

CONSULTING

# Confortement des systèmes d'endiguement de Magland centre

NDC palplanches – Secteur Gravin

Numéro du Projet : 21CRA2024

Intitulé du Projet : Confortement des systèmes d'endiguement de Magland centre

**Intitulé du Document** : NDC palplanches – Secteur Gravin

*La traçabilité des signatures est assurée en interne. Ce formulaire peut être communiqué au client à sa demande*

Contrôle données entrée	Réunion de démarrage
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Version	Rédacteur NOM / Prénom		Contrôleur 1 NOM / Prénom		Contrôleur 2 NOM / Prénom		Date d'envoi JJ/MM/AA	COMMENTAIRES Documents de référence / Description des modifications essentielles
A	STRAINCHAMPS Lucas		VANDEKERCKHOV E Thibaut		BONNAFE Arnaud		18/07/2024	Note de calculs des palplanches, sur le secteur Gravin, accompagnant la réponse aux services de l'Etat sur l'EDD.

*Ce document a été réalisé par du personnel de SAFEGE SAS (opérant sous la marque commerciale SUEZ Consulting) ; SAFEGE SAS est un organisme agréé en tant qu'intervenant pour la sécurité des ouvrages hydrauliques, conformément à l'arrêté du 13 Juillet 2021 (Agrément « Auscultation - tous barrages » valide jusqu'au 31 juillet 2029)*

# Sommaire

## Table des matières

1.....	Préambule.....	7
1.1	Objet.....	7
1.2	Localisation.....	7
1.3	Normes et règlement de calcul.....	7
1.4	Guide méthodologique.....	8
2.....	Géométrie et phasage.....	9
2.1	Vue en plan.....	9
2.1	Tronçon n°1 : Gravin-TH2 - Type PT46.....	9
2.1.1	Coupe type définitive.....	9
2.1.2	Phasage de mise en place.....	10
2.2	Tronçon n°2 - Gravin-TH3 : Type PT57.....	10
2.2.1	Coupe type définitive.....	10
2.2.2	Phasage de mise en place.....	11
3.....	Hypothèses de calculs.....	12
3.1	Palplanches.....	12
3.1.1	Qualité acier.....	12
3.1.2	Coefficients partiels.....	12
3.1.3	Durabilité.....	12
3.1.4	Coefficients de réduction ( $\beta_D$ et $\beta_B$ ).....	13
3.2	Géotechnique.....	14
3.2.1	Reconnaitances existantes.....	14
3.2.2	Modèle géotechnique.....	14
3.3	Prise en compte du séisme.....	15
4.....	Principe de justification.....	16
4.1	Modélisation.....	16
4.2	Données d'entrées.....	17
4.3	Vérification.....	17
5.....	Justification du tronçon n°1 – Gravin-TH2 : Type PT46.....	21

<b>5.1</b>	<b>Actions</b> .....	<b>21</b>
5.1.1	Charges permanentes.....	21
5.1.2	Charges d'exploitation.....	21
5.1.3	Séisme.....	21
5.1.4	Niveau d'eau.....	21
<b>5.2</b>	<b>Situation de calcul</b> .....	<b>21</b>
<b>5.3</b>	<b>Coupe de calcul</b> .....	<b>22</b>
<b>5.4</b>	<b>Caractéristiques des palplanches</b> .....	<b>23</b>
<b>5.5</b>	<b>Phasage du modèle</b> .....	<b>24</b>
5.5.1	Situation de service .....	24
5.5.2	Situation de séisme .....	27
<b>5.6</b>	<b>Résultats en service et séisme</b> .....	<b>29</b>
5.6.1	Vérification de la butée et stabilité du massif d'ancrage .....	29
5.6.2	Vérification en flexion .....	31
5.6.3	Vérification des tirants passifs.....	32

## 6..... Justification du tronçon n°2 – Gravin-TH3 - Type PT57 (avec tirants) ..... 35

<b>6.1</b>	<b>Actions</b> .....	<b>35</b>
6.1.1	Charges permanentes.....	35
6.1.2	Charges d'exploitation.....	35
6.1.3	Séisme.....	35
6.1.4	Niveau d'eau.....	35
<b>6.2</b>	<b>Situation de calcul</b> .....	<b>35</b>
<b>6.3</b>	<b>Coupe de calcul</b> .....	<b>36</b>
<b>6.4</b>	<b>Caractéristiques des palplanches</b> .....	<b>36</b>
<b>6.5</b>	<b>Phasage du modèle</b> .....	<b>37</b>
6.5.1	Situation de service .....	37
6.5.2	Situation de séisme .....	40
<b>6.6</b>	<b>Résultats en service et séisme</b> .....	<b>42</b>
6.6.1	Vérification de la butée et stabilité du massif d'ancrage .....	42
6.6.2	Vérification en flexion .....	44
6.6.3	Vérification des tirants passifs.....	45

## 7..... Justification du tronçon n°2 – Gravin-TH3 – Type PT57 (SANS tirants) ..... 48

<b>7.1</b>	<b>Actions</b> .....	<b>48</b>
<b>7.2</b>	<b>Situation de calcul</b> .....	<b>48</b>

<b>7.3</b>	<b>Coupe de calcul .....</b>	<b>48</b>
<b>7.4</b>	<b>Caractéristiques des palplanches.....</b>	<b>49</b>
<b>7.5</b>	<b>Phasage du modèle .....</b>	<b>50</b>
7.5.1	Situation de service .....	50
7.5.2	Situation de séisme .....	51
<b>7.6</b>	<b>Résultats en service et séisme.....</b>	<b>53</b>
7.6.1	Vérification de la butée et stabilité du massif d'ancrage .....	53
7.6.2	Vérification en flexion .....	54
<b>8.....</b>	<b>Erosion interne .....</b>	<b>56</b>
<b>9.....</b>	<b>Synthèses et perspectives.....</b>	<b>56</b>
<b>9.1</b>	<b>Résumé des études .....</b>	<b>56</b>
<b>9.2</b>	<b>Perspectives .....</b>	<b>56</b>
9.2.1	Programmes de reconnaissance géotechnique complémentaire .....	56
9.2.2	Admissibilité des déplacements .....	56



## Table des illustrations

Figure 46 : Endiguements de Gravin – décomposition en tronçon homogène .....	7
Figure 1 : Vue en plan zone d'Arve – Implantation des palplanches .....	9
Figure 2 : Schéma de principe – Coupe type PT46 .....	9
Figure 3 : Phasage de réalisation – Coupe type PT46 .....	10
Figure 4 : Schéma de principe – Coupe type PT57 .....	10
Figure 5 : Phasage de réalisation – Coupe type PT57 .....	11
Figure 6 : Extrait NF EN 1993-5 – Caractéristiques aciers laminés à chaud .....	12
Figure 7 : Extrait NF EN 1993-5 – Valeur de corrosion en fonction du sol .....	12
Figure 8 : Extrait NF EN 1993-5 – Valeur de corrosion en fonction de l'eau .....	13
Figure 9 : Extrait NF EN 1993-5 – Valeurs des coefficients de réduction $\beta_D$ et $\beta_B$ .....	13
Figure 10 : Coefficients partiels – Modèle MISS .....	16
Figure 11 : Coefficients partiels – Modèle MEL .....	17
Figure 12 : Extrait guide d'application « Eurocode 7 – Application aux écrans de soutènement (NF P94-282) » - Obliquité de la poussée et de la butée des terres .....	17
Figure 13 : Extrait NF P 94-282 – Principe de vérification de la butée (modèle MEL) .....	18
Figure 14 : Extrait NF EN 1993-5 – Définition de l'aire de cisaillement .....	19
Figure 15 : Extrait NF EN 1993-5 – Calcul du moment résistant d'une section transversale .....	20
Figure 16 : Extrait modèle K-réa – Coupe de calcul du PT46 .....	22
Figure 17 : Extrait DURABILITY – Caractéristiques des palplanches .....	23
Figure 18 : Extrait K-Réa – Phase n°1 de service .....	24
Figure 19 : Extrait K-Réa – Phase n°2 de service .....	24
Figure 20 : Extrait K-Réa – Phase n°3 de service .....	25
Figure 21 : Extrait K-Réa – Définition des tirants passifs .....	25
Figure 22 : Extrait K-Réa – Phase n°4 de service .....	25
Figure 23 : Extrait K-Réa – Phase n°5 de service .....	26
Figure 24 : Extrait K-Réa – Phase n°6 de service .....	26
Figure 25 : Extrait K-Réa – Phase n°7 de séisme ascendant (r=2) .....	27
Figure 26 : Extrait K-Réa – Phase n°7 de séisme ascendant (r=2) – Paramètres de calculs .....	27
Figure 27 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant (r=2) .....	28
Figure 28 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant (r=2) – Paramètres de calculs .....	28
Figure 29 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Vérification de la butée en service .....	29
Figure 30 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Vérification de la stabilité du massif d'ancrage en service .....	29
Figure 31 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Vérification de la butée sous séisme .....	30
Figure 32 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Vérification de la stabilité du massif d'ancrage en séisme .....	30
Figure 33 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Sollicitations ELU .....	31
Figure 34 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Déplacements .....	31
Figure 35 : Extrait documentation dywidag – Caractéristiques des barres .....	32
Figure 36 : Extrait T.A. 2020 – q <sub>s</sub> pour des sables .....	33
Figure 37 : Extrait modèle K-réa – Coupe de calcul du PT57 .....	36
Figure 38 : Extrait DURABILITY – Caractéristiques des palplanches .....	36
Figure 39 : Extrait K-Réa – Phase n°1 de service .....	37
Figure 40 : Extrait K-Réa – Phase n°2 de service .....	37
Figure 41 : Extrait K-Réa – Phase n°3 de service .....	38
Figure 42 : Extrait K-Réa – Définition des tirants passifs .....	38
Figure 43 : Extrait K-Réa – Phase n°4 de service .....	38
Figure 44 : Extrait K-Réa – Phase n°5 de service .....	39
Figure 45 : Extrait K-Réa – Phase n°6 de service .....	39
Figure 46 : Extrait K-Réa – Phase n°7 de séisme ascendant (r=2) .....	40
Figure 47 : Extrait K-Réa – Phase n°7 de séisme ascendant (r=2) – Paramètres de calculs .....	40
Figure 48 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant (r=2) .....	41
Figure 49 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant (r=2) – Paramètres de calculs .....	41

Figure 50 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la butée en service ..... 42

Figure 51 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la stabilité du massif d'ancrage en service ..... 42

Figure 52 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la butée sous séisme ..... 43

Figure 53 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la stabilité du massif d'ancrage en séisme ..... 43

Figure 54 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Sollicitations ELU ..... 44

Figure 55 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Déplacements ..... 44

Figure 56 : Extrait documentation dywidag – Caractéristiques des barres ..... 45

Figure 57 : Extrait T.A. 2020 – qs pour des sables ..... 46

Figure 58 : Extrait modèle K-réa – Coupe de calcul du PT57 ..... 48

Figure 59 : Extrait DURABILITY – Caractéristiques des palplanches ..... 49

Figure 60 : Extrait K-Réa – Phase n°1 de service..... 50

Figure 61 : Extrait K-Réa – Phase n°2 de service..... 50

Figure 62 : Extrait K-Réa – Définition de la surcharge ..... 50

Figure 63 : Extrait K-Réa – Phase n°3 de séisme ascendant (r=2) ..... 51

Figure 64 : Extrait K-Réa – Phase n°3 de séisme ascendant (r =2) – Paramètres de calculs ..... 51

Figure 65 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant (r=2) ..... 52

Figure 66 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant (r=2) – Paramètres de calculs ..... 52

Figure 67 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la butée en service ..... 53

Figure 68 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la butée sous séisme ..... 53

Figure 69 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Sollicitations ELU ..... 54

Figure 70 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Déplacements G et G+Q ..... 54

## 1. PREAMBULE

### 1.1 Objet

Le présent document a pour objet de présenter la justification des palplanches dans le secteur du Gravin du système d'endiguement de Magland.

### 1.2 Localisation

Le présent document traite des digues confortées et rehaussées avec des palplanches sur le secteur de Gravin, à savoir les tronçons TH2 et TH3.

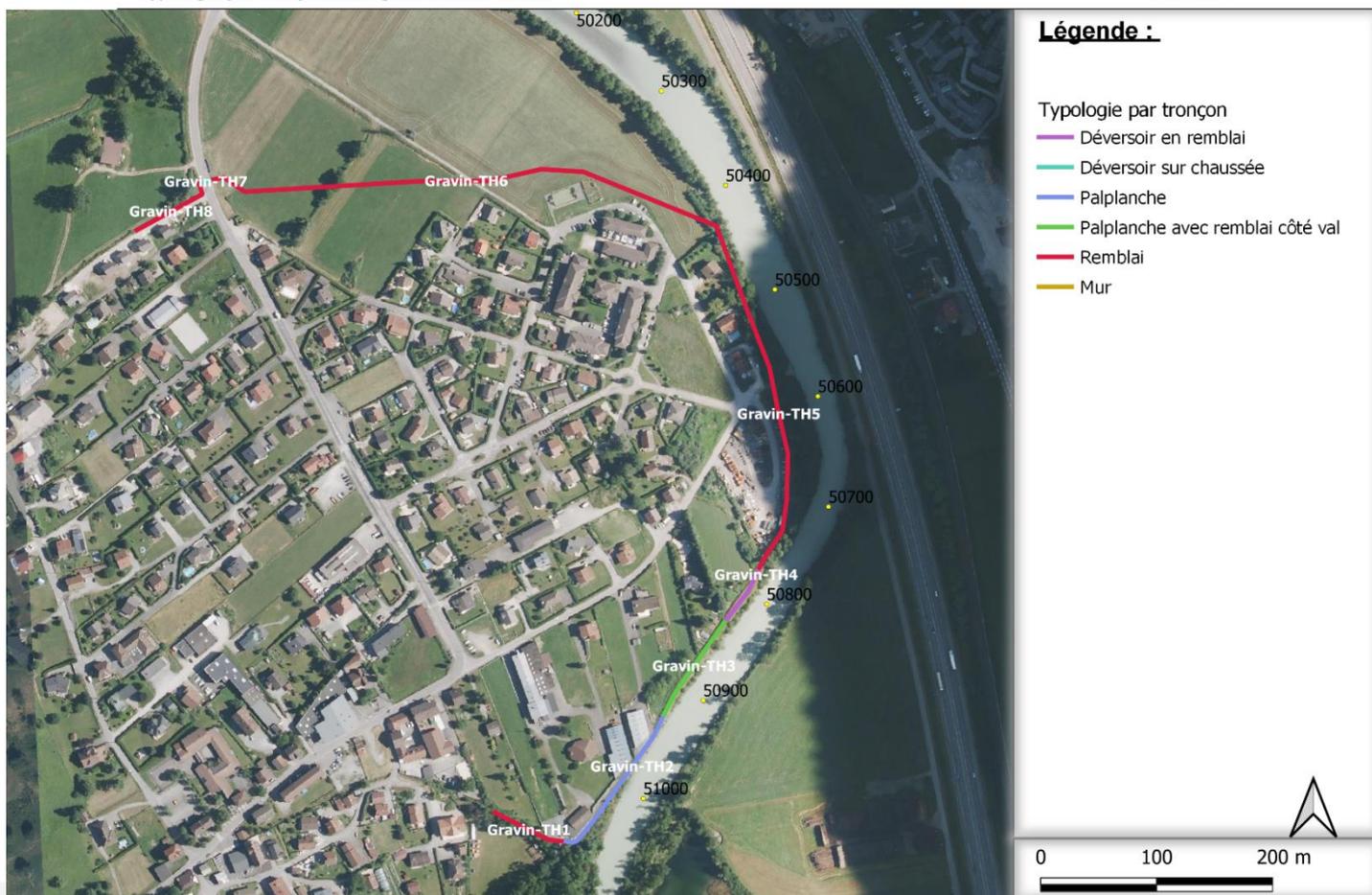


Figure 1 : Endiguements de Gravin – décomposition en tronçon homogène

### 1.3 Normes et règlement de calcul

Les justifications des palplanches seront menées conformément aux textes suivants Les Eurocodes sont appliqués avec leur annexe nationale française.

Les règlements suivants sont applicables :

- les normes NF EN 1990 et NF EN 1990/A1 et leurs annexes nationales, les normes NF P06-100-2 et NF EN 1990/A1/NA ;
- les normes NF EN 1991-1-1 et NF EN 1991-1-3 à NF EN 1991-1-7 ainsi que leurs annexes nationales, les normes NF EN 1991-1-1/NA et NF EN 1991-1-3/NA à NF EN 1991-1-7/NA ;

- la norme NF EN 1991-2 et son annexe nationale, la norme NF EN 1991-2/NA ;
- la norme NF EN 1993-5 et son annexe nationale, la norme NF EN 1993-5/NA ;
- la norme NF EN 1997-1 et son annexe nationale, la norme NF EN 1997-1/NA, ainsi que les normes d'applications nationales NF P 94-261, NF P 94-281, NF P 94-282, NF P 94-270 et, en l'absence des autres normes d'application, le fascicule 62 titre V du CCTG ;
- la norme NF EN 1998-5 et son annexe nationale, la norme NF EN 1998-5/NA,
- le décret n° 2010-1254 du 22 Octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique ;
- le décret n° 2010-1255 du 22 Octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français.
- Guide CFBR « Risque sismique et Sécurité des ouvrages hydrauliques » de 2014.

## 1.4 Guide méthodologique

Les guides suivants seront utilisés :

- Guide SETRA « Eurocode 7 – Application aux écrans de soutènement (NF P94-282) »,
- Guide SETRA « Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 ».

## 2. GEOMETRIE ET PHASAGE

### 2.1 Vue en plan

Implantation des sondages



Figure 2 : Vue en plan zone d'Arve – Implantation des palplanches

### 2.1 Tronçon n°1 : Gravin-TH2 - Type PT46

#### 2.1.1 Coupe type définitive

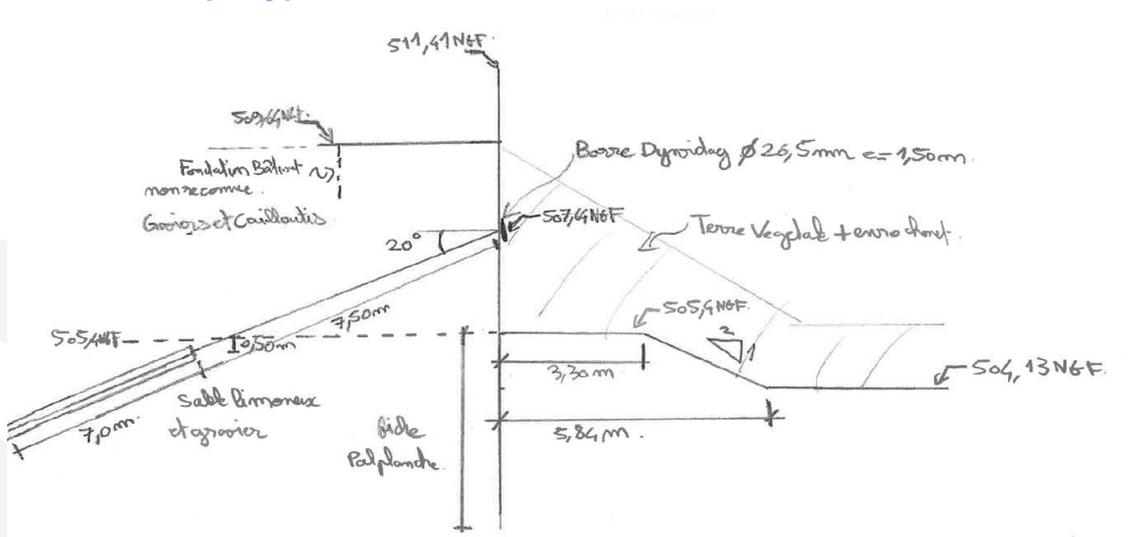


Figure 3 : Schéma de principe – Coupe type PT46

De façon sécuritaire nous ne considérons pas 1.0 m de sol sous le début des enrochements pour nos calculs.

Les têtes de tirants sont placées à 2.0 m (507.64 NGF) en dessous du T.N afin d'éviter les fondations des bâtiments. **Cependant les fondations des bâtiments n'étant pas connues le positionnement des tirants reste à confirmer.**

### 2.1.2 Phasage de mise en place

Nous présentons ci-dessous le phasage de réalisation prévu pour ce tronçon.

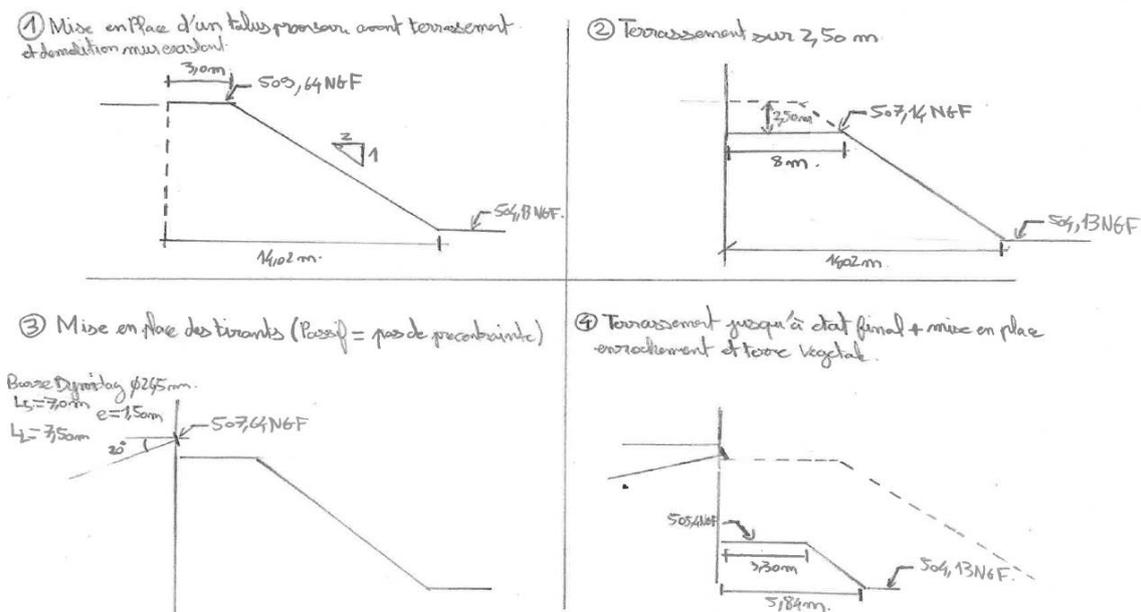


Figure 4 : Phasage de réalisation – Coupe type PT46

Un talus provisoire est mis en place dans le lit du cours d'eau afin de permettre la démolition du mur de soutènement existant et la mise en place de la plateforme de forage.

