

APPORTS DU CALCUL A LA RUPTURE POUR LA JUSTIFICATION DES PAROIS CLOUEES SOUS SEISME

BENEFITS OF THE YIELD DESIGN KINEMATICAL APPROACH TO THE SISMIC DESIGN OF NAILED SOIL

Gilles VALDEYRON¹, Fahd CUIRA²

¹ Cerema, Bordeaux, France

² Terrasol, Paris

RÉSUMÉ – L'approche cinématique du calcul à la rupture permet d'explorer les différents mécanismes de ruine d'un massif cloué en conditions sismiques tels qu'introduits par la norme NF P94-270 de l'Eurocode 7. Le formalisme développé dans cette communication permet de déterminer les seuils d'intensité de séisme dimensionnants et propose, pour chaque cinématique de ruine explorée, des abaques de prédimensionnement.

ABSTRACT – The kinematical approach of the yield design theory enables the assessment of the different downfall mechanisms of a nailed soil under seismic conditions as there are introduced by the French standard NF P94-270. The framework used in this communication provides the determination of seismic intensity limits governing the stability and propose some abacus for each kinematical mechanism.

1. Cadre de l'étude

1.1. A propos de l'approche cinématique du calcul à la rupture

Le calcul à la rupture, formalisé et développé par Jean Salençon (Salençon, 1983), constitue un cadre théorique rigoureux pour examiner les chargements limites applicables à des ouvrages géotechniques, dans une géométrie donnée, en référence aux capacités de résistance des matériaux qui les constituent. Elle permet d'établir des bornes, respectivement inférieure et supérieure, des chargements extrêmes par deux approches distinctes : l'approche statique par l'intérieur et l'approche cinématique par l'extérieur.

L'approche cinématique consiste en une exploration, par l'extérieur, de la stabilité d'un ouvrage géotechnique par l'introduction de champs de vitesses cinématiquement admissibles. Elle est appliquée, dans cette communication, dans le cadre spécifique du critère de rupture de Mohr-Coulomb (c, ϕ). Les champs de vitesses explorés correspondent à des mouvements de blocs rigides sur une surface de rupture plane avec laquelle ils forment nécessairement un angle ϕ (ce qui minimise le travail des réactions extérieures). On retiendra pour la suite que, dans ce cadre, Salençon (Salençon, 1983), a établi que les mouvements de tels blocs rigides fournissaient une majoration optimale du moment M_{rm} des efforts résistants liés au sol sur la frontière du bloc en mouvement lorsque la surface de rupture était un arc de spirale logarithmique. En appelant M_e le moment des efforts extérieurs appliqués au bloc, lorsque le rapport $F_{min} = M_{rm}/M_e$ est inférieur à 1, l'instabilité est certaine. Coussy (Coussy, 1979) a proposé d'appeler ce rapport F_{min} « coefficient de rupture ». Le calcul à la rupture s'inscrit dans un cadre rigoureux où:

- La sécurité est évaluée sans autre hypothèse que celle exprimant que le critère de Mohr-Coulomb;
- La charge de rupture est toujours définie par excès, ce qui caractérise de manière forte cette approche par rapport aux méthodes des tranches (Fellenius, Bishop, ..) qui du fait de l'introduction d'hypothèses complémentaires ne permettent pas de conclure sur le caractère par excès ou par défaut de la charge de rupture estimée. La méthode du calcul à la rupture

offre l'avantage de pouvoir considérer (Cuira et Simon, 2016) autant des équilibres de poussée (gravité motrice) que des équilibres de butée (gravité résistante) ; à la différence des méthodes des tranches (Fellenius, Bishop) qui ne traitent que d'équilibres où la gravité est motrice. Elle a également la capacité de prendre en compte des surcharges réparties de directions quelconques, au contour du modèle, sans qu'aucune hypothèse complémentaire concernant leur diffusion au sein du massif de sol n'ait à être posée. Tous types de conditions hydrauliques peuvent être introduits dans l'analyse (conditions hydrostatiques, réseau d'écoulement). Les conditions sismiques peuvent être traitées selon une approche pseudo-statique. Enfin, la contribution des renforcements au moment résistant est prise en compte en supposant que ceux-ci sont uniquement sollicités en traction et suffisamment souples pour se déformer continûment aux traversées des discontinuités de vitesse entre les blocs rigides. La limite en traction est alors prise égale à la résultante du frottement mobilisable à l'interface sol/renforcement. Dans la suite, les résultats sont présentés en termes de coefficients de sécurité équivalents à ceux de la méthode des tranches. Ces coefficients s'obtiennent comme la sécurité supplémentaire à appliquer à la résistance au cisaillement, soit sur c et $\tan(\phi)$, permettant d'obtenir un coefficient de rupture $F_{\min} = 1$.

