

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure des
Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

**Choix de la section transversale du tunnel de
djbèl WAHCH (Constantine) et
dimensionnement du revêtement provisoire et
définitif**

Encadré par :

KHENAT Abdelouaheb

Présenté par :

KHENAT Zakaria

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

En second lieu, Je tiens à remercier mon encadreur Mr : KHENAT Adelouaheb pour ses appréciations compétentes, ses précieux conseils et son aide durant toute la période du travail.

Je remercie ma famille KHENAT pour leur aide matérielle et morale durant toute la période de préparation.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers tous les Enseignants et le personnel administratif de l'ENSTP

Mon vif remerciement va également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils vont porter à mon travail, de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.



Dédicace

Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux

Je remercie ALLAH le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.

*Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation .Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il lui portera récompense, car la mienne ne sera guère complète,
Et lui protège et la garde en bonne santé..*

A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie,

Celui qui m'a aidé à réaliser ce travail, je le remercie de tout mon cœur .

A mes chère grands parents qui ont priés ALLAH pour que je réussisse.

A mon frère Abdelrahmene pour qui j'implore ALLAH de le guider dans sa bonne voie.

A mes sœurs.

A mes petites nièces : Anowar et djinane.

A mon neveu : Aness.

Et tous mes amis et mes collègues de ENSTP

*A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation
de ce mémoire .*



KHENAT ZAKARIA

Notation

E_m	Module pressiométrique
E'	Module de Young
E_{oed}	Module oedométrique
E_c	Module d'élasticité du béton
E_s	Module d'élasticité de l'acier
P_l	Pression limite
P_f	Pression du fluage
α	Coefficient rhéologique du sol
γ	Densité du sol
Φ	Angle de frottement
ν	Coefficient de poisson
γ_s	Coefficient de sécurité des aciers (égale à 1.15)
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
	$\left. \begin{array}{l} 1.5 \text{ Cas durable} \\ 1.15 \text{ Cas accidentel} \end{array} \right\}$
σ_s	Contrainte admissible de l'acier
$\sigma(\text{adm})$	Contrainte admissible
$\sigma(\text{max})$	Contrainte maximum
τ	Contrainte tangentiel
$\bar{\tau}$	Contrainte tangentiel admissible
μ	Moment relatif du béton
f_{bu}	Contrainte admissible du béton
N	Effort normal
T, V_u	Effort tranchant (ELU)

M	Moment
C	Cohésion
St	Espacement des armatures transversal
c'	Enrobage
d	hauteur utile
As	Section des armatures tendues
A's	Section des armatures comprimés
Ar	Section des armatures de répartition
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction
f_e	Limite élastique de l'acier
G	Module de cisaillement
F	Force
D,φ	Diamètre
L	Longueur
θ	Coefficient
g	Accélération de la pesanteur (g=9.81m/s ²)
ξ	Taux d'amortissement critique
η	Facteur de correction d'amortissement

Sommaire

Généralité

I.	Introduction.....	1
II.	But de la thèse.....	2
III.	Site du tunnel de référence.....	2
IV.	Description de l'ouvrage.....	2
V.	La géologie de site	2
VI.	La reconnaissance géotechnique.....	4
	VI.1. Essai pressiométrique.....	4
	VI.2. Essai de densité.....	9
	VI.3. Essai de cisaillement rectiligne	10
VII.	Séismicité régionale.....	13
VIII.	Caractéristiques des matériaux.....	13

Partie1 : Le choix de la section transversale.

I.	Introduction.....	15
II.	Les paramètres majeurs qui interviennent dans le choix de la section	15
III.	Choix de la section transversale du tunnel.....	16
	III.1. Description de la section transversale.....	16
	III.2. Analyse des sections.....	18
	III.2.1. Absence d'eau.....	19
	III.2.2. Présence d'eau.....	22
IV.	Conclusion.....	25

Partie2 : Dimensionnement du revêtement provisoire et définitif

Chapitre1 : les méthodes de creusement.

I.	Introduction.....	26
II.	Processus de choix.....	26
	II.1. Première phase.....	26
	II.2. Deuxième phase.....	26
	II.3. Troisième phase.....	26
III.	Méthodes de creusement.....	27
	III.1. Creusement en pleine section.....	27
	III.2. Creusement en demi section.....	27
	III.3. Creusement en section divisée.....	28
	III.4. Creusement à l'explosif.....	29
IV.	Conclusion.....	32

Chapitre2 : Revêtement Provisoire et définitif

Revêtement provisoire.

I.	Introduction.....	33
II.	Les éléments de revêtement provisoire.....	33
	II.1. Cintre.....	33
	II.2. Béton projeté.....	33
III.	Rôle du revêtement provisoire.....	34
IV.	Impacte de calage de cintre.....	34
V.	Impacte de la rigidité sur les contraintes dans le cintre.....	34

Revêtement définitif.

I.	Introduction.....	40
II.	Fonctions générales.....	40

Conclusion	41
-------------------------	----

Chapitre3 : Auscultation.

I.	Introduction.....	42
II.	Objectifs.....	42
	II.1. Sécurité immédiate.....	42
	II.2. Vérification du soutènement	42
	II.3. Comportement réel du terrain.....	42
	II.4. Amélioration des prédictions.....	42
III.	Contrainte.....	43
	III.1. Permettre un dépouillement une exploitation rapides.....	43
	III.2. Adapter le matériel aux conditions de chantier.....	43
	III.3. Ne pas gêner l'avancement.....	43
IV.	Les façons d'auscultation.....	44
	IV.1. Mesure de convergences relatives.....	44
	IV.2. Mesure extensométrique convergence absolue.....	45
	IV.3. Jauge de déformation.....	46
V.	Conclusion.....	48

Chapitre4 : Confortement.

I.	Introduction.....	49
II.	Confortement du revêtement provisoire	49
	II.1. Le boulonnage.....	49
	II.2. Voûtes parapluie.....	54
	II.3. Micropieux.....	55
	II.4. Jet-grouting.....	56
	II.5. Confortement du revêtement provisoire avec utilisation des boulons d'ancrage et des micropieux.....	57
III.	Confortement du front de taille.....	63
	III.1. les boulons en fibre de verre.....	63
	III.2. Congélation.....	65
	III.3. Injection de la résine.....	65
IV.	Conclusion.....	66

Chapitre5 : Dimensionnement.

I.	Introduction.....	67
II.	Dimensionnement.....	73
	II.1. Cas N° 1.....	73
	II.2. Cas N°2.....	76
	II.3. Cas N°3.....	80
	II.4. Cas N°4.....	83
	II.5. Cas N°5.....	86
	II.6. Cas N°6.....	89
	II.7. Calcul inverses pour vérification des contraintes dans le cintre et la section mixte.....	93
	II.8. Cas N°7.....	97
	II.9. Cas N°8.....	100
	II.10. Cas N°9.....	103
	II.11. Cas N°10.....	106
	II.12. Cas N°11.....	108
	II.13. Cas N°12.....	111
	II.14. Cas N°13.....	114
	II.15. Cas N°14.....	119
	II.16. Cas N°15.....	130
	II.17. Ferrailage.....	137
	II.17.1. Cas normal	137
	II.17.3. Cas accidentelle.....	142
	II.17.2. Ferrailage au niveau des têtes.....	150

Conclusion générale.....	157
---------------------------------	------------

Généralité

I. Introduction générale

-Le développement économique des pays oblige à exploiter le sous-sol pour aménager : les parkings, les métros, les exploitations minières, transfert d'eau, faire passer à travers les montagnes des lignes ferroviaires et des routes et autoroute, tous ces travaux nécessitent des travaux souterrains, et en particulier des tunnels.

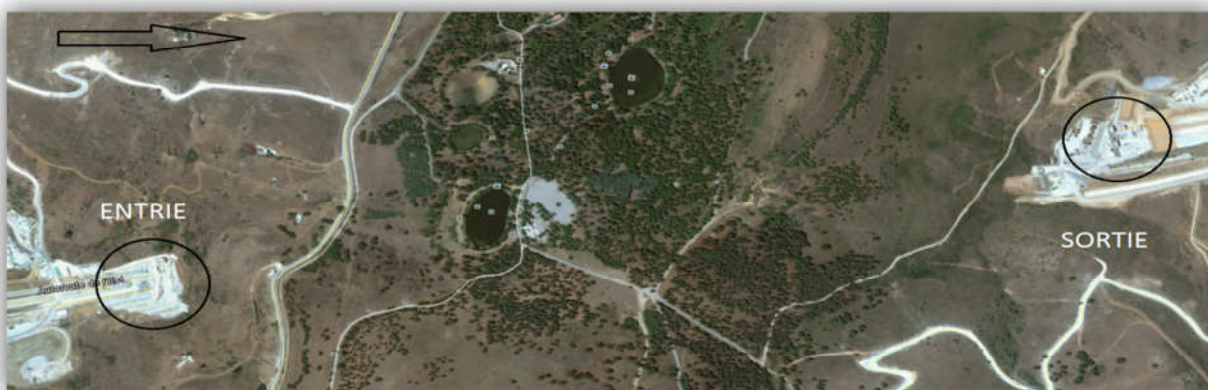


II. But de la thèse

-Cette thèse de fin d'étude, traite les questions se rapportant au dimensionnement, en mettant en évidence les paramètres, pour avoir des ordres de grandeurs qui aide dans le suivi de l'excavation.

III. Site du tunnel de référence

Le tunnel fait partie de l'autoroute est-ouest (AU1) entre la WILAYA de CONSTANTINE et la WILAYA de SKIKDA de **PK205+400** au **PK207+309**.



-SITE DE L'OUVRAGE-

IV. Description de l'ouvrage

Le tunnel est constitué par deux(2) tubes séparés faisant passer une chaussée de **10.5m** chacun avec un gabarit routière de **5.25m** la longueur de ce tunnel est de **1909m**.

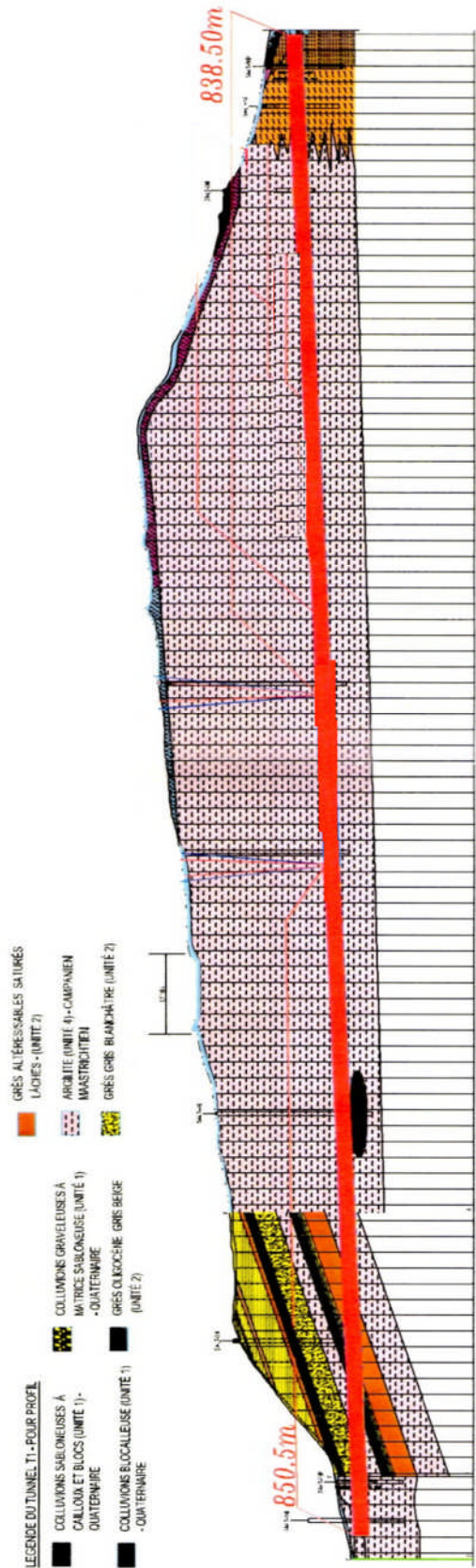
V. La géologie de site

Les travaux souterrains nécessitent une reconnaissance géologique de terrain bien détaillé car il est le facteur principal qui entre dans les travaux souterrains.

-le profil en long geologique est mentioné sur le schema ci dessous

-Dans le cadre de cette thèse un seul tube est pris en compte avec une couverture de 100m, le sol encaissant de ce tube est constitué par des argilite.

-Profil longitudinal géologique-



VI. La reconnaissance géotechnique :

- Les caractéristiques mécaniques utilisées pour le dimensionnement sont issues des essais de laboratoire :

VI-1-Essai pressiométrique :

-L'essai pressiométrique consiste à descendre, a une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

•trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

-le module pressiométrique E_m qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.

-la pression limite P_l qui caractérise la résistance de rupture du sol.

-la pression du fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

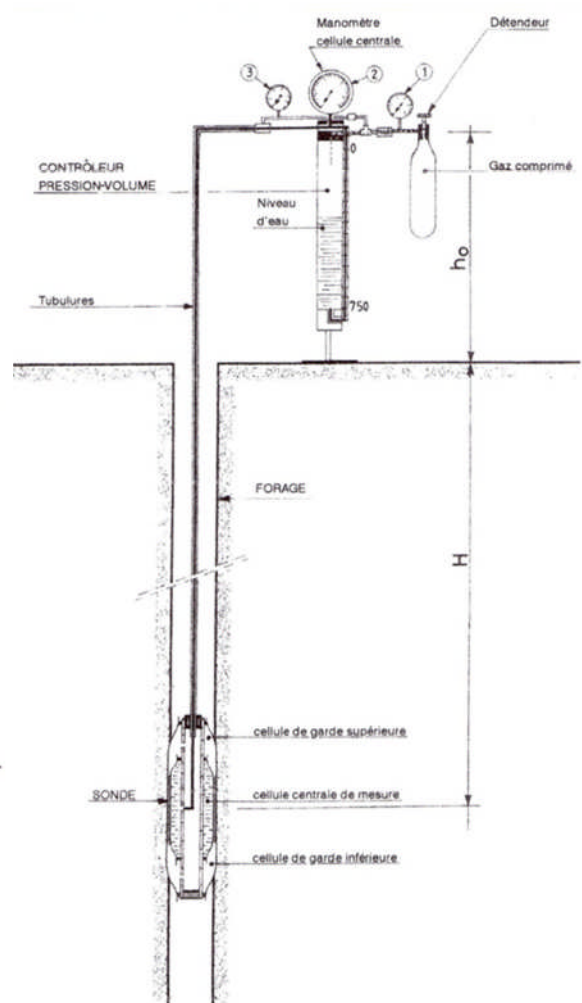
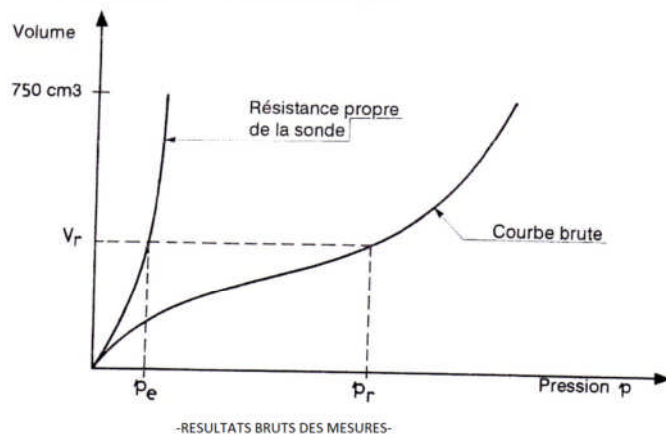


Schéma du pressiomètre.

