

# UNE ANALYSE COMPARATIVE DES REGLES DE JUSTIFICATION D'UNE PAROI CLOUEE SELON LA NORME NF P94-270

## A COMPARATIVE ANALYSIS OF THE DESIGN RULES OF A NAILED SOIL ACCORDING TO THE FRENCH STANDARD – NF P94-270

Gilles VALDEYRON<sup>1</sup>, Fahd CUIRA<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Cerema, Bordeaux, France

<sup>2</sup> Terrasol, Paris

**RÉSUMÉ** – L'approche cinématique du calcul à la rupture permet d'explorer les différents mécanismes de ruine d'un massif cloué tels qu'introduits par la norme NF P94-270 de l'Eurocode 7. Le formalisme développé dans cette communication permet de déterminer les seuils géomécaniques pour lesquels les mécanismes de stabilité externe ou interne deviennent dimensionnants par rapport à la vérification traditionnelle de stabilité mixte.

**ABSTRACT** – The kinematical approach of the yield design theory enables the assessment of the different downfall mechanisms of a nailed soil as there are introduced by the French standard NF P94-270. The framework used in this communication provides the determination of geomechanics limits for which mechanisms of internal or external stability became the design case in comparison of the traditional combined stability.

### 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 ( $c, \phi$ ). 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  $\phi$  (ce qui minimise le travail des réactions extérieures). On retiendra pour la suite que, dans ce cadre, 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 (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, JNGG 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. Les règles de justification d'une paroi clouée selon la norme NF P94-270

La norme NF P94-270 (2020) pour les massifs cloués et remblais renforcés, introduit un formalisme de justification distinguant explicitement trois mécanismes de ruine : instabilité par perte de résistance interne, instabilité par perte de résistance externe au massif et instabilité par perte de résistance mixte (correspondant au calcul traditionnel). L'ensemble de ces justifications est réalisé selon une approche de calcul 3 (pondération des actions, des propriétés de résistance du terrain et des éléments de renforcement).

La justification de la stabilité interne vise à s'assurer de la résistance structurale des clous et du parement vis-à-vis des sollicitations nécessaires à l'équilibre du massif. La méthode recommandée par la norme NF P94-270, consiste, sur la base d'un calcul de stabilité mixte phasée (voir figure 1), en la détermination de l'effort  $T_{\max;d}$  de traction maximale assurant l'équilibre limite du massif à chaque phase de réalisation (en ayant limité le taux de travail du terrain par l'intermédiaire d'un facteur de sécurité partiel de  $F_{\min} = 1,25 \times 1,10$  ou  $1,25 \times 1,20$  appliqué sur les propriétés de cisaillement  $c$  et  $\tan \phi$ ).

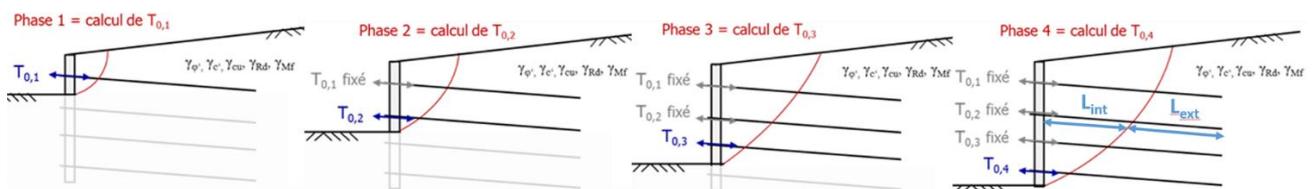


Figure 1. Principe de calcul phasé de la contribution du parement (sans redistribution des efforts)

La contribution du parement à cet équilibre ( $T_{0;d}$ ) est introduite à chaque phase de sorte que

$$T_{\max;d} = \text{Min}(T_{0,d} + P_s q_{s;d} L_{\text{int}} ; P_s q_{s;d} L_{\text{ext}} ; R_{t;c;d}) \quad (1)$$

Où  $P_s q_{s;d} L_{\text{int}}$  (respectivement  $P_s q_{s;d} L_{\text{ext}}$  – voir figure 1) est la valeur de calcul de la résistance d'interaction sol/clou sur la partie interne (respectivement externe) du clou (noté  $T_{\text{clou};d}$ ) et  $R_{t;c;d}$  est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section du lit de clous. Par construction, la méthode permet de justifier à la fois de la résistance d'interaction sol/clou et de la résistance structurale des clous, elle fournit en outre l'effort appliqué au parement par chaque lit de clous permettant ainsi les vérifications structurales du parement. Il est également possible de mener le calcul phasé en tenant compte, lors de

chaque phase, d'une redistribution homogène de l'effort  $T_{0,d}$  entre les différentes lignes de clous.