1.2. La justification sismique d'une paroi clouée selon la norme NF P94-270

Conformément à l'Eurocode 8, la norme NF P94-270 (2020) pour les massifs cloués et remblais renforcés, introduit une justification sismique simplifiée des mécanismes de ruine basée sur la méthode de Mononobe-Okabe (Okabe, 1924) et selon une approche de calcul 3 (pondération des actions, des propriétés de résistance du terrain et des éléments de renforcement). S'agissant d'une méthode pseudo-statique, les vérifications sont à mener en assimilant l'action sismique à des efforts inertiels horizontaux (F_H) et verticaux (F_V), on est alors amené à devoir réévaluer les états limites de poussée et de butée (figure 1). Il est admis de vérifier la stabilité interne en limitant l'analyse de la phase finale de terrassement (figure 2). Les vérifications de la stabilité externe locale (poinçonnement et glissement sur la base – figure 3), de la stabilité mixte et externe générale, sont réalisées selon le même principe.

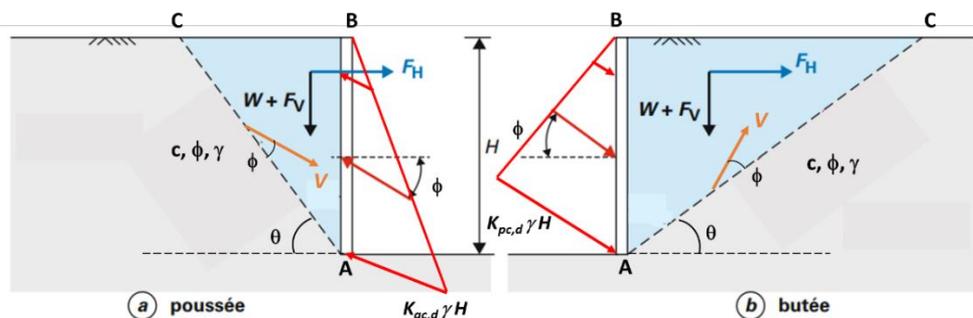


Figure 1. Principe de la méthode pseudo-statique de Mononobe-Okabe

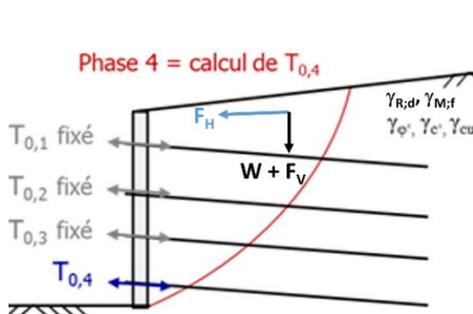


Figure 2. Stabilité sismique interne

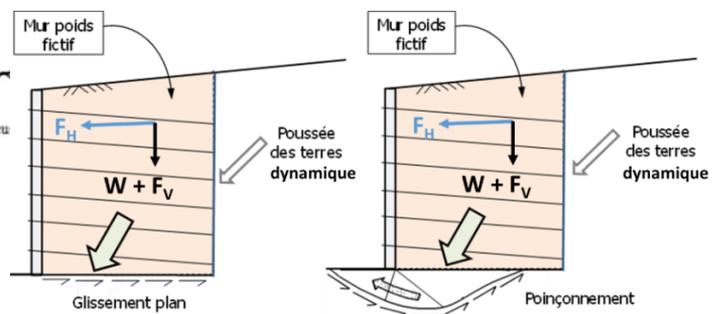


Figure 3. Stabilité sismique externe locale

2. Evaluation des états de poussée et de butée par le calcul à la rupture

2.1. Cinématique plane

Les cinématiques introduites par Okabe (Okabe, 1924) correspondent à un coin de Coulomb pour un sol frottant et cohérent (le cas avec cohésion étant explicitement traité dans la publication originelle). Elles peuvent être explorées de manière équivalente à l'aide de l'approche cinématique du calcul à la rupture (Cuira et Simon, 2016). La détermination des coefficients de poussée et de butée dynamique se résume donc à l'étude de la cinématique de rupture d'un bloc animé par un vecteur \underline{v} formant un angle ϕ par rapport à la surface de glissement (voir figure 1). Celle-ci forme un angle θ par rapport à l'horizontale. Chaque valeur de θ impose une direction précise du champ de vitesse. Explorer les valeurs possibles de θ équivaut à explorer toutes les directions possibles du vecteur de vitesse. On suppose que le parement est vertical, que le terrain est homogène et caractérisé par un poids volumique γ , une cohésion effective c et un angle de frottement interne ϕ . Dans le cas de la poussée, les puissances résistantes en jeu ont pour contributions : la puissance des efforts dissipés sur la surface de discontinuité des vitesses AC (P_{rm}^{AC}) et la puissance de la poussée ($P_{rm}^{poussée}$), le poids du bloc ABC (P_{pes}^{ABC}) constitue alors la puissance des efforts moteurs. Dans le cas de la butée, le poids du bloc ABC et les efforts dissipés sur la surface AC sont des contributions résistantes, la butée ($P_{mot}^{butée}$) et la composante inertielle du poids du bloc (P_{in}^{ABC}) constituent quant à eux les efforts moteurs.

