

ÉVALUATION DU PROCÉDÉ GÉOTECHNIQUE VSOL[®] AU REGARD DES DISPOSITIONS DU CADRE NORMATIF FRANÇAIS & ÉTRANGER

ASSESSMENT OF VSOL[®] GEOTECHNICAL SYSTEM IN REGARD OF FRENCH & FOREIGN DISPOSITION NORMATIVE FRAMEWORK

Michalis CHIKARAS¹, Benoit CHANTEPERDRIX²

¹ Consultant Indépendant, Athènes, Grèce

² Europe Fondations SA, Paris, France

RÉSUMÉ – Cet article évalue le procédé géotechnique VSOL[®] dans le cadre normatif français et étranger fixé par les principaux standards nationaux existants concernant les ouvrages en sol renforcé. Les points suivants ont été particulièrement examinés : la majoration des efforts de traction due à la configuration en treillis, la mobilisation des efforts d'interaction avec le remblai et la durabilité des treillis métalliques soudés enterrés.

ABSTRACT – This article assesses the VSOL[®] geotechnical system within the French and foreign normative framework set by the principal national existent standards concerning reinforced soil structures. The following points were examined in particular: the increase of tensile forces due to mesh configuration, the mobilization of soil-reinforcement interaction resistance and the durability of buried welded metallic meshes.

1. Introduction

Cette étude ne concerne que les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des treillis métalliques soudés VSOL[®]. Ce procédé est constitué d'armatures peu extensibles (module d'Young équivalent du renforcement supérieur à 20 MPa) et souples (une inclusion est considérée comme souple si son matériau constitutif est ductile et si les efforts de flexion induits par les déformations du massif armé sont négligeables, par rapport aux efforts de la traction).

Les lits de treillis sont placés horizontalement dans le massif de remblai à intervalles réguliers et forment une succession de lits parallèles généralement équidistants inclus dans le remblai, depuis la base de l'ouvrage jusqu'à son sommet. Un treillis comprend usuellement deux à quatre barres longitudinales liées entre elles par soudage de barres transversales du même diamètre nominal. La Figure 1 illustre ce type de renforcement unidimensionnel de sol dont les résistances font l'objet de cet article.

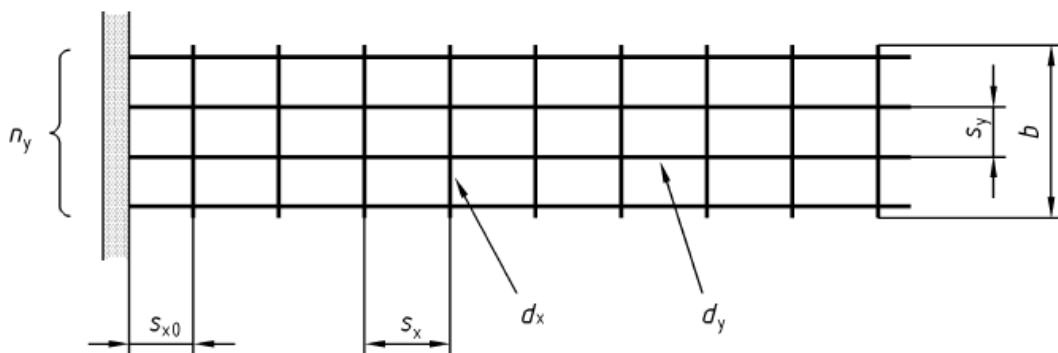


Figure 1. Renforcement de sol sous forme de treillis soudé.

2. Méthodologie & hypothèses

A propos de chacun des trois sujets majeurs de l'étude on compare les règles fixées par les principaux standards nationaux existants (présentés au Tableau 1), afin d'en discerner les points de convergence ou de divergence. On fait ensuite le point des connaissances et des données dont on dispose.

