

INFLUENCE DES PHASES PROVISOIRES SUR LE DIMENSIONNEMENT D'UN MASSIF EN REMBLAI RENFORCE : CAS DES CULEES DU VIADUC DU CHARMAIX

TEMPORARY STAGES IMPACT FOR REINFORCED EARTH DESIGN: CHARMAIX VIADUCT

Lisa FRAYSSE¹, Ludovic SAHM², Benoit CHANTEPERDRIX³

¹ VSL, Guyancourt, France

² SAGE Ingénierie, Gières, France

³ VSL, Guyancourt, France

RÉSUMÉ – Dans le cadre de la reconstruction du viaduc du Charmaix (accès au tunnel routier du Fréjus), la phase provisoire permettant la mise en œuvre de l'ouvrage d'art constitue le cas de charge dimensionnant dans la justification de la stabilité interne, externe et générale des massifs en sol renforcé mis en œuvre à l'arrière des culées. La majoration des efforts de traction dans les armatures de renforcement sera plus particulièrement étudiée.

ABSTRACT – For Charmaix viaduct re-establishment, the temporary stages allowing the bridge construction bring the more important load for the design considering intern, extern and global stability of mechanically stabilized earth wall system. The effect on the applied factored load to the reinforcements will be more particularly explained.

1. Contexte du projet étudié

1.1. Historique

L'autoroute d'accès au tunnel routier du Fréjus franchit le talweg du torrent du Charmaix par le biais d'un viaduc, en amont du hameau de Fourneaux à proximité de Modane (73). Cet ouvrage construit entre 1977 et 1978 est implanté sur des versants montagneux formés par une couche d'éboulis et de moraines schisteux de 25 à plus de 50m d'épaisseur.

Les mesures de topographique de contrôle de l'ouvrage ont mis en évidence un glissement lent et permanent des versants montrant une sorte de convergence vers le torrent du Charmaix. Ce phénomène a entraîné le déplacement des pieds de pile et par conséquent des désordres importants sur l'ouvrage.

En 1986, pour palier à ce glissement et adapter l'ouvrage aux déplacements du sol, il a été décidé de transformer le viaduc en un ouvrage à géométrie variable. Cette solution, proposée par Jean Tonello, consiste, après dissociation des piles de leur semelle, en l'aménagement d'une interface de manœuvre au pied des piles et des culées. Ceci permettant de recalcr les appuis à leur position initiale.

Trois opérations de recalage ont ainsi été menées en 1990, 1997 et 2003.

Ce dispositif atteignant ses limites, un projet de reconstruction totale du viaduc a été conçu en prenant en compte le phénomène de glissement : sa conception prévoit une « dérive » des appuis de l'ouvrage et une possibilité de « repositionner » le tablier sur sa géométrie initiale.

1.2. Nouveau viaduc du Charmaix

L'ouvrage est un pont à caissons métalliques disposant de 3 travées continues de 82,50m, 116,25m et 82,50m : soit une longueur de totale de 281,25m.

Il est constitué de 2 culées (C0, C3) et de 2 piles intermédiaires (P1, P2) toutes fondées sur semelle superficielle. L'assise de fondation de la pile P2, située en bordure d'une « falaise enterrée », a nécessité le creusement d'un puits afin d'asseoir la pile dans le rocher sain à plus de 12 m de profondeur par le biais d'une semelle circulaire.

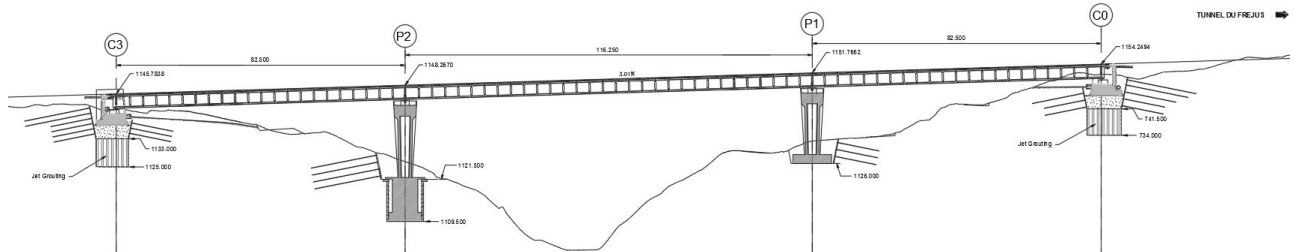


Figure 1. Coupe longitudinale du nouveau viaduc – vue vers l'aval.

