

Compagnie du Chemin de fer  
Montreux Oberland Bernois SA  
CP 1426  
1820 Montreux



**. COMMUNE DE MONTREUX, VD**

**. TUNNEL DES AVANTS**

**. Assainissement du tunnel**

**PROJET D'ENQUÊTE**

**Pièce 4.1**

## NOTE DE CALCULS


Maître d'ouvrage: Compagnie du Chemin de fer  
Montreux Oberland Bernois SA

G. Oberson .....

P. Billieux: .....

Auteur du projet : D. Collomb : .....

Date : Montreux, le 15.01.2016

KM	-		
ECHELLE	-	. TUNNEL DES AVANTS . Assainissement du tunnel	
DESS. / CONT.	Dj CI		
DATE	10.12.2014		
FORMAT	A4		
		MODIFICATIONS	DESS.
		- Renouvellement de l'infrastructure et de la superstructure de la voie -	Kpfr -
Projet No. : 7006.01-RN006j		REPLACE PLAN NO: - 7006.01-RN006g	DATE -



**Compagnie du Chemin de fer Montreux Oberland Bernois SA**

**Tunnel des Avants**

**Assainissement du tunnel**

**Dimensionnement**

## **4.1 NOTE DE CALCULS**

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

<b>Table des matières</b>		<b>Page</b>
<b>1.</b>	<b>Introduction</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>Documents de base</b>	<b>2</b>
<b>3.</b>	<b>Contextes</b>	<b>3</b>
3.1	Description du projet	3
3.2	Contexte géologique	6
3.3	Hydrogéologie	7
<b>4.</b>	<b>Phasage des travaux</b>	<b>8</b>
<b>5.</b>	<b>Conditions de stabilité et dimensionnement des ouvrages</b>	<b>11</b>
5.1	Justification de la stabilité du talus côté montagne	11
5.1.1	Caractéristiques des clous	13
5.1.2	Résistance ultime des clous	13
5.1.3	Résultats de calcul	14
5.2	Vérification de la stabilité du tunnel existant	17
5.3	Stabilité de la double paroi des pieux	22
5.3.1	Hypothèses de calculs	23
5.3.2	Résultats de calculs Birido	25
5.3.3	Résultats de calculs cadre (Zsoil)	26
5.3.4	Résultats du calcul Zsoil	27
5.4	Stabilité du cadre paroi des pieux + mur de soutènement	33
5.4.1	Stabilité de la paroi des pieux – portail amont	34

## Annexes

**Annexe 1** : Paramètres géotechniques utilisés dans calcul éléments finis pour justification de la stabilité du tunnel existant en phase travaux

**Annexe 2** : Résultats calculs RIDO – Double paroi berlinoise et paroi berlinoise avec mur de soutènement

**Annexe 3** : Résultats calculs éléments finis pour justification de la stabilité des cadres

## **Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs**

### **1. Introduction**

Le présent document est une mise à jour de la note de calculs de dimensionnement de la structure en béton armé du tunnel projeté aux Avants, suite à la décision prise récemment par le maître d'Ouvrage de profiter des travaux de rénovation pour refaire à neuf la voie dans le tunnel.

La mise à jour réalisée intègre entre autre la vérification de la stabilité du revêtement du tunnel existant pendant les différentes phases de travail prévues.

Les travaux projetés impliquent la mise en place d'une double paroi de pieux au droit du tunnel existant sur laquelle va être réalisée une dalle de couverture.

Le renouvellement de la voie implique non seulement le changement des équipements ferroviaires (rails, traverses, canal à câble, ...) et du ballast, mais également l'excavation d'une tranche de terrain en place sous le ballast.

La paroi et la dalle doivent être dimensionnées pour reprendre les charges et poussées du massif en place alors que la maçonnerie du tunnel existant doit pouvoir reprendre la charge due au poids de la machine de pieux lors de la mise en place de la paroi.

Les calculs réalisés considèrent les différentes étapes critiques du projet en utilisant :

- la méthode aux éléments finis pour déterminer la stabilité du tunnel existant en phase travaux;
- la méthode au module de réaction en parallèle avec la méthode aux éléments finis pour déterminer les efforts structuraux dans les parois de soutènement.

La stabilité générale des talus provisoires est vérifiée en utilisant le logiciel Talren V5.

Le présent rapport explicite et les calculs réalisés et en expose les principaux résultats.

### **2. Documents de base**

#### **Rapports**

- Rapport de l'expert, Karakas & Français, 02.06.2014 [1];
- Note de calculs, BG Ingénieurs Conseils, 27.06.2014 [2];
- Rapport géotechnique, BG Ingénieurs Conseils, 24.02.2012 [3];
- Note de calculs, BG Ingénieurs Conseils, 08.01.2015 [4];
- Rapport de l'expert, Karakas & Français, 29.01.2015 [5];

#### **Plan**

- Profils en travers, BG Ingénieurs Conseils, échelle 1:50, 27.06.2014 [4]

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

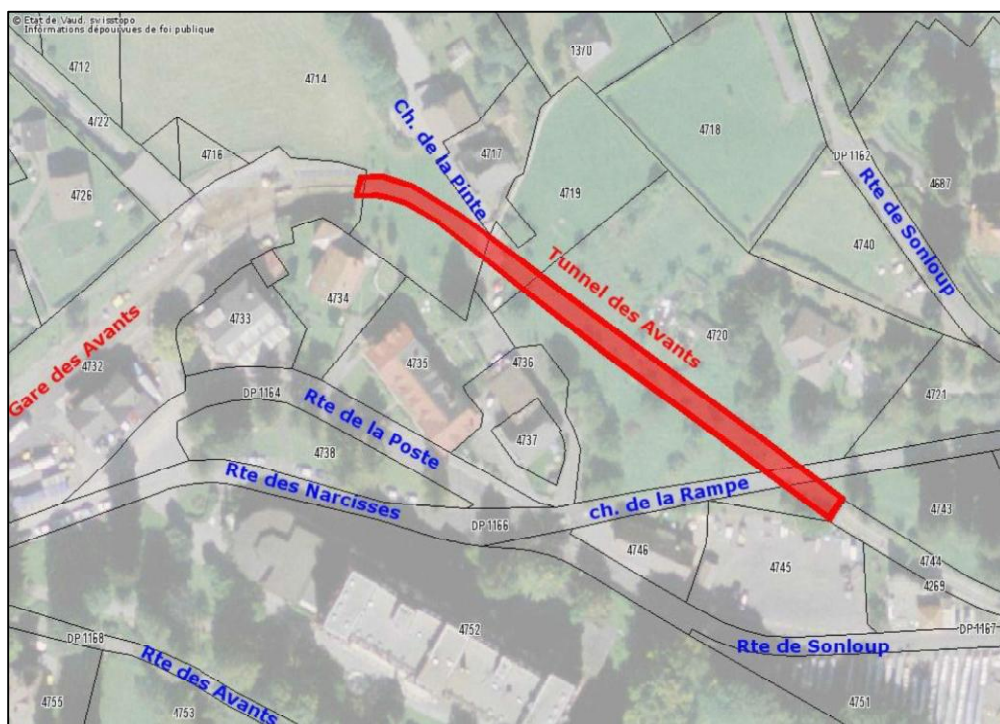
### 3. Contextes

#### 3.1 Description du projet

Le tunnel des Avants est situé sur la ligne de chemin de fer du Montreux Oberland Bernois (MOB), immédiatement à l'amont de la gare MOB des Avants et de la gare inférieure du funiculaire Les Avants – Sonloup. Il concerne un tronçon long de 152 m environ entre km 10.946 et km 11.098,73 du chainage général de la ligne MOB.

Le projet prévoit le remplacement du tunnel existant et de la voie. La voûte maçonnée du tunnel existant est remplacée par un ouvrage cadre en béton armé (galerie) constitué par une dalle et deux parois des pieux forés et armés réalisés à l'extérieur du périmètre de la voûte.

La situation générale de ce tunnel et de son environnement immédiat sont présentés sur la figure suivante.



## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

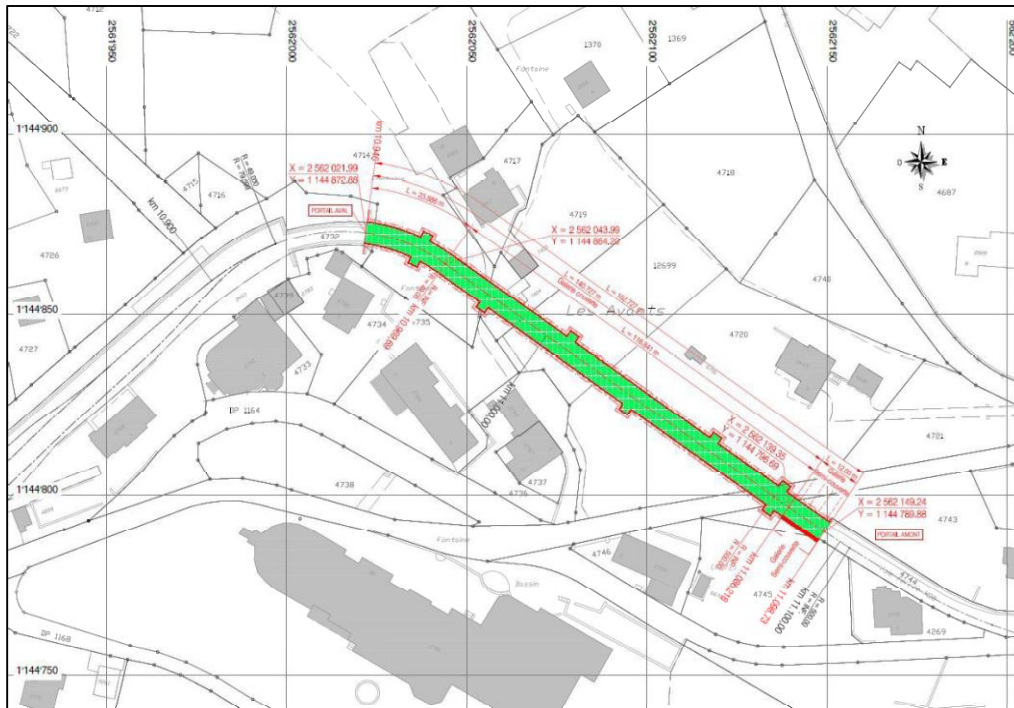


Figure 1 : Situation générale du projet du tunnel des Avants

Au plan structural, le projet peut être représenté par deux sections dimensionnantes :

- la première, représentative d'un tronçon de 12 m situé entre km 11.086 et km 11.098, est celle d'une paroi des pieux côté nord du portail amont ancrée provisoirement en tête et un mur de soutènement avec une dalle de couverture;
- la seconde, représentative d'un tronçon de 140 m situé entre km 10.946 et km 11.086, est celle d'un cadre rigide constitué de deux parois de pieux et d'une dalle de couverture en béton.

Ces deux coupes sont représentées schématiquement ci-dessous.









## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

Les paramètres géotechniques qui sont employés dans les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous. Il s'agit de valeurs caractéristiques au sens de la norme SIA basées sur des corrélations entre les paramètres du pressiomètre Ménard et  $N_{SPT}$ .

Couche	Z	$\gamma_k$	$N_{SPT,k}$	$P_{f,k}$	$p_{lk}$	$E_{M,k}$	$p_{l,corrél}$	$E_{M,corrél}$	$C'_k$	$\phi'_k$
	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	Nb de coups/30cm	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	[°]
Remblais	Variable	20	-	-	-	-	-	-	0	30
Alluvions	1 - 6	19	16 à 40	0.46 – 0.49	>0.51 – 1.13	6.5 – 6.7	0.53 – 1.33	5.3 – 13.3	2	32 - 38
	6 – 10	19	43 à 66	>1.23	> 1.3	19.7	1.43 – 2.2	14.3 – 22	0	>35
	10 - 18	19	33 à 77	>0.62 – 1.57	>0.62 – 1.61	5.9 – 33.8	1.1 – 2.6	11 - 26	2	>35

### 3.3 Hydrogéologie

Selon le rapport géotechnique, la nappe d'eau n'a pas été rencontrée dans les forages réalisés.

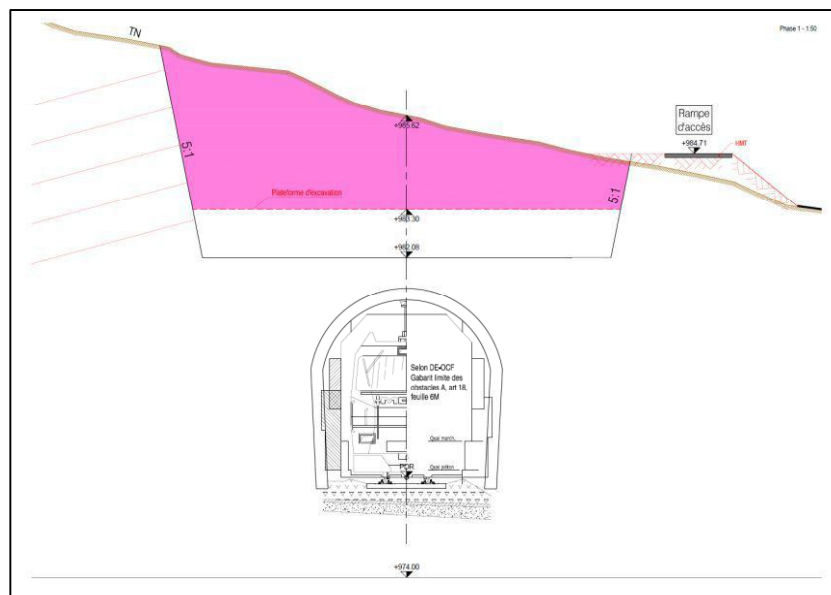
## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

### 4. Phasage des travaux

Les travaux préconisés seront réalisés par phase. Le phasage décrit ci-dessous est considéré dans les calculs.

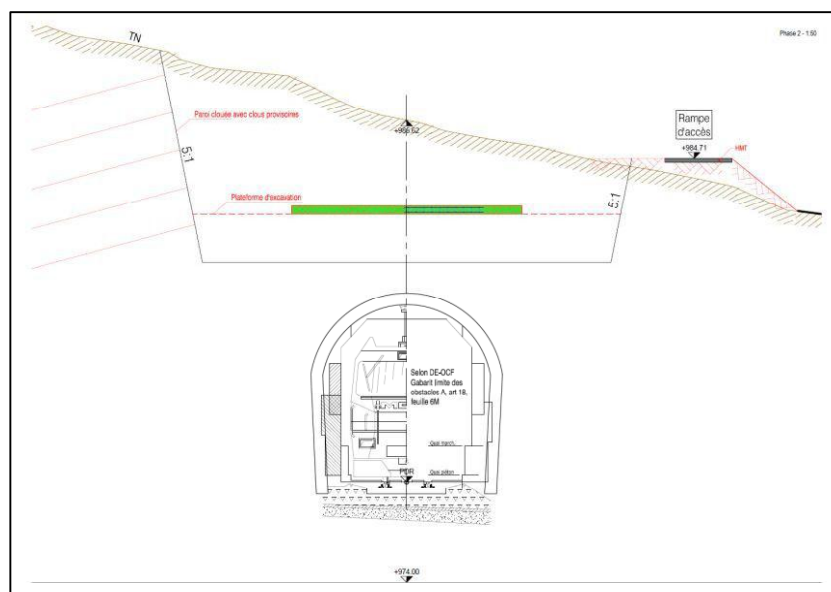
#### Phase 1 :

Excavation jusqu'au niveau situé sous la dalle de roulement avec réalisation d'une paroi clouée côté amont. Ce niveau varie de +980.00 (profil N°1) à +989.20 (profil N°55).



#### Phase 2 :

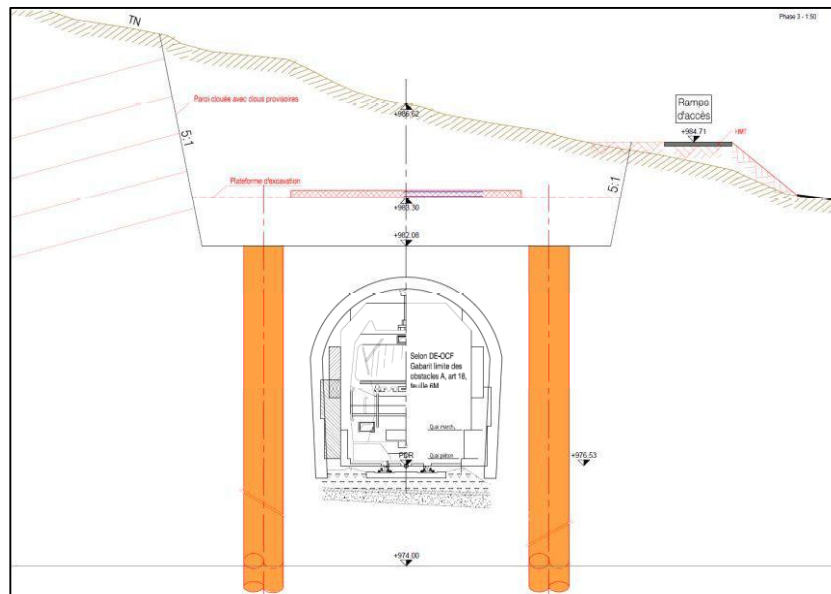
Réalisation de la dalle de roulement.



## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

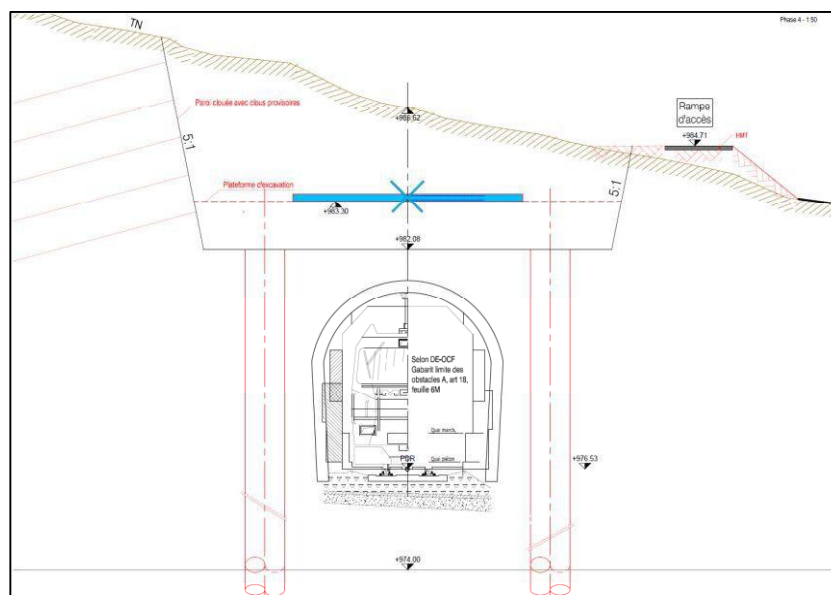
### Phase 3 :

Réalisation de la paroi berlinoise constituée de pieux longs de 11 m et de 1000 mm diamètre espacés de 1.8 m. Le niveau de la tête de paroi varie de +978.78 (profil N°1) à +987.86 (profil N°55).



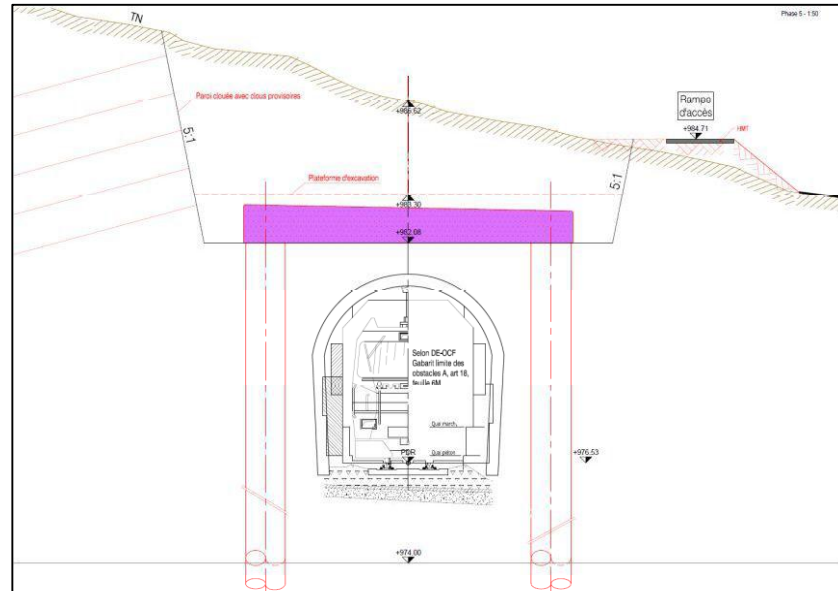
### Phase 4 :

Démolition et évacuation de la dalle de roulement.



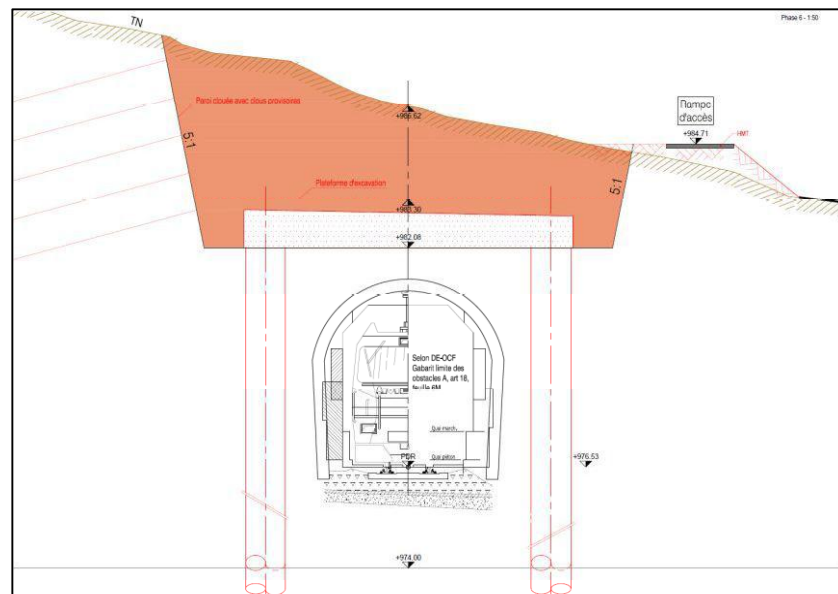
## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

### Phase 5 :



Excavation jusqu'au niveau situé sous la dalle de la galerie qui varie de +978.78 (profil N°1) à +987.86 (profil N°55) puis réalisation de la dalle de couverture.

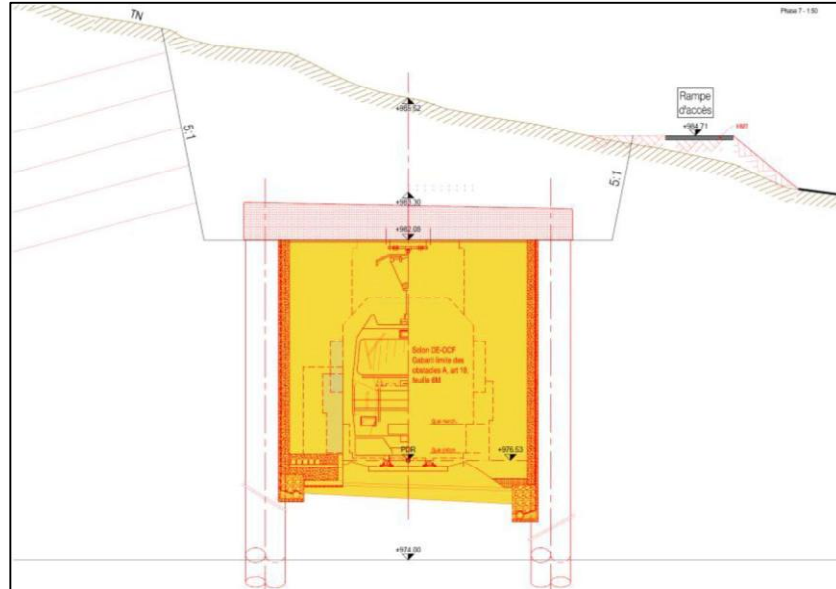
### Phase 7 :



Remblayage afin de rétablir le terrain naturel.

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

### Phase 8 :



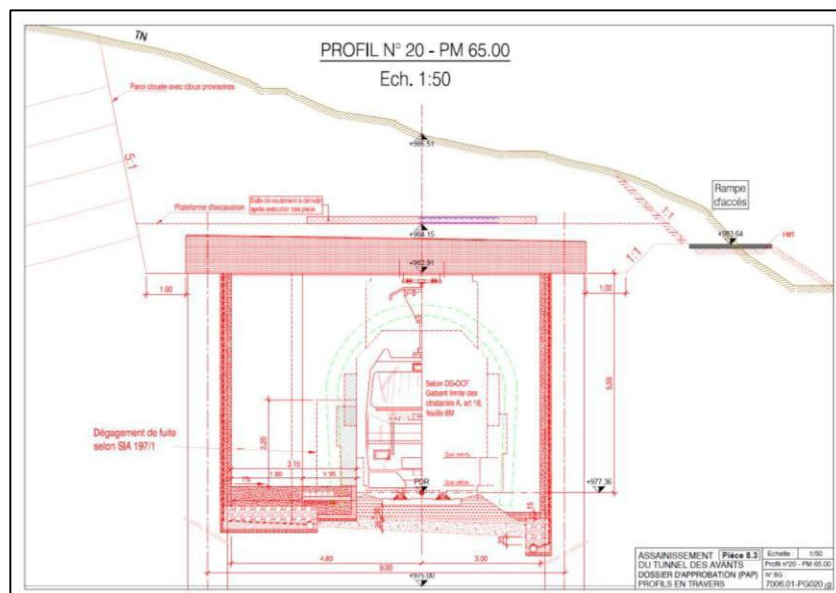
Démolition du tunnel existant, excavation en radier et construction de la voie.

