

Analyse de l'impact de la stabilité de versant sous séisme sur le comportement des micropieux

Analysis of the impact of seismic slope stability on micropile behavior

Alia HATEM-QUIRIN ^{1*}, Guillaume CHAMPAGNE DE LABRIOLLE¹, Olivier GIVET¹

1 Arcadis, Paris, France

**alia.hatemquirin@arcadis.com*

RESUME : La stabilité des versants en zones montagneuses, souvent constitués de sols hétérogènes et exposés aux aléas sismiques, représente un défi majeur pour la construction d'ouvrages. Dans ce contexte complexe, où la nature du sol varie considérablement – allant de roches saines à des éboulis instables, l'utilisation des micropieux (MP) peut s'avérer la seule solution dans le cas où le contexte ne permet pas la réalisation de pieux forés tubés classiques. Les MP permettent d'ancrer profondément les fondations des ouvrages et de stabiliser les pentes, garantissant ainsi la sécurité des infrastructures qui y sont implantées.

Cet article a pour objectif de présenter une méthodologie de conception des micropieux spécifiquement élaborée pour les ouvrages implantés en versant. L'intention est de fournir un cadre d'analyse complet, capable d'évaluer précisément la performance de ces renforts sous diverses sollicitations, qu'elles soient statiques ou dynamiques.

Deux scénarios critiques sont étudiés pour la conception des MP : le premier est lié au risque de flambement dans un sol stable, tandis que le second concerne les MP sollicités par un mouvement de terrain. L'analyse du comportement des MP, fondée sur les relations moment-courbure, distingue leurs phases élastique et plastique, tout en considérant la distribution non linéaire des pressions dynamiques du sol. Pour affiner cette analyse, l'estimation des déplacements irréversibles du sol dus aux séismes est également intégrée via une méthode empirique (Ambraseys et Menu, 1988).

En somme, la méthodologie proposée, qui intègre l'analyse géotechnique, l'analyse structurelle non linéaire et l'évaluation des pressions de sol dynamiques, constitue une approche rigoureuse pour assurer la sécurité et la résilience des ouvrages en versant confrontés à des risques sismiques élevés et des sols complexes. Pour les besoins de la modélisation, ces formations hétérogènes sont ici assimilées à un milieu équivalent homogène à cohésion croissant avec la profondeur, permettant de traduire macroscopiquement l'augmentation de la résistance avec le confinement

ABSTRACT: Slope stability in mountainous areas, often composed of heterogeneous soils and exposed to seismic hazards, represents a major challenge for infrastructure development. In such complex environments, where soil types vary considerably—ranging from solid rock to unstable debris—micropiles (MPs) may emerge as the only viable solution when site constraints preclude the installation of conventional piles. MPs enable deep foundation anchoring and slope stabilization, thereby ensuring the safety of the projected infrastructure.

This paper presents a micropile design methodology specifically developed for structures located on slopes. It aims to provide a comprehensive analytical framework for accurately assessing the performance of these reinforcements under various static and dynamic loads.

Two critical design scenarios are investigated: the first addresses buckling risk, while the second focuses on MP subjected to lateral soil movement. The analysis of the behavior of MPs, based on moment-curvature relationships distinguishes between their elastic and plastic phases while accounting for the nonlinear distribution of dynamic earth pressures. To refine this analysis, the estimation of permanent seismic-induced ground displacements is integrated using an empirical approach (Ambraseys and Menu, 1988).

In summary, the proposed methodology, which combines geotechnical analysis, nonlinear structural modelling, and the dynamic earth pressures assessment, provides a rigorous framework to ensuring the safety and resilience of slope structures facing high seismic risks and complex soil conditions. For modeling purposes, these heterogeneous formations are treated as a homogeneous equivalent medium with depth-increasing cohesion, effectively capturing the increase in strength due to natural consolidation

Mots-clés: Micropieux ; Stabilité des versants ; Risque sismique ; Interaction sol-structure ; Conception géotechnique.

1 INTRODUCTION

En contexte alpin, la pérennité des ouvrages géotechniques exige une caractérisation fine des formations superficielles (éboulis, colluvions, moraines, remblais), dont les propriétés mécaniques présentent souvent une forte dispersion. Bien que stables à l'état naturel, ces formations sont vulnérables aux déstabilisations d'origine anthropique (terrassements, surcharges) ou sismique. Face à ces aléas, les micropieux (MP) constituent une solution de renforcement pertinente, mobilisant conjointement le transfert de charges au substratum et l'effet de goujon au niveau de la surface de glissement. Au-delà de leur performance mécanique, ils offrent une adaptabilité indispensable en sites montagneux, là où les équipements de fondations profondes traditionnels ne peuvent intervenir.