La justification de la stabilité externe concerne à la fois la stabilité externe générale et la stabilité externe locale (portance et résistance au glissement tels qu'illustrés sur la figure 2). La justification du poinçonnement s'apparente à une vérification de la stabilité du fond de fouille et peut être réalisée selon une cinématique de rupture de type Prandtl (annexe F de la norme NF P94-261).

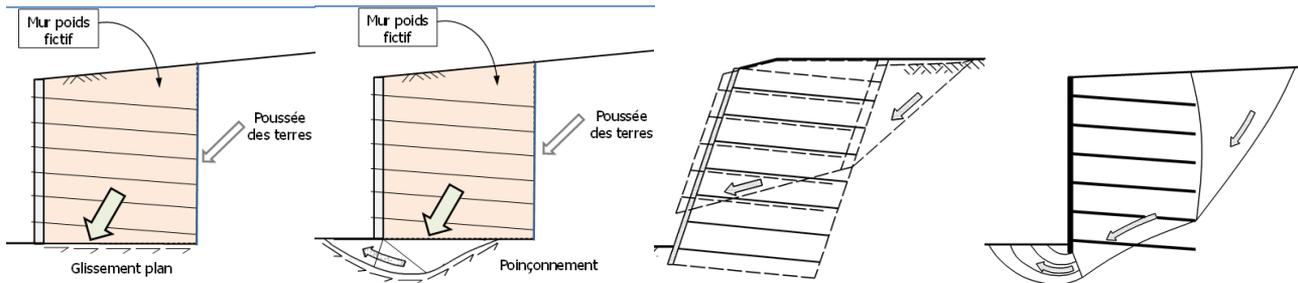


Figure 2. Mécanismes d'instabilité externe Figure 3. Mécanismes d'instabilité 2 blocs et 3 blocs

Enfin, la stabilité mixte est justifiée à l'appui de cinématiques de rupture de type plan, rotationnel ou par blocs (voir figure 3). L'ensemble de ces mécanismes peut être aisément couvert par un formalisme de justification unique basé sur l'approche cinématique du calcul à la rupture.

## 2. Analyse de la stabilité mixte d'une paroi clouée par l'approche cinématique

### 2.1. Etude d'une cinématique plane monobloc

On étudie la cinématique de rupture d'un bloc animé par un vecteur  $\underline{V}$  formant un angle  $\phi$  par rapport à la surface de glissement (voir figure 4). Celle-ci forme un angle  $\theta$  par rapport à l'horizontale. Chaque valeur de  $\theta$  impose une direction précise du champ de vitesse. Explorer les valeurs possibles de  $\theta$  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  $\gamma$ , une cohésion effective  $c'$  et un angle de frottement interne  $\phi'$ . Les clous de même longueur  $L$ , sont forés en diamètre  $D$  et répartis selon un maillage vertical et horizontal ( $s_v$ ,  $s_h$ ) régulier ; ils sont inclinés d'un angle  $\alpha$  par rapport à l'horizontale. Les clous sont supposés travailler en traction uniquement, ce qui correspond au cadre de justification usuel des parements cloués. Les puissances résistantes en jeu ont pour contributions : la puissance des efforts dissipés sur la surface de discontinuité des vitesses EC ( $P_{rm}^{EC}$ ) et la puissance résistante due aux clous ( $P_{rm}^{clou}$ ). La puissance des efforts moteur est due au poids du bloc ECB ( $P_{pes}$ ).

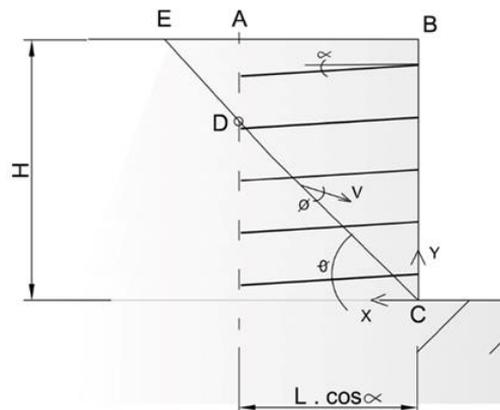


Figure 4. Mécanisme translationnel monobloc

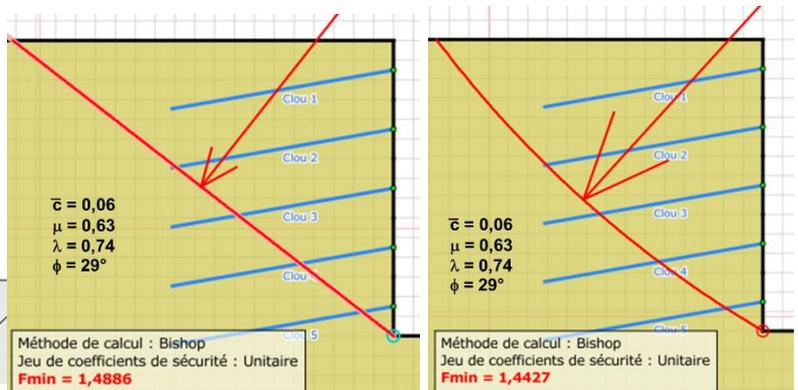


Figure 5. Résultat des calculs Talren

La mise en équation du problème peut être entièrement décrite, en plus de  $\tan(\phi)$ , à l'aide de trois paramètres adimensionnels, notés  $\bar{c}$ ,  $\mu$  et  $\lambda$ , définis par :