Tableau 1. Standards des pays utilisés dans cet article

Pays	Norme de référence pour les ouvrages en sol renforcé	Année
France (FRA)	NF P 94-270	2009
Royaume-Uni (UK)	BS 8006-1	2010
Etats-Unis (USA)	AASHTO LRFD	2012
Australie (AUS)	AS 4678	2002
Hong Kong (HK)	Geoguide 6	2002

L'idée principale de ce travail est de comparer une armature VSoL[®] constituée de deux barres longitudinales, placée dans un remblai de classe de matériau 1 (NF EN 14475 du janvier 2007) d'un coefficient d'uniformité $C_u \geq 4$, mis en œuvre et compacté de la même manière (énergie de compactage moyenne), respectant les critères chimiques et électrochimiques caractérisant un milieu comme modérément agressif, dans des cadres normatifs différents. Prenons le cas d'un ouvrage dont les hypothèses de calcul sont présentées au Tableau 2 et comparons des barres de diamètre Ø8, Ø10, Ø12 et Ø14.

Tableau 2. Hypothèses de calcul

Description	Notation	Valeur	Unité
Diamètre nominal de la barre ronde	$\emptyset = d_x = d_v$	8-10-12-14	mm
Nombre des barres longitudinales	n_y	2	-
Résistance limite ultime de l'acier en traction	$f_{u;k}$	520	MPa
Résistance limite élastique de l'acier en traction	$f_{v;k}$	450	MPa
Epaisseur de la galvanisation	e_z	70	μm
Pas du motif du treillis (longitudinal)	s_x	300	mm
Pas du motif du treillis (transversal)	s_y	150	mm
Longueur des barres transversales	b	200	mm
Durée d'utilisation de projet	t	70	ans
Milieu	Modérément agressif		
Environnement	Structure hors d'eau		

3. Analyses comparatives de trois sujets spécifiques traités par les différentes normes internationales

3.1. Majoration des efforts de traction due à la configuration en treillis

Dans la grande majorité de ces normes, la valeur du coefficient de poussée interne $K_{(z)}$ en fonction de la profondeur z est fixée par les équations (1 & 2) suivantes ($z_0 = 6\text{m}$) :

$$\text{Si } z \leq z_0 \quad K_{(z)} = A \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) + B \cdot \left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (1)$$

$$\text{Si } z > z_0 \quad K_{(z)} = B \cdot K_a \quad (2)$$

Où A & B sont des paramètres variables d'un Standard à l'autre permettant la comparaison (Tableau 3), K_a est le coefficient de poussée active du remblai du massif, K_0

le coefficient de poussée des terres au repos et $K_{(z)}$ est un coefficient de proportionnalité déterminé empiriquement à partir des résultats expérimentaux. Dans certaines normes (FRA & USA), les efforts de traction calculés dans les renforcements métalliques en forme de treillis font l'objet d'une majoration sous conditions.

3.1.1. NF P 94-270

Dans la norme française (§E.2.3.3), cette majoration correspond au coefficient Ω_1 qui est censé couvrir le risque de surtension localisée qui peut être causée par l'introduction des plus gros éléments du remblai dans les mailles des renforcements en forme de treillis soudé. Si le matériau de remblai peut comporter des éléments supérieurs à $s_x / 2$ ou $s_y / 2$ il convient de prendre $\Omega_1=1,25$ dans les calculs qui concernent la vérification de la résistance structurelle (l'application du coefficient Ω_1 ne concerne pas la vérification de la résistance d'interaction).

3.1.2. BS 8006-1

Bien que la norme britannique mentionne les treillis soudés comme étant l'une des formes possibles de renforcements métalliques (§2.1, §2.11, §3.2.1, etc.) le fait est qu'elle ne préconise aucune majoration des efforts de traction due à la configuration en treillis. Pour les renforcements métalliques inextensibles, indépendamment de leur forme, quand on dimensionne l'ouvrage en sol renforcé selon la « Coherent Gravity Method », en tenant compte de l'effet du moment de renversement dû à la poussée des terres à l'arrière de l'ouvrage sur les contraintes développées à l'intérieur du massif, la valeur de K est fixée par les équations données dans le paragraphe §6.6.4.1.

3.1.3. AASHTO LRFD

Les spécifications AASHTO LRFD (Load and Resistance Factored Design) proposent deux méthodes différentes : la méthode « Coherent Gravity Method » et la méthode « Simplifiée ». La 1^{ère} méthode est la même que celle de la BS 8006-1. La 2^{ème} méthode néglige le moment de renversement et considère qu'en tout état de cause la contrainte verticale σ_v dans un ouvrage simple courant ne dépasse pas $\gamma \cdot z$ (γ est le poids volumique du sol renforcé). Hors, pour des ouvrages courants ($L/H \approx 0,7$), le rapport $\sigma_v / \gamma \cdot z$ croît de 1,0 en haut de l'ouvrage à une valeur de l'ordre de 1,3 au niveau de la base. La valeur $K_{(z)}=1,2 \cdot K_a$ préconisée (§11.10.6.2.1, Figure 11.10.6.2.1-3) au-delà d'une profondeur de 6m, quel que soit le type de renforcement métallique est censée traduire dans une certaine mesure cette augmentation de contrainte verticale puis horizontale, qui résulte du moment de renversement.