Historiquement, l'usage des micropieux a évolué de la reprise en sous-œuvre (Lizzi, 1950) vers des applications de stabilisation globale des versants instables, comme le rapportent (Bruce et al., 1977). De nombreux auteurs ont documenté l'efficacité de réseaux réticulés pour "clouer" des masses glissantes au substratum rocheux (Cantoni et al., 1989). Toutefois, cette stratégie de stabilisation exhaustive rencontre des limites majeures en zone de haute montagne, tant par l'ampleur des volumes de sols mobilisés que par la complexité des interactions dynamiques. Les retours d'expérience de séismes majeurs, tels que ceux de Loma Prieta (1989) ou de Kobe (1995), ont en effet démontré que la sécurité des infrastructures ne dépend pas impérativement de l'immobilisation totale du massif, mais de la capacité des éléments structurels à supporter des déplacements transitoires ou permanents sans perte de portance (Tatsuoka et al., 1997) et (Hanna et al., 2001).

Dans cette perspective, le présent article propose une stratégie de dimensionnement séquentielle pour les MP en site montagneux, intégrant une loi de cohésion croissante avec la profondeur des sols meubles reposant sur le substratum rocheux et une analyse découplée des déplacements sismo-induits. La stratégie exposée délaisse la stabilisation globale du versant, souvent irréaliste économiquement, au profit d'une conception basée sur la performance de l'ouvrage (Performance-Based Design). L'objectif est de dépasser la simple vérification de la stabilité globale pour garantir la performance structurelle de la fondation sous sollicitations sismiques.

2 METHODOLOGIE

La méthodologie adoptée s'intègre dans le cadre d'une étude sismique globale des ouvrages implantés en versant. Elle intervient en complément des vérifications usuelles de la portance géotechnique axiale des micropieux (MP) sous sollicitations statiques et sismiques, lesquelles constituent un prérequis impératif. L'approche présentée ici vise spécifiquement à justifier le dimensionnement des armatures des MP face au mouvement latéral du versant, en générant des sollicitations de flexion-cisaillement complexes. Il convient de souligner que les codes de calcul de structure conventionnels (type Robot ou Sofistik), bien qu'optimisés pour l'analyse des superstructures, s'avèrent inadaptes pour modéliser le couplage entre la cinématique d'un glissement de terrain et la réponse élastoplastique de la section d'acier.

La méthodologie s'inscrit dans une démarche de conception basée sur la performance. Elle s'articule autour de quatre phases séquentielles : (i) la définition d'un modèle stratigraphique bicouche sols meubles-substratum rocheux incluant une loi de cohésion variable avec la profondeur des sols meubles, (ii) l'évaluation de la stabilité sismique par analyse pseudo-statique, (iii) l'estimation des déplacements sismo-induits irréversibles (approche de Newmark), et (iv) l'analyse de l'Interaction Sol-Structure (ISS) soumettant les MP à des sollicitations cinématiques et inertielles couplées. Le dimensionnement final des MP vise à garantir leur intégrité structurelle via des lois de comportement élasto-plastiques, validant la ductilité du système pour assurer la portance de l'ouvrage.

3 MODELE GEOMECANIQUE

3.1 Géométrie du prisme de rupture

Le mécanisme de rupture est modélisé par un glissement plan, isolant un prisme de formations superficielles instables Figure 1. La géométrie est définie par l'inclinaison de la pente naturelle β , la distance de l'ouvrage à la crête a , la hauteur H de la masse instable (distance verticale du pied du glissement à la crête) et l'inclinaison i du plan de glissement potentiel. Le poids W et la longueur L du bloc sont déterminés géométriquement pour chaque inclinaison i considérée selon les équations (1) à (3) :

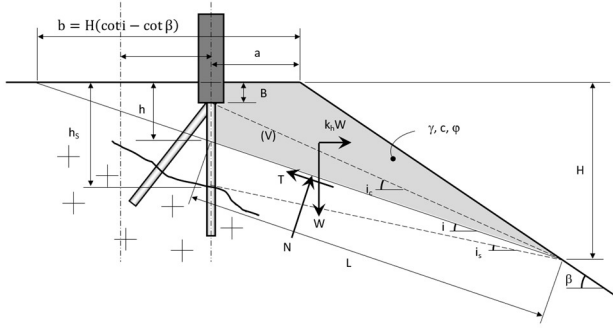


Figure 1. Schématisation du problème et notations

$$W = \frac{1}{2} \gamma [bH - (b - a)^2 \tan i] \quad (1)$$

$$b = H(\cot i - \cot \beta) \quad (2)$$

$$L = \frac{H}{\sin i} - \frac{b-a}{\cos i} = \frac{H \cot \beta + a}{\cos i} \quad (3)$$

où W (kN/m) est le poids du prisme par mètre linéaire, γ (kN/m³) est le poids volumique du sol, H (m) est la hauteur de la pente, b (m) est la base géométrique du prisme, a (m) est la largeur de la banquette, i (°) est l'inclinaison du plan de rupture et L (m) est la longueur du plan de glissement.