$$\bar{c} = \frac{2c}{\gamma H} ; \mu = \frac{\pi D q_s}{\gamma S_v S_h} ; \lambda = \frac{L \cos \alpha}{H} \quad (2)$$

- $\bar{c}$ , cohésion réduite, est le rapport entre la hauteur critique  $\frac{2c}{\gamma}$  et la hauteur du massif H ;
- $\mu$  est le rapport, par ml de clou, de la résistance limite mobilisable à l'interface sol/clou au poids de la maille élémentaire de sol associée à chaque clou ;
- $\lambda$  est l'élanement horizontal du massif de sol renforcé.

Une condition nécessaire de stabilité de l'ouvrage est que la puissance des efforts extérieurs  $P_e$  (ici limitée à  $P_{pes}$ ) demeure inférieure à la puissance résistante maximale :

$$\frac{1}{\bar{c}^2} \cotan \theta \sin(\theta - \phi) \leq \frac{1}{\bar{c}} \frac{\cos \phi}{\sin \theta} + \lambda^2 \frac{\mu}{\bar{c}^2} \cos(\theta + \alpha - \phi) \frac{\sin(\theta + \alpha)}{(\cos \alpha)^2 \cos \theta} \quad (3)$$

Les propriétés de cisaillement  $c$  et  $\tan(\phi)$  intervenant dans l'équation sont introduites directement en valeurs de calcul (pondération à la source par 1,50). On fixe les valeurs de  $\bar{c}$ ,  $\mu$  et  $\tan(\phi)$  et on recherche la valeur de  $\theta$  maximisant la valeur de  $\lambda$ .

Le résultat obtenu est représenté graphiquement à l'aide des diagrammes de la Figure 6. Les courbes reportées représentent les lieux de points correspondant à une pondération de  $F = 1,5$  sur les propriétés de cisaillement – soit l'objectif usuel de sécurité visé. Elles délimitent la zone d'instabilité, située en-dessous de la zone de stabilité (au-dessus). Un ensemble de deux diagrammes de stabilité pour  $\bar{c} = 3 \%$  et  $6 \%$  est fourni à titre d'exemple. Exemple : Paroi clouée de 7,5 m de hauteur soutenant un terrain caractérisé par un poids volumique de  $20 \text{ kN/m}^3$ , un angle de frottement (caractéristique)  $29^\circ$  et une cohésion de  $4,5 \text{ kPa}$ . Les clous sont inclinés de  $10^\circ$  par rapport à l'horizontale et disposés tous les  $1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$ , avec un  $q_{s,d} = 90 \text{ kPa}$  et forés en  $100 \text{ mm}$  de diamètre. On a  $\mu = 0,63$  et  $\bar{c} = 0,06$ . La stabilité mixte de la paroi clouée requiert une valeur de  $\lambda$  de  $0,74$  environ, soit une longueur de clous de  $L = 5,65 \text{ m}$ . Un calcul comparatif mené à l'aide du logiciel Talren v5 (voir Figure 5) montre la bonne concordance des résultats lorsque la cohésion est modérée ( $F = 1,49$ ). On note également que la prise en compte de surfaces de ruptures circulaires conduit à des coefficients de sécurité très proches ( $F = 1,44$ ).

