 : Phase transitoire



- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Redéfinition de la couche : AR/GR
sur côté gauche et droit
Non drainé φ [°] = 0,01
c [kN/m²] = 200,00 δa/φ = 0,667
δp/φ = -0,333 k0 = 0,500
kay = 1,000 ka,min = 0,100
kpy = 1,000 kd = 0,500
kr = 0,500 kac = 2,475
kpc = 2,283 pmax [kN/m/m] = 10000,00
kh [kN/m²/m/m] = 4359297 dkh [kN/m²/m/m] = 0
Valeurs de calcul MISS:
φ,d [°] = 0,01 c,d [kN/m²] = 150,00
dc,d [kN/m²/m] = 0,000
kay,d = 1,000 kpy,d = 1,000
kac,d = 2,475 kpc,d = 2,571
Valeurs de calcul MEL:
φ,d [°] = 0,01 c,d [kN/m²] = 150,00
dc,d [kN/m²/m] = 0,000
kay,d = 1,000 kpy,d = 1,000
kac,d = 2,475 kpc,d = 2,571

- Séisme :
kv = 0,06 kh = -0,25 XP = 1,00
Définition en mode automatique (non
ALS
γ [kN/m³] = 20,00
γd [kN/m³] = 16,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
AR/GR
γ [kN/m³] = 21,50
γd [kN/m³] = 19,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
Passage
γ [kN/m³] = 20,00
γd [kN/m³] = 16,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
AR/GR
γ [kN/m³] = 21,50
γd [kN/m³] = 19,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
Passage
γ [kN/m³] = 20,00
γd [kN/m³] = 16,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé

AR/GR - GaucheEtDroite
γ [kN/m³] = 21,50
γd [kN/m³] = 19,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
Passage - GaucheEtDroite
γ [kN/m³] = 20,00
γd [kN/m³] = 16,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé
AR/GR
γ [kN/m³] = 21,50
γd [kN/m³] = 19,00
Cp Hyd Gauche : Fermé
Cp Hyd Droite : Fermé

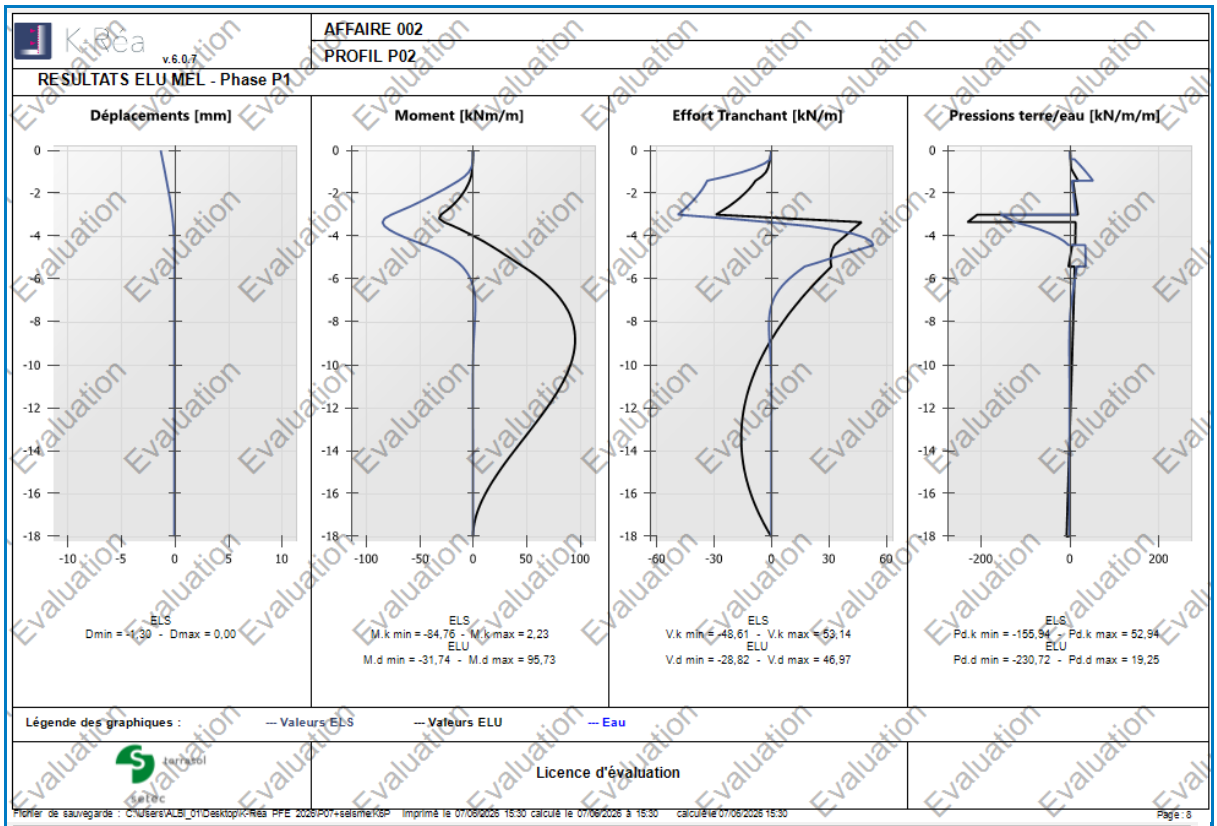
- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

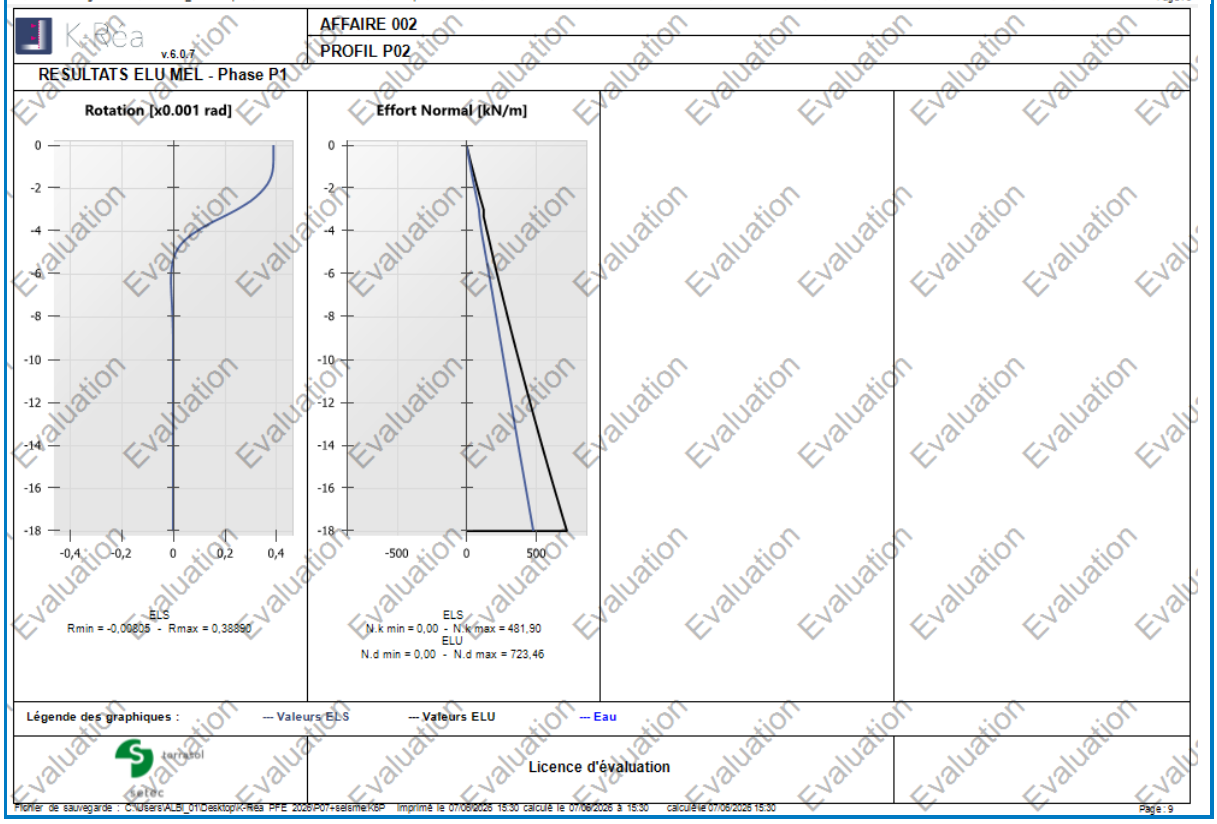
- Changement de coefficients partiels : Unitaires

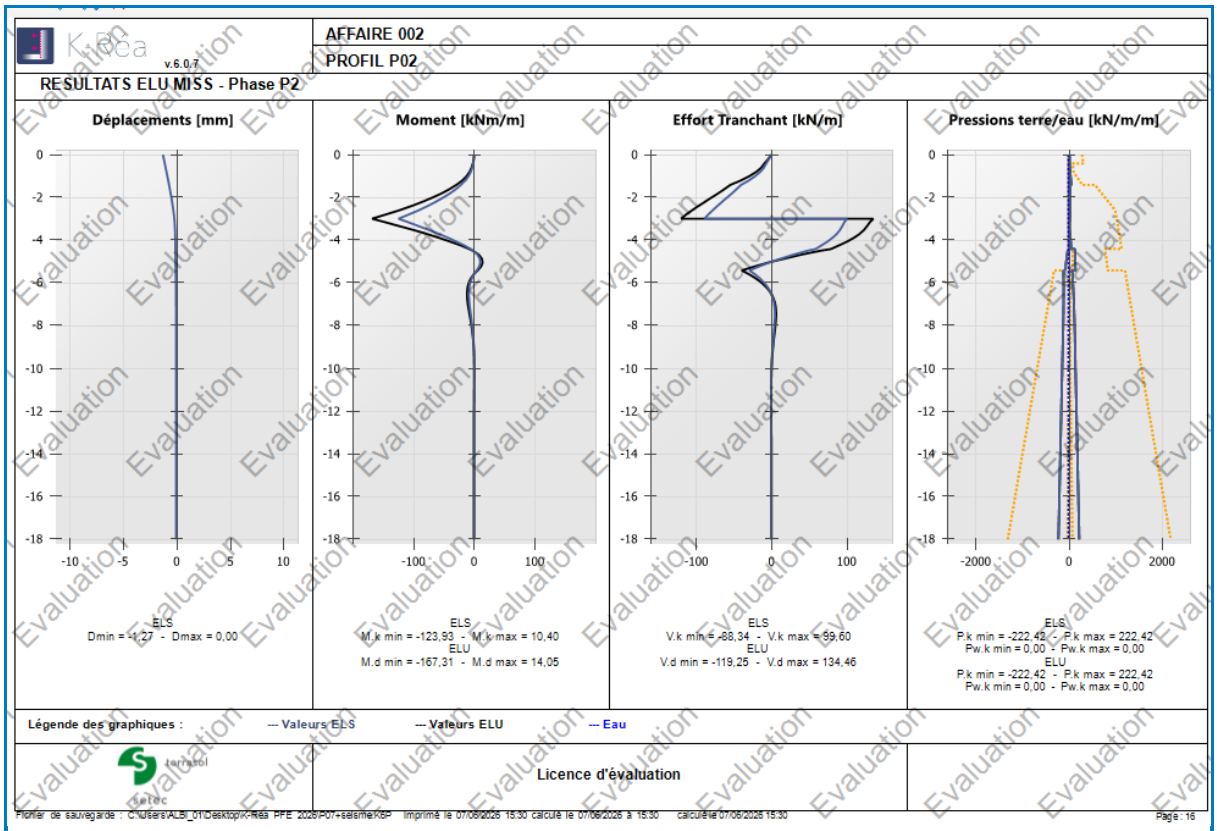
terrasol
Setec

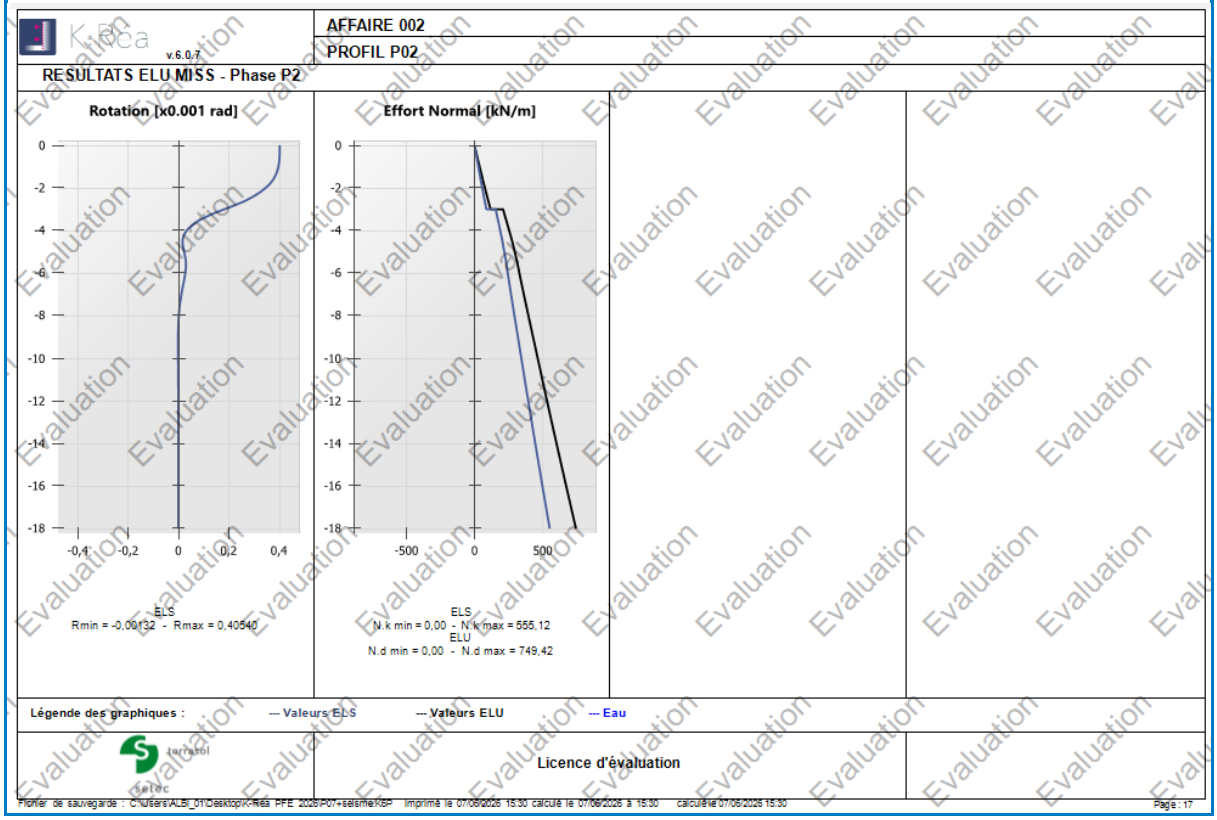
Licence d'évaluation

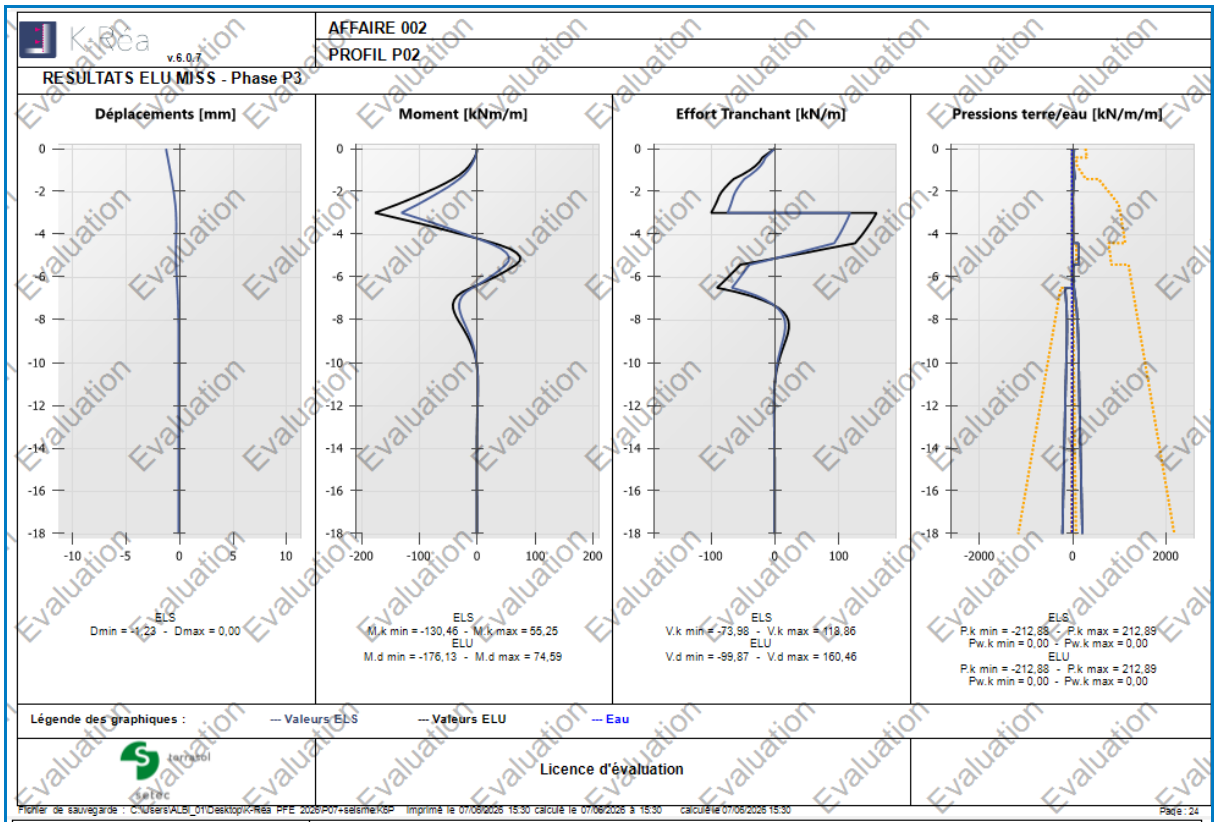
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALSI_01\Desktop\K-Réa PFE 2026\P07+seismeK6P Imprimé le 07/06/2026 15:30 calculé le 07/06/2026 à 15:30 calculé le 07/06/2026 15:30 Page : 7