La mise en équation du problème peut être entièrement décrite, en plus de $\tan(\phi)$, à l'aide d'un paramètre adimensionnel, noté $\bar{c} = \frac{2c}{\gamma H}$, appelé cohésion réduite et qui est le rapport entre la hauteur critique $\frac{2c}{\gamma}$ et la hauteur du massif H.

Le coefficient de sécurité F vaut alors, dans le schéma de poussée :

$$F = \frac{\frac{2}{\bar{c}^2} K_{ac,d}(\bar{c}, \phi) \cos(\theta - \phi) (1 \pm k_v) + \frac{2}{\bar{c}} \frac{\cos \phi}{\sin \theta}}{\frac{2}{\bar{c}^2} \cotan \theta [(1 \pm k_v) \sin(\theta - \phi) + k_H \cos(\theta - \phi)]} \quad (1)$$

Et dans le schéma de butée :

$$F = \frac{\frac{2}{\bar{c}^2} \cotan \theta [(1 \pm k_v) \sin(\theta + \phi)] + \frac{2}{\bar{c}} \frac{\cos \phi}{\sin \theta}}{\frac{2}{\bar{c}^2} K_{pc,d}(\bar{c}, \phi) \cos(\theta + 2\phi) (1 \pm k_v) + \frac{2}{\bar{c}^2} \cotan \theta [(1 \pm k_v) k_H \cos(\theta + \phi)]} \quad (2)$$

Les propriétés de cisaillement c et $\tan(\phi)$ intervenant dans l'équation sont introduites directement en valeurs de calcul (pondération à la source par 1). Les coefficients de poussée ($K_{ac,d}$) et de butée ($K_{pc,d}$) dynamiques, qui intègrent directement l'effet de la cohésion, sont alors déterminés de sorte que la valeur minimale du coefficient de sécurité selon l'argument θ , égale 1 ($F=1$). Il est alors possible de déterminer, en fonction des coefficients d'accélération horizontale (k_H) et verticale (k_v), du paramètre adimensionnel \bar{c} , de l'angle de frottement ϕ , de l'inclinaison de la poussée ou de la butée (δ), et du caractère pesant / allégeant du séisme, un ensemble d'abaques fournissant directement les valeurs des coefficients de poussée et de butée dynamiques. Un exemple est donné dans le cas d'un séisme descendant avec $k_H = 0,20 - k_v = 0,10$ et $\delta = \phi$ (figure 4).