-Rappel:

$$E' = 0.74 \times E_{oed}$$

$$E_m = \alpha \times E_{oed}$$

- Coefficient rhéologique du sol -

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Roche	
	α	E/pl	α	E/pl	α	E/pl	α	E/pl	α	Type	α
Surconsolidé très serré	—	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé	2/3
										Normal	1/2
Normalement consolidé normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	Très fracturé	1/3
Sous-consolidé, altéré	—	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	—	—	Très altéré	2/3

-On possède cinq (5) prélèvements :

Prélèvement n°1 :

$E_m/P_l > 16 \rightarrow \alpha = 1$

$E_{oed} = E_m / \alpha \rightarrow E_{oed} = E_m$

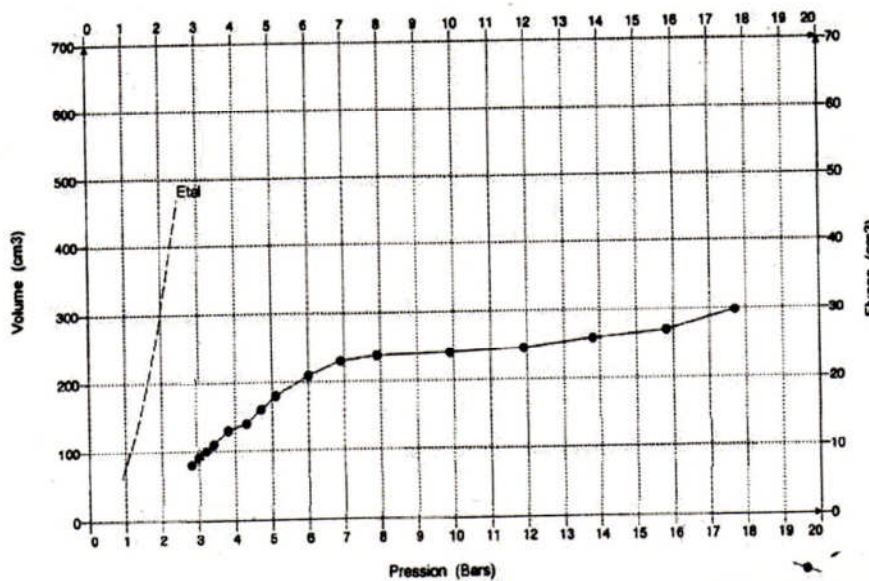
$E_{oed} = 348.9 \text{ bar}$

$E' = 0.74 \times E_{oed} \rightarrow E' = 0.74 \times 348.9$

$E' = 258.18 \text{ bars}$ (1)

UNITES	
Volume	cm ³
Pression limite	Bars

RESULTATS	
P _l	17,70
E _m	348,90
E _m /P _l	19,70



Prélèvement n°2 :

$E_m/P_l > 16 \rightarrow \alpha = 1$

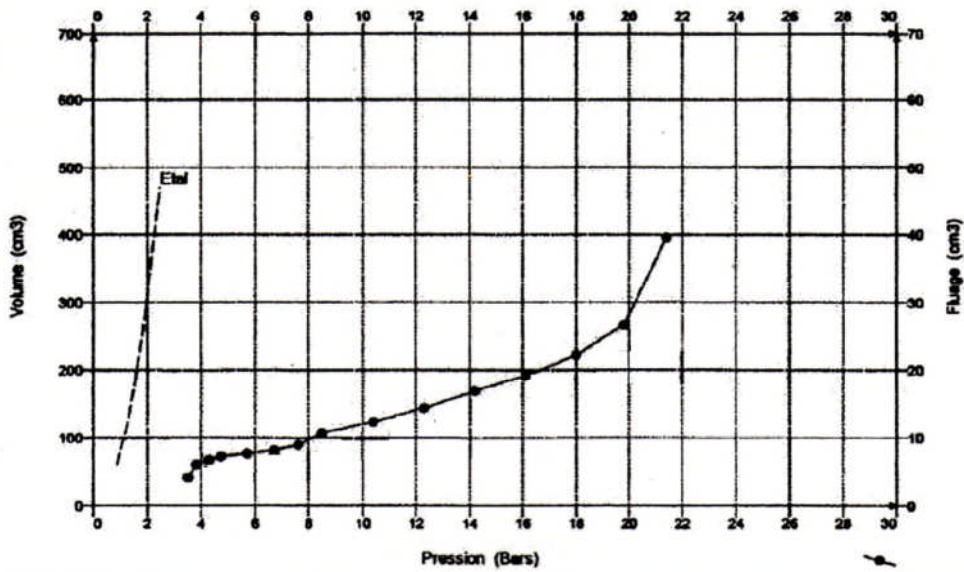
$E_{oed} = E_m / \alpha \rightarrow E_{oed} = E_m$

$E_{oed} = 492.6 \text{ bar}$

$E' = 0.74 \times E_{oed} \rightarrow E' = 0.74 \times 492.6$

$E' = 364.52 \text{ bars}$ (2)

RESULTATS	
P _l	22.90
E _m	492.60
E _m /P _l	21.50



Prélèvement n°3 :

$9 < E_m/P_l < 16 \rightarrow \alpha = 2/3$

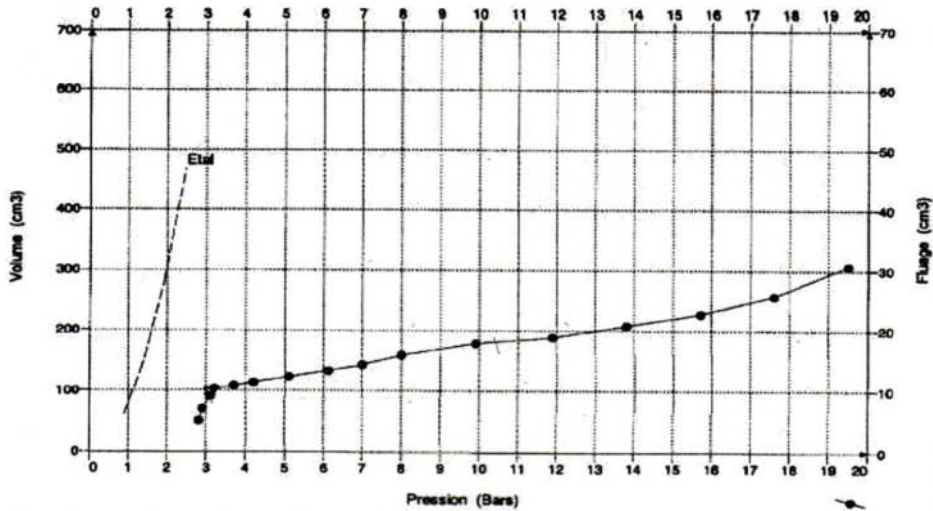
$E_{oed} = E_m / \alpha \rightarrow E_{oed} = E_m / (2/3)$

$E_{oed} = 297.75 \text{ bar}$

$E' = 0.74 \times E_{oed} \rightarrow E' = 0.74 \times 291.33$

$E' = 220.33 \text{ bars}$ (3)

RESULTATS	
P _l	19.50
E _m	198.50
E _m /P _l	10.20



Prélèvement n°4 :

$9 < E_m/P_l < 16 \rightarrow \alpha = 2/3$

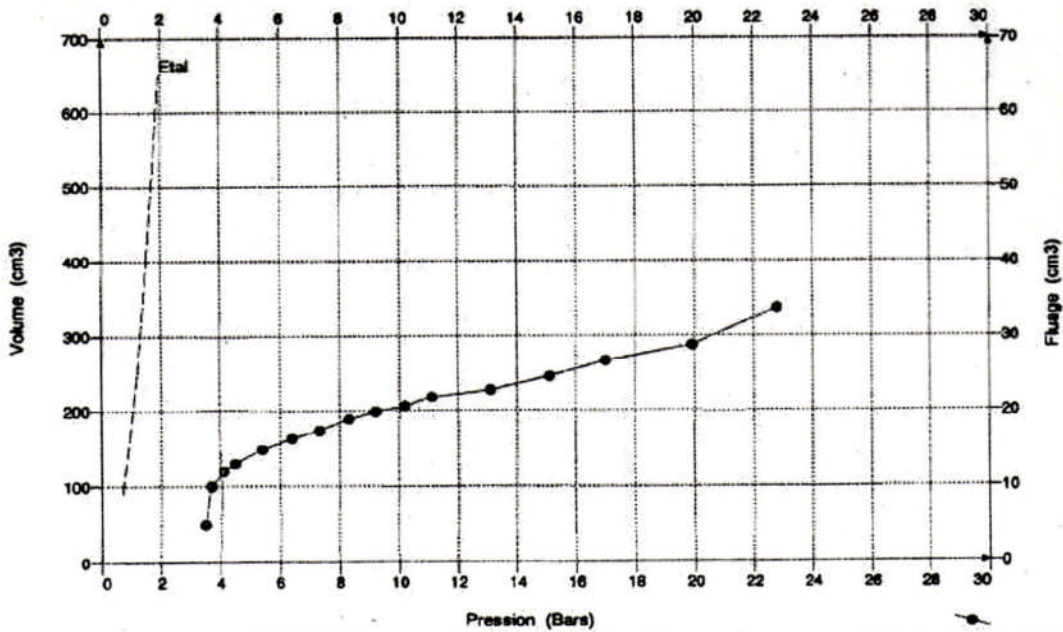
$E_{oed} = E_m/\alpha \rightarrow E_{oed} = E_m/(2/3)$

$E_{oed} = 404.4 \text{ bar}$

$E' = 0.74 \times E_{oed} \rightarrow E' = 0.74 \times 291.33$

$E' = 299.25 \text{ bars}$ (4)

RESULTATS	
P_l	23.30
E_m	269.60
E_m/P_l	11.70



Prélèvement n°5 :

$E_m/P_l > 16 \rightarrow \alpha = 1$

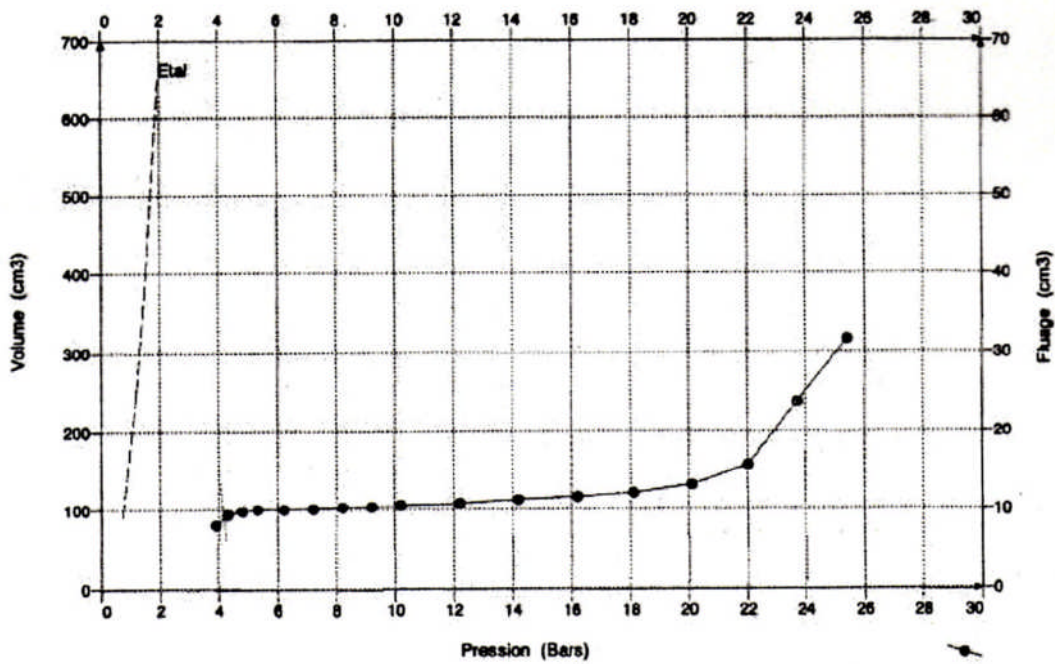
$E_{oed} = E_m / \alpha \rightarrow E_{oed} = E_m$

$E_{oed} = 465.5 \text{ bar}$

$E' = 0.74 \times E_{oed} \rightarrow E' = 0.74 \times 465.5$

$E' = 344.47 \text{ bars} \dots \dots \dots (5)$

RESULTATS	
Pl	26.30
Em	465.50
Em/Pl	33.40



D'après 1, 2, 3, 4 et 5 on a :

$E'_{moy} = 297.35 \text{ bars}$ d'où :

$E' = 300 \text{ bars}$

VI-2-Essai de densité :

-Cette essai consiste a déterminé la densité du terrain en place, les valeurs trouvées sur trois(3) prélèvements sont les suivants :

Prélèvement n°1 :

$$\gamma = 2.20 \text{ t/m}^3 \dots \dots \dots (1)$$

UNITES	
Volume	cm ³
Poids	g

Echantillon	1	
Tare n°	83	86
PH + Tare	162.7	144.8
PS + Tare	149.1	132.7
Tare	25.8	23.5
Poids d'eau	13.6	12.1
Poids sec	123.3	109.2
Teneur en eau	11.0	11.1
PH + Paraffine	599.40	
P. Humide	576.10	
P. Paraffine	23.30	
P. Mat. Dans eau	310.80	
V. Brut	288.60	
V. Paraffine	26.48	
V. Net	262.12	
D. Humide	2.20	
T. en eau moyenne	11.06	
D. Sèche	1.98	
T. en eau saturation	12.83	
Degré de Saturation	86.17	

Tableau des résultats n°1

Prélèvement n°2 :

$$\gamma = 2.26 \text{ t/m}^3 \dots \dots \dots (1)$$

Echantillon	1	
Tare n°	12	53
PH + Tare	111.1	94.1
PS + Tare	105	89.5
Tare	23.2	27.5
Poids d'eau	6.1	4.6
Poids sec	81.8	62
Teneur en eau	7.5	7.4
PH + Paraffine	453.00	
P. Humide	431.40	
P. Paraffine	21.60	
P. Mat. Dans eau	237.60	
V. Brut	215.40	
V. Paraffine	24.55	
V. Net	190.85	
D. Humide	2.26	
T. en eau moyenne	7.44	
D. Sèche	2.10	
T. en eau saturation	9.83	
Degré de Saturation	75.86	

Tableau des résultats n°2

Prélèvement n°3 :

$$\gamma = 2.15 \text{ t/m}^3 \dots \dots \dots (3)$$

Échantillon	1	
Tare n°	14	13
PII + Tare	157.1	141.3
PS + Tare	144.9	130.4
Tare	24.7	27.7
Poids d'eau	12.2	10.9
Poids sec	120.2	102.7
Teneur en eau	10.1	10.6
PH + Paraffine	587.70	
P. Humide	564.40	
P. Paraffine	23.30	
P. Mat. Dans eau	298.80	
V. Brut	288.90	
V. Paraffine	26.48	
V. Net	262.42	
D. Humide	2.15	
T. en eau moyenne	10.38	
D. Sèche	1.95	
T. en eau saturation	13.62	
Degré de Saturation	76.21	

Tableau des résultats n°3

D'après 1, 2, et 3 on a :

$$\gamma_{\text{moy}} = (2.20 + 2.26 + 2.15) / 3 \rightarrow \gamma_{\text{moy}} = 2.20 \text{ t/m}^3$$

$\gamma = 2.20 \text{ t/m}^3$

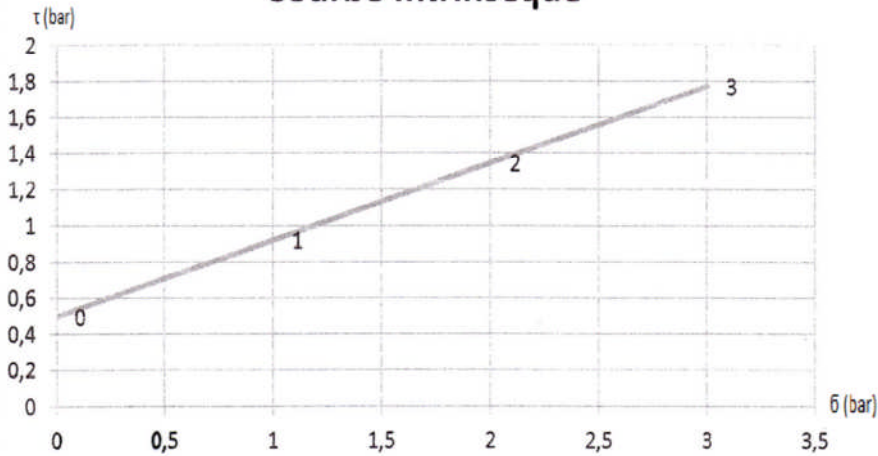
VI-3-Essai de cisaillement rectiligne :