La réduction du nombre d'appui, la mise en œuvre des travées à grande portée ainsi que d'un tablier à grande portée sont autant de solutions pour limiter le nombre de point de manœuvre et pour limiter la périodicité des recalages dans le temps.

Les culées C0 et C3 sont des chevêtres implantés sur une semelle de 3m d'épaisseur assis sur un massif en jet grouting. Coté aval, les culées sont prolongées par des murs en remblai renforcé par armatures métalliques de manière à réduire l'emprise et le volume du remblai technique.

L'assemblage des caissons et le lançage de la charpente métallique s'effectuera en 5 phases depuis une plateforme de montage créée en tête du massif en remblai renforcé de la culée C3.

2. Géométrie de culée C3 et problématiques liées au lançage du tablier

Le chevêtre de la culée C3 est fondé sur une semelle superficielle.

A l'arrière, un massif en sol renforcé par armatures métalliques a été mis à œuvre. La stabilité aux grands glissements des remblais renforcés « seuls » n'étant pas assurée, des clous sont ajoutés au niveau des plateformes d'assise des remblais : leur ancrage est réalisé au moyen d'une poutre en béton armé.

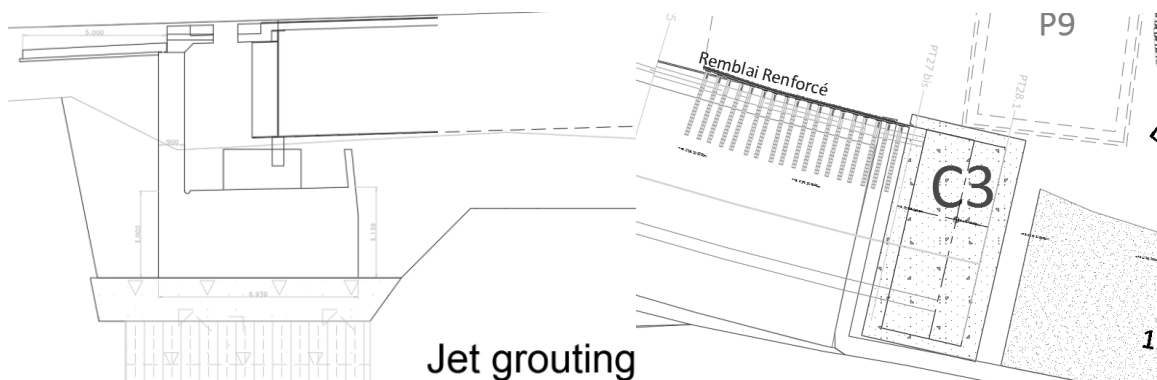


Figure 2. Coupe et vue en plan de la culée C3.

2.1. Massif en remblai renforcé

Le système de soutènement décrit au marché un massif en remblai renforcé par armatures métalliques. Le groupement d'entreprises en charge de la construction (Groupement Bouygues Travaux Publics, Matière, Benedetti Guelpa) a choisi d'utiliser le système VSoL[®] de VSL : les renforcements métalliques sont des treillis présentant une géométrie en forme d'échelle.

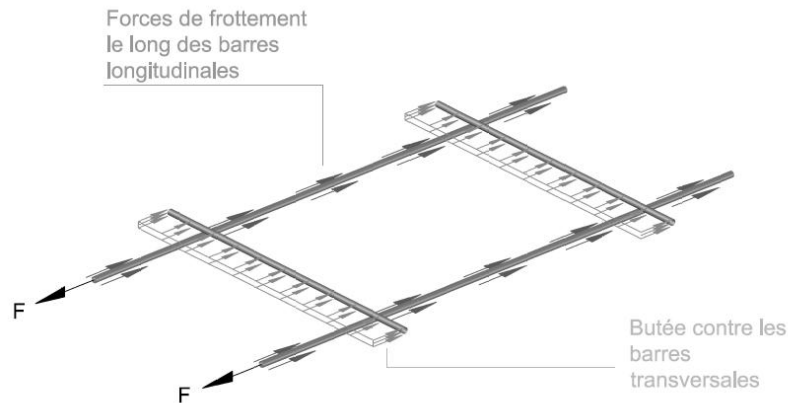


Figure 3. Principe de fonctionnement du renforcement type « échelle ».