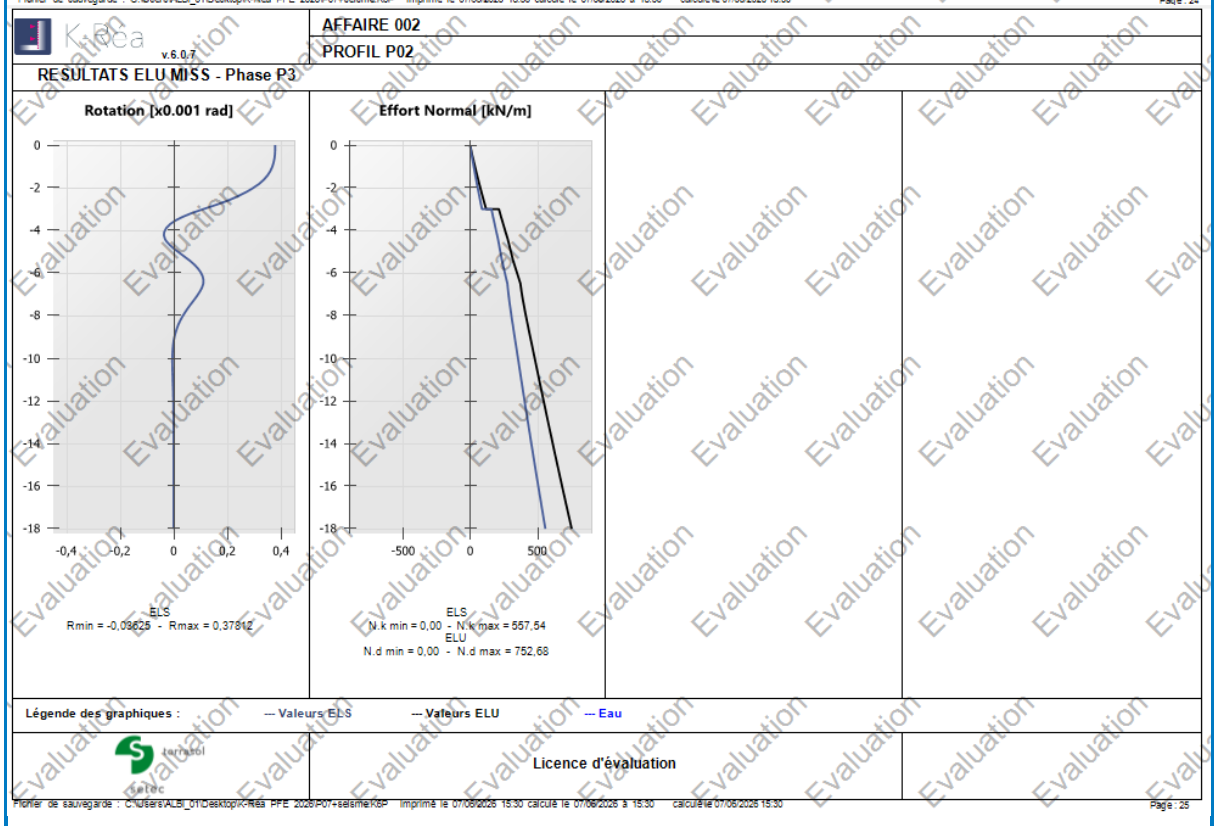

v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MEL - Phase P1
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -1,30 - Dmax = 0,00
ELS
M.k min = -84,76 - M.k max = 2,23
ELU
M.d min = -31,74 - M.d max = 95,73
ELS
V.k min = -48,61 - V.k max = 53,14
ELU
V.d min = -28,82 - V.d max = 46,97
ELS
Pd.k min = -155,94 - Pd.k max = 52,94
ELU
Pd.d min = -230,72 - Pd.d max = 19,25
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 8

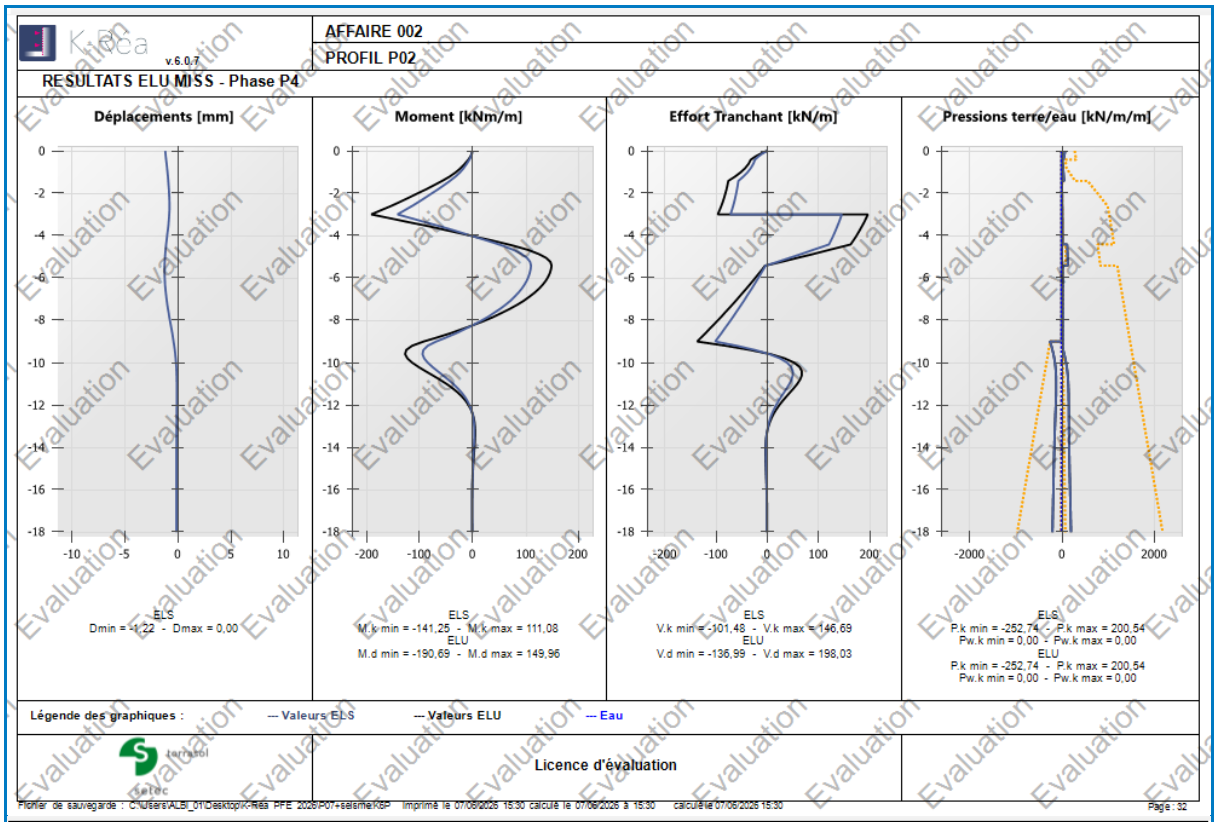

v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MEL - Phase P1
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,00805 - Rmax = 0,38890
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 481,90
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 723,46
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 9

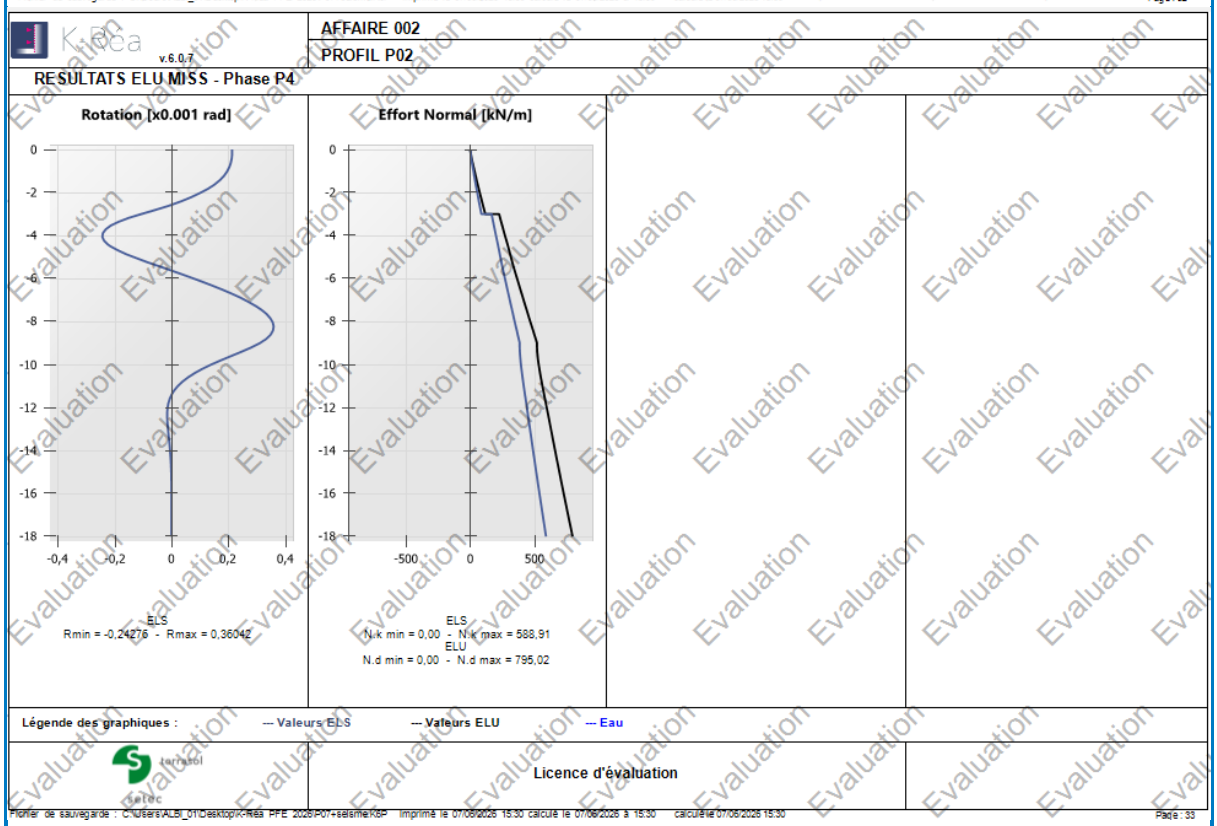

v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P2
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -1,27 - Dmax = 0,00
ELS
M.k min = -123,93 - M.k max = 10,40
ELU
M.d min = -167,31 - M.d max = 14,05
ELS
V.k min = -88,34 - V.k max = 99,60
ELU
V.d min = -119,25 - V.d max = 134,46
ELS
P.k min = -222,42 - P.k max = 222,42
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -222,42 - P.k max = 222,42
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 16

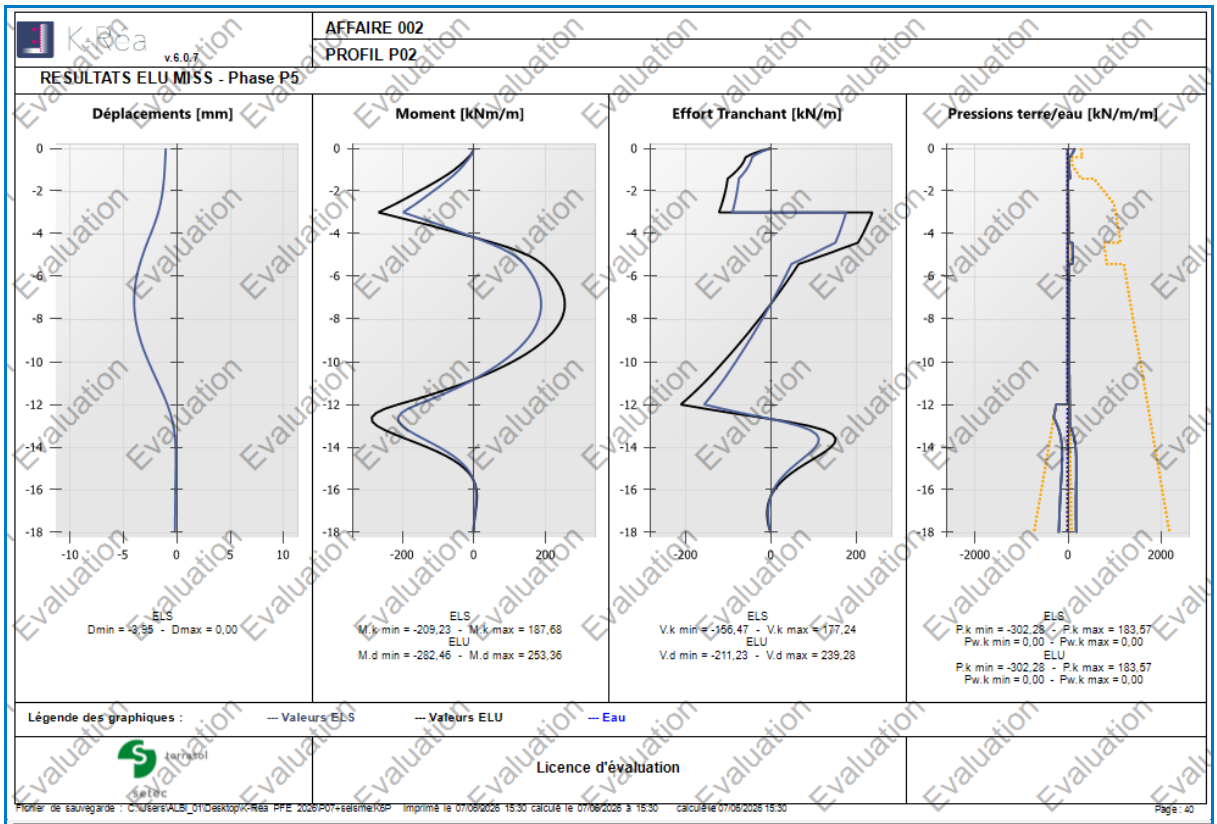

v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P2
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,00132 - Rmax = 0,40540
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 555,12
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 749,42
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 17

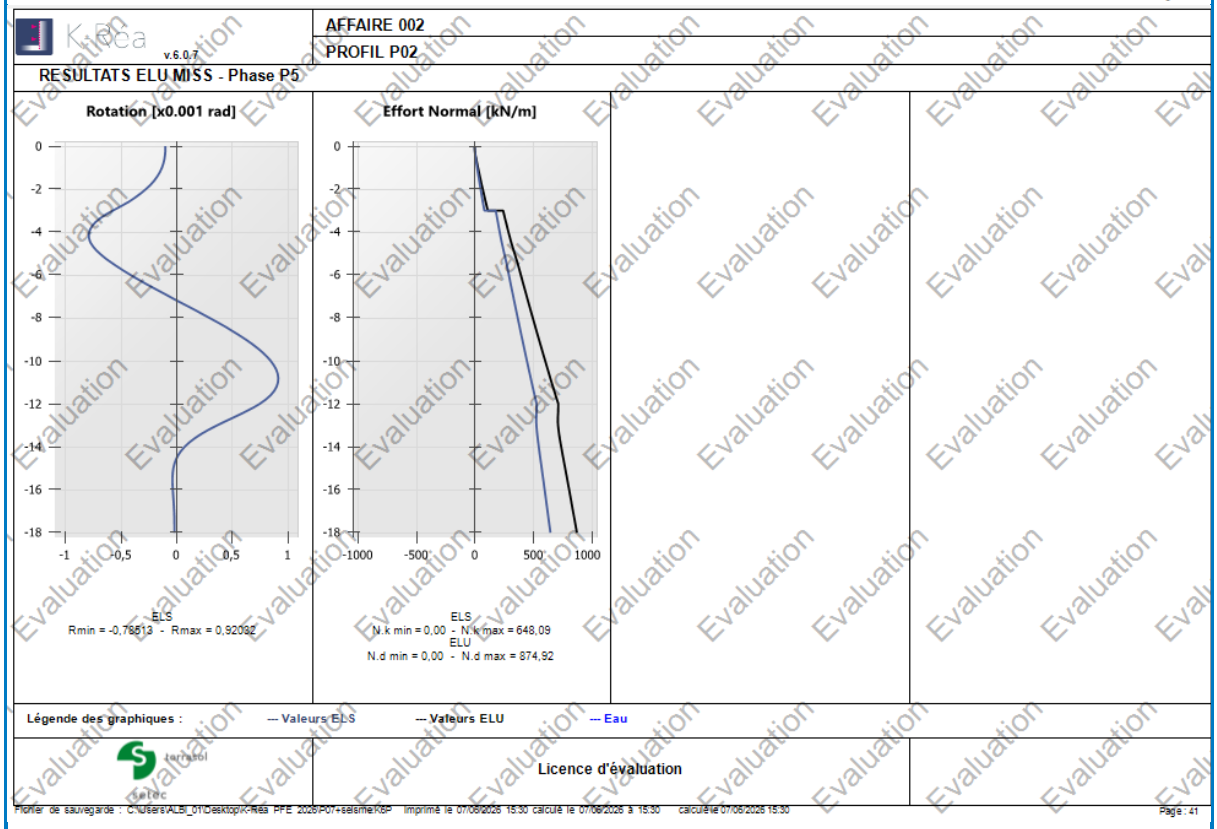

v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P3
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -1,23 - Dmax = 0,00
ELS
M.k min = -130,46 - M.k max = 55,25
ELU
M.d min = -176,13 - M.d max = 74,59
ELS
V.k min = -73,98 - V.k max = 118,86
ELU
V.d min = -99,87 - V.d max = 160,46
ELS
P.k min = -212,88 - P.k max = 212,89
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -212,88 - P.k max = 212,89
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALSI_01\Desktop\K-Réa PFE 2025\P07+seismeKSP Imprimé le 07/06/2025 15:30 calculé le 07/06/2025 à 15:30 calculé le 07/06/2025 15:30
Page : 24