-l'essai de cisaillement rectiligne consiste à déterminer expérimentalement la courbe intrinsèque d'un sol puis d'en déduire les caractéristiques mécaniques

(Angle de frottement, cohésion)

-on possède trois(3) prélèvements :

UNITES	
Contraintes	bars
Cohésions	bars

Prélèvement n°1 :**Courbe Intrinseque**

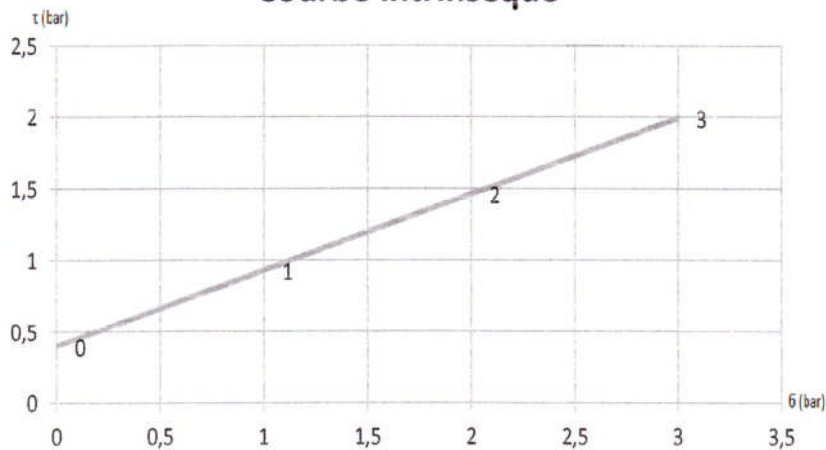
σ (bar)	0	1	2	3
τ (bar)	0,5	0,924	1,348	1,773

-d'après la courbe :

La cohésion $C=0.5\text{bar} \dots (1)$

L'angle de frottement

$\text{tg}\varphi = 1.273/3 = 0.424 \rightarrow \varphi = 22.97^\circ \dots (1)$

Prélèvement n°2 :**Courbe Intrinseque**

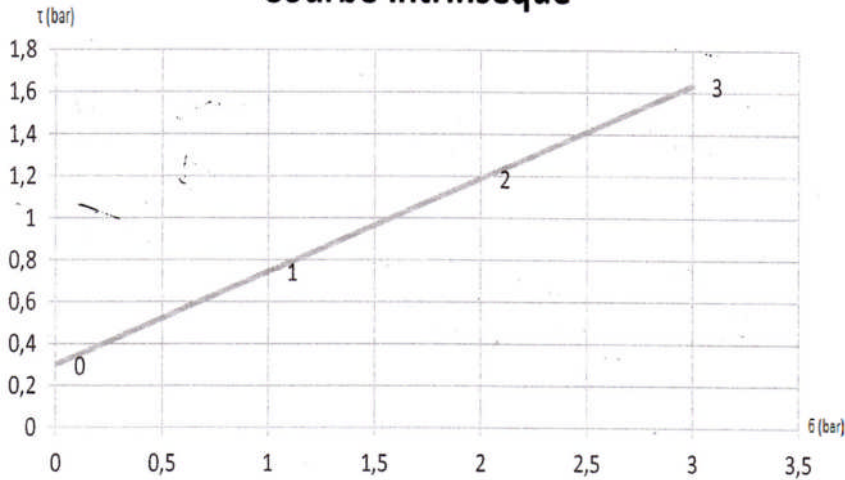
σ (bar)	0	1	2	3
τ (bar)	0,4	0,931	1,463	1,995

-d'après la courbe :

La cohésion $C=0.4\text{bar} \dots (2)$

L'angle de frottement

$\text{tg}\varphi = 1.595/3 = 0.531 \rightarrow \varphi = 27.96^\circ \dots (2)$

Prélèvement n°3 :**Courbe Intrinseque**

σ (bar)	0	1	2	3
τ (bar)	0,3	0,745	1,190	1,635

-d'après la courbe :

La cohésion $C=0.3\text{bar} \dots (3)$

L'angle de frottement

$$\text{tg}\varphi = 1.335/3 = 0.445 \rightarrow \varphi = 23.98^\circ \dots (3)$$

D'après 1, 2, et 3 on a :

$$C_{\text{moy}} = (0.5 + 0.4 + 0.3)/3 = 0.4\text{bar}$$

$$\Phi_{\text{moy}} = (22.97 + 27.96 + 23.98)/3 = 24.97$$

$$C = 0.4\text{bars}$$

$$\Phi = 25^\circ$$

Grandeur	Symbole	Unité	Valeur
Poids volumique	γ	t/m^3	2,2
Module d'Young	E'	bar	300
Cohésion	C	bar	0,4
Angle de frottement	φ	(°)	25
Coefficient de Poisson	ν	/	0,3

VII. Séismicité régionale

-Selon RPOA (règlement parasismique des ouvrages d'art) la WILAYA de COSTANTINE est classée dans la zone IIa (zone moyenne).

VIII. Caractéristiques des matériaux

Béton (Revêtement définitif) :

Résistance caractéristique du béton à la compression **fc28 = 40 MPa**

Résistance caractéristique du béton à la traction **ft28=3MPa**

Module d'élasticité du béton **Ec = 36000 MPa**

Coefficient de Poisson **v= 0.3**

Module de cisaillement **G=13846.15 MPa**

Béton projeté :

Résistance caractéristique du béton à la compression **fc28 = 30 MPa**

Résistance caractéristique du béton à la traction **ft28=2.4MPa**

Module d'élasticité du béton **Ec = 28000 MPa**

Coefficient de Poisson **v= 0.2**

Module de cisaillement **G=11666.66 MPa**

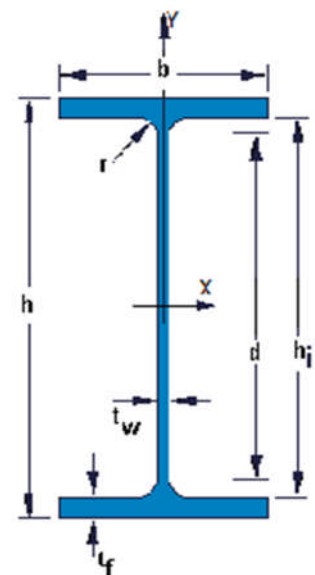
Profilés métalliques (Poutre HEB200) :

Module d'élasticité de l'acier **Es = 210000 MPa**

Limite élastique de l'acier **fe = 360MPa**

-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

$h = 200 \text{ mm}$	$r = 18 \text{ mm}$
$d = 134 \text{ mm}$	$t_f = 15 \text{ mm}$
$b = 200 \text{ mm}$	$h_i = 170 \text{ mm}$
$t_w = 9 \text{ mm}$	



-HEB200-

-CARACTERISTIQUES MECANQUES :

$$M = 61,30 \text{ kg/m} \quad I_y = 2003,00 \text{ cm}^4$$

$$A = 78,10 \text{ cm}^2 \quad I_y/V_y = 200,00 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 5\,696,00 \text{ cm}^4 \quad i_y = 5,07 \text{ cm}$$

$$I_x/V_x = 570,00 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 8,54 \text{ cm}$$

Les armatures d'acier :

On utilise pour les armatures d'acier des barres à haute adhérence de classe FeE500

On a :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

D'où :

$$\sigma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \approx \mathbf{435 \text{ (MPa)}}.$$

Partie1:

Le choix de la section transversale

I. Introduction

La section transversale fait référence au profil en travers prépondérant dans l'ouvrage, comme elle représente la seconde étape majeure de la conception d'un tunnel, après celle du tracé en plan, et le profil en long, et l'emplacement des têtes du tunnel.

II. Les paramètres majeurs qui interviennent dans le choix de la section :

1-Le volume du trafic, nature du trafic, mode d'exploitation, urbain ou non urbain, pour déterminer:

- nombre et largeur des voies, selon le trafic et le type de véhicules admis en tunnel,
- hauteur libre (selon le type de véhicules),
- bandes d'arrêt ou garages, selon le volume de trafic, le mode d'exploitation, le taux statistique de pannes.

2-La ventilation a un impact majeur qui dépend :

- du système de ventilation retenu
- de l'espace nécessaire pour les gaines de ventilation, de celui nécessaire à l'installation des Ventilateurs, accélérateurs.

3-L'évacuation des usagers et les accès des secours.

4-les réseaux et équipements d'exploitation sont également bien souvent déterminants dans le dimensionnement du profil en travers, compte tenu de leur nombre, de leur encombrement, des protections indispensables associées pour garantir la sécurité de fonctionnement de l'ouvrage, et de l'espace relativement limité sous les trottoirs et bandes dérasées pour les implanter. Sont en particulier concernés les réseaux suivants qui ont un impact dimensionnel:

- réseau(x) d'assainissement séparatif(s) ou non, collecte des liquides déversés sur les chaussées et siphons associés
- réseau d'eau de lutte contre l'incendie et bornes d'incendie.
- tous les réseaux de câbles haute et moyenne tension, ainsi que les courants faibles. Il est indispensable de prendre en compte les câbles nécessaires au moment de la mise en service du tunnel et leur protection contre un incendie, ainsi que les dispositions permettant le remplacement partiel ou total de ceux-ci, et l'adjonction inéluctable d'autres réseaux tout au long de la vie de l'ouvrage,
- les besoins particuliers à court ou moyen terme des réseaux extérieurs susceptibles de transiter par le tunnel.

- l'ensemble de la signalisation d'exploitation : feux d'affectation de voies, panneaux à messages variables, signalisation de prescription, signalisation de sécurité, signalisation directionnelle,

5-Les interfaces fonctionnelles localisées : sous-stations souterraines, usines de ventilation souterraines, niches de sécurité, abris, etc. ; il est indispensable de prendre en compte les dispositions d'exploitation et de maintenance et notamment la construction d'espaces de stationnement pour les opérations de maintenance

6-Les méthodes de construction et les conditions de géologie ont un impact sur le profil en travers (indépendamment du dimensionnement des structures de génie civil); à titre d'illustration :

- un tunnel réalisé au tunnelier rend disponibles des surfaces sous chaussée qui peuvent être utilisées par exemple pour la ventilation, l'évacuation et l'accès des secours. Ceci peut permettre des optimisations (suppression des galeries inter-tubes ou de galeries parallèles) qui peuvent être financièrement importantes si le tunnel est situé sous le niveau de la nappe phréatique dans des matériaux perméables.

III. Choix de la section transversale du tunnel

-Le tracé du tunnel en plan et en élévation traverse des formations géologiques ayant des caractéristiques mécaniques différentes. La section transversale la plus judicieuse est choisie qui doit répondre au mieux, sur la majeure partie du tracé, aux charges générées par le terrain encaissant. Cette section doit contenir le gabarit d'obstacle et tous les équipements.

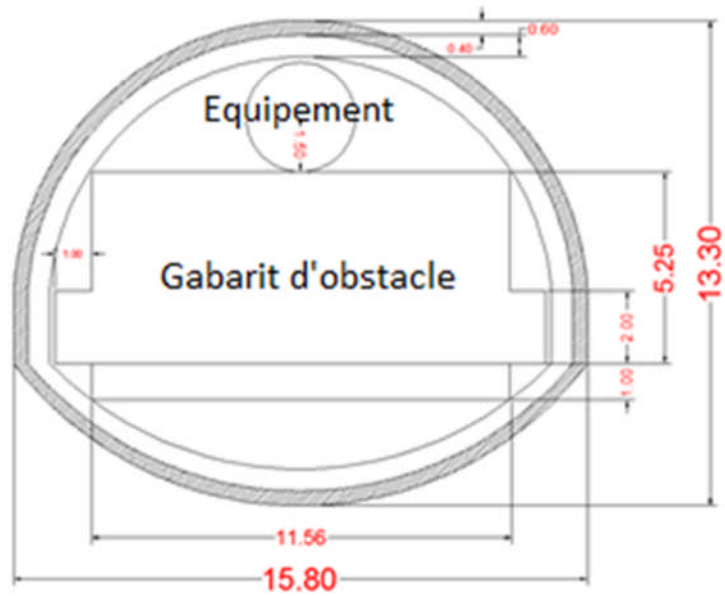
III -1- Description de la section transversale :

-La coupe transversale du tunnel comprend :

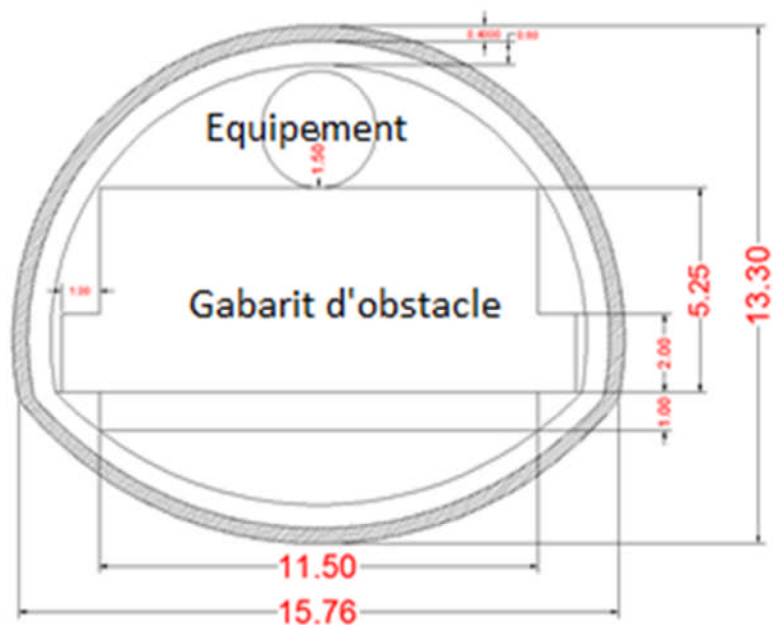
- Trois (3) voies dans chaque tube, d'une largeur de **3,5 mètres** chacune.
- Une (1) bande dérasée de **0,5 m** de largeur de part et d'autre.
- Deux (2) trottoirs de **1,0 m** de largeur chacun.
- Gabarie routière de **5.25m**.
- Equipement de **3m** d'hauteur.

-Cette analyse traite les sections transversales suivantes on garde les même dimensions pour toutes les sections.

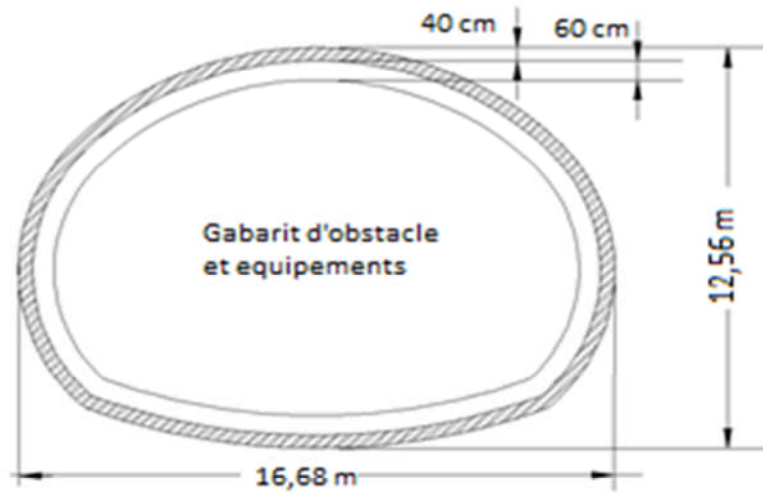
a-Section ovoïde (piédroit, rein, calotte) :



b-Section circulaire (piédroit, rein, calotte) :

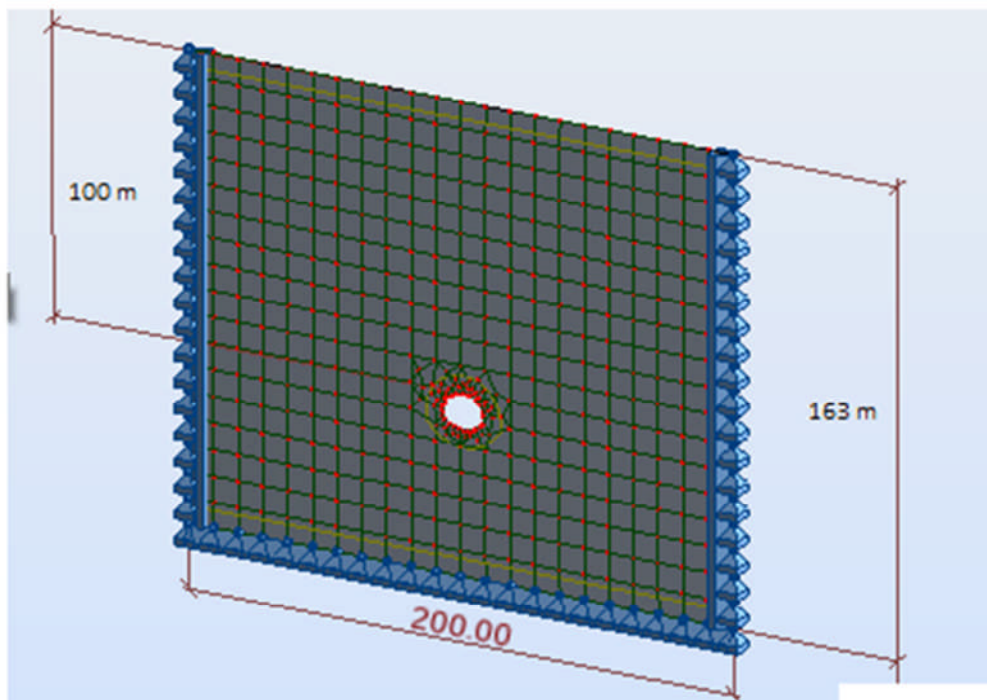


c- Section surbaissée :



III-2- Analyse des sections :

-l'analyse est faite avec une couverture de **100m**, et un espacement de cintre de **1m**, elle est faite également, pour tenir compte du seul paramètre causé par la charge du terrain.