## 5. Conditions de stabilité et dimensionnement des ouvrages

### 5.1 Justification de la stabilité du talus côté montagne

La phase 1 prévoit des travaux d'excavation dans les remblais superficiels et la mise en place d'une paroi clouée pour la stabilité des talus.

La justification de la stabilité générale (ELU type 3) est effectuée sur le logiciel TALREN V5.1 selon la coupe du profil N°20 qui figure ci-dessous.



## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

Les résultats de calcul par étape d'excavation sont présentés ci-dessous.

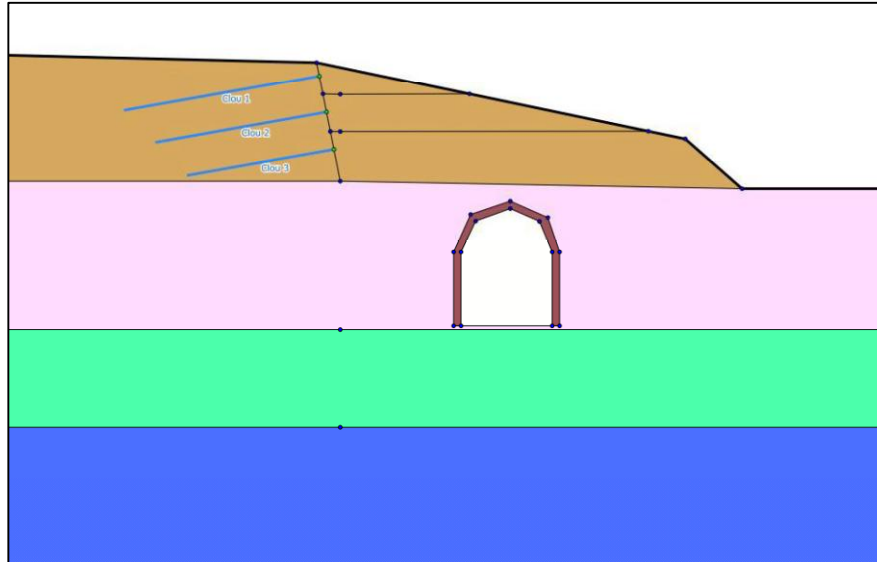


Figure 5: Modèle considéré (profil N° 20)

Le cadre du tunnel existant est modélisé avec un matériau considéré comme de la maçonnerie avec les caractéristiques suivantes:  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ ,  $C' = 25 \text{ kPa}$ ,  $\varphi' = 25^\circ$ . Ces paramètres-là ont été retenus juste à titre indicatif pour éviter des problèmes numériques liés au fonctionnement du logiciel. Des valeurs plus réelles de ces 2 paramètres ont été utilisées dans le calcul par la méthode des éléments finis.

L'intérieur du tunnel est modélisé avec un matériau ayant de très faibles caractéristiques et ceci pour éviter les problèmes d'ordre numériques :

$\gamma = 0.1 \text{ kN/m}^3$ ,  $C = 0.1 \text{ kPa}$ ,  $\varphi' = 0.5^\circ$ .

Les valeurs caractéristiques retenues pour les paramètres de rupture des différentes couches sont:

	Nom	Couleur	$\gamma$	$\varphi$	$c$
1	Alluvions 1		19,0	32,00	2,0
2	Alluvions 2		19,0	35,00	0,0
3	Alluvions 3		19,0	35,00	2,0
4	Remblais		20,0	30,00	0,0

Les facteurs de sécurité sur la cohésion et l'angle de frottement sont (SIA 261):

$$\gamma_{C'} = 1.5 \quad ; \quad \gamma_{\tan \varphi'} = 1.2$$



## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

### 5.1.1 Caractéristiques des clous

Trois niveaux de clous espacés de 1,5m sont utilisés pour renforcer la paroi.

Le tableau ci-dessous résume les données telles qu'elles sont entrées dans TALREN.

Clou	$\varnothing_{\text{barre}}$ [m]	$\sigma_e$ [MPa]	Esp [m]	L [m]	Inclinaison [°]	LB [m]	ALB [°]	$R_e$ [m]
1	0.025	500	2.5	8	15	0.25	10	0.07
2	0.025	500	2.5	7	15	0.25	10	0.07
3	0.025	500	2.5	6	15	0.25	10	0.07

Avec

ALB angle de diffusion

LB largeur de la base de diffusion prise égale à la largeur de la plaque du clou (0.25mx0.25m);

Le rayon équivalent est calculé de la manière suivante :

$R_e = \alpha R_{\text{forage}}$  avec  $\alpha$  coefficient de bulbe pour IGU

$R_e = 1.05 \times 0.133/2$  (dans les remblais)

### 5.1.2 Résistance ultime des clous

La résistance ultime d'un clou est définie comme :

$$R_d = \frac{\min(R_{i,k}; R_{a,k})}{\gamma_M} \quad (\text{SIA 267, chapitre 11})$$

Avec

$R_{i,k}$  valeur caractéristique de la résistance interne;

$R_{a,k}$  valeur caractéristique de la résistance externe;

$\gamma_M$  coefficient de résistance  $\geq 1.35$ .

La résistance interne est calculée de la manière suivante :

$$R_{i,k} = (\pi \varnothing_{\text{barre}}^2 / 4) \times \sigma_e = 245 \text{ kN}$$

La résistance externe est égale à la résistance du scellement  $R_{sc}$  et est calculée à partir de  $q_s$  de la manière suivante :

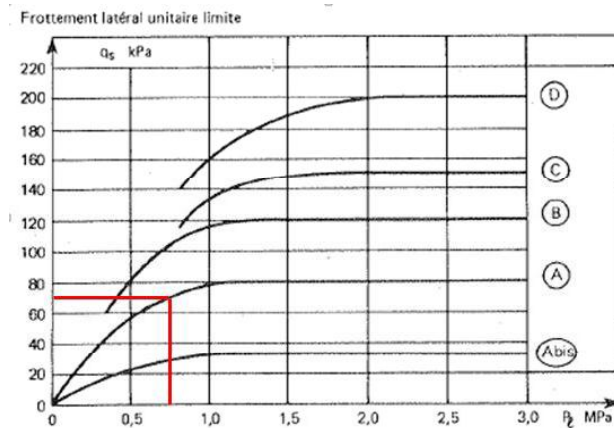
$$R_{a,k} = 2\pi R_e \times q_s = 30.7 \text{ kN/ml} \quad (\text{au niveau des remblais apportés}).$$

Avec  $q_s$ : résistance au frottement latéral = 70 kPa (à noter que des essais d'arrachement devront être prévus pour validation de la valeur du frottement latéral)

Soit 245.7 kN pour un clou de 8m de longueur.

La valeur de  $q_s$  considérée dans nos calculs est basée sur l'abaque du DTU13.2 pour une pression limite de Ménard PI de 0.7 MPa (courbe A pour les clous pour une injection globale unitaire, IGU).

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs



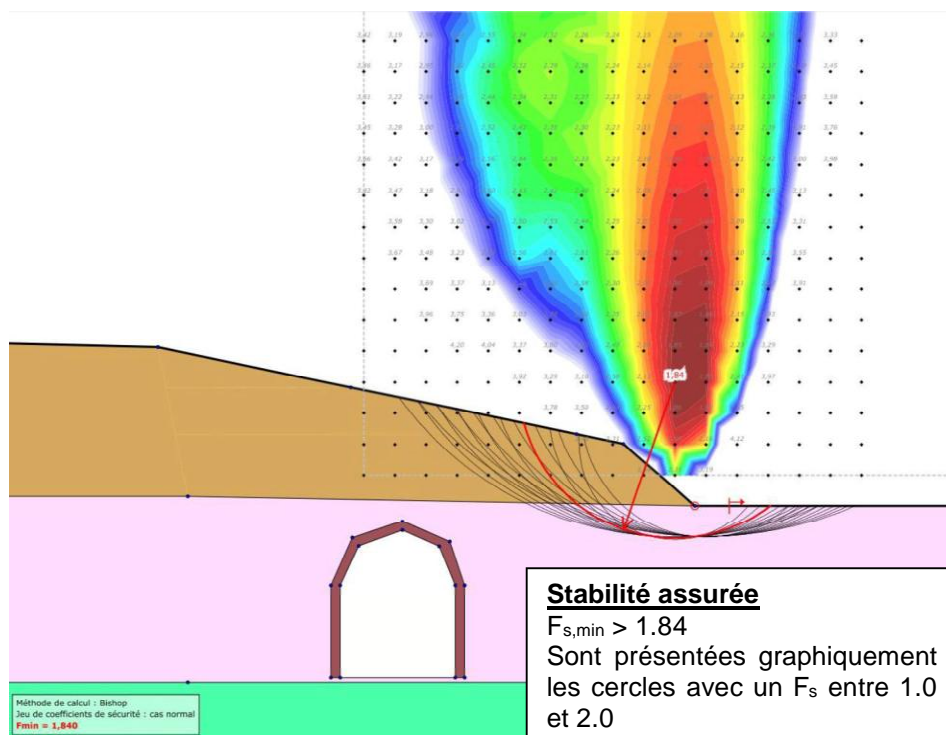
D'où la résistance ultime d'un clou de 8m de long :

$$R_d = \frac{\min(245kN; 245.7kN)}{1.35} \approx 245kN$$

### 5.1.3 Résultats de calcul

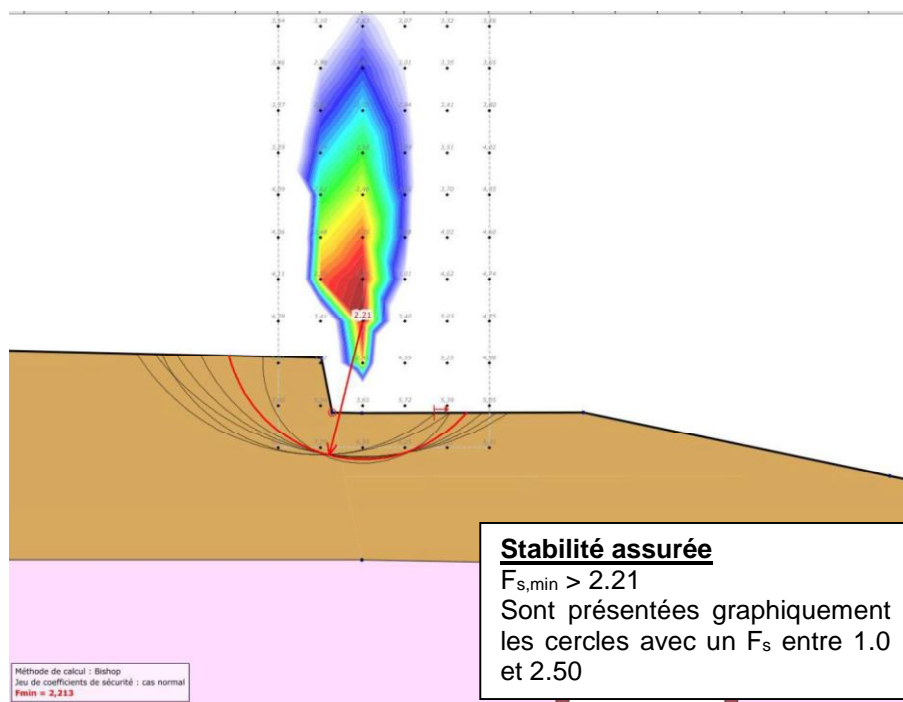
Ci-dessous sont présentés les cercles de rupture pour différentes étapes d'excavation.

**Etat initial** : le talus existant a un facteur de sécurité initial contre le glissement de 1.84.

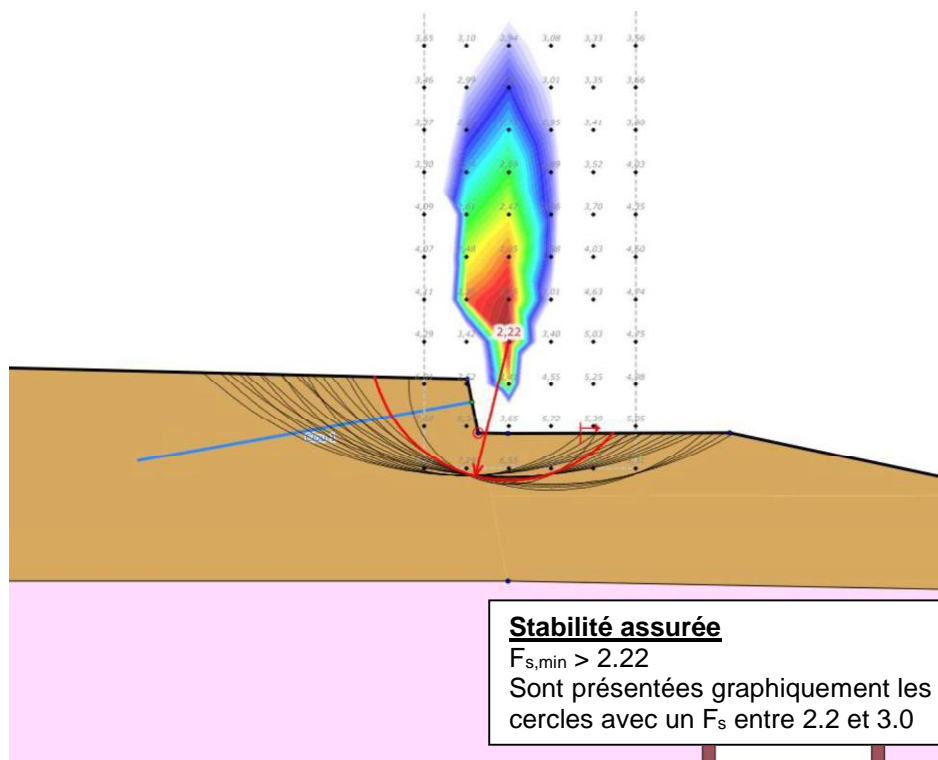


**Etape 1** : excavation de profondeur  $\Delta z = 1,30m$

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

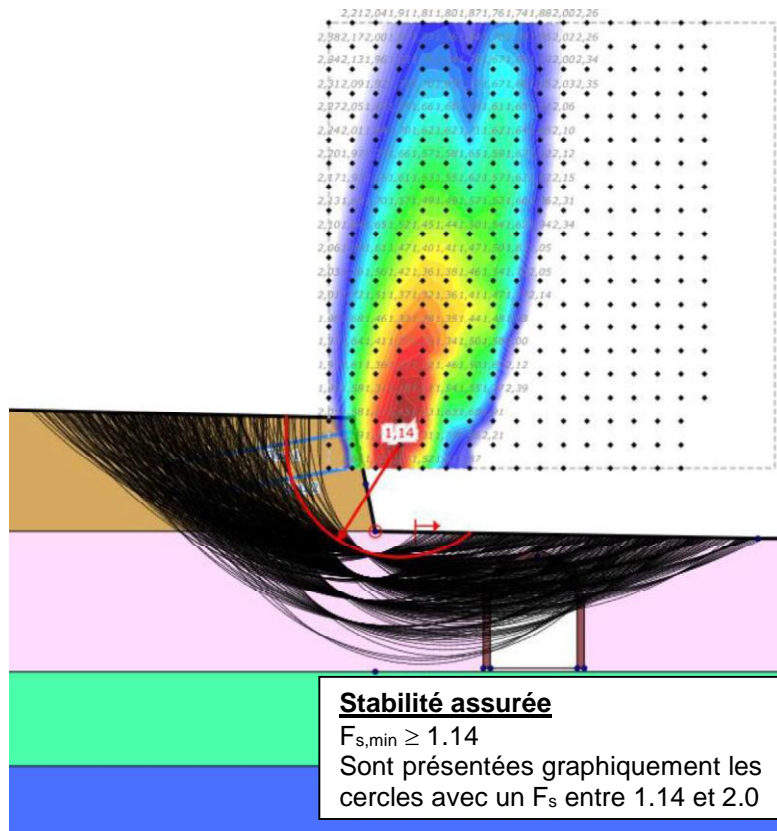


**Etape 2 :** mise en place de la première rangée de clou et excavation supplémentaire de  $\Delta z = 1.5$  m

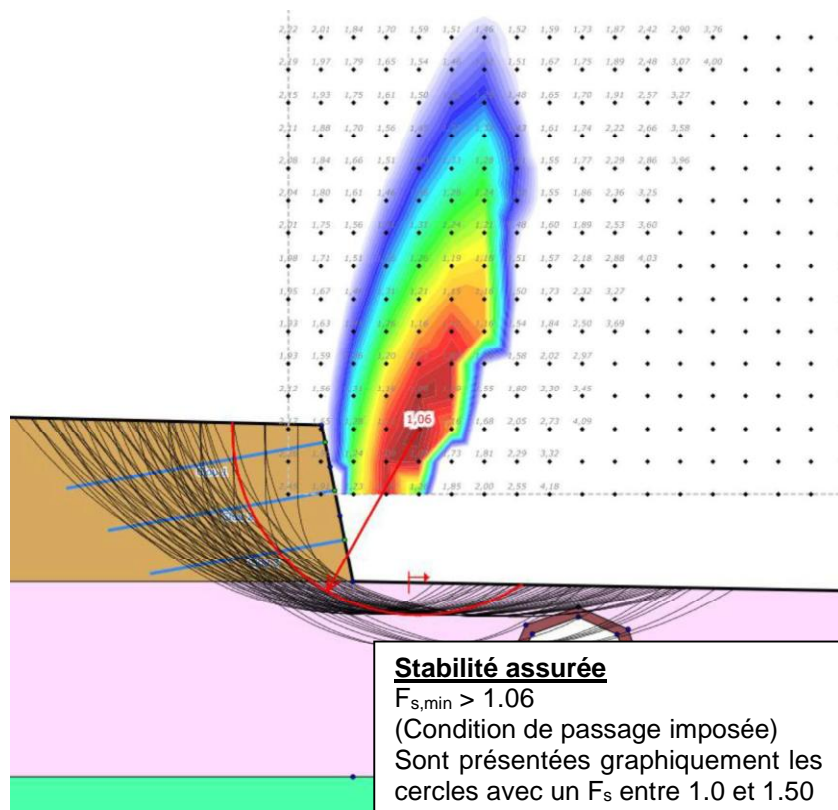


**Etape 3 :** Mise en place de la deuxième rangée de clous et excavation supplémentaire de  $\Delta z = 2$  m (atteinte du niveau de la plateforme de travail)

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs



Étape finale : Mise en place de la dernière rangée de clous.

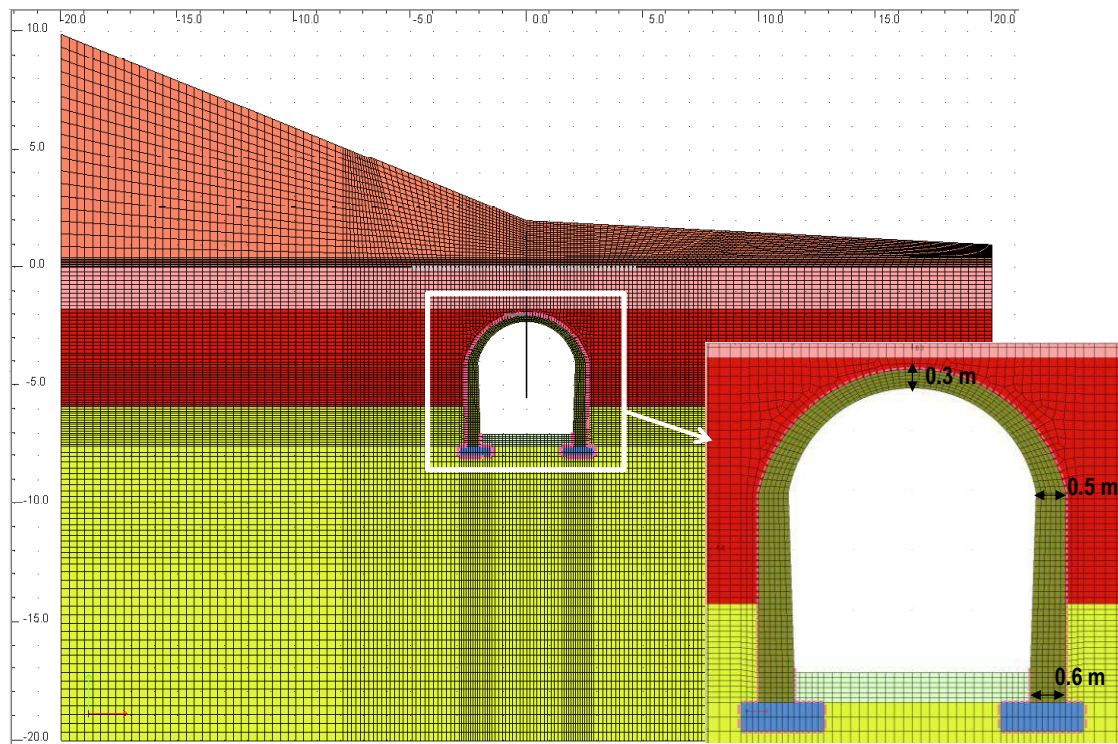


## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

### 5.2 Vérification de la stabilité du tunnel existant

La stabilité du tunnel existant pendant les travaux est vérifiée à l'aide d'un calcul aux éléments finis réalisé sur le logiciel Zsoil.

La géométrie du modèle est présentée sur la figure suivante.



Il est à noter que des hypothèses ont été considérées sur le type de fondations (semelle filante) ainsi que sur leur géométrie.

Le comportement mécanique des sols encaissant est modélisé avec la loi constitutive Mohr-Coulomb. Les paramètres géotechniques pour les différentes couches sont présentés en annexe 1. Les moellons sont considérés comme un béton de faible résistance de classe C16/20 et ils sont également modélisés avec la loi constitutive Mohr-Coulomb combinée avec une limite de rupture en traction anticipée (Cut-off) afin d'éviter la génération de toute contrainte en traction ( $\sigma_t=0$ ). La cohésion des moellons est estimée selon la relation suivante qui est déduite du critère de rupture Mohr-Coulomb en considérant la résistance du matériau sous la compression uniaxiale ( $\sigma_3=0$  et  $\sigma_1=\sigma_c$ ).

$$c' = \frac{1 - \sin \phi'}{2 \cos \phi'} \sigma_c$$

La cohésion des moellons est estimée à 3.3MPa en considérant un angle de frottement de 45°. Les phases suivantes sont considérées pour ce calcul :

- initialisation des contraintes;
- terrassement en surface;



## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

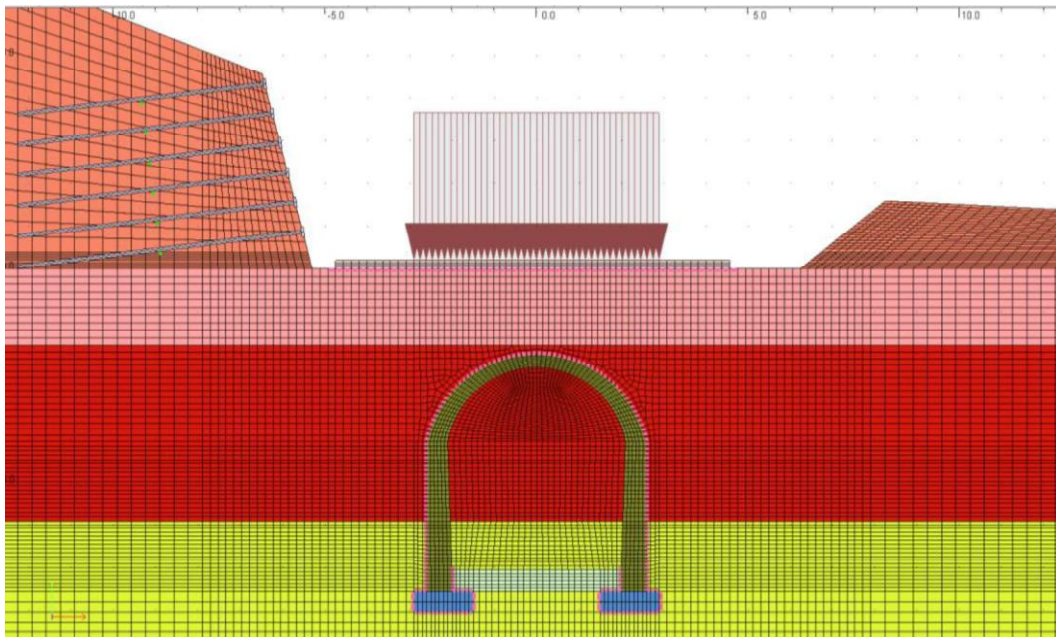
- mise en place de la charge induite par la machine de foreuse des pieux.

Afin de considérer l'effet de l'emplacement le plus critique de cette surcharge dû aux manœuvres de la machine en tête de tunnel, trois emplacements différents sont considérés pour la dernière phase du calcul.

Les trois cas étudiés sont :

- charge centrée par rapport à l'axe du tunnel;
- charge excentrée à gauche (côté pente, Sud);
- charge excentrée à droite (côté Nord).

Les charges sont appliquées sur une dalle en béton d'une épaisseur de 20 cm telle que présenté sur la figure suivante.