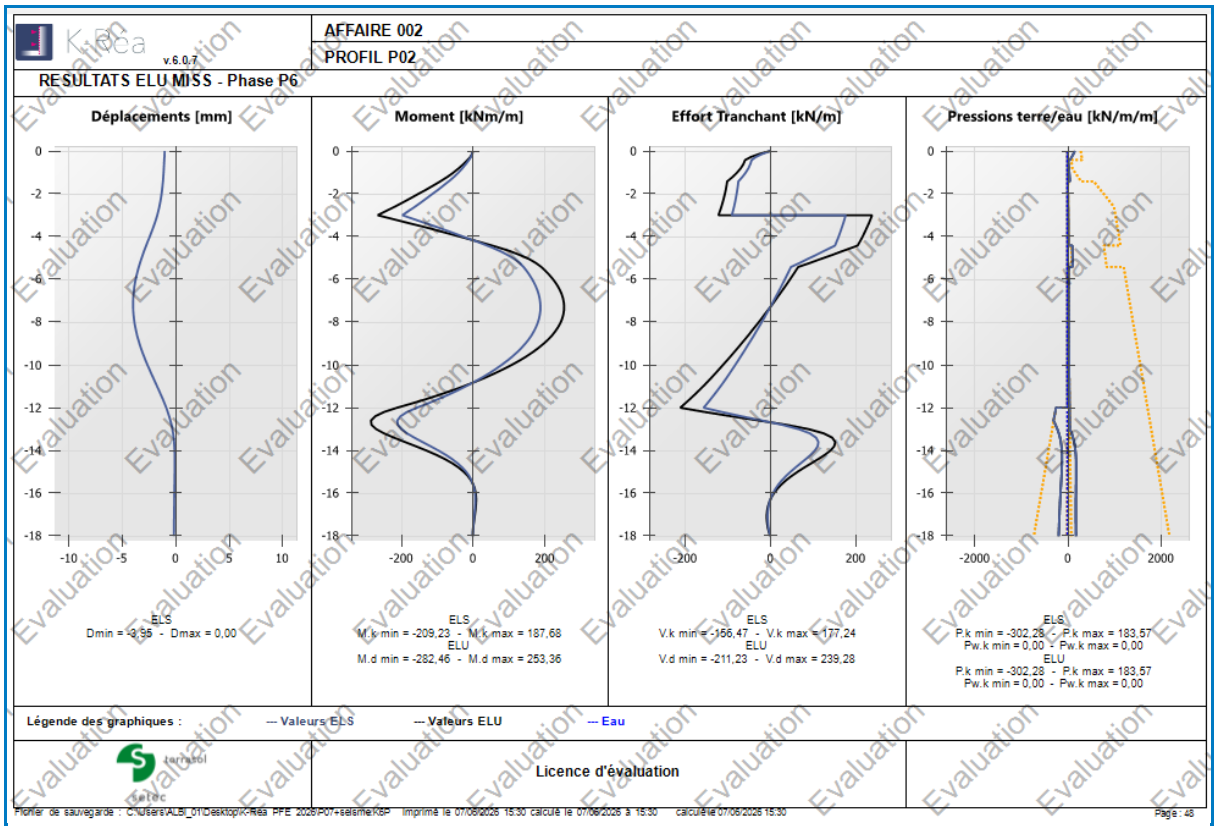

v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P3
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,09625 - Rmax = 0,37812
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 557,54
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 752,68
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALSI_01\Desktop\K-Réa PFE 2025\P07+seismeKSP Imprimé le 07/06/2025 15:30 calculé le 07/06/2025 à 15:30 calculé le 07/06/2025 15:30
Page : 25

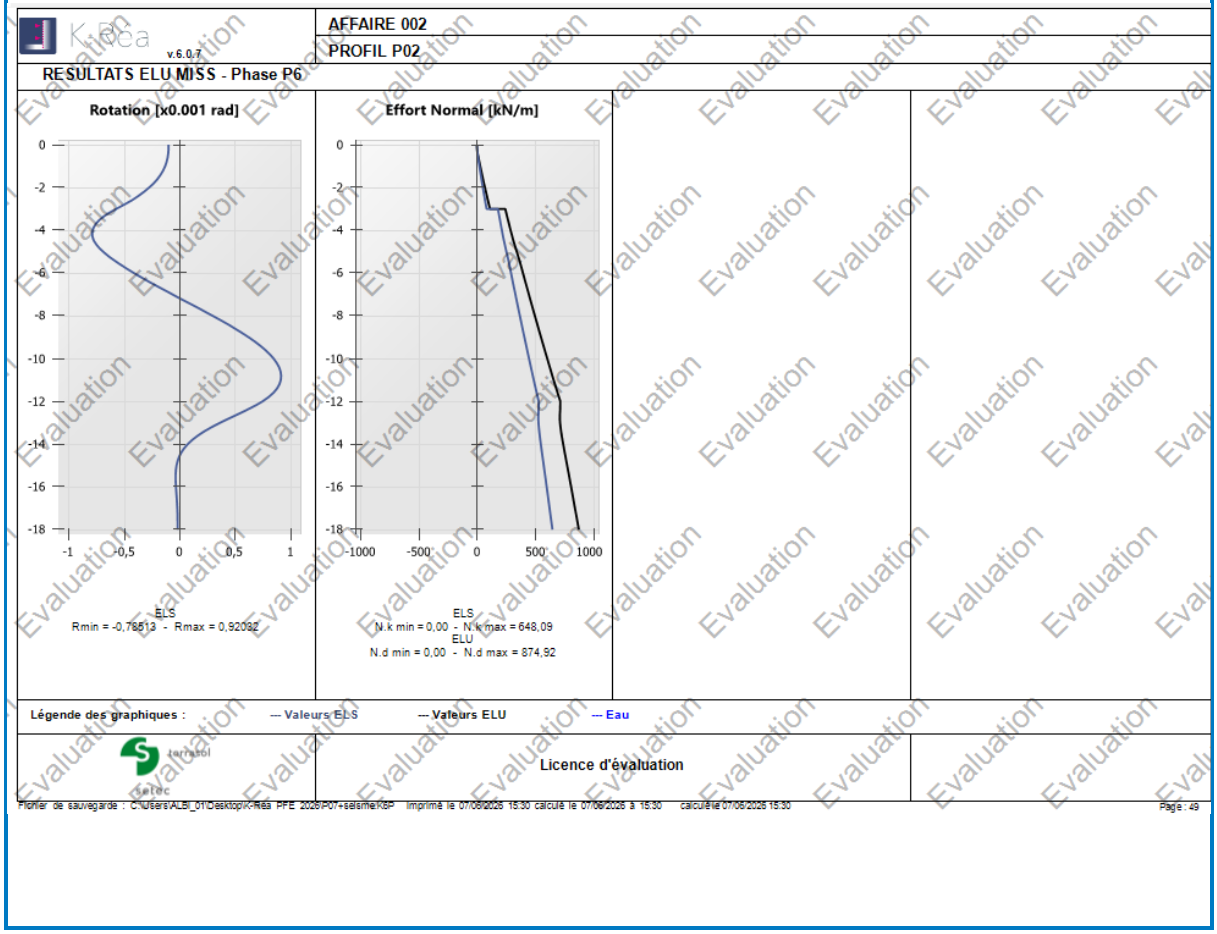

v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P4
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -1,22 - Dmax = 0,00
ELS
M.k min = -141,25 - M.k max = 111,08
ELU
M.d min = -190,69 - M.d max = 149,96
ELS
V.k min = -101,48 - V.k max = 146,69
ELU
V.d min = -136,99 - V.d max = 198,03
ELS
P.k min = -252,74 - P.k max = 200,54
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -252,74 - P.k max = 200,54
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 32

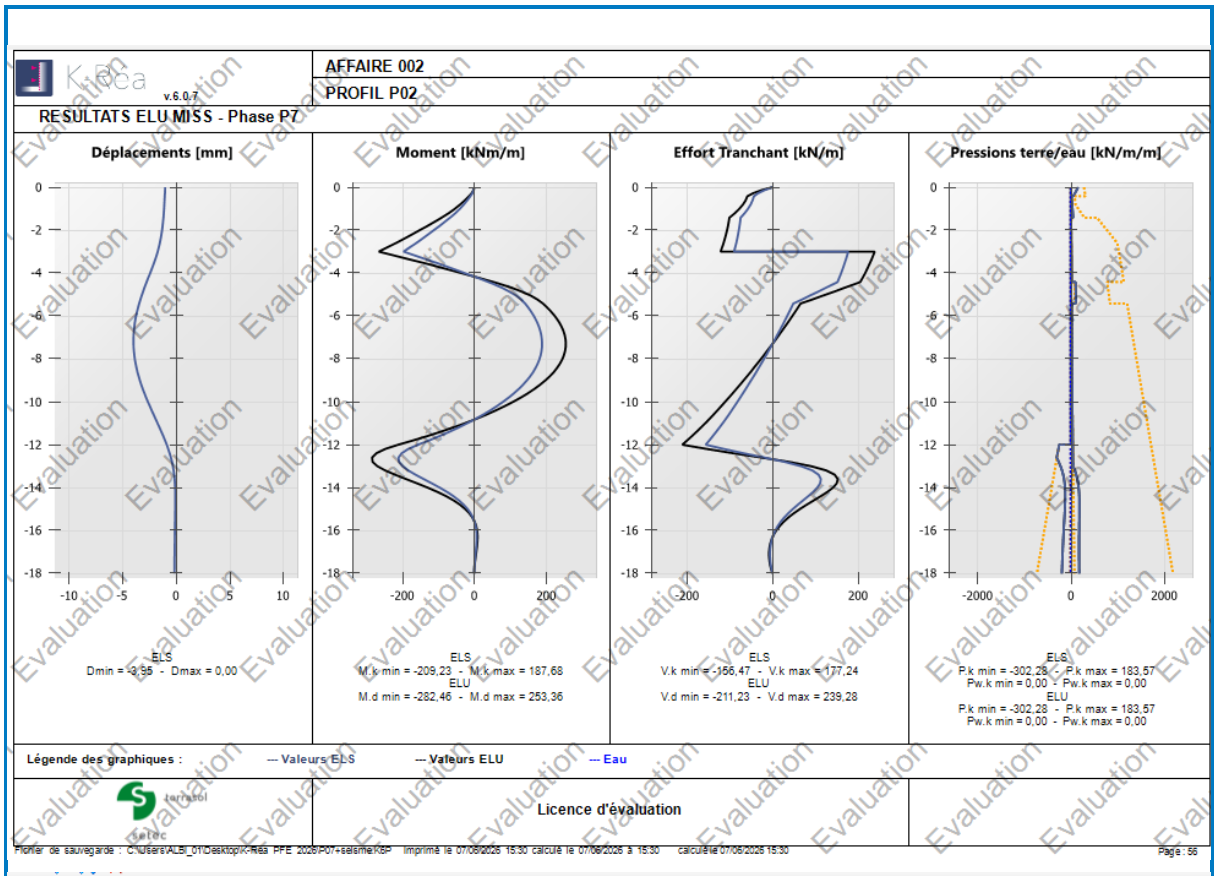

v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P4
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,24276 - Rmax = 0,36042
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 588,91
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 795,02
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 33

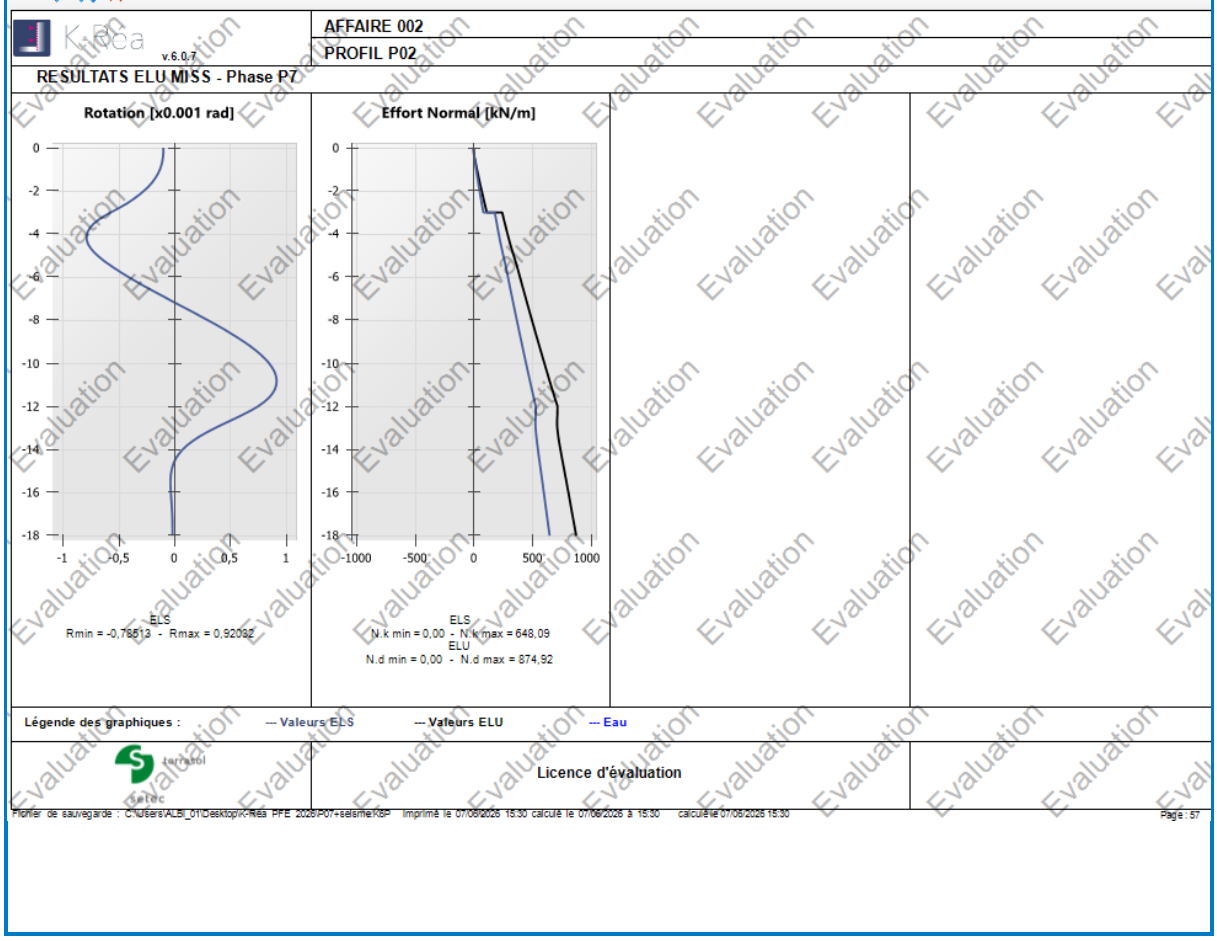

Kheoca v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P5
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -3,95 - Dmax = 0,00
ELS
M.k min = -209,23 - M.k max = 187,68
ELU
M.d min = -282,46 - M.d max = 253,36
ELS
V.k min = -156,47 - V.k max = 177,24
ELU
V.d min = -211,23 - V.d max = 239,28
ELS
P.k min = -302,28 - P.k max = 183,57
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -302,28 - P.k max = 183,57
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation
Page : 40

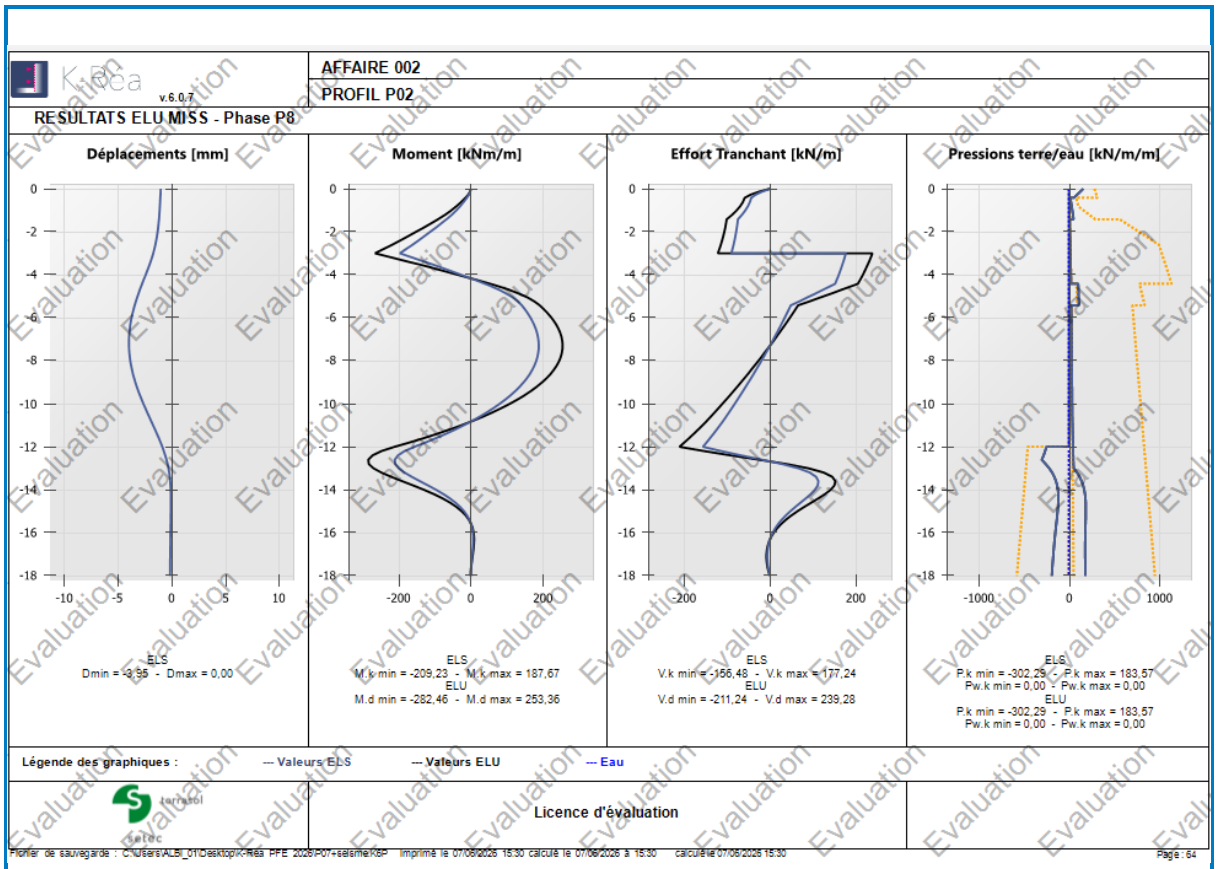

Kheoca v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P5
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,78513 - Rmax = 0,92092
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 648,09
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 874,92
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation
Page : 41