3.2 Caractérisation de la cohésion variable

La caractérisation de la résistance au cisaillement des éboulis s'écarte ici des modèles à paramètres constants pour adopter une loi de variation linéaire de la cohésion effective $c'(z)$ en fonction de la profondeur z , reflétant la consolidation naturelle des matériaux, Figure 3 :

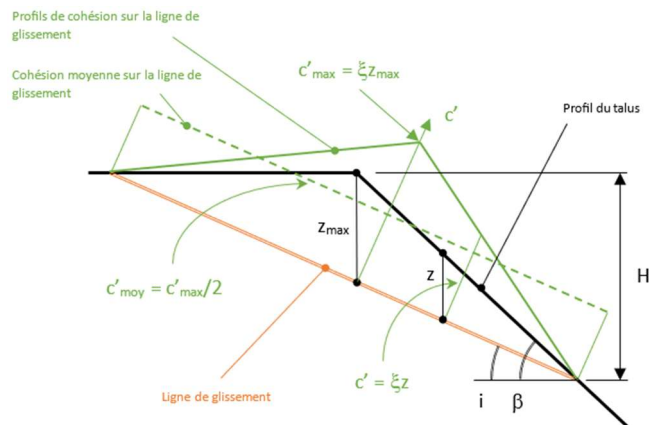


Figure 2. Profil de distribution de la cohésion effective et détermination de la cohésion moyenne équivalente sur le plan de rupture.

Le gradient de cohésion ξ est calé par rétro-analyse pour satisfaire l'équilibre statique initial (Γ_s), en utilisant les expressions (4) et (5) et en assimilant le talus à une pente infinie:

$$c'(z) = \xi \cdot z \quad (4)$$

$$\xi = \gamma \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \cdot \left(\Gamma_s - \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \right) \quad (5)$$

où $c'(z)$ (kPa) est la cohésion effective à la profondeur z (m), ξ (kN/m³) est le gradient de cohésion, β (°) est l'inclinaison du talus, Γ_s (-) est le facteur de sécurité statique cible, ϕ' (°) est l'angle de frottement effectif.

Pour les besoins de l'analyse à l'équilibre limite global, une cohésion moyenne équivalente c'_{moy} est calculée sur la hauteur du prisme. Sa valeur est dérivée de la valeur maximale c'_{max} atteinte à la profondeur maximale du plan de rupture, noté z_{max} . Cette profondeur z_{max} représente la distance verticale maximale entre la surface du talus et le plan de glissement, défini par $z_{max} = H \left(1 - \frac{\tan i}{\tan \beta} \right)$.

La cohésion moyenne sur le plan de glissement est alors défini par l'équation (6) :

$$c'_{moy} = \frac{c'_{max}}{2} = \frac{\xi \cdot H}{2} \left(1 - \frac{\tan i}{\tan \beta} \right) \quad (6)$$

Où c_{moy} (kPa) est la cohésion moyenne équivalente sur le plan de glissement.

3.3 Stabilité sismique et accélération de rupture

L'action sismique de calcul est définie par l'accélération maximale a_{max} conformément à l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1/NA). Cette valeur est ensuite convertie en un coefficient sismique horizontal k_{max} , représentant le ratio de l'accélération du site par rapport à la pesanteur :

$$a_{max} = a_N = \gamma_l a_{gr} S S_T \quad (7)$$

$$k_{max} = \frac{a_{max}}{g} \quad (8)$$

où a_{max} (m/s²) est l'accélération maximale au sol, γ_l (-) est le coefficient d'importance de l'ouvrage, a_{gr} (m/s²) est l'accélération de référence sur sol de classe A, S (-) est le paramètre de sol, S_T (-) est le coefficient d'amplification topographique, k_{max} est le coefficient sismique horizontal de dimensionnement et g (m/s²) est l'accélération de la pesanteur.

Le facteur de sécurité dynamique Γ_d est alors formulé en introduisant la force d'inertie horizontale $F_h = k \cdot W$ Figure 1. L'accélération de rupture, notée k_y (i), correspond à l'intensité sismique nécessaire pour amener ce facteur de sécurité à l'unité ($\Gamma_d=1$). La valeur de la résistance sismique k_y (i) selon le plan i est

obtenue en inversant l'équation d'équilibre (9) pour aboutir à l'expression (10) :

$$\Gamma_d = \frac{c'_{moy} \cdot L + W \cdot (\cos i - k \cdot \sin i) \cdot \tan \phi'}{W \cdot (\sin i + k \cdot \cos i)} \quad (9)$$

$$k_y(i) = \frac{\frac{c'_{moy} \cdot L}{W \cdot \cos i} + \tan \phi' - \tan i}{1 + \tan i \cdot \tan \phi'} \quad (10)$$

Où Γ_d (-) est le facteur de sécurité dynamique, c_{moy} (kPa) est la cohésion moyenne sur le plan de glissement, L (m) est la longueur du plan de glissement, W (kN/m) est le poids du prisme, i (°) est l'inclinaison du plan de rupture, k (-) est le coefficient sismique horizontal, ϕ' (°) est l'angle de frottement effectif et $k_y(i)$ (-) est l'accélération de rupture associée au plan i .