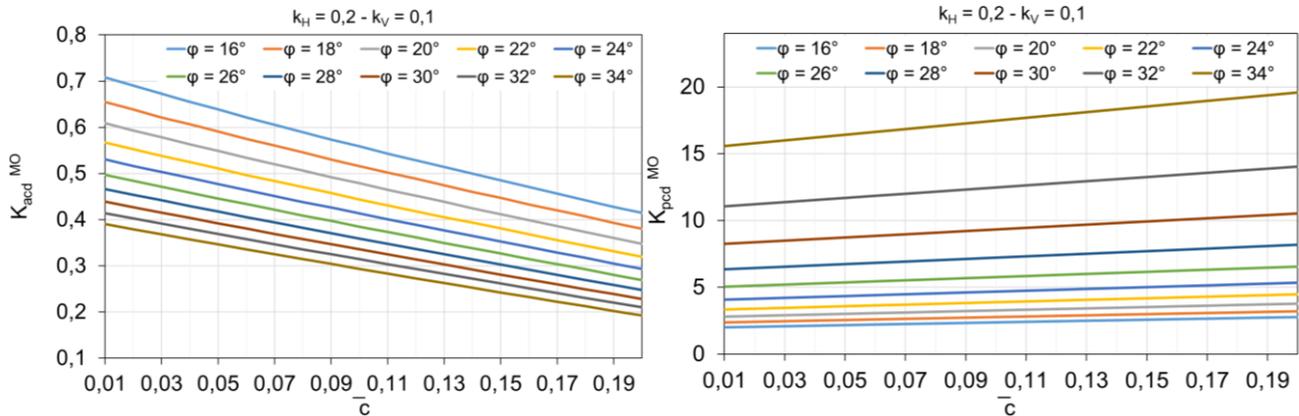


Figure 4. Exemples d'abaques des coefficients de poussée/butée dynamiques

2.2. Cinématique rotationnelle

L'analyse précédente peut être élargie en considérant un mécanisme monobloc rotationnel sur une surface de rupture en arc de spirale logarithmique, le mouvement est alors paramétré par les angles θ_A et θ_C (figure 5). L'inclinaison de la poussée/butée (δ) est égale à la rugosité sol/sol sur le parement vertical fictif ($\delta = \pm \phi$). Il est alors également possible de déterminer des abaques donnant les coefficients de poussée/butée, dans les cas statique ou dynamique (figure 6). Les calculs réalisés sous Talren, dans le cas statique, fournissent des résultats identiques. L'examen des ratios des coefficients de poussée/butée déterminés selon un mécanisme plan ou en arc de spirale logarithmique, montrent, par exemple pour un séisme descendant ($k_v = 0,10$) que l'approche par Mononobe-Okabe apparaît nettement non-sécuritaire, particulièrement en ce qui concerne l'évaluation de la butée, avec une majoration d'un facteur 1,1 à 1,8. Dans l'intervalle de cohésion exploré, la poussée donnée par les formules de Mononobe-Okabe constitue une bonne approximation (erreur relative de 1 à 2%).

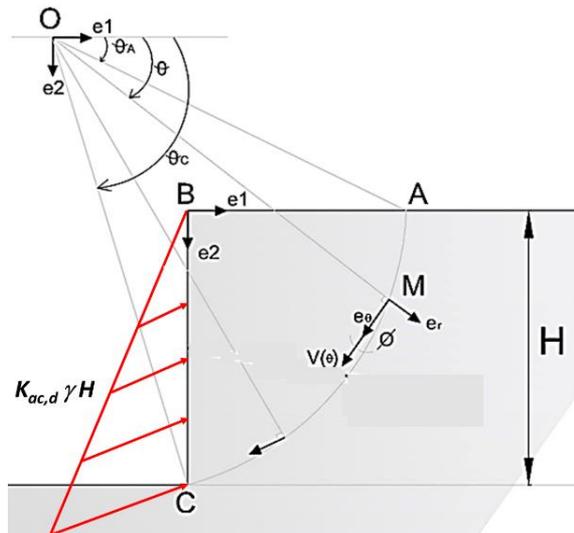


Figure 5. Mécanisme en arc de spirale logarithmique (poussée)

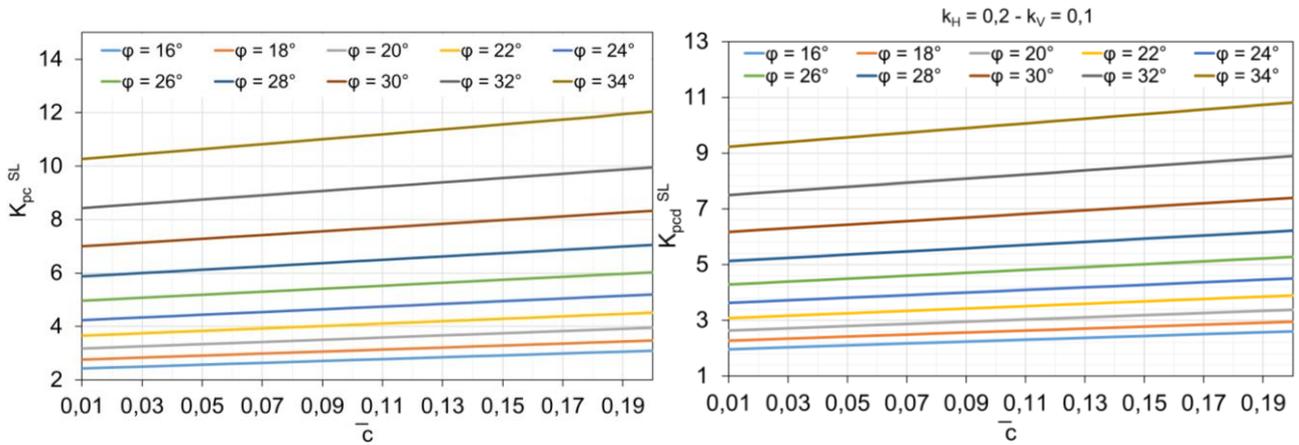


Figure 6. Exemples d'abaques de butée statique (gauche) et dynamique (droite) - ($\delta = \varphi$)

3. Analyse de la stabilité interne

Le formalisme adopté pour le cas statique (Valdeyron et Cuira, 2020) peut être adapté au cas sismique en introduisant les efforts inertiels. En considérant le séisme descendant (séisme dimensionnant), un schéma de rupture monobloc et une redistribution uniforme de la contribution du parement à l'équilibre global, on obtient des abaques de prédimensionnement. Ceux-ci fournissent les valeurs de la contribution du parement ($T_{0;d}$) et de sa résultante $R_{0;d}$ ($= \sum T_{0;d} \cos \alpha / S_h$) ainsi que de la résultante des efforts au parement $R_{max;d}$ ($= \sum T_{max;d} \cos \alpha / S_h$) (voir figure 7).