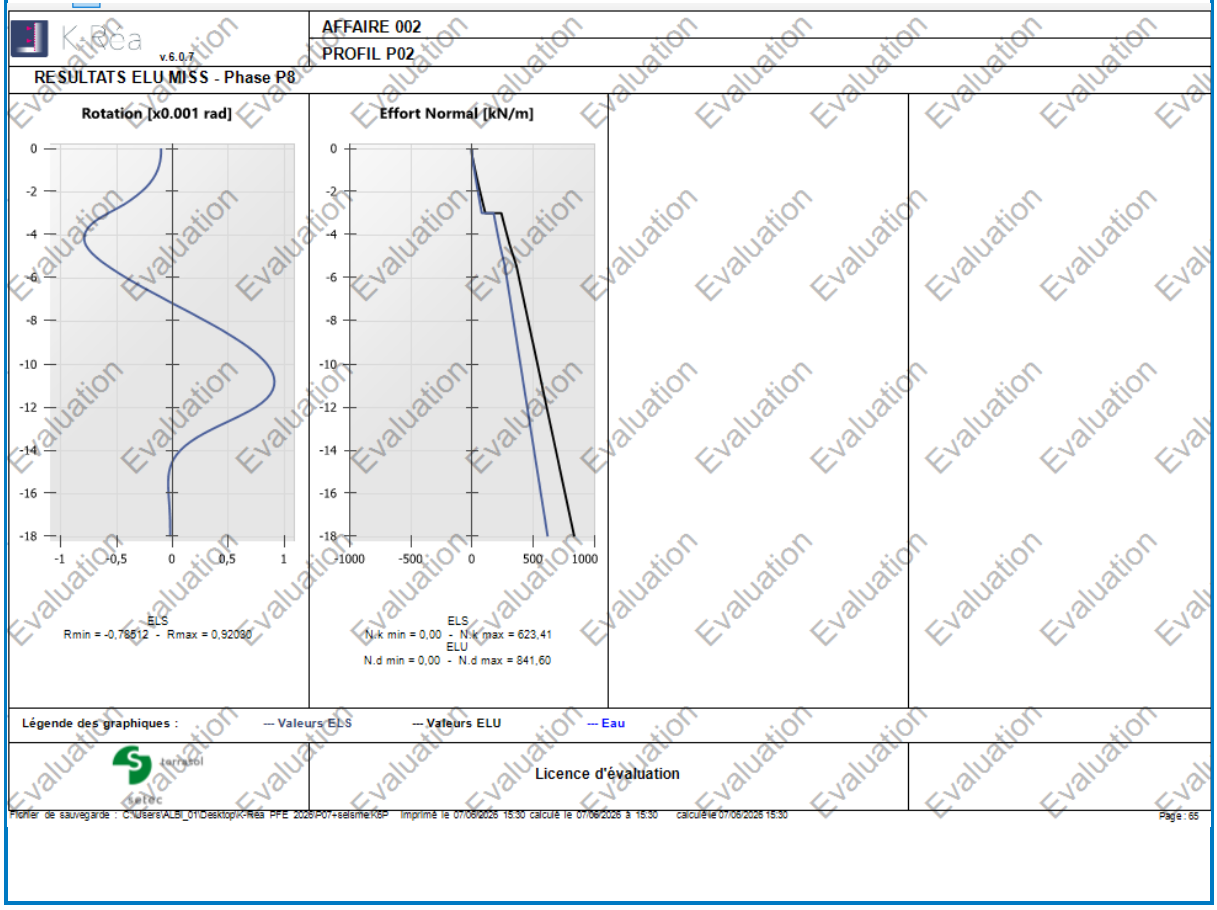

v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P6
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -3,95 - Dmax = 0,00
ELS
M.k min = -209,23 - M.k max = 187,68
ELU
M.d min = -282,46 - M.d max = 253,36
ELS
V.k min = -156,47 - V.k max = 177,24
ELU
V.d min = -211,23 - V.d max = 239,28
ELS
P.k min = -302,28 - P.k max = 183,57
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -302,28 - P.k max = 183,57
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 48

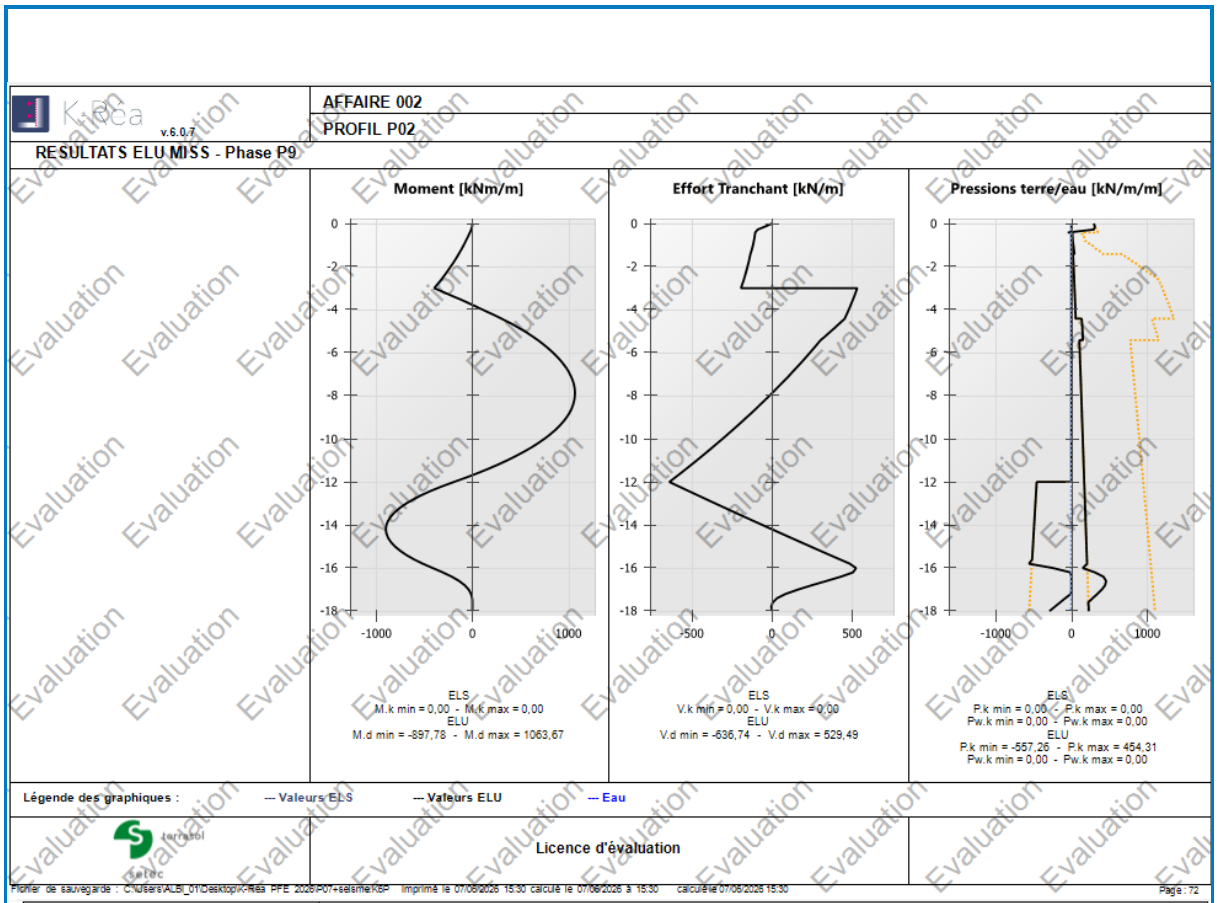

v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P6
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,78513 - Rmax = 0,92092
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 648,09
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 874,92
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 49

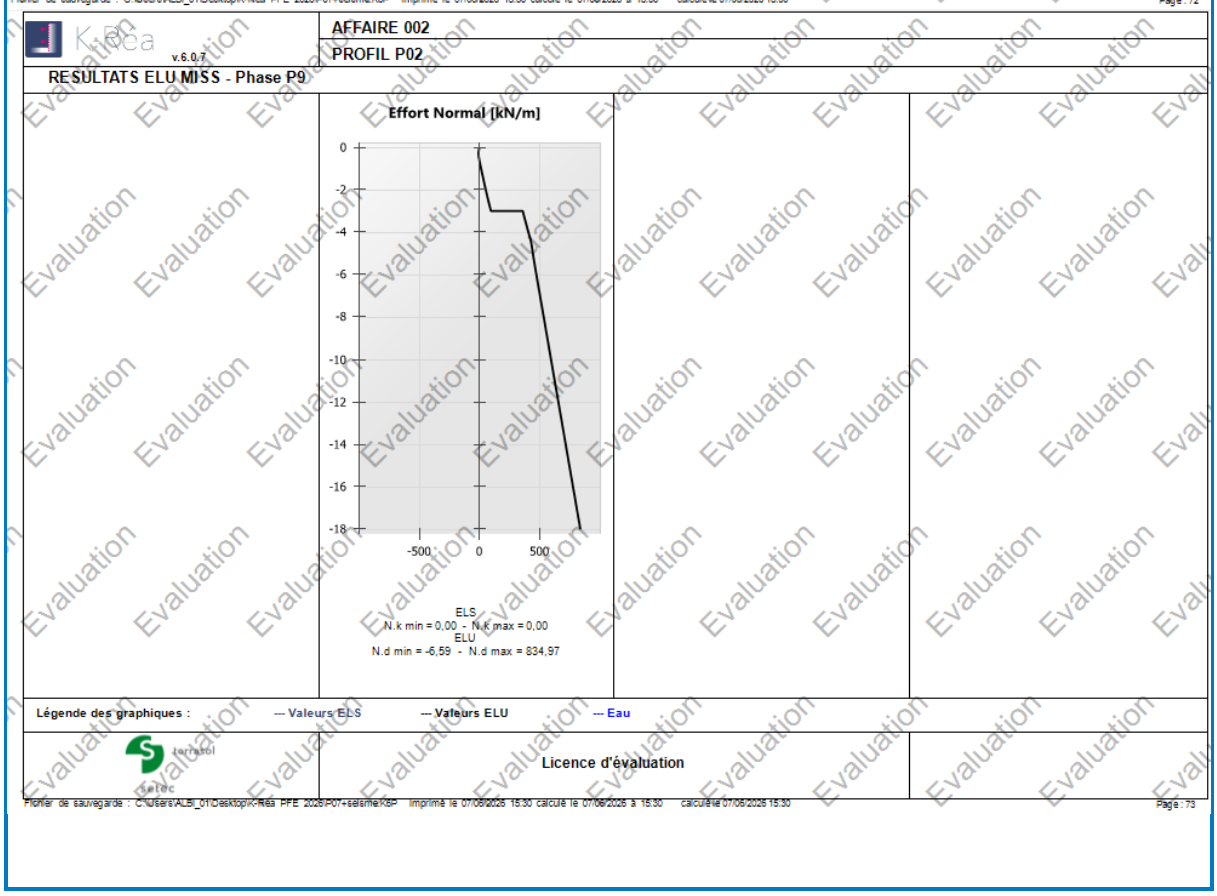

v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P7
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -3,95 - Dmax = 0,00
ELS
M.k min = -209,23 - M.k max = 187,68
ELU
M.d min = -282,46 - M.d max = 253,36
ELS
V.k min = -156,47 - V.k max = 177,24
ELU
V.d min = -211,23 - V.d max = 239,28
ELS
P.k min = -302,28 - P.k max = 183,57
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -302,28 - P.k max = 183,57
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 56


v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P7
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,78513 - Rmax = 0,92082
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 648,09
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 874,92
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 57


K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P8
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -9,95 - Dmax = 0,00
ELS
M.k min = -209,23 - M.k max = 187,67
ELU
M.d min = -282,46 - M.d max = 253,36
ELS
V.k min = -156,48 - V.k max = 177,24
ELU
V.d min = -211,24 - V.d max = 239,28
ELS
P.k min = -302,29 - P.k max = 183,57
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -302,29 - P.k max = 183,57
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation
Page : 64


K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P8
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,78512 - Rmax = 0,92090
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 623,41
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 841,60
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation
Page : 65


v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P9
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
M.k min = 0,00 - M.k max = 0,00
ELU
M.d min = -897,78 - M.d max = 1063,67
ELS
V.k min = 0,00 - V.k max = 0,00
ELU
V.d min = -636,74 - V.d max = 529,49
ELS
P.k min = 0,00 - P.k max = 0,00
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
ELU
P.k min = -557,26 - P.k max = 454,31
Pw.k min = 0,00 - Pw.k max = 0,00
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 72


v.6.0.7
AFFAIRE 002
PROFIL P02
RESULTATS ELU MISS - Phase P9
Effort Normal [kN/m]
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 0,00
ELU
N.d min = -6,59 - N.d max = 834,97
Légende des graphiques :
--- Valeurs ELS
--- Valeurs ELU
--- Eau
Licence d'évaluation
Page : 73

KiRea v.6.0.7

AFFAIRE 002

PROFIL P02

RESULTATS ELS et ELU (Synthèse)

PHASE	Type Vérif.	M,d max kNm/m	V,d max kN/m	Tirant 1 kN/m	Vérif. Déf. Butée	Vérif. Equ. Vert. kN/m	Vérif. Kranz
P1	MEL	95,73	46,97	-	OK	723,45	-
P2	MISS	-167,31	134,46	270,00	OK	749,42	OK
P3	MISS	-176,13	160,46	277,03	OK	752,68	OK
P4	MISS	-190,69	198,03	313,45	OK	795,02	OK
P5	MISS	-282,46	239,28	384,05	OK	874,92	OK
P6	MISS	-282,46	239,28	384,05	OK	874,92	OK
P7	MISS	-282,46	239,28	384,05	OK	874,92	OK
P8	MISS	-282,46	239,28	384,05	OK	841,60	OK
P9	MISS	1063,67	-636,74	-	OK	834,97	OK
Extrema	-	1063,67	-636,74	384,05	-		-

Licence d'évaluation

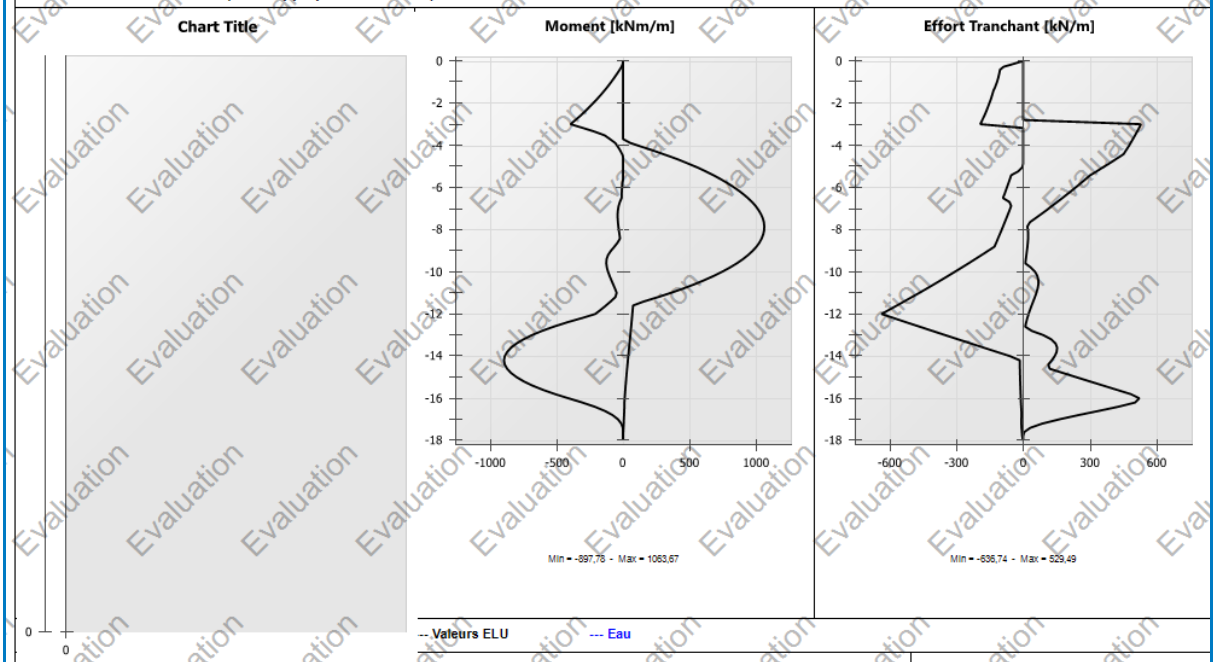
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P07+sesmeK5P Imprimé le 07/06/2026 15:30 calculé le 07/06/2026 à 15:30 calculé le 07/06/2026 15:30 Page : 81

KiRea v.6.0.7

AFFAIRE 002

PROFIL P02

RESULTATS ELS et ELU (Enveloppe phases P1 à P9)



-- Valeurs ELU --- Eau

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P07+sesmeK5P Imprimé le 07/06/2026 15:30 calculé le 07/06/2026 à 15:30 calculé le 07/06/2026 15:30 Page : 82

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 002

PROFIL P02

Vérifications

Méthode de référence pour le recalcul de Ka/Kp : Kerisel

COEFFICIENTS PARTIELS 1 - Approche 2 (EC7 - NF P94-282)

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,35
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,35
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,35

Actions

Surcharges appliquées sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,11	1,11
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,35
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,11	1,50

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yφ')	1,00	1,00
Cohésion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,40	1,40
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,10	1,10
Résistance des appuis (Yarc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,10	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,35

COEFFICIENTS PARTIELS 2 - Unitaires

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,00
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,00
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,00

Actions

Surcharges appliquées sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,00	1,00
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,00
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,00	1,00

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yφ')	1,00	1,00
Cohésion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,00	1,00
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,00	1,00
Résistance des appuis (Yarc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,00	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,00

RESULTATS DES VERIFICATIONS

PHASE 1 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré en console (autostable).

La méthode D a été utilisée pour cette phase.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -3,00 m

Point de moment nul : zc = -3,66 m

Côte du pied de l'écran : zp = -18,00 m

f0 = z0 - zc = 0,66 m

t0 = z0 - zp = 15,00 m

tb / t0 = 22,590 (≥ 1,2)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition : zn = -3,35 m

Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 123,82 kN/m

Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 20612,92 kN/m

Facteur de mobilisation : α = 0,017

Cm,d ≥ Ct,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 680,40 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = 43,06 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 723,46 kN/m

Charge verticale ELU de 723,46 kN/m à transmettre en pied de l'écran.

Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 2 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

terrasol setec

Licence d'évaluation

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 002

PROFIL P02

Vérifications

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 2063,95 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 2786,33 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 10246,71 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 9315,19 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 680,40 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -23,33 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 92,35 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 749,42 kN/m

Charge verticale ELU de 749,42 kN/m à transmettre en pied de l'écran.

Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :

Situation n° 1 : Nb de tirants : 1; Tref,d = 270,00 kN/m; Tdsb,d = 2040,65 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

PHASE 3 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 1817,44 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 2453,54 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 8083,18 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 7348,34 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 680,40 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -22,47 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 94,75 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 752,68 kN/m

Charge verticale ELU de 752,68 kN/m à transmettre en pied de l'écran.

Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :

Situation n° 1 : Nb de tirants : 1; Tref,d = 277,03 kN/m; Tdsb,d = 1726,94 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

PHASE 4 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 1455,25 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 1964,58 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 5439,69 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 4945,17 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 680,40 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = 7,42 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 107,21 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 795,02 kN/m

terrasol setec

Licence d'évaluation

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 002

PROFIL P02

Vérifications

Charge verticale ELU de 755,02 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :

Situation n° 1 : Nb de tirants : 1; Tref,d = 313,45 kN/m; Tdsb,d = 1445,47 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

PHASE 5 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 1037,14 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 1400,14 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 2917,44 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 2652,22 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 680,40 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = 63,17 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 131,35 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 874,92 kN/m

Charge verticale ELU de 874,92 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :

Situation n° 1 : Nb de tirants : 1; Tref,d = 384,05 kN/m; Tdsb,d = 1096,69 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

PHASE 6 - Durable

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 1037,14 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 1400,14 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 2917,44 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 2652,22 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 680,40 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = 63,17 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 131,35 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 874,92 kN/m

Charge verticale ELU de 874,92 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :

Situation n° 1 : Nb de tirants : 1; Tref,d = 384,05 kN/m; Tdsb,d = 1096,69 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

PHASE 7 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 1037,14 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 1400,14 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 2917,44 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 2652,22 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

zarrasol setec

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2025\P07+seisme\KSP Imprimé le 07/06/2025 15:30 calculé le 07/06/2025 15:30 calculé le 07/06/2025 15:30 Page : 88

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 002

PROFIL P02

Vérifications

Poids propre P de l'écran :

Pd = 680,40 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = 63,17 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 131,35 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 874,92 kN/m

Charge verticale ELU de 874,92 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :

Situation n° 1 : Nb de tirants : 1; Tref,d = 384,05 kN/m; Tdsb,d = 1096,69 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

PHASE 8 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 1037,14 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 1400,14 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 3099,60 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 2817,82 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 680,40 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = 29,65 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 131,35 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 841,60 kN/m

Charge verticale ELU de 841,60 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :

Situation n° 1 : Nb de tirants : 1; Tref,d = 384,05 kN/m; Tdsb,d = 2124,97 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

PHASE 9 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 2

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 2080,77 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 2080,77 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 3036,63 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 3036,63 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 544,32 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = 27,86 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 262,79 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 834,97 kN/m

Charge verticale ELU de 834,97 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :

Situation n° 1 : Nb de tirants : 1; Tref,d = 768,05 kN/m; Tdsb,d = 2256,55 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

zarrasol setec

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2025\P07+seisme\KSP Imprimé le 07/06/2025 15:30 calculé le 07/06/2025 15:30 calculé le 07/06/2025 15:30 Page : 89

PROFIL 03

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 003

PROFIL P03

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m²	Niveau phréatique :	-45,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m³	Nombre d'itérations par phase de calcul :	200
Pas de calcul :	0,10 m	Prise en compte moments 2 ordre :	non
Définition du projet :	Cotes		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	dc [kN/m²/m]	k0	kaγ	kpγ	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m²/m]	dkh [kN/m²/m/m]	δa/φ	δp/φ	kaγ,min	Pmax [kN/m/m]
ALG	0,00	18,00	8,00	23,00	10,00	0,000	0,609	0,414	2,795	0,609	0,609	1,400	4,031	12536	0	0,333	-0,333	0,100	10000,00
AR/GR	-5,00	20,00	10,00	30,00	50,00	0,000	0,500	0,282	3,939	0,500	0,500	1,238	4,998	509666	0	0,667	-0,333	0,100	10000,00
Passage	-7,00	18,00	8,00	22,00	5,00	0,000	0,625	0,397	3,356	0,625	0,625	1,486	5,020	10793	0	0,667	-1,000	0,100	10000,00
AR/GR	-8,00	20,00	10,00	30,00	50,00	0,000	0,500	0,282	3,939	0,500	0,500	1,238	4,998	509666	0	0,667	-0,333	0,100	10000,00

Valeurs de calcul des paramètres de la loi de comportement

Couche	Comportement	MISS φ,d [°]	MISS c,d [kN/m²]	MISS dc,d [kN/m²/m]	MISS kaγ,d	MISS kpγ,d	MISS kac,d	MISS kpc,d	MEL φ,d [°]	MEL c,d [kN/m²]	MEL dc,d [kN/m²/m]	MEL kaγ,d	MEL kpγ,d	MEL kac,d	MEL kpc,d
ALG	Drainé	23,00	10,00	0,000	0,414	2,795	1,400	4,031	23,00	10,00	0,000	0,414	2,795	1,400	4,031
AR/GR	Drainé	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998
Passage	Drainé	22,00	5,00	0,000	0,397	3,356	1,486	5,020	22,00	5,00	0,000	0,397	3,356	1,486	5,020
AR/GR	Drainé	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998	30,00	50,00	0,000	0,282	3,939	1,238	4,998

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z,base [m]	EI [kNm²/m]	W [kN/m/m]
1	-15,00	511751	28,00

Cote de la tête de l'écran : z0 = 0,00 m

terrasol setec

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea_PFE_2026\P03.KBP imprimé le 07/06/2026 18:30 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29 Page : 1

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 003

PROFIL P03

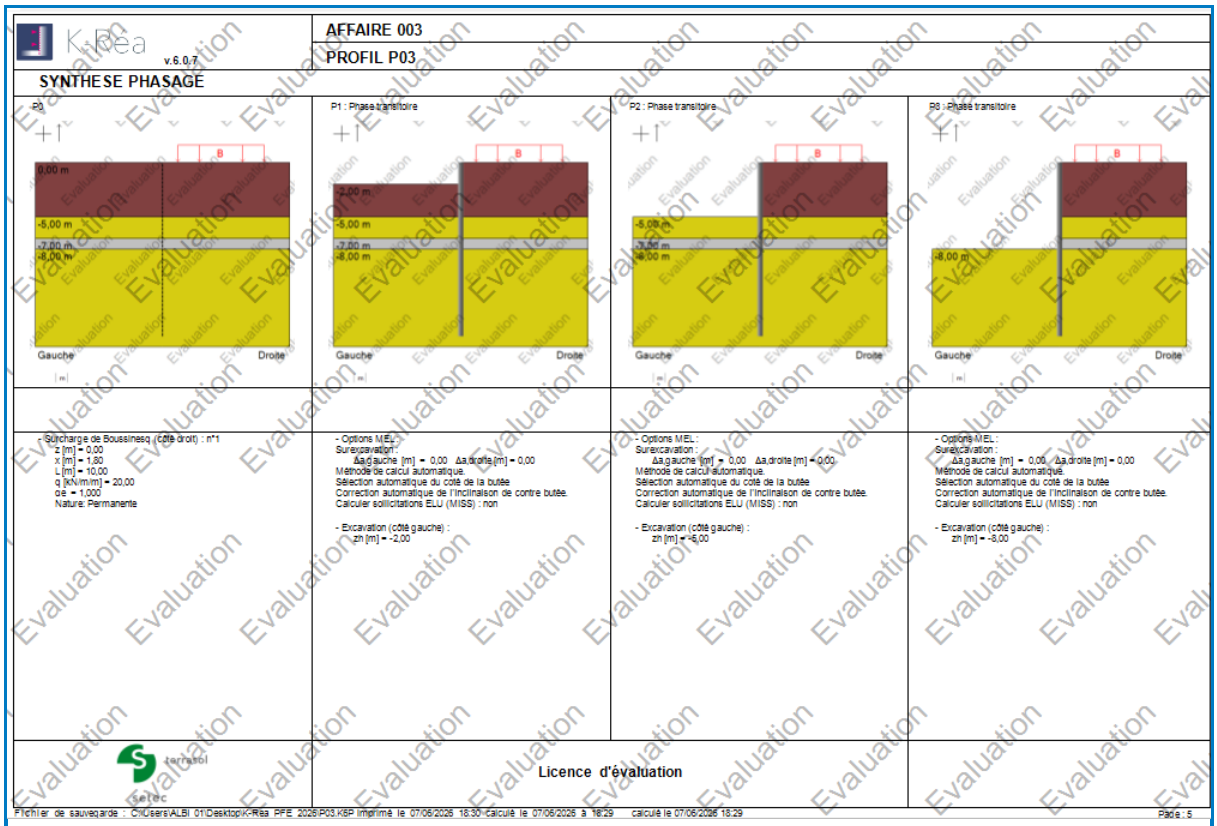
DONNEES

SURCHARGE BOUSSINESQ	Phase	Côté	z [m]	x [m]	L [m]	qe	q [kN/m/m]	Nature
1	P0	Droite	0,00	1,80	10,00	1,000	20,00	Permanente
2	P4	Gauche	-8,00	0,50	15,00	0,000	20,00	Permanente

terrasol setec

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea_PFE_2026\P03.KBP imprimé le 07/06/2026 18:30 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29 Page : 2



KiRea v.6.0.7

AFFAIRE 003

PROFIL P03

SYNTHESE PHASAGE

P0

P1 : Phase transitoire

P2 : Phase transitoire

P3 : Phase transitoire

- Surcharge de Boussinesq (côté droit) : n°1
  z [m] = 0,00
  x [m] = 1,80
  L [m] = 10,00
  q [kN/m/m] = 20,00
  αe = 1,000
  Nature: Permanente

- Options MEL :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  Méthode de calcul automatique.
  Sélection automatique du coté de la butée
  Correction automatique de l'inclinaison de contre butée.
  Calculer sollicitations ELU (MISS) : non

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -2,00

- Options MEL :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  Méthode de calcul automatique.
  Sélection automatique du coté de la butée
  Correction automatique de l'inclinaison de contre butée.
  Calculer sollicitations ELU (MISS) : non

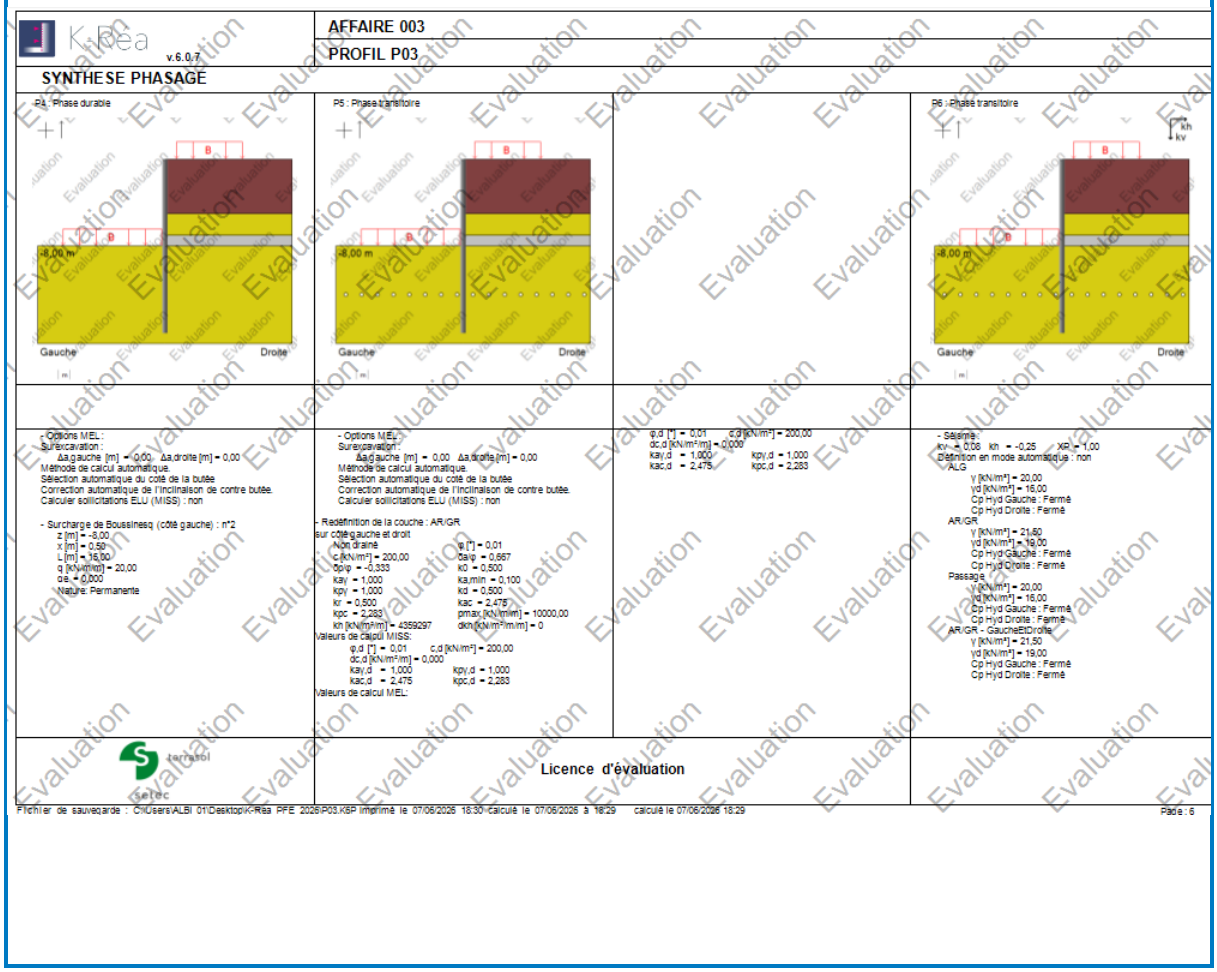
- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -6,00

- Options MEL :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  Méthode de calcul automatique.
  Sélection automatique du coté de la butée
  Correction automatique de l'inclinaison de contre butée.
  Calculer sollicitations ELU (MISS) : non

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -8,00

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Réa PFE 2025\P03.KBP imprimé le 07/06/2025 18:30 calculé le 07/06/2025 à 18:29 calculé le 07/06/2025 18:29 Page : 5



KiRea v.6.0.7

AFFAIRE 003

PROFIL P03

SYNTHESE PHASAGE

P4 : Phase durable

P5 : Phase transitoire

P6 : Phase transitoire

- Options MEL :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  Méthode de calcul automatique.
  Sélection automatique du coté de la butée
  Correction automatique de l'inclinaison de contre butée.
  Calculer sollicitations ELU (MISS) : non

- Surcharge de Boussinesq (côté gauche) : n°2
  z [m] = -8,00
  x [m] = 0,50
  L [m] = 18,00
  q [kN/m/m] = 20,00
  αe = 0,000
  Nature: Permanente

- Options MEL :
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  Méthode de calcul automatique.
  Sélection automatique du coté de la butée
  Correction automatique de l'inclinaison de contre butée.
  Calculer sollicitations ELU (MISS) : non

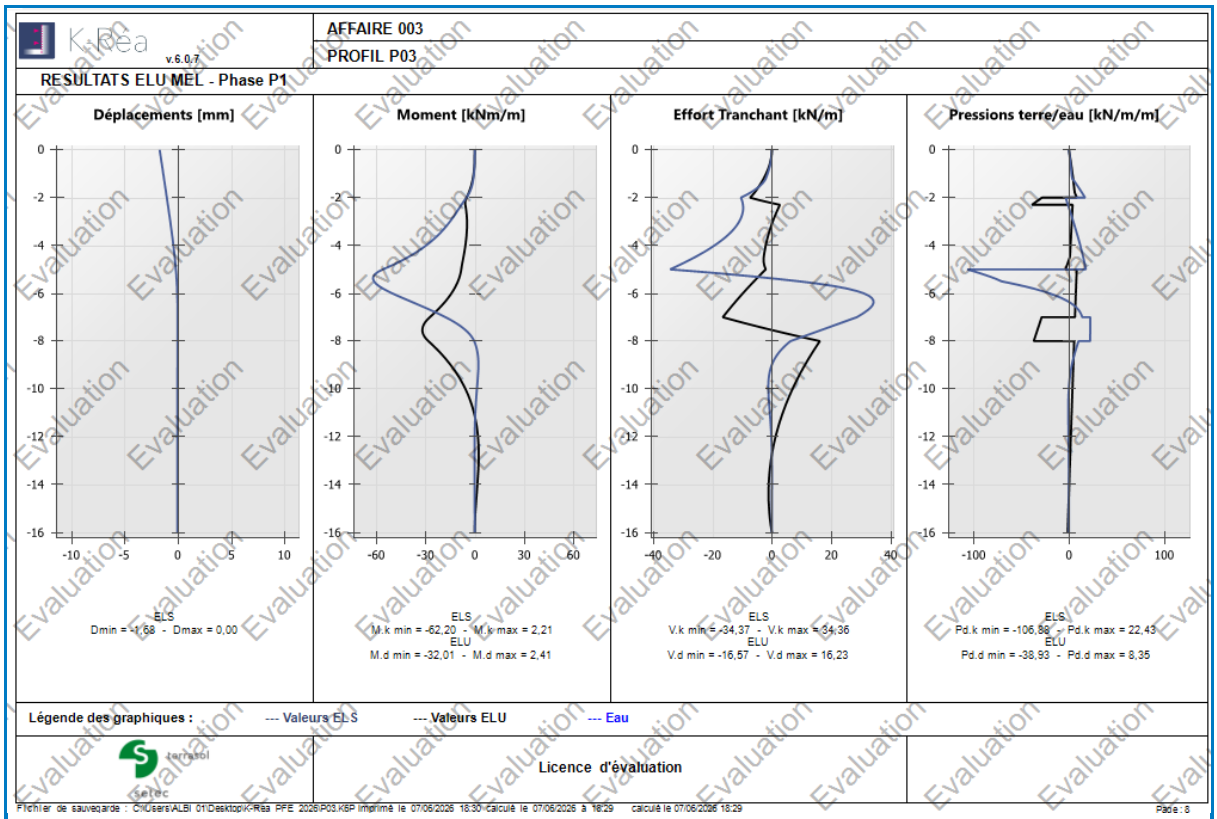
- Redéfinition de la couche : AR/GR
  sur côté gauche et droit
  Non drainé
  c [kN/m²] = 200,00 φ [°] = 0,01
  δp/φ = -0,333 δa/φ = 0,667
  kay = 1,000 k0 = 0,500
  kr = 0,500 ka,min = 0,100
  kpy = 1,000 kd = 0,500
  kpc = 2,283 kac = 2,475
  kh [kN/m²/m] = 4359297 pmax [kN/m/m] = 10000,00
  dkh [kN/m²/m/m] = 0 dkh [kN/m²/m/m] = 0
  Valeurs de calcul MISS:
  φ,d [°] = 0,01 c,d [kN/m²] = 200,00
  dc,d [kN/m²/m] = 0,000
  kay,d = 1,000 kpy,d = 1,000
  kac,d = 2,475 kpc,d = 2,283
  Valeurs de calcul MEL:

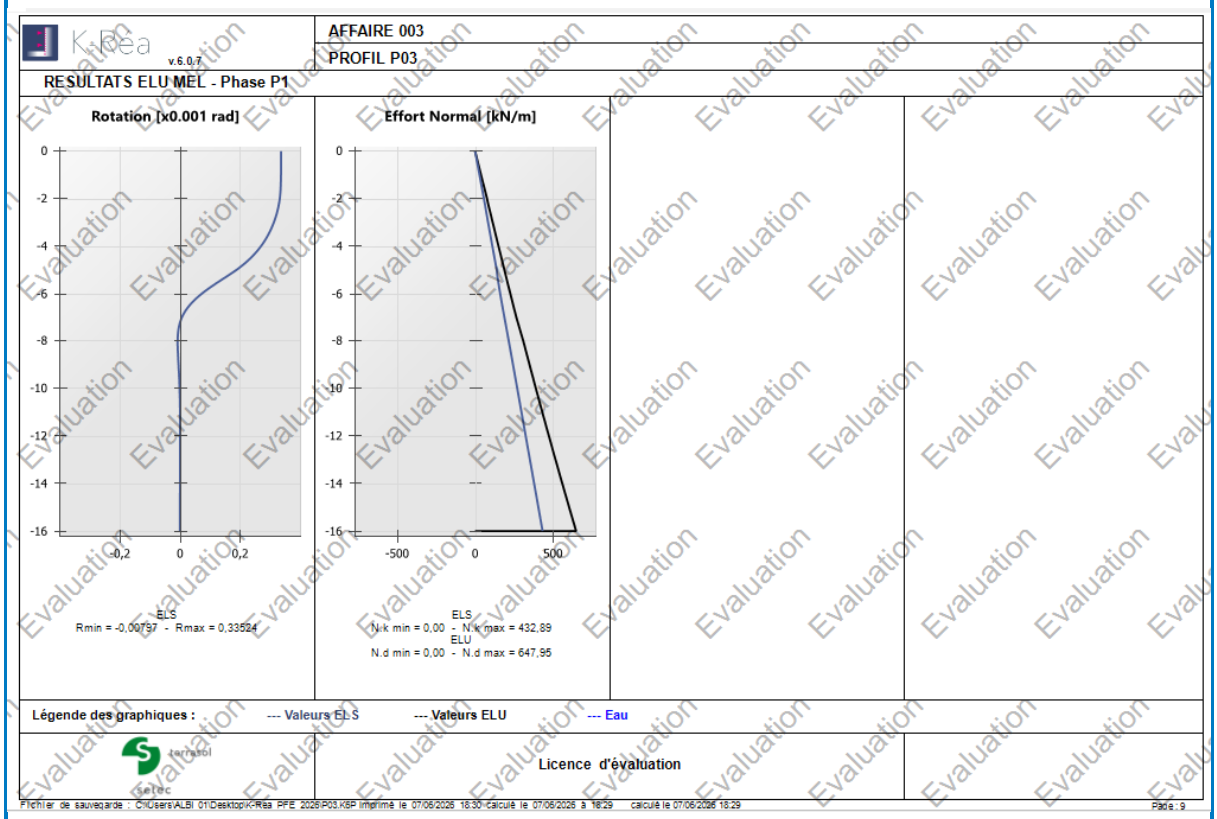
φ,d [°] = 0,01 c,d [kN/m²] = 200,00
dc,d [kN/m²/m] = 0,000
kay,d = 1,000 kpy,d = 1,000
kac,d = 2,475 kpc,d = 2,283

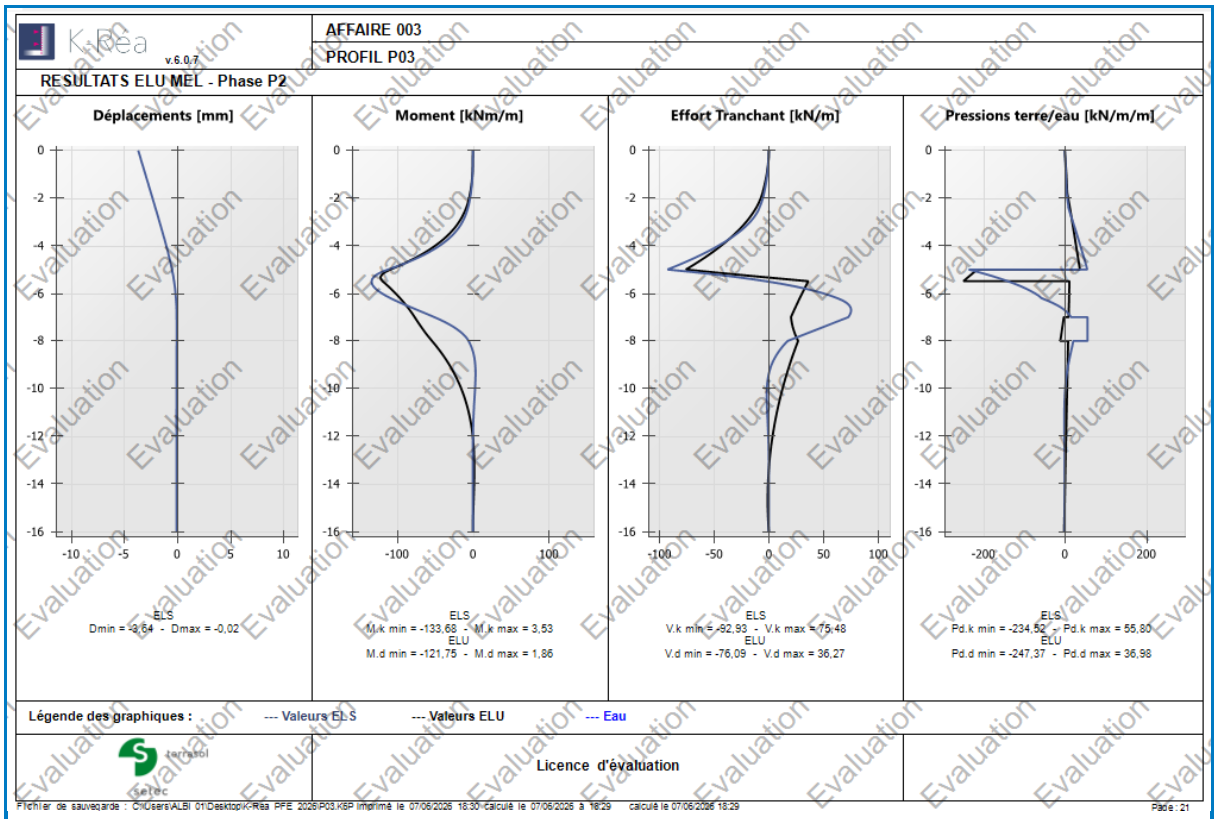
- Séisme :
  kv = 0,06 kh = -0,25 XR = 1,00
  Définition en mode automatique : non
  ALG
  γ [kN/m³] = 20,00
  γd [kN/m³] = 16,00
  Cp Hyd Gauche : Fermé
  Cp Hyd Droite : Fermé
  AR/GR
  γ [kN/m³] = 21,50
  γd [kN/m³] = 19,00
  Cp Hyd Gauche : Fermé
  Cp Hyd Droite : Fermé
  Passage
  γ [kN/m³] = 20,00
  γd [kN/m³] = 16,00
  Cp Hyd Gauche : Fermé
  Cp Hyd Droite : Fermé
  AR/GR - GaucheEtDroite
  γ [kN/m³] = 21,50
  γd [kN/m³] = 19,00
  Cp Hyd Gauche : Fermé
  Cp Hyd Droite : Fermé

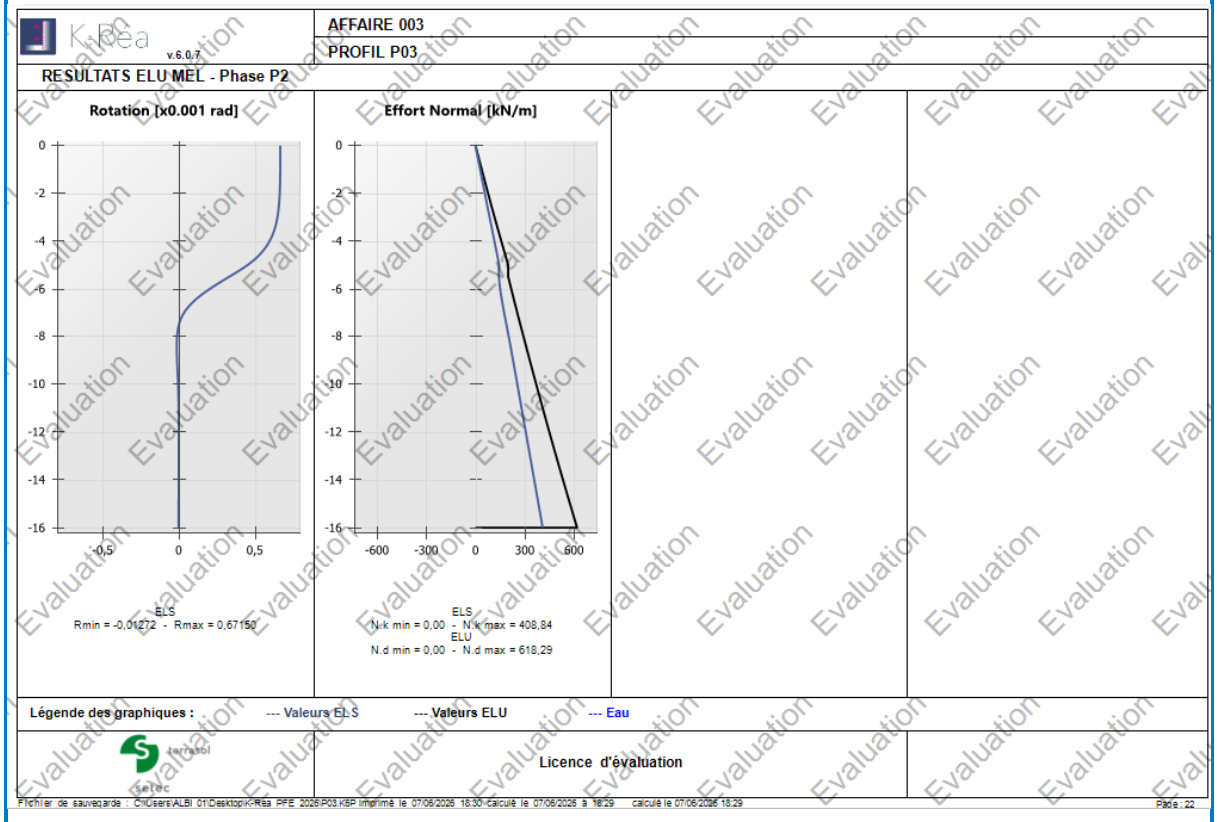
Licence d'évaluation

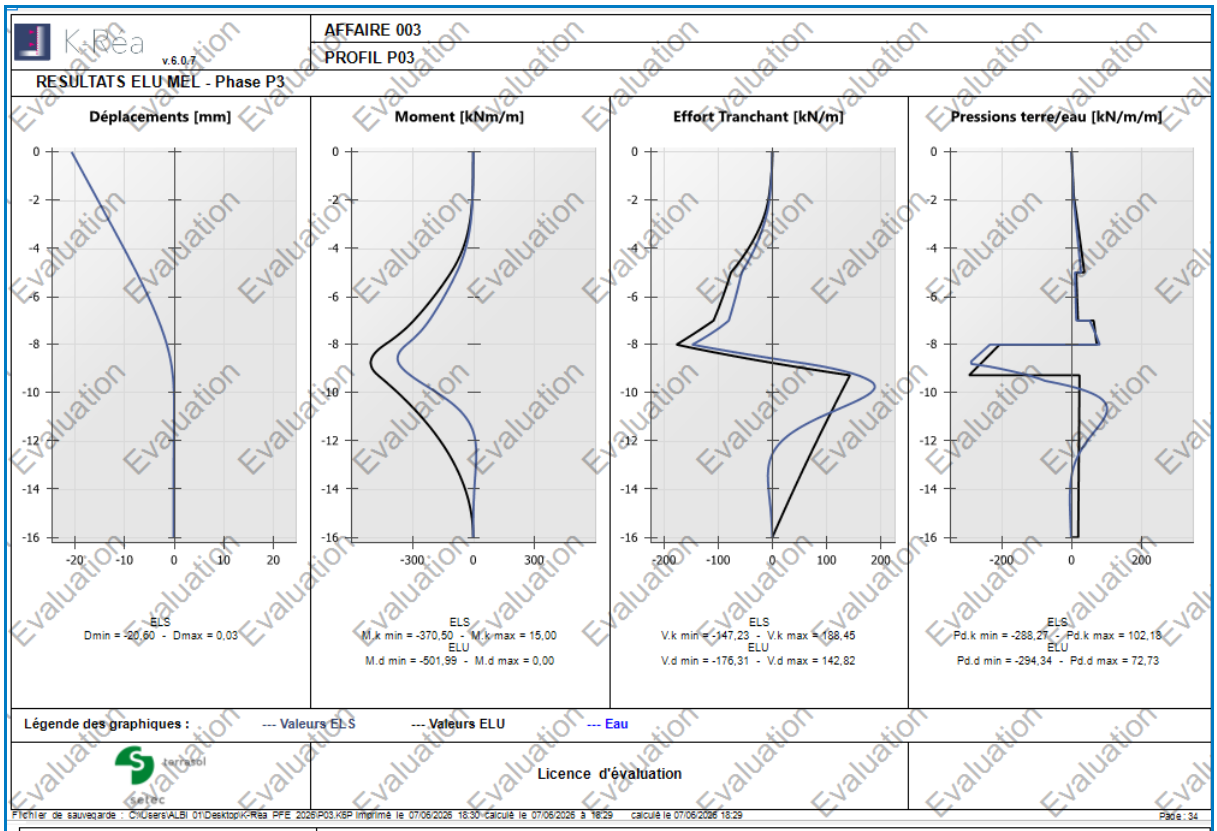
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Réa PFE 2025\P03.KBP imprimé le 07/06/2025 18:30 calculé le 07/06/2025 à 18:29 calculé le 07/06/2025 18:29 Page : 6

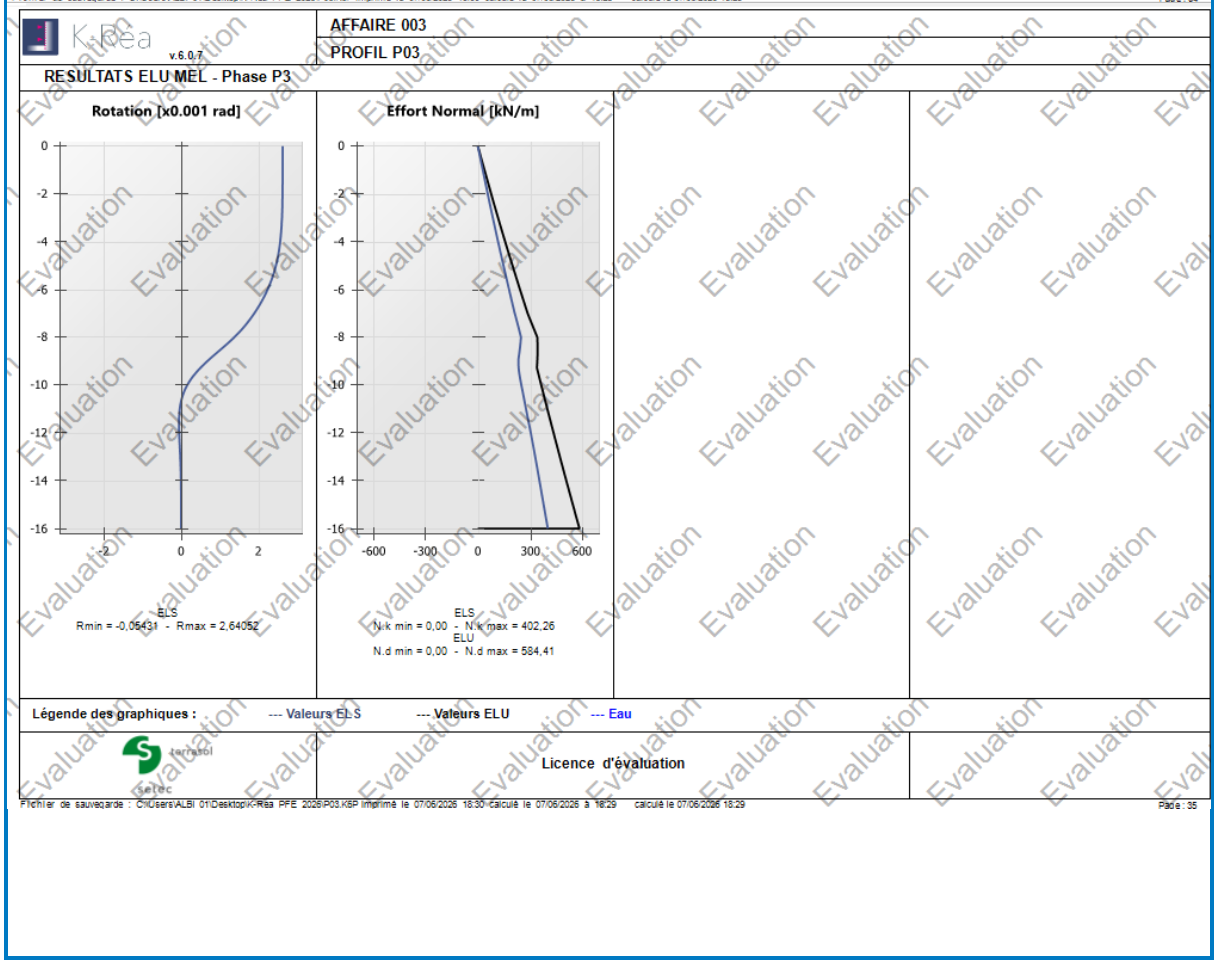

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P1
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -1,68 - Dmax = 0,00
ELS
M.k min = -62,20 - M.k max = 2,21
ELU
M.d min = -32,01 - M.d max = 2,41
ELS
V.k min = -34,37 - V.k max = 34,36
ELU
V.d min = -16,57 - V.d max = 16,23
ELS
Pd.k min = -106,88 - Pd.k max = 22,43
ELU
Pd.d min = -38,93 - Pd.d max = 8,35
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.KSP imprimé le 07/06/2026 18:30 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29
Page : 8