**La mise en place de remblais/batardeau dans le cours d'eau devra faire l'objet d'une étude spécifique en phase exécution.**

## 2.2 Tronçon n°2 - Gravin-TH3 : Type PT57

### 2.2.1 Coupe type définitive

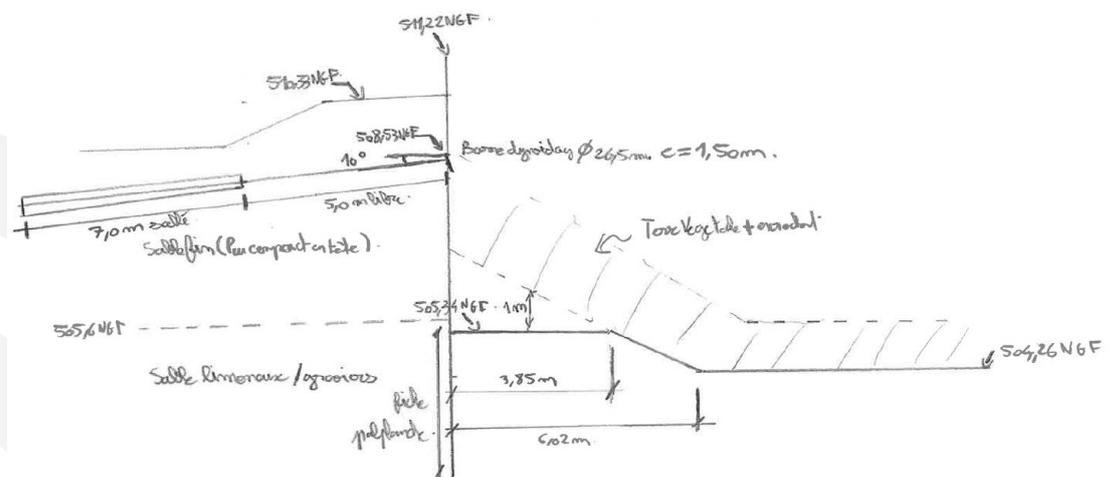


Figure 5 : Schéma de principe – Coupe type PT57

De façon sécuritaire nous ne considérons pas 1.0 m de sol sous le début des enrochements pour nos calculs.

Nous étudions également une solution sans tirants.

## 2.2.2 Phasage de mise en place

Nous présentons ci-dessous le phasage de réalisation prévu pour ce tronçon.

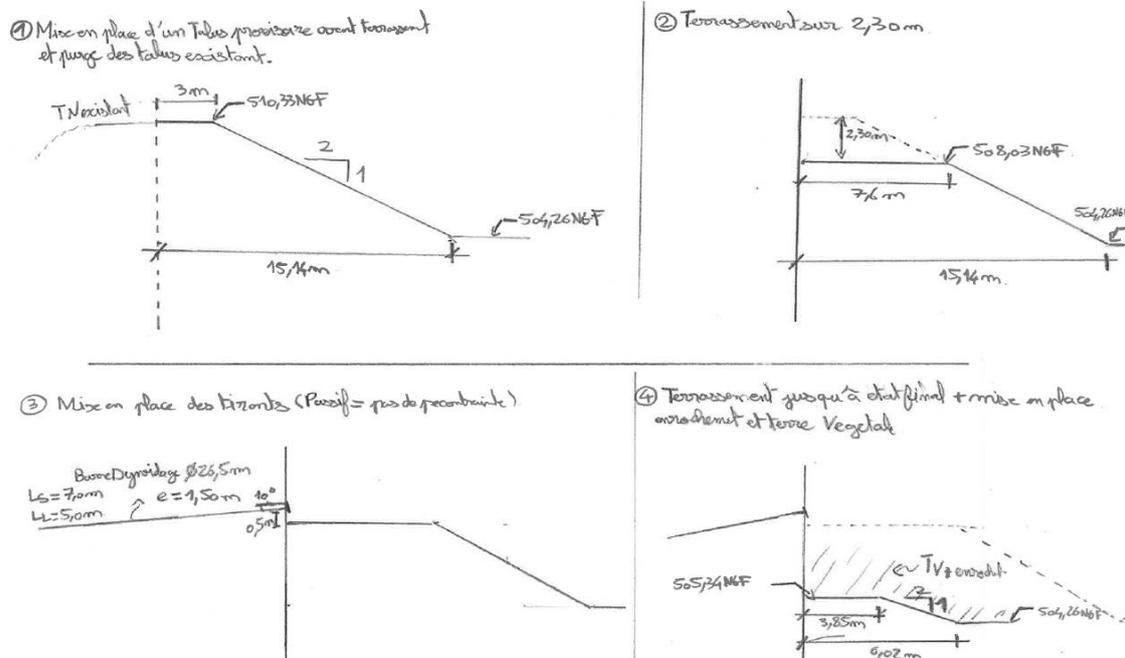


Figure 6 : Phasage de réalisation – Coupe type PT57

Un talus provisoire est mis en place dans le lit du cours d'eau afin de permettre la purge (enrochement, racines, maçonnerie, etc ...) des talus existants et la mise en place de la plateforme de forage.

**La mise en place de remblais/batardeau dans le cours d'eau devra faire l'objet d'une étude spécifique en phase exécution.**

Dans le cas d'une solution sans tirant la mise en place d'un remblai provisoire n'est pas nécessaire. La palplanche sera directement battue à travers la digue existante. Les terrassements seront réalisés en suivant.

### 3. HYPOTHESES DE CALCULS

#### 3.1 Palplanches

##### 3.1.1 Qualité acier

L'acier constitutif des palplanches sera de type S240 GP (laminé à chaud) :

Désignation de l'acier selon l'EN 10027	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
S240 GP	240	340
S270 GP	270	410
S320 GP	320	440
S355 GP	355	480
S390 GP	390	490
S430 GP	430	510

Figure 7 : Extrait NF EN 1993-5 – Caractéristiques aciers laminés à chaud

On retiendra donc les caractéristiques suivantes pour les calculs :

- Limite d'élasticité ( $f_y$ ) : 240 MPa,
- Résistance à la traction : 340 MPa.

##### 3.1.2 Coefficients partiels

$$Y_{m0} = 1.00$$

$$Y_{m1} = 1.00$$

$$Y_{m2} = 1.25$$

##### 3.1.3 Durabilité

La prise en compte de la corrosion se fait conformément à l'article 4.4 de la NF EN 1993-5 :

Durée d'utilisation de projet	5 ans	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Sols naturels intacts (sable, limon, argile, schiste, ....)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Sols naturels pollués et sites industriels	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Sols naturels agressifs (marais, marécages, tourbe...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Remblais non compactés et non agressifs (argile, schiste, sable, limon, ....)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Remblais non compactés et agressifs (cendres, scories....)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

Notes :

- 1) Les taux de corrosion dans les remblais compactés sont inférieurs à ceux observés dans les remblais non compactés. Dans les remblais compactés, il convient de diviser par deux les chiffres du tableau.
- 2) Les valeurs données pour 5 ans et 25 ans sont basées sur des mesures, tandis que les autres valeurs sont extrapolées.

Figure 8 : Extrait NF EN 1993-5 – Valeur de corrosion en fonction du sol

Durée d'utilisation de projet	5 ans	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Eau douce ordinaire (rivière, canal navigable, ....), dans la zone d'attaque élevée (ligne d'eau)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Eau douce très polluée (eaux usées, effluents industriels, ....), dans la zone d'attaque élevée (ligne d'eau)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Eau de mer sous climat tempéré, dans la zone d'attaque élevée (basses eaux et zone d'embruns)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Eau de mer sous climat tempéré, dans la zone d'immersion permanente ou dans la zone de marnage	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50
Notes :					
1) Le taux de corrosion le plus élevé est habituellement observé dans la zone d'embruns ou dans la zone des basses eaux. Cependant, dans la plupart des cas, le moment fléchissant le plus élevé se situe dans la zone d'immersion permanente, voir Figure 4.1.					
2) Les valeurs données pour 5 ans et 25 ans sont basées sur des mesures, tandis que les autres valeurs sont extrapolées.					

Figure 9 : Extrait NF EN 1993-5 – Valeur de corrosion en fonction de l'eau

Nous retenons les paramètres suivants pour le calcul de la corrosion des palplanches :

- Durée de vie : 100 ans,
- Coté eau/air (on retient la corrosion de l'eau car plus défavorable) : Eau douce ordinaire. Soit une corrosion de 1.40 mm,
- Coté terre : Sols naturels intacts. Soit une corrosion de 1.20 mm.

La valeur de corrosion est donc de  $1.20 + 1.40 = 2.60$  mm.

### 3.1.4 Coefficients de réduction ( $\beta_D$ et $\beta_B$ )

Pour les profilés de palplanches de type U, il y'a lieu de retenir des coefficients de réduction afin de tenir compte des défauts de transmission des efforts de cisaillement au niveau des serrures entre palplanches :

Type de palplanche en U	Nombre d'appuis	Type de sol	Coefficients	
			$\beta_B$	$\beta_D$
Simple	0 (= pied de palplanche)		0,6	0,4
	1		0,7	0,5
	$\geq 2$		0,8	0,6
Double solidarisée (par points de pinçage ou soudure)	0 (= pied de palplanche)	lâche	0,7	0,6
		autre	0,8	0,7
	1	lâche	0,8	0,7
		autre	0,9	0,8
	$\geq 2$	lâche	0,9	0,8
		autre	1,0	0,9

Figure 10 : Extrait NF EN 1993-5 – Valeurs des coefficients de réduction  $\beta_D$  et  $\beta_B$

Le coefficient  $\beta_B$  est à prendre en compte pour le calcul du moment résistant.

Le coefficient  $\beta_D$  est à prendre en compte pour le calcul des déplacements en réduisant l'inertie.

Pour les palplanches de type Z :  $\beta_B = \beta_D = 1.0$ .

## 3.2 Géotechnique

### 3.2.1 Reconnaissances existantes

Pour le dimensionnement des Palplanches, nous nous appuyerons sur :

- La campagne de 2018 réalisée par Hydrogéotechnique :
  - SC2 : un sondage carotté à 7 m de profondeur ;
  - SP3 et SP4 : sondages pressiométriques à 6.5 m de profondeur.

### 3.2.2 Modèle géotechnique

Nous retiendrons pour le dimensionnement des palplanches le résultat des essais pressiométriques.

**Les valeurs présentées devront être confirmées par une campagne de reconnaissance complémentaire dans le cadre de la G2PRO.**

Nous considérerons les caractéristiques mécaniques suivantes pour les différents tronçons :

Gravin-TH2 - Tronçon n°1 (Type PT 46) :

Modèle géotechnique - Tronçon n°1 - Profil type PT46								
Couche	Toit (NGF)	PI* (Mpa)	Em (Mpa)	Em/pl*	$\alpha$	$\gamma$ (kN/m3)	$\Psi'$ (°)	c' (kPa)
Gravier et cailloutis	509,90	0,5	3,5	7,0	0,66	20	28 (*)	0
Sables limoneux et gravier	505,40	1,8	15,0	8,3	0,5	20	30	0

Nota :

- (\*) : l'angle de frottement est minoré car le sol semble lâche. Cette valeur sera à confirmer par des essais triaxiaux.
- Pour la prise en compte du séisme nous considérerons un sol de classe C,
- Aucun essai de perméabilité n'a été réalisé. A ce stade des études nous considérons que la couche est relativement perméable.

Gravin-TH3 - Tronçon n°2 (Type PT 57) :

Pour ce tronçon nous retenons comme sondage de référence le SP4.

Modèle géotechnique - Tronçon n°2 - Profil type PT57								
Couche	Toit (NGF)	PI* (Mpa)	Em (Mpa)	Em/pl*	$\alpha$	$\gamma$ (kN/m3)	$\Psi'$ (°)	c' (kPa)
Sables fin	510,10	1,5	10,0	6,7	0,33	20	30	0
Sables limoneux / Gravier	505,60	0,6	5,0	8,3	0,5	20	30	0

Nota :

- Pour la prise en compte du séisme nous considérerons un sol de classe C,
- Aucun essai de perméabilité n'a été réalisé. A ce stade des études nous considérons que la couche est relativement perméable.

### 3.3 Prise en compte du séisme

Nous tiendrons compte de l'accélération sismique définie par le CFBR dans le § 7.5.2.1 du guide « Risque sismique et Sécurité des ouvrages hydrauliques » de 2014. A savoir 0.9 m/s<sup>2</sup> (zone 4 et digue de classe C).

#### Paramètre de calcul :

Symbole	Valeur	Unité	Description
<b>Hypothèses sismiques</b>			
$\gamma_l$	1		Coefficient d'importance
$a_{gr}$	0,9	m/s <sup>2</sup>	Accélération de calcul
$g$	9,81	m/s <sup>2</sup>	Accélération de pesanteur
$S$	1,5		Coefficient de sol
$ST$	1		Coefficient d'amplification topographique
$r$	1		Coefficient
$K_h$	0,138		
$K_v$	0,069		

Compte tenu de classe de l'ouvrage nous retenons un coefficient d'amplification topographique de 1.0 (talus de digue de faible hauteur).

Le coefficient  $r = 1.0$  signifie que les ouvrages ne se déplacent pas de façon irréversible.

Nous présentons également un calcul avec  $r=2.0$  (ouvrage se déplaçant de façon irréversible)  
Pour  $r = 2$  :  $k_h = 0.07$  et  $k_v = 0.035$ .

#### Méthode de calcul :

Les effets du séisme sur les palplanches seront calculés avec la méthode de Monobe-Okabe (annexe E de l'EN 1998-5).

La poussée dynamique globale des terres  $E_d$  est calculée de la façon suivante :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

avec :

$H$  la hauteur du mur ;

$E_{ws}$  la poussée statique de l'eau ;

$E_{wd}$  la pression hydrodynamique de l'eau libre de se déplacer ;

$\gamma^*$  le poids volumique du sol défini ci-dessous suivant la configuration de la nappe ;

$k_v$  le coefficient sismique vertical ;

$K$  le coefficient de poussée des terres calculé à partir de la formule de Monobe Okabe :

• États actifs (poussées) :

- si  $\beta \leq \phi_d - \theta$  :

$$K_{ad} = \frac{\sin^2(\psi + \phi_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_{ad}) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_d + \delta_{ad}) \sin(\phi_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_{ad}) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- et si  $\beta > \phi_d - \theta$  :

$$K_{ad} = \frac{\sin^2(\psi + \phi_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_{ad})}$$

$\phi_d$  la valeur de calcul de l'angle de frottement du sol, soit  $\phi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{\gamma_\phi}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{1,25}\right)$  ;

$\psi$  et  $\beta$  sont les angles d'inclinaison de la face arrière du mur et de la surface du remblai par rapport à l'horizontale

## 4. PRINCIPE DE JUSTIFICATION

### 4.1 Modélisation

Les palplanches sont modélisées par la méthode du coefficient de réaction. Le calcul est réalisé à l'aide du logiciel K-Réa. Il permet de déterminer les sollicitations et les déplacements de la palplanche par rapport au sol. Le module « écran simple » du logiciel est utilisé.

La méthode appliquée par le logiciel est la méthode dite des coefficients de réactions. Cette méthode consiste à prendre en compte une loi de réaction entre le sol et la structure en considérant le sol comme étant un matériau élasto-plastique. Ce coefficient de type SCHMITT va servir à modéliser les lois d'interaction du sol.

Le coefficient de réaction de type SCHMITT, calculé au-dessus et sous le fond de fouille est défini ci-après (Annexe F de la NF P94-282) :

$$K_h = 2 \times \frac{(E_M / \alpha)^{4/3}}{(EI / B)^{1/3}}$$

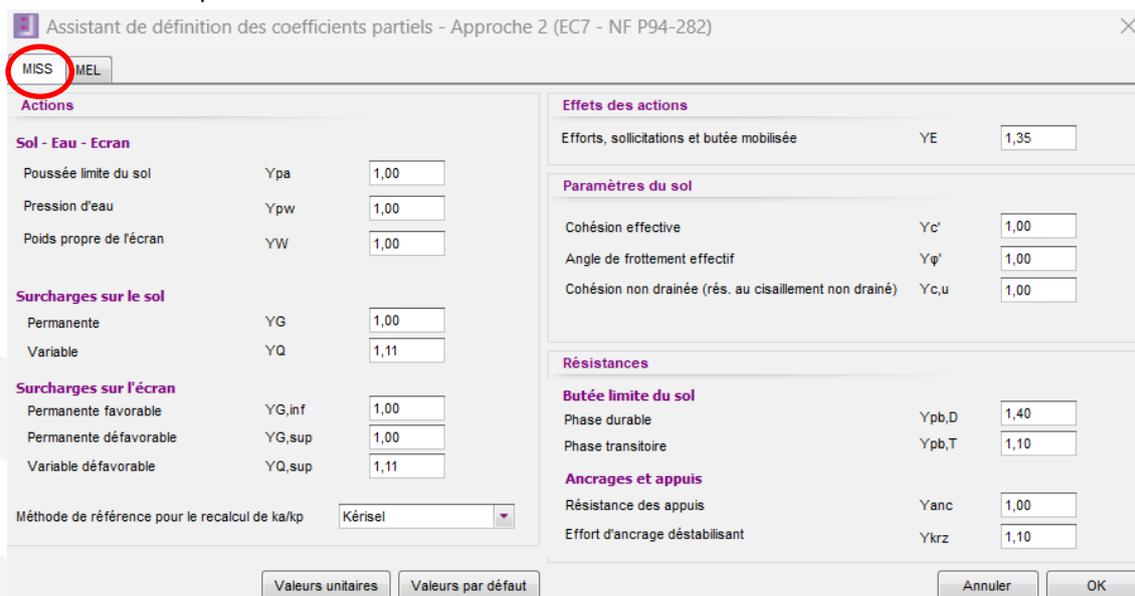
Avec :

- $E_M$  : module pressiométrique du sol,
- $\alpha$  : coefficient rhéologique du sol dépendant du rapport  $E_M/\rho_l$ ,
- $E$  : module de la palplanche,
- $I$  : inertie de la section de la paroi,
- $B$  : longueur de référence, prise égale à 1,0 m.

L'approche 2 de calcul est utilisée. Au sens de la norme NF P94-282, cette approche propose des coefficients partiels qui diffèrent selon le modèle de calcul utilisé (MEL ou MISS) pour l'équilibre ELU de l'écran :

- MISS : pondération (en post-traitement) des effets des actions et des résistances,
- MEL : pondération (à la source des actions et des résistances).

Les coefficients partiels utilisés sont les suivants :



Assistant de définition des coefficients partiels - Approche 2 (EC7 - NF P94-282)			
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <span>MISS MEL</span> <span>✕</span> </div>			
<b>Actions</b>			
<b>Sol - Eau - Ecran</b>			
Poussée limite du sol	Ypa		1,00
Pression d'eau	Ypw		1,00
Poids propre de l'écran	YW		1,00
<b>Surcharges sur le sol</b>			
Permanente	YG		1,00
Variable	YQ		1,11
<b>Surcharges sur l'écran</b>			
Permanente favorable	YG,inf		1,00
Permanente défavorable	YG,sup		1,00
Variable défavorable	YQ,sup		1,11
Méthode de référence pour le recalcul de ka/kp			Kérisel
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <span>Valeurs unitaires</span> <span>Valeurs par défaut</span> <span>Annuler</span> <span>OK</span> </div>			
<b>Effets des actions</b>			
Efforts, sollicitations et butée mobilisée		YE	1,35
<b>Paramètres du sol</b>			
Cohésion effective		Yc'	1,00
Angle de frottement effectif		Yφ'	1,00
Cohésion non drainée (rés. au cisaillement non drainé)		Yc,u	1,00
<b>Résistances</b>			
<b>Butée limite du sol</b>			
Phase durable		Ypb,D	1,40
Phase transitoire		Ypb,T	1,10
<b>Ancrages et appuis</b>			
Résistance des appuis		Yanc	1,00
Effort d'ancrage déstabilisant		Ykrz	1,10

Figure 11 : Coefficients partiels – Modèle MISS

Assistant de définition des coefficients partiels - Approche 2 (EC7 - NF P94-282)

MEL

**Actions**

**Sol - Eau - Ecran**

Poussée limite du sol Ypa 1,35

Pression d'eau Ypw 1,35

Poids propre de l'écran YW 1,35

**Surcharges sur le sol**

Permanente YG 1,00

Variable YQ 1,11

**Surcharges sur l'écran**

Permanente favorable YG,inf 1,00

Permanente défavorable YG,sup 1,35

Variable défavorable YQ,sup 1,50

Méthode de référence pour le recalcul de ka/kp Kérisel

**Effets des actions**

Efforts, sollicitations et butée mobilisée YE 1,00

**Paramètres du sol**

Cohésion effective Yc' 1,00

Angle de frottement effectif Yφ' 1,00

Cohésion non drainée (rés. au cisaillement non drainé) Yc,u 1,00

**Résistances**

**Butée limite du sol**

Phase durable Ypb,D 1,40

Phase transitoire Ypb,T 1,10

Valeurs unitaires Valeurs par défaut Annuler OK

Figure 12 : Coefficients partiels – Modèle MEL

## 4.2 Données d'entrées

Les données géotechniques sont présentées dans le § 3.2.

L'obliquité de la poussée et de la butée des terres sur les parois est calculée en fonction de l'angle de frottement du sol et de la rugosité de la paroi, conformément au guide d'application « Eurocode 7 – Application aux écrans de soutènement (NF P94-282) » :

	Poussée (terre-plein horizontal)	Butée
Parois moulées et palplanches à module*	$\delta = 0$	$\delta = - 2/3 \varphi'$
	$\delta = 2/3 \varphi'$	$\delta = - 1/2 \varphi'$
Palplanches plates**	$\delta = 0$	$\delta = 0$

\* Pour ces types d'ouvrages, deux couples de valeurs sont utilisables. Une palplanche à module possède une inertie plus élevée.  
\*\* Les palplanches plates au contraire des palplanches à module ont une inertie faible.

Figure 13 : Extrait guide d'application « Eurocode 7 – Application aux écrans de soutènement (NF P94-282) » - Obliquité de la poussée et de la butée des terres

## 4.3 Vérification

### 4.3.1.1 Justification de la fiche (phase autostable)

Pour cette étude les palplanches sont autos stables avant mise en place des tirants. La fiche sera donc vérifiée à partir d'un modèle MEL conformément au guide d'application « Eurocode 7 – Application aux écrans de soutènement (NF P94-282) ».

On vérifie les points suivants :

#### Vérification de la longueur de fiche :

La vérification est effectuée conformément au § 9.3.1 de la NF P 94-282 :

$$f_b \geq 1,2 f_0$$

Avec :

- $f_b$  : la fiche de l'écran sous le point de pression différentielle nulle,
- $f_0$  : la fiche minimale sous le point de point de pression différentielle nulle nécessaire à l'équilibre des moments en pieds de l'écran.