3.1.4. AS 4678

La norme australienne donne peu d'indications sur le modèle de dimensionnement à utiliser. Néanmoins, la méthode classique (mais atypique pour les ouvrages en sol renforcé) d'Ingold (Ingold, 1979) pour le calcul de $K_{(z)}$ en fonction de l'énergie de compactage est proposée (§J9, Figure J5).

3.1.5. Geoguide 6

Le guide de dimensionnement des structures en sol renforcé de Hong Kong ne se distingue pas (§7.5.2, Figure 36), pour le présent sujet, du Code of Practice Britannique.

Tableau 3. Calcul du coefficient $K_{(z)}$ suivant les standards différents

Norme	A	B
NF P 94-270	$1,6 \cdot \Omega_1 \cdot K_a$	Ω_1
AASHTO LRFD (Simplified Method)	$2,5 \cdot K_a$	1,2
AASHTO LRFD (Coherent Gravity Method)	K_0	1,0
BS 8006-1 & Geoguide 6	K_0	1,0

3.2. Mobilisation des efforts d'interaction avec le remblai

Dans presque toutes ces normes, la valeur du coefficient d'interaction μ^* en fonction de la profondeur moyenne h_a sur la longueur considérée et les paramètres C & D (variables d'une Norme à l'autre), est définie par les équations (3 & 4) suivantes ($h_0 = 6m$) :

$$\text{Si } h_a \leq h_0 \quad \mu^* = C \cdot \left(1 - \frac{h_a}{h_0}\right) + D \cdot \left(\frac{h_a}{h_0}\right) \quad (3)$$

$$\text{Si } h_a > h_0 \quad \mu^* = D \quad (4)$$

3.2.1. NF P 94-270

S'agissant de l'interaction sol-renforcement, la NF P 94-270 souligne l'influence de la granulométrie du remblai sur le coefficient d'interaction μ^* en associant ce dernier au rapport D_{50} / d_x . Les valeurs du coefficient d'interaction proposées sont valables tant que $C_u > 2$ (§G.3, Tableau G.3.1) et que $D_{max} \leq \min \{s_x/2, s_y/2\}$. La longueur d'interaction est liée au nombre de barres transversales situées dans la zone résistante.

3.2.2. BS 8006-1

Le BS 8006-1 ne traite pas de façon explicite des renforcements en treillis. Il ne donne d'ailleurs aucune indication sur les coefficients d'interaction (μ^*) à utiliser, si ce n'est qu'ils doivent provenir d'essais (§2.12, §4.3.3). Le Code of Practice renvoie en fait pour cela aux Certificats d'Agrément propres à chaque produit.

3.2.3. AASHTO LRFD

Le principe des vérifications demandées par les Spécifications AASHTO LRFD est sensiblement le même que celui de la NF P 94-270 mais avec des notations différentes. Les valeurs du coefficient d'interaction sont valables tant que $C_u \geq 4$ (Figure 11.10.6.3.2-1) et la longueur d'interaction n'est pas explicitement limitée à un nombre entier de s_x .

3.2.4. AS 4678

Sur ce sujet, le standard australien prend le même parti que la norme britannique.

3.2.5. Geoguide 6

À défaut d'un Certificat d'Agrément, le guide recommande, en tenant compte de la granulométrie du remblai, une méthode analytique (§3.4.2, Figure 20) qui décompose l'interaction sol-renforcement à l'effet du frottement sur les barres (longitudinales & transversales) et celui de la mise en butée des barres transversales. A part le supplément apporté par la prise en compte du frottement ($\approx 20\%$), on retrouve l'ordre de grandeur des valeurs de μ^* dont nous avons déjà fait état au-delà de 6m de profondeur (contrairement à tous les autres codes, le Geoguide 6 ignore l'effet de la dilatance empêchée sur le 6m supérieurs). L'analyse proposée suppose a priori qu'on mobilise toute la butée disponible alors que les valeurs de μ^* correspondent à une mobilisation partielle de cette butée (déplacement limité à 15mm en France et à $\approx 20mm$ aux USA).