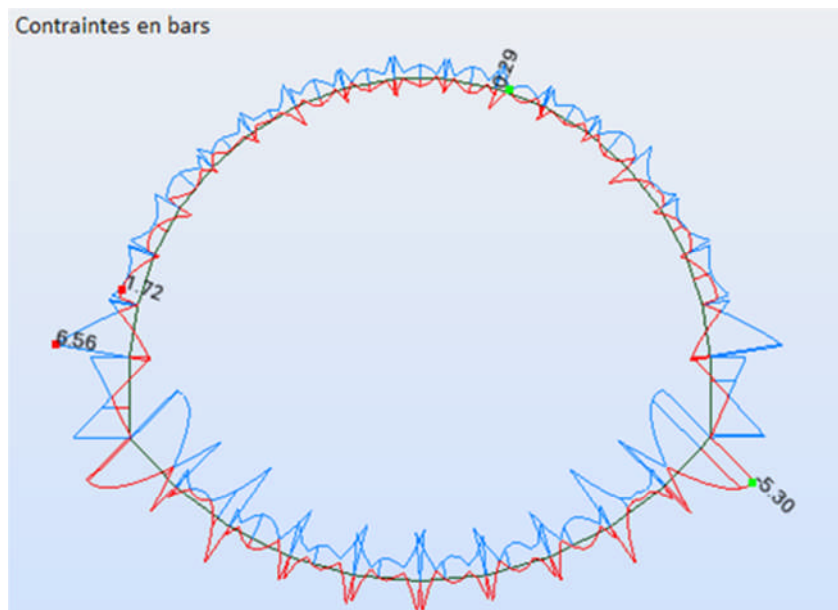
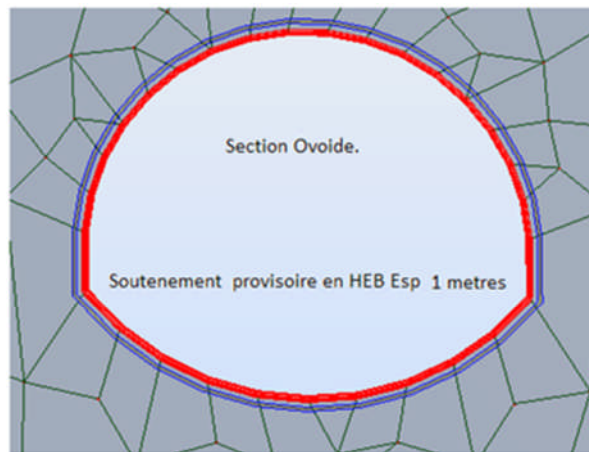
-modèle de calcul-

III-2-1- absence d'eau :

-Contraintes dans l'HEB 200 avec les caractéristiques suivantes du terrain.

E= 300 bars, $\Phi = 25$ degré, C= 40 KPA, $\nu = 0,3$, $\gamma = 2,2$ t / m³

a-Section Ovoïde :



-Diagramme des contraintes-

b-Section circulaire :

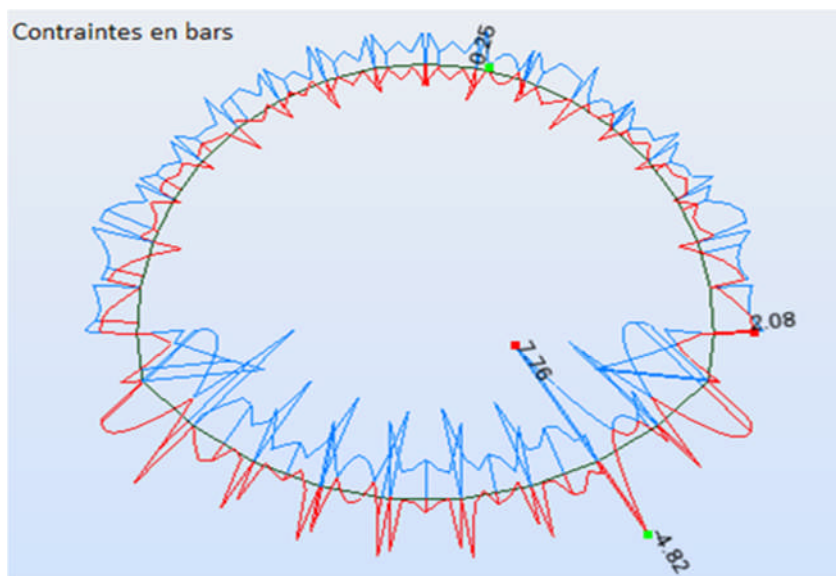
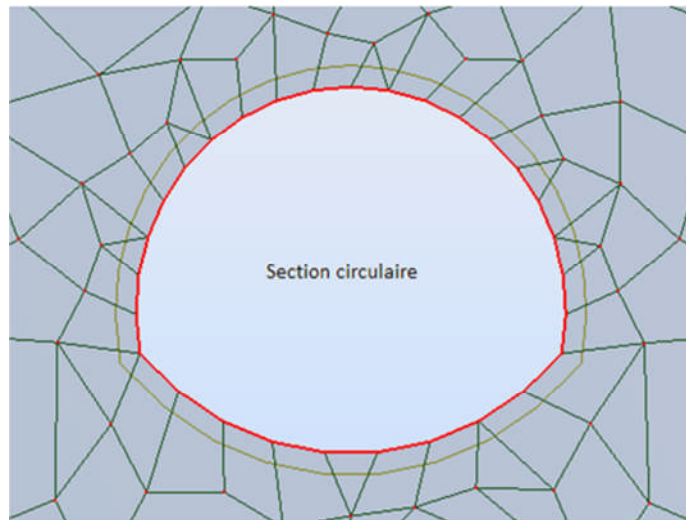
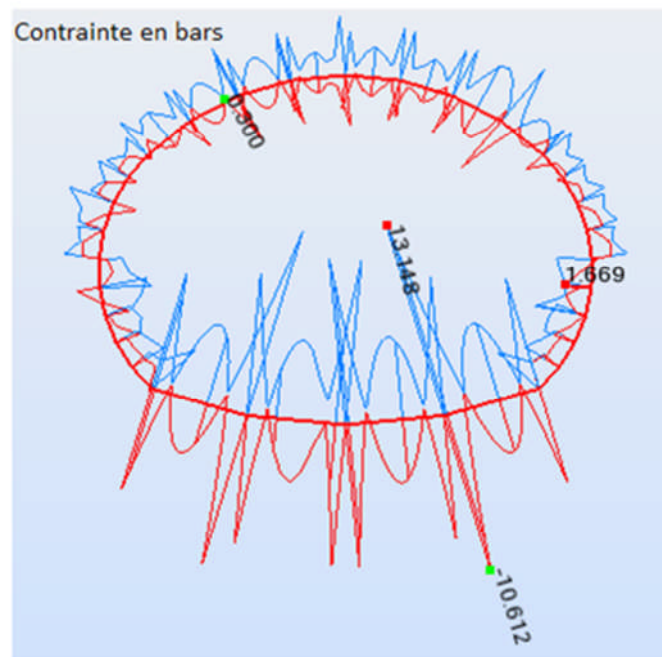
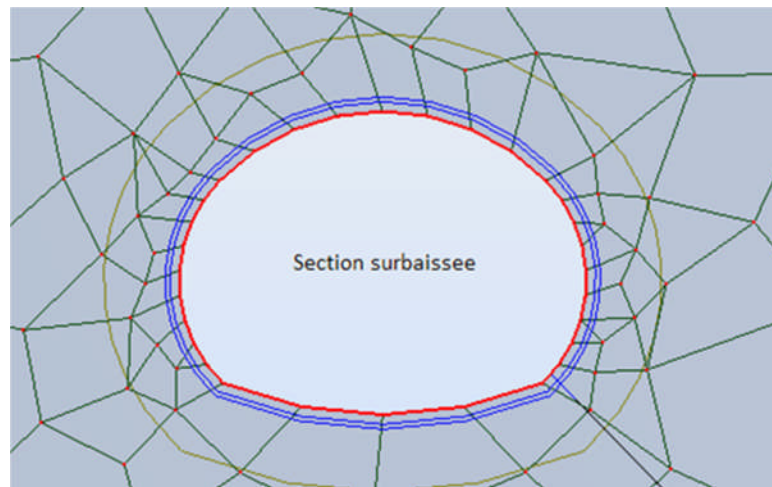


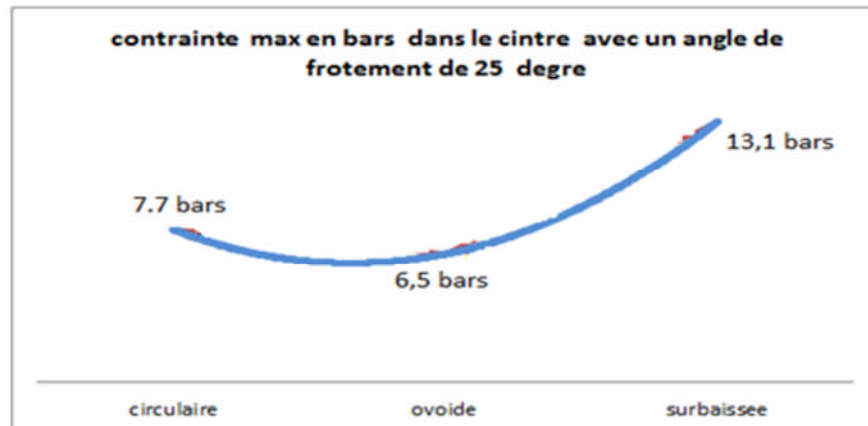
Diagramme des contraintes

c-Section surbaissée :



-Diagramme des contraintes-

Récapitulation des contraintes.

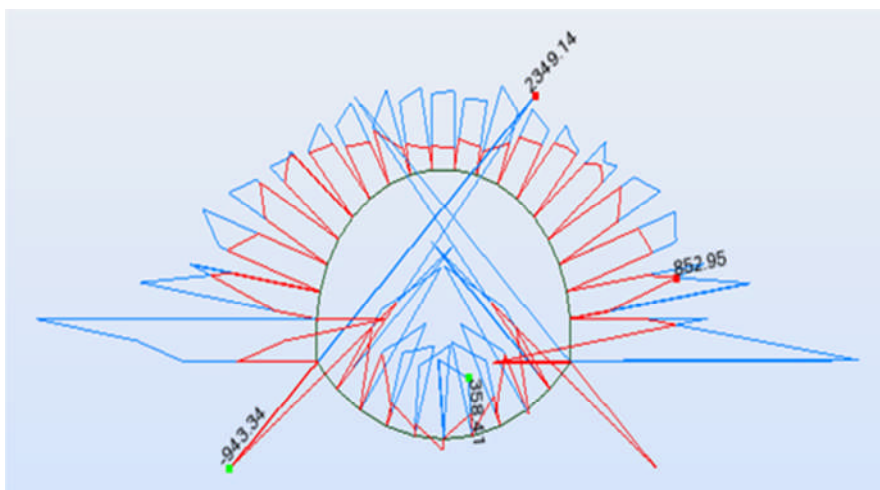
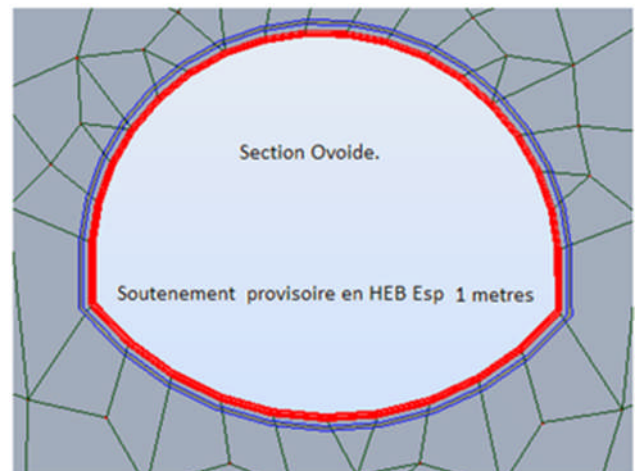


III-2-2- présence d'eau :

-Contraintes dans l'HEB 200 avec les caractéristiques suivantes du terrain.