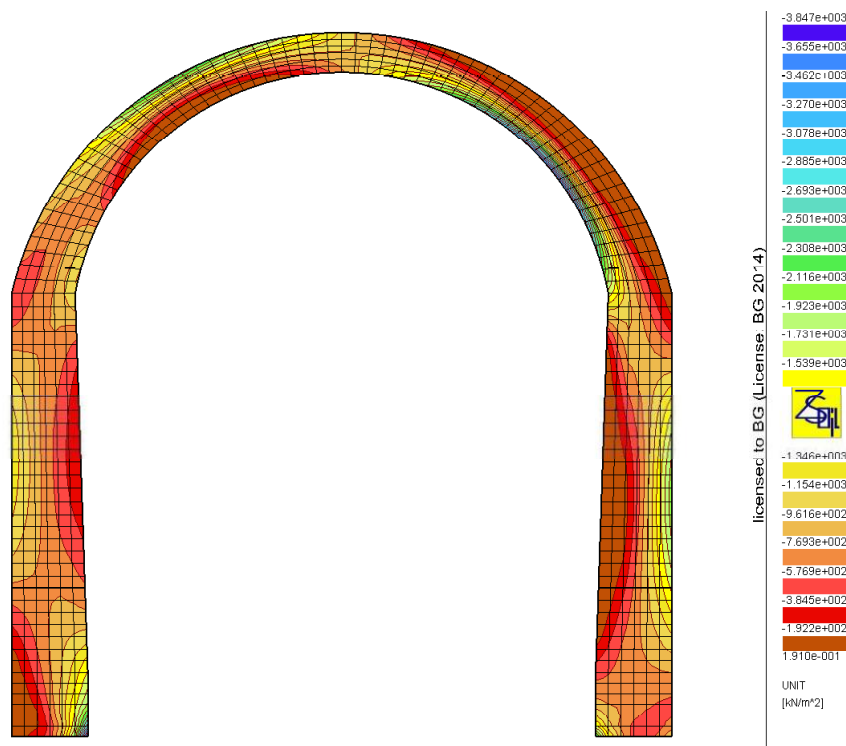


En ce qui concerne la charge de la machine, une contrainte répartie de 84 kPa est considérée sur la plateforme. Cette contrainte correspond au poids d'une foreuse de type Liebherr LB 24, 76t avec des chenilles de 5.63 m x 0.80 m.

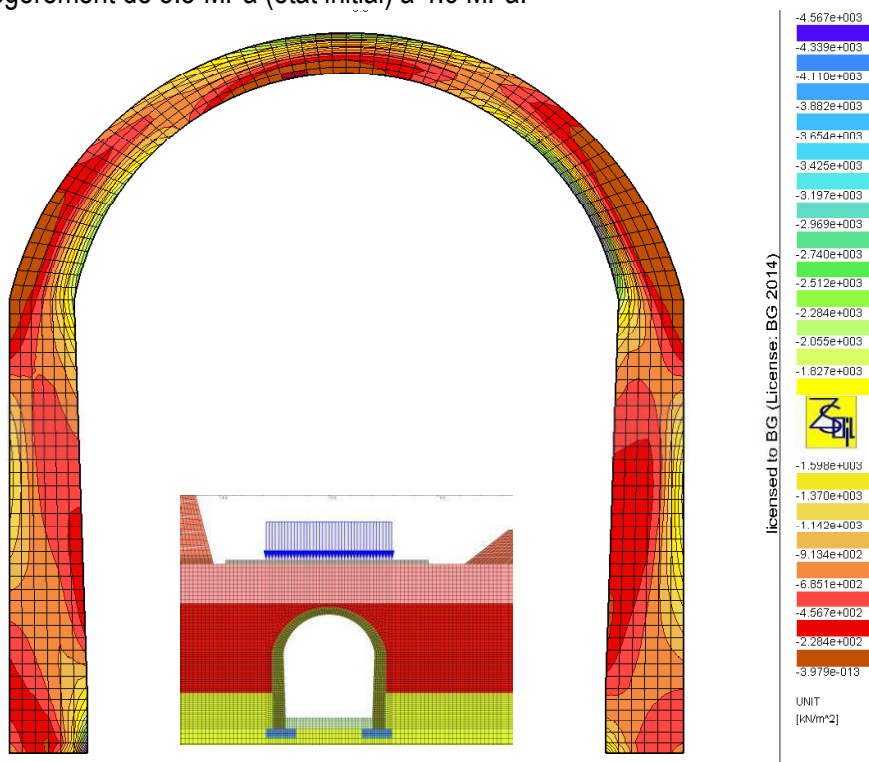
La figure suivante présente la répartition de la contrainte principale majeure (compression en négative) dans les moellons après l'initialisation des contraintes dans le massif. Une contrainte de compression maximale de 3.8 MPa est constatée dans la partie voûte du tunnel. Cette valeur est inférieure à la valeur limite en compression considérée pour les moellons ( $\sigma_c=16$  MPa). L'asymétrie des contraintes dans le revêtement du tunnel est due à celle des contraintes de sol appliquées de part et d'autre par la présence du terrain en pente sur la partie avale du tunnel.



## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

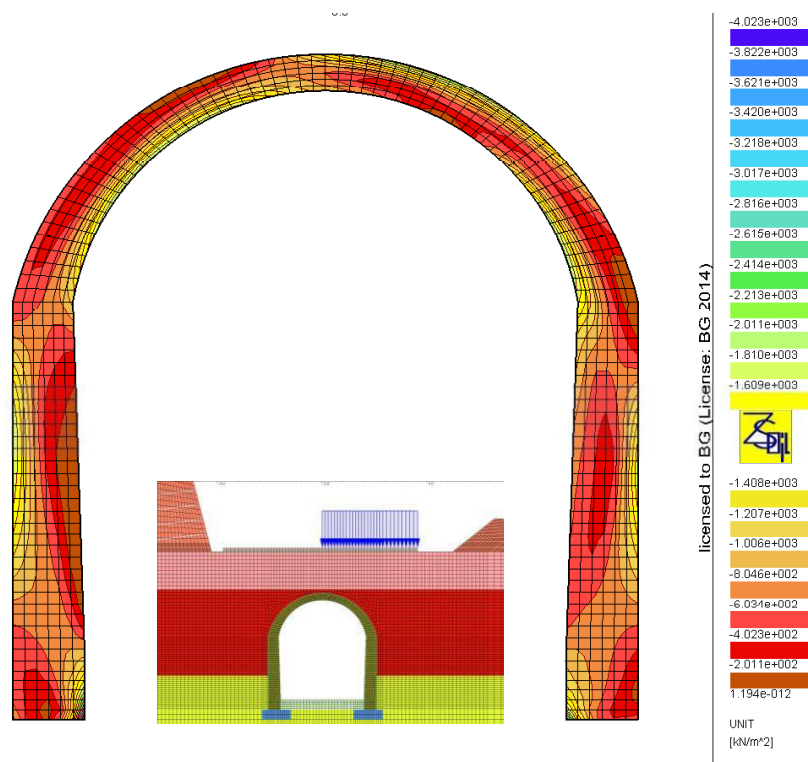
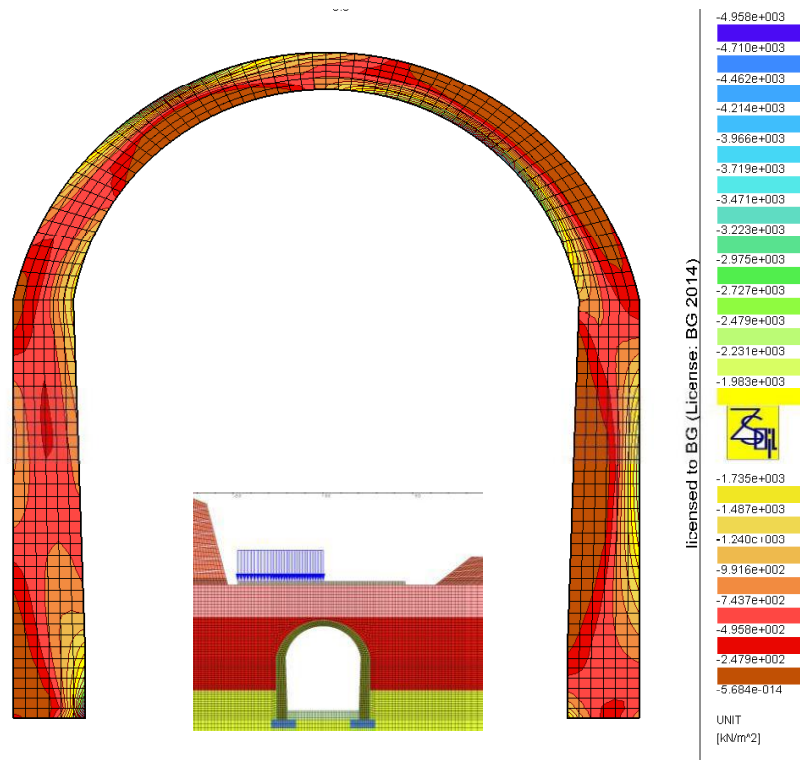


La figure suivante présente la contrainte majeure après la mise en place de la charge de la foreuse dans le cas d'une charge centrée. Cette figure montre que la contrainte dans le revêtement augmente légèrement de 3.8 MPa (état initial) à 4.6 MPa.



## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

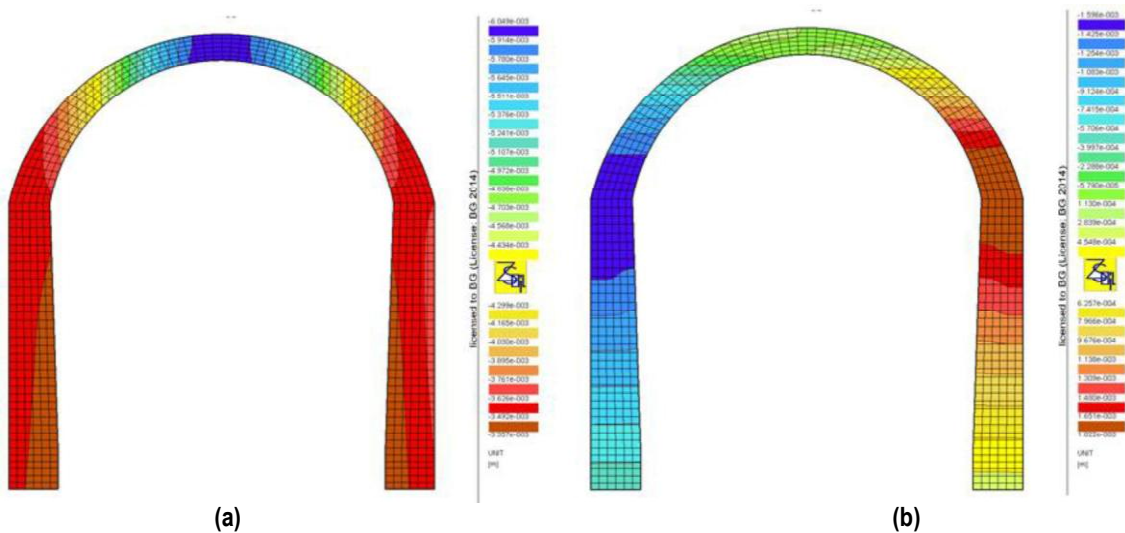
Les contraintes dans le revêtement du tunnel pour une charge excentrée à gauche et à droite sont présentées sur les figures suivantes. La contrainte majeure en compression est respectivement de 5.0 MPa et de 4.0 MPa pour ces deux cas de chargement.



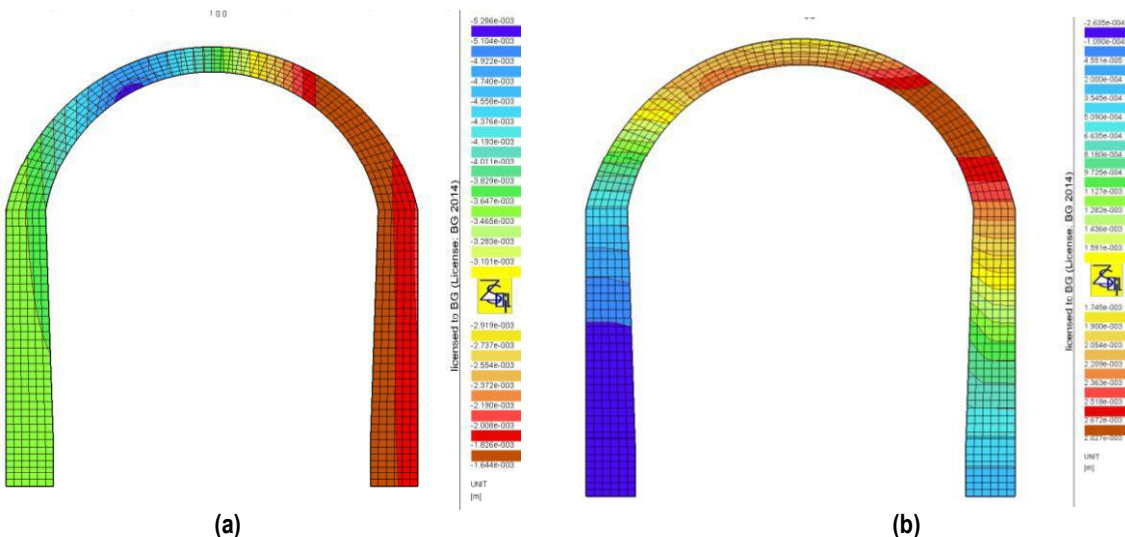
## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

Ces calculs montrent que l'augmentation maximale de la contrainte en compression dans le revêtement du tunnel due à la mise en place de la machine de foreuse est de 1.2 MPa (cas de charge excentrée à gauche) et la contrainte en compression maximale calculée (5.0 MPa) reste toujours admissible vis-à-vis de la résistance à la compression supposée des moellons.

Les figures suivantes montrent le déplacement vertical et horizontal du tunnel après la mise en place de la machine de foreuse pour les trois cas de charge. Les déplacements des moellons dus à la décharge du terrain lors de la phase du terrassement n'ont pas été inclus dans ces résultats.

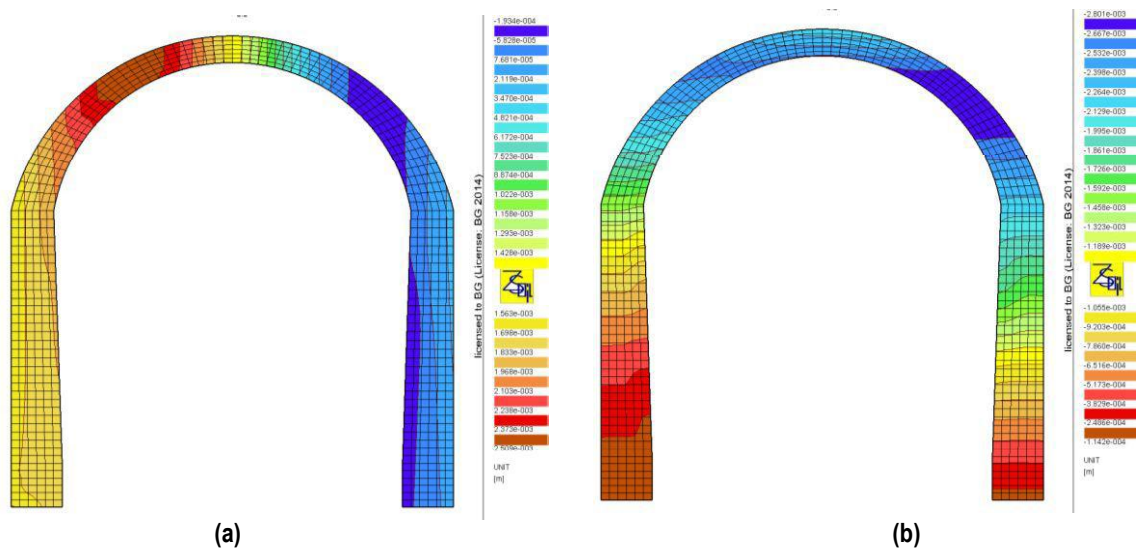


Déplacement vertical (a) et horizontal (b) cas avec une charge centrée



Déplacement vertical (a) et horizontal (b) avec une charge excentrée à gauche

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs



Déplacement vertical (a) et horizontal (b) avec une charge excentrée à droite

Ces calculs montrent que le déplacement vertical maximum calculé avec le cas de la charge centrée est de 6mm en clé de voûte. Concernant le déplacement horizontal maximum, c'est le cas de la charge excentrée à gauche qui est le plus critique avec un déplacement de 2.8mm.

Ces déplacements peuvent être utilisés comme une première indication afin d'établir un plan de surveillance du tunnel pendant les travaux.

### 5.3 Stabilité de la double paroi des pieux

Il s'agit du tronçon le plus représentatif sur 140 m situé entre km 10.946 et km 11.086. Le modèle considéré est celui d'un cadre rigide constitué de deux parois de pieux et d'une dalle de couverture en béton armé. Deux types de calculs sont réalisés conjointement afin de déterminer les efforts dans les pieux et les déformations de la paroi.

Dans un premier temps, un calcul de stabilité est effectué sur le logiciel Rido version 4.20.q avec le module Birido pour déterminer les pressions des terres de part et d'autre de la paroi dans un état initial d'équilibre. L'effet de l'asymétrie des charges (terrain en pente côté aval) est pris en compte en majorant le coefficient de poussée des terres au repos  $K_0$  par  $(1+\sin\beta)/\cos\beta$  tel que préconisé par la norme SIA.

La dalle dans ce modèle est considérée comme un bouton. Il est à noter que ce logiciel ne permet pas de modéliser directement l'effet de l'encastrement des pieux dans la dalle. Pour cette raison, les pressions obtenues sont extrapolées ensuite vers un modèle cadre (calcul par éléments finis Z\_soil). Les moments obtenus sont réintroduits ensuite dans le modèle Birido pour tenir compte de l'effet d'encastrement des pieux dans la dalle et de la nouvelle répartition des contraintes derrière la paroi.

Une fois les résultats de calculs comparés, l'effet du chargement final par remblayage sur la dalle et la paroi est pris en compte dans le modèle cadre.

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

Pour estimer les déformations finales de la paroi, les nouveaux moments sont à nouveau réintroduits dans le modèle Birido.

### 5.3.1 Hypothèses de calculs

Les hypothèses de calculs considérées pour le calcul RIDO sont les suivantes :

- caractéristiques des pieux: Diamètre = 1000 mm; Longueur = 11 m ;  $E_y = 10 \text{ GPa}$ ;
- caractéristiques de la dalle: Epaisseur = 0.9 m; Longueur = 7.2 m ;  $E_y = 10 \text{ GPa}$ ;
- le poids des terres côté non excavé est pris en compte en utilisant une surcharge de type Boussinesq. La surcharge est répartie uniformément à partir de 1 m des parois sur une distance de 50 m. Elle correspond à une épaisseur de remblais de 5,5 m pour le côté amont et de 2,0 m d'épaisseur pour le côté aval.

La poussée des terres au repos côté amont est majorée par l'effet de l'inclinaison  $\beta$  de la pente correspondant à  $(1+\sin(\beta))/\cos(\beta)$

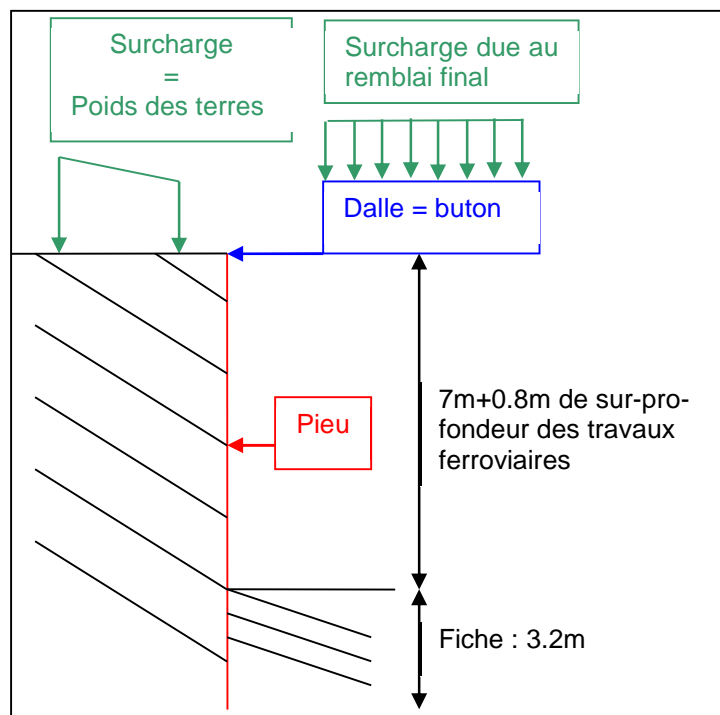


Figure 6 : Géométrie de calcul des pieux considérée dans le calcul Birido

Les situations d'ELS et d'ELU sont calculées en multipliant les paramètres et actions par les facteurs de sécurité préconisés par la norme SIA261 et SIA 267. Le tableau suivant en fait la synthèse.

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

Etat limite	Ka	Kp	C'	tan $\varphi'$	Actions permanentes	Actions variables
ELS	1	1	1	1	1	1.1
ELU type 2 (Ka/Kp)	1.35	0.7	1	1	1.35	1.5
ELU type 2 (C'/ $\varphi'$ )	1	1	1/1.5	1/1.2	1.35	1.5

A noter qu'un défaut de butée dû à une sur-excavation de 0.5 m est déjà considéré dans ces calculs.

### Surcharge sur la dalle de couverture

La dalle de couverture est ici calculée au niveau du profil n°25, là où la surcharge de terrain est la plus importante.

Les charges sont les suivantes :

- le poids du terrain sus-jacent varie avec la pente du terrain naturel selon le schéma suivant :



- la surcharge due à la neige est de 7.75 kN/m, selon la norme SIA 261 :

$$q_{neige} = \left( 1 + \left( \frac{1300 + 200}{350} \right)^2 \right) \times 0.4 = 7.75 \text{ kN/m}^2$$

- enfin, le poids propre est fonction de l'épaisseur de la dalle. La masse volumique est prise égale à 25 kN/m³.

### Combinaison des actions

La combinaison d'actions suivante est à étudier : 1.35 terrain + 1.5 neige + 1.35 poids propre.



Les sollicitations sont les suivantes avec une épaisseur de dalle de 90 cm :

Surcharge	ELS	ELU (Ka/Kp)
q <sub>1</sub> [kN/m]	-76	-114.2
q <sub>2</sub> [kN/m]	-36	-60.2

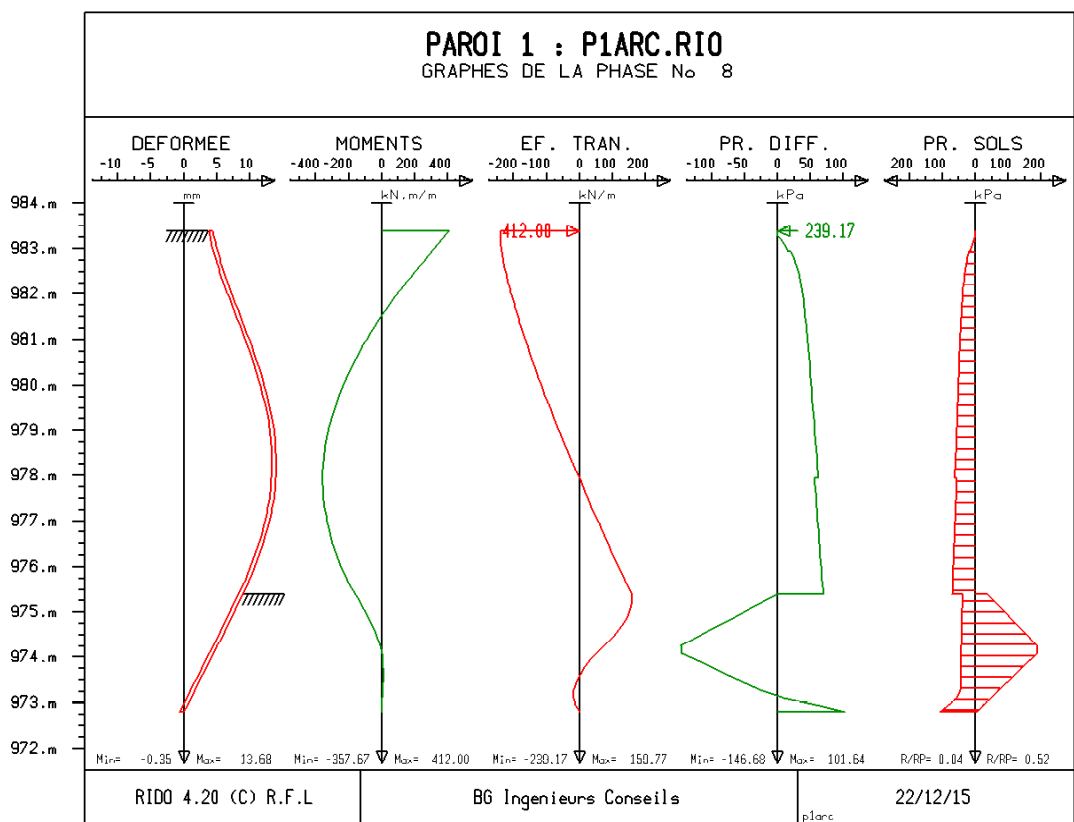


## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

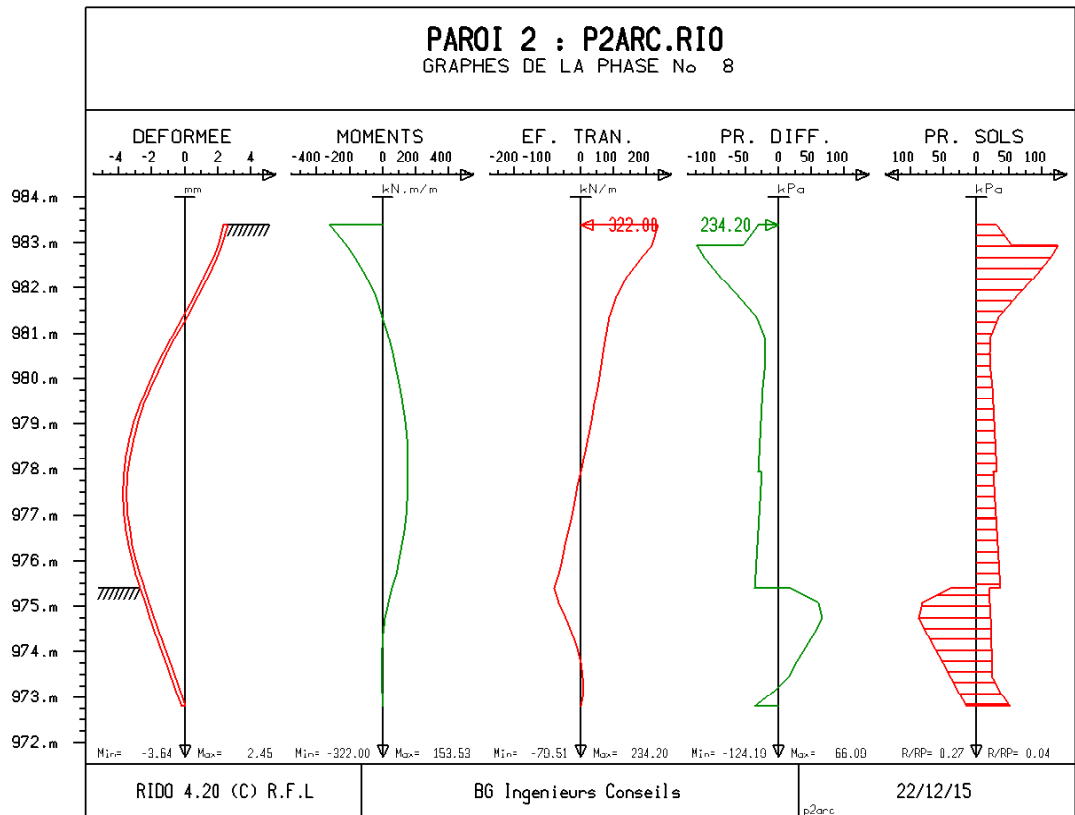
### 5.3.2 Résultats de calculs Birido

Les résultats détaillés de calcul sont présentés en annexe 2 et les efforts obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous pour les différentes situations. Il est à noter que le moment d'encastrement en tête des pieux à la connexion avec la dalle de couverture est calculé avec le logiciel Z\_soil et les résultats sont présentés ensuite au § 5.3.3.