La justification de la stabilité des massifs en remblai renforcé est réalisée conformément à la norme NF P 94-270:2009 *Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué*.

Le dimensionnement de l'ouvrage prend en compte les spécificités liées au projet :

- La commune de Fourneaux (73) où est implanté le viaduc est située en zone 3 (sismicité modérée) selon le nouveau zonage sismique de la France.
- Une glissière de sécurité est implantée en tête d'ouvrage. Ainsi une situation accidentelle prenant en compte un choc de véhicule sur le dispositif de retenue est considérée. Le guide de conception générale du Sétra recommande de tenir compte d'une surtension dans les armatures du lit supérieur de 8kN dans le cas d'une glissière implantée à plus de 1,5m du parement.

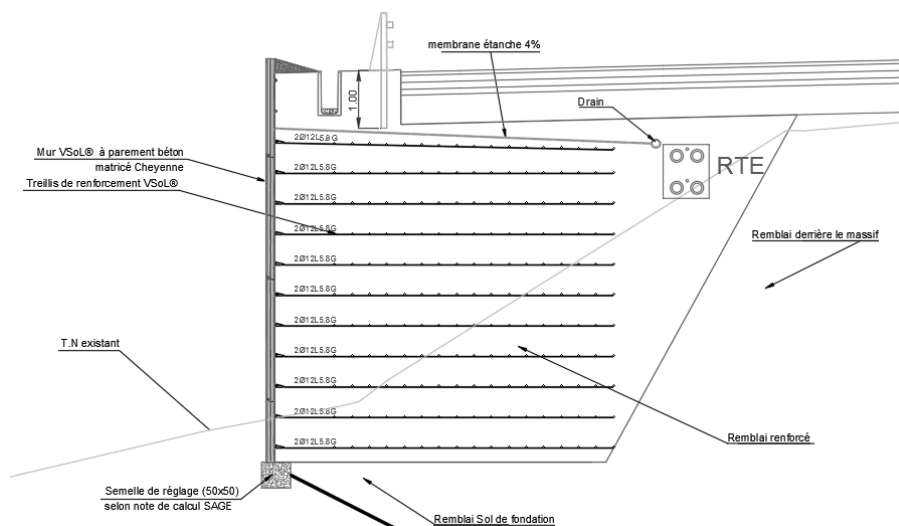


Figure 3. Coupe du massif en remblai renforcé VSoL[®].

La hauteur de soutènement est de 6,80m et la longueur des armatures de renforcement est de 5,80m. Dans les calculs, l'écran fictif de l'ouvrage se situe donc à 5,80m du parement.

2.2. Description du lançage du tablier

La méthodologie de mise en œuvre des caissons constitutifs du tablier prévoit l'implantation d'une plateforme provisoire dont le niveau se situe à 0,50m sous le niveau final de la chaussée. Cette plateforme permettra le déchargement et l'assemblage de la charpente métallique mais également son lançage.

Il s'agit d'un lançage complexe, en courbe (rayon de 400m) réalisé en montant à 3% suivant le profil en long du tracé. La mise en place nécessite cinq cycles d'assemblages et lançages et l'utilisation de 2 grues de 160 et 120 tonnes.



Cette phase provisoire apporte des charges dont l'intensité impacte la stabilité interne, externe du massif en remblai renforcé détaillé dans le chapitre suivant


3. Prise en compte de la phase provisoire et impact sur la stabilité

3.1. Implantation du chargement

La Figure 4. montre l'implantation des différentes charges en présence sur la plateforme provisoire.