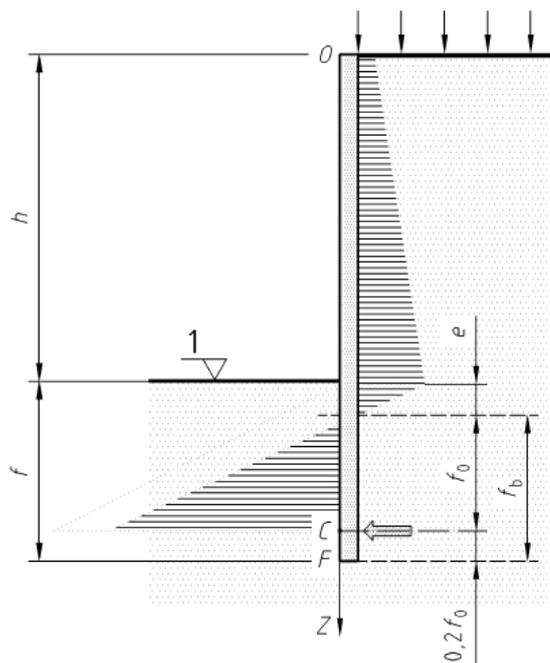


Figure 14 : Extrait NF P 94-282 – Principe de vérification de la butée (modèle MEL)

#### Vérification de la contre butée :

Lorsque les propriétés de résistance des terrains décroissent avec la profondeur, il importe de s'assurer que la contre-butée mobilisable sous le point C est supérieure à la contre-butée nécessaire à l'équilibre des forces horizontales. Dans le cas contraire, il est admis de ne pas faire cette vérification.

$$C_{t;d} \leq C_{m;d}$$

Avec :

- $C_{t;d}$  : la valeur de calcul de la contre butée nécessaire à l'équilibre des forces horizontales,
- $C_{m;d}$  : la valeur de calcul de la composante horizontale de la contre butée mobilisable de part et d'autre du point C.

#### 4.3.1.2 Justification de la fiche (phase avec tirant)

Après mise en place des tirants, la fiche sera vérifiée à partir d'un modèle MISS conformément au guide d'application « Eurocode 7 – Application aux écrans de soutènement (NF P94-282) ».

On vérifie les points suivants :

##### Défaut de butée

La vérification du défaut de butée selon un modèle d'interaction sol-structure (MISS) consiste à vérifier que la butée mobilisable  $B_{m,d}$  soit supérieure à la butée mobilisée par les efforts en amont de la paroi  $B_{t,d}$ , avec :

- Butée mobilisable :

$$B_{m,d} = \frac{B_{m,k}}{\gamma_{Rb}} \text{ avec } \gamma_{Rb} = 1,1$$

- Butée mobilisée :

$$B_{t;d} = 1,35 B_{t;k}$$

**Stabilité du massif d'ancrage :**

La vérification de la stabilité du massif d'ancrage (ou Kranz) consiste à vérifier que le massif de terrain situé au-dessus du pied de l'écran de soutènement et délimité par le plan passant contre la face arrière de l'écran et par le plan passant par le point d'application de la résultante de l'effort d'ancrage, est stable par rapport à ce dernier. Cette méthode fait l'objet de l'Annexe G de la NF P94-282.

**4.3.1.3 Vérification structurelle de la palplanche**

Les caractéristiques des palplanches seront déterminées à partir du logiciel DURABILITY d'Arcelor Mittal.

Pour ce projet la palplanche est en flexion simple (pas de charges verticales : N = 0 kN).

Les sollicitations (M et V) et déplacements sont issues d'un modèle MISS.

**Effort tranchant :**

L'effort tranchant (V) est issu du modèle MISS en considérant la palplanche non corrodée afin d'obtenir les sollicitations les plus défavorables.

On vérifie (NF EN 1993-5 article 5.2.2) :

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Avec :

- $V_{Ed}$  : sollicitation de calcul ELU issue du modèle MISS,
- $V_{pl,Rd}$  : résistance plastique à l'effort tranchant pour chaque âme.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$A_v = t_w (h - t_f)$ . pour des profil en U ou Z.

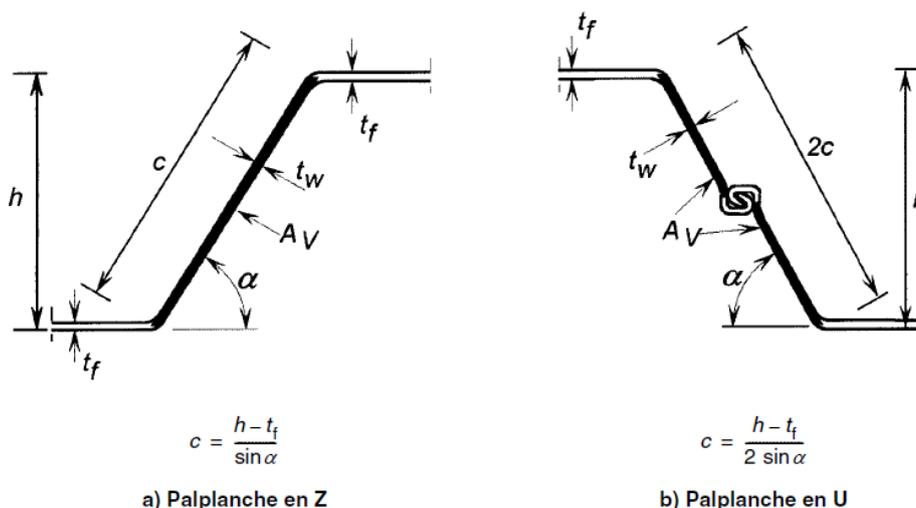


Figure 15 : Extrait NF EN 1993-5 – Définition de l'aire de cisaillement

Si  $c/t_w > 72 \epsilon$  il convient de vérifier la résistance au voilement par cisaillement des âmes des palplanches :

$$V_{b,Rd} = \frac{(h - t_f) t_w f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

### **Moment fléchissant :**

Le moment fléchissant (M) est issu du modèle MISS en considérant la palplanche non corrodée afin d'obtenir les sollicitations les plus défavorables.

On vérifie (NF EN 1993-5 article 5.2.2) sous réserve que :  $V_{ED} < 0.5 V_{pl,Rd}$

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Avec :

- $M_{ED}$  : sollicitation de calcul ELU issue du modèle MISS,
- $M_{c,Rd}$  : valeur de calcul du moment fléchissant résistant de la section transversale.

Le calcul du moment résistant dépend la classe de la section transversale :

(2) Il convient de déterminer la valeur de calcul du moment résistant de la section transversale  $M_{c,Rd}$  par les expressions suivantes :

— Sections transversales de classe 1 ou 2 :  $M_{c,Rd} = \beta_B W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$  ... (5.2a)

— Sections transversales de classe 3 :  $M_{c,Rd} = \beta_B W_{el} f_y / \gamma_{M0}$  ... (5.2b)

— Sections transversales de classe 4 : voir annexe A.

où :

$W_{el}$  est le module de flexion élastique déterminé pour un rideau continu ;

$W_{pl}$  est le module de flexion plastique déterminé pour un rideau continu ;

$\gamma_{M0}$  est le coefficient partiel selon 5.1.1 (4) ;

$\beta_B$  est un coefficient prenant en compte une possible insuffisance de la transmission des efforts de cisaillement dans les serrures, et qui possède les valeurs suivantes :

$\beta_B = 1,0$  pour les palplanches en Z et pour les palplanches en U triples

$\beta_B \leq 1,0$  pour les palplanches en U simples et doubles.

Figure 16 : Extrait NF EN 1993-5 – Calcul du moment résistant d'une section transversale

### **Déplacement :**

Le déplacement est issu du modèle MISS (non pondéré : ELS) en considérant la palplanche corrodée afin d'obtenir les déplacements les plus défavorables.

Nous considérons les valeurs limites suivantes :

- Déplacement sous charges permanentes :  $H/100$  (avec H hauteur libre),
- Déplacement sous charges permanentes + charges d'exploitation :  $H/50$  (avec H hauteur libre).

#### **4.3.1.4 Vérification hydraulique et de soulèvement du fond de fouille**

Comme indiqué dans le § 3.2 les sols sont relativement perméables. Nous considérons donc que la nappe est au même niveau de part et d'autre de la palplanche pour les situations de crue, de décrue et d'étiage.

Les vérifications hydrauliques et de soulèvement du fond de fouille ne sont donc pas à effectuer (pas de différence de potentiel, pas de gradient hydraulique, etc ...).

#### **4.3.1.5 Vérification des tirants**

Les tirants sont justifiés conformément au T.A. 2020.

## 5. JUSTIFICATION DU TRONÇON N°1 – GRAVIN-TH2 : TYPE PT46

### 5.1 Actions

#### 5.1.1 Charges permanentes

Les charges permanentes sont constituées par les terres en places.

Les actions de poussée et de butée sont calculées automatiquement par le logiciel K-réa.

#### 5.1.2 Charges d'exploitation

Nous considérons une surcharge de compactage de 20 kPa derrière les palplanches. Cette surcharge permet également de couvrir la présence de véhicule sur l'ouvrage.

Par simplification, de manière sécuritaire, nous appliquerons une surcharge d'étendue infinie à l'arrière de la palplanche.

Cette surcharge n'est pas concomitante au séisme.

Cette surcharge est sécuritaire, en effet la voie circulaire est très réduite (moins de 2.0 m par endroit) et ne permet pas l'accès à des véhicules. Cependant nous proposons d'étudier cette surcharge afin d'anticiper d'éventuels travaux (disparition des bâtiments, etc...).

#### 5.1.3 Séisme

Les actions du séisme sont calculées automatiquement par le logiciel K-Réa avec la méthode de Monobé-Okabé avec les paramètres définis dans le § 3.3. Nous étudions le cas ( $r=2$ ) du séisme en considérant que des déplacements permanents sont acceptables.

#### 5.1.4 Niveau d'eau

Les niveaux d'eau seront considérés en fonction de leur caractère défavorable :

- Niveau affleurant au lit (lit à sec),
- Niveau affleurant à la crête de l'ouvrage (crue PHE).

Le niveau affleurant au lit sera considéré comme concomitant au séisme.

La crue PHE peut être considérée comme concomitante à la surcharge de 20 kPa (confortement d'urgence de la digue par exemple).

**Nous faisons l'hypothèse de sols perméables, et que la différence de potentiel entre le coté terre et le coté cours d'eau est négligeable.**

### 5.2 Situation de calcul

Nous tiendrons compte des situations suivantes :

- Phase provisoire de terrassement et de mise en place des tirants (cf. phasage § 2.2.2)
- Situation quasi permanente : Lit à sec (nappe affleurante au niveau du lit) et pas de surcharges,
- Situation de service : lit à sec (nappe affleurante au niveau du lit) et surcharges de 20 kPa.
- Situation de séisme (situation transitoire) : Lit à sec (nappe affleurante au niveau du lit), séisme et pas de surcharge.

Le cas de la crue n'est pas dimensionnant (sous réserve de considérer une différence de potentiel négligeable même en cas de décrue rapide) et n'est donc pas présenté.

### 5.3 Coupe de calcul

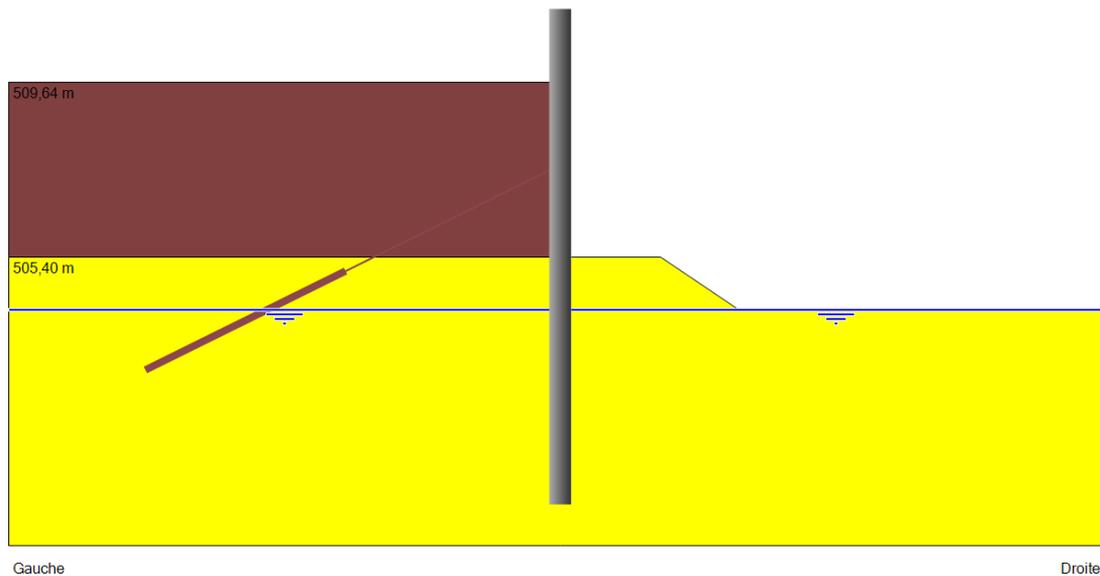


Figure 17 : Extrait modèle K-réa – Coupe de calcul du PT46

- Le talus avant composé d'enrochement et de terre végétale n'est pas considéré dans les calculs de façon sécuritaire. En effet le bon compactage de la terre végétale n'est pas certain et la butée d'un enrochement est faible (angle de frottement élevé). La prise en compte de la butée du talus avant n'est donc pas sécuritaire. De façon sécuritaire nous considérons le talus avant à partir de 1 m de profondeur sous le début des enrochements.

## 5.4 Caractéristiques des palplanches

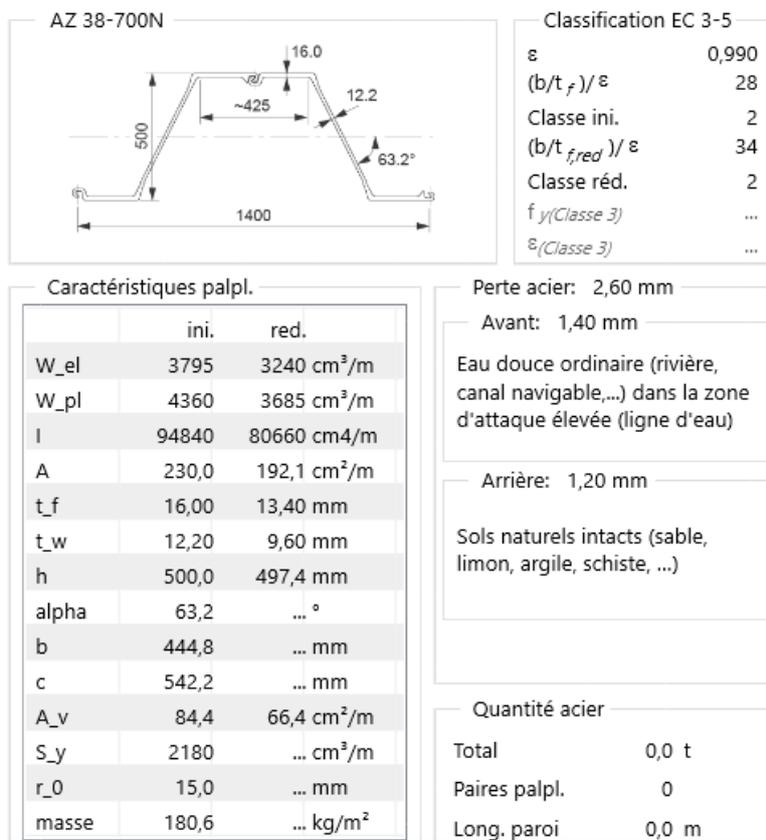


Figure 18 : Extrait DURABILITY – Caractéristiques des palplanches

Les palplanches sont de type AZ 38-700 N et de nuance S240 GP.

Le module de Young (E) est de 210 000 MPa.

Pour rappel les caractéristiques corrodées ou non corrodées des palplanches seront utilisées dans le modèle MISS afin d'obtenir les sollicitations les plus défavorables.

Le choix du type de palplanche est guidé par la limitation du déplacement en tête de palplanche. En effet le soutènement est à proximité directe de bâtiments (moins de 2.0 m par endroit). Nous proposons de limiter en première approche les déplacements à 2 cm.

Les tirants sont placés plus bas que ceux du PT57. Le déplacement est donc plus important. Afin de limiter ce déplacement nous avons retenu des palplanches plus rigides (et donc surdimensionnés pour les autres critères de vérification).

Ce dimensionnement pourra être adapté en fonction de :

- Type de fondation des bâtiments.
- Acceptabilité des déplacements.

## 5.5 Phasage du modèle

### 5.5.1 Situation de service

Les phases ont été définies sur le logiciel comme suit :

- **Phase 1 (transitoire)** : Mise en place de palplanche et talus provisoire, lit à sec (niveau d'eau 504.13 NGF).

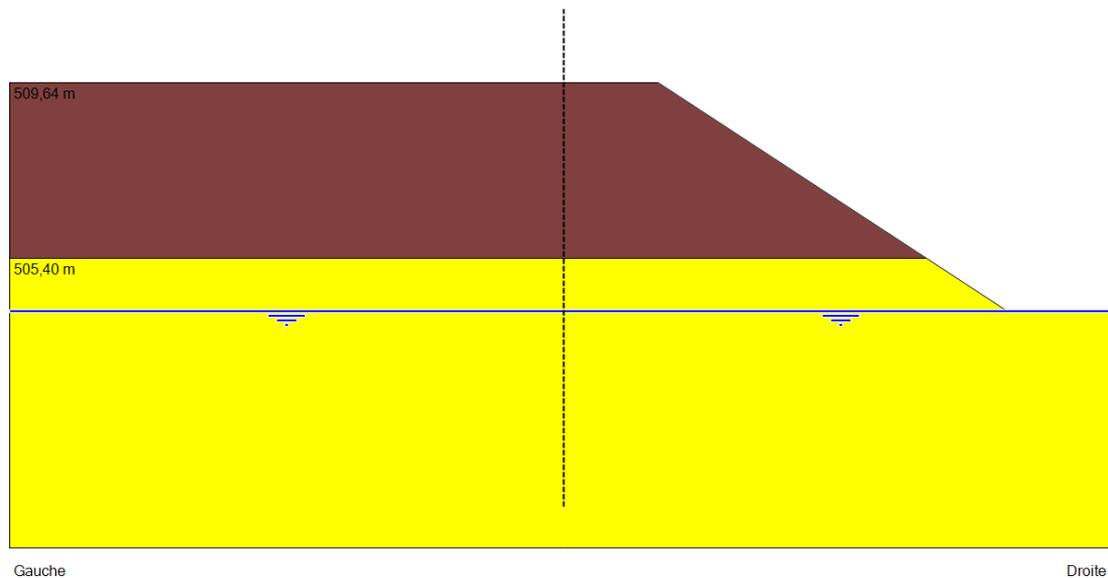


Figure 19 : Extrait K-Réa – Phase n°1 de service

- **Phase 2 (transitoire)** : Terrassement sur 2.50 m jusqu'à 507.14 NGF, lit à sec (niveau d'eau 504.13 NGF).

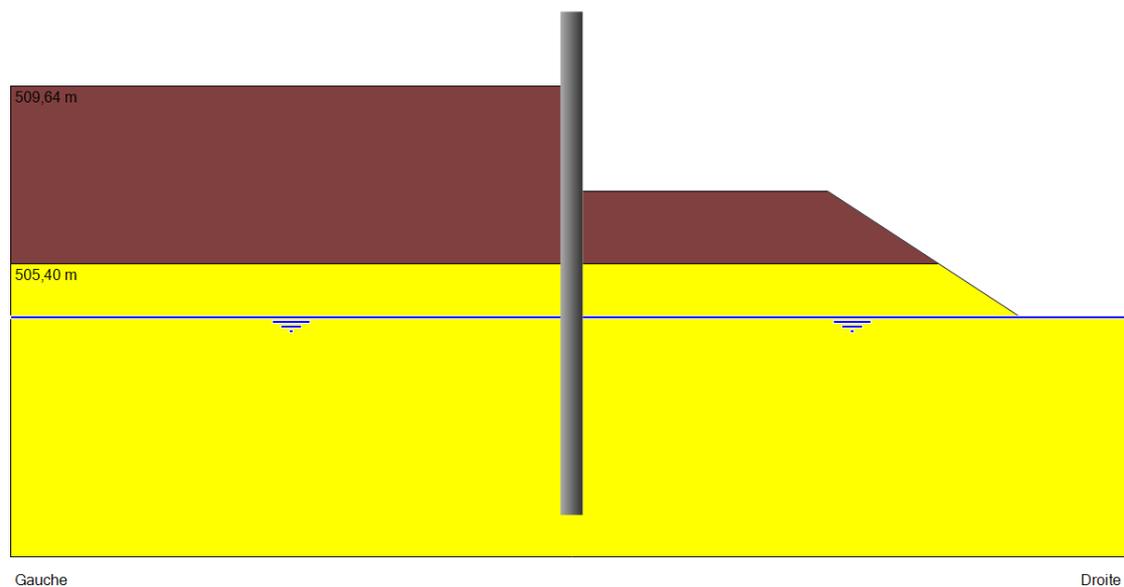


Figure 20 : Extrait K-Réa – Phase n°2 de service

- **Phase 3 (transitoire)** : Mise en place des tirants passifs, lit à sec (niveau d'eau 504.13 NGF).

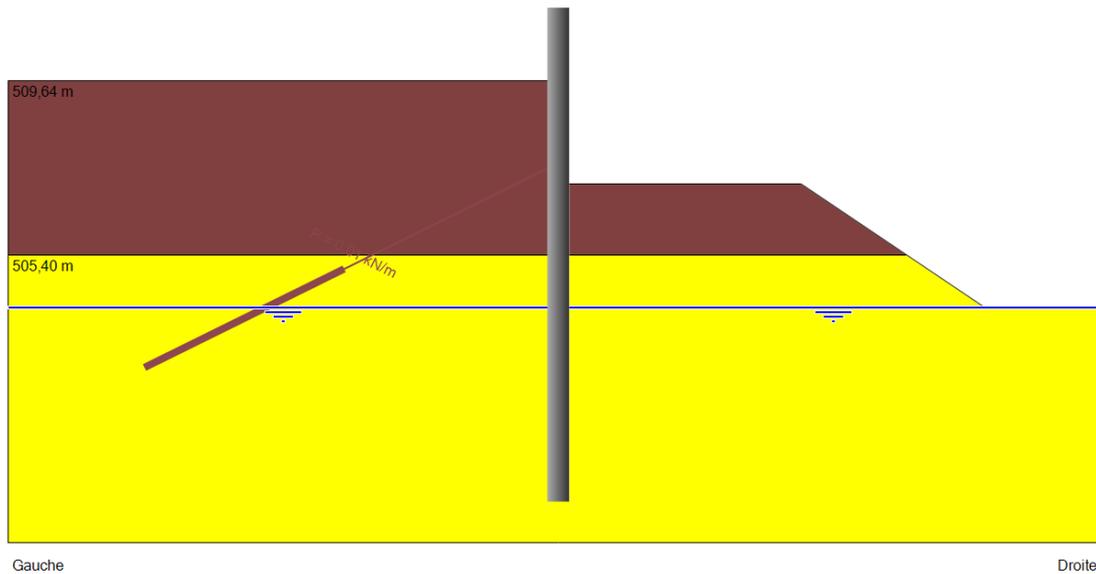


Figure 21 : Extrait K-Réa – Phase n°3 de service

Données par tirant		Tirant n° : 1	
E	2,05E+008 kN/m <sup>2</sup>	<input checked="" type="radio"/> Gauche	<input type="radio"/> Droite
S	0,000552 m <sup>2</sup>	za :	507,64 m
P	0,01 kN	K :	6858 kN/m/m
LI	7,50 m	P :	0,01 kN/m
Ls	7,00 m	α :	20,00 °
eh	1,50 m	Lu :	11,00 m
		Ls :	7,00 m
		<input type="checkbox"/> Comportement élastoplastique	

Figure 22 : Extrait K-Réa – Définition des tirants passifs

- **Phase 4 (transitoire)** : Terrassement jusqu'à état final, lit à sec (niveau d'eau 504.13 NGF).