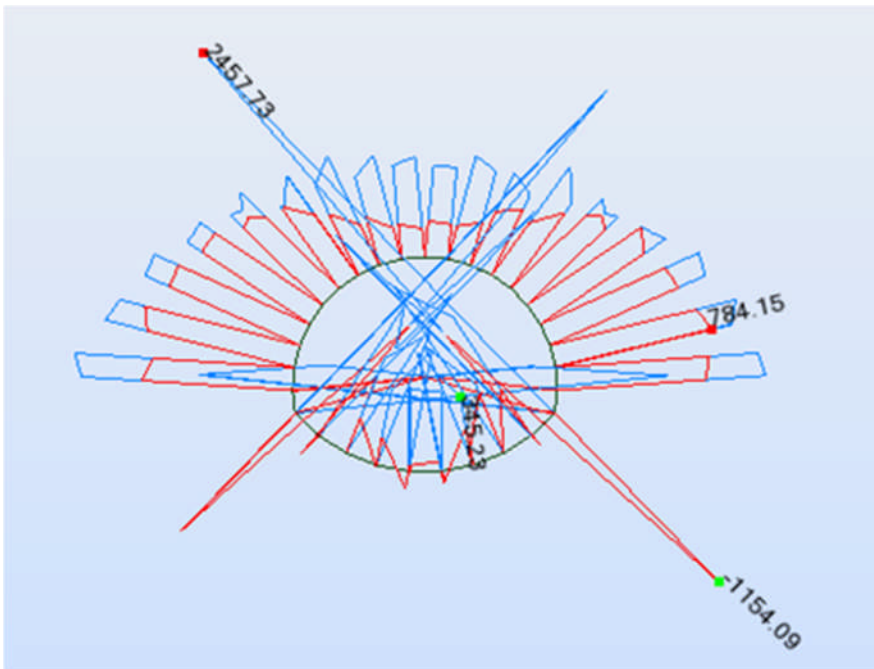
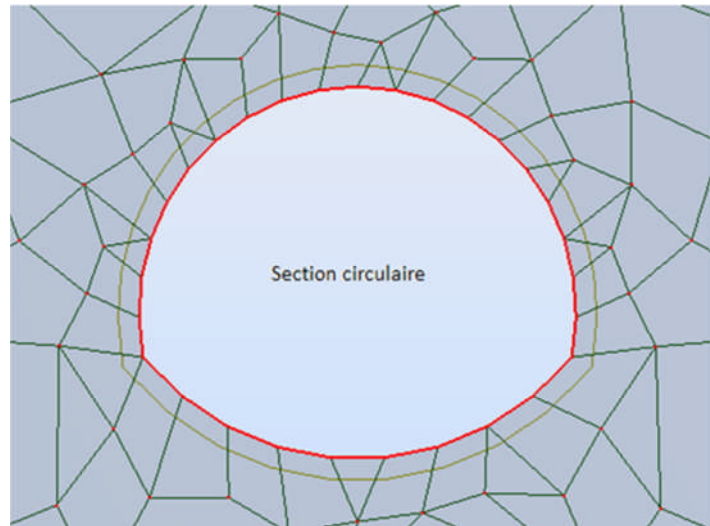
$E = 300 \text{ bars}$, $\Phi = 0 \text{ degré}$, $C = 40 \text{ KPA}$, $\nu = 0.3$, $\gamma = 2.2 \text{ t / m}^3$.

a-Section ovoïde :



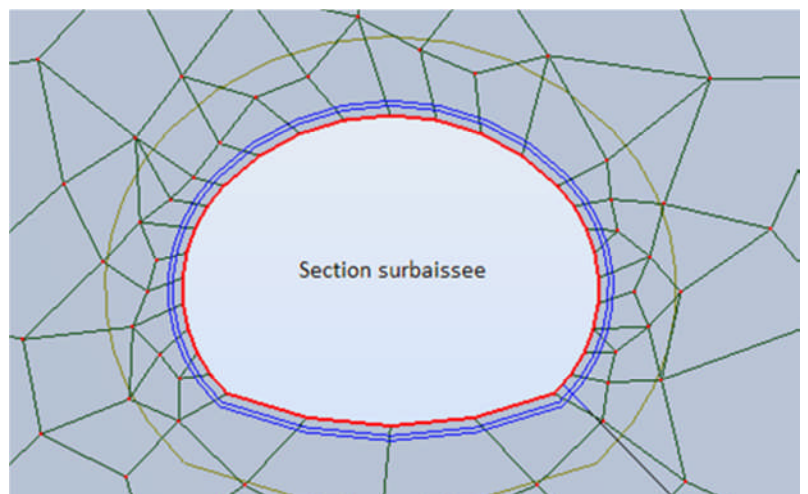
-Diagramme des contraintes-

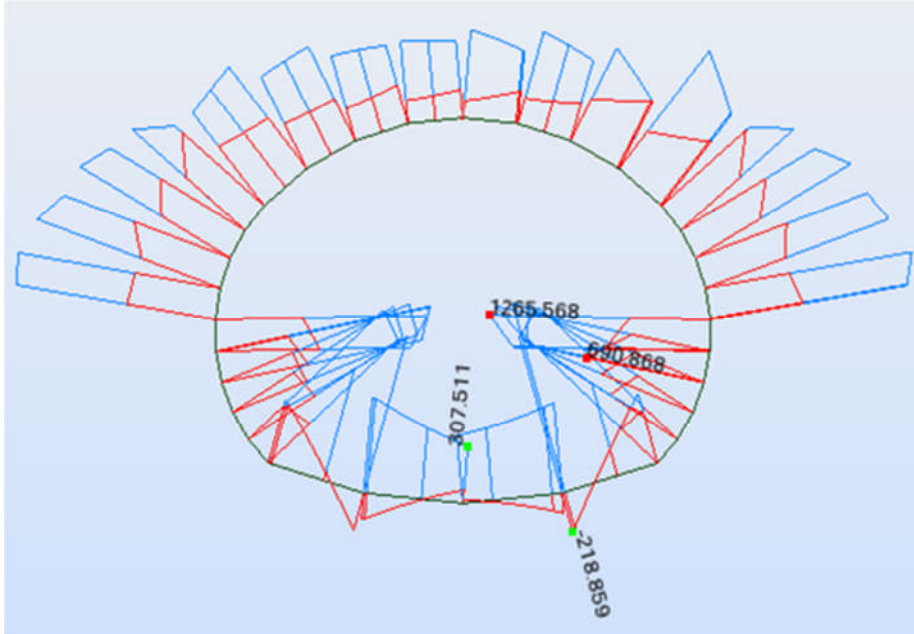
b-Section circulaire :



-Diagramme des contraintes-

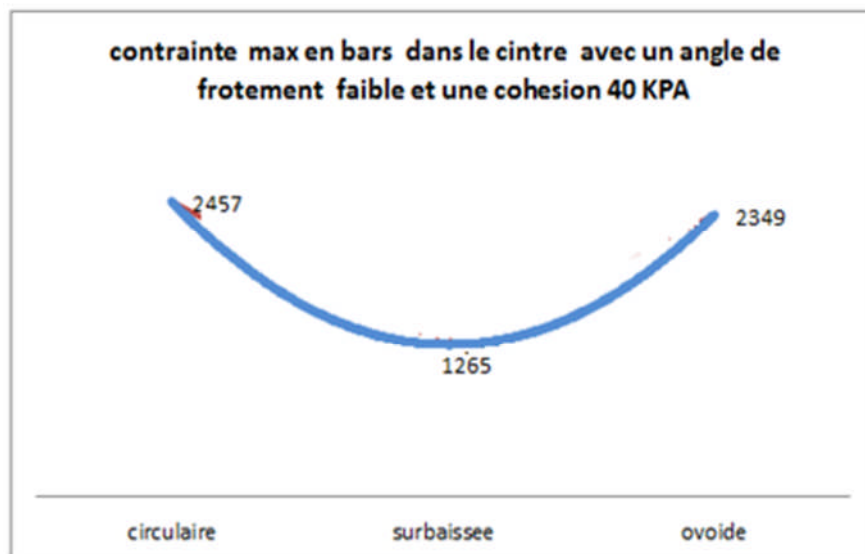
c-Section surbaissée :





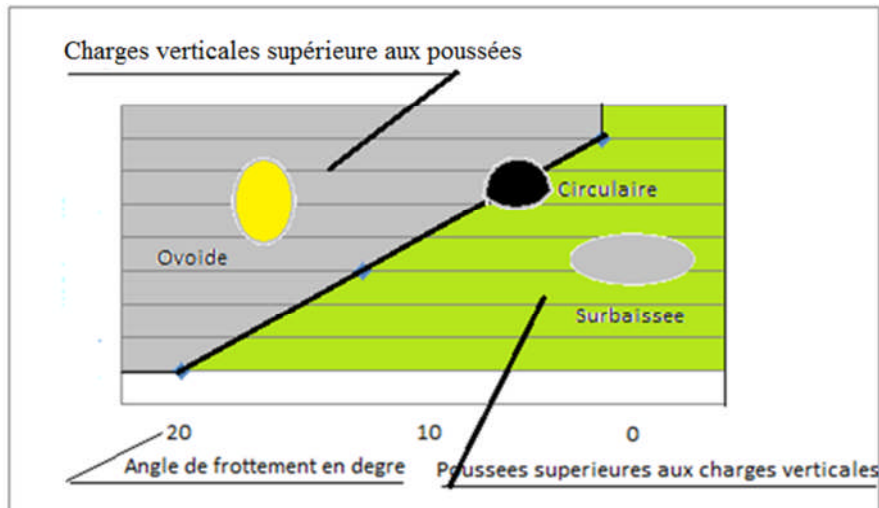
-Diagramme des contraintes-

Récapitulation des contraintes.



IV. Conclusion

-Dans la figure ci-dessous les différents champs du choix de la section transversale.



-Pour le reste nous optons pour la section surbaissée car l'angle de frottement peut prendre des valeurs faibles surtout aux passages des zones humides.

Partie2:

**Dimensionnement du revêtement
provisoire et définitif**

Chapitre 1:

Les méthodes de creusement

I. Introduction

Le choix de la méthode de creusement doit assurer l'abattage du terrain et sa stabilisation tout en respectant des critères d'économie et de rapidité.

II. Processus de choix :

II-1-Première phase :

Le choix résulte, en première phase, d'un compromis entre les exigences :

1-du terrain encaissant

2-du site et de l'environnement

3-de la géométrie

4-du procédé de construction lui-même

-le processus de raisonnement qui en résulte, procédant par approximations successives, doit aboutir, à chaque stade, à une appréciation du bilan économique d'ensemble de l'investissement (y compris accès, expropriation, bilan de l'usage, etc.....)

-cette démarche, plus ou moins détaillée selon la complexité du projet étudié, aboutir à 2 ou 3 variantes techniques possibles.

II-2-Deuxième phase :

Le choix de la deuxième phase se base sur les points suivants :

1-la sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction.

2-une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux).

3-la souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles).

4-la limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

II-3-Troisième phase :

-ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet, etc.....

-conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés.

-niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expérience acquise).

- insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution.
- cout de la solution et aléas correspondants.

III. Méthodes de creusement :

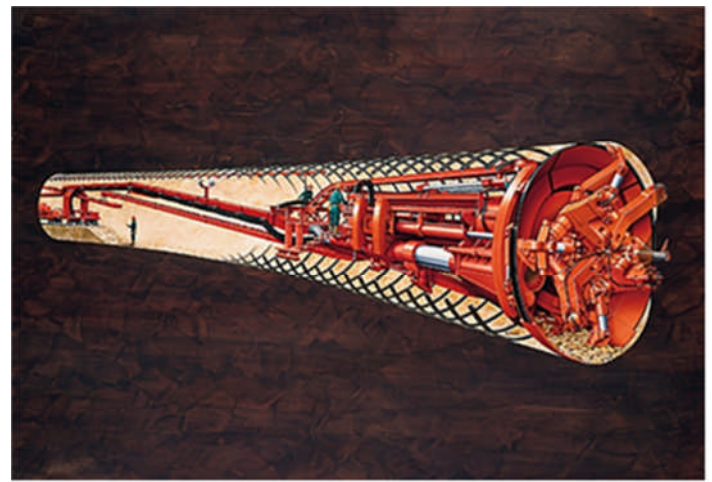
III-1-Creusement en pleine section :

Bien adapté aux terrains homogènes, sur une grande longueur, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté (soutènement léger).

Ce type de creusement donne lieu au dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois. Il nécessite l'emploi d'un matériel important :

- grande hauteur de l'excavation.
- importance des volumes de marinage à chaque volée.
- Elle est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné.

*Dans le cas où la longueur à creuser est importante, on peut éliminer ces inconvénients on utilise un tunnelier.



-Creusement avec tunnelier-

III-2-Le creusement en demi-section :

-Est par contre nécessaire quand un soutènement plus important est requis, par cintres.

Pour ce type de creusement, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps.

-Un soutènement doit éventuellement être mis en place avant creusement du stross, en partie supérieure (cintres, béton projeté) et inférieure (micropieux, "jet-grouting").

-Le revêtement définitif est généralement mis en place après que l'excavation de la totalité de la section ait été réalisée.



-Creusement en demi-section-

-Plutôt adapté en présence de terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important.

-L'avantage principal par rapport au creusement en pleine section, est la mise en œuvre d'un matériel moins important ainsi que de moyens de terrassements habituels pour l'excavation du stross.

-L'avantage principal, par rapport au creusement en section divisée, est la possibilité de pouvoir mettre en place rapidement le soutènement ou le revêtement sur toute la partie supérieure.

III-3-Le creusement en section divisée :

-Choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi-section

-Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée. Chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain.

-Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final.

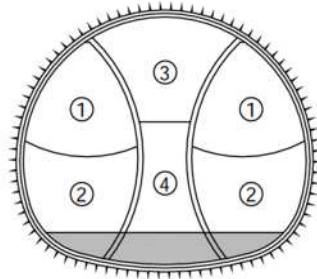
-Si les tassements en surface sont à limiter au maximum, il convient de combiner ce mode de creusement avec un traitement préalable des terrains.



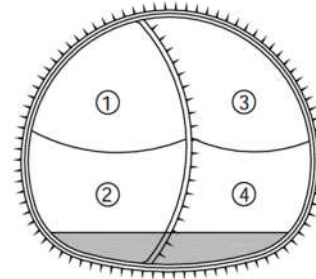
-Creusement en section divisée-

-Plusieurs manières de diviser la section sont possibles :

Creusement avec cloison centrale

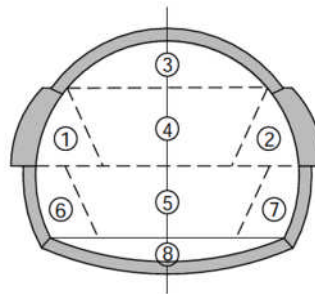


cloison double



cloison simple

Creusement avec galeries aux naissances



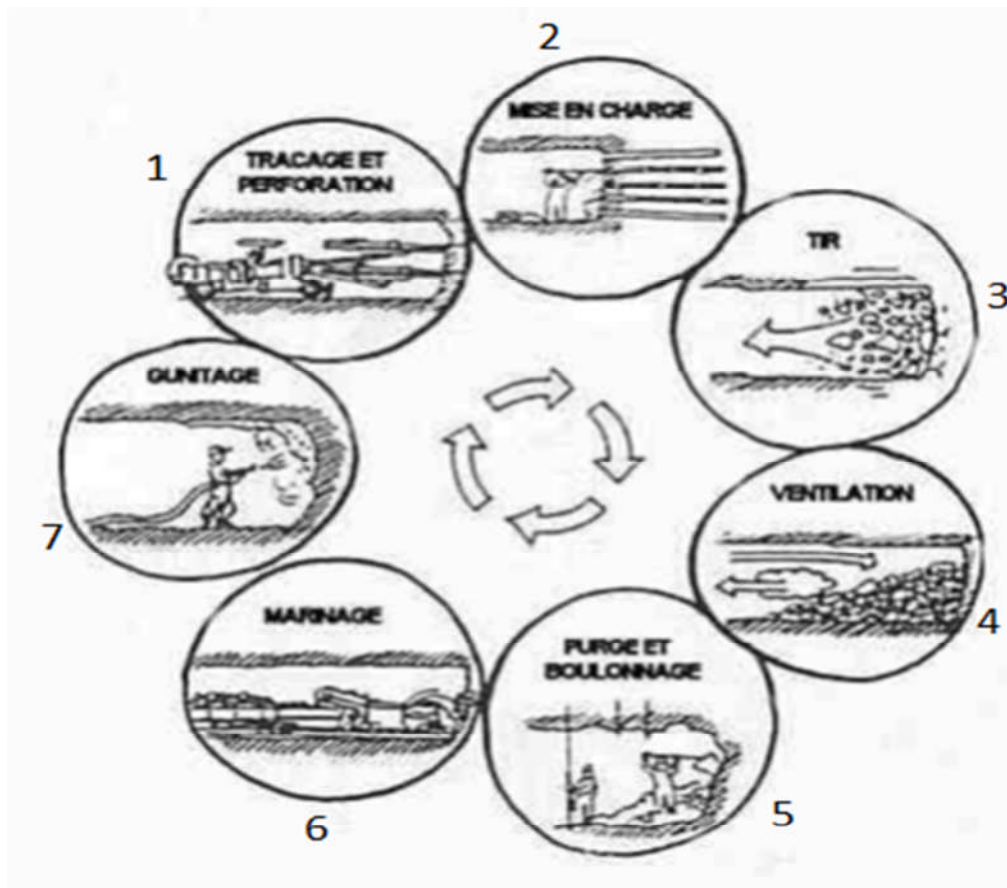
III-4-Creusement à l'explosif :

Pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée dans les roches de dureté moyenne à élevée, méthode 'conventionnelle' d'excavation.

Encore utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

-On peut aussi bien travailler à section pleine qu'à section partielle (pour les sections importantes, les terrains médiocres, ou lorsque l'orientation des bancs est défavorable au tir par perforation horizontale).

-La séquence de tir prévoit normalement de faire sauter d'abord les charges situées au centre du front de taille, afin de dégager un bouchon, puis de faire sauter les charges de plus en plus périphériques avec un retard de quelques microsecondes.



-Cycle de creusement à l'explosif-

III-4-1-Cycle de creusement à l'explosif :

1- Traçage et perforation du plan de tir

Traçage sur la base d'un plan de tir théorique adapté aux conditions particulières du front de taille (fracturation, hétérogénéité, hors profil et en profil) et à la qualité des roches rencontrées.