Une présentation schématique des efforts obtenus à l'ELS est présentée sur les figures suivantes. Ce cas de charge correspond à l'état d'équilibre des parois après terrassement et réalisation de la dalle de couverture.



## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs



Résultats de calcul Birido : cas de charge (ELS) après terrassement et réalisation de la dalle

Situation	Valeur maximale	Unité	Paroi 1	Paroi 2
ELS	déformée	[mm]	12	3
	Moment, M	[kNm/m]	412	322
	Effort tranchant, V	[kN/m]	239	234
	Rapport de butée mobilisable/mobilisée < 0.66		0.52	0.27
ELU Ka/Kp	Moment, M	[kNm/m]	629	461
	Effort tranchant, V	[kN/m]	342	335
	Rapport de butée mobilisable/mobilisée < 1		0.76	0.43
ELU c/phi	Moment, M	[kNm/m]	637	446
	Effort tranchant, V	[kN/m]	324	314
	Rapport de butée mobilisable/mobilisée < 1		0.83	0.47

### 5.3.3 Résultats de calculs cadre (Zsoil)

Il s'agit d'un calcul type cadre avec appui simple en pied. La charge appliquée sur les montants du cadre est la pression des terres issue des résultats Birido des situations ELS et ELU type 2.

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

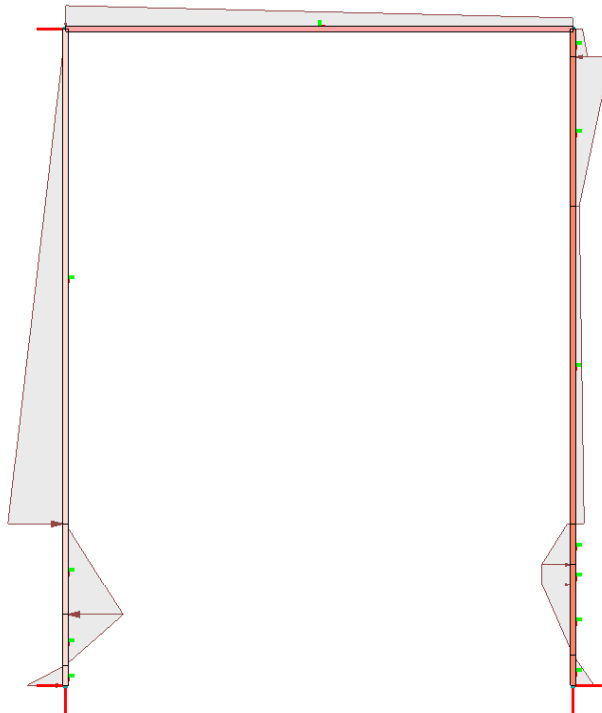


Figure 17 : géométrie du cadre considéré dans le calcul  $Z_{soil}$

Le déplacement en pied de paroi des situations ELS, ELU  $K_a/K_p$  et ELU  $c/\phi$  de BIRIDO sont appliqués aux appuis simples du cadre.

Déplacement imposé	ELS	ELU ( $K_a/K_p$ )	ELU ( $c/\phi$ )
appui paroi 1 [mm]	-0.92	1.71	4.63
appui paroi 2 [mm]	0,69	0.83	0.41

Le déplacement en tête de paroi des situations ELS, ELU  $K_a/K_p$  et ELU  $c/\phi$  de BIRIDO sont appliqués à la connexion de la paroi de pieux droite et la dalle de couverture.

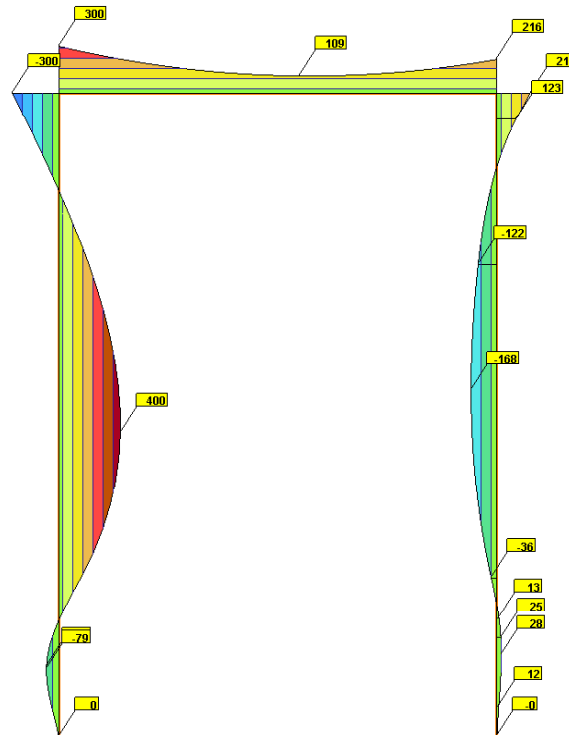
Déplacement imposé	ELS	ELU ( $K_a/K_p$ )	ELU ( $c/\phi$ )
appui paroi 1 [mm]	4.31	7.13	6.17

### 5.3.4 Résultats du calcul $Z_{soil}$

Les résultats dans les différents éléments du cadre sont présentés schématiquement puis résumés dans le tableau ci-dessous.

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

### Cas ELS : Après mise en place de la dalle



(a)



(b)

Figure 18 : Efforts dans les parois et la dalle après réalisation de la dalle (ELS –calcul Z\_soil): (a) Moment (b) Effort tranchant

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

### Cas ELS : Après remblayage

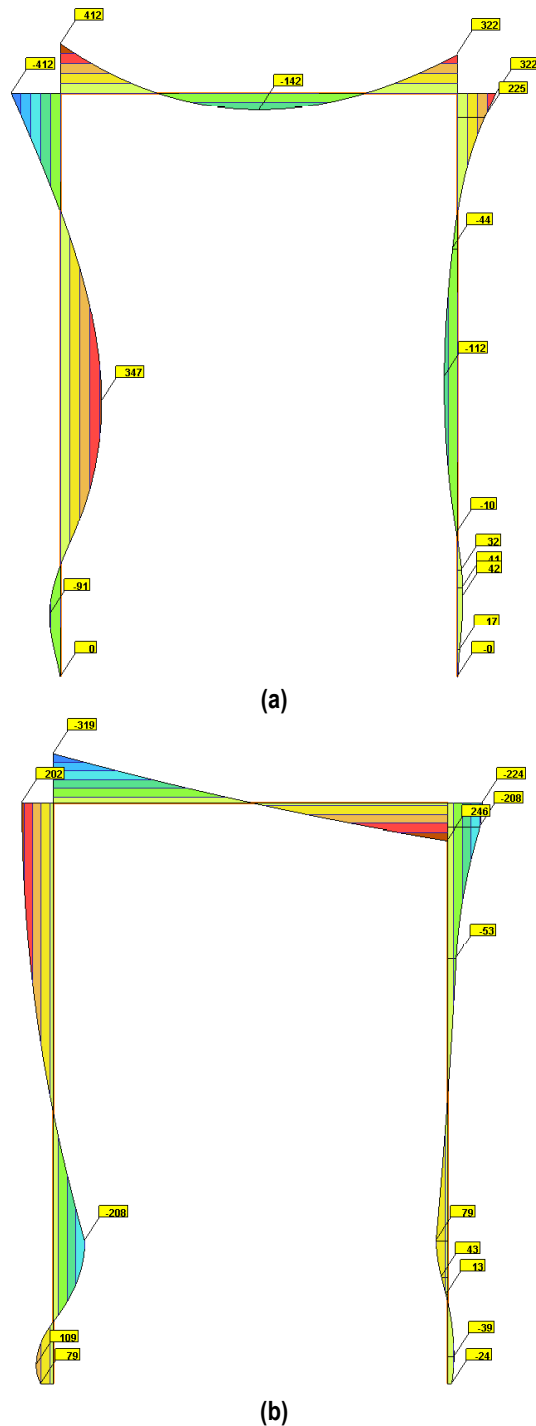


Figure 7 : Effort dans paroi et dalle après remblayage définitif (ELS –calcul Z\_soil): (a) Moment (b) Effort tranchant

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

### Armature dans les pieux

Pour déterminer les valeurs de calcul des efforts dimensionnant  $E_d$  dans les pieux de la berlinoise, il est procédé à une comparaison entre les valeurs déterminées à l'état limite de service majorées par 1.35 et les valeurs maximales obtenues aux deux situations des états limites :

$$E_d = \max (1.35 \times E_{ELS}; E_{Ka,Kp}; E_{C',\phi'})$$

Pour simplifier, les pieux des deux parois auront la même armature pour la flexion et l'effort tranchant.

Valeur de calcul du moment dans les pieux,  $M_{a,d}$  :

$$M_{a,d} = \max (1.35 \times 412; 629; 637) \times 1.8\text{m} = 1147 \text{ kN.m}$$

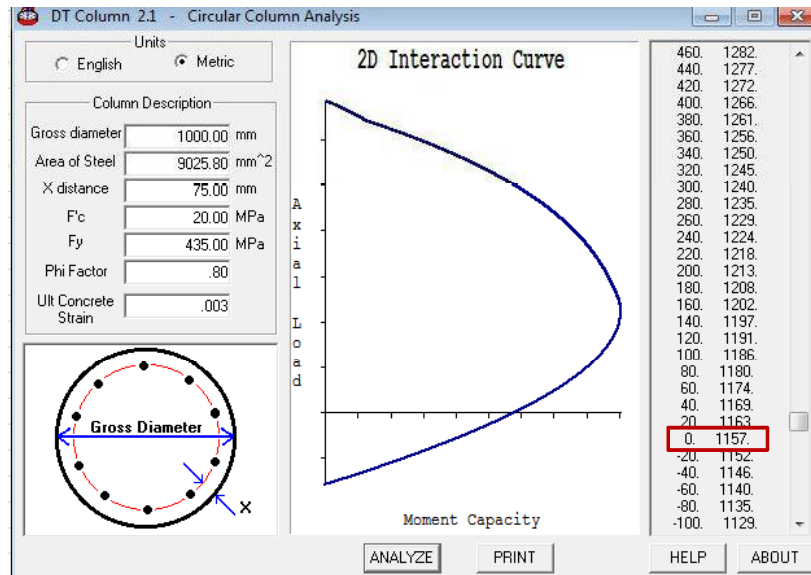
La courbe d'interaction effort normal-moment pour un pieu de 1000mm de diamètre est donnée ci-dessous.

Enrobage = 75mm;

$f_{cd}=20 \text{ MPa}$ ;

$f_{y,d}=435 \text{ MPa}$

Les pieux seront armés avec des barres 17  $\varnothing 26 \text{ mm}$  ce qui donne un  $M_{R,d}$  de 1157 kN.m.



Valeur de calcul de l'effort tranchant dans les pieux,  $V_{a,d}$  :

$$V_{a,d} = \max (1.35 \times 239; 342; 324) \times 1.8\text{m} = 616 \text{ kN}$$

La résistance interne au cisaillement du pieu peut être calculée par l'équation suivante :



## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

$$V_{Rd,s} = 0.7 \cdot A_{sw}/s \cdot Z \cdot \eta_i \cdot f_{sd} (\cot \alpha + \cot \beta) \cdot \sin \beta$$

Avec

$A_{sw}$  section de l'armature de cisaillement

$Z = 0.6$  à  $0.65 \cdot \Phi_{\text{pieu}}$  (bras de levier des forces intérieures)

$\eta_i = 0.8$  (facteur réducteur pour la résistance interne du pieu)

$f_{sd} = 435$  MPa valeur de calcul de la limite élastique de l'acier

$\alpha$  inclinaison du champ de compression ( $25^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ )

$\beta$  inclinaison de l'armature transversale (armature non inclinée  $\beta = 90^\circ$ )

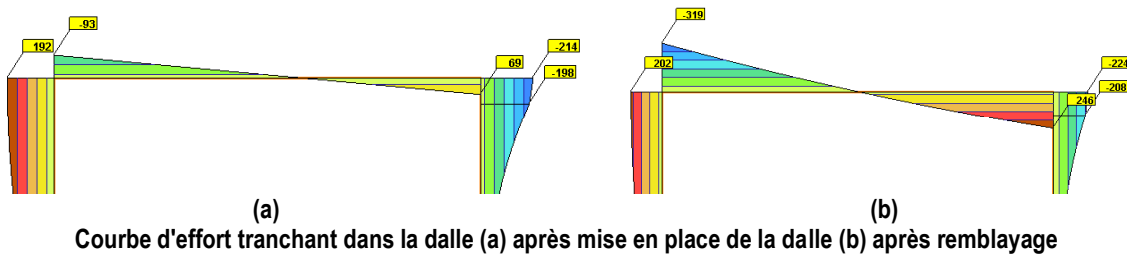
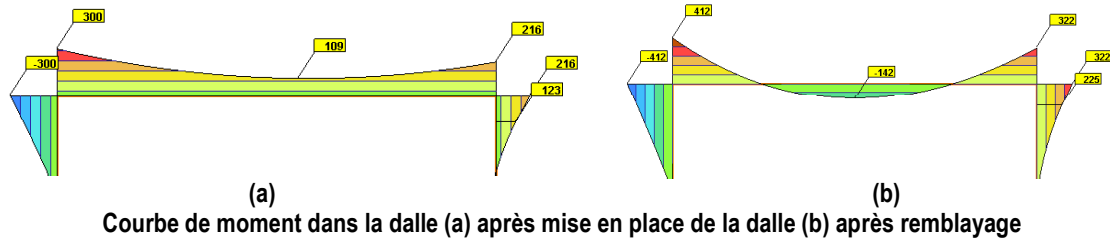
Pour des barres  $\varnothing 12 @ 100 \text{ mm}$  avec  $\beta = 90^\circ$  et  $\alpha = 25^\circ$ :  $V_{R,d} = 768 \text{ kN} > 616 \text{ kN}$

### Armature dans la dalle

De la même manière, l'armature de flexion et effort tranchant dans la dalle de couverture est basée sur la valeur de calcul des efforts dimensionnant  $E_d$  obtenus en fonction de la valeur maximale des situations des états limites:

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

- Situations ELS sans surcharge et après remblayage sur la dalle



Les efforts pour les trois situations déterminantes sont résumés dans le tableau ci-dessous. Les résultats de calcul sont présentés en annexe 3.

Situation	Effort maximal	Avant remblayage	Après remblayage
ELS	V [kN/ml]	93	319
	M+ [kN.m/ml]	300	412
	M- [kN.m/ml]	-	142
ELU type 2 Majoration $K_a$ Minoration $K_p$	V [kN/ml]	103	451
	M+ [kN.m/ml]	456	629
	M- [kN.m/ml]	-	166
ELU type 2 Réduction $C'/\varphi'$	V [kN/ml]	107	454
	M+ [kN.m/ml]	464	637
	M- [kN.m/ml]	-	170

Les efforts maximaux dans la dalle sont obtenus après les travaux de remblayage définitifs. Pour tenir compte d'un défaut d'encastrement dalle-pieu, les moments centraux sont majorés de 15%.

Valeur de calcul du moment dans les pieux,  $M_d$  :

$$M_{d^-} = \max (1.35 \times 142; 166; 170) \times 1.15\text{m} = 220 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{d^+} = \max (1.35 \times 412; 629; 637) = 637 \text{ kN.m/ml}$$

Pour simplifier, l'armature longitudinale principale, supérieure et inférieure de la dalle aura des barres de même diamètre.

Pour un enrobage = 35 mm;

$$f_{cd}=20 \text{ MPa};$$

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

$$f_{y,d}=435 \text{ MPa}$$

La dalle sera armée avec des barres longitudinales  $\varnothing 20@150\text{mm}$  ( $M_{R,d}=758 \text{ kN.m/ml}$ ).

Valeur de calcul de l'effort tranchant dans la dalle,  $V_d$  :

$$V_d = \max (1.35 \times 319; 451; 454) = 454 \text{ kN}$$

Pour des barres  $\varnothing 12@150\text{mm}$  soit  $V_{R,d} = 470 \text{ kN} > 454 \text{ kN}$

### 5.4 Stabilité du cadre paroi des pieux + mur de soutènement

Il s'agit du tronçon le plus court (12 m de long) et situé entre km 11.086 km et 11.098. Le modèle considéré est celui d'un cadre rigide constitué d'une part par le rideau de la paroi des pieux et d'autre part par un mur de soutènement haut de 8 m environ, les deux reliés par la dalle de couverture en béton armé.

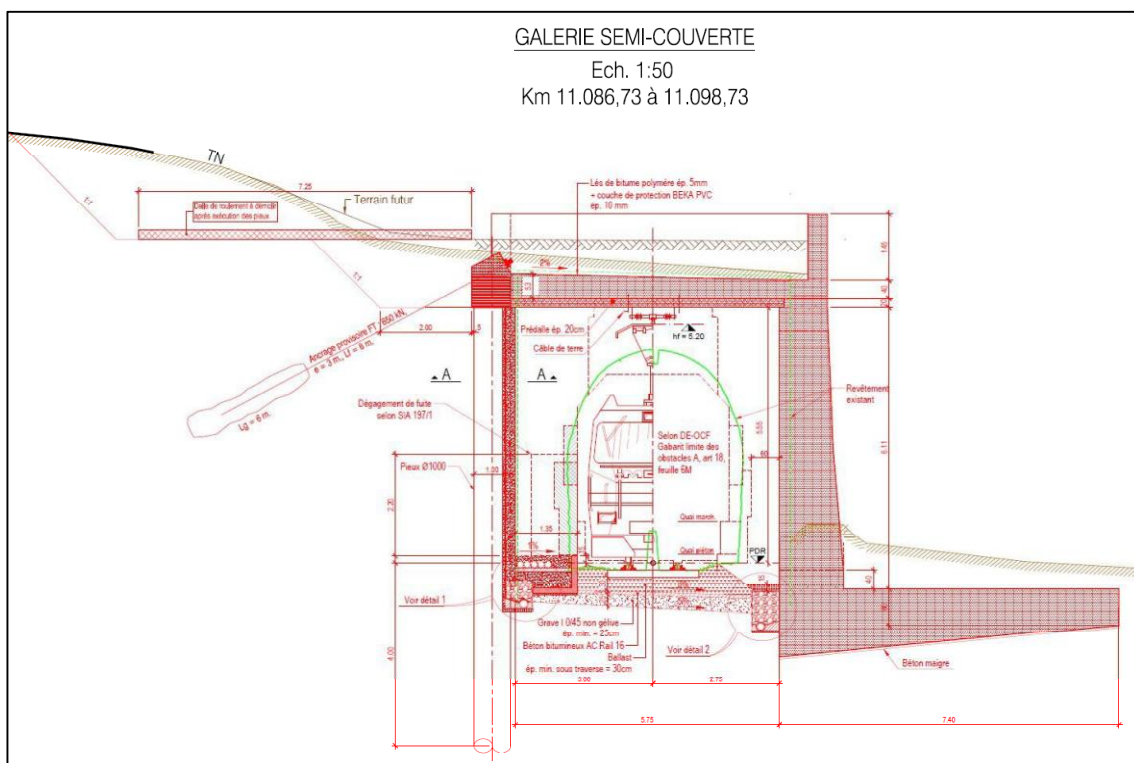


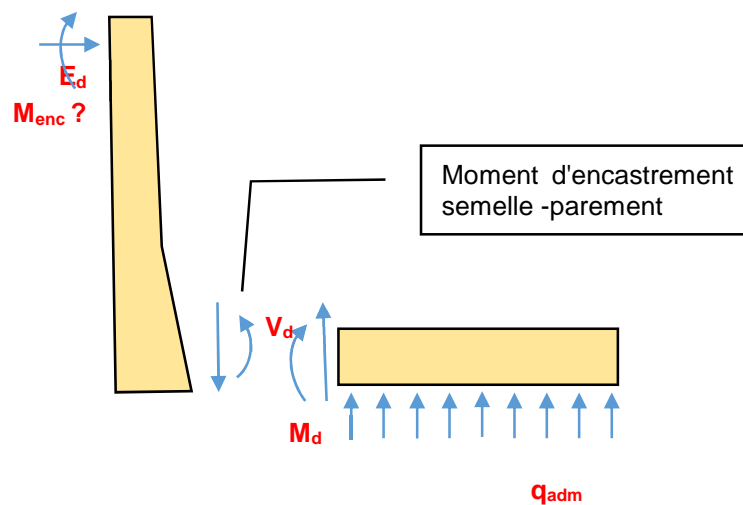
Figure 8: Cadre constitué d'une paroi des pieux et d'un mur de soutènement (portail amont)

Pour justifier les efforts dans les deux parois, un premier calcul de stabilité est effectué afin de déterminer les efforts dans la paroi des pieux. Le second calcul dont l'approche est détaillée ci-dessous consiste à déterminer le moment d'encastrement en tête du mur. Enfin, tous les efforts sont introduits dans un modèle mur sur le logiciel Larix pour justifier les conditions de stabilité du mur au renversement et au glissement selon les recommandations de la norme SIA.

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

### Approche de calcul

- justification de la stabilité de la paroi des pieux pour les différents états limites (calcul Rido). La dalle étant considérée comme un buton, estimation de l'effort en tête du mur;
- extrapolation des efforts sur un modèle cadre (modèle Z\_soil) pour déterminer les moments d'encastrement en tête du mur et de la paroi;



- enfin, une fois ces efforts déterminés, les conditions de stabilité du mur au renversement et au glissement sont vérifiées sur le logiciel Larix.

### 5.4.1 Stabilité de la paroi des pieux – portail amont

Le phasage des travaux prévus dans ce tronçon peut être résumé comme suit :

- terrassement côté montagne et réalisation de la dalle de roulement derrière la future paroi pour exécution des pieux;
- réalisation des pieux et mise en place d'un niveau de tirants d'ancrages provisoires en tête des pieux et espacés de 3.6 m. Ces ancrages assureront la stabilité provisoire de la paroi après démolition du tunnel existant;
- démolition du tunnel existant et réalisation du mur de soutènement;
- réalisation de la dalle de couverture.