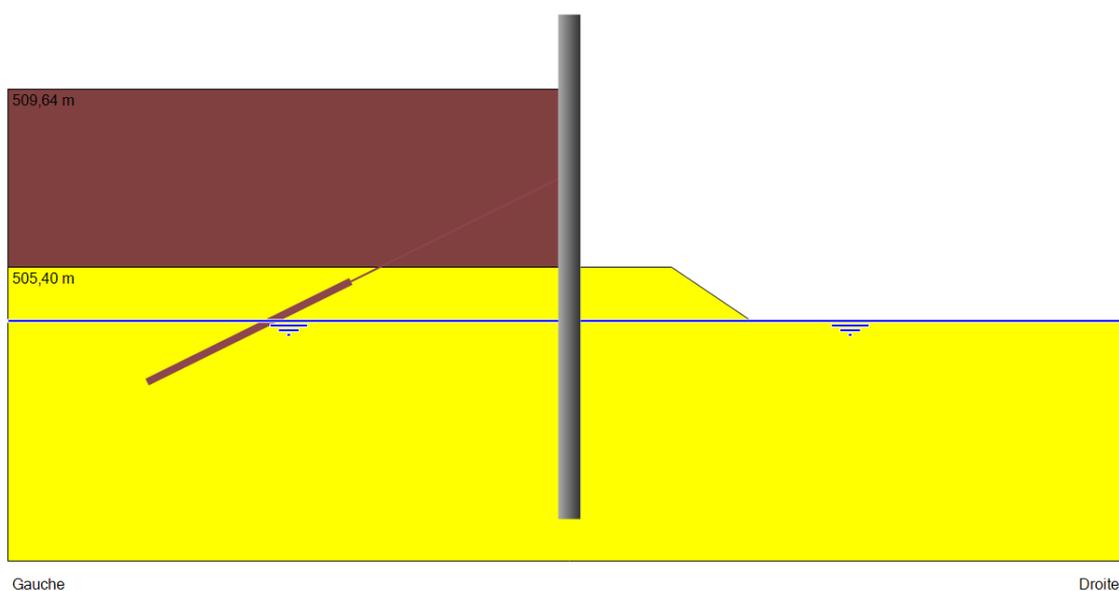


Figure 23 : Extrait K-Réa – Phase n°4 de service

- **Phase 5 (durable)** : Définition d'une surcharge de 20 kPa, lit à sec (niveau d'eau 504.13 NGF).

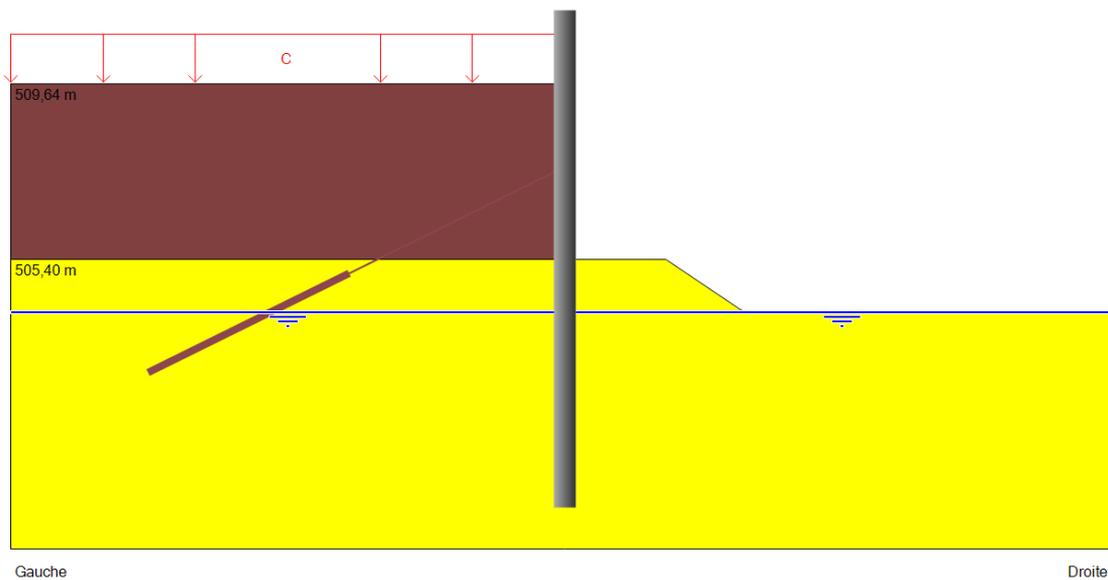


Figure 24 : Extrait K-Réa – Phase n°5 de service

- **Phase 6 (durable)** : Désactivation de la surcharge.

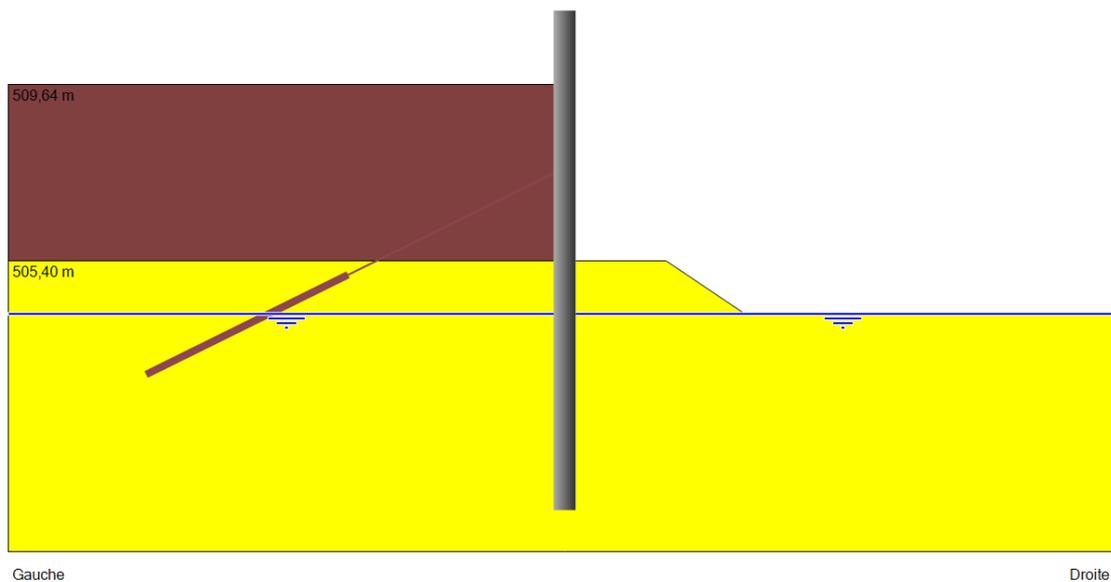


Figure 25 : Extrait K-Réa – Phase n°6 de service

### 5.5.2 Situation de séisme

Les phases ont été définies sur le logiciel comme suit :

- **Phase 7** : Séisme ascendant (r=2)

+↑

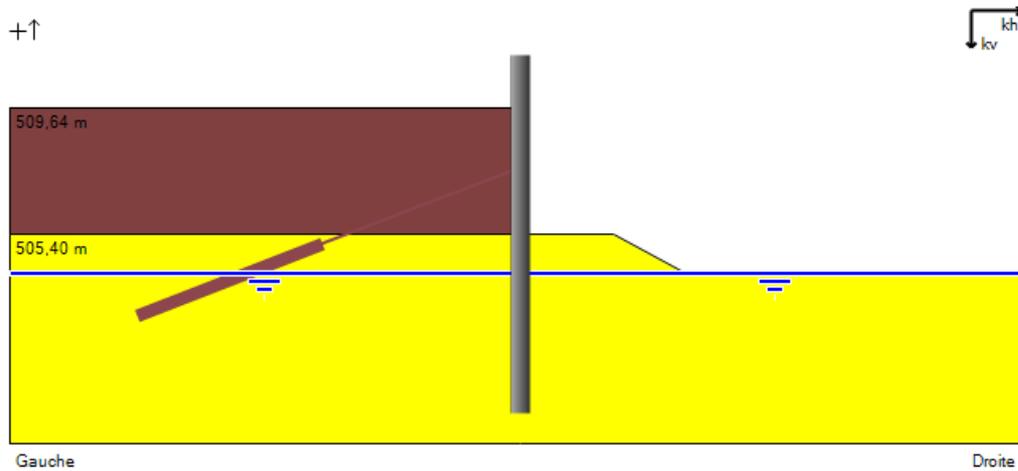


Figure 26 : Extrait K-Réa – Phase n°7 de séisme ascendant (r=2)

Paramètres d'accélération					
kh:	<input type="text" value="0,07"/>	kv:	<input type="text" value="-0,04"/>	XP:	<input type="text" value="1,00"/>
Paramètres des sols					
N°	Nom	Y [kN/m <sup>2</sup> ]	Yd [kN/m <sup>2</sup> ]	Comp. Hyd. Gauche	Comp. Hyd. Droite
▶ 1	Graviers cailloutis	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert
▶ 2	Sable limoneux	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert
*					

Figure 27 : Extrait K-Réa – Phase n°7 de séisme ascendant (r =2) – Paramètres de calculs

○ Phase 8 : Séisme descendant ( $r=2$ )

+↑

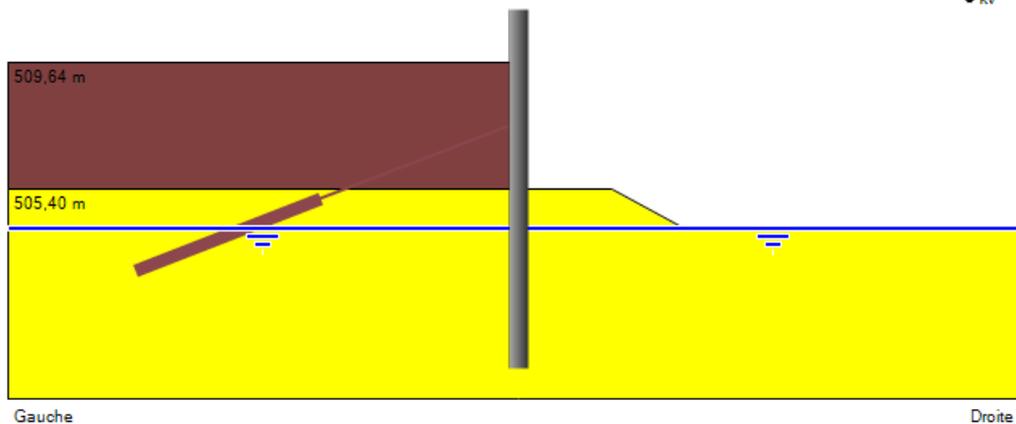


Figure 28 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant ( $r=2$ )

**Paramètres d'accélération**

kh:  kv:  XP:

**Paramètres des sols**

N°	Nom	Y [kN/m <sup>2</sup> ]	Yd [kN/m <sup>2</sup> ]	Comp. Hyd. Gauche	Comp. Hyd. Droite
▶ 1	Graviers cailloutis	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert
▶ 2	Sable limoneux	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert
*					

Figure 29 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant ( $r=2$ ) – Paramètres de calculs

A ce stade des études nous ne tiendrons pas compte d'une éventuelle réduction de butée (site ou infrastructure sensible).

## 5.6 Résultats en service et séisme

### 5.6.1 Vérification de la butée et stabilité du massif d'ancrage

#### Service :

Le cas avec la charge d'exploitation et sans crue est dimensionnant :

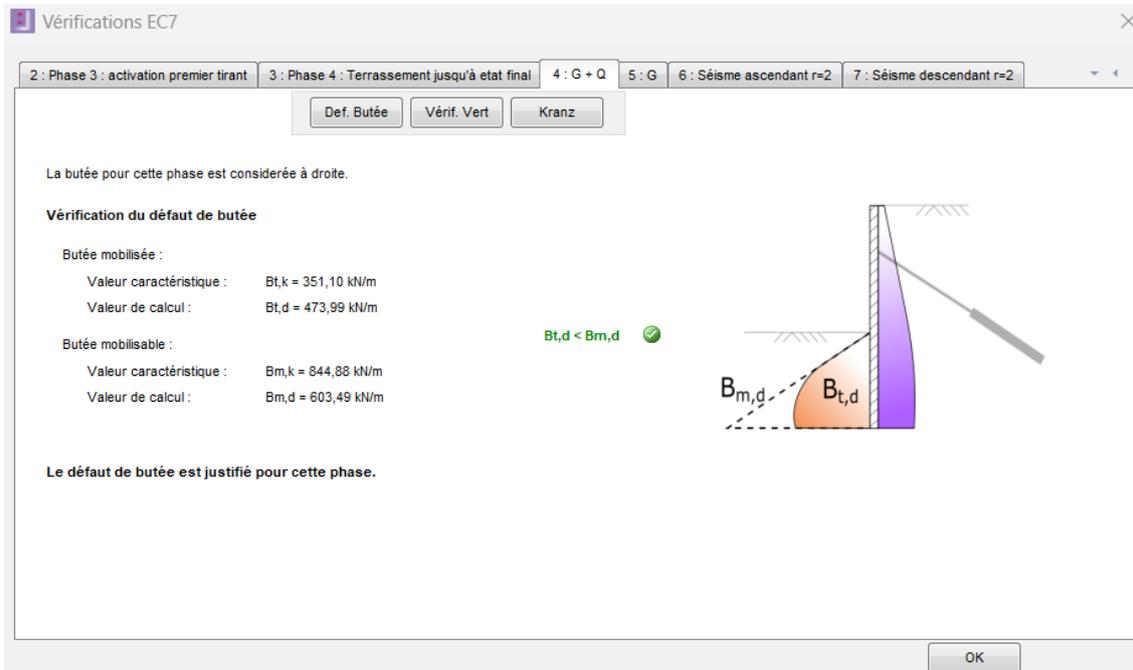


Figure 30 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Vérification de la butée en service

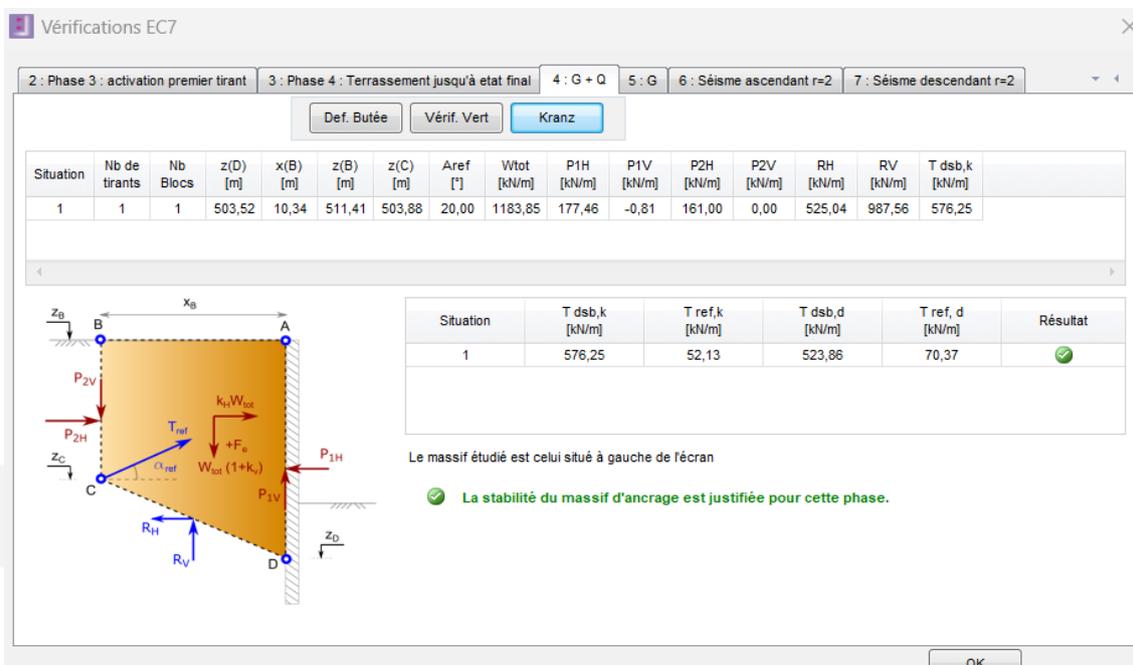


Figure 31 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Vérification de la stabilité du massif d'ancrage en service

La butée en service est justifiée en considérant un pied de palplanche à  $z = 499.41 \text{ NGF}$ . Soit une fiche de  $5.99 \text{ m}$  et une hauteur totale de  $12.00 \text{ m}$ .

**Séisme :**

Le cas avec le séisme ascendant et dimensionnant :

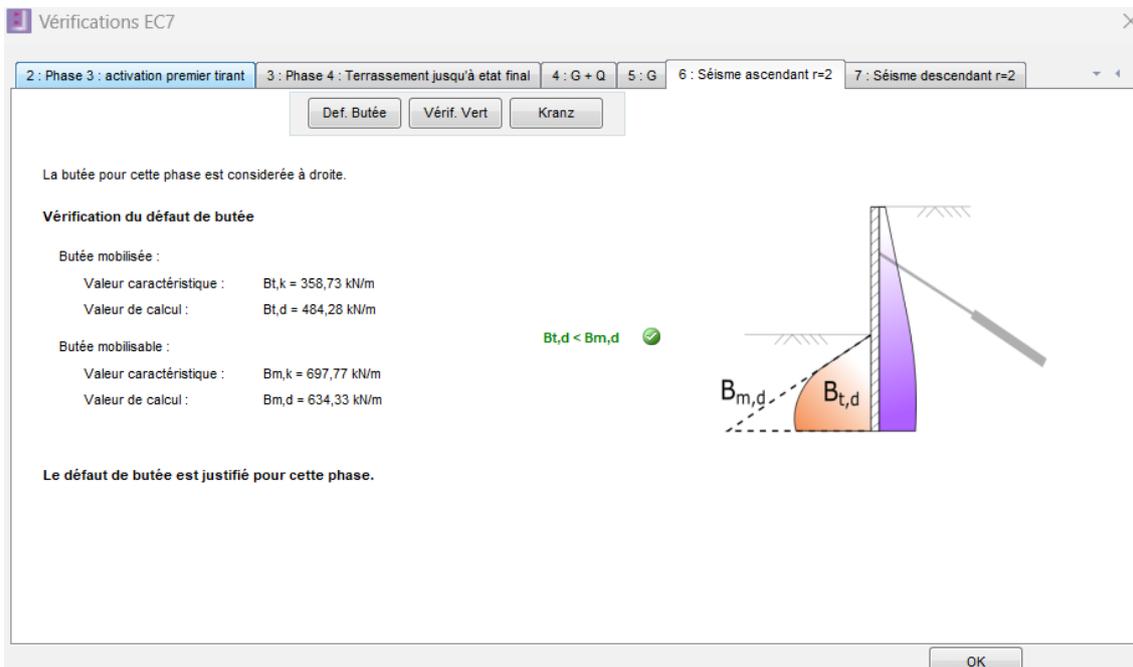


Figure 32 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Vérification de la butée sous séisme

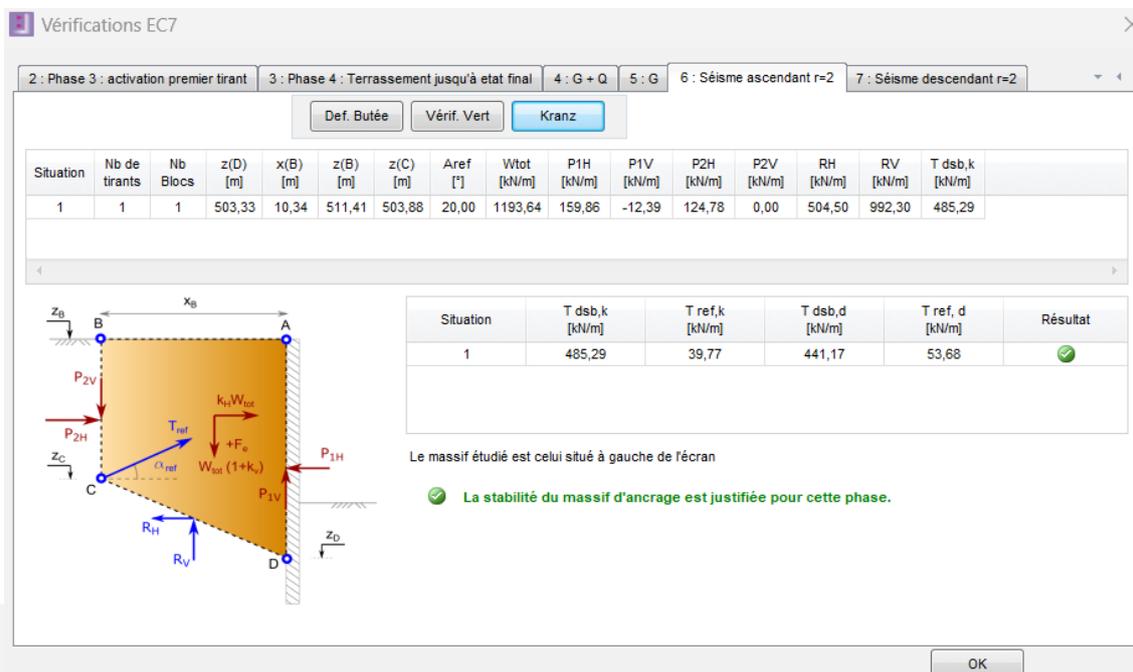


Figure 33 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Vérification de la stabilité du massif d'ancrage en séisme

La butée sous séisme est justifiée en considérant un pied de palplanche à  $z = 499.41 \text{ NGF}$ . Soit une fiche de  $5.99 \text{ m}$  et une hauteur totale de  $12.00 \text{ m}$ .