L'identification de l'accélération de rupture se heurte à l'indétermination intrinsèque de la surface de glissement. En théorie, le massif peut céder selon une infinité de plans d'inclinaison i compris entre la pente naturelle β et l'inclinaison en deçà de laquelle la stabilité est assurée sous k_{max} . La résistance sismique de la pente est donc une fonction dépendante de cet angle et l'accélération de rupture k_y (yield acceleration) définit le seuil de résistance de versant.

En pratique, le calcul procède par un balayage de toutes les inclinaisons possibles dans l'intervalle $[i_s, i_c]$ (équations (11) à (13) pour le calcul de $k_y = k_y(i)$ (Figure 3) :

$$k_y = k_y(i) \text{ pour } i \in [i_s, i_c] \quad (11)$$

$$i_c = \text{atan} \left(\frac{H-B}{H \cot \beta + a} \right) \quad (12)$$

$$i_s = \text{atan} \left(\frac{H-h_s}{H \cot \beta + a} \right) \quad (13)$$

où $k_y(i)$ (-) est l'accélération de rupture associée à un plan d'inclinaison i (°), i_s (°) est l'inclinaison minimale possible (substratum) et i_c (°) est l'inclinaison à partir de laquelle l'ouvrage est intéressé par le glissement considéré, Figure 1.

Lorsque la condition d'instabilité est atteinte ($k_{max} > k_y$, le seuil étant atteint pour i_{min}) il convient de quantifier l'amplitude des déplacements irréversibles pour chaque plan de glissement potentiel. Le micropieu traverse en effet une succession de surfaces de rupture possibles, chacune générant son propre champ de déplacement $u(i)$. Comme l'illustre la courbe en orange de la Figure 3, l'enveloppe des déplacements calculés pour l'ensemble des

inclinaisons i définit une fonction $g(z)$ correspondant à :

$$g(z) = \text{env}[u(i)] \quad (14)$$

où $g(z)$ (m) est le profil de déplacement latéral en deçà duquel le MP est autorisé à se déplacer.

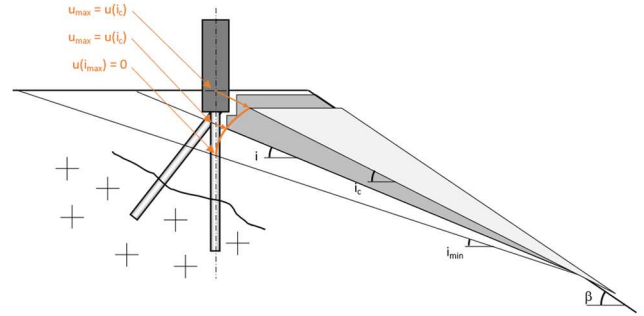


Figure 3.-Enveloppe orange des déplacements sismo-induits $g(z)$, résultant de la superposition des mécanismes de glissement potentiels dans l'intervalle $[i_{min}, i_c]$

Si le coefficient sismique de dimensionnement du projet k_{max} est supérieure à k_y , le versant entre en phase plastique le long du plan i_c . Le profil enveloppe $g(z)$ est alors imposé comme condition limite cinématique au modèle d'Interaction Sol-Structure (ISS). Cette approche garantit que le dimensionnement des armatures des MP couvre l'intégralité des mécanismes de glissement activables, assurant ainsi la performance structurelle de l'ouvrage face à l'aléa sismique.

4 CALCUL DES DEPLACEMENTS SISMO-INDUITS ET COMPATIBILITE CINEMATIQUE

4.1 Estimation des déplacements irréversibles

En condition d'instabilité transitoire ($k_{max} > k_y$), l'analyse de l'équilibre limite est complétée par une estimation des déplacements irréversibles cumulés (u). Pour ce faire, nous utilisons la formulation semi-empirique d'Ambraseys et Menu (1988) (Kramer, 1996) valable pour $0,1 < k_y/k_{max} < 0,9$ et $6,6 < M_s < 7,3$ et jugée pertinente pour le contexte sismique alpin.

Le déplacement permanent, calculé pour chaque plan d'inclinaison i est défini par la relation logarithmique suivante:

$$\log(u) = 0.9 + \log \left[\left(1 - \frac{k_y}{k_{max}} \right)^{2.53} \left(\frac{k_y}{k_{max}} \right)^{-1.09} \right] \quad (15)$$

Où u (cm) est le déplacement résiduel calculé, k_y (-) est l'accélération de rupture associée au plan considéré et k_{max} (-) est le coefficient sismique de dimensionnement.