Perforation au moyen d'outils perforateurs qui suivent les dimensions de la section à réaliser. Ils sont montés soit :

- sur des poussoirs : marteaux-poussoirs.
- sur des bras à glissière : jumbos de forage automoteur, de 2 à 5 bras avec nacelle.

2 Chargement des trous de mines

Le plan de tir définit également les charges unitaires à mettre en œuvre ainsi que les délais d'amorçage.

3 Tir de la volée

Par un système d'amorçage classique (détonateurs électriques à micro-retard ou à retard ordinaire par exploseur) ou par tir à amorçage séquentiel, permettant de découpler les échelonnements des mises à feu par le choix d'un délai d'amorçage réglable.

4 Ventilation

Évacuation des gaz et fumées au front de taille (une galerie pilote pour le dégagement des fumées peut s'avérer très utile pour les tunnels de grande longueur).

5 Purge et Boulonnage

Purge soigneuse (manuelle et éventuellement mécanique) et complète des parements et voûte déroctés au cours de la volée et des volées immédiatement précédentes.

Le boulonnage peut éventuellement être effectué à l'issue de la purge.

6 Marinage : Évacuation des déblais du front de taille

Dans la méthode traditionnelle d'excavation (par abattage aux explosifs), l'évacuation des déblais - ou marinage – débute après l'abattage du front, à peine soient rétablies les conditions de travail. Cette opération a lieu selon le cycle suivant :

- Chargement
- Evacuation du matériau du front de travail
- Transport définitif au lieu de stockage

Le point essentiel de cette opération est d'arriver à obtenir le dégagement le plus rapidement possible du front d'attaque, de manière à pouvoir poursuivre le cycle d'excavation.

7 Gunitage

La mise en place du soutènement (généralement, la mise en place de béton projeté – gunitage - suffit).

III-4-2-Avantages - domaine d'emploi :

- Souplesse de la méthode, au niveau du profil à réaliser et de l'adaptation aux différentes catégories de terrains rencontrés.
- Plutôt les roches dures : meilleurs résultats d'efficacité et de rendement.
- Utilisation ponctuelle possible pour des terrains hétérogènes : 'pétardages'.
- Les roches fortement broyées représentent par contre une limite technologique pour la méthode (Une solution possible pour ce type de roche peut être la réduction des longueurs de volée, ou l'utilisation temporaire de brise-roches ou de machines à attaque ponctuelle).

III-4-3-Précautions particulières :

➤ Elles concernent notamment :

- Les effets sismiques de l'explosif : vibrations engendrées par les tirs et se propageant sous forme d'ébranlements vers les structures avoisinantes
- Les effets parasites de l'explosif : création de hors-profils d'excavation et/ou d'une zone de massif fortement perturbée au pourtour de l'excavation.

IV. Conclusion

La méthode de creusement est fixée en fonction de plusieurs paramètres parmi les principaux sont :

- Les dimensions de section d'excavation
- La stabilité du front et des premiers cintres posés
- La sécurité des personnes travaillant au front
- Le matériel dont dispose l'entreprise
- Le cout

Chapitre2:

Revêtement provisoire et définitif

Revêtement provisoire

I. Introduction

Le revêtement provisoire représente l'étape très important dans la construction des tunnels, il assure la stabilité de l'ouvrage lors de creusement, ainsi la sécurité des travailleurs qui sont à l'intérieur.

Note : pour la thèse on considère que les cintres et le béton projeté sont les éléments principaux du revêtement provisoire, et les autres (boulons, micropieux, voute parapluie, ...) sont des moyens de confortement de celui-ci.

II. Les éléments du revêtement provisoire

II-1-Cintre :

Profilé métallique normalisé (IPE, HEA, HEB...) cintré ou des cintres réticulés selon la géométrie du tunnel, et qui servent à soutenir le terrain.

II-2-Béton projeté :

C'est un mortier courant dont on ajoute un adjuvant (silicate de soude), pour la prise rapide. Ce mortier est projeté pour rigidifier le cintre, est participer au soutènement provisoire de la galerie.

II-2-1-Treillis soudé: La mise en place d'un treillis soudé permet :

- de mettre en sécurité la paroi de la galerie nouvellement excavée
- permettre au béton projeté de résister à la flexion.
- Comme on peut remplacer le treillis soudé par des fibres d'acier selon le choix de l'entreprise et les exigences du marché (contrat).

-cintre avec béton projeté-



III. Rôle du revêtement provisoire

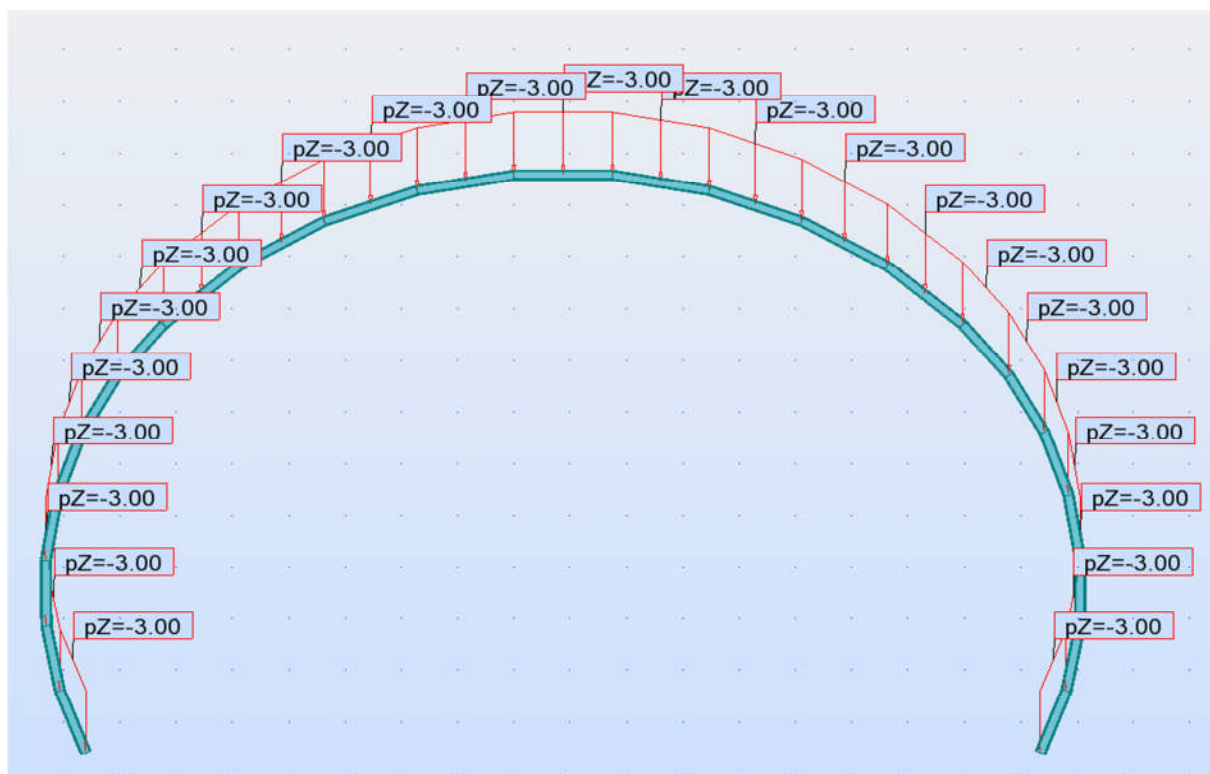
- pour éviter que le terrain ne s'éboule sous le voutain naturel (rôle protecteur).
- pour répartir les charges sur les éléments porteurs lorsque le terrain ne permet pas d'avoir un effet de voûte suffisant.
- pour éviter un effet "domino" en cas d'effondrement au front de taille (rôle d'écartement et de maintien).

IV. Impact du calage du cintre

Le calage du cintre a une influence très important sur la résistance du revêtement provisoire, car le mauvais calage du cintre engendre des contraintes supplémentaires sur le cintre, l'exemple suivant montre l'impact du calage du cintre sur l'efficacité du revêtement provisoire.

Exemple :

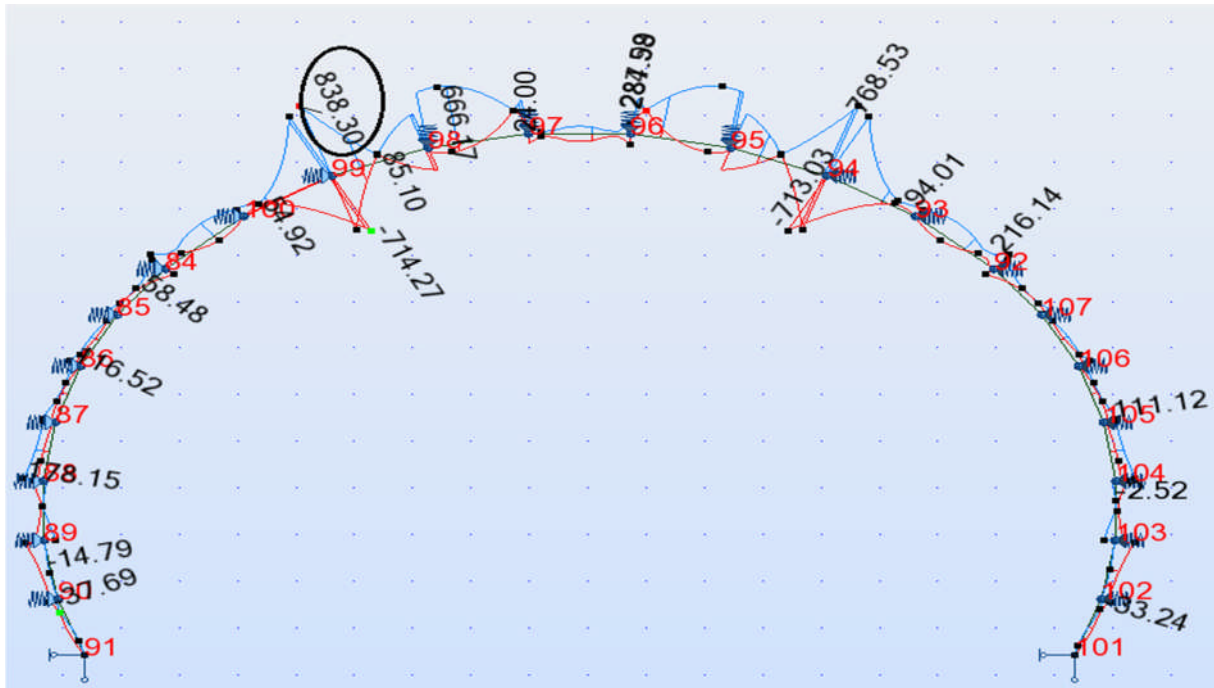
L'exemple consiste à appliquer une force de 3t/m sur tout le pourtour du cintre.



-cintre métallique(HEB200) sous une force $F=3t/m$ -

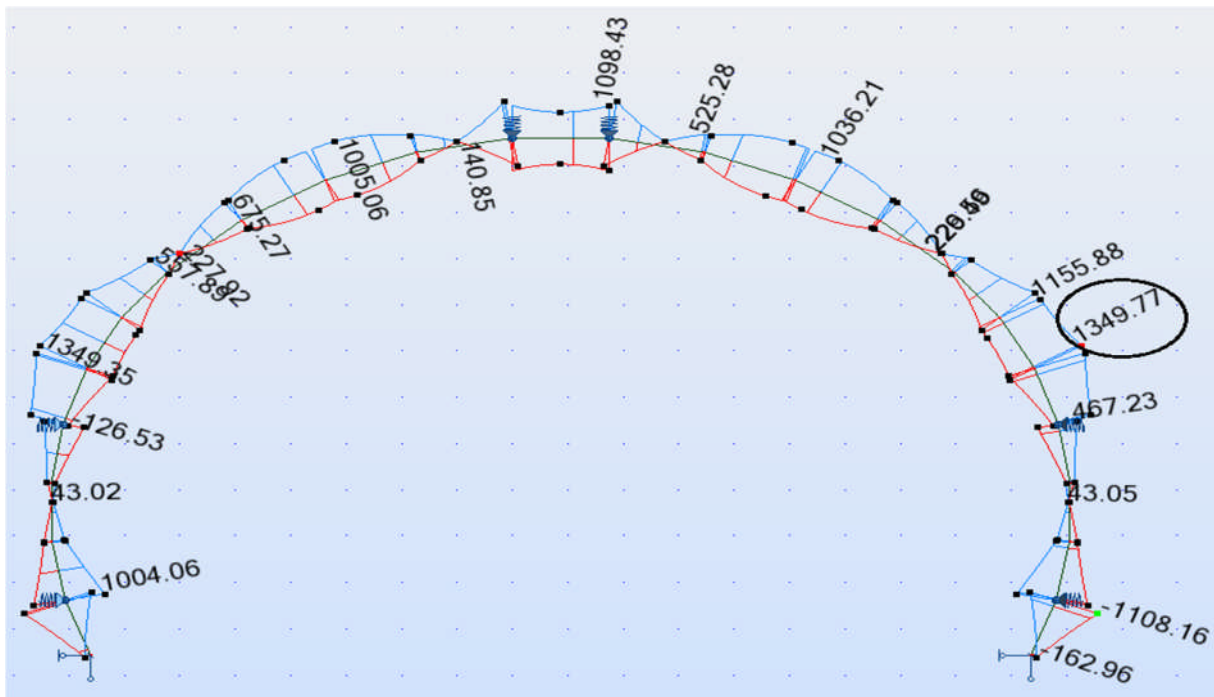
- Pour déterminer la différence entre le bon et le mauvais calage on propose deux (2) cas à étudier.

1er CAS : cintre bien calé :



-Diagramme des contraintes en bars-

2eme CAS : cintre mal calé :



-Diagramme des contraintes en bars-

CINTRE	CONTRAINTE MAX (bars)
Bien calé	854,83
mal calé	1376,38

-tableau des résultats-

-D'après le tableau on remarque que dans le cas où le cintre est bien calé les contraintes sont moins par rapport au cintre mal calé.

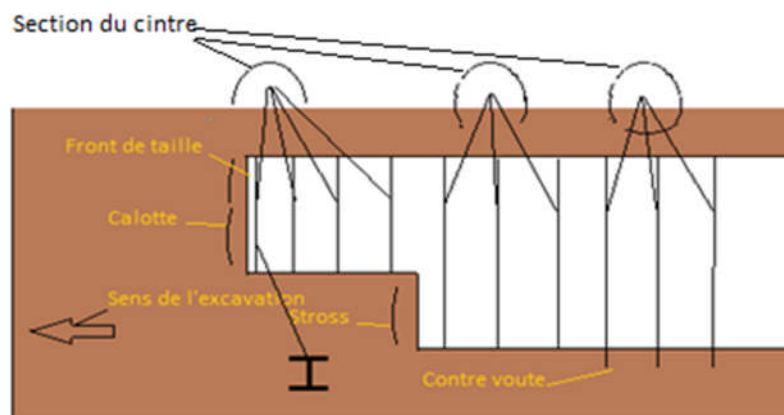
Note : l'échelle est la même pour les deux cas.

-la différence entre un cintre bien calé et un autre mal calé est très grande comme montre l'exemple pour une force linéaire $F=3t/m$ il y a environ plus de 520bars d'écart entre les deux (2). Cette différence peut engendrer des problèmes dans le cintre voir même causé l'effondrement de celui-ci, si la force appliquée augmente.

V. Impacte de la rigidité sur les contraintes dans le cintre :

V-1-Phasage de pose des cintres au front de taille :

Quand l'excavation est effectuée en section décalée courte ou longue ou en pleine section une partie du cintre est placé au front. Le cintre va supporter seul les premières réactions du terrain.