Tableau 4. Calcul du coefficient μ^* suivant les standards différents

Norme	C	D
NF P 94-270 ($D_{50} \leq d_x$)	$17,5^*(d_x/s_x)$	$7,5^*(d_x/s_x)$
NF P 94-270 ($D_{50} > d_x$)	$35^*(d_x/s_x)$	$15^*(d_x/s_x)$
AASHTO LRFD	$20^*(d_x/s_x)$	$10^*(d_x/s_x)$
Geoguide 6	$\mu^* \approx 0,11^*\tan\delta_s + 7,7^*(d_x/s_x)$	

3.3. Durabilité des treillis métalliques soudés enterrés

L'idée principale est de trouver à quel point les efforts de traction admissibles de design (tous coefficients de sécurité confondus) varient d'une norme à l'autre. En premier lieu, il faudra calculer les données communes de la comparaison: la section initiale d'acier S_0 et sa résistance (équation 1). Puis, on calcule pour chaque norme la section résiduelle (après corrosion) ainsi que la résistance admissible.

$$R_0 = S_0 f_{u;k} = \left(\pi \frac{\varnothing^2}{4} \right) f_{u;k} \quad (5)$$

Tableau 5. Données de calcul suivant les différents standards

Norme	Description	Notation	Valeur	Unité
NF P 94-270	Diminution moyenne pendant la 1 ^{ère} année (§F.2.2.3)	A	25	μm
	Paramètre lié au ralentissement avec le temps (§F.2.2.3)	n	0,65	-
	Perte maxi / Perte moyenne de section d'acier (§F.2.2.3)	K	2,00	-
	Coeff. sur les incertitudes sur la perte ΔS (§F.2.2.3)	γ_y	1,10	-
	Coeff. sur les incertitudes sur la perte $K\Delta S$ (§F.2.2.3)	γ_r	1,25	-
	Coeff. "matériau" sur limite élastique (§F.2.1.2)	γ_{M0}	1,00	-
	Coeff. "matériau" sur limite de rupture (§F.2.1.2)	γ_{M2}	1,25	-
	Coeff. pour les actions permanentes défavorables (§C.2)	$\gamma_{G,sup}$	1,35	-
BS 8006-1	Epaisseur sacrifiée (§3.2.1.2)	e_s	0,45	mm
	Coefficient "matériau" (Annexe A, §A.2)	f_m	1,50	-
	Coefficient sur les charges permanentes (§6.2.2.2, Table 12)	f_{fs}	1,50	-
	Coefficient sur la ramification de la rupture (§5.2, Table 9)	f_n	1,00	-
AASHTO LRFD	Epaisseur sacrifiée (§11.10.6.4.2a)	E_s	0,692	mm
	Coefficient "matériau" (Table 11.5.7-1)	φ_t	0,65	-
	Coefficient sur les charges permanentes (Table 3.4.1-2)	γ_p	1,35	-
AS 4678	Coefficient de sécurité d'incertitude (§K5.7)	Φ_{ud}	0,80	-
	Coefficient sur les charges permanentes (Table J1)	γ_g	1,25	-
Geoguide 6	Coefficient "conséquences" (§6.6.1, Table 3)	γ_n	1,00	-
	Coefficient "matériau" (§6.6.1, Table 6)	γ_m	1,50	-
	Coefficient sur les charges permanentes (§6.5.3, Table 8)	γ_f	1,00	-

3.3.1. NF P 94-270

La norme française, étant le standard le plus récent en ce qui concerne le calcul de la corrosion, propose une méthode assez détaillée pour le calcul de la résistance à la traction à long terme des renforcements en acier.