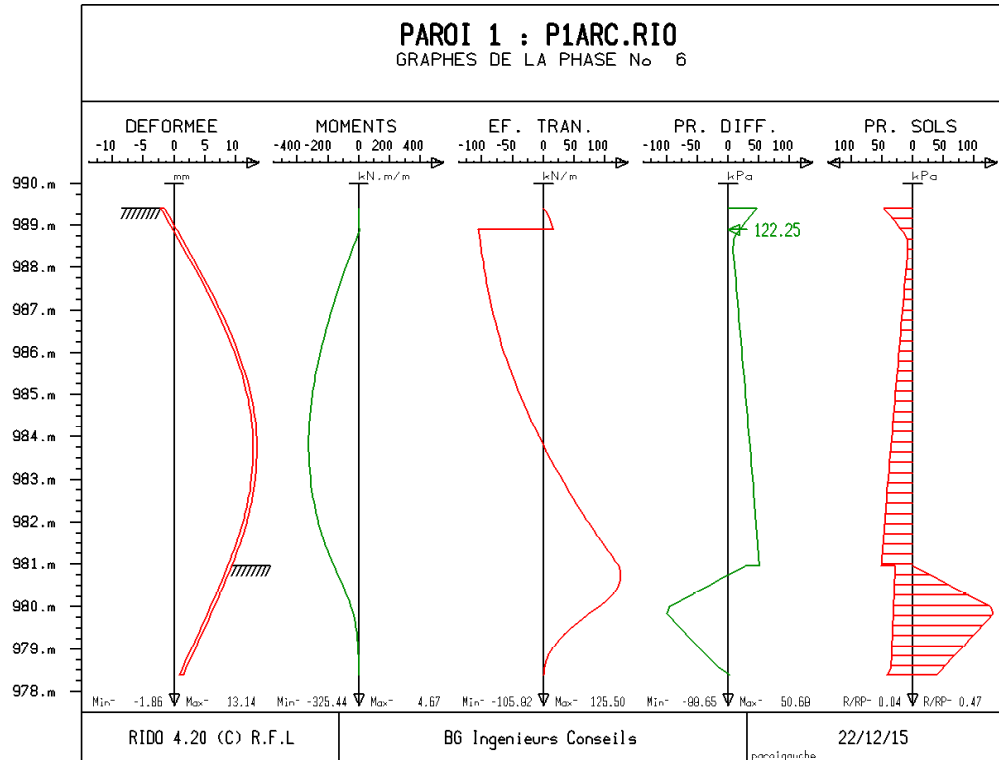
### Situations ELS avant remblayage sur la dalle

Force d'ancrage = 450 kN tous les 3.6 m

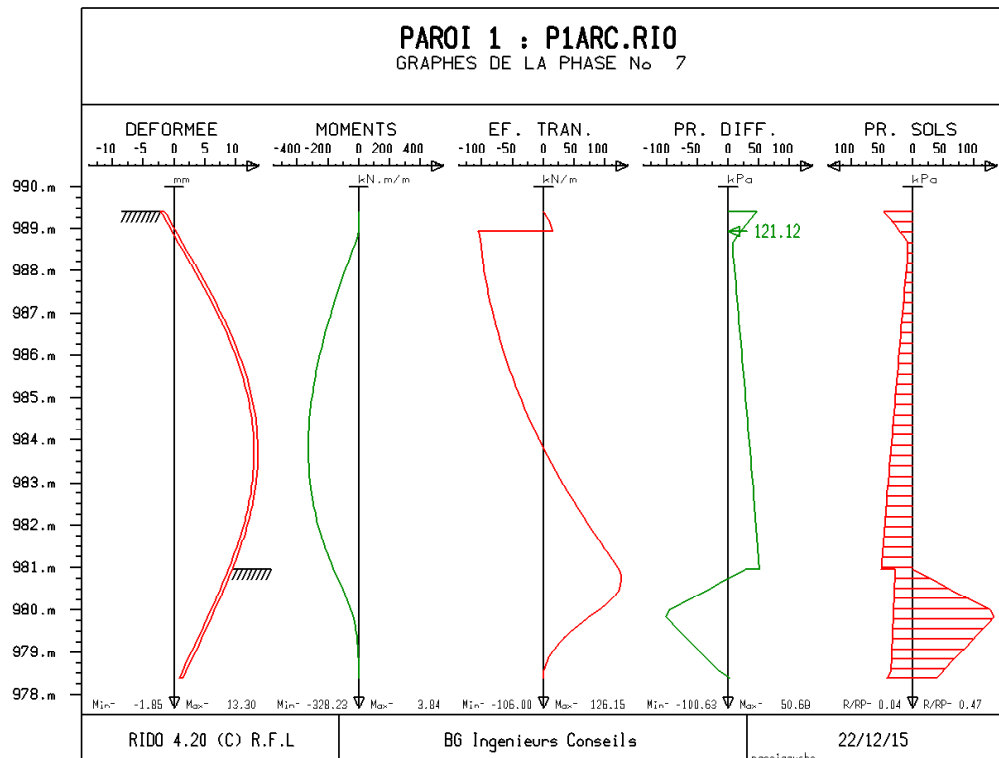
Les efforts dans la paroi sont :

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

### Phase mise en place des tirants et démolition du tunnel

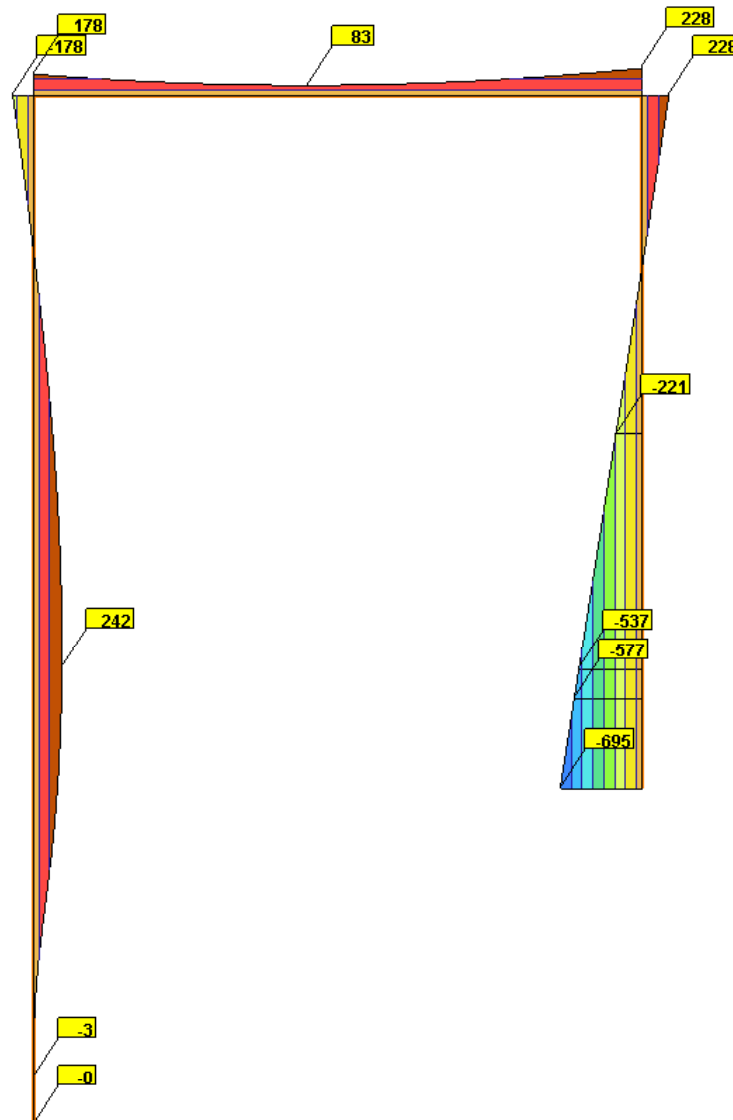


### Phase mise en place de la dalle de couverture



## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

Les pressions des terres sont ensuite utilisées pour le calcul cadre. Une hypothèse d'encastrement du parement du mur dans sa fondation est considérée pour ce calcul.



Efforts dans le cadre constitué par la paroi berlinoise et le mur de soutènement avant remblayage final

Les moments d'encastrement obtenus sont :

$M_{enc,p} = 178 \text{ kN.m/ml}$  en tête de paroi

$M_{enc,m} = 228 \text{ kN.m/ml}$  en tête de mur et  $M_{enc,p} = 695 \text{ kN.m}$  en pied de mur.

Ensuite, la charge des remblais est appliquée et les nouveaux moments d'encastrement sont :



## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs

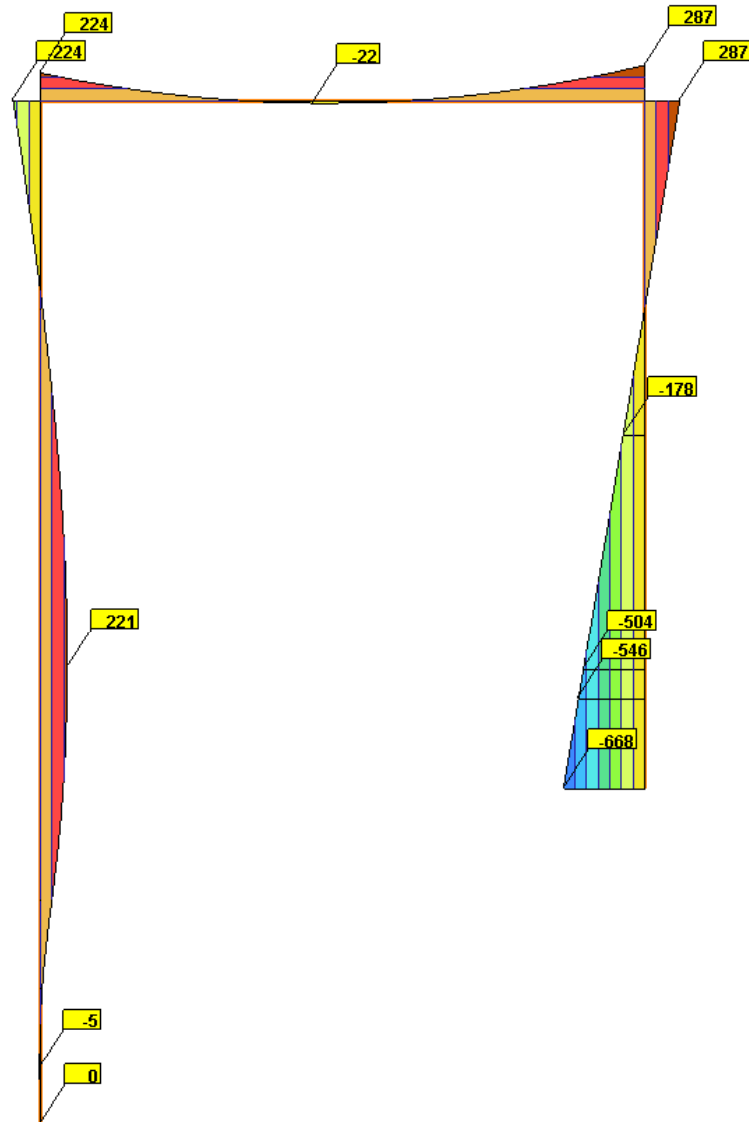


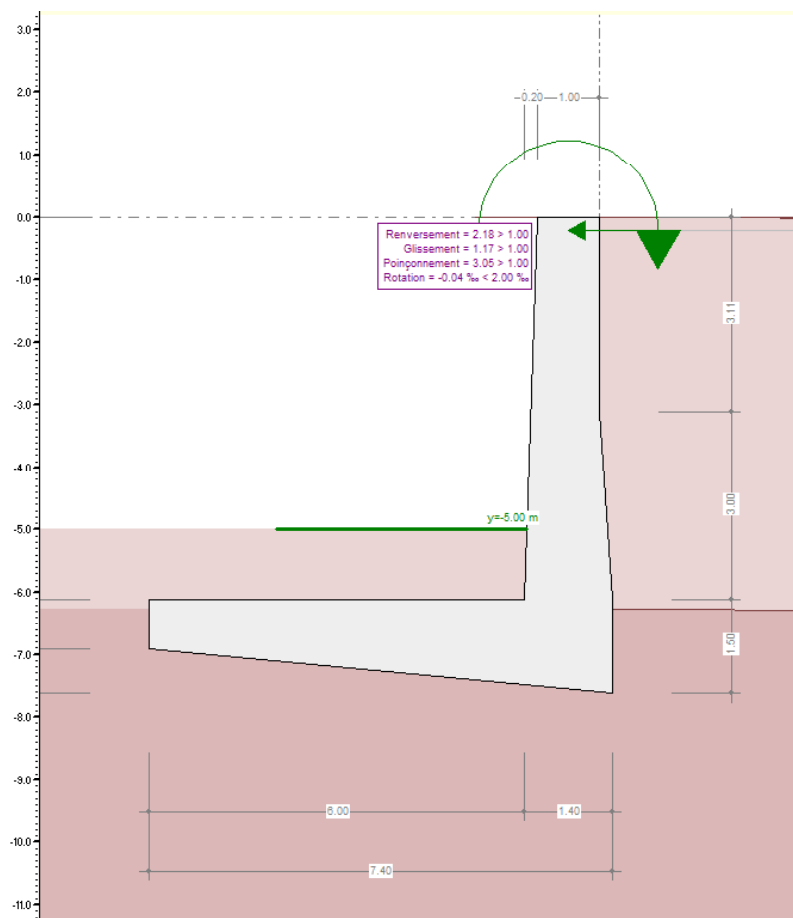
Figure 22: Efforts dans le cadre constitué par la paroi berlinoise et le mur de soutènement état final après remblayage

$M_{enc,p} = 224 \text{ kN.m/ml}$  en tête de paroi

$M_{enc,m} = 287 \text{ kN.m/ml}$  en tête de mur et  $M_{enc,p} = 668 \text{ kN.m}$  en pied de mur.

Les conditions de stabilité du mur sont vérifiées en intégrant le moment d'encastrement en tête ainsi que l'effort horizontal du bouton dans le calcul Larix dont les résultats de calcul sont présentés ci-dessous :

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs



Nota: l'espace vide du tunnel est modélisé avec un matériau de densité négligeable pour éviter les problèmes numériques du logiciel.

Il est noté que toutes les conditions de stabilité sont justifiées pour les différents états limites (renversement, glissement et poinçonnement).

Enfin, pour déterminer les efforts dans la paroi à l'état final (après remblayage), le moment d'encastrement est intégré dans le calcul RIDO et les résultats sont présentés ci-dessous:

Les valeurs maximales des efforts obtenus sont :

$M_{ELS,max} = 334 \text{ kN.m/ml}$  en ventre de paroi

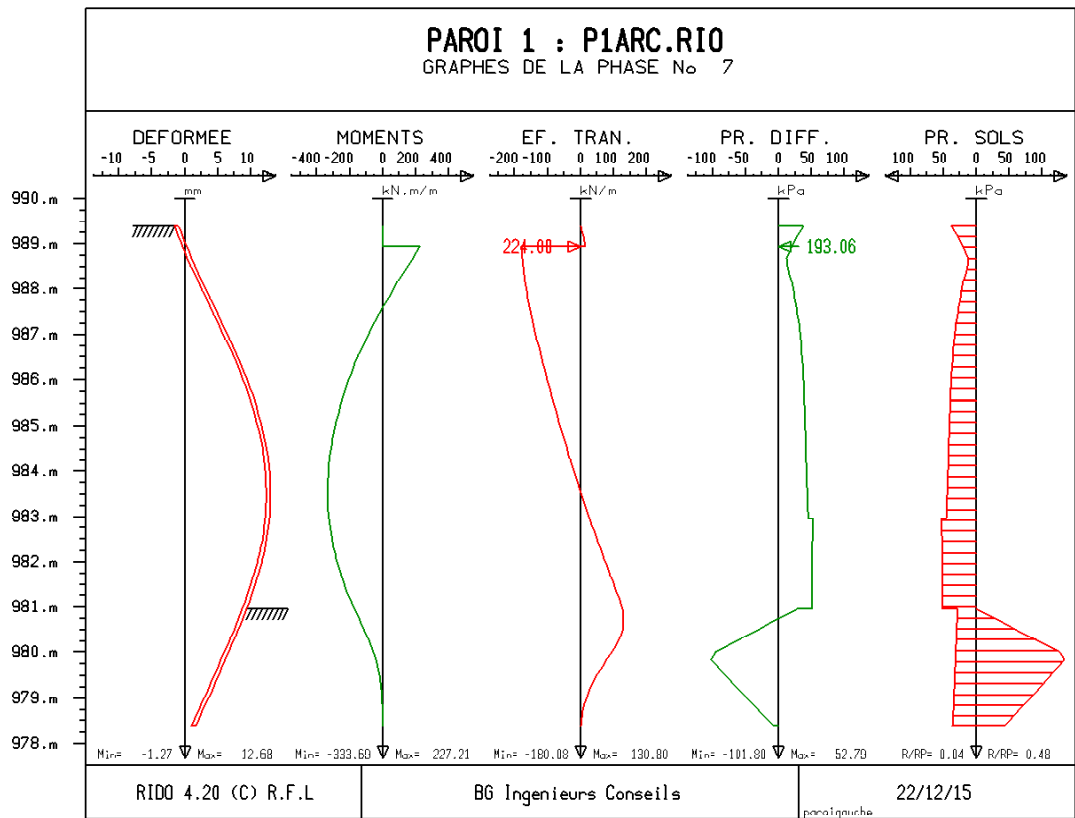
$V_{ELS,max} = 180 \text{ kN.m/ml}$  en tête de paroi.

Ces valeurs sont largement inférieures à celles déterminées dans le cas de double paroi des pieux. Pour simplifier, l'armature longitudinale de flexion et pour l'effort tranchant des pieux ne changera pas, soit donc :

Armature longitudinale: barres 17  $\varnothing$  26 mm

Armature pour l'effort tranchant: barres  $\varnothing$ 12@100 mm

## Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs



**Efforts dans la paroi à état final après remblayage**



## **ANNEXES**

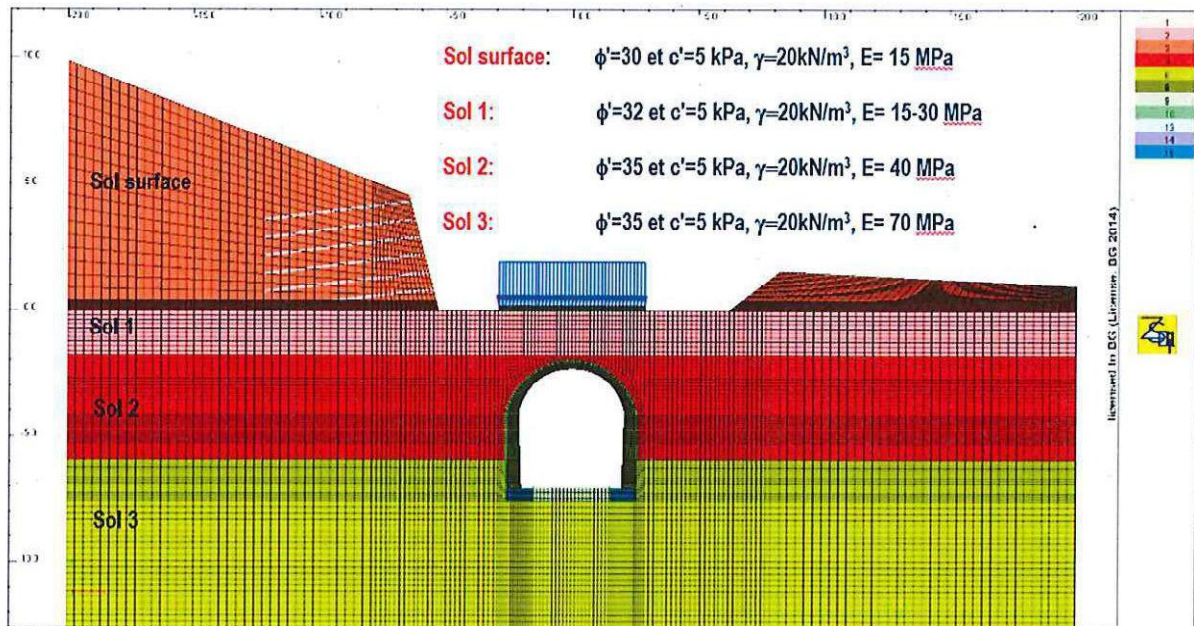


## **Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs**

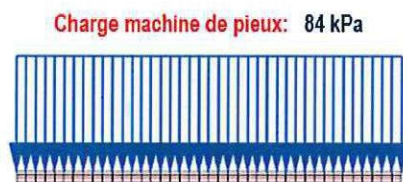
### **Annexe 1**

Paramètres géotechniques utilisés dans calcul éléments finis pour justification de la stabilité du tunnel existant en phase travaux

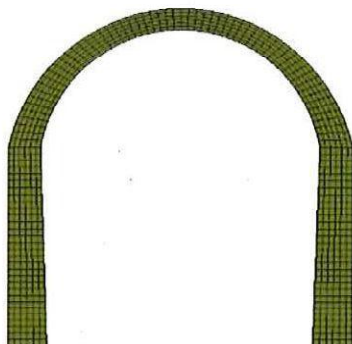
## Pour les sols



## Pour les surcharges et le moellon



**Plateforme:**  $\gamma=20\text{kN/m}^3$ ,  $E=20$  GPa,  $\nu=0.2$



**Moellons :**  $\phi'=45$  et  $c'=3300$  kPa,  $\gamma=25\text{kN/m}^3$ ,  $E=10$  GPa,  $\sigma_t=0$  kN/m<sup>2</sup>

$$c' = \frac{1 - \sin \phi'}{2 \cos \phi'} \sigma_c$$

$\sigma_c=16$  MPa béton C16/20





## **Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs**

### **Annexe 2**

Résultats calculs RIDO – Double paroi section courante et paroi avec mur de soutènement