Lors de la phase d'assemblage des éléments métalliques :

- Les plots hachurés  apportent une surcharge maximum de 112,5kPa (cale d'assemblage)
- Les plots pointillés  apportent une surcharge maximum de 75kPa (grue)

Lors de la phase de lançage du tablier les plots pleins  apportent une surcharge maximum de 200kPa (chaise de lançage).

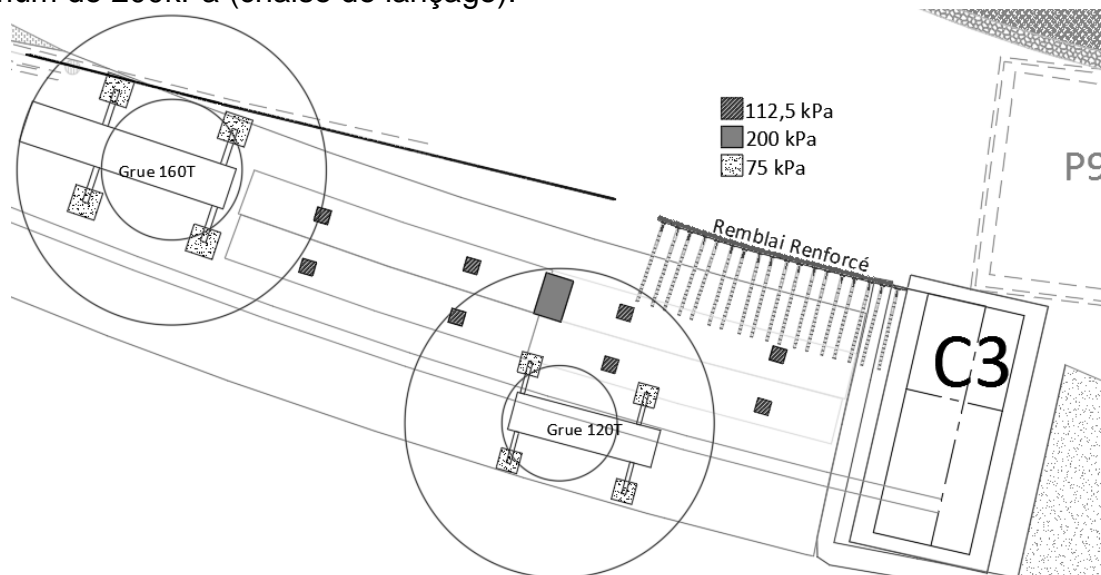


Figure 4. Vue en plan de la plateforme de lançage.

Conformément au paragraphe D.3.3 de la norme NF P 94-282:2009, pour une pression appliquée sur une surface, il est admis que son effet sur l'écran est négligeable en dehors de plans verticaux passant par les extrémités de la surface chargée, et formant avec la normale à l'écran un angle de $\arctan(1/2)$. Ainsi la charge de 200kPa appliquée lors de la phase de lançage du tablier n'impacte pas l'écran fictif du soutènement VSoL[®] et n'est donc pas à prendre en compte dans sa justification.

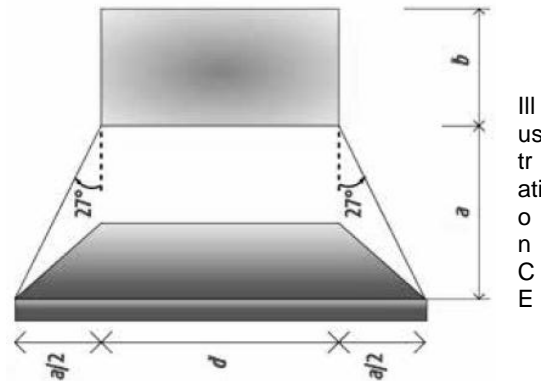


Figure 5. Zone d'influence d'une charge sur un écran.

Dans la suite du présent article, seul l'impact du chargement des cales d'assemblages à 112,5kPa sera étudié.

3.2 Dimensionnement interne

La stabilité interne traite de la résistance propre de la structure. Pour chaque lit de renforcement, il faut comparer leur propre résistance et l'interaction sol-armature maximale mobilisable au-delà de la ligne de tractions maximale avec la traction maximale pondérée.