Elle est aussi la seule norme à s'occuper de l'effet d'entaille, qui est susceptible de générer des concentrations de contraintes au voisinage des piqûres, uniquement sur les barres rondes de petit diamètre. D'après des mesures effectuées par Romanoff (1957) sur des pièces en acier galvanisé enterrées, les piqûres sont au maximum 7 fois plus profondes que la pénétration moyenne ($\Delta\alpha = A \cdot t^n - e_z$) de la corrosion. Un examen plus attentif montre que cette profondeur maximale dépend aussi dans une certaine mesure du périmètre de la section transversale de la pièce. Comme la forme et la profondeur des

piqûres éventuelles peuvent à priori dépendre des dimensions et de la forme de la pièce, on comprend que la résistance de celui-ci puisse être d'autant plus affectée que sa section transversale est plus petite. Néanmoins, la norme ne définit pas le terme "petit diamètre" et propose une formule erronée pour le calcul de la profondeur d'une piqûre semi-hémisphérique éventuelle qui donne des résultats irréalistes bien loin de la valeur proposée par Romanoff. Par conséquent, on n'a pas pris en compte de l'effet des piqûres dans le cadre de cette étude.

$$R_{r,dy} = \left(1 - \gamma_y \frac{\Delta S}{S_0}\right) \frac{S_0 f_{y;k}}{\gamma_{M0}} = \left\{ 1 - \gamma_y \frac{\pi [\varnothing - (At^n - e_z)] (At^n - e_z)}{\pi \frac{\varnothing^2}{4}} \right\} \frac{\left(\pi \frac{\varnothing^2}{4}\right) f_{y;k}}{\gamma_{M0}} \quad (6)$$

$$R_{r,dr} = \left(1 - \gamma_r \frac{K\Delta S}{S_0}\right) \frac{S_0 f_{u;k}}{\gamma_{M2}} = \left\{ 1 - \gamma_r \frac{K\pi [\varnothing - (At^n - e_z)] (At^n - e_z)}{\pi \frac{\varnothing^2}{4}} \right\} \frac{\left(\pi \frac{\varnothing^2}{4}\right) f_{u;k}}{\gamma_{M2}} \quad (7)$$

$$R_f^{FRA} = \frac{R_{r,d}}{\gamma_{G,sup}} = \frac{\min\{R_{r,dy}; R_{r,dr}\}}{\gamma_{G,sup}} \quad (8)$$

3.3.2. BS 8006-1

Au Royaume-Uni, le principe est le même qu'en France avant l'apparition de la NF P 94-270. Les épaisseurs sacrifiées à la corrosion sont spécifiées au §3.2.1.2. L'épaisseur minimale de galvanisation est fixée, dans l'état actuel du BS 8006-1, à 70µm (ou 500kg/m²) comme en France.

$$R_f^{UK} = \frac{T_D}{f_{fs}} = \frac{\left(\frac{T_u}{f_m}\right)}{f_n f_{fs}} = \frac{\left(\frac{S_f^{UK} f_{r;k}}{f_m}\right)}{f_n f_{fs}} = \frac{\left[\pi \frac{(\varnothing - 2e_s)^2}{4}\right] f_{r;k}}{f_m f_n f_{fs}} \quad (9)$$

3.3.3. AASHTO LRFD

Dans leur principe, les calculs LRFD se rapprochent des calculs aux Etats Limites courants en Europe, avec coefficients de sécurité partiels sur les actions d'une part, les matériaux d'autre part. Néanmoins, il est important de souligner que les spécifications AASHTO se réfèrent à la limite élastique, alors que tous les autres standards se réfèrent à juste titre à la limite de rupture (à l'exception de la NF P 94-270 qui se réfère aux deux). Hors, quand les renforcements métalliques commencent à être sérieusement corrodés, la notion de limite élastique n'a plus vraiment de sens. A cause des irrégularités de la corrosion, des concentrations de contrainte dans les éléments dont la forme n'est plus régulière, la pièce corrodée devient fragile: elle se rompt sans atteindre aucun palier plastique. L'épaisseur minimale de galvanisation est fixée à 86µm.

$$R_f^{USA} = \frac{T_D}{f_{fs}} = \frac{\phi_t T_u}{\gamma_p} = \frac{\phi_t S_f^{USA} f_{y;k}}{\gamma_p} = \frac{\phi_t \left[\pi \frac{(\varnothing - 2E_c)^2}{4}\right] f_{y;k}}{\gamma_p} \quad (10)$$

3.3.4. AS 4678

Le standard australien adopte (§5.5.1.6 & K5) une approche des effets de la corrosion originale à l'époque de son apparition dont on constate qu'elle s'inspire de l'analyse qui en a été faite par Darbin, Jailloux et Montuelle (Darbin *et al.*, 1988).