## Calcul ELS double paroi

**PAROI 1 : P1ARC.RIO**

\*80L U:NN\*

```
*80L U:NN*
# Sync(ph)=ph-_Phint+_Phint      : Phase synchrone autre paroi
# Xapp(Niv)=result(3-Px,Sync(PHASE),Niv,1) : déformée autre paroi
#      : au niveau Niv
# Dapp(Niv,X0)=(Xapp(Niv)-X0)*1000 : déplacement de l'appui depuis
#      : la précharge (en mm)
# CONST=@*      : Pour les constantes autre paroi
:
: Ce qui précède est générique
:
*# CONST=@ARCELOR.CST      : Pour EI palplanche ARCELOR
:
: MODELISATION DOUBLE PAROIS BERLONOISE
:
# _entraxe==7.2      : entraxe des parois
# _Ea==10e6      : module d'Young du buton
# _iEa==10e6      : module d'Young maçonnerie
:
: Paroi de pieux diamètre 1000mm
# _NivHaut==983.4
# _NivBas==972.8
# _Diam==1.0
# _esp==1.8
# _I==pi*_Diam^4/64
:Paroi initiale (mur de maçonnerie)
# _iDiam==1
# _iesp==1.8
# _il==pi*_Diam^4/64
:
:Caractéristiques des sols en place
:
# _DP1==2/3
# _DP2==0.5
# Beta==18      : Inclinaison du terrain amont
# _Phid(Phi)=d_r(atan(tan(Phi)/gamPhi))
# K0jacky(Phi,Betad)=(1-sin(Phi))
# Incl(Beta)=(1+sin(Beta))/cos(Beta)
: Alluvions entre TN et TN-6
# _Niv1==982.95
# _Phi1==32
# _PV1==19
# _PVD1==9
# _C1==5
# _Kh1==schmitt(7000,0.33,_Ea*_I/_esp)
:
: Alluvions entre TN-6 et TN-10
# _Niv2==977.95
# _Phi2==35
# _PV2==19
# _PVD2==9
# _C2==0
# _Kh2==schmitt(14000,0.33,_Ea*_I/_esp)
:
# _Niv3==960.87
# _Phi3==35
# _PV3==19
# _PVD3==9
# _C3==5
# _Kh3==schmitt(20000,0.33,_Ea*_I/_esp)
:
: Remblai
# _PhiR==30
# _DPR==0
# _PVR==20
# _PVDR==10
# _CR==0
# _KhR==10000
: Dalle de liaison
# _Nt1==983.4      : Niveau (export.)
# _Et1==1      : Espacement(export.)
# _Pt1==0      : Pr charge (export.)
# _Rt1==Rigid(_Ea,0.9,_entraxe) : Rigidité (export.)
:
```

```

# _TN==983.4          : Niveau Terrain naturel (export.)
# _FF==976.7-0.5-0.8 : Niveau Fond de fouille (export.)
# _Rbl1==2.00         : Niveau remblai phase 1 (export.)
# _Rbl3==2.00         : Niveau remblai phase 3 (export.)
# _Rbl4==6.00         : Niveau remblai phase 4 (export.)
:
# _Eau==960           : Niveau d'eau initial (export.)
:
: Calcul aux états limites
: Application de la norme SIA 267
: Calcul ELS
: Coefficient partiels sur paramètres
***** Coefficients partiels *****
# gamC==1            : coefficient de sécurité sur la cohésion
# gamPhi==1          : coefficient de sécurité sur l'angle de frottement
# gamKp==1           : coefficient de minoration de la butée
# gamKc==1           : coefficient de majoration de la poussée
:
_NivHaut
_NivBas _iEa*_il/_iesp
:
_TN
_Niv1 _PV1 _PVD1 Incl(r_d(Beta))*gamKc*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C1/gamC _Phid(r_d(_Phi1)) _DP1 _DP2 _Kh1
_Niv2 _PV2 _PVD2 Incl(r_d(Beta))*gamKc*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8)) gamKp*Kpbr(%8,%10) _C2/gamC
+ _Phid(r_d(_Phi2)) _DP1 _DP2 _Kh2
_FF _PV3 _PVD3 gamKc*Incl(r_d(Beta))*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C3/gamC _Phid(r_d(_Phi3)) _DP1 _DP2 _Kh3
_Niv3 _PV3 _PVD3 Incl(r_d(Beta))*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C3/gamC _Phid(r_d(_Phi3)) _DP1 _DP2 _Kh3
_Eau 0.2
:
: Prise en compte de la berlinoise ajourée en dessous du FF
COE _FF _NivBas _Diam/_esp 2
:
:
: Calcul des contraintes initiales dans le terrain
SUB(1) _NivHaut 1 50 5.5*20 1.00
CAL
:
: Changement de l'inertie
INE(1) _Ea*_il/_esp
CAL
:
: Phase 1: Excavation sous dalle
Exc(2) 982.7
*EAU(2) _Eaulnt2
CAL
:
: Phase Mise en place de la dalle
# _Phint=PHASE          : num. phase de P1 début interaction
BUT _Nt1 _Et1 0 _Pt1 _Ea*0.9/(_entraxe/2)
# X0t1=Xapp(_Nt1)       : position ancrage bouton 1 dans P2 à sa pose
CAL
FMC _NivHaut 0 412
CAL
DEC(1) Dapp(_Nt1,X0t1)
CAL
:
: Deuxième passe de terrassement
Exc(2) _FF
:BER(2) _FF
CAL
:
: Phase Equilibre des efforts
DEC(1) Dapp(_Nt1,X0t1)
CAL
:
fin
bil
stop

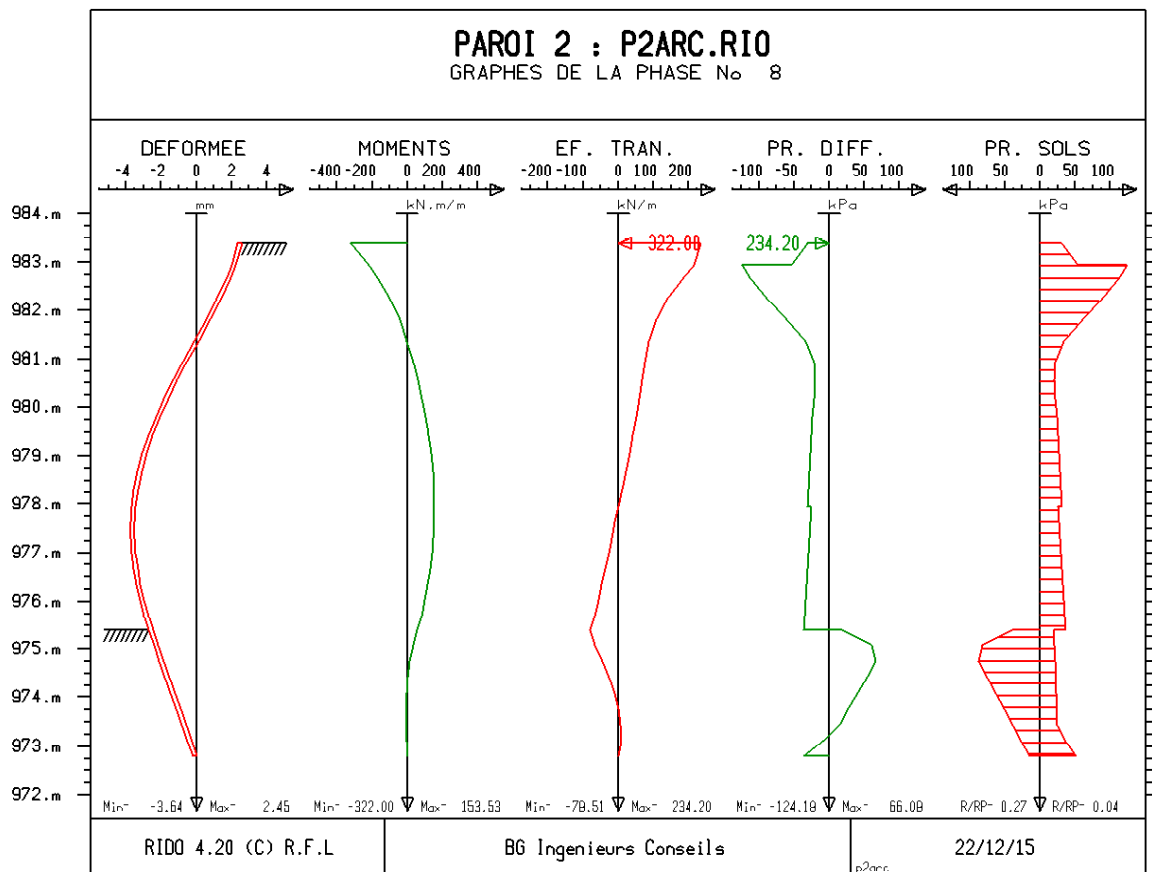
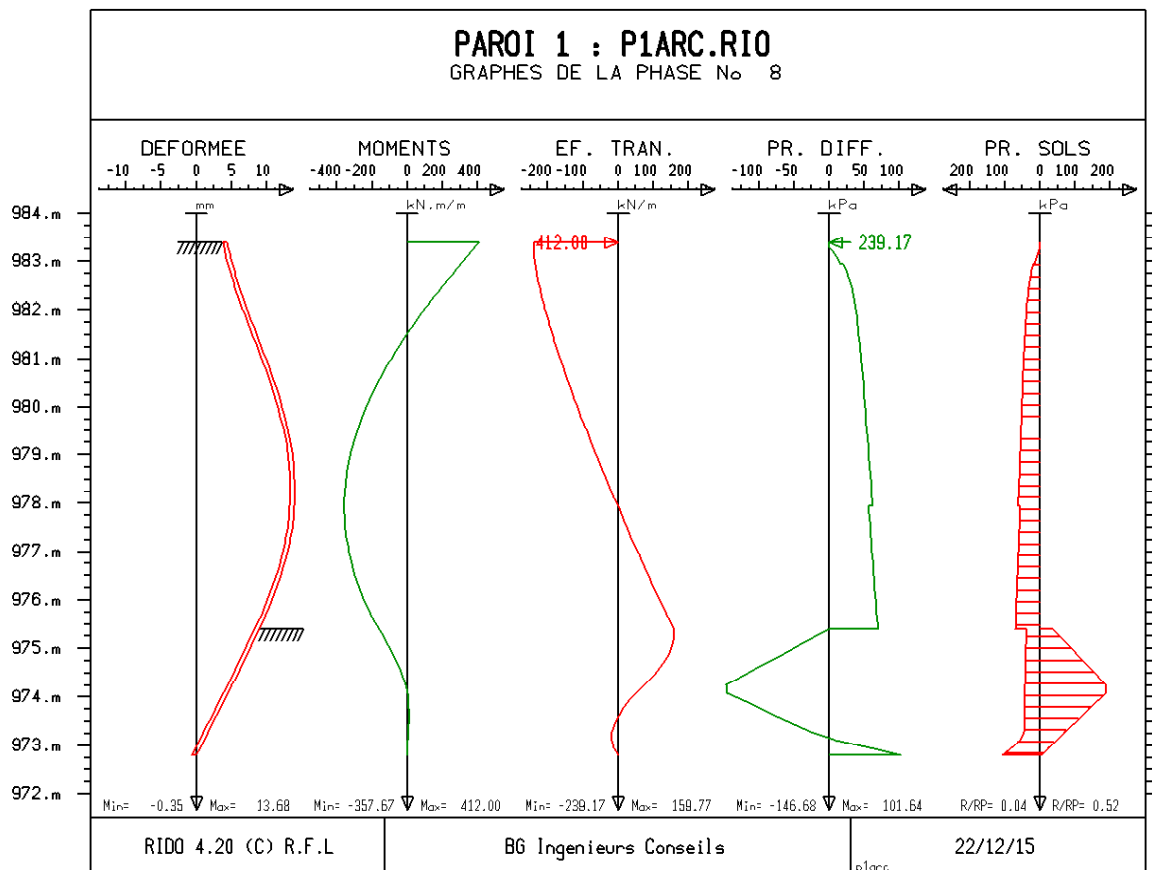
```

```

PAROI 2 : P2ARC.RIO *80L U:NN*
# Sync(ph)=ph-__Phint+__Phint : Phase synchrone autre paroi
# Xapp(Niv)=result(3-Px,Sync(PHASE),Niv,1) : déformée autre paroi
# : au niveau Niv
# Dapp(Niv,X0)=(Xapp(Niv)-X0)*1000 : déplacement de l'appui depuis
# : la précharge (en mm)
# CONST=@* : Pour les constantes autre paroi
:
: Ce qui précède est générique
:
: MODELISATION DOUBLE PAROIS BERLONOISE
:
:Caractéristiques des sols en place
:
# _DP1==2/3
# _DP2==0.5
# Beta==0 : Inclinaison du terrain amont
# Phid(__Phi)=d_r(atan(tan(__Phi)/gamPhi))
# K0jacky(Phi,Betad)=(1-sin(Phi))
# Incl(Beta)=(1+sin(Beta))/cos(Beta)
:
: Coefficient partiels sur paramètres
***** Coefficients partiels *****
# gamC==1 : coefficient de sécurité sur la cohésion
# gamPhi==1 : coefficient de sécurité sur l'angle de frottement
# gamKp==1 : coefficient de minoration de la butée
# gamKc==1 : coefficient de majoration de la poussée
*# CONST=@ARCELOR.CST
__NivHaut
__NivBas __iEa* __il/ __iesp
:
:
__TN
__Niv1 __PV1 __PVD1 gamKc*Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C1/gamC Phid(r_d(__Phi1)) __DP1 __DP2 __Kh1
__Niv2 __PV2 __PVD2 gamKc*Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C2/gamC Phid(r_d(__Phi2)) __DP1 __DP2 __Kh2
__FF __PV3 __PVD3 gamKc*Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C3/gamC Phid(r_d(__Phi3)) __DP1 __DP2 __Kh3
__Niv3 __PV3 __PVD3 Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C3/gamC Phid(r_d(__Phi3)) __DP1 __DP2 __Kh3
__Eau 0.5
:
: Prise en compte de la berlinoise ajourée en dessous du FF
COE __FF __NivBas __Diam/ __esp 2
:
: Calcul des contraintes initiales dans le terrain
:
SUB(2) __NivHaut 1 50 2*20 1.00
CAL
:
:
:Changement de l'inertie
INE(1) __Ea* __I/ __esp
CAL
:
*FMC __NivHaut -180 -2
: Phase 1: Excavation sous dalle
:
Exc(1) 982.7
CAL
:
:
: Phase Mise en place de la dalle
:
# __Phint=PHASE : num. phase de P1 début interaction
BUT __Nt1 __Et1 0 __Pt1 __Ea*0.9/( __entraxe/2)
# X0t1=Xapp(__Nt1) : position ancrage tirant 1 dans P2 à sa pose
CAL
FMC __NivHaut 0 -322
CAL
DEC(1) Dapp(__Nt1,X0t1)
CAL
:
: Deuxième passe de terrassement
:

```

```
Exc(1) __FF
:BER(1) __FF
CAL
:
: Phase Equilibre des efforts
:
DEC(1) Dapp(__Nt1,X0t1)
CAL
:
fin
bil
stop
```





## Calcul ELU2-majoration poussée-minoration butée- double paroi

**PAROI 1 : P1ARC.RIO**

\*80L U:NN\*

```

*80L U:NN*
# Sync(ph)=ph-_Phint+_Phint      : Phase synchrone autre paroi
# Xapp(Niv)=result(3-Px,Sync(PHASE),Niv,1) : déformée autre paroi
#      : au niveau Niv
# Dapp(Niv,X0)=(Xapp(Niv)-X0)*1000 : déplacement de l'appui depuis
#      : la précharge (en mm)
# CONST=@*      : Pour les constantes autre paroi
:
: Ce qui précède est générique
:
*# CONST=@ARCELOR.CST      : Pour EI palplanche ARCELOR
:
: MODELISATION DOUBLE PAROIS BERLONOISE
:
# _entraxe==7.2      : entraxe des parois
# _Ea==10e6      : module d'Young du buton
# _iEa==10e6      : module d'Young maçonnerie
:
: Paroi de pieux diamètre 1000mm
# _NivHaut==983.4
# _NivBas==972.8
# _Diam==1.0
# _esp==1.8
# _I==pi*_Diam^4/64
:Paroi initiale (mur de maçonnerie)
# _iDiam==1
# _iesp==1.8
# _il==pi*_Diam^4/64
:
:Caractéristiques des sols en place
:
# _DP1==2/3
# _DP2==0.5
# Beta==18      : Inclinaison du terrain amont
# _Phid(Phi)=d_r(atan(tan(Phi)/gamPhi))
# K0jacky(Phi,Betad)=(1-sin(Phi))
# Incl(Beta)=(1+sin(Beta))/cos(Beta)
: Alluvions entre TN et TN-6
# _Niv1==982.95
# _Phi1==32
# _PV1==19
# _PVD1==9
# _C1==5
# _Kh1==schmitt(7000,0.33,_Ea*_I/_esp)
:
: Alluvions entre TN-6 et TN-10
# _Niv2==977.95
# _Phi2==35
# _PV2==19
# _PVD2==9
# _C2==0
# _Kh2==schmitt(14000,0.33,_Ea*_I/_esp)
:
# _Niv3==960.87
# _Phi3==35
# _PV3==19
# _PVD3==9
# _C3==5
# _Kh3==schmitt(20000,0.33,_Ea*_I/_esp)
:
: Remblai
# _PhiR==30
# _DPR==0
# _PVR==20
# _PVDR==10
# _CR==0
# _KhR==10000
: Dalle de liaison
# _Nt1==983.4      : Niveau (export.)
# _Et1==1      : Espacement(export.)
# _Pt1==0      : Pr charge (export.)
# _Rt1==Rigid(_Ea,0.9,_entraxe) : Rigidité (export.)
:

```

```

# _TN==983.4          : Niveau Terrain naturel (export.)
# _FF==976.7-0.5-0.8 : Niveau Fond de fouille (export.)
# _Rbl1==2.00         : Niveau remblai phase 1 (export.)
# _Rbl3==2.00         : Niveau remblai phase 3 (export.)
# _Rbl4==6.00         : Niveau remblai phase 4 (export.)
:
# _Eau==960           : Niveau d'eau initial (export.)
:
: Calcul aux états limites
: Application de la norme SIA 267
: Calcul ELS
: Coefficient partiels sur paramètres
***** Coefficients partiels *****
# gamC==1             : coefficient de sécurité sur la cohésion
# gamPhi==1           : coefficient de sécurité sur l'angle de frottement
# gamKp==0.7          : coefficient de minoration de la butée
# gamKc==1.35         : coefficient de majoration de la poussée
:
_NivHaut
_NivBas _iEa*_il/_iesp
:
_TN
_Niv1 _PV1 _PVD1 Incl(r_d(Beta))*gamKc*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C1/gamC _Phid(r_d(_Phi1)) _DP1 _DP2 _Kh1
_Niv2 _PV2 _PVD2 Incl(r_d(Beta))*gamKc*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8)) gamKp*Kpbr(%8,%10) _C2/gamC
+ _Phid(r_d(_Phi2)) _DP1 _DP2 _Kh2
_FF _PV3 _PVD3 gamKc*Incl(r_d(Beta))*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C3/gamC _Phid(r_d(_Phi3)) _DP1 _DP2 _Kh3
_Niv3 _PV3 _PVD3 Incl(r_d(Beta))*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C3/gamC _Phid(r_d(_Phi3)) _DP1 _DP2 _Kh3
_Eau 0.2
:
: Prise en compte de la berlinoise ajourée en dessous du FF
COE _FF _NivBas _Diam/_esp 2
:
:
: Calcul des contraintes initiales dans le terrain
SUB(1) _NivHaut 1 50 5.5*20 1.00
CAL
:
: Changement de l'inertie
INE(1) _Ea*_il/_esp
CAL
:
: Phase 1: Excavation sous dalle
Exc(2) 982.7
*EAU(2) _Eaulnt2
CAL
:
: Phase Mise en place de la dalle
# _Phint=PHASE          : num. phase de P1 début interaction
BUT _Nt1 _Et1 0 _Pt1 _Ea*0.9/(_entraxe/2)
# X0t1=Xapp(_Nt1)       : position ancrage bouton 1 dans P2 à sa pose
CAL
FMC _NivHaut 0 629
CAL
DEC(1) Dapp(_Nt1,X0t1)
CAL
:
: Deuxième passe de terrassement
Exc(2) _FF
:BER(2) _FF
CAL
:
: Phase Equilibre des efforts
DEC(1) Dapp(_Nt1,X0t1)
CAL
:
fin
bil
stop

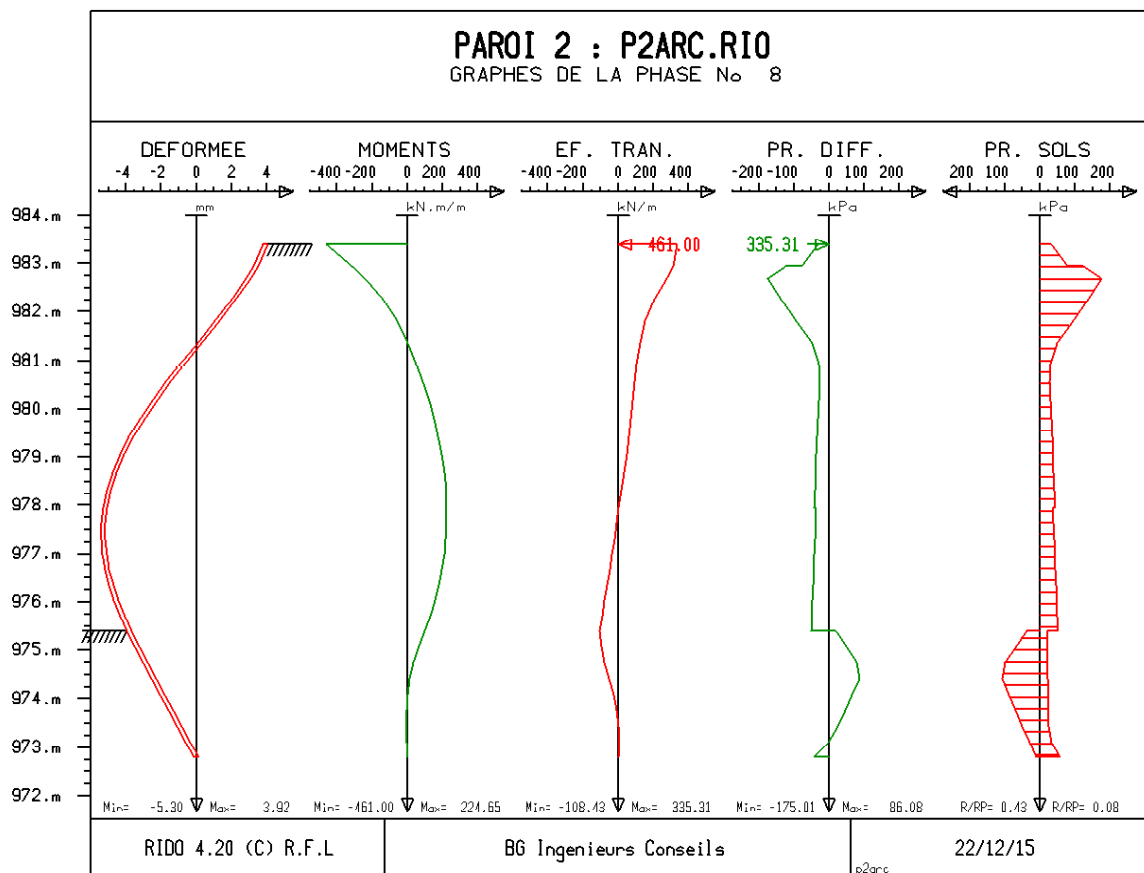
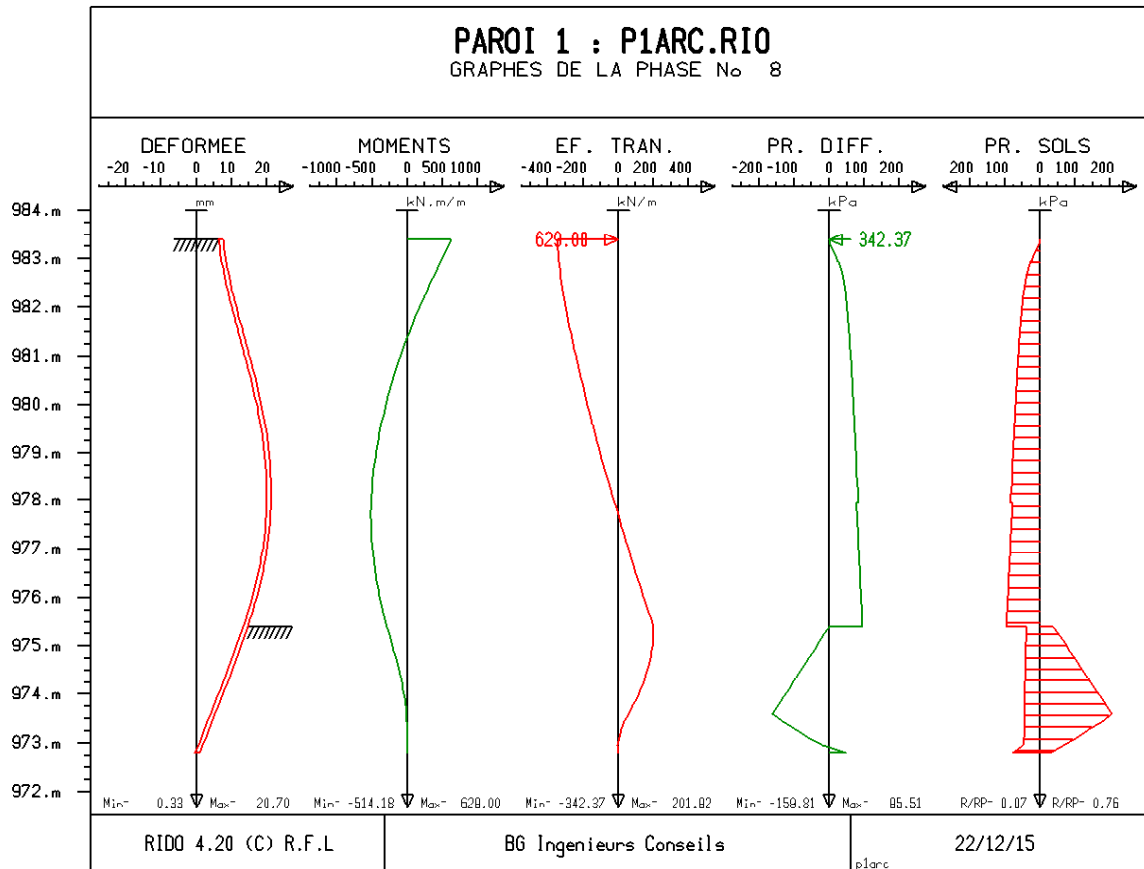
```

```

PAROI 2 : P2ARC.RIO *80L U:NN*
# Sync(ph)=ph-__Phint+__Phint : Phase synchrone autre paroi
# Xapp(Niv)=result(3-Px,Sync(PHASE),Niv,1) : déformée autre paroi
# : au niveau Niv
# Dapp(Niv,X0)=(Xapp(Niv)-X0)*1000 : déplacement de l'appui depuis
# : la précharge (en mm)
# CONST=@* : Pour les constantes autre paroi
:
: Ce qui précède est générique
:
: MODELISATION DOUBLE PAROIS BERLONOISE
:
:Caractéristiques des sols en place
:
# _DP1==2/3
# _DP2==0.5
# Beta==0 : Inclinaison du terrain amont
# Phid(__Phi)=d_r(atan(tan(__Phi)/gamPhi))
# K0jacky(Phi,Betad)=(1-sin(Phi))
# Incl(Beta)=(1+sin(Beta))/cos(Beta)
:
: Coefficient partiels sur paramètres
***** Coefficients partiels *****
# gamC==1 : coefficient de sécurité sur la cohésion
# gamPhi==1 : coefficient de sécurité sur l'angle de frottement
# gamKp==0.7 : coefficient de minoration de la butée
# gamKc==1.35 : coefficient de majoration de la poussée
*# CONST=@ARCELOR.CST
__NivHaut
__NivBas __iEa* __il/ __iesp
:
:
__TN
__Niv1 __PV1 __PVD1 gamKc*Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C1/gamC Phid(r_d(__Phi1)) __DP1 __DP2 __Kh1
__Niv2 __PV2 __PVD2 gamKc*Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C2/gamC Phid(r_d(__Phi2)) __DP1 __DP2 __Kh2
__FF __PV3 __PVD3 gamKc*Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C3/gamC Phid(r_d(__Phi3)) __DP1 __DP2 __Kh3
__Niv3 __PV3 __PVD3 Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C3/gamC Phid(r_d(__Phi3)) __DP1 __DP2 __Kh3
__Eau 0.5
:
: Prise en compte de la berlinoise ajourée en dessous du FF
COE __FF __NivBas __Diam/ __esp 2
:
: Calcul des contraintes initiales dans le terrain
:
SUB(2) __NivHaut 1 50 2*20 1.00
CAL
:
:
:Changement de l'inertie
INE(1) __Ea* __I/ __esp
CAL
:
*FMC __NivHaut -180 -2
: Phase 1: Excavation sous dalle
:
Exc(1) 982.7
CAL
:
:
: Phase Mise en place de la dalle
:
# __Phint=PHASE : num. phase de P1 début interaction
BUT __Nt1 __Et1 0 __Pt1 __Ea*0.9/( __entraxe/2)
# X0t1=Xapp(__Nt1) : position ancrage tirant 1 dans P2 à sa pose
CAL
FMC __NivHaut 0 -461
CAL
DEC(1) Dapp(__Nt1,X0t1)
CAL
:
: Deuxième passe de terrassement
:

```

```
Exc(1) __FF
:BER(1) __FF
CAL
:
: Phase Equilibre des efforts
:
DEC(1) Dapp(__Nt1,X0t1)
CAL
:
fin
bil
stop
```