Dans ce chapitre, on se propose de comparer les valeurs de traction maximale s'exerçant dans les armatures en fonction des cas de charges suivants :

- Situation de projet durable ;
- Situation de projet accidentelle (choc de véhicule sur le dispositif de sécurité) ;
- Situation de projet sismique ;
- Situation de projet transitoire (phase de lancement) : on modélise une charge infinie de 112,5kPa à 6m du parement de manière à prendre en compte d'éventuelles charges de circulation entre les cales de lancement.

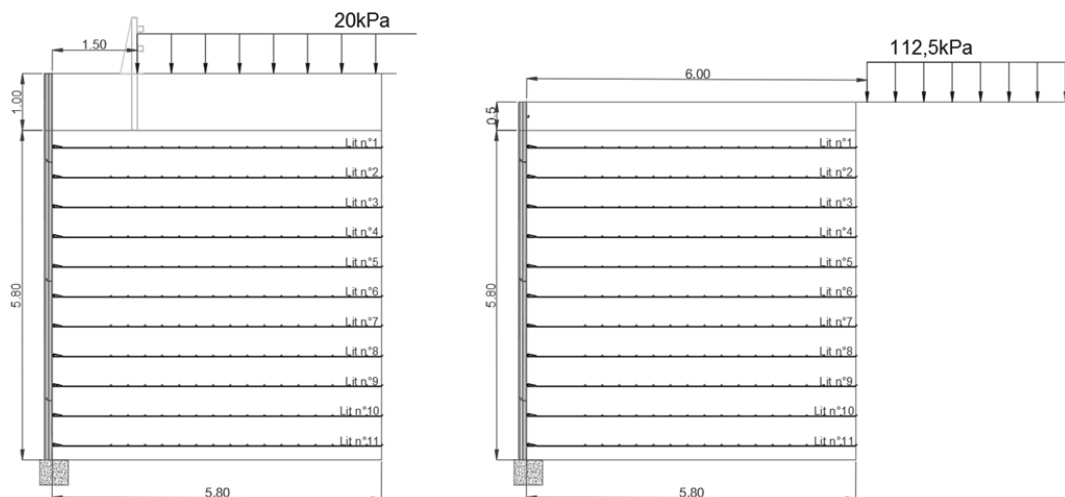


Figure 6. Schématisation des situations de projet étudiée (à gauche : durable, accidentelle et sismique ; à droite : transitoire)

Conformément à la norme NF P 94-270:2009, la traction maximale dans le lit d'armatures par mètre linéique de parement dépend de la contrainte horizontale au niveau du lit considéré et de l'espacement vertical entre les lits de renforcement :

$$T_{max;d} = \sigma_{h;d} \cdot S_v \quad (1)$$

$\sigma_{h,d}$ dépendant de contrainte verticale totale de calcul dans le remblai au niveau du lit considéré $\sigma_{v,d}$

Tableau 1. Valeur de la traction maximale (en kN/m)

Lit n°1	Situation durable	Situation accidentelle	Situation sismique	Situation transitoire
1	20.704	11.042	10.533	11.967
2	17.818	11.965	9.907	13.149
3	16.980	11.609	10.171	15.295
4	18.103	13.108	11.286	17.237
5	19.916	14.460	12.697	19.646
6	21.589	15.741	14.027	22.117
7	23.405	17.048	15.316	24.609
8	25.094	18.332	16.516	27.137
9	26.657	19.485	17.629	29.719
10	28.213	20.631	18.727	32.377
11	31.313	22.905	20.742	35.591

On observe que :

- Les situations de projet accidentelles ou sismiques ne sont pas dimensionnantes ;
- La situation de projet durable est dimensionnante pour les 5 lits supérieurs du soutènement ;
- La situation de projet transitoire est dimensionnante pour les 6 lits inférieurs du soutènement.

Ceci s'explique qu'en partie supérieure les efforts verticaux apportés par la structure de chaussée (+0,5m par rapport à la phase transitoire) et les charges d'exploitation de la situation définitive sont prépondérants pour le dimensionnement, comparés à la poussée due à la charge temporaire en situation transitoire.