-Phasage de pose des cintres-

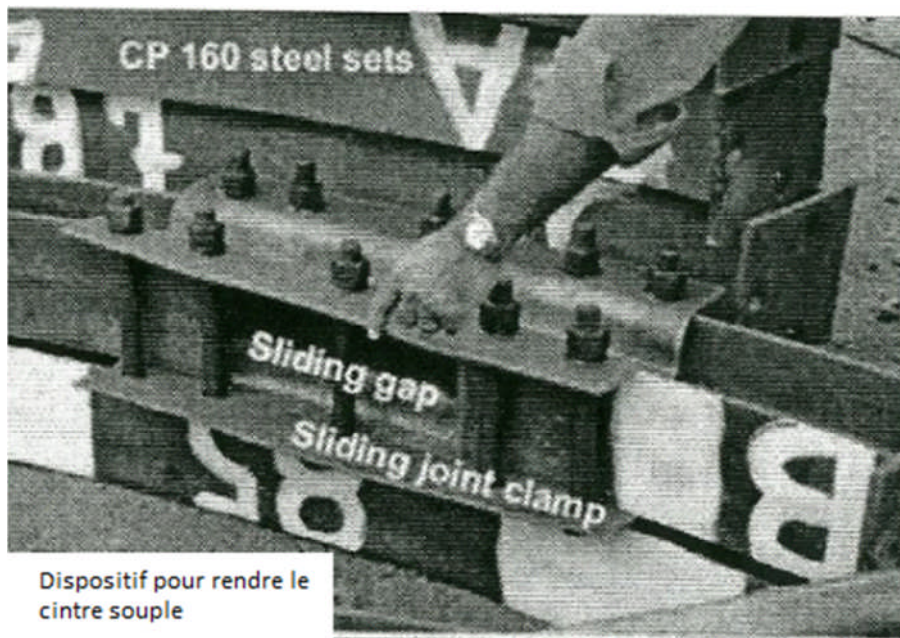
V-2-Description de la figure ci-dessus :

L'excavation est réalisée en deux sections courtes décalées. Après l'excavation d'une travée on place le cintre selon la section mentionnée ci-dessus. Quand l'excavation de la calotte ait atteint 7 cintres on commence à excaver le stross sur 3 cintres et on fait suivre cette excavation du stross par la réalisation de la contre voute sur 3 cintres.

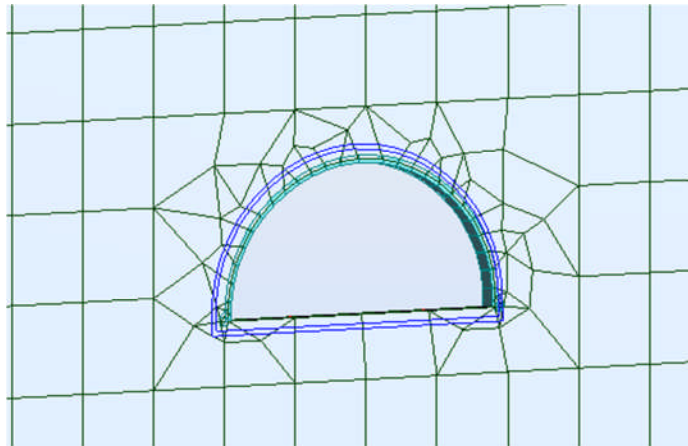
Ce phasage peut être adapté en fonction de la sécurité du personnel et les données de mesures des auscultations. Mais dans toutes les phases qui sont à envisager un problème commun s'érige, c'est la capacité du dernier cintre mis au front de résister aux premières charges de confinement. Ce cintre va travailler seul jusqu'à la maturation complète du béton projeté, dont la durée est au moins une journée pour atteindre les **100 bars** dans le béton projeté.

V-3-Cintre au front :

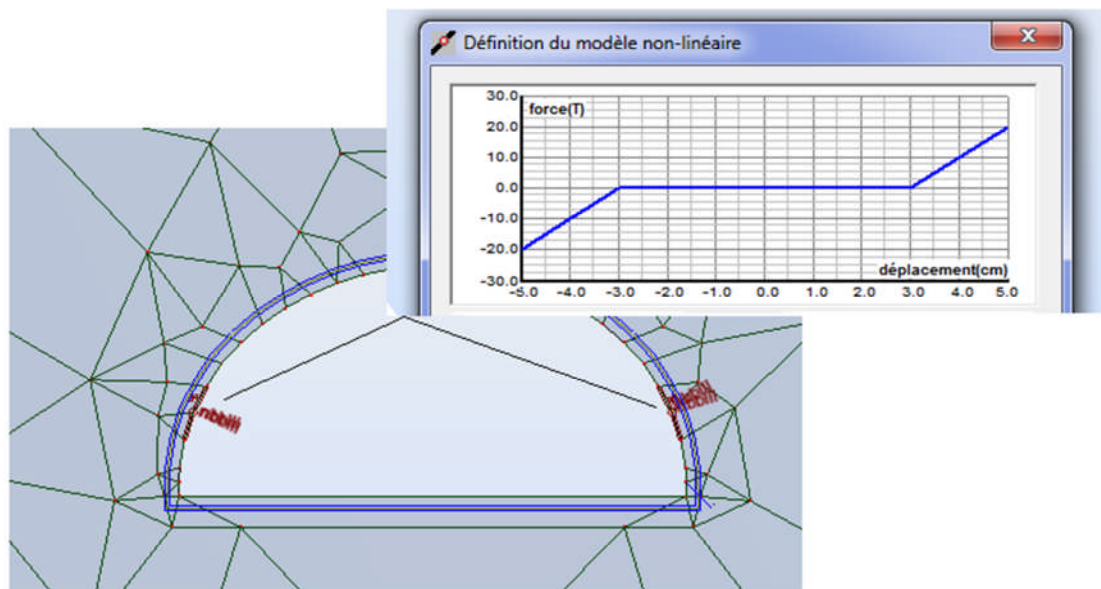
Le cintre au front s'inscrit dans une section petite par rapport à la section complète, la rigidité de cette partie du cintre est nettement plus grande que la section complète. Pour les mêmes caractéristiques du terrain et pour la même section, on va comparer cette section rigide à cette même section munie d'un dispositif pour rendre cette section transversale plus souple.



-Modèle de la section rigide

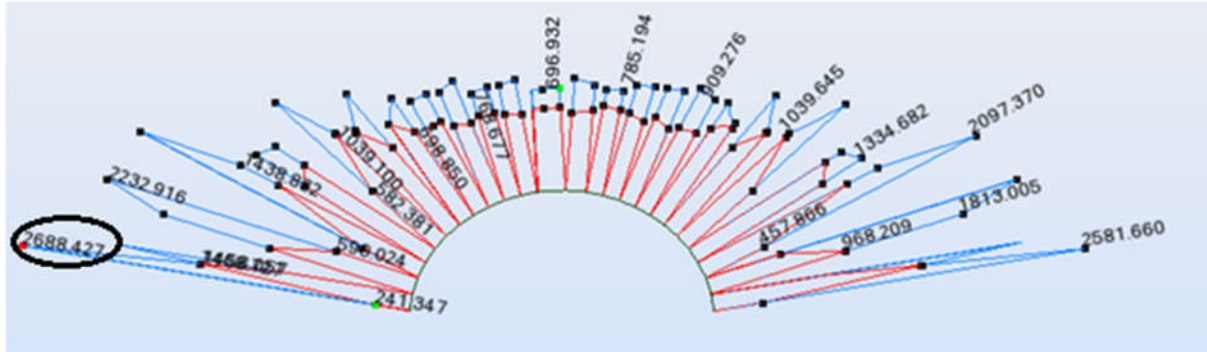


-Modèle de la section munie du dispositif de souplesse



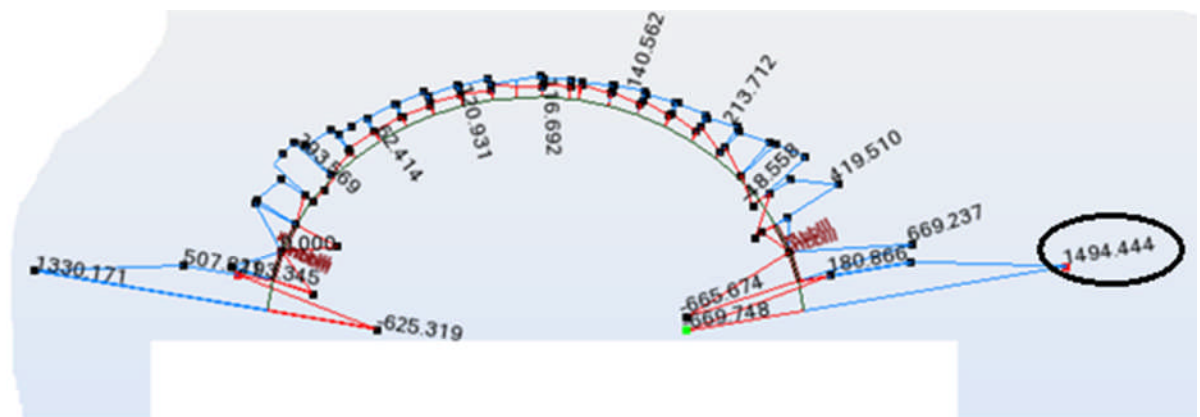
-Le dispositif de souplesse permet, selon le modèle ci-dessus, un déplacement de **3 cm** avant de mobiliser la rigidité du cintre.

-Contrainte dans la section rigide



-Diagramme des contraintes en bars-

-Contrainte dans la section munie du dispositif de souplesse



-Diagramme des contraintes en bars-

-Nous constatons que dans la section munie d'un dispositif de souplesse la contrainte max dans la section est de **1494 bars**, et dans la section rigide est de **2688 bars** soit un gain plus de **44 %**.

Revêtement définitif

I. Introduction

-la mise en place du revêtement définitif représente l'étape finale dans le cycle de la réalisation du tunnel, il est placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le revêtement provisoire, comme il doit assurer la stabilité définitive du tunnel.

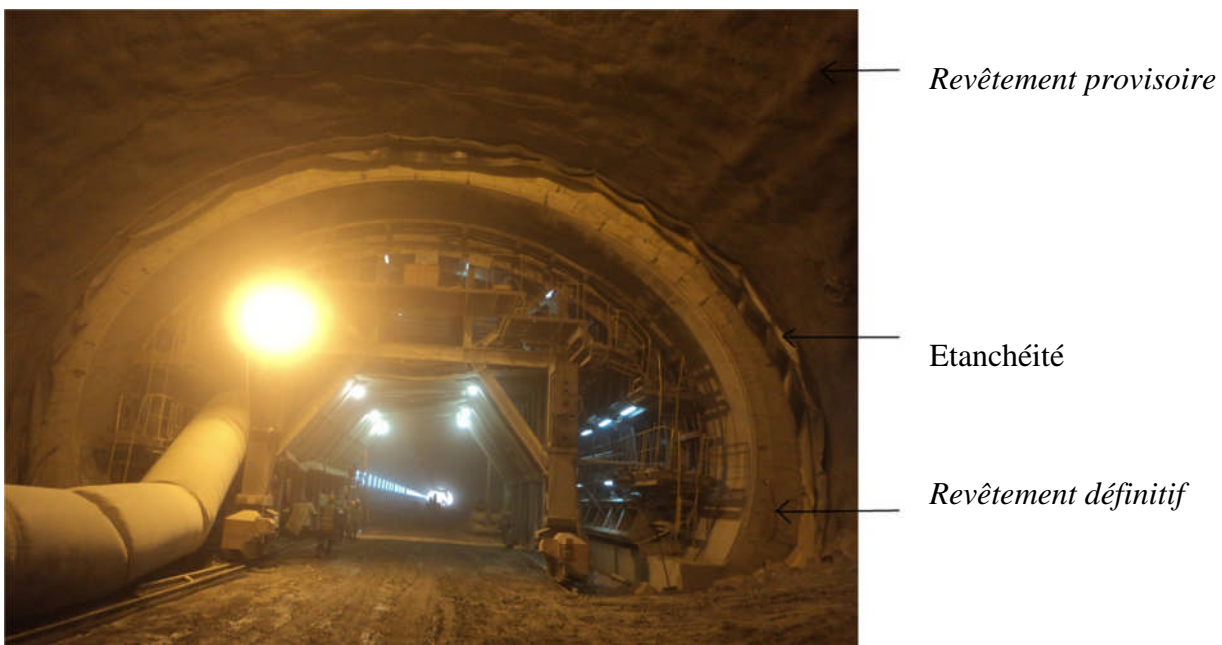
II. Fonctions générales

Assure la stabilité du tunnel à long terme.

Imperméabilisation : il empêche la pénétration d'eau à l'intérieur du tunnel à l'aide de l'étanchéité

Esthétique

Fonctionnelle : pour accroître l'efficacité de la ventilation et de l'illumination.



-Vue transversale du tunnel-

Conclusion

Le choix du type de cintre et sa bonne mise en œuvre ont un Impact très important dans la stabilité à moyen et long terme du revêtement définitif.

Chapitre3:

Auscultation

I. Introduction

-L'auscultation représente ensemble de mesures destinées à surveiller le comportement du tunnel pendant l'excavation.

II. Objectifs

Les objectifs de l'auscultation pendant les travaux sont de plusieurs types.

II-1-Sécurité immédiate :

Tout d'abord, à l'avancement les résultats de cette auscultation permettent (théoriquement) de connaître à tout instant l'état de stabilité de l'excavation et d'alerter le cas échéant sur la nécessité de procéder à la mise en œuvre de techniques ou méthodes aptes à assurer la mise en sécurité du chantier.

II-2-Vérification du soutènement :

De manière moins immédiate le suivi des résultats de l'auscultation en fonction de l'éloignement du front (principalement par le suivi de la convergence relative) permet de juger de la bonne adéquation du soutènement mis en place aux exigences de déformation prévues dans le projet et par suite des besoins d'adaptation de ce soutènement aussi bien vers un allègement que vers un renforcement.

II-3-Comportement réel du terrain :

Les résultats de l'auscultation permettent également d'appréhender le comportement réel du massif autour de l'excavation et si nécessaire de modifier les valeurs de paramètres prises en compte dans le cadre de l'élaboration du projet.

II-4-Amélioration des prédictions :

La synthèse de l'ensemble des données et la prise en compte des valeurs des différents paramètres mesurés in situ, permettent de corriger autant que nécessaire le calage initial du modèle retenu lors du projet et d'améliorer très nettement l'exactitude des prédictions en réajustant le modèle sur les travaux déjà réalisés.

En particulier, en milieu urbain, la prédiction des tassements de surface constitue généralement un objectif essentiel, qui oblige à avoir recours à des mesures en avant du front de taille.

III. Contraintes

Pour atteindre les objectifs évoqués ci-dessus, l'organisation du schéma d'auscultation doit respecter certaines contraintes telles que :

III-1-Permettre un dépouillement et une exploitation rapides :

En effet pour être en mesure d'alerter, il convient que les résultats des mesures soient disponibles et exploitables quasi immédiatement à la lecture ou à la saisie de la donnée et surtout qu'ils ne dépendent pas d'un traitement long et exécuté hors du site.

Toutefois cette exigence de rapidité est plus ou moins forte selon la nature de la mesure effectuée et sa pertinence dans l'analyse immédiate de la stabilité de l'excavation.

III-2-adapter le matériel aux conditions de chantier :

Les conditions régnant dans la zone du front de taille et sur la trentaine de mètres qui suit ce front constituent un environnement agressif : humidité, poussière, obscurité, évolution d'engins lourds et très encombrants,...etc.

Aussi les dispositifs d'instrumentation mis en place dans cette zone doivent-ils avoir été conçus pour fonctionner longtemps dans ces conditions tout en conservant leurs qualités de précision et de fiabilité.

III-3-Ne pas gêner l'avancement :

Bien évidemment l'auscultation visant à apporter une aide à la décision quant au pilotage du chantier et aux adaptations à apporter aux méthodes, ne doit pas par ailleurs constituer un handicap pour la progression de l'avancement et une gêne pour l'exécution des tâches au front.

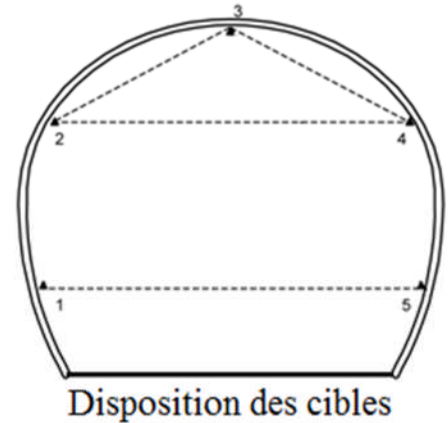
Une telle exigence conduit à préconiser des systèmes de mesure ne nécessitant pas d'arrêt de l'avancement soit grâce à des interventions durant des temps morts de l'activité au front (changement de poste par exemple), soit grâce à un matériel adapté (actuellement les mesures de convergence par topographie remplacent de plus en plus les mesures au distance mètre au fil invar qui nécessitaient de libérer totalement le tunnel).