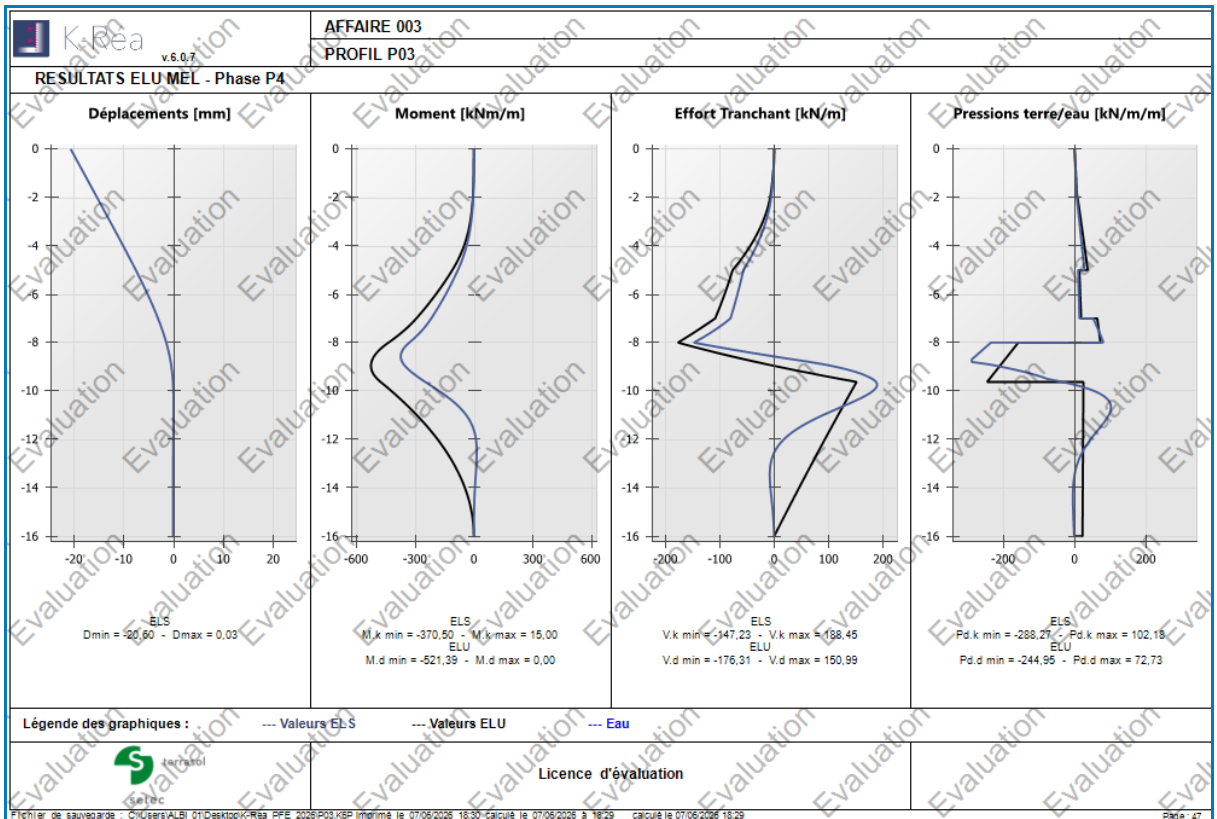

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P1
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,00797 - Rmax = 0,33524
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 432,89
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 647,95
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.KSP imprimé le 07/06/2026 18:30 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29
Page : 9

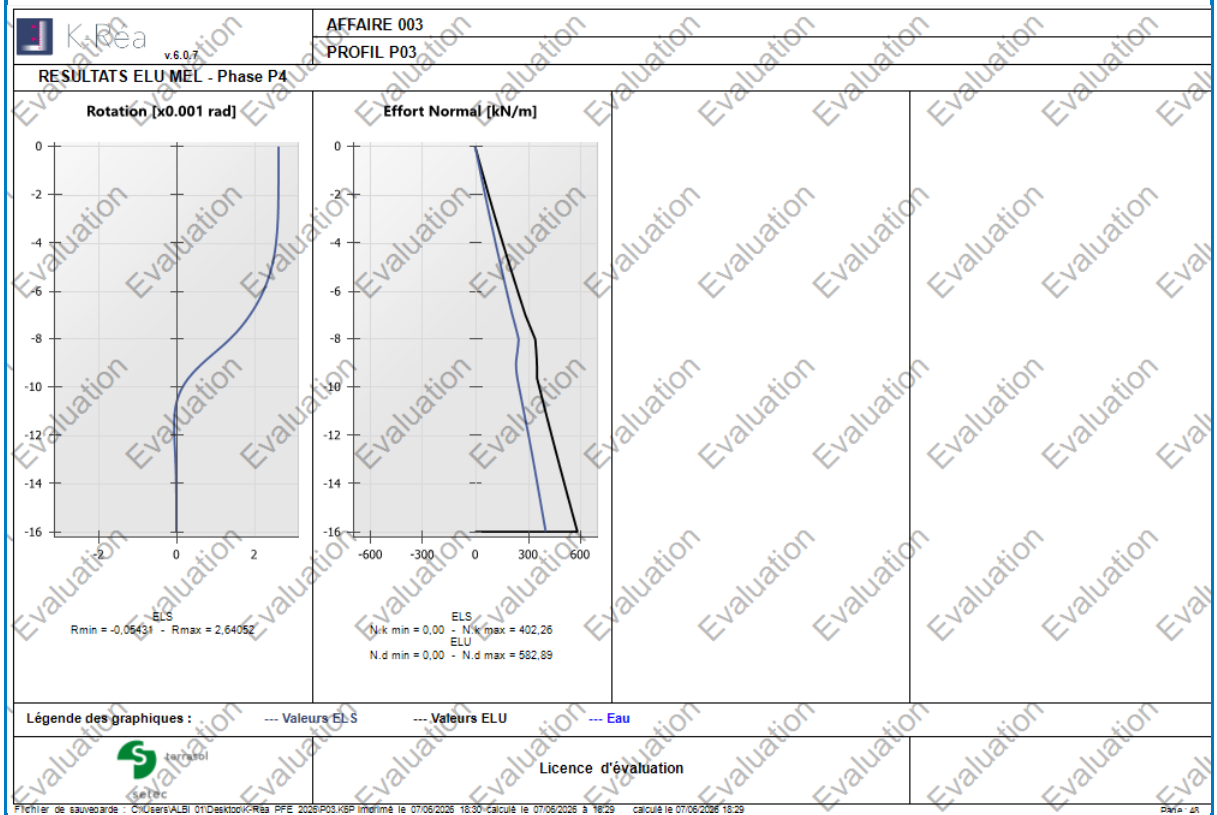

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P2
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -3,64 - Dmax = -0,02
ELS
M.k min = -133,68 - M.k max = 3,53
ELU
M.d min = -121,75 - M.d max = 1,86
ELS
V.k min = -92,93 - V.k max = 75,48
ELU
V.d min = -76,09 - V.d max = 36,27
ELS
Pd.k min = -234,52 - Pd.k max = 55,80
ELU
Pd.d min = -247,37 - Pd.d max = 36,98
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrasol
setec
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.K5P imprimé le 07/06/2026 18:30 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29
Page : 21

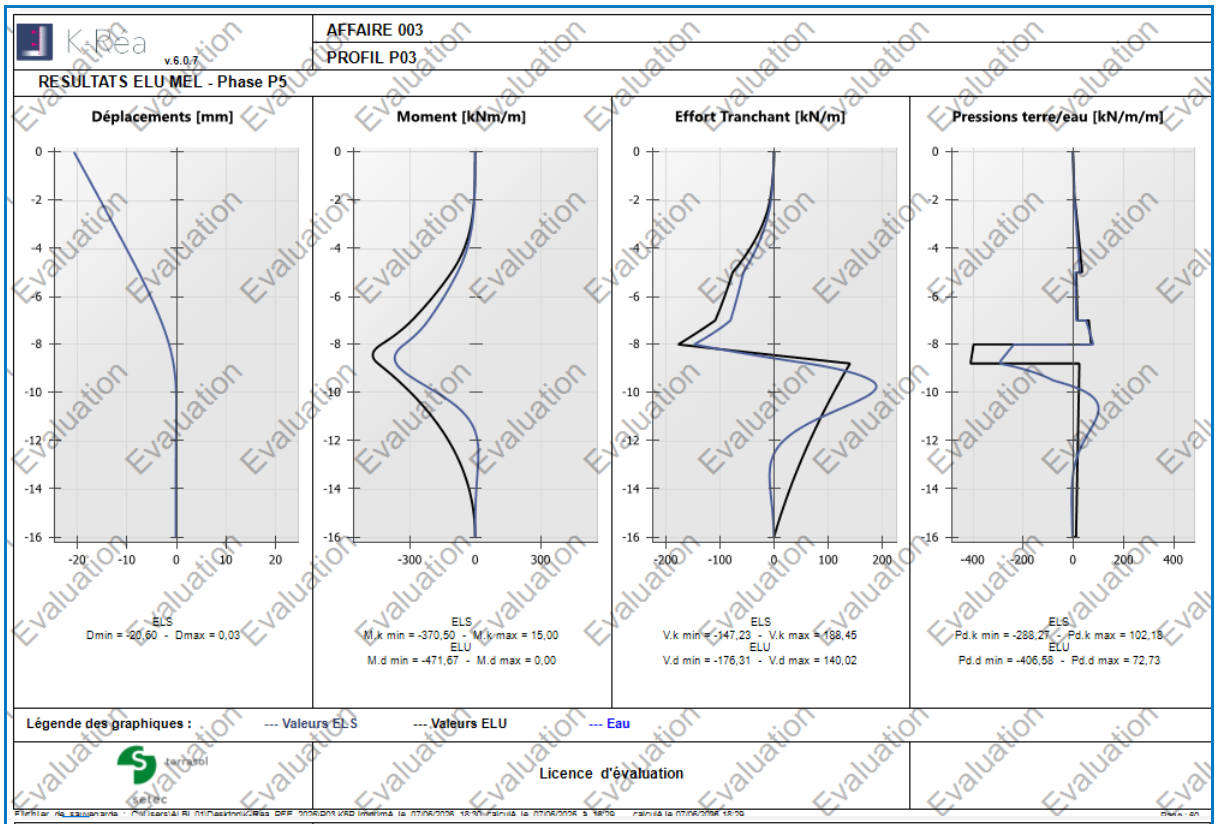

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P2
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,01272 - Rmax = 0,67150
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 408,84
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 618,29
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrasol
setec
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.K5P imprimé le 07/06/2026 18:30 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29
Page : 22

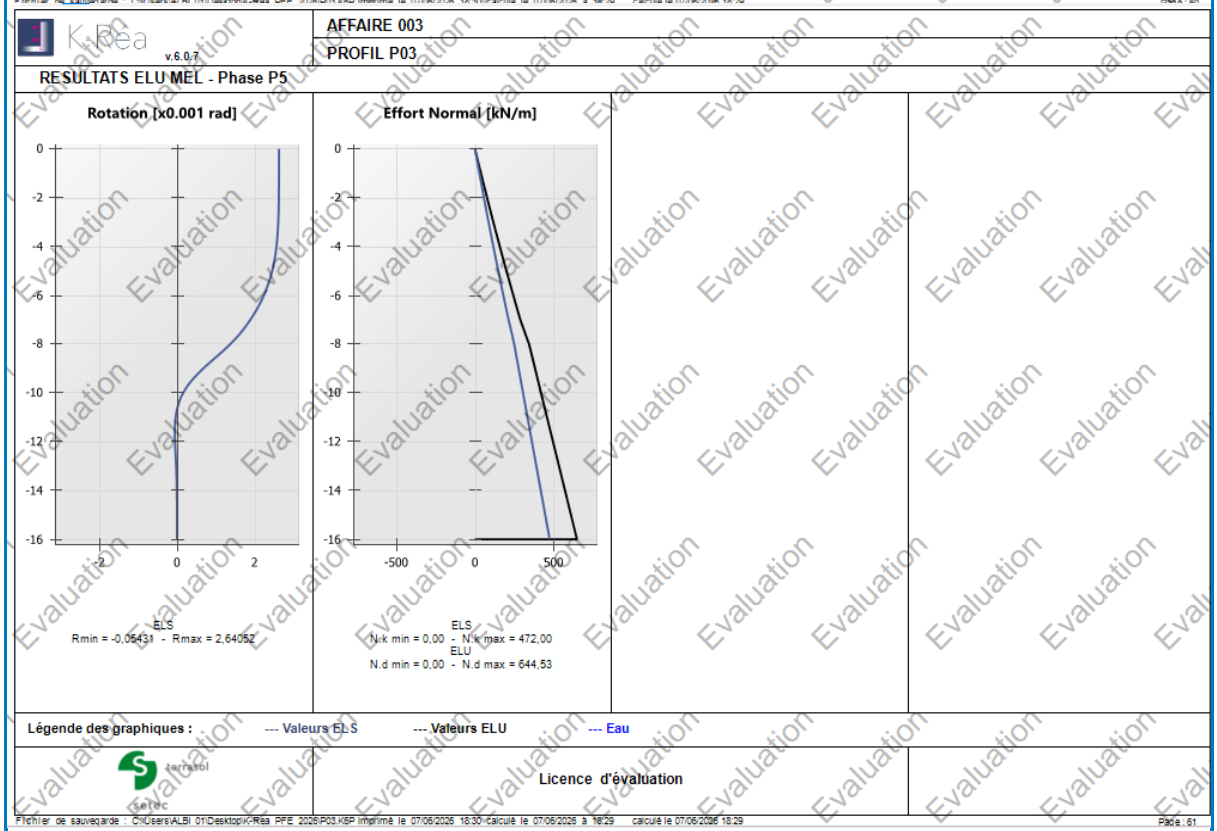

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P3
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -20,60 - Dmax = 0,03
ELS
M.k min = -370,50 - M.k max = 15,00
ELU
M.d min = -501,99 - M.d max = 0,00
ELS
V.k min = -147,23 - V.k max = 188,45
ELU
V.d min = -176,31 - V.d max = 142,82
ELS
Pd.k min = -288,27 - Pd.k max = 102,18
ELU
Pd.d min = -294,34 - Pd.d max = 72,73
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.K6P imprimé le 07/06/2026 18:30 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29
Page : 34

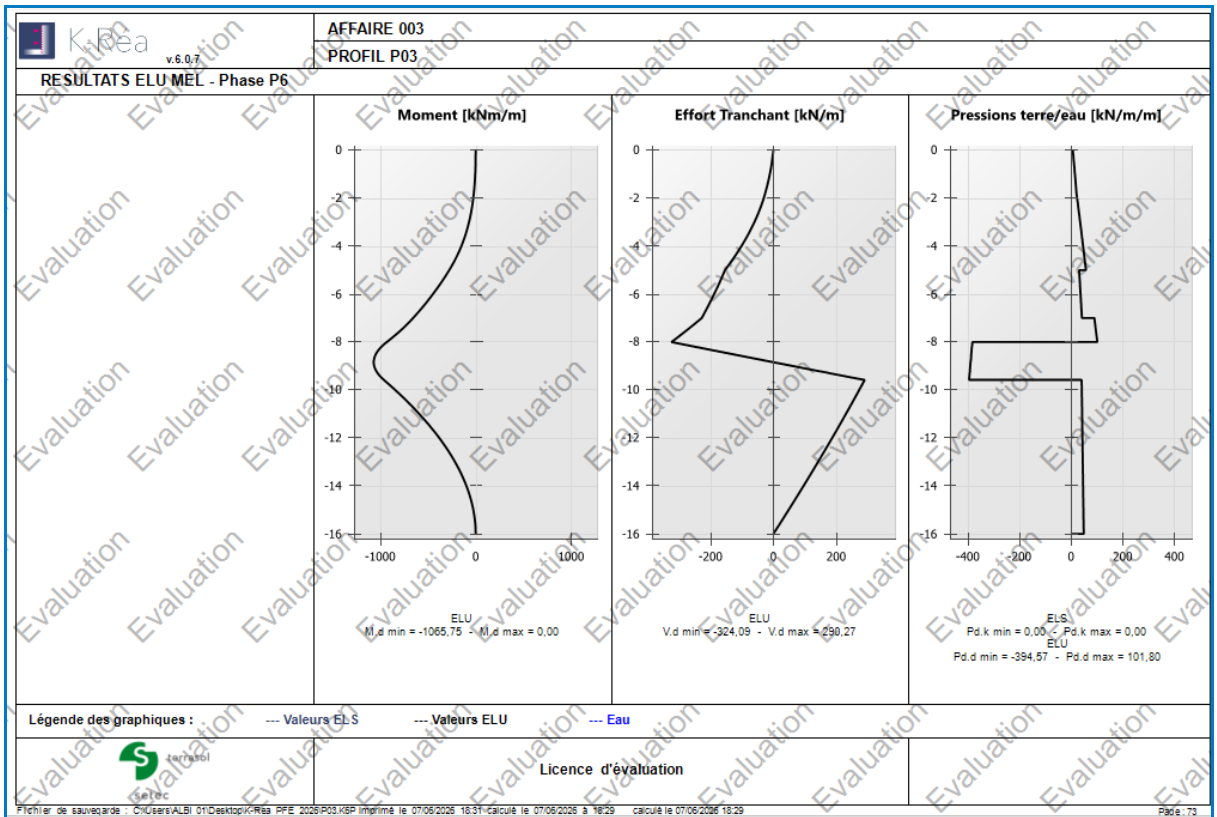

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P3
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,05431 - Rmax = 2,64052
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 402,26
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 584,41
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.K6P imprimé le 07/06/2026 18:30 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29
Page : 35