A l'inverse, la composante horizontale de la poussée due à la surcharge sur la plateforme de lancement implique un moment et donc un excentrement du torseur des efforts très importants sur les lits inférieurs rendant la phase provisoire dimensionnante (augmentation de 15% des efforts de traction s'exerçant dans les renforcements) vis-à-vis de la phase définitive.

Le Tableau 2 détaille les efforts sollicitant les renforcements métalliques pour le lit d'armature supérieur et le lit d'armature inférieur de manière à comprendre l'évolution de la traction maximale et l'impact du chargement induit par la phase provisoire.

Tableau 2. Détail des efforts appliqués

		Lit n°1 (Tête de soutènement)		Lit n°11 (Pied de soutènement)	
	Notation	Situation durable	Situation transitoire	Situation durable	Situation transitoire
Résultante verticale	V_d (kN/ml)	337,77 dont Poids des terres :149,38 Charge exploit. : 86,25	128,88 dont Poids des terres : 91,25 Charge exploit. : 0,00	1202,35	1027,52
Résultante horizontale	H_d (kN/ml)	18,23	31,61	231,54 dont Poussée surcharge :39,17	446,86 dont Poussée surcharge :194,81
Somme des moments	M_d (kN.m/ml)	-97,59 Dont M. charge exploit : -64,68	-7,50 Dont M. charge exploit : 0,00	333,61 Dont M. poussée	932,624 Dont M. poussée

				surch :127,99	surch :556,207
Excentrement de l'effort	e_d (m)	-0,29	-0,06	0,28	0,91
Contrainte verticale	$\sigma_{v;d}$ (kN/m/ml)	52,34	21,74	228,69	257,06

3.3 Dimensionnement externe

La vérification de la stabilité externe du massif permet de valider la géométrie du massif vis-à-vis des états limites ultimes. L'approche de calcul 2 est utilisée. Conformément au paragraphe 9 de la norme NF P 94-270:2009, la vérification de la stabilité d'un tel ouvrage s'effectue selon les mêmes recommandations que celles pour les fondations superficielles, à savoir la norme NF P 94-261:2013.

Les critères suivants doivent être justifiés :

- glissement sur la base;
- non-poinçonnement du sol de fondation.

Le massif renforcé est considéré comme un corps pesant indéformable.

Pour le projet considéré, un talus penté à 15° est considéré à 4,0 m à l'aval de la base de la fondation de 5,8m (largeur issue des dimensionnements).

3.3.1. Détermination du torseur des efforts au niveau de la fondation

Pour la vérification de la stabilité externe en phase provisoire, la contrainte de poussée liée au chargement retenue sera celle au parement comme détaillée dans la norme NF P 94-282 :2009 (Annexe D). Son intensité est similaire à celle due à une surcharge infinie en la multipliant par le facteur k_q tel que :

$$k_q = \frac{L_p}{L_p + d} \quad (2)$$

Dans notre cas, le facteur k_q est de 0,57 ($L = 2,00m$ et $d = 6,00m$). Soit une surcharge infinie de 65kPa pour la vérification de la stabilité externe.

Les principaux éléments de réduction obtenus pour la hauteur maximale du mur nécessaires à la justification vis-à-vis de la stabilité externe, sont :

	Situation durable		Situation sismique	Situation transitoire	
	Comb A	Comb B	Comb S	Comb A	Comb B
H_{Ed} (kN/ml)	240,65	240,65	186,62	342,82	342,72
V_{Ed} (kN/ml)	1244,37	771,44	785,193	1072,22	728,596
M_{Ed} (kN.m/ml)	395,82	490,95	362,096	729,22	270,40

Les combinaisons A et B sont les torseurs défavorables respectivement pour les vérifications de la portance et les vérifications au glissement.

Les sondages qui avaient été réalisés dans la zone ont conduit à retenir un modèle de sol composé d'une seule couche de moraines limono-graveleuses ($\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$; $PI^* = 1,44 \text{ MPa}$; $k_p = 1,0$).