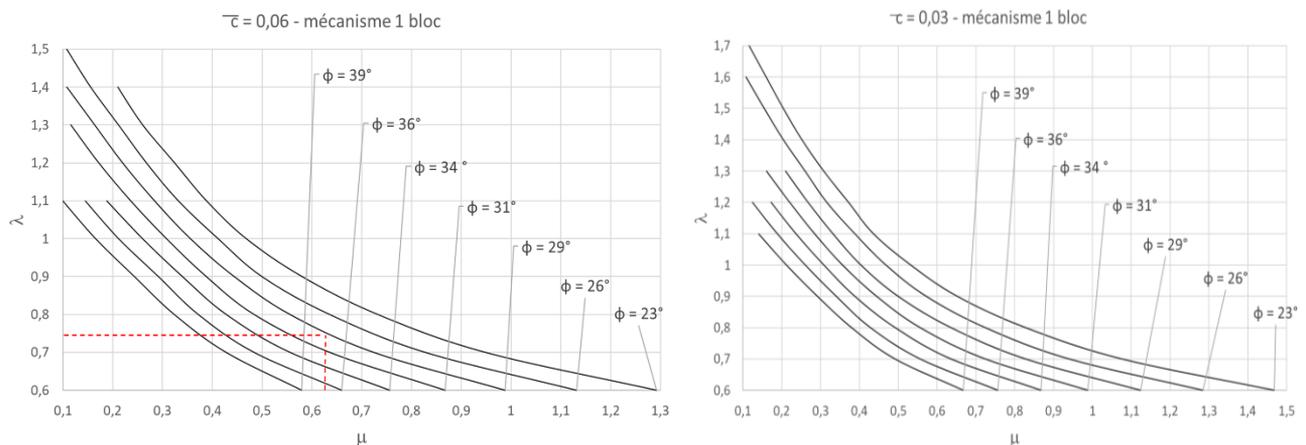


Figure 6. Diagrammes de stabilité pour un mécanisme monobloc –  $\bar{c} = 6 \%$  et  $3 \%$

## 2.2. Etude d'une cinématique plane 2 blocs

L'intérêt des développements présentés ici est qu'ils permettent d'explorer aisément des mécanismes multi-blocs (voir Figure 7), en première approche on propose d'examiner une

cinématique à deux blocs rigides : le bloc amont correspondant à un mécanisme de poussée, l'aval à un mécanisme de glissement plan. Le glissement est autorisé entre les deux blocs avec une rugosité égale à l'angle de frottement du terrain soutenu. Le mécanisme de poussée peut être représenté de façon parfaitement équivalente par un diagramme de poussée active inclinée à  $\phi$  par rapport à l'horizontale (dont le coefficient est estimé soit à partir des tables de Caquot-Kérisel (Kérisel et Absi, 2003), soit directement à l'aide d'un calcul à la rupture notamment en conditions géométriques complexes). Ainsi, la puissance de la poussée et le poids du bloc ABCD agissent comme des éléments moteurs. La puissance résistante est constituée de la contribution de la cohésion, des clous et de la dissipation sur la surface CD. La frontière entre les deux mécanismes est prise, dans le cadre de cet exercice, à la frontière amont du massif cloué.

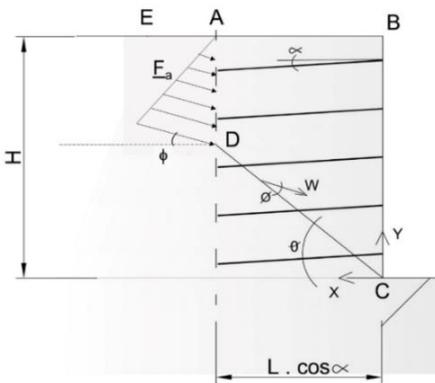


Figure 7. Mécanisme 2 blocs

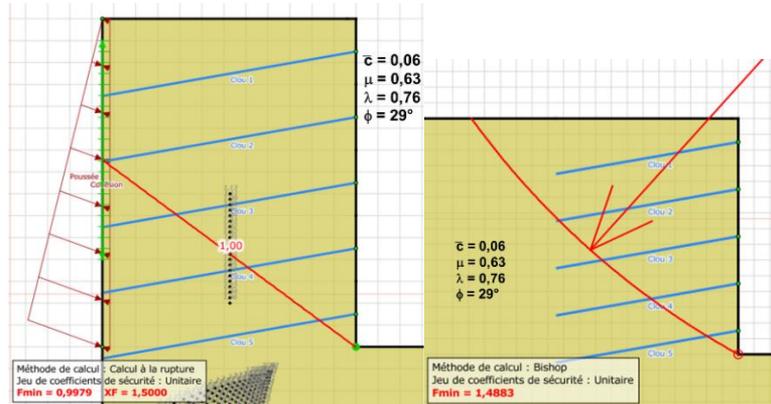


Figure 8. Résultats des calculs Talren

Par rapport à l'équation (3), cela revient à ajouter la contribution de la poussée à la puissance des efforts extérieurs et la contribution de la cohésion à la puissance des efforts résistants. On obtient une mise en forme adimensionnelle faisant apparaître exactement les mêmes paramètres que ceux présentés en (2). Le résultat est présenté sous forme graphique sur la figure 9. La cinématique examinée (avec une contrainte sur la position de la frontière entre les deux mécanismes) ici apparaît très proche du mécanisme mono-bloc (figure 10), ce qui confirme les dimensionnements traditionnellement effectués. Pour l'exemple présenté en 2.1 ( $H = 7,5$  m etc.), cela donne la même longueur de clous ( $L = 5,79$  m). L'exploration de ce type de mécanisme à l'aide de Talren (permettant de traiter une cinématique au niveau du bloc aval) conduit à un résultat très similaire ( $F = 1,50$  – figure 8).