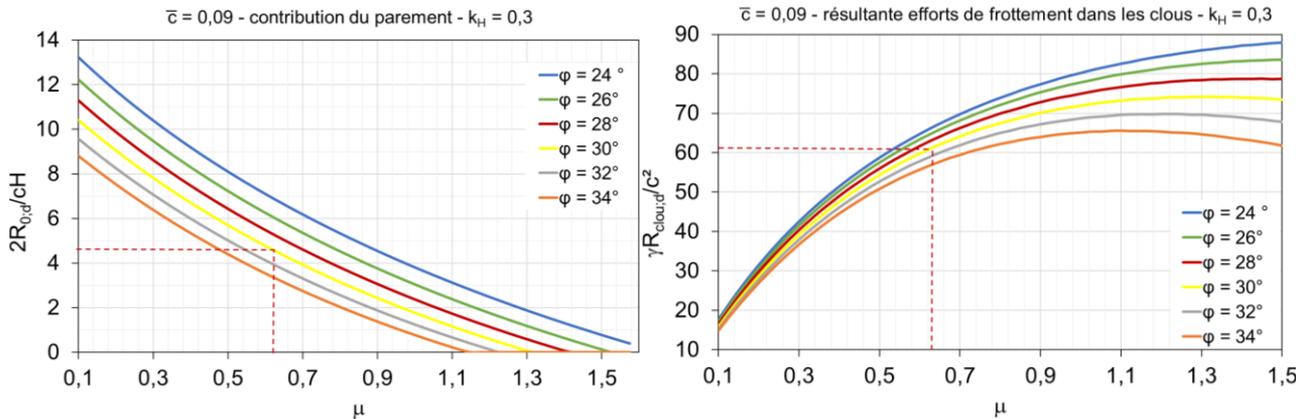


Figure 7. Abaques de prédimensionnement des efforts au parement pour $k_H = 0,3$

Exemple : Paroi clouée de 7,5 m de hauteur soutenant un terrain caractérisé par un poids volumique de 20 kN/m^3 , un angle de frottement (caractéristique) 30° et une cohésion de $6,75 \text{ kPa}$. Les clous sont inclinés de 10° par rapport à l'horizontale et disposés tous les $1,5 \times 1,5 \text{ m}^2$, avec un $q_{s;d} = 90 \text{ kPa}$ et forés en 100 mm de diamètre. Dans le cadre des justifications au séisme : $\gamma_{R;d} = \gamma_c = \gamma_{\tan(\phi)} = 1$, on a alors : $\mu = 0,63$ et $\bar{c} = 0,09$, on rappelle que la justification en conditions statiques ($k_H = 0$) a été menée en pondérant à la source les caractéristiques de cisaillement par $1,5$ ($\gamma_{R;d} = 1,2$ et $\gamma_c = \gamma_{\tan(\phi)} = 1,25$). Pour un séisme descendant (séisme dimensionnant), les résultats des calculs menés pour différentes valeurs de k_H sont reportés dans le tableau 1. On montre alors que, dans le cas exploré, la justification sismique de la stabilité interne devient dimensionnante dès lors que $k_H \geq 0,3$.

Tableau 1. Efforts au parement en conditions statiques et dynamiques – $\bar{c} = 0,09$ et $\mu = 0,63$

k_H	0	0,2	0,3	0,4
$T_{0;d}$ (kN/ml)	126	79,2	115,4	155,5
$R_{max;d}$ (kN/ml)	233	203,3	254,3	309,6