## Calcul ELU2-Coefficients partiels c'-phi'- double paroi

**PAROI 1 : P1ARC.RIO**

\*80L U:NN\*

```

*80L U:NN*
# Sync(ph)=ph-_Phint+_Phint      : Phase synchrone autre paroi
# Xapp(Niv)=result(3-Px,Sync(PHASE),Niv,1) : déformée autre paroi
#      : au niveau Niv
# Dapp(Niv,X0)=(Xapp(Niv)-X0)*1000 : déplacement de l'appui depuis
#      : la précharge (en mm)
# CONST=@*      : Pour les constantes autre paroi
:
: Ce qui précède est générique
:
*# CONST=@ARCELOR.CST      : Pour EI palplanche ARCELOR
:
: MODELISATION DOUBLE PAROIS BERLONOISE
:
# _entraxe==7.2      : entraxe des parois
# _Ea==10e6      : module d'Young du buton
# _iEa==10e6      : module d'Young maçonnerie
:
: Paroi de pieux diamètre 1000mm
# _NivHaut==983.4
# _NivBas==972.8
# _Diam==1.0
# _esp==1.8
# _I==pi*_Diam^4/64
:Paroi initiale (mur de maçonnerie)
# _iDiam==1
# _iesp==1.8
# _il==pi*_Diam^4/64
:
:Caractéristiques des sols en place
:
# _DP1==2/3
# _DP2==0.5
# Beta==18      : Inclinaison du terrain amont
# _Phid(Phi)=d_r(atan(tan(Phi)/gamPhi))
# K0jacky(Phi,Betad)=(1-sin(Phi))
# Incl(Beta)=(1+sin(Beta))/cos(Beta)
: Alluvions entre TN et TN-6
# _Niv1==982.95
# _Phi1==32
# _PV1==19
# _PVD1==9
# _C1==5
# _Kh1==schmitt(7000,0.33,_Ea*_I/_esp)
:
: Alluvions entre TN-6 et TN-10
# _Niv2==977.95
# _Phi2==35
# _PV2==19
# _PVD2==9
# _C2==0
# _Kh2==schmitt(14000,0.33,_Ea*_I/_esp)
:
# _Niv3==960.87
# _Phi3==35
# _PV3==19
# _PVD3==9
# _C3==5
# _Kh3==schmitt(20000,0.33,_Ea*_I/_esp)
:
: Remblai
# _PhiR==30
# _DPR==0
# _PVR==20
# _PVRD==10
# _CR==0
# _KhR==10000
: Dalle de liaison
# _Nt1==983.4      : Niveau (export.)
# _Et1==1      : Espacement(export.)
# _Pt1==0      : Pr charge (export.)
# _Rt1==Rigid(_Ea,0.9,_entraxe) : Rigidité (export.)
:

```

```

# _TN==983.4          : Niveau Terrain naturel (export.)
# _FF==976.7-0.5-0.8 : Niveau Fond de fouille (export.)
# _Rbl1==2.00         : Niveau remblai phase 1 (export.)
# _Rbl3==2.00         : Niveau remblai phase 3 (export.)
# _Rbl4==6.00         : Niveau remblai phase 4 (export.)
:
# _Eau==960           : Niveau d'eau initial (export.)
:
: Calcul aux états limites
: Application de la norme SIA 267
: Calcul ELS
: Coefficient partiels sur paramètres
***** Coefficients partiels *****
# gamC==1.5           : coefficient de sécurité sur la cohésion
# gamPhi==1.2         : coefficient de sécurité sur l'angle de frottement
# gamKp==1            : coefficient de minoration de la butée
# gamKc==1            : coefficient de majoration de la poussée
:
_NivHaut
_NivBas _iEa*_il/_iesp
:
_TN
_Niv1 _PV1 _PVD1 Incl(r_d(Beta))*gamKc*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C1/gamC _Phid(r_d(_Phi1)) _DP1 _DP2 _Kh1
_Niv2 _PV2 _PVD2 Incl(r_d(Beta))*gamKc*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8)) gamKp*Kpbr(%8,%10) _C2/gamC
+ _Phid(r_d(_Phi2)) _DP1 _DP2 _Kh2
_FF _PV3 _PVD3 gamKc*Incl(r_d(Beta))*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C3/gamC _Phid(r_d(_Phi3)) _DP1 _DP2 _Kh3
_Niv3 _PV3 _PVD3 Incl(r_d(Beta))*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C3/gamC _Phid(r_d(_Phi3)) _DP1 _DP2 _Kh3
_Eau 0.2
:
: Prise en compte de la berlinoise ajourée en dessous du FF
COE _FF _NivBas _Diam/_esp 2
:
:
: Calcul des contraintes initiales dans le terrain
SUB(1) _NivHaut 1 50 5.5*20 1.00
CAL
:
: Changement de l'inertie
INE(1) _Ea*_il/_esp
CAL
:
: Phase 1: Excavation sous dalle
Exc(2) 982.7
*EAU(2) _Eaulnt2
CAL
:
: Phase Mise en place de la dalle
# _Phint=PHASE          : num. phase de P1 début interaction
BUT _Nt1 _Et1 0 _Pt1 _Ea*0.9/(_entraxe/2)
# X0t1=Xapp(_Nt1)       : position ancrage bouton 1 dans P2 à sa pose
CAL
FMC _NivHaut 0 637
CAL
DEC(1) Dapp(_Nt1,X0t1)
CAL
:
: Deuxième passe de terrassement
Exc(2) _FF
:BER(2) _FF
CAL
:
: Phase Equilibre des efforts
DEC(1) Dapp(_Nt1,X0t1)
CAL
:
fin
bil
stop

```

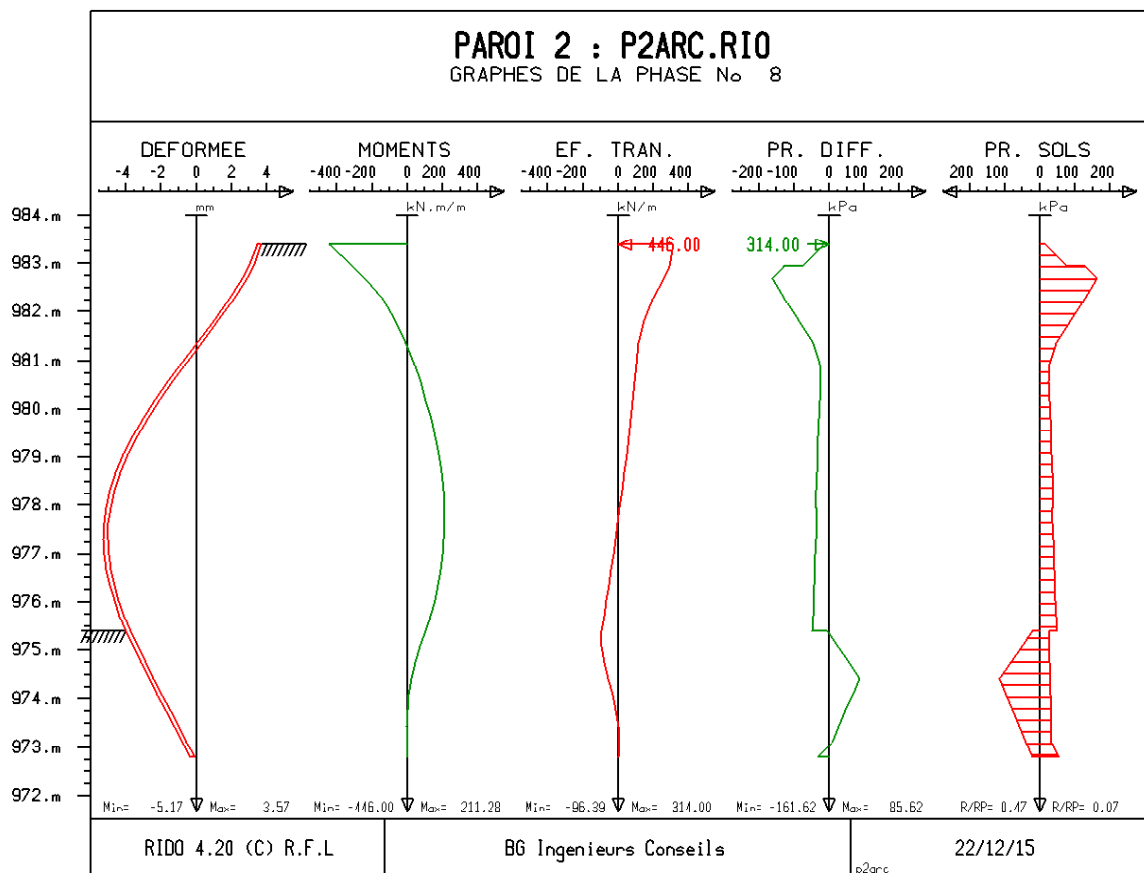
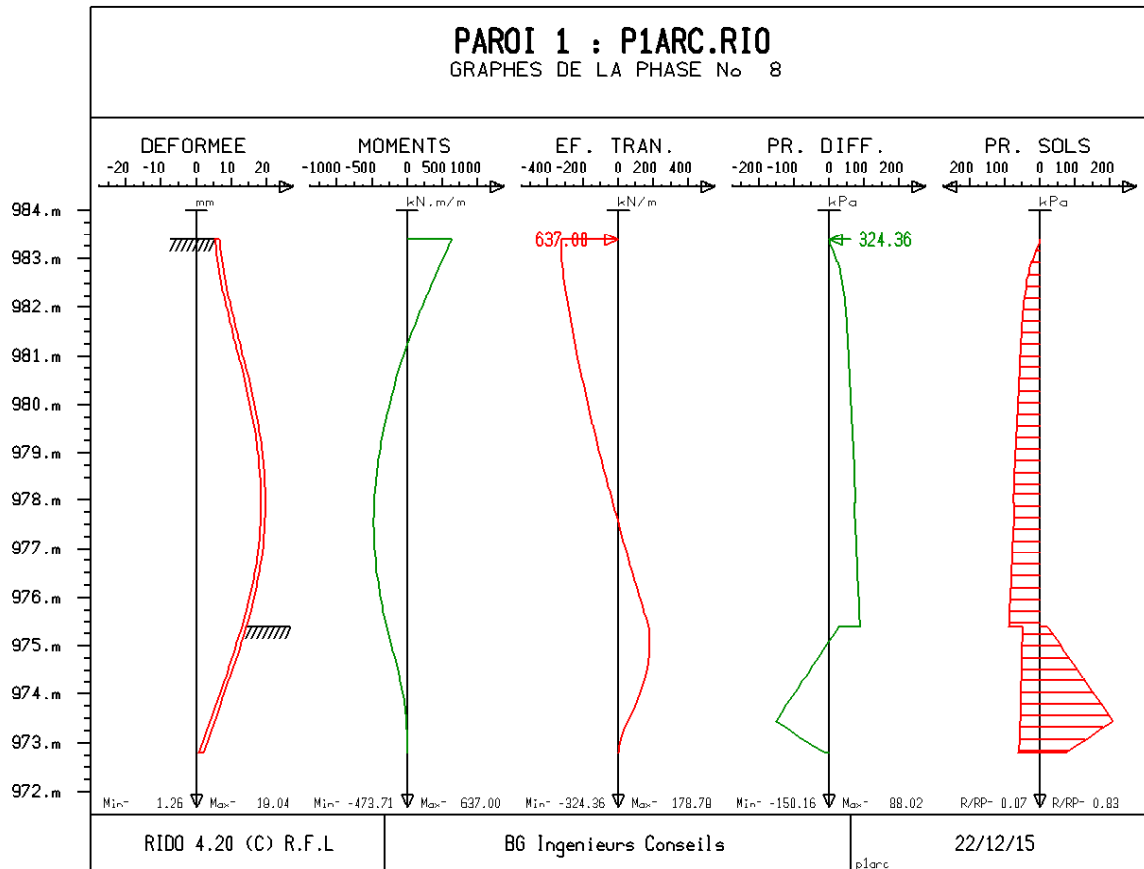
```

PAROI 2 : P2ARC.RIO                                *80L U:NN*
# Sync(ph)=ph-__Phint+__Phint      : Phase synchrone autre paroi
# Xapp(Niv)=result(3-Px,Sync(PHASE),Niv,1) : déformée autre paroi
#                                     : au niveau Niv
# Dapp(Niv,X0)=(Xapp(Niv)-X0)*1000   : déplacement de l'appui depuis
#                                     : la précharge (en mm)
# CONST=@*                           : Pour les constantes autre paroi
:
: Ce qui précède est générique
:
: MODELISATION DOUBLE PAROIS BERLONOISE
:
: Caractéristiques des sols en place
:
# _DP1==2/3
# _DP2==0.5
# Beta==0      : Inclinaison du terrain amont
# Phid(__Phi)=d_r(atan(tan(__Phi)/gamPhi))
# K0jacky(Phi,Betad)=(1-sin(Phi))
# Incl(Beta)=(1+sin(Beta))/cos(Beta)
:
: Coefficient partiels sur paramètres
***** Coefficients partiels *****
# gamC==1.5      : coefficient de sécurité sur la cohésion
# gamPhi==1.2    : coefficient de sécurité sur l'angle de frottement
# gamKp==1       : coefficient de minoration de la butée
# gamKc==1       : coefficient de majoration de la poussée
*# CONST=@ARCELOR.CST
__NivHaut
__NivBas __iEa* __il/ __iesp
:
:
__TN
__Niv1 __PV1 __PVD1 gamKc*Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C1/gamC Phid(r_d(__Phi1)) __DP1 __DP2 __Kh1
__Niv2 __PV2 __PVD2 gamKc*Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C2/gamC Phid(r_d(__Phi2)) __DP1 __DP2 __Kh2
__FF __PV3 __PVD3 gamKc*Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C3/gamC Phid(r_d(__Phi3)) __DP1 __DP2 __Kh3
__Niv3 __PV3 __PVD3 Kabr(%8,%9) Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) __C3/gamC Phid(r_d(__Phi3)) __DP1 __DP2 __Kh3
__Eau 0.5
:
: Prise en compte de la berlinoise ajoutée en dessous du FF
COE __FF __NivBas __Diam/ __esp 2
:
: Calcul des contraintes initiales dans le terrain
:
SUB(2) __NivHaut 1 50 2*20 1.00
CAL
:
:
: Changement de l'inertie
INE(1) __Ea* __I/ __esp
CAL
:
*FMC __NivHaut -180 -2
: Phase 1: Excavation sous dalle
:
Exc(1) 982.7
CAL
:
:
: Phase Mise en place de la dalle
:
# __Phint=PHASE      : num. phase de P1 début interaction
BUT __Nt1 __Et1 0 __Pt1 __Ea*0.9/( __entraxe/2)
# X0t1=Xapp(__Nt1)    : position ancrage tirant 1 dans P2 à sa pose
CAL
FMC __NivHaut 0 -446
CAL
DEC(1) Dapp(__Nt1,X0t1)
CAL
:
: Deuxième passe de terrassement
:

```



```
Exc(1) __FF
:BER(1) __FF
CAL
:
: Phase Equilibre des efforts
:
DEC(1) Dapp(__Nt1,X0t1)
CAL
:
fin
bil
stop
```



## Calcul ELS-paroi au droit du mur de soutènement

```

PAROI 1 : P1ARC.RIO                                *80L U:NN*
:
: Paroi berlinoise + Mur de soutènement
:
# _entraxe==6.5      : entraxe des parois
# _Ea==10e6          : module d'Young du buton
# _iEa==0.2e6        : module d'Young maçonnerie
:
: Paroi de pieux diamètre 1000mm
# _NivHaut==989.4
# _NivBas==978.4
# _Diam==1.0
# _esp==1.8
# _l==pi*_Diam^4/64
:
: Paroi initiale (mur de maçonnerie)
# _iDiam==0.6
# _iesp==1
# _il==_iesp*_iDiam^3/12
:
: Caractéristiques des sols en place
:
# _DP1==2/3
# _DP2==0.5
# Beta==10          : Inclinaison du terrain amont
# _Phid(Phi)=d_r(atan(tan(Phi)/gamPhi))
# K0jacky(Phi,Betad)=(1-sin(Phi))
# Incl(Beta)=(1+sin(Beta))/cos(Beta)
:
: Alluvions entre TN et TN-6
# _Niv1==982.95
# _Phi1==32
# _PV1==19
# _PVD1==9
# _C1==5
# _Kh1==schmitt(7000,0.33,_Ea*_l)
:
: Alluvions entre TN-6 et TN-10
# _Niv2==977.95
# _Phi2==35
# _PV2==19
# _PVD2==9
# _C2==0
# _Kh2==schmitt(14000,0.33,_Ea*_l)
:
: Alluvions entre TN-10 et TN-18
# _Niv3==960.87
# _Phi3==35
# _PV3==19
# _PVD3==9
# _C3==5
# _Kh3==schmitt(20000,0.33,_Ea*_l)
:
: Remblai
# _PhiR==30
# _DPR==0
# _PVR==20
# _PVDR==10
# _CR==0
# _KhR==10000
:
: Dalle de liaison
# _Nt1==989.4-0.5      : Niveau (export.)
# _Et1==1              : Espacement(export.)
# _Pt1==0              : Pr charge (export.)
# _Rt1==Rigid(_Ea,0.9,_entraxe) : Rigidité (export.)
:
:
# _TN==989.4           : Niveau Terrain naturel (export.)
# _FF==982.27-0.8-0.5 : Niveau Fond de fouille (export.)
# _Rbl1==2.00          : Niveau remblai phase 1 (export.)
# _Rbl3==2.00          : Niveau remblai phase 3 (export.)
# _Rbl4==6.00          : Niveau remblai phase 4 (export.)
:

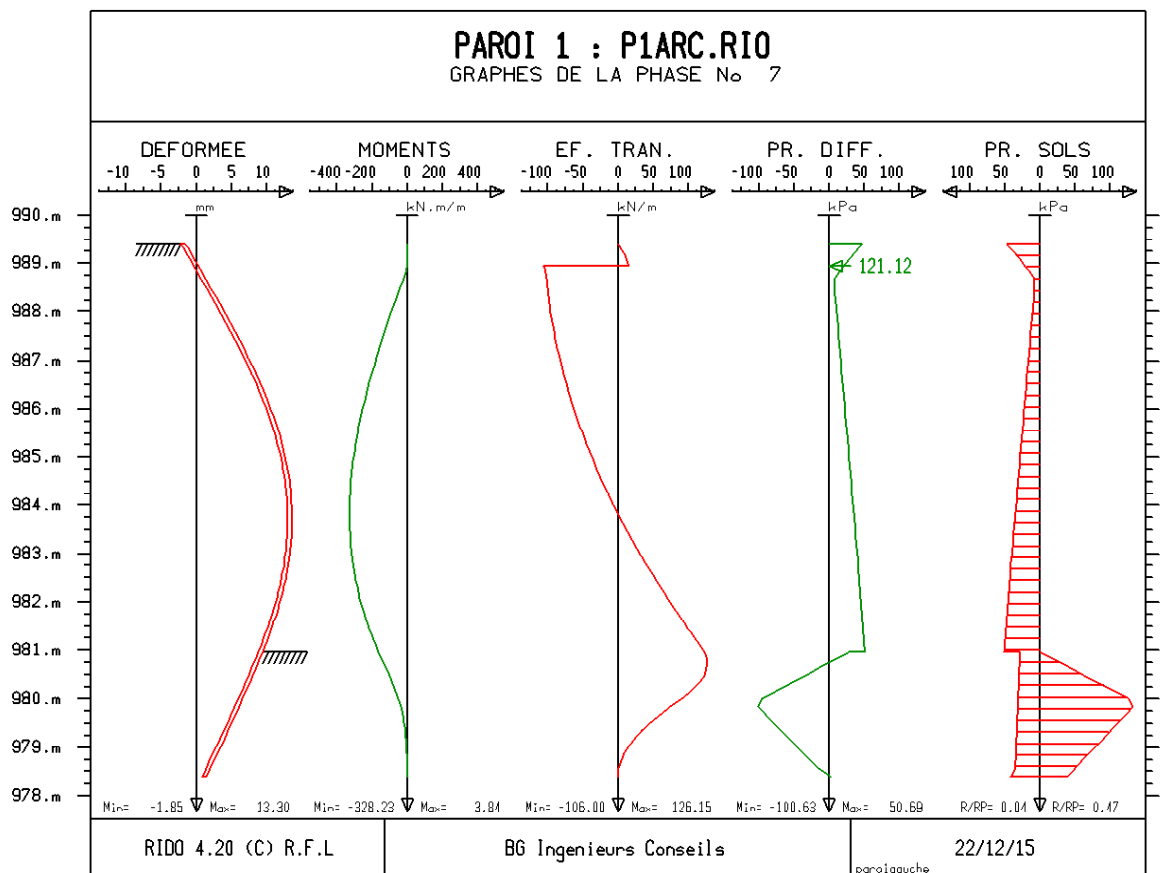
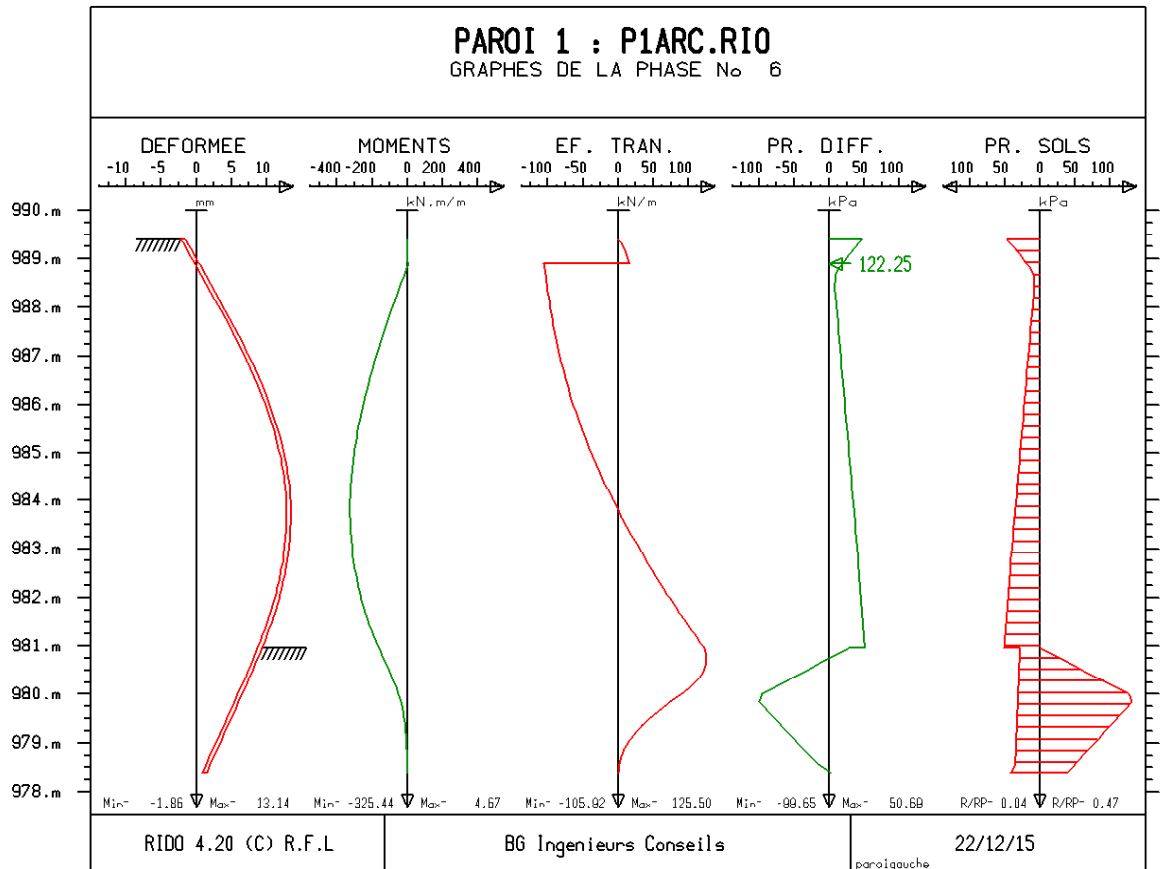
```

```

# _Eau==960          : Niveau d'eau initial (export.)
:
: Calcul aux états limites
: Application de la norme SIA 267
:
: Coefficient partiels sur paramètres
***** Coefficients partiels *****
# gamC==1          : coefficient de sécurité sur la cohésion
# gamPhi==1        : coefficient de sécurité sur l'angle de frottement
# gamKp==1         : coefficient de minoration de la butée
# gamKc==1         : coefficient de majoration de la poussée
*****

:
: Paroi
_NivHaut
_NivBas _iEa*_il/_iesp
:
: Terrain
_TN
_Niv1 _PV1 _PVD1 Incl(r_d(Beta))*gamKc*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C1/gamC _Phid(r_d(_Phi1)) _DP1 _DP2 _Kh1
_Niv2 _PV2 _PVD2 Incl(r_d(Beta))*gamKc*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8)) gamKp*Kpbr(%8,%10) _C2/gamC
+ _Phid(r_d(_Phi2)) _DP1 _DP2 _Kh2
_FF _PV3 _PVD3 gamKc*Incl(r_d(Beta))*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C3/gamC _Phid(r_d(_Phi3)) _DP1 _DP2 _Kh3
_Niv3 _PV3 _PVD3 Incl(r_d(Beta))*Kabr(%8,%9)
+ Incl(r_d(Beta))*K0jacky(r_d(%8))
+ gamKp*Kpbr(%8,%10) _C3/gamC _Phid(r_d(_Phi3)) _DP1 _DP2 _Kh3
_Eau 0.2
:
: Prise en compte de la berlinoise ajourée en dessous du FF
COE _FF _NivBas _Diam/_esp 2
:
: Calcul des contraintes initiales dans le terrain
SUC(1) 25*1.1
CAL
:
: Mise en place des pieux
INE(1) _Ea*_il/_esp
CAL
:
: Excavation pour mise en place du tirant
Exc(2) _NivHaut-0.7
CAL
:
TIR(1) _NivHaut-0.5 3.6 20 -450 210000000*500e-6/11
CAL
:
: Phase 1: Excavation sous dalle
Exc(2) _FF
:BER(2) _FF
CAL
:
:# _Phint=PHASE          : num. phase de P1 début interaction
BUT _NivHaut-0.45 _Et1 0 _Pt1 _Ea*0.9/(_entraxe/2)
CAL
: Suppression du rang des tirants - Mise en place de la dalle
TIR(0,1) 0
CAL
fin
bil
stop