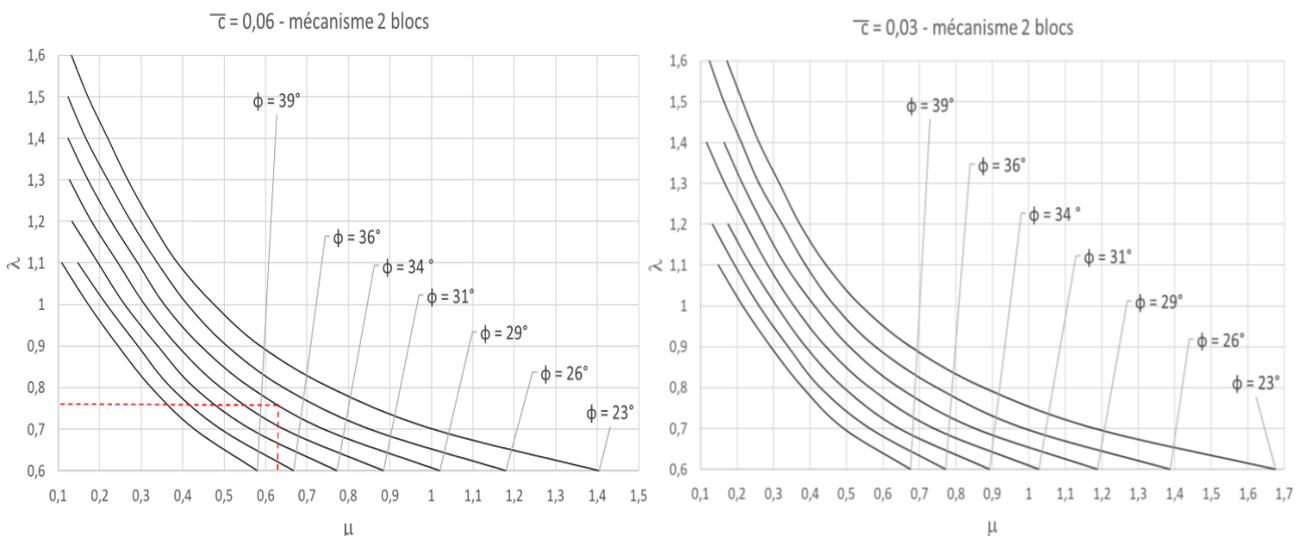


Figure 9. Diagrammes de stabilité pour un mécanisme 2 blocs –  $\bar{c} = 6\%$  et  $3\%$

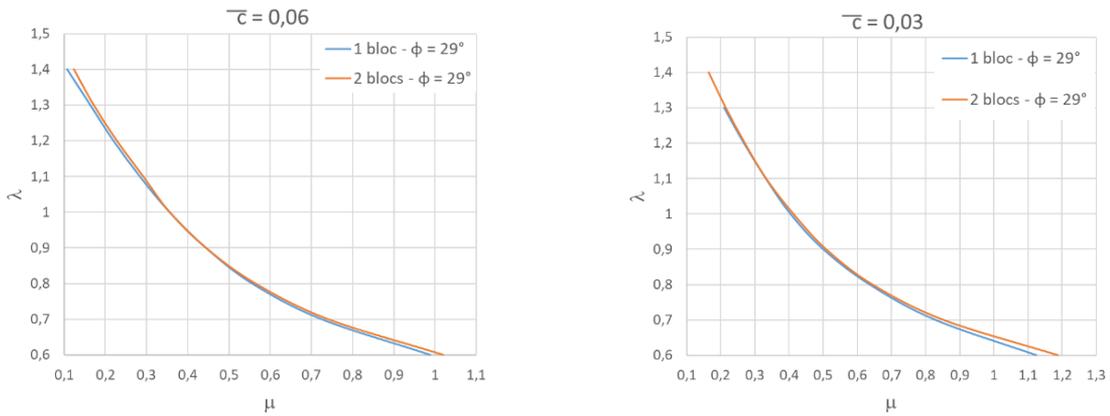


Figure 10. Comparaison des diagrammes de stabilité pour les mécanismes 1 et 2 blocs pour  $\bar{c} = 6 \%$  et  $3 \%$  et  $\phi = 29^\circ$

### 2.3. Etude d'une cinématique plane 3 blocs

Ce type de cinématique correspond à des mécanismes engageant la résistance du terrain situé sous le fond de fouille. Un tel mécanisme peut être abordé de façon simplifiée (Simon, 2006) selon les principes de la figure 11 : le bloc amont correspond à un mécanisme de poussée, le bloc central à un mécanisme de glissement plan et le bloc aval à un mécanisme de butée. Par rapport au mécanisme 2 blocs, il y a lieu de considérer également la puissance résistante due à la butée (ainsi qu'éventuellement l'effet de la cohésion).