Une fraction de l'écart-type $\sigma_{\log u} = 0,30$ peut être additionnée au déplacement moyen calculé par cette équation pour obtenir un déplacement de dimensionnement sécuritaire. L'enveloppe de ces déplacements $u(i)$ définit alors la fonction $g(z)$ présentée précédemment.

4.2 Vérification de la compatibilité cinématique

Dans une démarche de conception basée sur la performance (Performance-Based Design), la valeur de u_{max} issue de l'enveloppe $g(z)$ n'est pas un simple indicateur de stabilité, mais une donnée d'entrée pour le dimensionnement structurel. Ce déplacement est imposé comme condition limite cinématique aux MP situés dans la zone instable.

Le critère de validation ne repose plus sur la stabilité du sol, mais sur la compatibilité déformationnelle du système : les efforts internes (flexion et cisaillement) induits par le profil de $g(z)$ doivent demeurer inférieurs aux capacités ultimes des MP. Cette approche permet d'établir un zonage opérationnel du site :

- Zones compatibles : Le déplacement u_{max} est admissible par la ductilité des MP. L'intégrité de la fondation est garantie.
- Zones critiques : Le déplacement impose des sollicitations dépassant les limites de ductilité du tube d'acier. L'expérience montre que lorsque les déplacements permanents atteignent l'ordre décimétrique, la demande en flexion peut imposer un maillage de micropieux si serré qu'il devient techniquement et économiquement prohibitif. Dans ces configurations extrêmes, la pertinence de la solution micropieux doit être réévaluée au profit d'une modification de l'implantation de l'ouvrage ou d'un changement de système de fondation.

5 ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE (ISS)

La phase finale de la méthodologie consiste en la validation structurelle des MP sous sollicitations couplées. Cette phase couple les effets inertiels de la superstructure et l'aléa cinématique issue de l'analyse de la stabilité globale $g(z)$. Ce couplage révèle une dualité des états limites, imposant l'analyse de deux

scénarios de ruine distincts, régis par la condition de contact sol-MP au cours du séisme.

5.1 Typologie des Mécanismes de Ruine

L'analyse montre que la défaillance du système ne saurait se résumer à un mécanisme unique. Le dimensionnement doit considérer l'enveloppe de deux comportements opposés : une instabilité d'équilibre élastique (flambement) et une instabilité par épuisement de la ductilité (flexion) Figure 4 et Figure 5 :

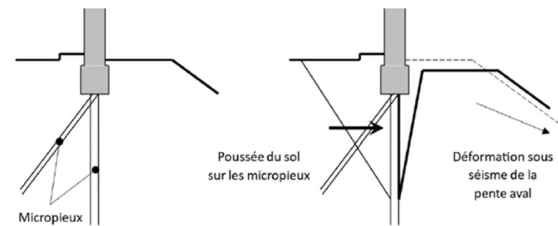


Figure 4. Principe de comportement du versant sous séisme en interaction avec les MP

5.1.1 Situation 1 : Instabilité Élastique par Défaut de Confinement (Flambement)

Ce scénario critique survient lors d'une déroboade du prisme de sol en avant de l'ouvrage (glissement superficiel ou tassement différentiel), entraînant une perte de la butée latérale. Sur la hauteur déchaussée, le MP fonctionne comme une colonne isolée soumise à l'effort normal sismique (N_{Ed}) sans confinement. La vérification de stabilité repose sur la comparaison de la charge axiale avec la charge critique d'Euler (N_{cr}), calculée selon l'équation (16), en considérant deux modes de flambement (Figure 5)

- Mode Transversal (coupe A-A) : Flambement dirigé vers la pente aval, cinématiquement bornée par la butée résiduelle de la masse glissée (si non nulle),
- Mode Longitudinal (coupe B-B): Flambement dans l'axe de l'ouvrage. Ce mode devient prépondérant en cas de décollement à l'interface sol-structure, le MP se retrouvant libre de flamber sur toute sa hauteur libre sans entrave latérale.

Le critère de validation structurelle impose la stabilité de l'équilibre élastique :

$$N_{Ed} \leq N_{cr} \quad (16)$$

où N_{Ed} (kN) est l'effort normal de calcul en situation sismique (incluant les effets inertiels de la superstructure), et N_{cr} (kN) est la charge critique de flambement, calculée en intégrant la rigidité réelle de la liaison tête-semelle

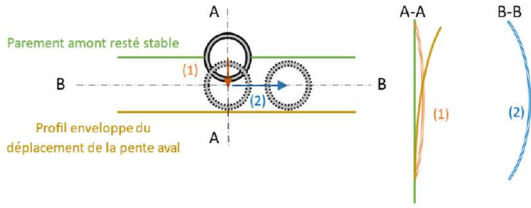


Figure 5. Situation 1. Analyse du flambement selon les axes transversal et longitudinal.