```



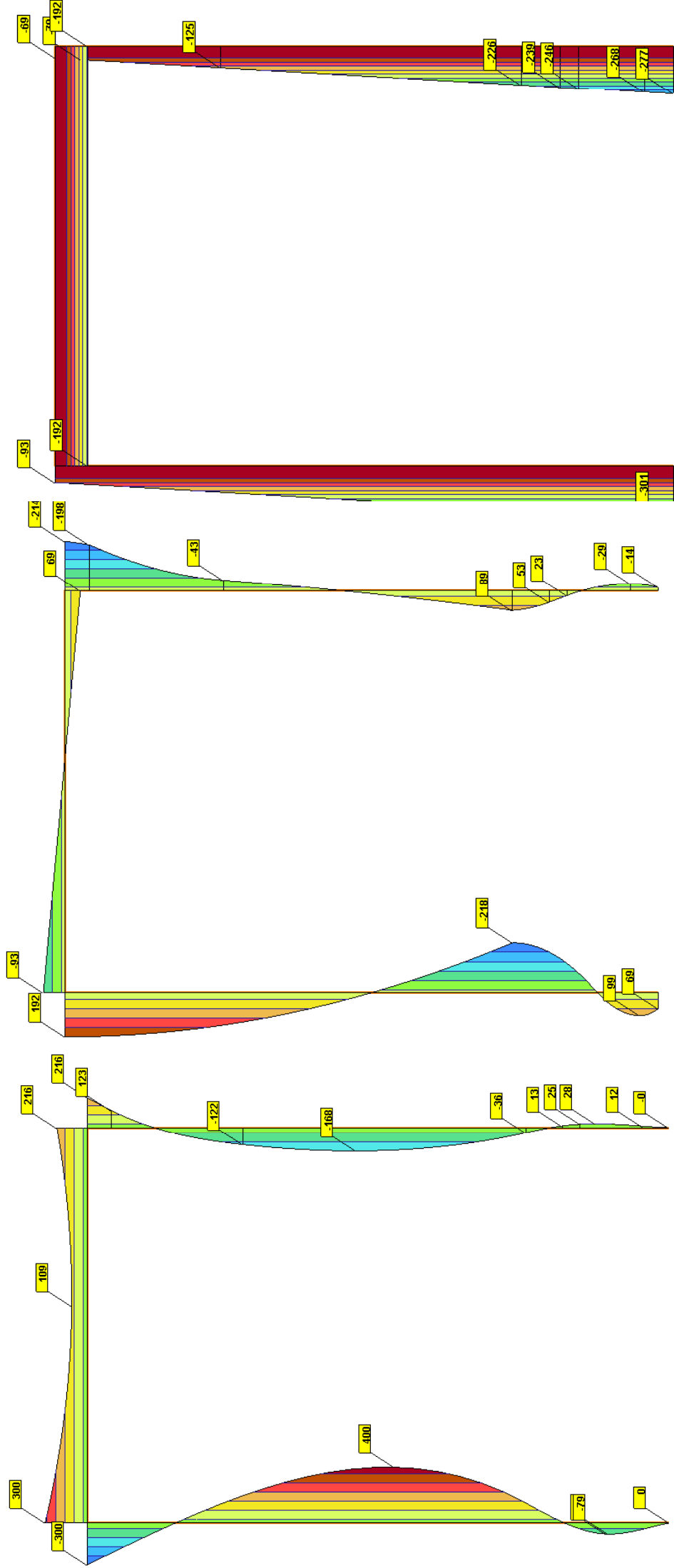


## **Tunnel des Avants - Dimensionnement - Note de calculs**

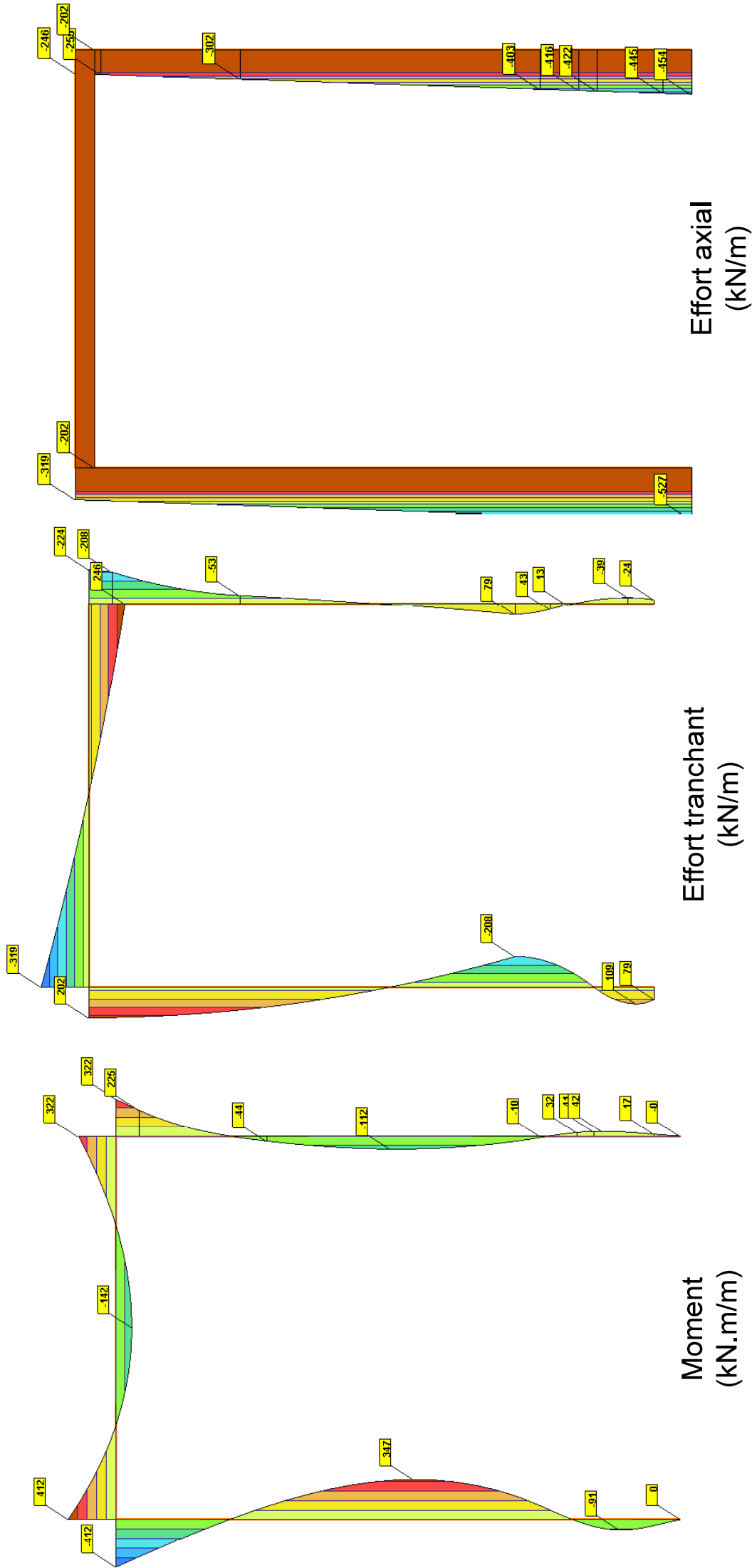
### **Annexe 3**

Résultats calculs éléments finis pour justification de la stabilité des cadres

# CALCUL DOUBLE PAROI CAS ELS SANS SURCHARGE SUR LA DALLE

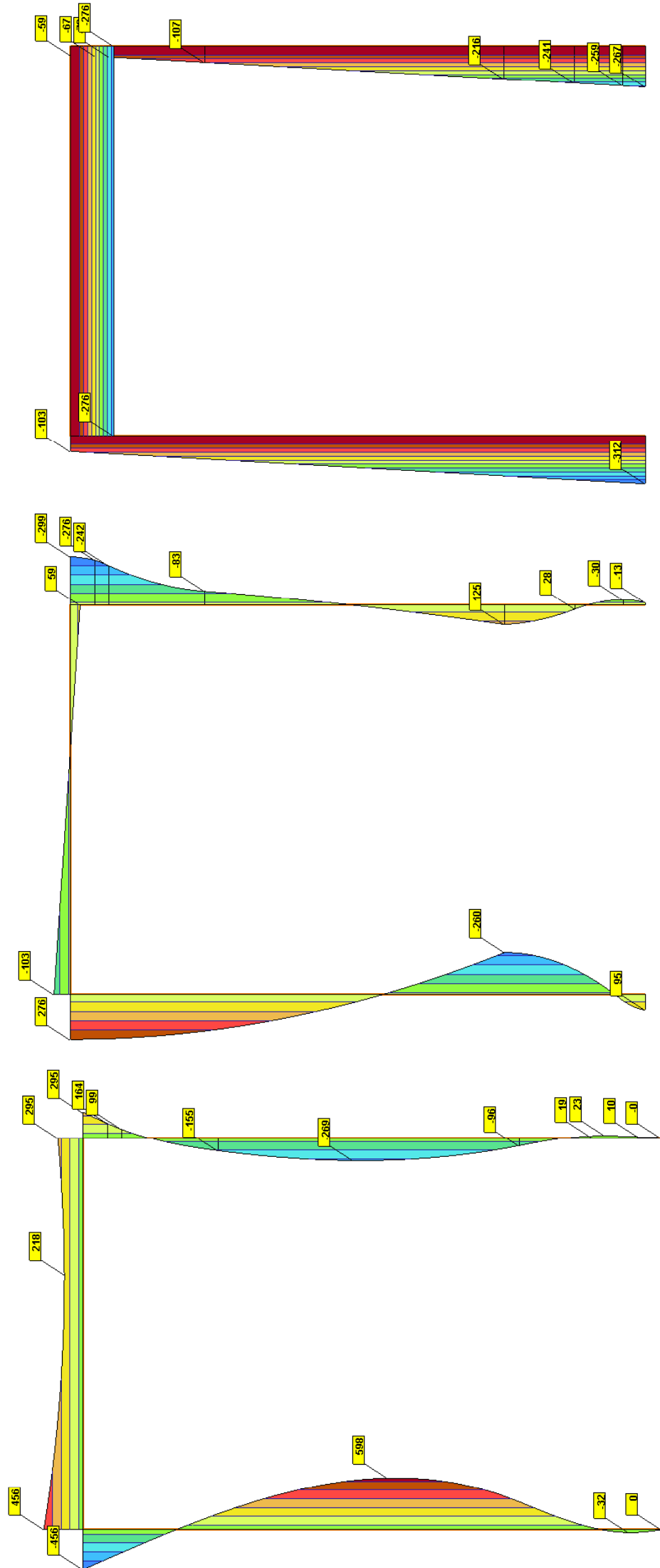


# CALCUL DOUBLE PAROI CAS ELS AVEC SURCHARGE SUR LA DALLE





# CALCUL DOUBLE PAROI- CAS ELU-MAJORATION KA-MINORATION KP SANS SURCHARGE SUR LA DALLE

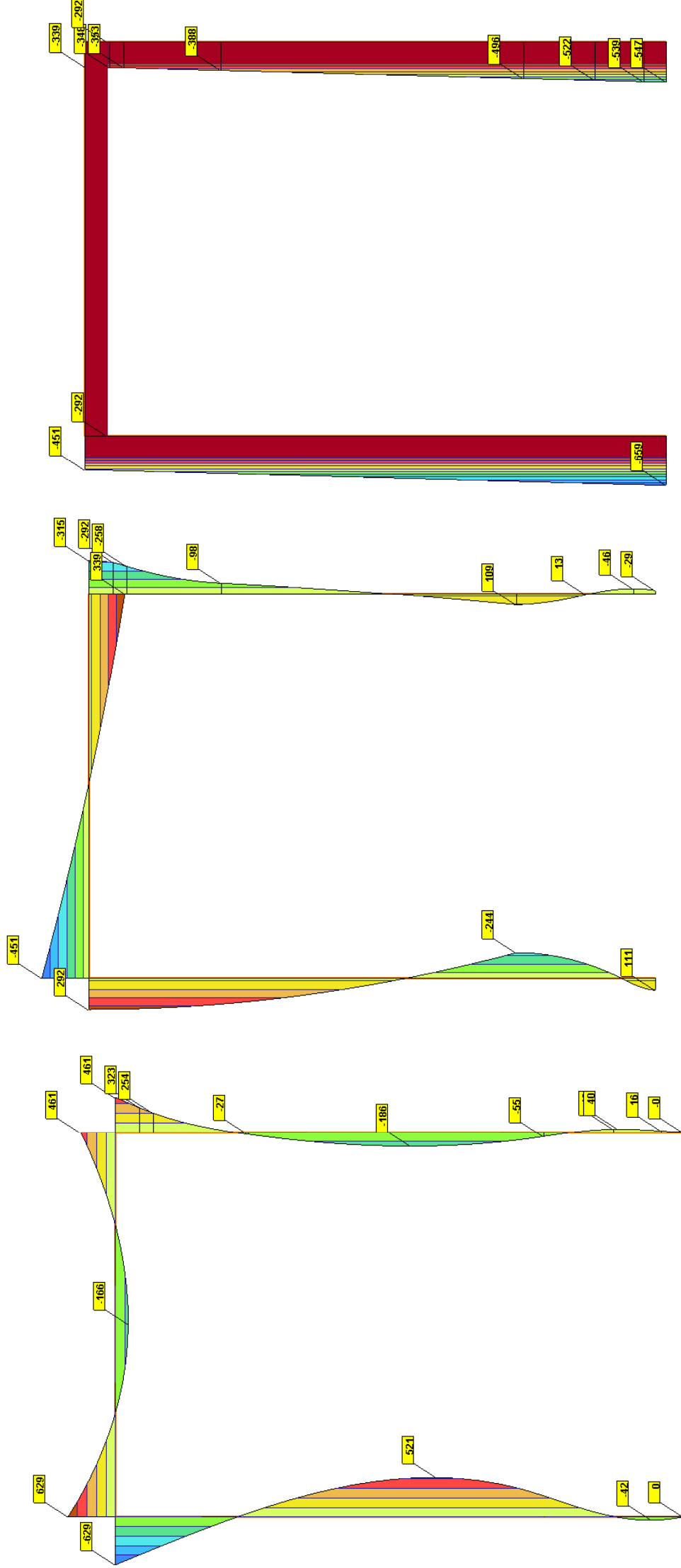


Moment  
(kN.m/m)

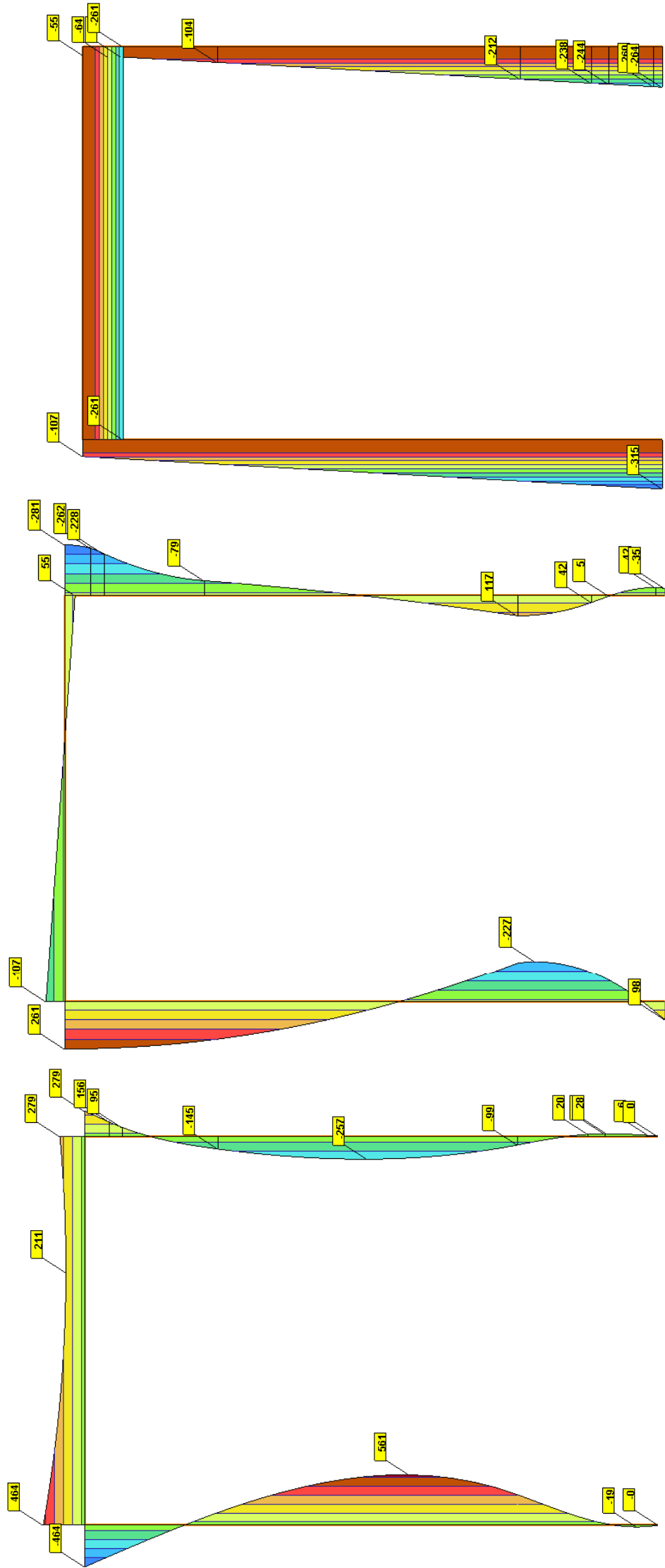
Effort tranchant  
(kN/m)

Effort axial  
(kN/m)

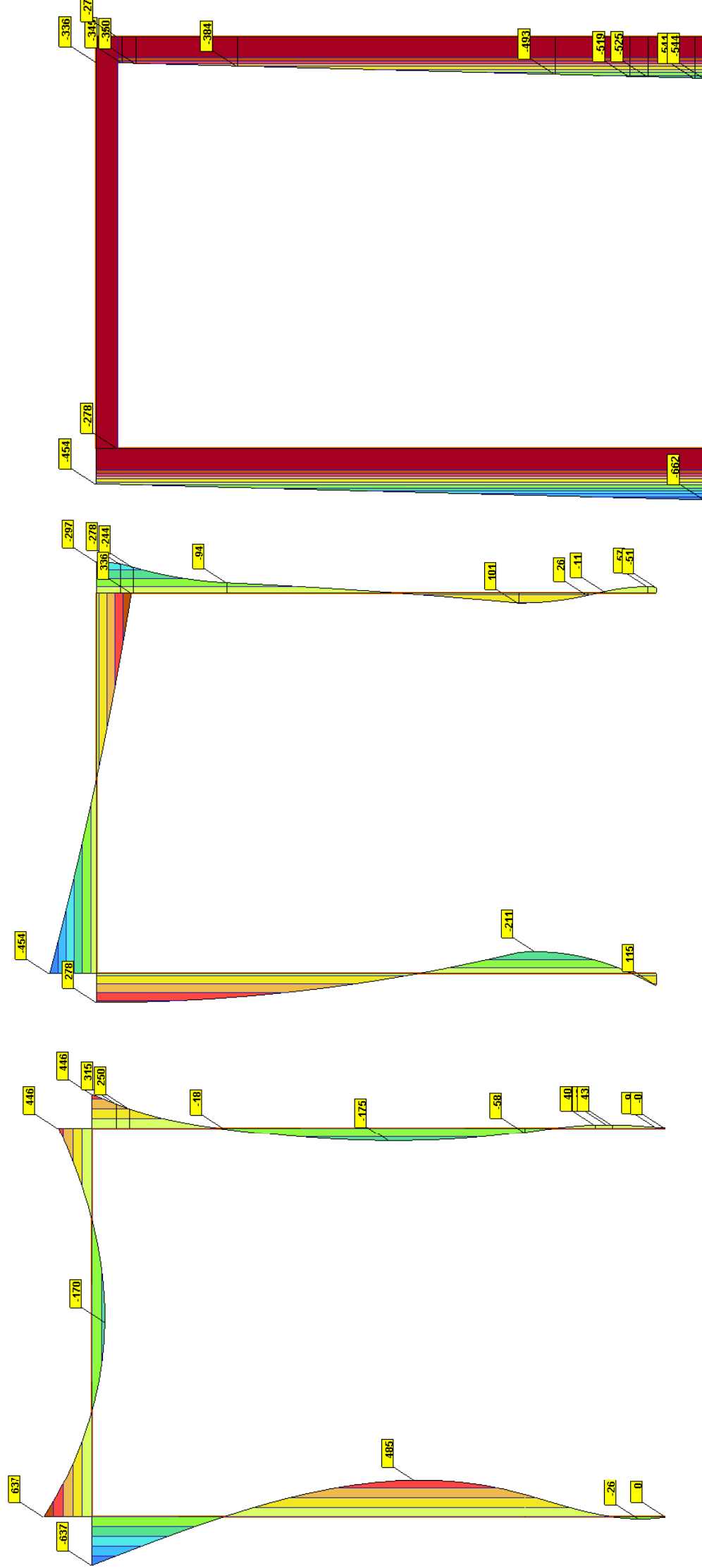
# CALCUL DOUBLE PAROI- CAS ELU-MAJORATION KA-MINORATION KP AVEC SURCHARGE SUR LA DALLE



# CALCUL DOUBLE PAROI- CAS ELU-COEFFICIENTS PARTIELS C'-PHI' SANS SURCHARGE SUR LA DALLE

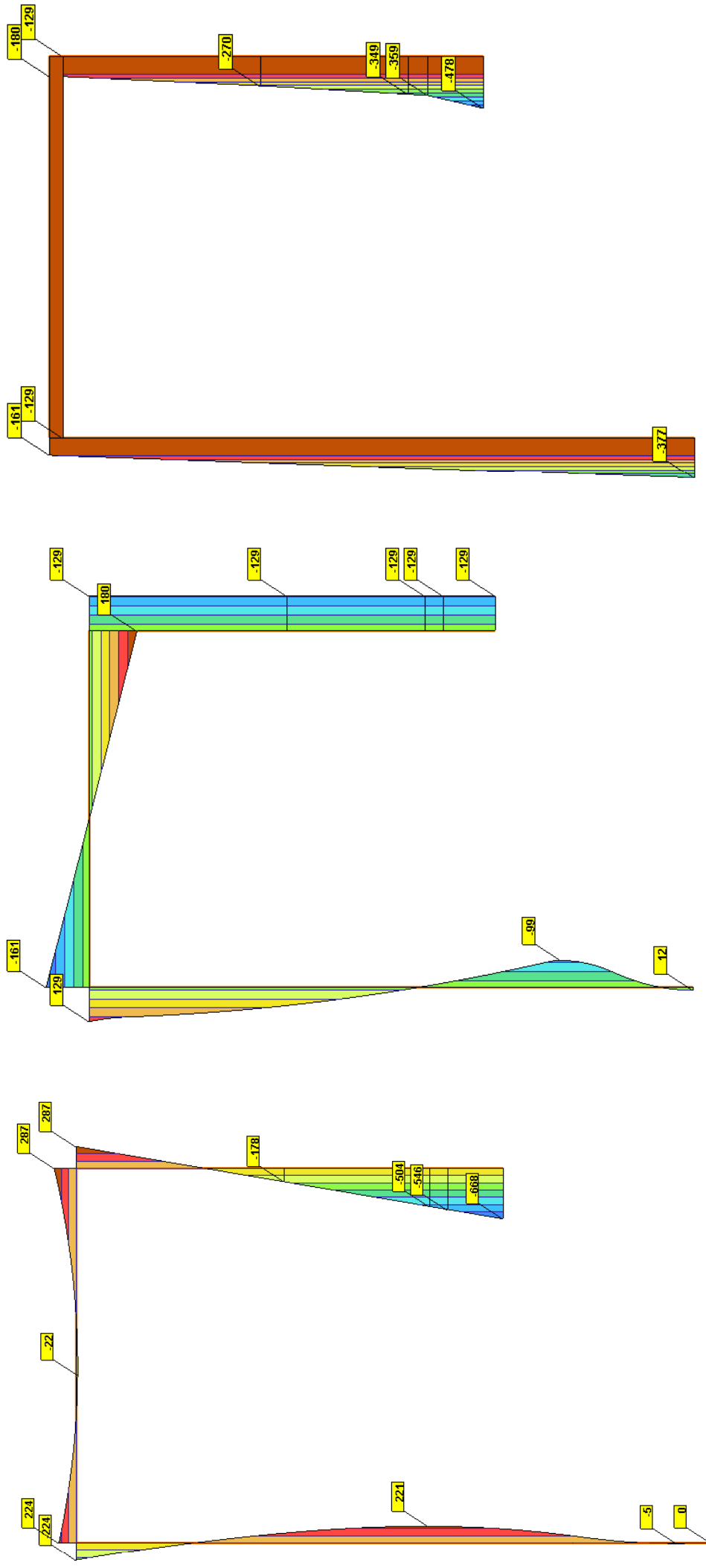


# CALCUL DOUBLE PAROI- CAS ELU-COEFFICIENTS PARTIELS C'-PHI' AVEC SURCHARGE SUR LA DALLE





# CALCUL PAROI+MUR CAS ELS-AVEC SURCHARGE SUR LA DALLE



**Moment  
(kN.m/m)**

Effort tranchant  
(kN/m)

Effort axial  
(kN/m)