4. Analyse de la stabilité mixte (mécanisme 3 blocs)

L'analyse de la stabilité mixte sous conditions sismiques est explorée à l'aide de mécanismes 3 blocs en interaction. Ces mécanismes, dont on montre qu'ils sont dimensionnants en conditions statiques (Valdeyron et Cuira, 2020), sont aisément adaptés en introduisant, en plus des efforts inertiels, les efforts dynamiques de poussée et de butée aux frontières (respectivement) amont et aval du bloc central (figure 8). L'incrément de butée dynamique agit alors comme une force motrice. La prise en compte de cette cinématique suppose un degré de liberté en rotation de l'ouvrage autour de sa base. Les résultantes des efforts dynamiques s'appliquent alors tiers de la hauteur sur chacune des frontières. Les coefficients de poussée/butée utilisés sont ceux déterminés au 2.1 et 2.2. La mise sous forme adimensionnelle des équations du problème (Valdeyron et Cuira, 2020) permet d'élaborer des abaques de prédimensionnement dont un extrait est donné pour $k_H = 0,3$ (figure 9) selon des mécanismes de poussée/butée plans (Mononobe-Okabe, MO) et en arc de spirale logarithmique (Spi.Log). Pour l'exemple traité au 3 et avec $k_H = 0,3$ – la longueur minimale L des clous permettant d'assurer la stabilité est telle que $\lambda = 1,10$, soit $L = 8,37$ m selon le modèle de Mononobe Okabe et $\lambda = 1,20$, soit $L = 9,14$ m pour les mécanismes en arc de spirale logarithmique, soit une augmentation de l'ordre de 9% du linéaire des clous (figure 10). Les calculs également réalisés avec k_H variant de 0 à 0,4 montrent, dans la configuration étudiée, que le cas sismique devient dimensionnant dès lors que $k_H \geq 0,22$, en outre, le séisme ascendant apparaît comme dimensionnant lorsque $k_H > 0,26$ (figure 10). En conditions sismiques sévères, il apparaît donc que la réduction de la butée liée au caractère ascendant surpasse l'alourdissement des terres (et l'augmentation de la poussée) due au séisme descendant.