5.1.2 Situation 2 : Interaction Cinématique et Résolution non linéaire

Contrairement au scénario du déchaussement, ce mécanisme modélise la réponse de MP au sein d'un massif en glissement global Figure 6. Le comportement du MP résulte d'une action motrice du coin amont (q_{dyn}) et la réaction du sol en aval, laquelle intègre la contrainte cinématique imposée par le versant. Ce comportement est régi par l'équation différentielle d'équilibre (17) d'une poutre comprimée sur appuis élasto-plastiques. La loi de comportement moment-courbure est décrite par les équations (18) à (21). La raideur du sol $K(z, y)$, illustrée en Figure 8, suit une condition de non-dépassement cinématique :

$$-\frac{d^2M}{dz^2} + N_0 \frac{d^2y}{dz^2} + K(z, y) \cdot y(z) = q_{dyn}(z) \quad (17)$$

Où $M(z)$ (kN.m) est le moment fléchissant à la profondeur z (m), N_0 (kN) est l'effort axial stabilisant, $y(z)$ (m) est la flèche du MP, $K(y, z)$ (kN/m²) est le module de réaction du sol et $q_{dyn}(z)$ est la charge latérale exercée par le sol.

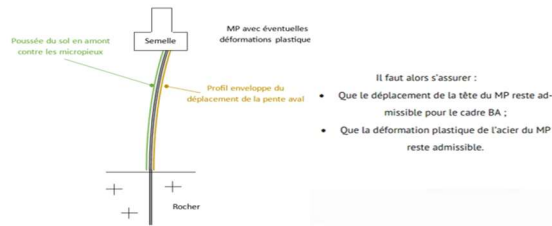


Figure 6. Situation 2

5.1.2.1 Comportement matériau : Relation moment -Courbure ($M - \kappa$)

La rigidité flexionnelle EI du MP n'est pas constante et dépend de l'état de plastification de la section tubulaire. Le modèle intègre la loi constitutive réelle du tube d'acier de section $A = 2\pi R e$ et d'inertie $I = \pi R^3 e$. Sous un effort normal N_0 constant, trois domaines de comportement sont distingués :

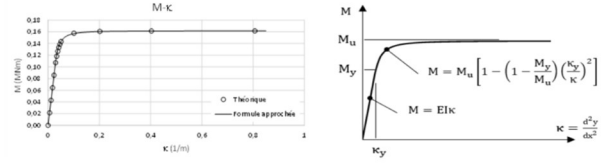


Figure 7. Loi de comportement Moment-Courbure ($M - \kappa$) élasto-plastique du tube

- 1) **Domaine élastique** ($\kappa \leq \kappa_y$) : la réponse est linéaire, le moment de plastification M_y est réduit par la contrainte axiale concomitante $\sigma_0 = N_0/A$:

$$\kappa_y = \frac{f_y - \sigma_0}{ER} \quad (18)$$

$$M_y = E \cdot I \cdot \kappa_y = \pi R^2 e (f_y - \sigma_0) \quad (19)$$

- 2) **Domaine plastique** ($\kappa > \kappa_y$) : au-delà de la courbure de plastification κ_y le moment tend asymptotiquement vers le moment ultime plastique M_u défini par l'interaction M-N :

$$M_u = 4R^2 e f_y \cos\left(\frac{\pi N_0}{2 N_u}\right) \quad (20)$$

- 3) **Phase de transition** ($M_y < M < M_u$) : la progression de la plastification est modélisée par une approximation hyperbolique permettant de quantifier les réserves de ductilité avant la formation d'une rotule plastique. On dispose d'une très bonne approximation par la formule :

$$M = M_u \left[1 - \left(1 - \frac{M_y}{M_u} \right) \left(\frac{\kappa_y}{\kappa} \right)^2 \right] \quad (21)$$

Où κ (m⁻¹) est la courbure, E (kPa) module de Young de l'acier, f_y (kPa) est la limite élastique, R (m) est le rayon moyen du tube, e (m) est l'épaisseur, et $N_u = f_y A$ (kN) est l'effort normal ultime plastique.