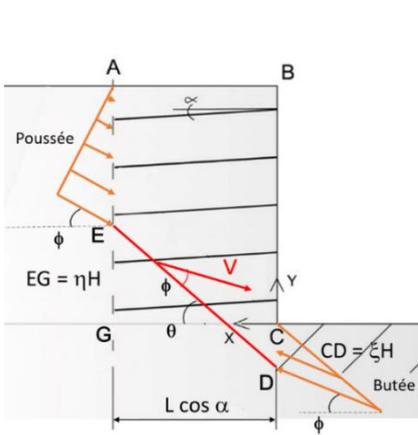


Figure 11. Mécanisme 3 blocs

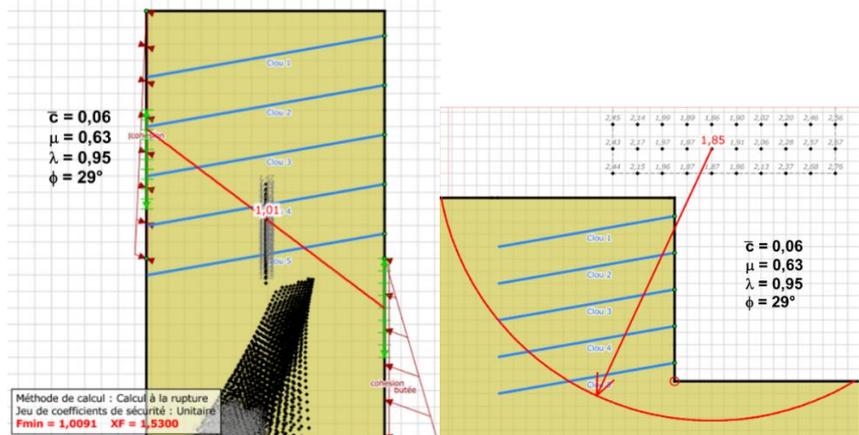


Figure 12. Résultats du calcul Talren

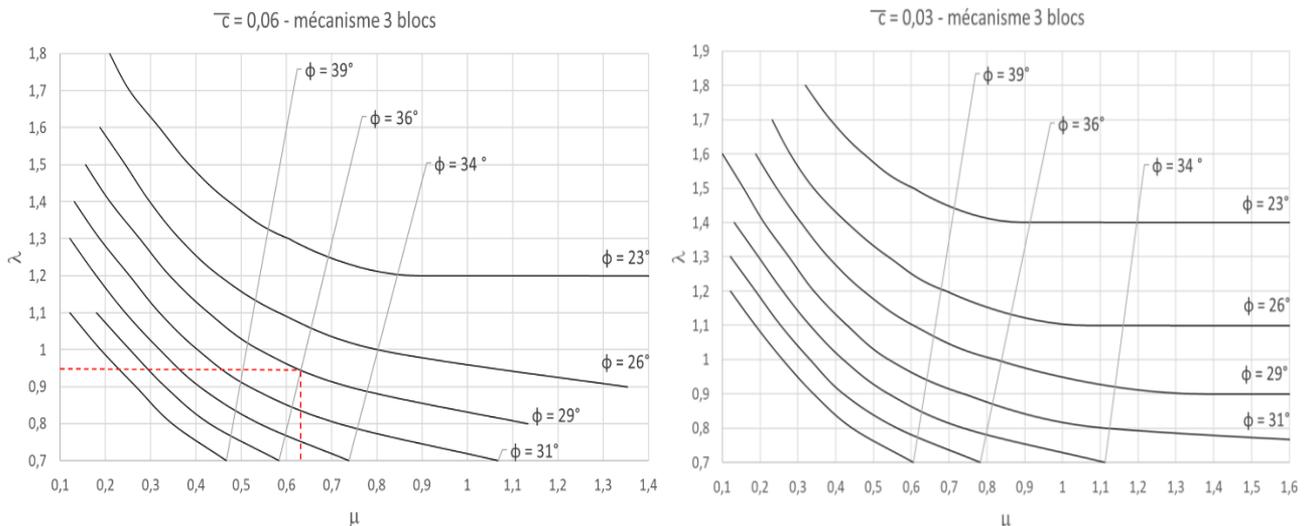


Figure 13. Diagrammes de stabilité pour un mécanisme 3 blocs –  $\bar{c} = 6 \%$  et  $3 \%$

Le couple  $(\eta = \frac{EG}{H}, \theta)$  détermine alors l'ensemble des mécanismes à explorer (figure 11), on obtient ainsi une mise sous forme adimensionnelle similaire qui permet l'élaboration des diagrammes de stabilité (figure 13). On montre alors, dans le cas d'un terrain homogène, que le mécanisme 3 blocs est systématiquement plus défavorable que le mécanisme 2 blocs et conduit par exemple, pour un angle de frottement caractéristique de  $29^\circ$ , à une augmentation de l'ordre de 25 % du linéaire de clous (figure 14). Pour l'exemple traité en 2.1 et 2.2 cela donne  $\lambda = 0,95$  soit  $L = 7,20$  m. Le même mécanisme étudié sous Talren conduit à des résultats proches ( $XF = 1,53$  – figure 12).