3.3.2. Glissement

La vérification du non-glissement a été réalisée en vérifiant l'inégalité :

$$H_{Ed} < \frac{V_d \cdot \tan(\delta_{a;k})}{\gamma_{R;h} \cdot \gamma_{R;d,h}} + \frac{R_{p;k}}{\gamma_{R;e}} \quad (3)$$

avec $\delta_{a;k}$ l'angle de frottement caractéristique des matériaux du sol support du remblai renforcé ($\varphi' = 32^\circ$). Les facteurs de sécurité $\gamma_{R;h}$ et $\gamma_{R;d;h}$ ont été pris égaux à 1,1. La réaction frontale $R_{p;k}$ n'a pas été considérée (sécuritaire).

Les valeurs de résistance au glissement qui permettent de vérifier le non-glissement sont :

Situation durable		Situation sismique	Situation transitoire	
Combinaison A	Combinaison B	Combinaison S	Combinaison A	Combinaison B
642,62 kN	398,39 kN	446,38 kN	553,72 kN	376,26 kN

3.3.3. Poinçonnement

Pour les situations durables et transitoires, la vérification du poinçonnement a été effectuée selon la relation suivante selon la norme NF P 94-261 :

$$V_{Ed} - R_0 < \frac{B' \cdot q_{net}}{\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{R,d,v}} \quad (4)$$

Avec $q'_{net} = k_p \cdot Pl \cdot i_\delta \cdot i_\beta$ et :

- B' fonction de B et M_{ED} (B-2e).
- $PI = 1,44$ MPa (d'après les essais pressiométriques réalisés)
- $i_{\delta\beta}$ selon la norme NF P 94-261 avec prise en compte de l'inclinaison de la résultante et du talus aval ($d=4m$ et $\beta=15^\circ$)

Pour les situations de projet sismiques, la formule de l'annexe F de la norme EN1998-5 a été prise en compte.

Les valeurs de portance déduites de ces équations sont les suivantes :

	Situation durable	Situation sismique	Situation transitoire
	Combinaison A	Combinaison S	Combinaison A
i_δ / i_β	0,57 / 0,65	-	0,37 / 0,65
$R_{V;d}$	1980 kN	0,9 < 1,0 (Vérifié)	1090 kN

L'ensemble des cas de charges sont vérifiés. La présence de la charge de la chaise de lançage conduit à réduire la valeur de portance par le biais du coefficient i_δ .

4. Conclusion

Les dimensionnements des sols renforcés formant les soutènements aval de la culée nord du futur viaduc de Charmaix (73) situé sur la route d'accès au tunnel de Fréjus ont été lourdement impactés par les phases provisoires de chargement du viaduc. En effet, le lançage du tablier depuis la culée nord a nécessité la réalisation de plots béton supportant la rampe de lancement du tablier induisant une concentration d'efforts très importante extrêmement impactant tant dans la justification de la stabilité interne que de la stabilité externe du massif en sol renforcé.

Cette problématique a en outre été accentuée de par la position de l'ouvrage dans une pente qui a influencé de manière importante les facteurs d'inclinaison du chargement et notamment pour la vérification de la stabilité au poinçonnement.

On rappellera l'importance dans cet exemple de ne pas sous-estimer les phasages provisoires dans le dimensionnement globale d'un ouvrage géotechnique.

5. Références bibliographiques

Adier P, Kerromen R, Viret O, Gulpin J (2019). Reconstruction du viaduc du Charmaix en Savoie. Revue Travaux, pp. 60-70.

- AFNOR (2013). Justification des ouvrages géotechniques – Nomes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles. NF P 94-261, Juin 2013.
- AFNOR (2009). Calcul géotechnique – Ouvrage de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué. NF P 94-270, Juillet 2009.
- AFNOR (2009). Calcul géotechnique – Ouvrage de soutènement – Ecrans. NF P 94-282, Mars 2009.
- Delahaye E et al. (1998), Les ouvrages de soutènement – Guide de conception générale. Setra, 154 pages.
- De Meyrignac A., Brassac L (2003). Le viaduc du Charmaix. Un ouvrage à géométrie variable. Revue Travaux, pp. 20-24.