$$R_f^{AUS} = \frac{T_D^*}{\gamma_g} = \frac{\phi_{rt}\phi_{rs}\phi_{ud}T_u}{\gamma_g} = \frac{\left(1 - K \frac{\Delta\alpha}{\alpha_0}\right)\phi_{ud}S_f^{AUS}f_{u;k}}{\gamma_g} = \frac{\left\{1 - K \frac{[\phi - 2(Ar^n - e_z)]^2}{\phi^2}\right\}\phi_{ud}\left(\pi \frac{\phi^2}{4}\right)f_{u;k}}{\gamma_g} \quad (11)$$

3.3.5. Geoguide 6

Le guide de dimensionnement de Hong Kong est identique sur ce point du "Code of Practice" Britannique BS 8006-1, sauf pour ce qui concerne les coefficients de sécurité partiels. De ce fait les efforts de traction admissibles, tous coefficients de sécurité confondus, deviennent beaucoup plus élevés.

$$R_f^{HK} = \frac{T_D}{\gamma_f} = \frac{\left(\frac{T_u}{\gamma_m\gamma_n}\right)}{\gamma_f} = \frac{\left(\frac{S_f^{HK}f_{u;k}}{\gamma_m\gamma_n}\right)}{\gamma_f} = \frac{\left[\pi \frac{(\phi - 2e_s)^2}{4}\right]f_{u;k}}{\gamma_m\gamma_n\gamma_f} \quad (12)$$

3.3.6. Synthèse

La revue que nous venons d'effectuer, et dont les résultats sont illustrés à la Figure 2, montre un écart qui est pratiquement de 1 à 2 entre les USA et Hong Kong. On en a identifié les raisons principales au passage. Elles tiennent surtout à des niveaux de sécurité radicalement différents d'un pays à l'autre. Mais aussi, aux USA, à un malentendu sur le comportement des renforcements corrodés.