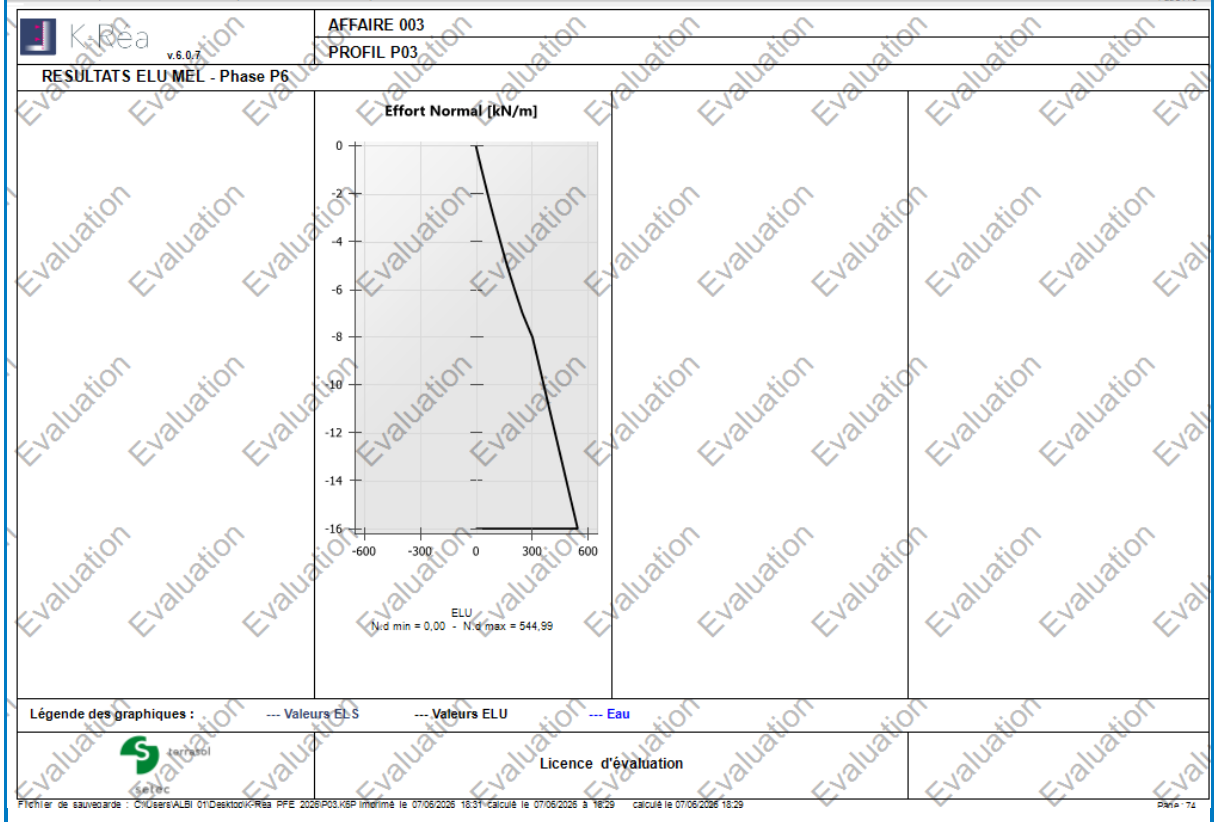

K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P4
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -20,60 - Dmax = 0,03
ELS
M.k min = -370,50 - M.k max = 15,00
ELU
M.d min = -521,39 - M.d max = 0,00
ELS
V.k min = -147,23 - V.k max = 188,45
ELU
V.d min = -176,31 - V.d max = 150,99
ELS
Pd.k min = -288,27 - Pd.k max = 102,18
ELU
Pd.d min = -244,95 - Pd.d max = 72,73
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrasol
setec
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.KBP Imprimé le 07/06/2026 18:30 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29
Page : 47


K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P4
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,05431 - Rmax = 2,64052
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 402,26
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 582,89
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
terrasol
setec
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.KBP Imprimé le 07/06/2026 18:30 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29
Page : 48


K-Rea
v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P5
Déplacements [mm]
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELS
Dmin = -20,60 - Dmax = 0,03
ELS
M.k min = -370,50 - M.k max = 15,00
ELU
M.d min = -471,67 - M.d max = 0,00
ELS
V.k min = -147,23 - V.k max = 188,45
ELU
V.d min = -176,31 - V.d max = 140,02
ELS
Pd.k min = -288,27 - Pd.k max = 102,18
ELU
Pd.d min = -406,58 - Pd.d max = 72,73
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation


K-Rea
v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P5
Rotation [x0.001 rad]
Effort Normal [kN/m]
ELS
Rmin = -0,05431 - Rmax = 2,64052
ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 472,00
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 644,53
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.KRP imprimé le 07/06/2026 18:30 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29
Page : 61


K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P6
Moment [kNm/m]
Effort Tranchant [kN/m]
Pressions terre/eau [kN/m/m]
ELU
M.d min = -1065,75 - M.d max = 0,00
ELU
V.d min = -324,09 - V.d max = 290,27
ELS
Pd.k min = 0,00 - Pd.k max = 0,00
ELU
Pd.d min = -394,57 - Pd.d max = 101,80
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation
Page : 73


K-Rea v.6.0.7
AFFAIRE 003
PROFIL P03
RESULTATS ELU MEL - Phase P6
Effort Normal [kN/m]
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 544,99
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau
Licence d'évaluation
Page : 74

K-Réa v.6.0.7

AFFAIRE 003

PROFIL P03

RESULTATS ELS et ELU (Synthèse)

PHASE	Type Vérif.	M,d max kNm/m	V,d max kN/m	Vérif. Def. Butée	Vérif. Equ. Vert. kN/m	Vérif. Kranz
P1	MEL	-32,01	-16,57	OK	647,95	-
P2	MEL	-121,75	-76,09	OK	618,29	-
P3	MEL	-501,99	-176,31	OK	584,41	-
P4	MEL	-521,39	-176,31	OK	582,89	-
P5	MEL	-471,67	-176,31	OK	644,63	-
P6	MEL	-1065,75	-324,09	OK	544,99	-
Extrema	-	-1065,75	-324,09	-	-	-

terrasol setec

Licence d'évaluation

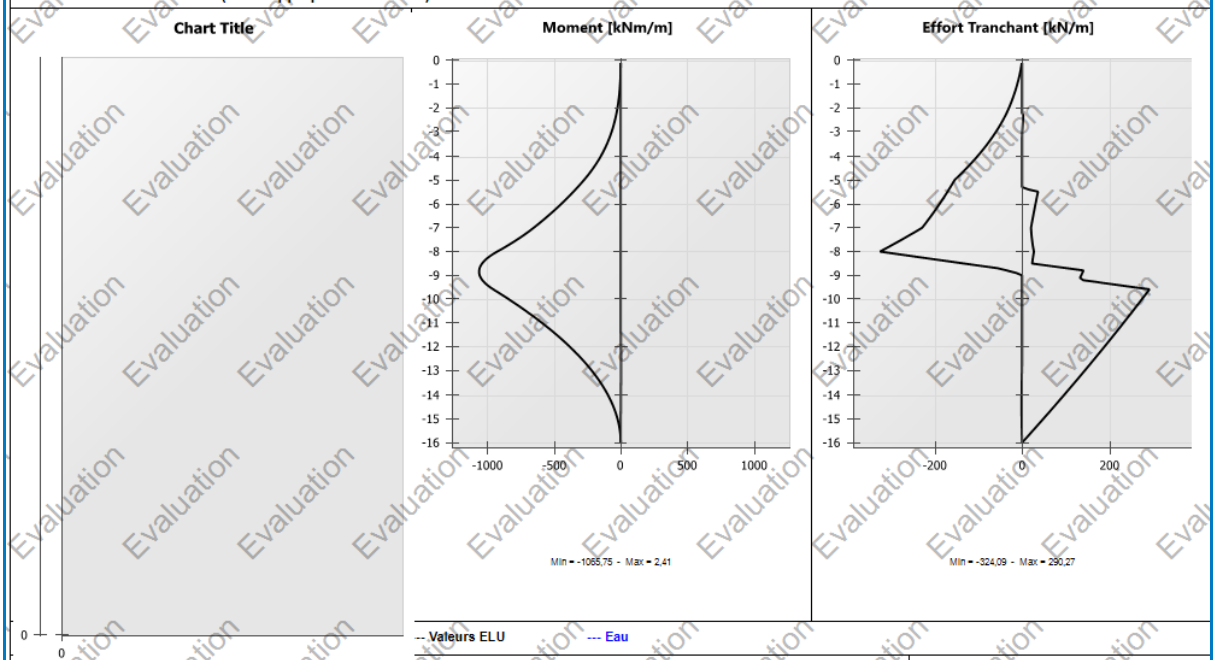
Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Réa PFE 2026\P03.K6P imprimé le 07/06/2026 18:31-calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29 Page : 86

K-Réa v.6.0.7

AFFAIRE 003

PROFIL P03

RESULTATS ELS et ELU (Enveloppe phases P1 à P6)



Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Réa PFE 2026\P03.K6P imprimé le 07/06/2026 18:31-calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29 Page : 87

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 003

PROFIL P03

Vérifications

Méthode de référence pour le recalcul de Ka/Kp : Kerisel

COEFFICIENTS PARTIELS 1 - Approche 2 (EC7 - NF P94-282)

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,35
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,35
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,35

Actions

Surcharges appliquées sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,11	1,11
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,35
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,11	1,50

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yφ')	1,00	1,00
Cohésion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,40	1,40
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,10	1,10
Résistance des appuis (Yanc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,40	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,35

COEFFICIENTS PARTIELS 2 - Unitaires

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,00
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,00
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,00

Actions

Surcharges appliquées sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,00	1,00
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,00
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,00	1,00

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yφ')	1,00	1,00
Cohésion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,00	1,00
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,00	1,00
Résistance des appuis (Yanc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,00	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,00

RESULTATS DES VERIFICATIONS

PHASE 1 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1
L'écran est considéré en console (autostable).
La méthode D a été utilisée pour cette phase.
La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -2,00 m
Point de moment nul : zc = -2,75 m
Côte du pied de l'écran : zp = -16,00 m
f0 = z0 - zc = 0,75 m
f0 = z0 - zp = 14,00 m
fb / f0 = 18,607 (≥ 1,2)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition : zn = -2,30 m
Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 23,99 kN/m
Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 10595,08 kN/m
Facteur de mobilisation : α = 0,026
Cm,d ≥ Ct,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
Pd = 604,80 kN/m
Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
Pv,d = 43,15 kN/m
Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :
Tv,d = 0,00 kN/m
Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.
Résultante ELU des efforts verticaux :
Rv,d = 647,95 kN/m
Charge verticale ELU de 647,95 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 2 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1
L'écran est considéré en console (autostable).
La méthode D a été utilisée pour cette phase.

terrasol Setec

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.KSP imprimé le 07/06/2026 18:31 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29 Page : 93

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 003

PROFIL P03

Vérifications

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -5,00 m
Point de moment nul : zc = -6,31 m
Côte du pied de l'écran : zp = -16,00 m
f0 = z0 - zc = 1,31 m
fb = z0 - zp = 11,00 m
fb / f0 = 8,414 (≥ 1,2)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition : zn = -5,49 m
Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 282,30 kN/m
Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 9990,81 kN/m
Facteur de mobilisation : α = 0,021
Cm,d ≥ Ct,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
Pd = 604,80 kN/m
Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
Pv,d = 18,49 kN/m
Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :
Tv,d = 0,00 kN/m
Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.
Résultante ELU des efforts verticaux :
Rv,d = 618,29 kN/m
Charge verticale ELU de 618,29 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 3 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1
L'écran est considéré en console (autostable).
La méthode D a été utilisée pour cette phase.
La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -8,00 m
Point de moment nul : zc = -10,59 m
Côte du pied de l'écran : zp = -16,00 m
f0 = z0 - zc = 2,59 m
fb = z0 - zp = 8,00 m
fb / f0 = 3,094 (≥ 1,2)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition : zn = -9,27 m
Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 588,03 kN/m
Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 7768,99 kN/m
Facteur de mobilisation : α = 0,031
Cm,d ≥ Ct,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
Pd = 604,80 kN/m
Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
Pv,d = -20,39 kN/m
Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :
Tv,d = 0,00 kN/m
Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.
Résultante ELU des efforts verticaux :
Rv,d = 584,41 kN/m
Charge verticale ELU de 584,41 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 4 - Durable

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1
L'écran est considéré en console (autostable).
La méthode D a été utilisée pour cette phase.
La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -8,00 m
Point de moment nul : zc = -11,02 m
Côte du pied de l'écran : zp = -16,00 m
f0 = z0 - zc = 3,02 m
fb = z0 - zp = 8,00 m
fb / f0 = 2,649 (≥ 1,2)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition : zn = -9,63 m
Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 544,57 kN/m
Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 5887,14 kN/m
Facteur de mobilisation : α = 0,042

terrasol Setec

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI 01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.KSP imprimé le 07/06/2026 18:31 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29 Page : 94

K-Rea v.6.0.7

AFFAIRE 003

PROFIL P03

Vérifications

Cm,d ≥ Ct,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 604,80 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -21,91 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 582,89 kN/m

Charge verticale ELU de 582,89 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 5 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré en console (autostable).

La méthode D a été utilisée pour cette phase.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -8,00 m

Point de moment nul : zc = -9,96 m

Côte du pied de l'écran : zp = -16,00 m

f0 = z0 - zc = 1,96 m

fb = z0 - zp = 8,00 m

fb / f0 = 4,076 (≥ 1,2)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition : zn = -8,79 m

Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 627,45 kN/m

Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 4963,68 kN/m

Facteur de mobilisation : α = 0,049

Cm,d ≥ Ct,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 604,80 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = 39,73 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 644,53 kN/m

Charge verticale ELU de 644,53 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 6 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 2

L'écran est considéré en console (autostable).

La méthode D a été utilisée pour cette phase.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -8,00 m

Point de moment nul : zc = -11,17 m

Côte du pied de l'écran : zp = -16,00 m

f0 = z0 - zc = 3,17 m

fb = z0 - zp = 8,00 m

fb / f0 = 2,526 (≥ 1,2)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition : zn = -9,58 m

Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 924,03 kN/m

Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 5695,83 kN/m

Facteur de mobilisation : α = 0,049

Cm,d ≥ Ct,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 483,84 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = 61,15 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 544,99 kN/m

Charge verticale ELU de 544,99 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Licence d'évaluation

Fichier de sauvegarde : C:\Users\ALBI_01\Desktop\K-Rea PFE 2026\P03.K6P Imprimé le 07/06/2026 18:31 calculé le 07/06/2026 à 18:29 calculé le 07/06/2026 18:29 Page : 95

Annexe D : Détail de calcul du ferraillage. ROBOT EXPERT

Annexe D

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

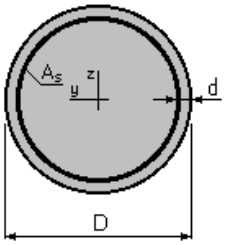
Ferraillage longitudinal - Pieux Profil P01

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	1447,22	1410,18	0,00
2.	ELU	1133,90	1173,36	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 31,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 0,28 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELA N = 1447,22 (kN) M_y = 1410,18 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,02 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 23,8 (cm)
Bras de levier: Z = 98,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,77 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 315,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 1133,90 (kN) M_y = 1173,36 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A / Position de l'axe neutre: y = 24,4 (cm)
Bras de levier: Z = 98,1 (cm)/ Déformation du béton: ε_b = 2,86 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00(‰)/ Contrainte de l'acier: tendue:σ_s =434,8(MPa) comprimée:σ_s'

= 331,9(MPa)

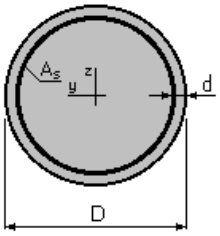
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée
Ferraillage longitudinal - Pieux Profil P02

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	1055,34	418,46	0,00
2.	ELA	9,18	2127,34	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 93,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 0,83 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU **N = 1055,34 (kN)** **M_y = 418,46 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 7,96 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 67,9 (cm)
Bras de levier: Z = 78,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 2,16 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =431,5 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELA **N = 9,18 (kN)** **M_y = 2127,34 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A / Position de l'axe neutre: y = 25,1 (cm)
Bras de levier:Z = 97,8 (cm) / Déformation du béton: ε_b = 2,96 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰) / Contrainte de l'acier: tendue:σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 350,3 (MPa)

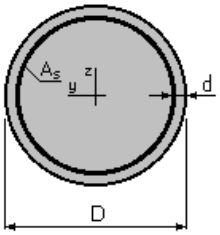
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée
Ferraillage longitudinal - Pieux Profil P03

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration non préjudiciable
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	478,82	741,00	0,00
2.	ELA	654,58	2131,50	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 81,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 0,72 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU **N = 478,82 (kN)** **M_y = 741,00 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 2,85 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 31,9 (cm)
Bras de levier: Z = 94,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 8,54 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELA **N = 654,58 (kN)** **M_y = 2131,50 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A / Position de l'axe neutre: y = 26,4 (cm)
Bras de levier: Z = 97,1 (cm) / Déformation du béton: ε_b = 3,17 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰) / Contrainte de l'acier: tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 387,9 (MPa)

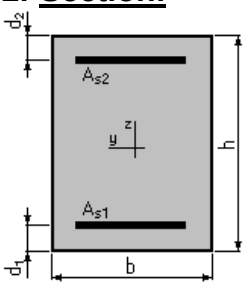
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage longitudinal liernes

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration non préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 50,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	93,60	-187,20
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 4,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 10,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 2,5 (cm2)
théorique ρ = 0,67 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 93,60 (kN*m)** **M_{min} = -187,20 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,1 (cm)
Bras de levier: Z = 42,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,56 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 55,9 (MPa)

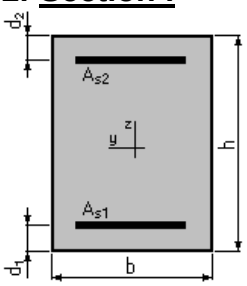
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage de parement

1. Hypothèses:

Béton : fc28 = 20,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration non préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 20,0 (cm)
d_1 = 2,0 (cm)
d_2 = 2,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	9,85	4,93
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 1,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 1,8 (cm2)
théorique ρ = 0,10 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 9,85 (kN*m)** **M_{min} = 4,93 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,40	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 0,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 17,7	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)