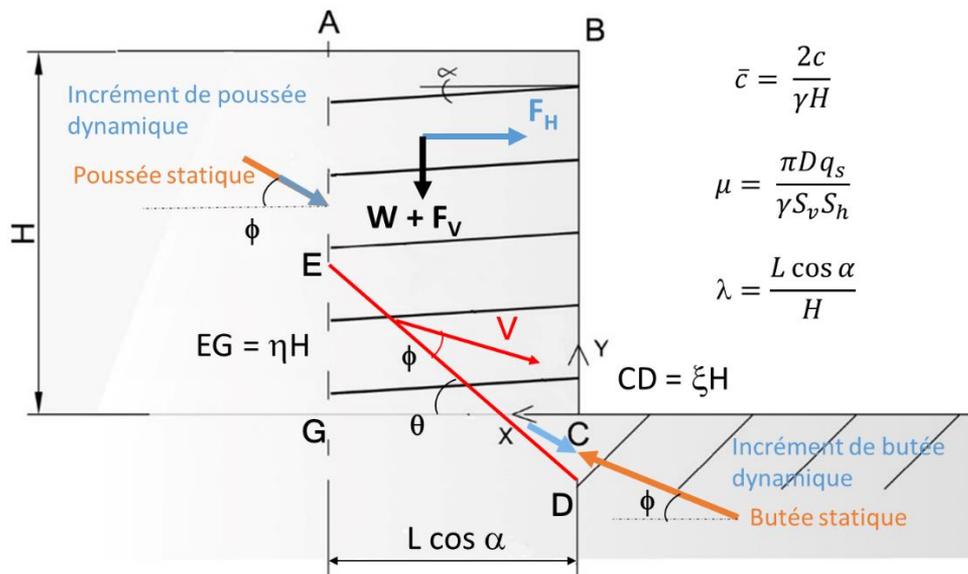


Figure 8. Mécanisme 3 blocs

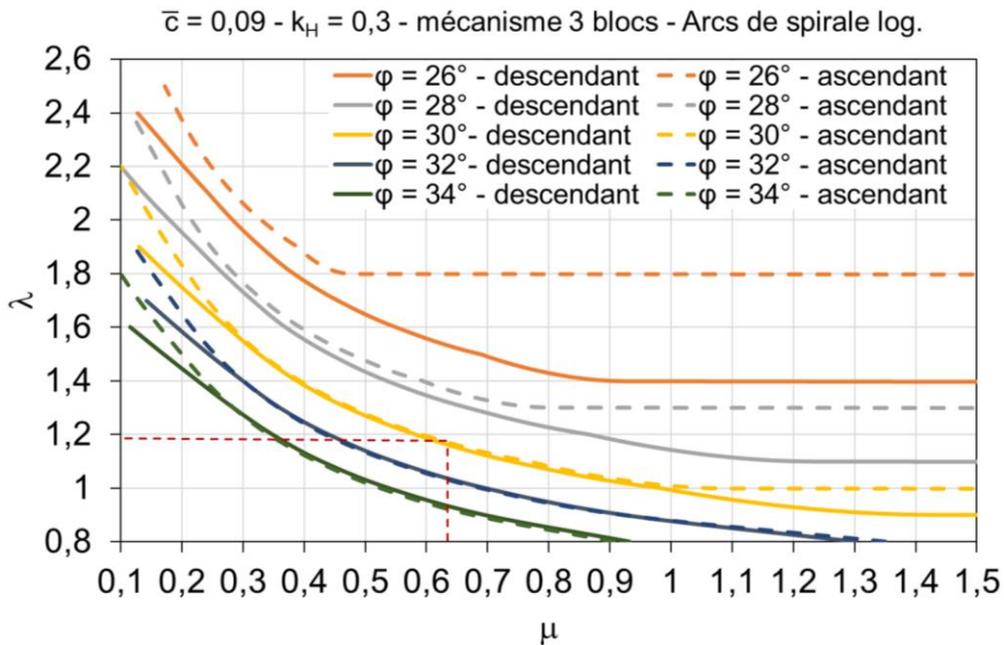


Figure 9. Abaqués de stabilité pour un mécanisme 3 blocs (arc de spirale logarithmique) – $\bar{c} = 9 \%$ et $k_H = 0,3$

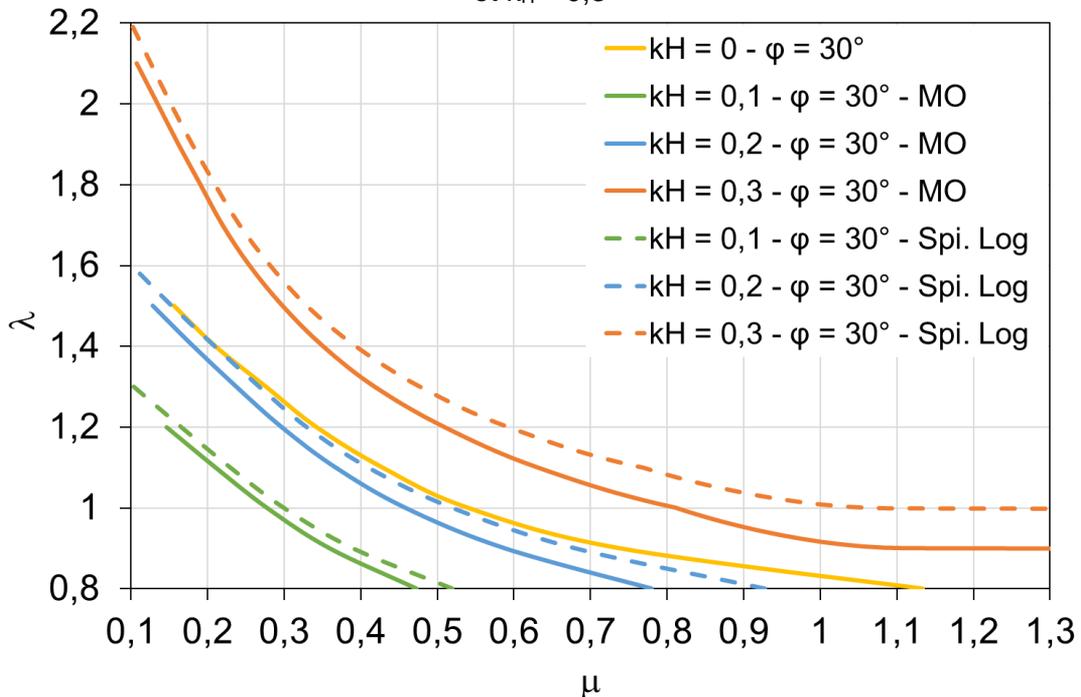


Figure 10. Comparaison des mécanismes plans (Mononobe-Okabe) et en arc de spirale logarithmique (calcul à la rupture) pour $\phi = 30^\circ$ et $k_H = 0$ à $0,3$

5. Analyse de la stabilité externe locale

L'analyse de la stabilité externe locale est réalisée conformément aux dispositions de l'annexe I à la norme NF P94-270 et de l'Eurocode 8. Les justifications sont alors menées en assimilant le massif de sol cloué et sa fondation à un mur de soutènement et une semelle rigides (les formules sont établies dans le cadre de l'analyse limite par des approches cinématiques et statiques). Sauf cas exceptionnels, on considère alors que les forces d'inertie dans le sol ne sont pas concomitantes avec les sollicitations provenant de la structure (Burlon et Criado, 2014), et donc que l'introduction des forces d'inertie verticales conduit à une augmentation de la résistance du sol de fondation. Deux vérifications doivent donc être menées : le glissement sur la base et la portance. La mise sous forme

adimensionnelle des formules de l'Eurocode 8, conduit, pour une zone de sismicité moyenne et un ouvrage de coefficient d'importance égal à 1, aux résultats de la figure 11.