5.1.2.2 Interaction Sol-structure et intégration du profil $g(z)$

Le terme de réaction $K(z, y)$ ne suit pas une loi de comportement géotechnique classique (type P-Y), mais modélise une contrainte de contact, illustré en Figure 8. Le sol aval agit comme une butée mobile dont le profil de déplacement est $g(z)$ (Figure 3 avec une amplitude en tête u_{max}). La raideur $K(y, z)$ intègre cette condition limite cinématique selon la logique suivante :

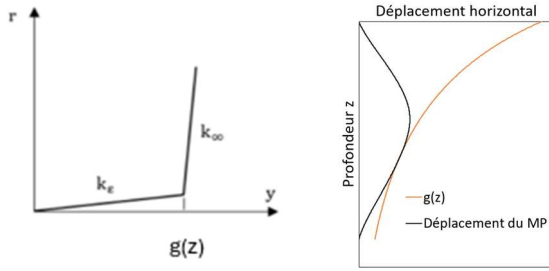


Figure 8. Loi de réaction (condition de non-dépassement)

- 1) Si $(y < g(z))$: le micropieu reste en deçà du déplacement du sol : la raideur K est quasiment nulle
- 2) Si $(y \geq g(z))$: Le micropieu entre en contact avec la butée mobile ; la raideur K devient quasi-infinie imposant au MP de se conformer au profil $g(z)$

5.1.2.3 Résolution numérique par différences finies

L'équation (17) est résolue par un schéma de discrétisation aux différences finies centrales de pas h . En chaque i , l'équilibre se traduit par un système matriciel :

$$a_i y_{i-2} + b_i y_{i-1} + c_i y_i + d_i y_{i+1} + e_i y_{i+2} = q_i h^4 \quad (22)$$

- $a_i = (EI)_{i-1}$
- $b_i = -2(EI)_{i-1} - 2(EI)_i + N_0 h^2$
- $c_i = (EI)_{i-1} + 4(EI)_i + (EI)_{i+1} - 2N_0 h^2 + K_i h^4$
- $d_i = -2(EI)_i - 2(EI)_{i+1} + N_0 h^2$
- $e_i = (EI)_{i+1}$

L'algorithme converge lorsque les variations de déplacements y_i et de rigidités $(EI)_i$ entre deux itérations deviennent négligeables.

Cette résolution permet de valider l'intégrité du système en vérifiant que la déformation de l'acier reste inférieure à son allongement ultime ε_u .

5.1.2.4 Quantification de l'action motrice (q_{dyn})

Le terme de la charge latéral q_{dyn} est issue d'une analyse de l'équilibre limite du prisme amont Figure 8. Nous généralisons la théorie de Mononobé-Okabé aux interfaces cohésives frottant et en supposant que le rideau des MP, par effet de groupe et de voûte, se comporte comme un écran discontinu assimilable à un mur. Le modèle intègre les interactions résistantes aux deux limites du système : le plan de cisaillement du sol (face b) et l'interface sol-structure « rideau de micropieu » (face a).

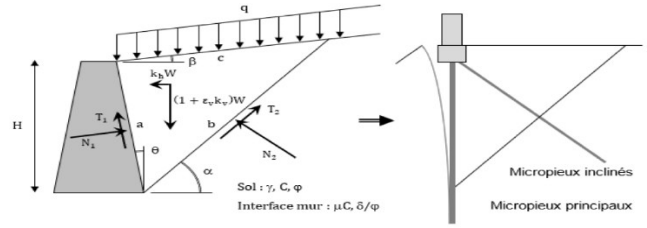


Figure 9. Calcul de la poussée du coin amont sur les micropieux

La réaction normale critique N_1 est obtenue par maximisation par rapport à l'angle de rupture α :

$$N_1 = \frac{W_{tot} \Gamma_{inertie}(\alpha) + C \Omega_{cohésion}(\alpha)}{\sin(\theta - \alpha)(\tan \varphi + \tan \delta) + \cos(\theta - \alpha)(\tan \delta \tan \varphi - 1)} \quad (23)$$

Où :

- Le Terme inertiel $\Gamma_{inertie}$: combine les composants gravitationnelles et sismiques:

$$\Gamma_{inertie} = [(1 + \varepsilon_v k_v)(\tan \varphi \cos \alpha - \sin \alpha) - \varepsilon_h k_h (\tan \varphi \sin \alpha + \cos \alpha)] \quad \text{avec } \varepsilon_v, \varepsilon_h = \pm 1 \quad (24)$$

- Le terme de cohésion $\Omega_{cohésion}$: quantifie la résistance mobilisée sur les surfaces de glissement:

$$\Omega_{cohésion} = \{b - \alpha \mu [\sin(\theta - \alpha) + \cos(\theta - \alpha) \tan \varphi]\} \quad (25)$$

Et N_1 (kN) est la réaction normale, W_{tot} est le poids total incluant les surcharges inertielles α ($^\circ$) est l'angle de rupture de coin, C (kPa) est la cohésion, φ' ($^\circ$) l'angle de frottement interne, δ ($^\circ$) l'angle de frottement sol-structure et k_h, k_v (-) les coefficients sismiques.