### 5.6.2 Vérification en flexion

Le cas avec la charge d'exploitation est dimensionnant :

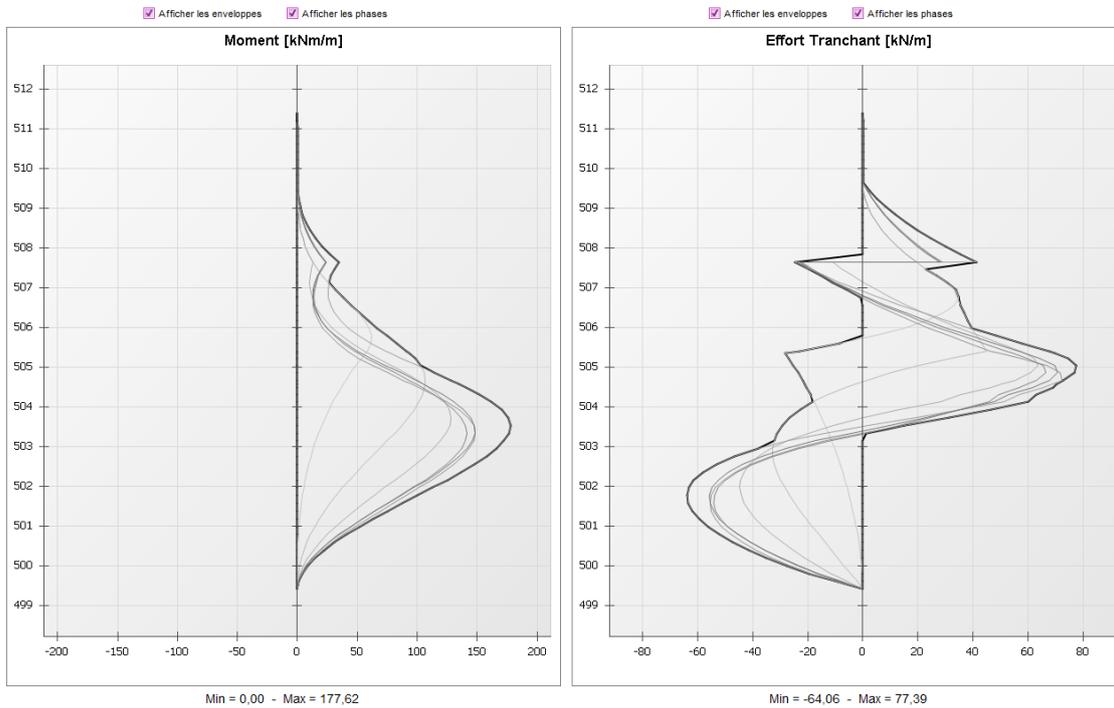


Figure 34 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Sollicitations ELU

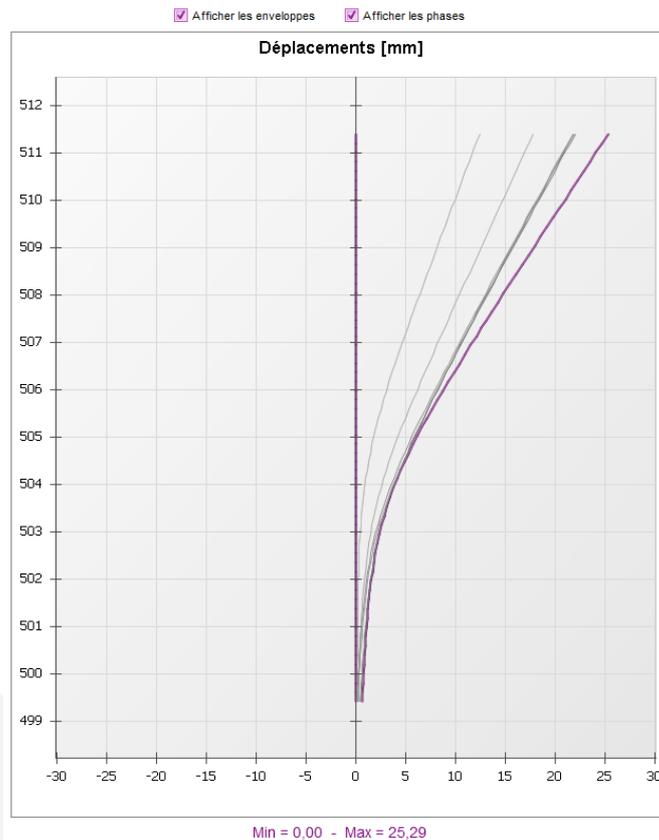


Figure 35 : Extrait K-Réa – Tronçon n°1 – Déplacements

### 5.6.2.1 Effort tranchant

L'effort tranchant de calcul est de **77.39 kN**. Le séisme (r=2) n'est pas dimensionnant.  
La vérification est effectuée conformément au § 4.3.1.3.

Effort tranchant résistant :

$$A_v = tw (h - tf) = 9.60 \times (497.4 - 13.40) = 4646.4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{pl,Rd} = 643 \text{ kN} > 77.39 \text{ kN (OK)}$$

Voilement de l'âme par cisaillement :

$$\varepsilon = 0.99$$

$$c/tw = 542.2 / 9.60 = 56.5 < 0.99 \times 72 = 71.28 \text{ (Ok la vérification n'est pas requise)}$$

### 5.6.2.2 Moment fléchissant

Le moment fléchissant de calcul est de **177.62 kN.m**. Le séisme (r=2) n'est pas dimensionnant.  
La vérification est effectuée conformément au § 4.3.1.3. ( $V_{ED} < 0.5 V_{pl,Rd}$ )

La palplanche est de classe 2 (avant et après corrosion). On vérifie donc avec le module plastique. (Palplanche de type z)

$$M_{c,Rd} = \beta_B W_{pl} f_y / \gamma_{m0} \quad \dots (5.2a)$$

$$M_{c,Rd} = 1.0 \times 3685 \times 10^{-6} \times 240 \times 10^3 / 1.0 = 884.4 \text{ kN.m} > 177.62 \text{ kN.m (OK)}$$

### 5.6.2.3 Déplacement

Les déplacements sont de l'ordre de 2cm pour l'ensemble des cas de charges. Ils sont donc admissibles.

## 5.6.3 Vérification des tirants passifs

Les tirants sont vérifiés conformément au T.A 2020.

### 5.6.3.1 Caractéristiques tirant

Les tirants sont des barres dywidag Ø26.5 mm :

Barres DYWIDAG ®

Ø nominal [mm]	Ø max [mm]	Section [mm²]	Poids [kg / m]	Contrainte élastique $f_{p,0.2}$ [N/mm²]	Contrainte de rupture $f_{tk}$ [N/mm²]	Limite élastique $F_{yk}$ ( $F_{0.2k}$ ) [kN]	Limite de rupture $F_{tk}$ [kN]	Allongement à la lim. élastique [mm/m]	Allongement à l'effort maximal $A_{yk}$ [%]	Allongement à la rupture $A_{tk}$ [%]	Module d'Young E [N/mm²]	Agréments
26.5	31	552	4.48	950	1050	525	580	4,6	≥ 5,0	≥ 7,0	205000	ETA
32	37	804	6.53	950	1050	760	845					ETA
36	42	1018	8.27	950	1050	960	1070					ETA
40	46	1257	10.21	950	1050	1194	1320					ETA
47.5	53	1735	14.10	950	1050	1648	1822	4,1				ETA
57.5	64	2581	20.95	835	1035	2155	2671					ETA
65	72	3331	27.10	835	1035	2781	3448					ETA
75	82	4418	35.90	835	1035	3689	4573					

Figure 36 : Extrait documentation dywidag – Caractéristiques des barres

On considère les caractéristiques suivantes :

- Limite élastique ( $f_{p,k}$ ) = 950 MPa (525 kN),
- Limite de rupture ( $f_{t,k}$ ) = 1050 MPa (580 kN).
- $A_s = 552 \text{ mm}^2$ .

### 5.6.3.2 Longueur des tirants

Conformément au §H.3 du TA.2020 la résistante du scellement ( $R_s$ ) se calcul de la façon suivante :

$$R_s = (\Pi \times \Phi \times \alpha_s \times q_s \times L_s)$$

Où :

$\Phi$  est le diamètre de forage : 100 mm

$L_s$  : longueur de scellement (7.0 m),

$\alpha_s \times q_s$  : frottement latéral limite.

Pour le frottement latéral on considère la couche de sable fin. On retiendra une pression limite de 1.8 MPa (cf. 3.2.2). On considère une injection IGU donc  $\alpha_s = 1.1$

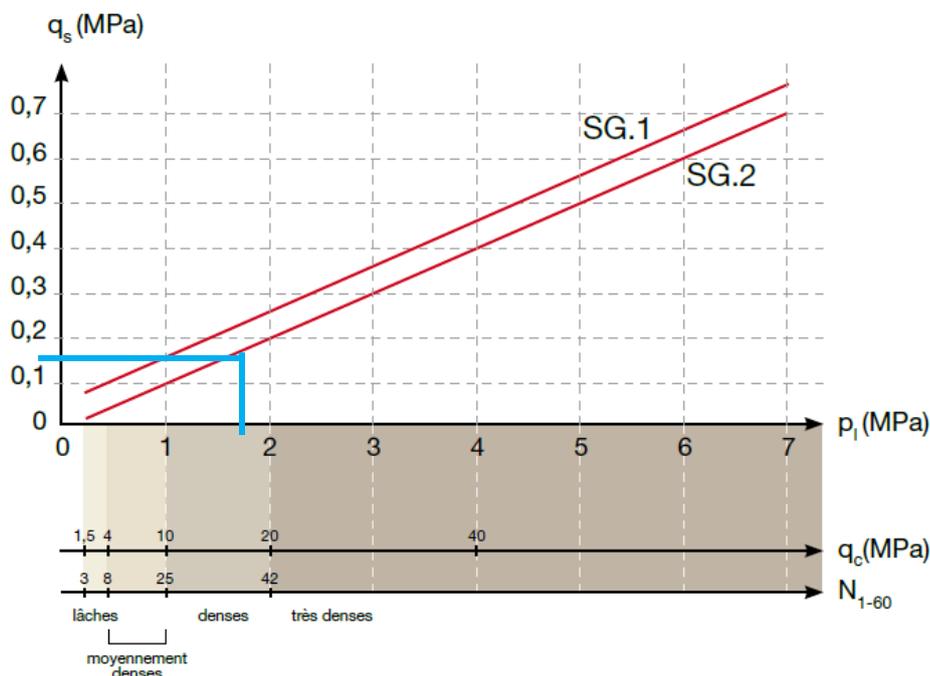


Figure H.1 : abaque de pré-dimensionnement pour les tirants d'ancrage scellés dans les sables et graves

Légende :  
SG1 : abaque pour les tirants IRS  
SG2 : abaque pour les tirants IGU

Figure 37 : Extrait T.A. 2020 –  $q_s$  pour des sables

On limitera  $q_s$  à 0.150 MPa **Cette valeur sera à confirmer par essais d'arrachement sur des tirants d'essais.**

$$R_s = \Pi \times 0.1 \times 1.1 \times 150 \times 7.0 = \underline{362.85 \text{ kN}}$$

### 5.6.3.3 Efforts de calculs

	T (kN/tirant)	
	G	G+Q
ELS	60,50	75,90
ELU	85,55	108,65

Le séisme n'est pas dimensionnant.

### 5.6.3.4 Vérification du tirant à l'ELU

#### Resistance de l'armature :

Selon le TA. 2020 §5.3.2.1 on vérifie que :

$$E_d \leq \frac{R_{t;d}}{Y_{Rd;STR}}$$

Avec :

$Y_{Rd;STR} = 1.05$  (Aciers de précontrainte d'un tirant permanent)

$R_{t;d} = f_{p;k} \times A_s / Y_s$

On a :

$A_s = 552 \text{ mm}^2$

$f_{p;k} = 950 \text{ MPa}$

$R_{t;d} = 525 / 1.15 = 456.52 \text{ kN}$

$E_d = 108.65 \text{ kN}$

$108.65 \text{ kN} < 456.52 / 1.05 = 434.78 \text{ kN (OK)}$

#### Resistance du scellement :

On vérifie selon le § 5.3.3.3 du T.A 2020 :

$$E_d \leq \frac{R_d}{Y_{Rd;GEO}}$$

Avec  $Y_{Rd;GEO} = 1.0$

$R_d = R_k / Y_{a;ELU}$  ( $Y_{a;ELU} = 1.10$ )

$R_k = R_s / Y_{Rd}$  ( $Y_{Rd} = 1.40$ )

On a donc :

$E_d = 108.65 \text{ kN}$

$R_k = 363 / 1.40 = 259 \text{ kN}$

$R_d = 259 / 1.10 = 235 \text{ kN}$

$108.65 \text{ kN} < 235 / 1.0 \text{ kN (OK)}$

### 5.6.3.5 Vérification du tirant à l'ELS

#### Résistance de l'armature :

Selon le TA. 2020 §5.3.2.1 la tension de service est limité à 0.6 Fpeg. ( $F_k < 0.6 F_{peg}$ ).

On retient donc  $F_{peg} = 525 \text{ kN}$ .

$75.90 \text{ kN} < 0.6 \times 525 = 315 \text{ kN (OK)}$ .

#### Charge critique de fluage :

On vérifie que :

$$F_k \leq R_{cr;d}$$

$R_{cr;d} = R_d / Y_{serv}$  ( $Y_{serv} = 1.35$ )

$R_{cr;d} = 235 / 1.35 = 174 \text{ kN}$

$75.90 \text{ kN} < 174 \text{ kN (OK)}$

## 6. JUSTIFICATION DU TRONÇON N°2 – GRAVIN-TH3 - TYPE PT57 (AVEC TIRANTS)

Nous étudions dans ce paragraphe le tronçon n°2 avec la réalisation de tirants. Les tirants permettent de réduire les déplacements en tête (environ 10 cm sous charges quasi permanentes sans considérer les tirants).

### 6.1 Actions

#### 6.1.1 Charges permanentes

Les charges permanentes sont constituées par les terres en places.

Les actions de poussée et de butée sont calculées automatiquement par le logiciel K-réa.

#### 6.1.2 Charges d'exploitation

Nous considérons une surcharge de compactage de 20 kPa derrière les palplanches. Cette surcharge permet également de couvrir la présence de véhicule sur l'ouvrage.

Par simplification, de manière sécuritaire, nous appliquerons une surcharge d'étendue infinie à l'arrière de la palplanche.

Cette surcharge n'est pas concomitante au séisme.

#### 6.1.3 Séisme

Les actions du séisme sont calculées automatiquement par le logiciel K-Réa avec la méthode de Monobé-Okabé avec les paramètres définis dans le § 3.3. Nous étudions le cas ( $r=2$ ) du séisme en considérant que des déplacements permanents sont acceptables.

#### 6.1.4 Niveau d'eau

Les niveaux d'eau seront considérés en fonction de leur caractère défavorable :

- Niveau affleurant au lit (lit à sec),
- Niveau affleurant à la crête de l'ouvrage (cru PHE).

Le niveau affleurant au lit sera considéré comme concomitant au séisme.

La crue PHE peut être considérée comme concomitante à la surcharge de 20 kPa (confortement d'urgence de la digue par exemple).

**Nous faisons l'hypothèse de sols perméables, et que la différence de potentiel entre le coté terre et le coté cours d'eau est négligeable.**

### 6.2 Situation de calcul

Nous tiendrons compte des situations suivantes :

- Phase provisoire de terrassement et de mise en place des tirants (cf. phasage § 2.2.2)
- Situation quasi permanente : Lit à sec (nappe affleurante au niveau du lit) et pas de surcharges,
- Situation de service : lit à sec (nappe affleurante au niveau du lit) et surcharges de 20 kPa.
- Situation de séisme (situation transitoire) : Lit à sec (nappe affleurante au niveau du lit), séisme et pas de surcharge.

Le cas de la crue n'est pas dimensionnant (sous réserve de considérer une différence de potentiel négligeable même en cas de décrue rapide) et n'est donc pas présenté.

## 6.3 Coupe de calcul

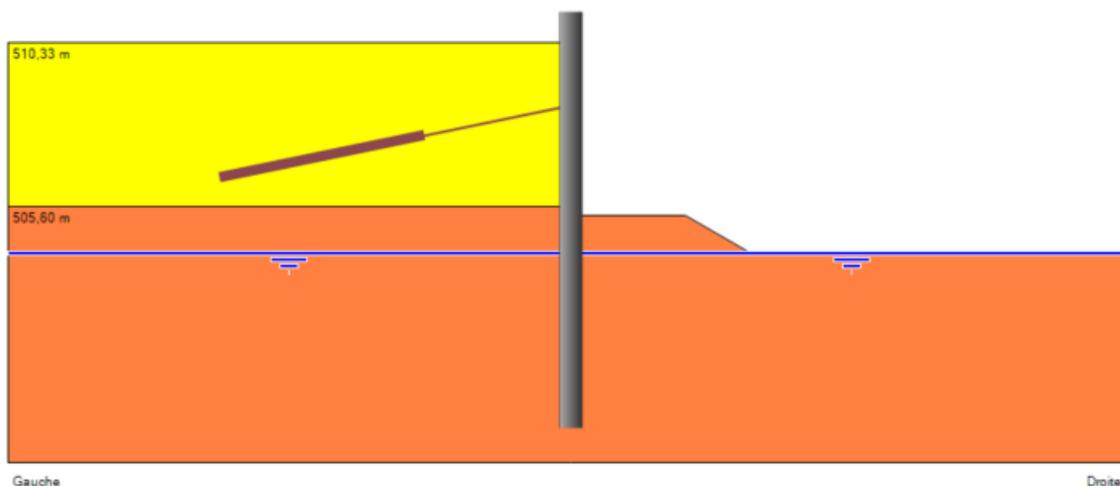


Figure 38 : Extrait modèle K-réa – Coupe de calcul du PT57

- Le talus avant composé d'engrochement et de terre végétale n'est pas considéré dans les calculs de façon sécuritaire. En effet le bon compactage de la terre végétale n'est pas certain et la butée d'un engrochement est faible (angle de frottement élevé). La prise en compte de la butée du talus avant n'est donc pas sécuritaire. De façon sécuritaire nous considérons le talus avant à partir de 1 m de profondeur sous le début des engrochements.

## 6.4 Caractéristiques des palplanches

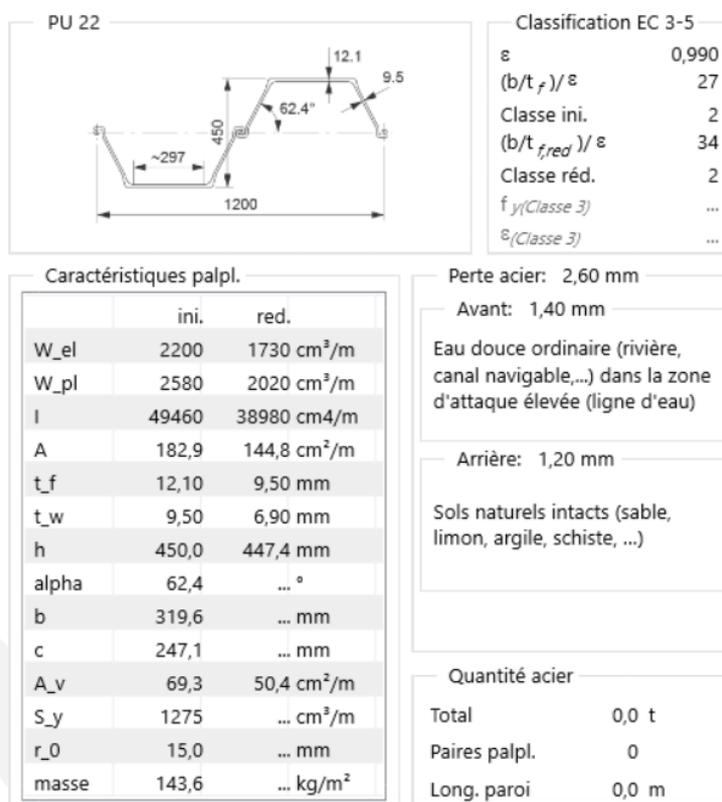


Figure 39 : Extrait DURABILITY – Caractéristiques des palplanches

Les palplanches sont de type PU 22 et de nuance S240 GP.

Le module de Young (E) est de 210 000 MPa.

Pour rappel les caractéristiques corrodées ou non corrodées des palplanches seront utilisées dans le modèle MISS afin d'obtenir les sollicitations les plus défavorables.

## 6.5 Phasage du modèle

### 6.5.1 Situation de service

Les phases ont été définies sur le logiciel comme suit :

- **Phase 1 (transitoire)** : Mise en place de palplanche et talus provisoire, lit à sec (niveau d'eau 504.26 NGF).

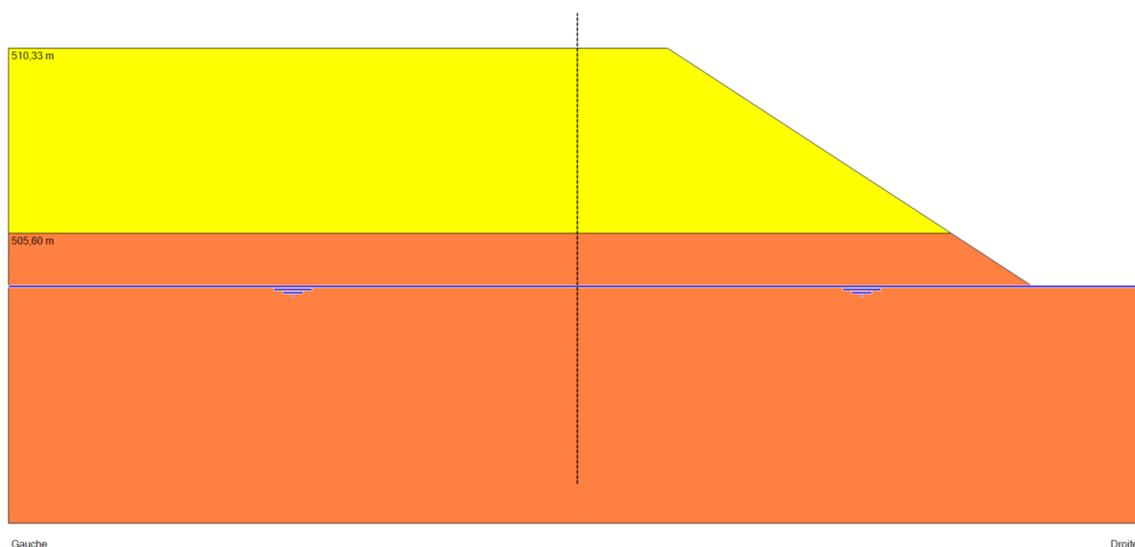


Figure 40 : Extrait K-Réa – Phase n°1 de service

- **Phase 2 (transitoire)** : Terrassement sur 2.30 m jusqu'à 508.03 NGF, lit à sec (niveau d'eau 504.26 NGF).