Il apparaît que pour les séismes d'intensité faible à moyenne ($k_H \leq 0,1$) le mécanisme 3 blocs s'avère dimensionnant par rapport au mécanisme de portance tel que défini dans l'Eurocode 8, ce qui est conforme à l'analyse menée en conditions statiques (Valdeyron et Cuira, 2020) et cohérent avec le fait que le cas de charge sismique n'est pas dimensionnant. Dans les conditions sismiques plus sévères ($k_H \geq 0,2$), les mécanismes de portance définis dans l'Eurocode 8 deviennent dimensionnants par rapport aux mécanismes 3 blocs. Ce qui peut s'expliquer, par la définition de ces mécanismes qui autorisent le décollement de la semelle de fondation (Paolucci et Pecker, 1997).

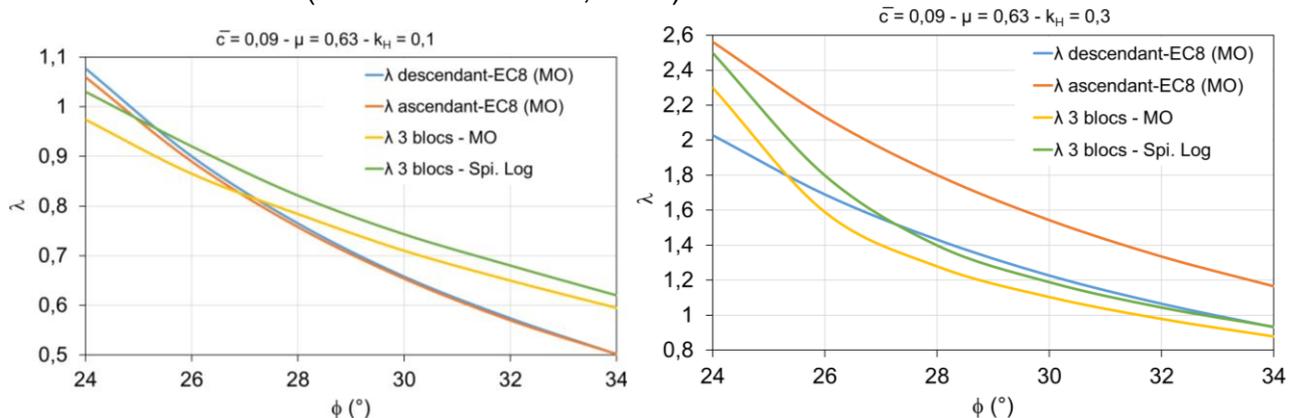


Figure 11. Comparaison de la stabilité externe locale et mixte, $\bar{c} = 9\%$ avec $k_H = 0,1$ à $0,3$

6. Conclusions

L'étude présentée a été menée à l'aide de la méthode cinématique du calcul à la rupture permettant d'explorer aisément des mécanismes monobloc ou 3 blocs et de proposer, pour l'ensemble des justifications à mener (stabilités interne et mixte), un ensemble d'abaques de prédimensionnement. L'approche a également permis d'établir, au-delà d'un certain seuil de cohésion, le caractère non-sécuritaire des vérifications menées selon un schéma de Mononobe-Okabe. A cet effet, il est proposé des exemples de tables de poussée/butée basées sur des cinématiques en arcs de spirales logarithmiques qui peuvent aisément être déclinées pour des configurations plus larges (talus, surcharges, etc.).

7. Références bibliographiques

- Burlon S., Criado D. (2014) Justification de la portance des semelles avec les Eurocodes 7 et 8 en France. JNGG, Beauvais.
- Coussy O., Salençon J. (1979) Analyse de la stabilité des ouvrages en terre par le calcul à la rupture. Annales des Ponts et Chaussées, 4e trimestre 1979.
- Cuira F., Simon B. (2016) Apports de la méthode cinématique du calcul à la rupture pour la conception des soutènements. JNGG, Nancy.
- NF P94-270 (2020) Calcul géotechnique, Ouvrages de soutènement, remblais renforcés et massifs en sol cloué.
- Okabe S., (1924) General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. Journal of the Japan Society of Civil Engineering 10:6, 1277-1323.
- Paolucci R., Pecker A. (1997) Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. Soils and Foundations 37:3, 95-105.
- Salençon J. (1983) Calcul à la rupture et analyse limite. Presses de l'ENPC – Paris.
- Valdeyron G., Cuira F. (2020) Une analyse comparative des règles de justification d'une paroi clouée selon la norme NF P94-270. JNGG, Lyon.