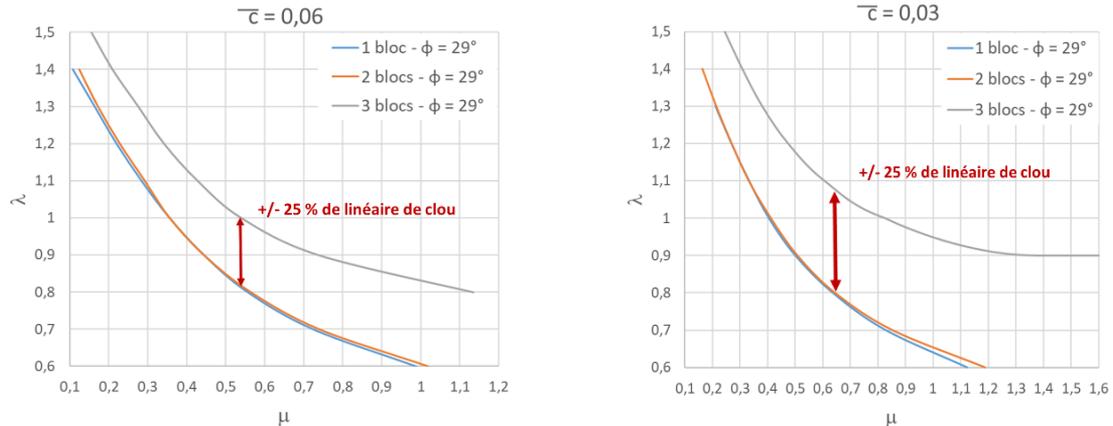


Figure 14. Comparaison des diagrammes de stabilité pour les mécanismes 2 et 3 blocs pour  $\bar{c} = 6 \%$  et  $3 \%$  et  $\phi = 29^\circ$

### 3. Application à la vérification de la stabilité interne (mécanisme mono-bloc)

La formulation présentée en §2.1 peut être aisément adaptée à la procédure de justification de la stabilité interne. Celle-ci repose sur la détermination des efforts appliqués en tête des clous strictement nécessaires à l'équilibre du massif renforcé. Par souci de simplification, les résultats qui suivent sont exprimés selon un schéma de rupture monobloc, pour la phase finale, et avec redistribution uniforme de la contribution du parement à l'équilibre global. Les valeurs de  $T_{0;d}$  (contributions du parement) de résultante  $R_{0;d}$  ( $= \sum T_{0;d} \cos \alpha / S_h$ ) et  $R_{max;d}$  ( $= \sum T_{max;d} \cos \alpha / S_h$ ) la résultante des efforts au parement, peuvent être fournies sous forme d'abaque (figure 15). Pour l'exemple présenté au 2-, cela donne, par ml de paroi clouée :  $R_{0;d} = 126$  kN/ml et  $R_{max;d} = 233$  kN/ml ( $= R_{clou;d} + R_{0;d}$ ).