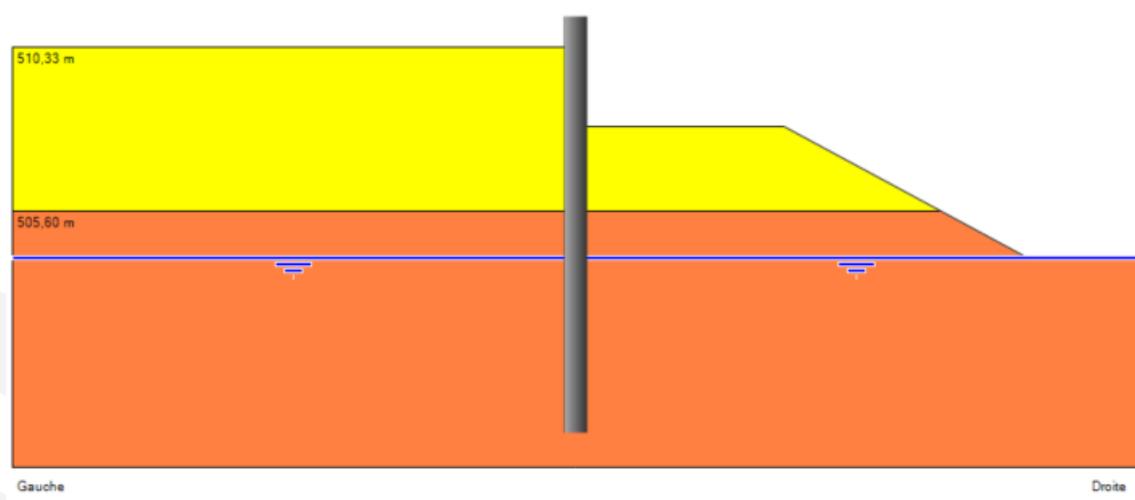


Figure 41 : Extrait K-Réa – Phase n°2 de service

- **Phase 3 (transitoire)** : Mise en place des tirants passifs, lit à sec (niveau d'eau 504.26 NGF).

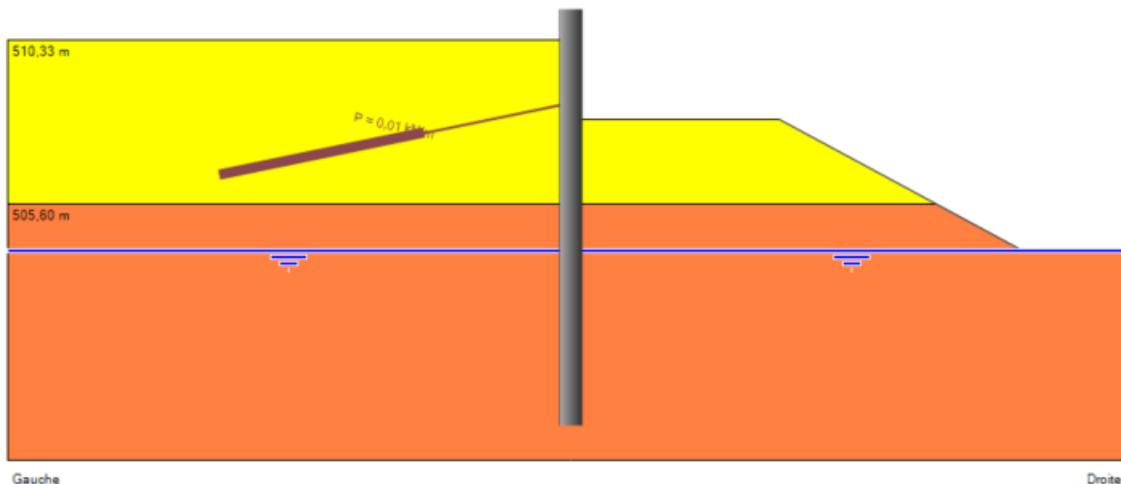


Figure 42 : Extrait K-Réa – Phase n°3 de service

Données par tirant		Données retenues par longueur d'étude		Tirant n° : 1	
E	2,05E+008 kN/m <sup>2</sup>	K	8875 kN/m/m	Gauche	
S	0,000552 m <sup>2</sup>	P	0,01 kN/m	za :	508,53 m
P	0,01 kN	Lu	8,50 m	K :	8875 kN/m/m
Li	5,00 m	Ls	7,00 m	P :	0,01 kN/m
Ls	7,00 m			α :	10,00 °
eh	1,50 m			Lu :	8,50 m
				Ls :	7,00 m
				<input type="checkbox"/> Comportement élastoplastique	

Figure 43 : Extrait K-Réa – Définition des tirants passifs

- **Phase 4 (transitoire)** : Terrassement jusqu'à état final, lit à sec (niveau d'eau 504.26 NGF).

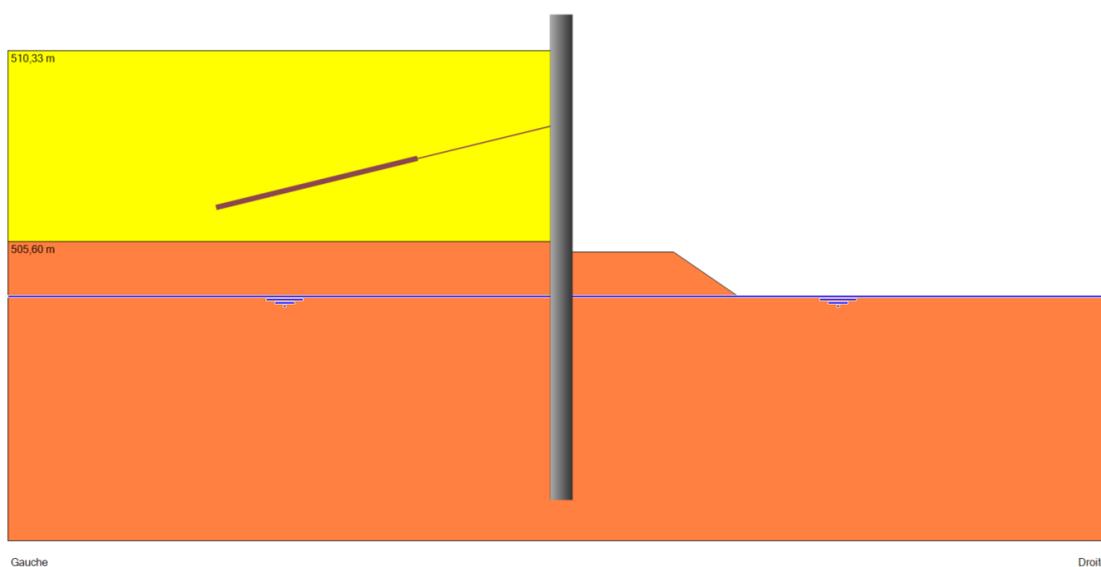


Figure 44 : Extrait K-Réa – Phase n°4 de service

- **Phase 5 (durable)** : Définition d'une surcharge de 20 kPa, lit à sec (niveau d'eau 504.26 NGF).

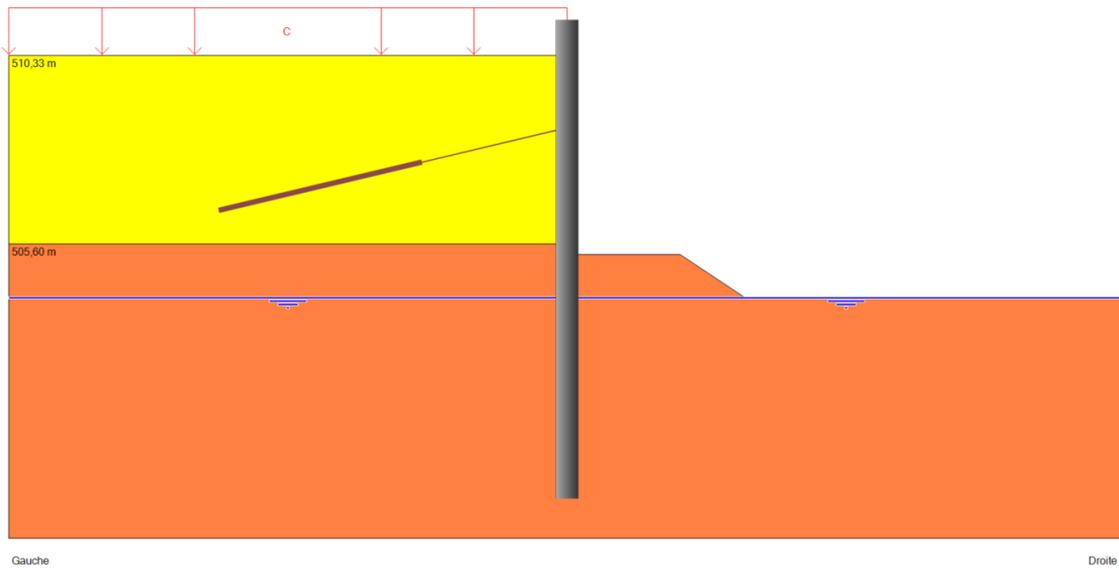


Figure 45 : Extrait K-Réa – Phase n°5 de service

- **Phase 6 (durable) :** Désactivation de la surcharge.

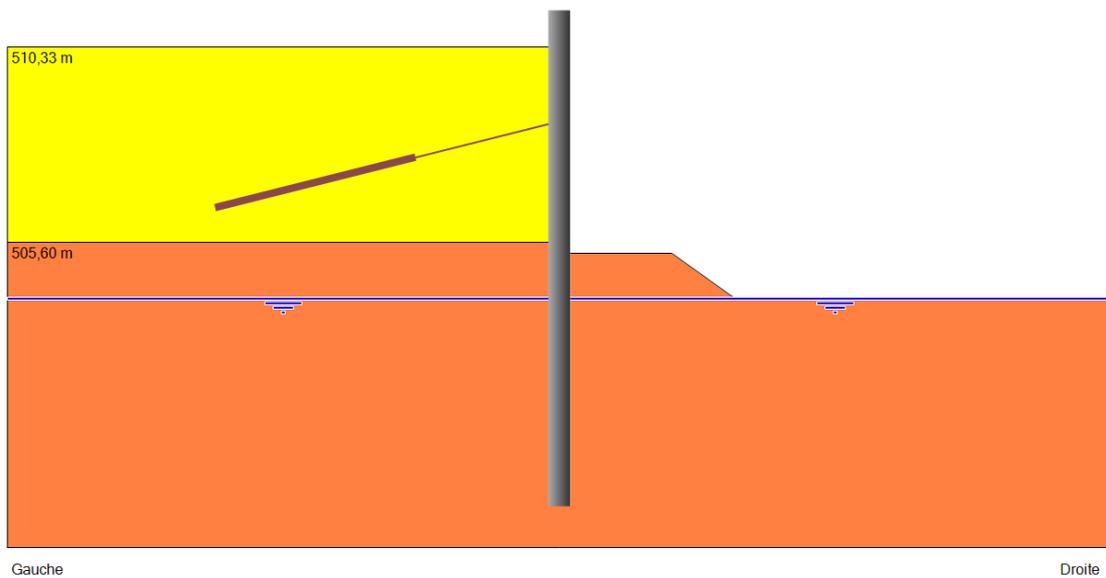


Figure 46 : Extrait K-Réa – Phase n°6 de service

### 6.5.2 Situation de séisme

Les phases ont été définies sur le logiciel comme suit :

- **Phase 7** : Séisme ascendant (r=2)

-↑

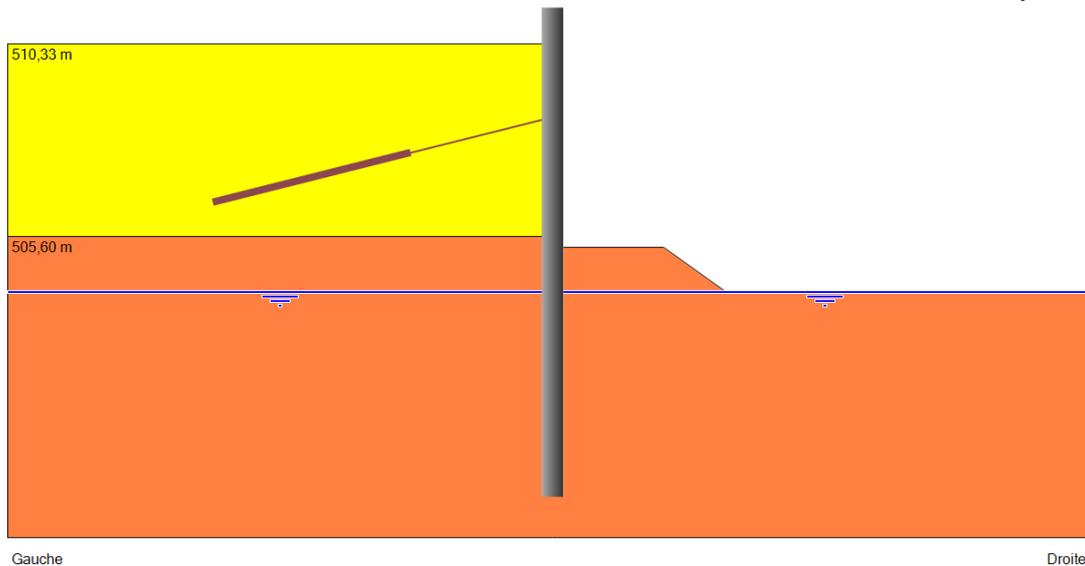


Figure 47 : Extrait K-Réa – Phase n°7 de séisme ascendant (r=2)

Paramètres d'accélération						
kh:	<input type="text" value="0,07"/>	kv:	<input type="text" value="-0,04"/>	XP:	<input type="text" value="1,00"/>	
Paramètres des sols						
N°	Nom	Y [kN/m²]	Yd [kN/m²]	Comp. Hyd. Gauche	Comp. Hyd. Droite	
▶	1 Sables fin	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert	
▶	2 Sable limoneux	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert	
*						

Figure 48 : Extrait K-Réa – Phase n°7 de séisme ascendant (r =2) – Paramètres de calculs

○ Phase 8 : Séisme descendant (r=2)

-↑

kh  
kv

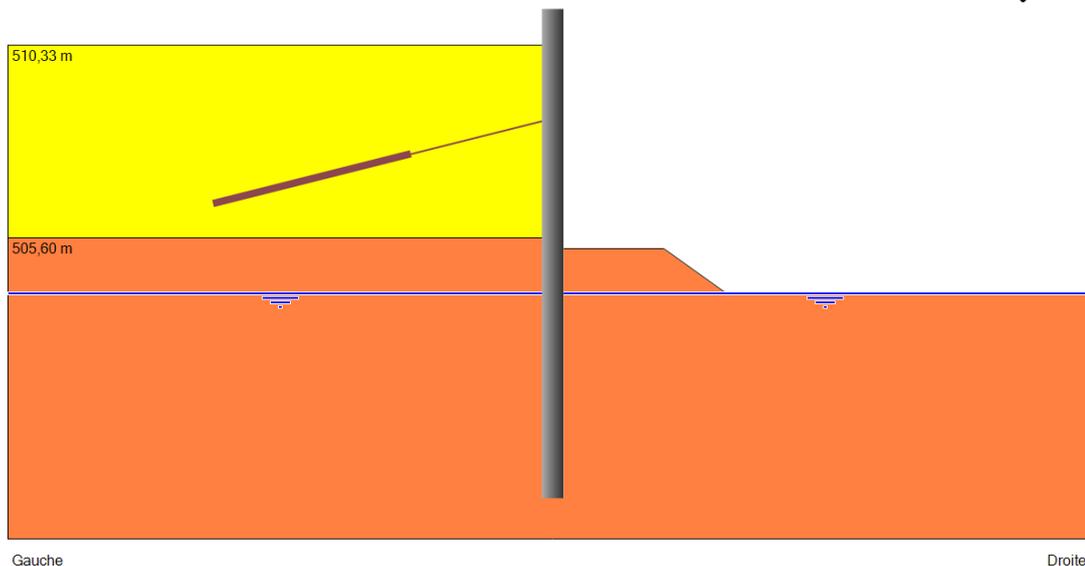


Figure 49 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant (r=2)

Paramètres d'accélération					
kh:	<input type="text" value="0,07"/>	kv:	<input type="text" value="0,04"/>	XP:	<input type="text" value="1,00"/>
Paramètres des sols					
N°	Nom	Y [kN/m <sup>2</sup> ]	Yd [kN/m <sup>2</sup> ]	Comp. Hyd. Gauche	Comp. Hyd. Droite
▶ 1	Sables fin	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert
▶ 2	Sable limoneux	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert
*					

Figure 50 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant (r=2) – Paramètres de calculs

A ce stade des études nous ne tiendrons pas compte d'une éventuelle réduction de butée (site ou infrastructure sensible).

## 6.6 Résultats en service et séisme

### 6.6.1 Vérification de la butée et stabilité du massif d'ancrage

#### Service :

Le cas avec la charge d'exploitation et sans crue est dimensionnant :

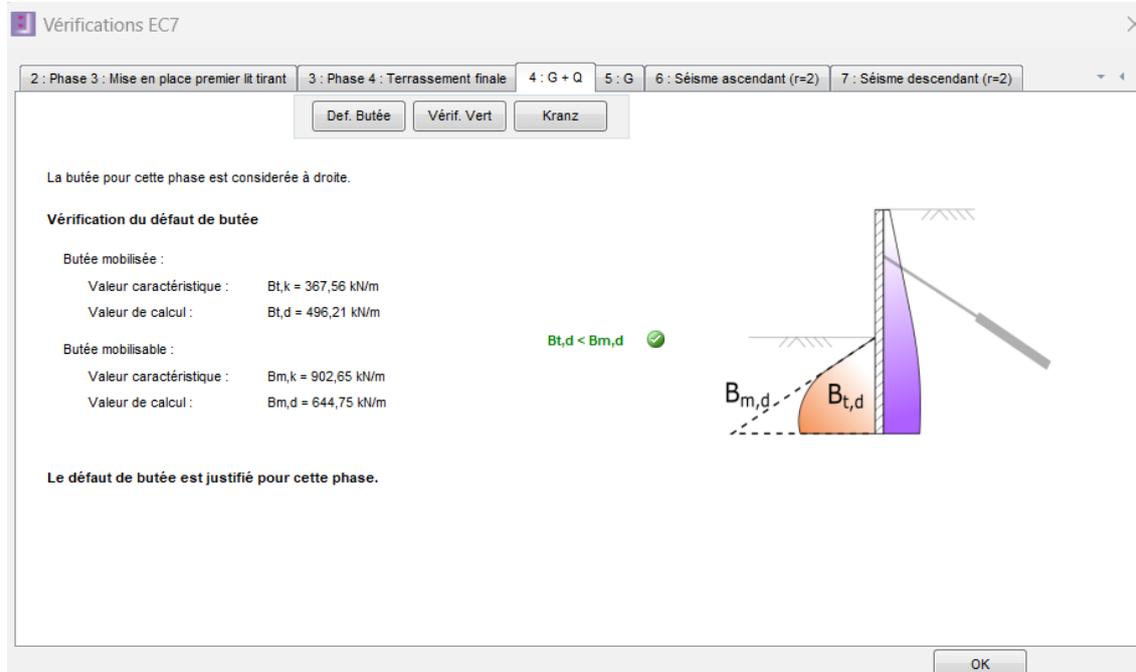


Figure 51 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la butée en service

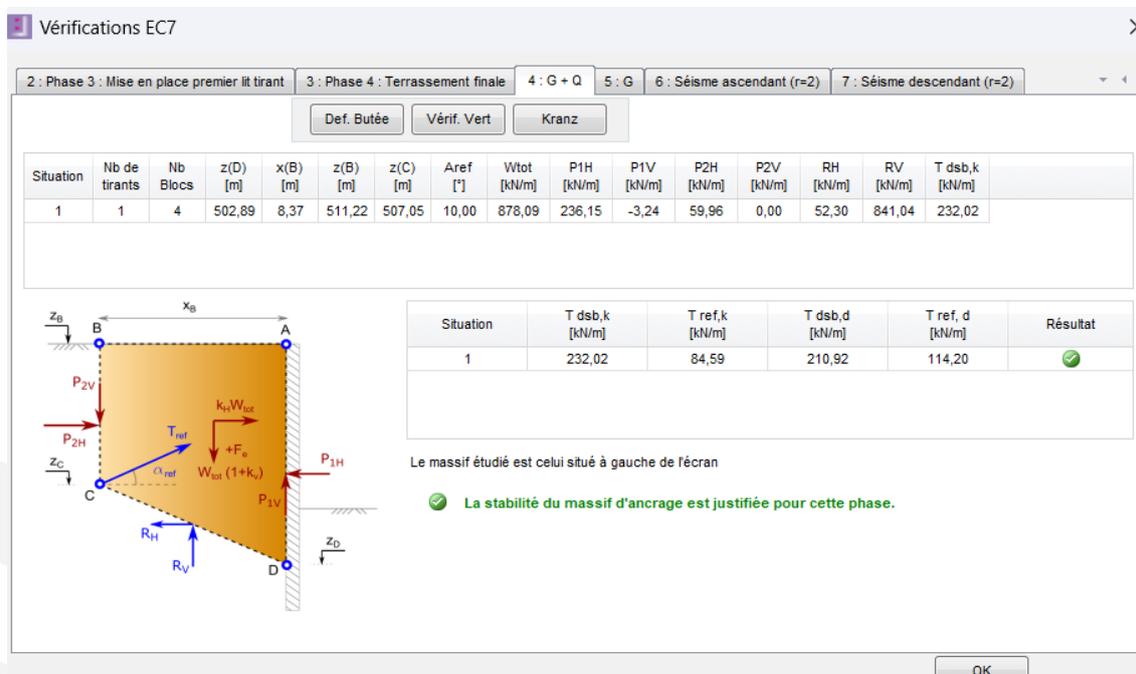


Figure 52 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la stabilité du massif d'ancrage en service

La butée en service est justifiée en considérant un pied de palplanche à  $z = 499.22 \text{ NGF}$ . Soit une fiche de  $6.12 \text{ m}$  et une hauteur totale de  $12.00 \text{ m}$ .