La poussée de dimensionnement $P_{dyn} = \sqrt{N_{1,max}^2 + T_1^2}$ (26) est ensuite injectée dans l'équation différentielle (17). Pour cela, une décomposition est nécessaire pour définir son point d'application et son profil de pression sur la hauteur H :

- La position de la force P_{dyn} est déterminé par une moyenne pondérée entre les effets statiques et dynamiques. La part statique P_{stat} s'applique au tiers inférieur $H/3$, tandis que l'incrément dynamique $\Delta P_{dyn} = P_{dyn} - P_{stat}$ (distribution en triangle inversé) s'applique à $\approx 0.6H$ et on définit h :

$$h = \frac{P_{stat}(\frac{H}{3}) + \Delta P_{dyn}(0.6H)}{P_{dyn}} \quad (27)$$

- La force est finalement convertie en une pression distribuée linéairement. Pour respecter la résultante totale P_{dyn} et le moment de renversement induit par la hauteur h , la distribution adopte un profil trapézoïdal $q_{dyn}(z)$ défini par les pressions aux extrémités :

- En pied :

$$q_{dyn(z=0)} = \frac{P_{dyn}}{H} \left[1 + 3 \left(1 - \frac{2h}{H} \right) \right] \quad (28)$$

- En tête :

$$q_{dyn(z=H)} = \frac{P_{dyn}}{H} \left[1 - 3 \left(1 - \frac{2h}{H} \right) \right] \quad (29)$$

Où q_{dyn} (kN/m) est la pression distribuée, H (m) est la hauteur de la paroi et h (m) est la hauteur du point d'application de la résultante (moyenne pondérée entre les composantes statiques et dynamiques).

5.1.2.5 Critère de validation structurelle

L'exploitation des résultats (déformés, courbures, efforts) permet de statuer sur l'acceptabilité du dimensionnement selon les critères suivants :

- **Stabilité de l'équilibre (global)** : convergence de l'algorithme numérique, atteste que la charge axiale reste inférieure à la charge critique du système couplé sol-structure,
- **Ductilité (ELU)** : déformation plastique de l'acier ε_{pl} induite par la flexion doit demeurer inférieure à la déformation ultime ε_u du matériau, garantissant l'absence de rupture fragile sous le déplacement borné par l'enveloppe $g(z)$,
- **Tassement compatible** : la distorsion du MP engendre un affaissement en tête s , somme du raccourcissement élastique et de l'effet géométrique de courbure :

$$s = \frac{N_0 L}{EA} + \frac{1}{2} \int_0^L \left(\frac{dy}{dz} \right)^2 dz \quad (30)$$

Où s (m) est le tassement en tête, E (kPa) le module de Young de l'acier, A (m²) la section du tube, et L (m) la longueur du micropieu. Ce déplacement doit rester compatible avec les tolérances de la structure portée.

6 CONCLUSIONS

Le travail présente une méthodologie générale pour la vérification sismique des micropieux implantés en versant. En dépassant les limites des approches

traditionnelles de stabilité globale, cette stratégie de dimensionnement basée sur la performance permet une analyse fine de l'interaction sol-structure. L'intégration de la non-linéarité matérielle des MP et des conditions limites cinématiques imposées par le massif garantit la résilience des fondations sous sollicitations sismiques extrêmes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Bruce, D.A, DiMillio, AF, Juran, I (1997). Micropiles: the state of practice Part 1: characteristics, definitions and classifications. Proc Inst Civ Eng - Gr Improv 1:25–35.
- Cantoni R, Collotta T, Ghionna VNMP (1989) A design method for reticulated micropile structures in sliding slopes. Gr Eng 22:41–47
- Hanna S, et Juran I, (2001), Performance of Soil Reinforcement Systems in Earthquake Zones. Proceedings of the Second MCEER Workshop on Mitigation of Earthquake Disaster by Advanced Technologies (MEDAT-2)
- Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M (1997) "Performance of Reinforced Soil Structures during the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake", Proceeding of the International Symposium on Earth Reinforcement, Nov., pp. 973-1008.
- Otoma, B, et Ayothiraman, R (2025) "State of the art Review on the use of micropiles in slope/landslide protection measures", Journal of Indian Geotech.
- Baker R, Shukha R, Operstein V, Frydman S (2006) Stability charts for pseudo-static slope stability analysis. Soil Dyn Earthquake Eng 26(9):813–823
- Yang CW, Zhang JJ, Fu X, Zhu CB, Bi JW (2014) Improvement of pseudo-static method for slope stability analysis. J Mt Sci 11:625–633
- Sumit K, Abhijit A, Sarkar R, Lohitkumar N (2025) A Three-Dimensional Investigation on the Efficacy of Different Configuration Settings of Micropiles in Enhancement of Seismic Slope Stability. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering(2025)11:54 <https://doi.org/10.1007/s40891-025-00659-2>
- Ambraseys, N.N. and Menu, J.M. (1988), Earthquake-induced ground displacements. Earthquake Eng. Struct. Dyn., 16: 985-1006. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290160704>
- Kramer, S. L. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Upper Saddle River, New Jersey, USA: Prentice Hall.
- <http://www.worldcat.org/isbn/0133749436>.