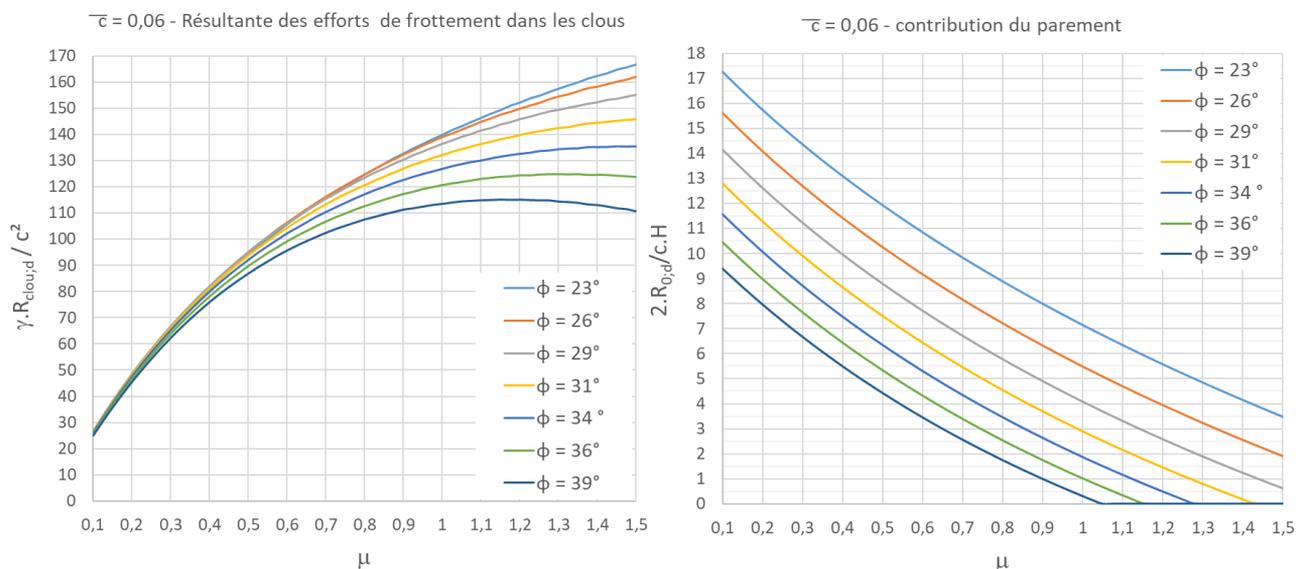


Figure 15. Abaque de prédimensionnement des efforts au parement pour  $\bar{c} = 6 \%$

#### 4. Analyse de la stabilité externe locale

L'analyse de la stabilité externe locale est usuellement menée à l'aide d'un schéma de rupture de type Prandtl, elle s'apparente à un phénomène de rupture de fond de fouille tel qu'il est justifié pour les écrans de soutènement (également appelé renard solide). La mise en forme adimensionnelle des formules de portance données par l'annexe F de la norme NF P94-261 permet de déterminer, toujours au sens d'une approche 3 (pondération par 1,5 des propriétés de cisaillement), la valeur minimale  $\lambda_{min}$  de l'élançement permettant de vérifier le critère de stabilité externe locale (toujours dans l'hypothèse dans d'un terrain d'assise ayant les mêmes propriétés mécaniques que le terrain soutenu). Pour les angles de frottement inférieurs à 31° (valeur caractéristique), la stabilité externe locale s'avère plus défavorable que le mécanisme 2 blocs, mais elle est couverte par le mécanisme 3 blocs qui apparaît donc comme le mécanisme dimensionnant.

Tableau 1. Comparaison stabilité externe locale / mixte 2 et 3 blocs –  $\bar{c} = 6\%$  ( $S_v = S_h = 1,5\text{ m}$ )

$\phi$ (°)	23	26	29	31	34	35
$q_{s;d}$ (kPa)	70*	90	90	90	90	90
$\mu$	0,49	0,63				
$\lambda_{min}$	1,36	1,06	0,87	0,72	0,60	0,55
$F_{2blocs}$	> 1,5	> 1,5	> 1,5	= 1,5	< 1,5	< 1,5
$F_{3blocs}$	< 1,5	< 1,5	< 1,5	< 1,5	< 1,5	< 1,5

\* : frottement limite de calcul compatible avec un angle de frottement caractéristique de 23°.

#### 5. 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 comportant un, ou plusieurs blocs en interaction. L'étude permet notamment d'établir, pour le cas d'une paroi clouée soutenant un terrain frottant, les seuils géomécaniques pour lesquels les mécanismes de stabilité externe ou interne deviennent dimensionnants par rapport à la vérification traditionnelle de stabilité mixte. On montre ainsi que les mécanismes 3 blocs couvrent implicitement la stabilité externe locale. Ces résultats ont également pour vocation d'éclairer l'application pratique des dispositions de la nouvelle version de la NF P94-270 (2020) pour la justification des massifs en sol cloué. À cette fin, des exemples d'abaques de stabilité qui permettent d'identifier les mécanismes dimensionnants sont proposés. Ils viennent compléter, par l'exploration de mécanismes plus élaborés et dimensionnants, ceux proposés pour les mécanismes monoblocs rotationnels (Gigan, 1986). Ils peuvent être utiles à l'ingénieur lors des phases de prédimensionnement et pourront être aisément complétés pour le dimensionnement au séisme des ouvrages.

#### 6. Références bibliographiques

- 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.
- Gigan J.P. (1986) Application du clouage en soutènement – Paramètres de conception et de dimensionnement des ouvrages. Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées n°143.
- Kérisel J., Absi E. (2003) Tables de poussée et de butée des terres. Presses de l'ENPC.
- Salençon J. (1983) Calcul à la rupture et analyse limite. Presses de l'ENPC – Paris.
- Simon B. (2006) Applications du calcul à la rupture aux ouvrages de soutènements. Compte-rendu Symposium international ELU – ULS, LCPC, Paris.
- NF P94-270 (2020) Calcul géotechnique, Ouvrages de soutènement, remblais renforcés et massifs en sol cloué.