**Séisme :**

Le cas avec le séisme ascendant et dimensionnant :

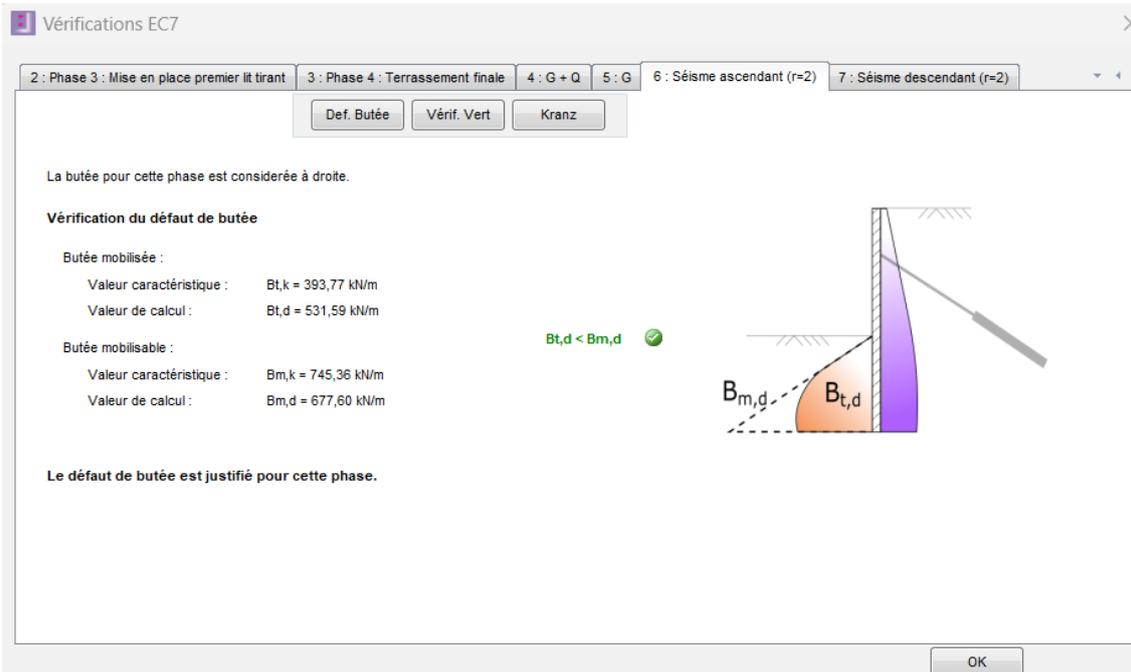


Figure 53 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la butée sous séisme

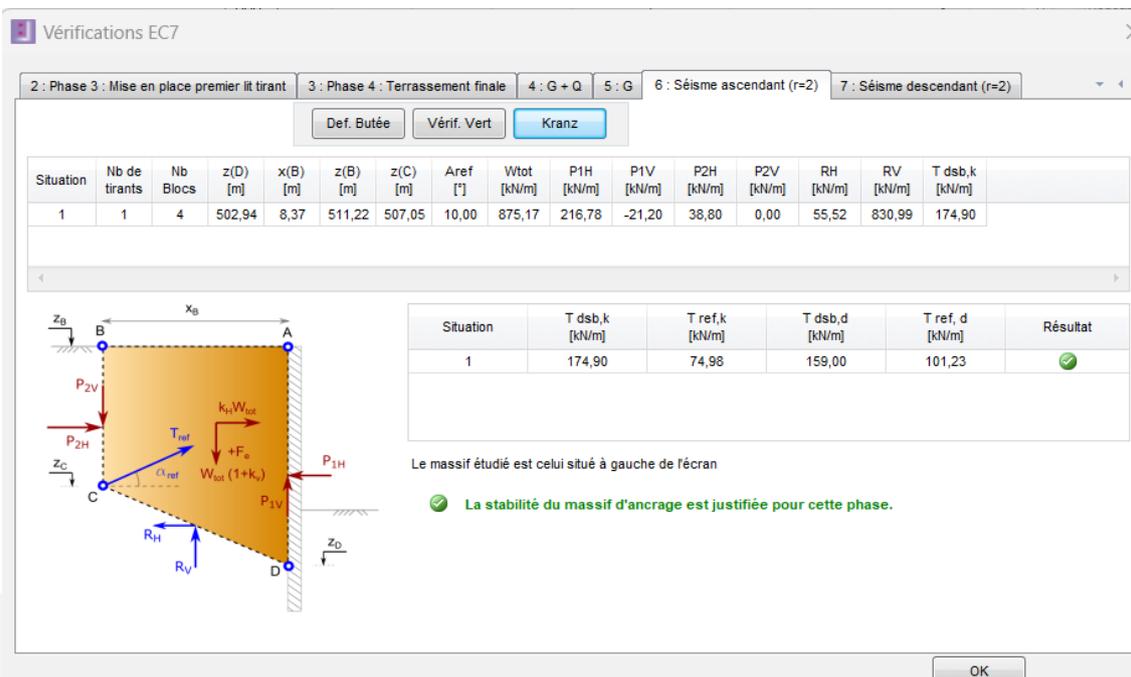


Figure 54 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la stabilité du massif d'ancrage en séisme

La butée sous séisme est justifiée en considérant un pied de palplanche à  $z = 499.22 \text{ NGF}$ . Soit une fiche de  $6.12 \text{ m}$  et une hauteur totale de  $12.00 \text{ m}$ .

## 6.6.2 Vérification en flexion

Le cas avec la charge d'exploitation est dimensionnant :

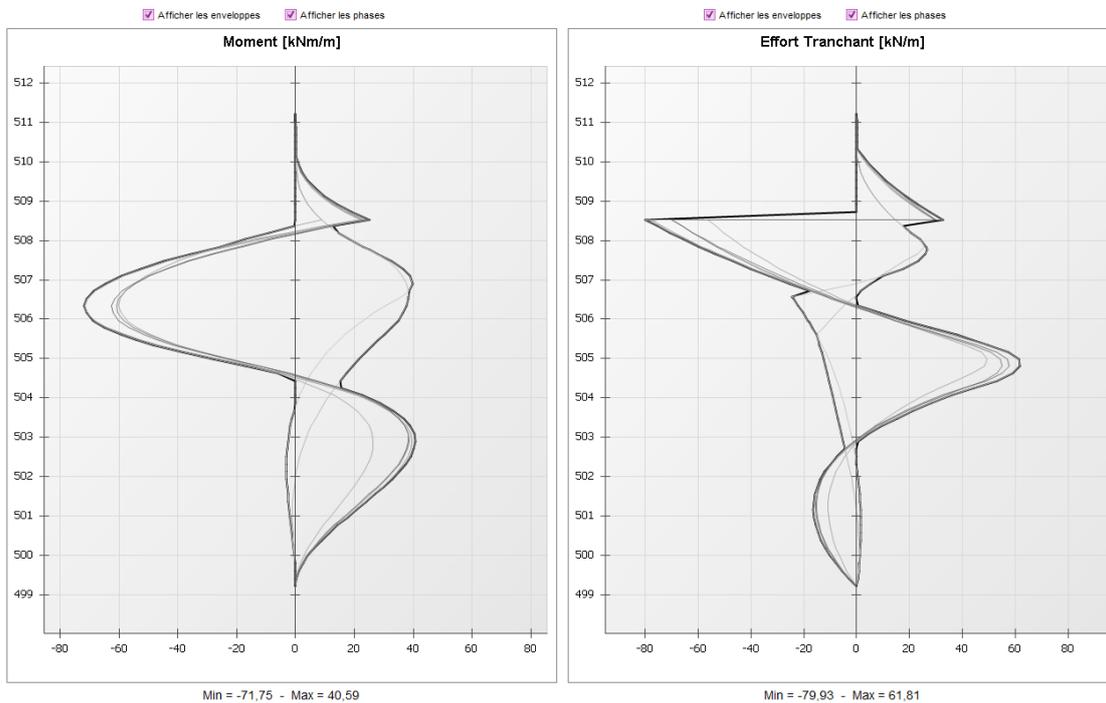


Figure 55 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Sollicitations ELU

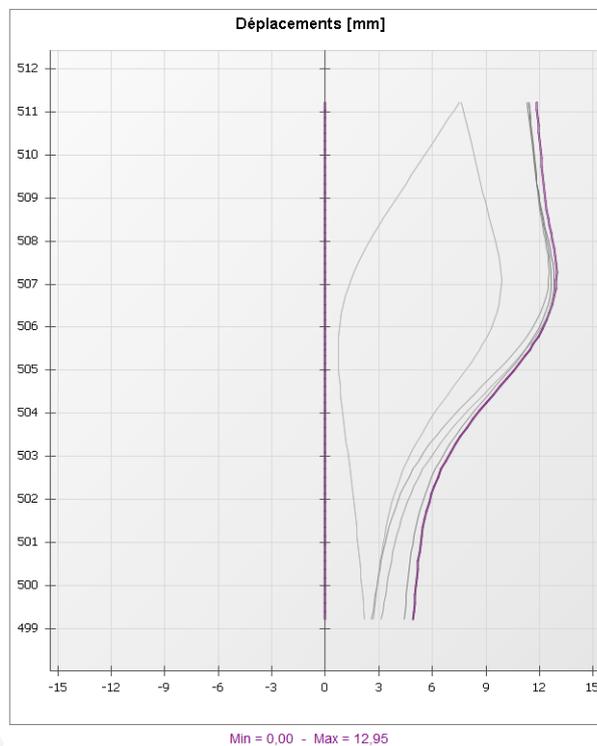


Figure 56 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Déplacements

### 6.6.2.1 Effort tranchant

L'effort tranchant de calcul est de **79.93 kN**. Le séisme (r=2) n'est pas dimensionnant.  
La vérification est effectuée conformément au § 4.3.1.3.

Effort tranchant résistant :

$$A_v = tw (h - tf) = 6.90 \times (447.4 - 9.50) = 3021.51 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{pl,Rd} = 418.67 \text{ kN} > 79.93 \text{ kN (OK)}$$

Voilement de l'âme par cisaillement :

$$\varepsilon = 0.99$$

$$c/tw = 247.1 / 6.90 = 35.81 < 0.99 \times 72 = 71.28 \text{ (Ok la vérification n'est pas requise)}$$

### 6.6.2.2 Moment fléchissant

Le moment fléchissant de calcul est de **71.75 kN.m**. Le séisme (r=2) n'est pas dimensionnant.  
La vérification est effectuée conformément au § 4.3.1.3. ( $V_{ED} < 0.5 V_{pl,Rd}$ )

La palplanche est de classe 2 (avant et après corrosion). On vérifie donc avec le module plastique. (Palplanche de type U simple)

$$M_{c,Rd} = \beta_B W_{pl} f_y / \gamma_{M0} \quad \dots (5.2a)$$

$$M_{c,Rd} = 0.7 \times 2020 \times 10^{-6} \times 240 \times 10^3 / 1.0 = 339.36 \text{ kN.m} > 71.75 \text{ kN.m (OK)}$$

### 6.6.2.3 Déplacement

Les déplacements sont de l'ordre du centimètres pour l'ensemble des cas de charges. Ils sont donc admissibles.

## 6.6.3 Vérification des tirants passifs

Les tirants sont vérifiés conformément au T.A 2020.

### 6.6.3.1 Caractéristiques tirant

Les tirants sont des barres dywidag  $\Phi 26.5 \text{ mm}$  :

Barres DYWIDAG @

∅ nominal [mm]	∅ max [mm]	Section [mm²]	Poids [kg / m]	Contrainte élastique $f_{p,0.2}$ [N/mm²]	Contrainte de rupture $f_{t,k}$ [N/mm²]	Limite élastique $F_{p,k}$ ( $F_{0.2k}$ ) [kN]	Limite de rupture $F_{t,k}$ [kN]	Allongement à la lim. élastique [mm/m]	Allongement à l'effort maximal $A_{p,k}$ [%]	Allongement à la rupture $A_{t,k}$ [%]	Module d'Young E [N/mm²]	Agréments
26.5	31	552	4.48	950	1050	525	580				205000	ETA
32	37	804	6.53	950	1050	760	845	4,6	≥ 5,0	≥ 7,0	205000	ETA
36	42	1018	8.27	950	1050	960	1070					ETA
40	46	1257	10.21	950	1050	1194	1320					ETA
47.5	53	1735	14.10	950	1050	1648	1822					ETA
57.5	64	2581	20.95	835	1035	2155	2671	4,1			205000	
65	72	3331	27.10	835	1035	2781	3448					
75	82	4418	35.90	835	1035	3689	4573					

Figure 57 : Extrait documentation dywidag – Caractéristiques des barres

On considère les caractéristiques suivantes :

- Limite élastique ( $f_{p,k}$ ) = 950 MPa (525 kN),
- Limite de rupture ( $f_{t,k}$ ) = 1050 MPa (580 kN).
- $A_s = 552 \text{ mm}^2$ .

### 6.6.3.2 Longueur des tirants

Conformément au §H.3 du TA.2020 la résistante du scellement ( $R_s$ ) se calcul de la façon suivante :

$$R_s = (\Pi \times \Phi \times \alpha_s \times q_s \times L_s)$$

Où :

$\Phi$  est le diamètre de forage : 100 mm

$L_s$  : longueur de scellement (7.0 m),

$\alpha_s \times q_s$  : frottement latéral limite.

Pour le frottement latéral on considère la couche de sable fin. On retiendra une pression limite de 1.5 MPa (cf. 3.2.2). On considère une injection IGU donc  $\alpha_s = 1.1$

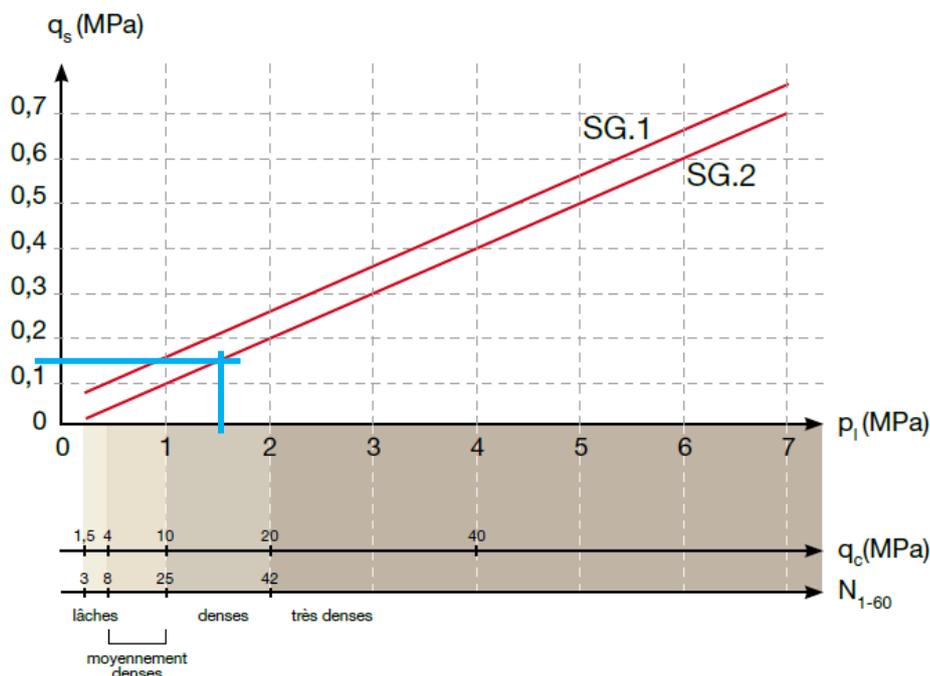


Figure H.1 : abaque de pré-dimensionnement pour les tirants d'ancrage scellés dans les sables et graves

Légende :  
SG1 : abaque pour les tirants IRS  
SG2 : abaque pour les tirants IGU

Figure 58 : Extrait T.A. 2020 –  $q_s$  pour des sables

D'où  $q_s = 0.150$  MPa **Cette valeur sera à confirmer par essais d'arrachement sur des tirants d'essais.**

$$R_s = \Pi \times 0.1 \times 1.1 \times 150 \times 7.0 = \underline{362.85 \text{ kN}}$$

### 6.6.3.3 Efforts de calculs

	T (kN/tirant)	
	G	G+Q
ELS	117,03	122,21
ELU	163,55	171,30

Le séisme n'est pas dimensionnant.

#### 6.6.3.4 Vérification du tirant à l'ELU

##### Resistance de l'armature :

Selon le TA. 2020 §5.3.2.1 on vérifie que :

$$E_d \leq \frac{R_{t;d}}{Y_{Rd;STR}}$$

Avec :

$Y_{Rd;STR} = 1.05$  (Aciers de précontrainte d'un tirant permanent)

$R_{t;d} = f_{p;k} \times A_s / Y_s$

On a :

$A_s = 552 \text{ mm}^2$

$f_{p;k} = 950 \text{ MPa}$

$R_{t;d} = 525 / 1.15 = 456.52 \text{ kN}$

$E_d = 171.30 \text{ kN}$

$171.30 \text{ kN} < 456.52 / 1.05 = 434.78 \text{ kN (OK)}$

##### Resistance du scellement :

On vérifie selon le § 5.3.3.3 du T.A 2020 :

$$E_d \leq \frac{R_d}{Y_{Rd;GEO}}$$

Avec  $Y_{Rd;GEO} = 1.0$

$R_d = R_k / Y_{a;ELU}$  ( $Y_{a;ELU} = 1.10$ )

$R_k = R_s / Y_{Rd}$  ( $Y_{Rd} = 1.40$ )

On a donc :

$E_d = 171.30 \text{ kN}$

$R_k = 363 / 1.40 = 259 \text{ kN}$

$R_d = 259 / 1.10 = 235 \text{ kN}$

$171.30 \text{ kN} < 235 / 1.0 \text{ kN (OK)}$

#### 6.6.3.5 Vérification du tirant à l'ELS

##### Résistance de l'armature :

Selon le TA. 2020 §5.3.2.1 la tension de service est limité à 0.6 Fpeg. ( $F_k < 0.6 F_{peg}$ ).

On retient donc  $F_{peg} = 525 \text{ kN}$ .

$122 \text{ kN} < 0.6 \times 525 = 315 \text{ kN (OK)}$ .

##### Charge critique de fluage :

On vérifie que :

$$F_k \leq R_{cr;d}$$

$R_{cr;d} = R_d / Y_{serv}$  ( $Y_{serv} = 1.35$ )

$R_{cr;d} = 235 / 1.35 = 174 \text{ kN}$

$122 \text{ kN} < 174 \text{ kN (OK)}$

## 7. JUSTIFICATION DU TRONÇON N°2 – GRAVIN-TH3 – TYPE PT57 (SANS TIRANTS)

Nous étudions dans ce paragraphe le tronçon n°2 sans tirants. Les déplacements en tête sont importants (environ 10 cm sous charges permanentes). L'admissibilité des déplacements devra être validée en phase projet.

### 7.1 Actions

Cf. § 6.1.

### 7.2 Situation de calcul

Cf. §6.2.

### 7.3 Coupe de calcul

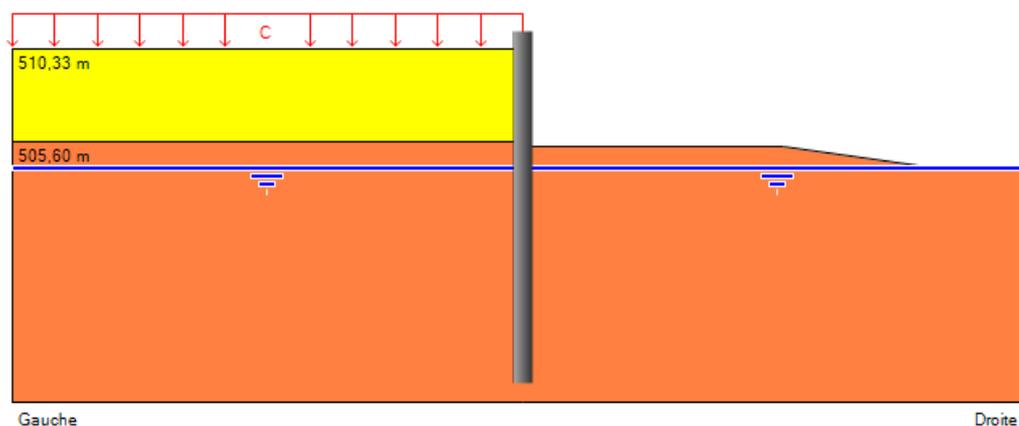


Figure 59 : Extrait modèle K-réa – Coupe de calcul du PT57

- Le talus avant composé d'engrochement et de terre végétale n'est pas considéré dans les calculs de façon sécuritaire. En effet le bon compactage de la terre végétale n'est pas certain et la butée d'un engrochement est faible (angle de frottement élevé). La prise en compte de la butée du talus avant n'est donc pas sécuritaire. De façon sécuritaire nous considérons le talus avant à partir de 1 m de profondeur sous le début des engrochements.

## 7.4 Caractéristiques des palplanches

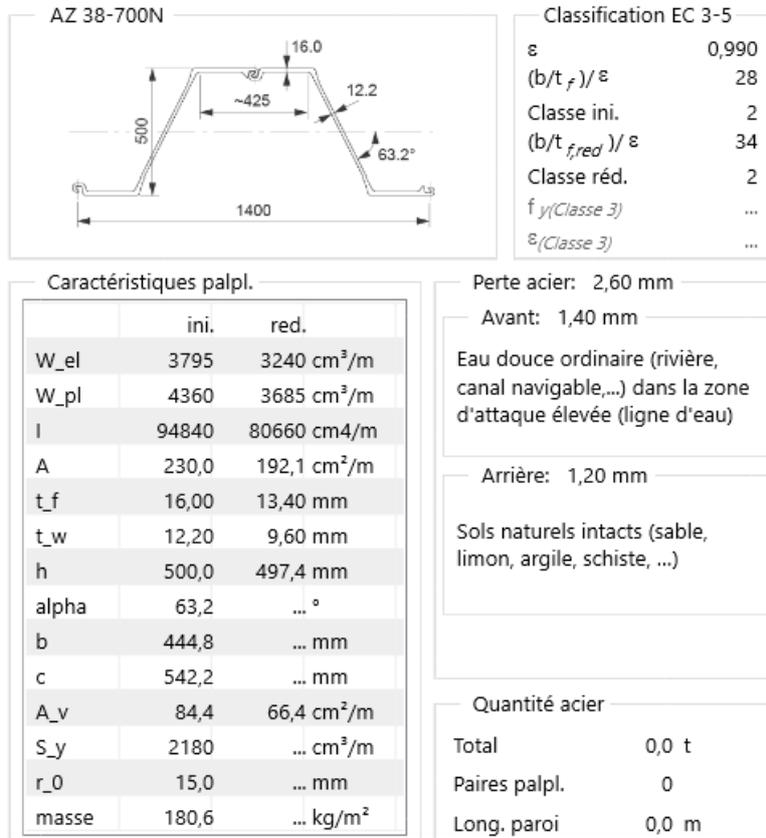


Figure 60 : Extrait DURABILITY – Caractéristiques des palplanches

Les palplanches sont de type AZ 38-700 N et de nuance S240 GP.

Le module de Young (E) est de 210 000 MPa.

Pour rappel les caractéristiques corrodées ou non corrodées des palplanches seront utilisées dans le modèle MISS afin d'obtenir les sollicitations les plus défavorables.

## 7.5 Phasage du modèle

### 7.5.1 Situation de service

Les phases ont été définies sur le logiciel comme suit :

- **Phase 1 (durable)** : Mise en place de palplanche, lit à sec (niveau d'eau 504.26 NGF).