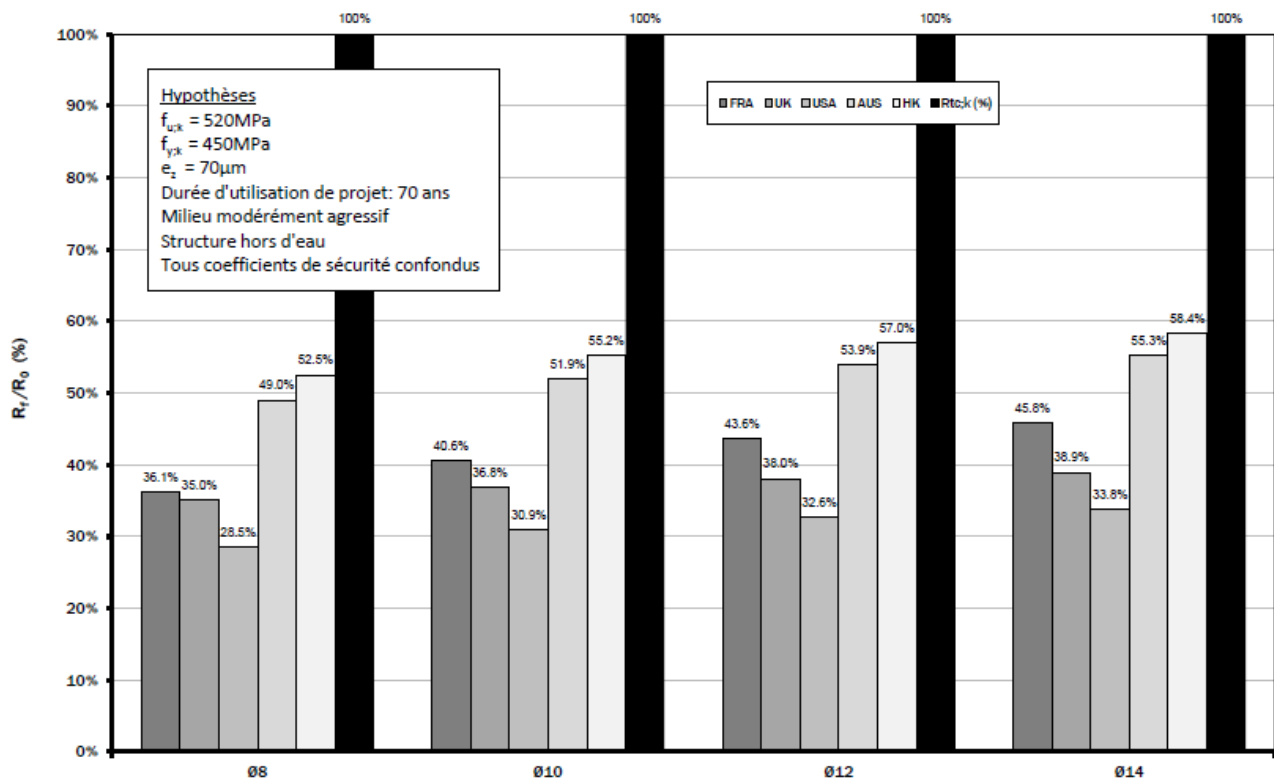


Figure 2. Rapport de tractions admissible/initiale suivant les différents standards.

4. Conclusions

Sont passées en revue dans cet article successivement les questions liées à la majoration des efforts de traction due à la configuration en treillis, puis la mobilisation des efforts d'interaction avec les remblais et enfin la durabilité des treillis métalliques soudés enterrés.

En ce qui concerne le calcul du coefficient K, on peut constater que les normes fixent sa valeur à partir du rapport K/K_a . Néanmoins, il s'avère que la résistance au cisaillement du sol vierge n'est pas toujours complètement mobilisée, ce phénomène étant plus sensible pour les sols très frottants. Afin de s'affranchir de ce problème qui peut conduire à une sous-évaluation des efforts à reprendre par les renforcements, un seuil maximal pourrait être fixé pour l'angle de frottement interne ($\varphi \leq 34^\circ$). En réalité, les valeurs expérimentales du coefficient K dépendent très fortement du taux de compactage adopté et les normes devraient donner des valeurs de K en fonction de l'énergie de compactage ou tout au moins fixer un seuil de compactage pour son application. Toutes les normes, à l'exception de la NF P 94-270 (particularité surprenante), préconisent $K/K_a=1$ au-delà de 6m supérieurs d'un ouvrage.

En ce qui concerne la mobilisation de l'effort d'interaction, dans leur grande majorité, les règles en vigueur proposent des formules pour le calcul de l'interaction mobilisée et non pas de l'interaction mobilisable. Néanmoins, il semble plus logique pour un dimensionnement aux ELU de baser le calcul sur le pic de mobilisation de l'interaction et de réserver aux ELS le calcul basé sur l'interaction mobilisée pour un déplacement relatif sol-armature donné.

En ce qui concerne la durabilité des treillis métalliques, il est intéressant de constater à quel point les efforts de traction admissibles de design varient encore d'une norme à l'autre. Ce constat suggère évidemment de n'examiner qu'avec la plus grande prudence les comparaisons qui pourraient être faites entre des ouvrages a priori semblables, utilisant la même technologie, mais construits dans des pays différents.

L'analyse faite ici met clairement en évidence que la norme française NF P 94-270 nécessiterait d'être revue en ce qui concerne le procédé géotechnique utilisant des armatures sous forme de treillis afin d'exploiter au mieux les performances réelles de cette technique d'ouvrages en sol renforcé.

5. Références bibliographiques

- American Association of State Highway and Transportation Officials (2012). *LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, DC: AASHTO, LRFD.
- Association Française de Normalisation (2009). *Calcul Géotechnique. Ouvrages de Soutènement, Remblais Renforcés et Massifs en Sols Cloués*. Paris: AFNOR, NF P 94-270.
- British Standards Institution (2010). *Code of Practise for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills*. Londres : BSI, BS 8006-1.
- Darbin M., Jailloux J.M., Montuelle J. (1988). *Durability of Reinforced Earth Structures: the results of a long-term study conducted on galvanized steel*.
- Geotechnical Engineering Office (2002). *Guide to Reinforced Fill Structure and Fill Design*. Hong Kong: GEO, Geoguide 6.
- INGOLD T.S. (1979). *The effects of compaction on retaining walls*. Wiley, New York, 534pages.
- Romanoff M., (1957). *Underground Corrosion*. NBS Circular 579, U.S. Dept. of Commerce.
- Standards Australia (2002). *Earth Retaining Structures*. Sydney: SA, AS 4678-2002.