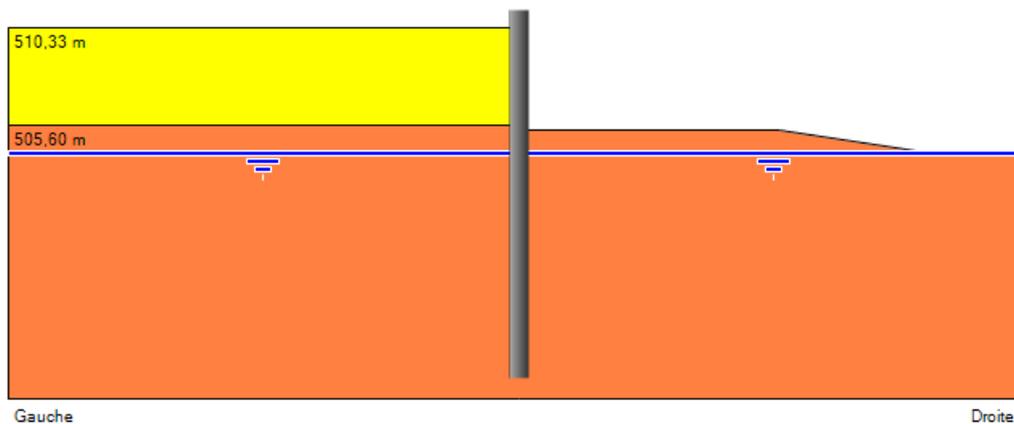


Figure 61 : Extrait K-Réa – Phase n°1 de service

- **Phase 2 (durable)** : activation de la surcharge de 20 kPa, lit à sec (niveau d'eau 504.26 NGF).

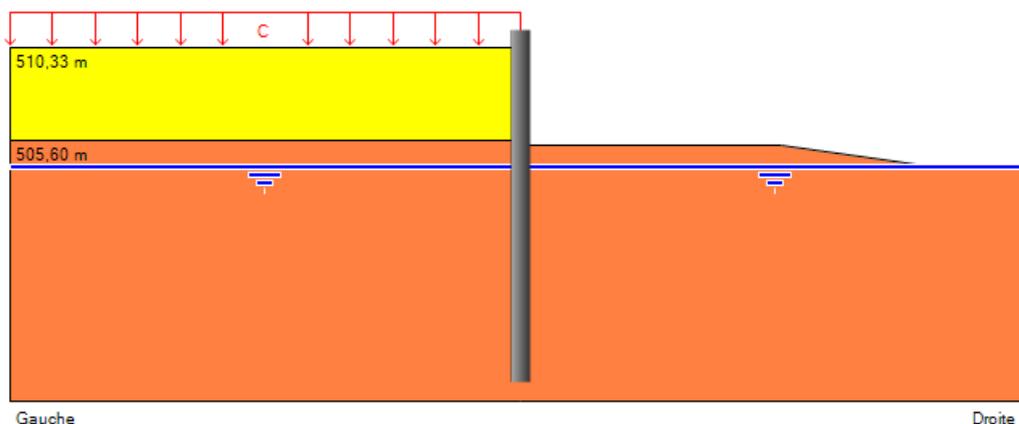


Figure 62 : Extrait K-Réa – Phase n°2 de service

**Définition d'une surcharge**

Surcharge n° : 1

Gauche       Droite

z :  m

q :  kN/m/m

**Nature de l'action**

Permanente       Variable

Figure 63 : Extrait K-Réa – Définition de la surcharge

### 7.5.2 Situation de séisme

Les phases ont été définies sur le logiciel comme suit :

- **Phase 3** : Séisme ascendant (r=2)

+↑

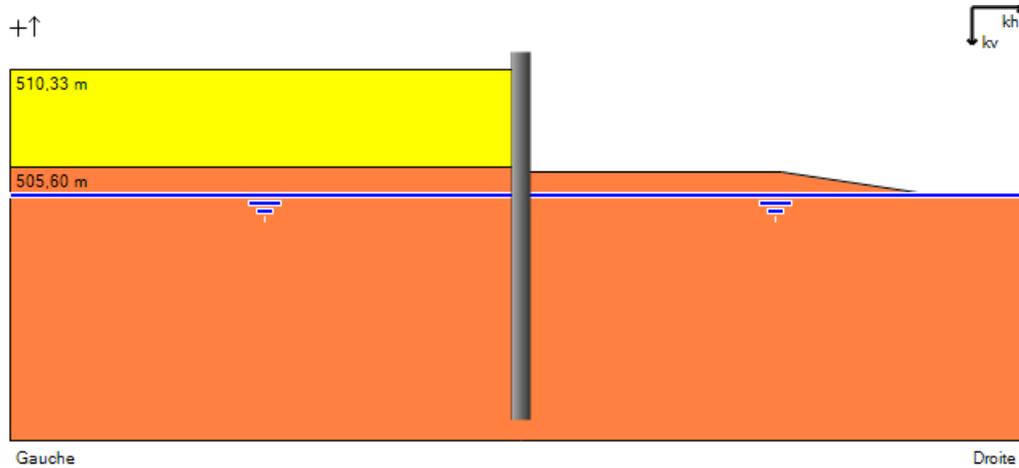


Figure 64 : Extrait K-Réa – Phase n°3 de séisme ascendant (r=2)

**Paramètres d'accélération**

kh:  kv:  XP:

**Paramètres des sols**

N°	Nom	Y [kN/m²]	Yd [kN/m²]	Comp. Hyd. Gauche	Comp. Hyd. Droite
▶ 1	Sables fin	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert
▶ 2	Sable limoneux	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert
*					

Figure 65 : Extrait K-Réa – Phase n°3 de séisme ascendant (r =2) – Paramètres de calculs

○ Phase 4 : Séisme descendant ( $r=2$ )

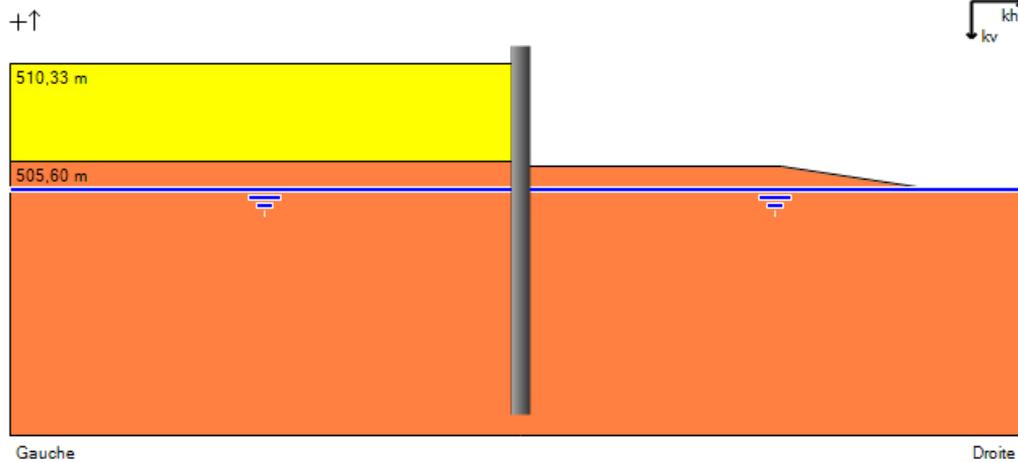


Figure 66 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant ( $r=2$ )

Paramètres d'accélération					
kh:	<input type="text" value="0,07"/>	kv:	<input type="text" value="0,04"/>	XP:	<input type="text" value="1,00"/>
Paramètres des sols					
N°	Nom	Y [kN/m <sup>2</sup> ]	Yd [kN/m <sup>2</sup> ]	Comp. Hyd. Gauche	Comp. Hyd. Droite
▶	1 Sables fin	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert
▶	2 Sable limoneux	20,00	18,00	Ouvert	Ouvert
*					

Figure 67 : Extrait K-Réa – Phase n°8 de séisme descendant ( $r=2$ ) – Paramètres de calculs

A ce stade des études nous ne tiendrons pas compte d'une éventuelle réduction de butée (site ou infrastructure sensible).

## 7.6 Résultats en service et séisme

### 7.6.1 Vérification de la butée et stabilité du massif d'ancrage

#### Service :

Le cas avec la charge d'exploitation et sans crue est dimensionnant :

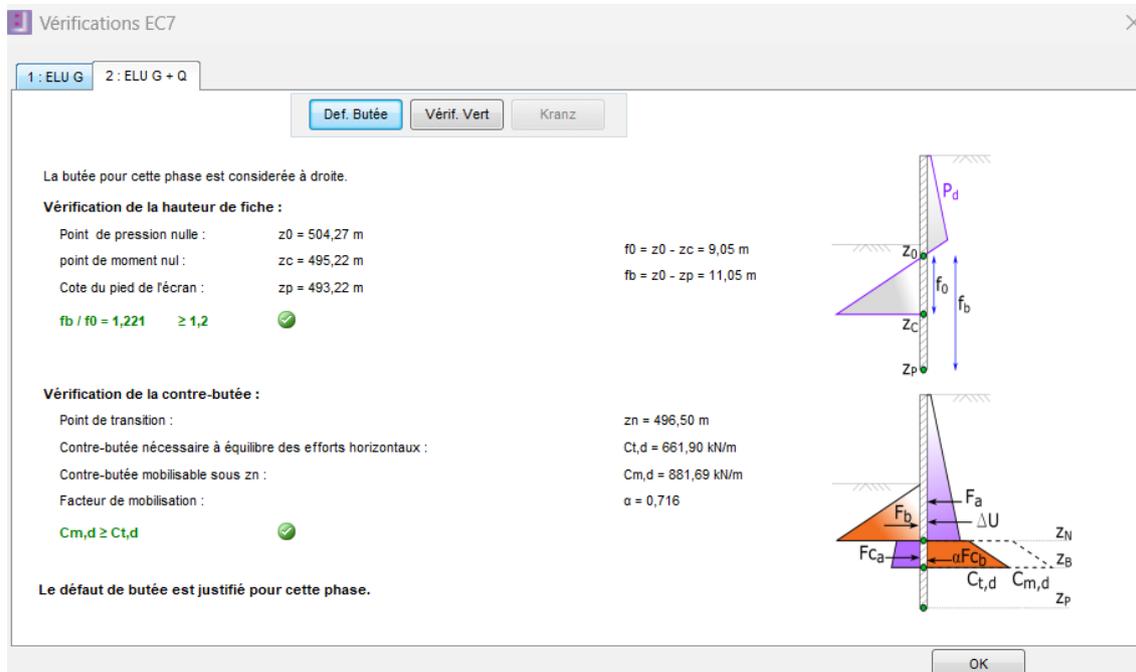


Figure 68 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la butée en service

La butée en service est justifiée en considérant un pied de palplanche à  $z = 493.22$  NGF. Soit une fiche de 12.12 m et une hauteur totale de 18.00 m.

#### Séisme :

Le cas avec le séisme ascendant et dimensionnant :

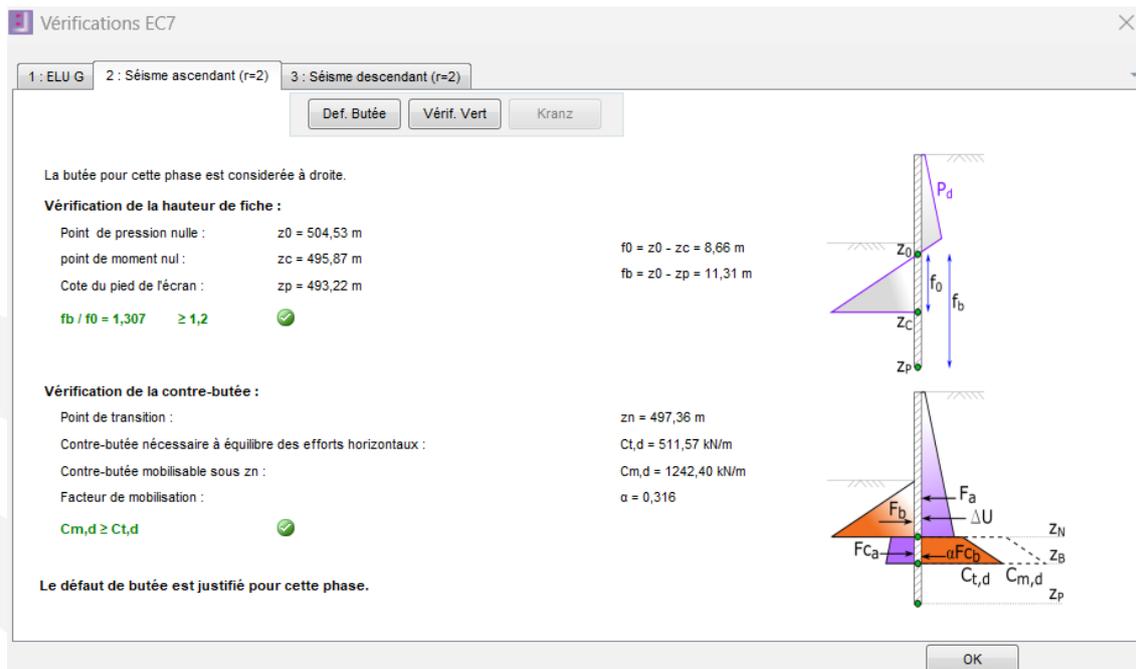


Figure 69 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Vérification de la butée sous séisme

La butée sous séisme est justifiée en considérant un pied de palplanche à  $z = 493.22$  NGF. Soit une fiche de 12.12 m et une hauteur totale de 18.00 m.

### 7.6.2 Vérification en flexion

Le cas avec le séisme descendant est dimensionnant :

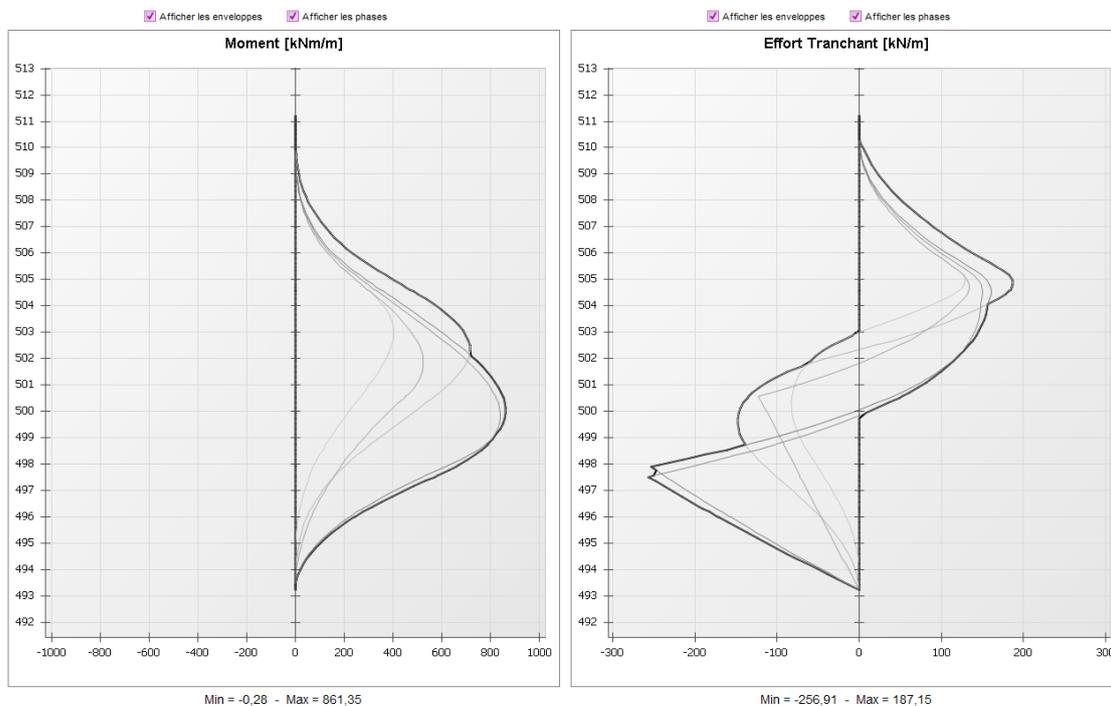


Figure 70 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Sollicitations ELU

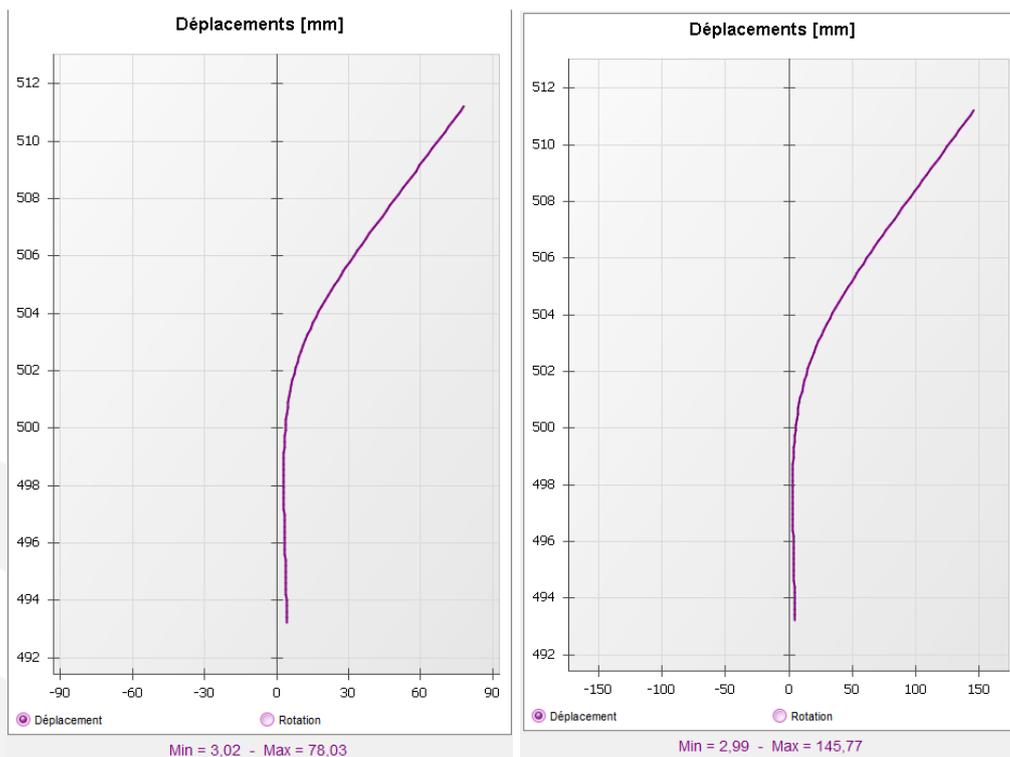


Figure 71 : Extrait K-Réa – Tronçon n°2 – Déplacements G et G+Q

### 7.6.2.1 Effort tranchant

L'effort tranchant de calcul est de **256.91 kN**. Le séisme (r=2) est dimensionnant.  
La vérification est effectuée conformément au § 4.3.1.3.

Effort tranchant résistant :

$$A_v = t_w (h - t_f) = 9.60 \times (497.4 - 13.40) = 4646.4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{pl,Rd} = 643 \text{ kN} > 256.91 \text{ kN (OK)}$$

Voilement de l'âme par cisaillement :

$$\varepsilon = 0.99$$

$$c/t_w = 542.2 / 9.60 = 56.5 < 0.99 \times 72 = 71.28 \text{ (Ok la vérification n'est pas requise)}$$

### 7.6.2.2 Moment fléchissant

Le moment fléchissant de calcul est de **861.35 kN.m**. Le séisme (r=2) est dimensionnant.

La vérification est effectuée conformément au § 4.3.1.3. ( $V_{ED} < 0.5 V_{pl,Rd}$ )

La palplanche est de classe 2 (avant et après corrosion). On vérifie donc avec le module plastique. (Palplanche de type z)

$$M_{c,Rd} = \beta_B W_{pl} f_y / \gamma_{m0} \quad \dots (5.2a)$$

$$M_{c,Rd} = 1.0 \times 3685 \times 10^{-6} \times 240 \times 10^3 / 1.0 = 884.4 \text{ kN.m} > 861.35 \text{ kN.m (OK)}$$

### 7.6.2.3 Déplacement

**Les déplacements sont de l'ordre de 8cm pour les charges permanentes. L'admissibilité devra être validée en phase projet.**

## 8. EROSION INTERNE

Les sondages réalisés en 2018 montrent des sols hétérogènes. Nous ne disposons que d'un seul essai sur une couche de sol. L'essai ne peut pas être représentatif des sols en place. Nous ne disposons donc pas d'assez de données pour l'étude de l'érosion interne.

Cette étude sera menée lors de la campagne de reconnaissances complémentaires dans le cadre de la G2PRO.

## 9. SYNTHÈSES ET PERSPECTIVES

### 9.1 Résumé des études

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques géométriques calculées pour les différents tronçons :

Tronçon	Type de palplanches	Nuance acier	Longueur totale (m) (*)	Longueur fiche (m) (*)
Tronçon n°1 - PT46	AZ 38-700 N	S240 GP	12,00	5,99
Tronçon n°2 - PT57 - Tirant	PU 22 Simple	S240 GP	12,00	6,12
Tronçon n°2 - PT57 - Sans tirant	AZ 38-700 N	S240 GP	18,00	12,12

(\*) : Les longueurs présentées sont calculées en considérant que des déplacements irréversibles en cas de séisme ( $r=2$ ) sont admissibles. S'ils ne sont pas admissibles ( $r=1$ ) les longueurs de palplanches seront augmentées.

Tronçon	Type de tirant	inclinaison (°)	Longueur libre (m)	Longueur scellé (m)
Tronçon n°1 - PT57	Barre dywidag $\Phi$ 26,5	10	5,00	7,00
Tronçon n°2 - PT46	Barre dywidag $\Phi$ 26,6	20	7,50	7,00

Les tirants sont passifs et ne nécessitent pas de précontrainte.

Le tronçon n°1 nécessite d'utiliser des palplanches plus rigides afin de limiter le déplacement. Les tirants ne peuvent pas (à ce stade des études) être rapprochés du T.N. du fait de la présence des fondations des bâtiments (géométrie inconnu).

Dans le cas d'une solution sans tirant pour le tronçon n°2 une palplanche plus rigide doit être retenue.

### 9.2 Perspectives

#### 9.2.1 Programmes de reconnaissance géotechnique complémentaire

**Avant la réalisation de la phase PRO et/ou G2 PRO, il apparaît indispensable de disposer de reconnaissance supplémentaire au droit du rideau projeté.**

En effet les deux pressiomètres (SP3 et SP4) montrent des différences significatives sur la qualité des différents horizons. Des essais complémentaires sont nécessaires afin de fiabiliser le dimensionnement des tirants et des palplanches.

De plus les fondations des bâtiments existants devront être reconnues.

Un cahier des charges sera rédigé en ce sens.

#### 9.2.2 Admissibilité des déplacements

Les déplacements calculés dans la présente note tiennent compte d'un déplacement admissible de 2 cm à proximité des bâtiments.

Dans le cas d'une solution sans tirant pour le tronçon n°2, l'admissibilité de déplacements de 8 cm devra être validée en phase projet.

Les palplanches et tirants devront éventuellement être redimensionnées en cas de critères plus contraignants.





# CONSULTING

**Agence régionale Occitanie  
16 Avenue Charles de Gaulle  
Bâtiment 16 – CS 2314  
31132 Balma Cedex  
Tel. : + 33 5 34 60 16 90**

[www.suez.com/fr/consulting-conseil-et-ingenierie](http://www.suez.com/fr/consulting-conseil-et-ingenierie)