IV. Les façons d'auscultation

-il existe plusieurs sortes d'auscultation pour faire surveiller le tunnel pendant l'excavation mais les plus utilisables sont les suivants :

IV-1-mesure de convergences relatives :

-Cette mesure consiste à faire équiper le profil d'auscultation par une station de mesure de convergence qui comprend de trois(3) cibles pour la mesure en demi-section supérieur et puis on ajoute deux(2) cibles supplémentaires en pied-droit lors du dégagement du stross.



IV-1-1-La mise en œuvre :

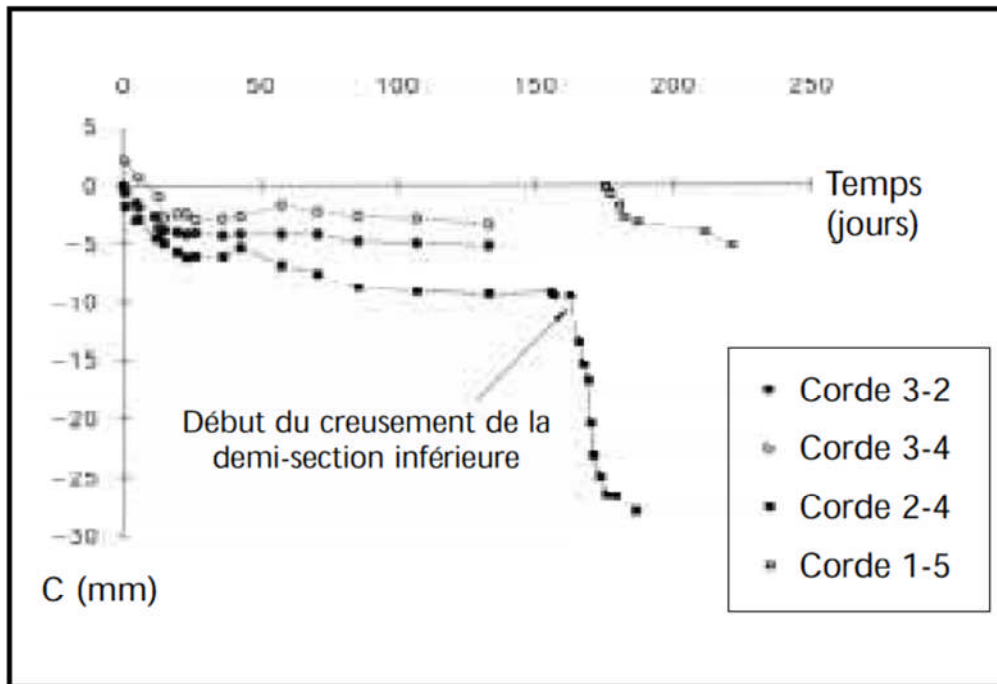
Les mesures sont faites à l'aide des appareils topographiques rattachées à la polygonale de base.



-Cible de mesure-

IV-1-2-but de mesure :

-contrôle le mouvement tridimensionnel de chaque cible et le mouvement relatif de toutes les cibles de la station aussi la vitesse du mouvement est un paramètre important dans le comportement du revêtement provisoire et la décision de mettre en place le revêtement définitif



-Courbes de convergence-

IV-2- Mesure extensométrique (déplacement absolu) :

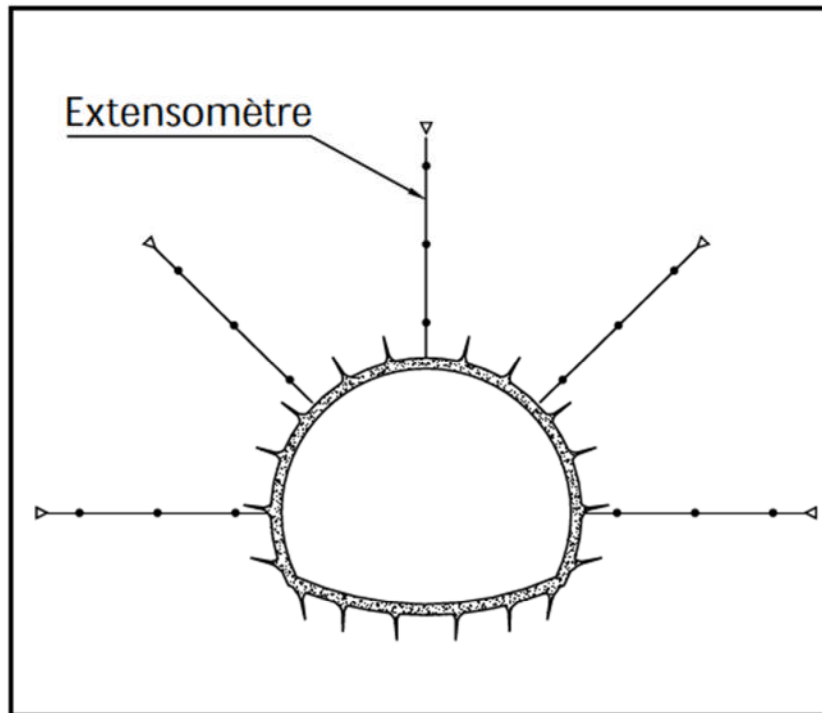
La mesure de déplacement absolu consiste à mesurer le déplacement radial d'un point situé à la paroi de l'excavation ou dans le terrain, par référence à un point supposé fixe plus en profondeur dans le massif.

Cette mesure est facilement réalisée en section courante au moyen d'extensomètres de type : multi barres, mis en place dans un forage d'une profondeur de l'ordre de 6 à 12 mètres. La mesure n'est véritablement absolue que si le point d'ancrage extrême de l'extensomètre est fixe.

Au front il doit être fait appel à des techniques permettant de suivre la déformation du terrain en avant du front de taille en dépit de la progression vers l'avant de ce front. Il a notamment déjà été utilisé des extensomètres à tiges coulissantes, maintenues en service au fur et à mesure de l'élimination des tronçons successifs.

Avec le déplacement absolu on peut également évoquer la mesure de déformations à proximité du front et en fonction de sa progression.

Ainsi pour connaître les déplacements induits par le creusement au sein du massif encaissant il peut être installé en avant du front de taille et soit dans l'axe soit de manière déportée par rapport à cet axe, des inclinomètres et (ou) des tassomètres.



-Profil de mesure extensométriques dans le terrain-

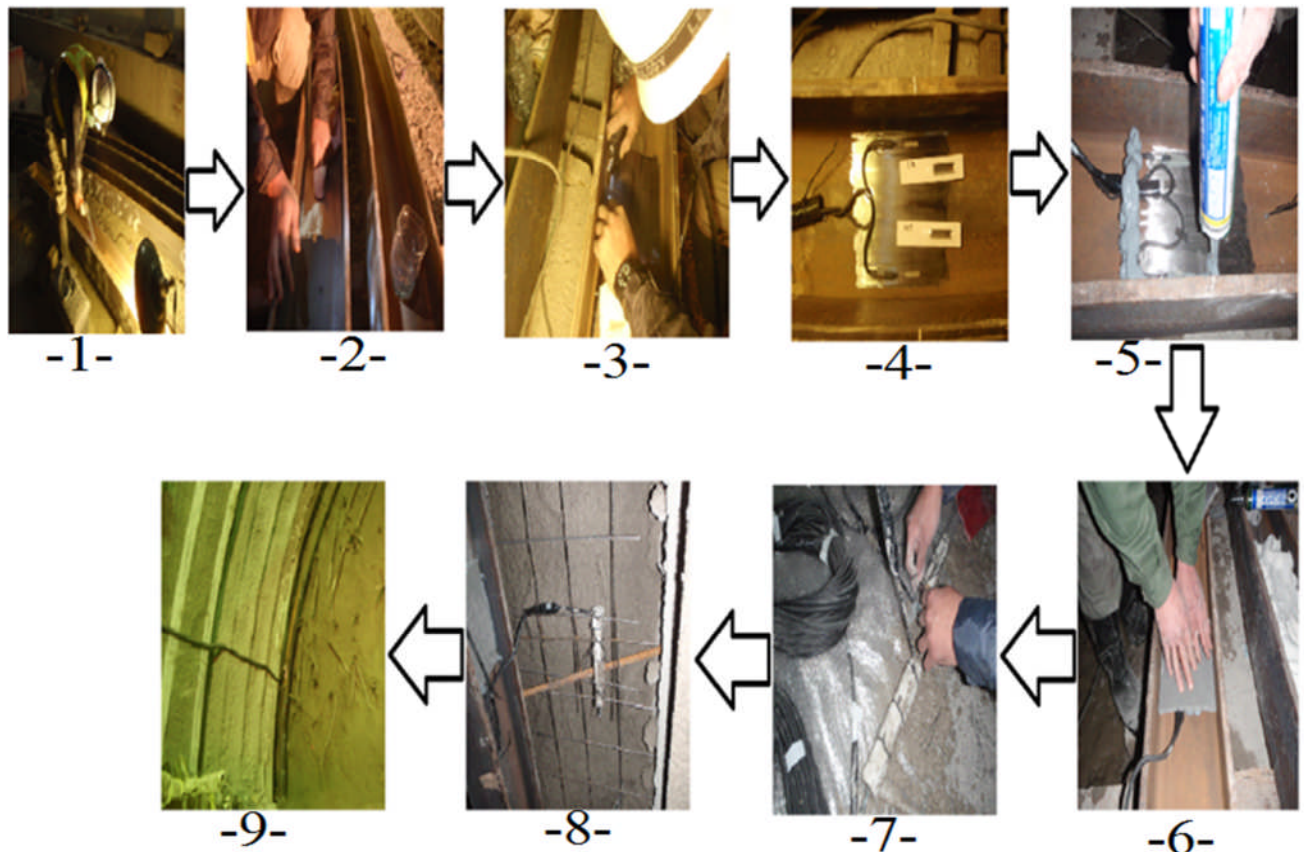
IV-3- Jauge de déformation :

-les stations de convergence et les extensomètres permettent de connaître l'impact sur la stabilité du revêtement provisoire durant toutes les phases des travaux.

Mais le projeteur avec cette auscultation ne connaît pas la marge de sécurité concernant la réalisation du tunnel par rapport au dimensionnement théorique

Pour ce faire il fait appel aux jauges de déformations mise sur le cintre et dans le béton projeté et même derrière des points bien choisi sur le revêtement définitif pour connaître à chaque phase des travaux les contraintes réelles qui sévissent dans les parties du tunnel.

IV-3-1- La mise en place de jauge de déformation :



1-Préparation du cintre

2-Netoyage du cintre

3-Placement des jauges de déformation

4-Jauge de déformation extérieure intérieure

5-Fixation

6-Fixation

7-Preparation pour l'installation des jauges dans le béton projeté

8-Jauge dans le béton projeté

9-Tirage du câble pour la lecture des mesures

V. Conclusion

Une auscultation bien suivie évite un sousdimensionnement ou un surdimensionnement dans le revêtement provisoire et définitif

Cette auscultation peut être gardée même en cours d'exploitation du tunnel.

Chapitre4:

Confortement

I. Introduction

-Les travaux de confortement ont l'objectif d'améliorer les caractéristiques mécaniques du terrain lors de creusement, pour assurer une cadence régulière d'avancement des travaux avec toute la sécurité requise.

II. Confortement du revêtement provisoire

-il y a plusieurs sortes de confortement du revêtement provisoire qui sont :

II-1-Le boulonnage

-Le boulonnage est le principal moyen de confortement du revêtement provisoire, il est très efficace pour en assurer la stabilité de l'ouvrage, et atténue le tassement.

Différents types des boulons

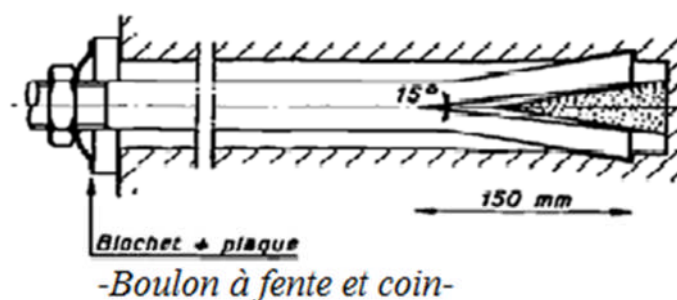
II-1-1-Le boulonnage à ancrage ponctuel :

Les boulons à ancrage ponctuel ne sont liés au terrain qu'à leurs deux extrémités. Ces contacts restreints sont assurés d'une part sur le plan de la surface excavée par une plaque métallique et un dispositif de serrage et, d'autre part, au fond du trou du forage par un point d'ancrage. Entre les deux, la tige est libre dans le trou. Les tiges utilisées sont des tiges lisses dont le diamètre varie entre 16 et 25mm. La longueur de ces boulons peut varier de 1 à 4 m, exceptionnellement 5 ou 6 m.

-L'ancrage en fond de forage peut être de trois types :

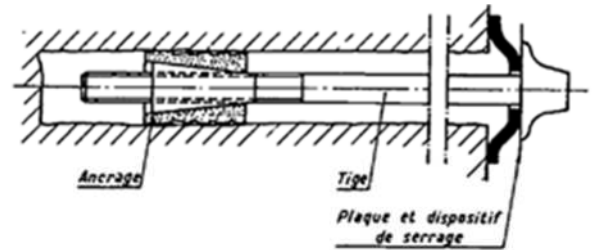
a- Fente et coin :

L'extrémité de la tige est fendue sur une longueur de 150mm environ. Dans la fente est inséré un coin en acier de 130mm de longueur. Cet assemblage est placé au fond du forage et le coin est rentré dans la fente en frappant à l'autre extrémité à l'aide d'un marteau pneumatique. Au cours de la frappe, le coin s'appuyant sur le fond du trou, pénètre dans la fente en l'élargissant et les deux arêtes viennent au contact du terrain formant ainsi l'ancrage.



b- Coquille d'expansion :

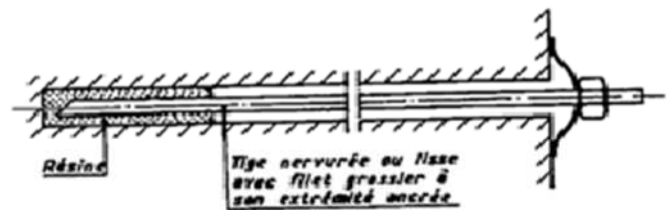
L'ancrage est obtenu grâce à la sollicitation d'une noix centrale en forme de coin qui écarte deux demi-coquilles et les bloque contre la paroi du trou. Cette sollicitation provient d'une traction mécanique que l'on applique en vissant l'écrou placé en tête du boulon. L'efficacité de ce système va dépendre de la force qui est appliquée pour le serrage et une tension minimale à mettre en œuvre va donc en découler.



-Boulon à coquille d'expansion-

c- Scellé à la résine :

Un scellement à la résine de la tige sur une longueur suffisante, environ **50cm**, peut assurer un ancrage satisfaisant au fond du forage. Il faut pour assurer une bonne adhérence avec le scellement que la surface de la tige présente une certaine rugosité. Cette condition peut être remplie grâce à un filetage ou des nervures. Ce procédé d'ancrage permet de réaliser des économies substantielles par rapport aux boulons à coquille expansive.



-Boulon à ancrage ponctuel scellé à la résine-

- L'efficacité du boulon à ancrage ponctuel va beaucoup dépendre de la capacité de résistance de la roche à la compression et au cisaillement au niveau de l'ancrage. Il est donc indispensable que dans cette zone la roche soit de bonne qualité.
- Le dispositif de serrage de la plaque permet de mettre en tension le boulon. Si la zone d'ancrage est suffisamment stable, la longueur entre les deux extrémités du boulon va s'allonger et l'effort dans la tige s'accroître. L'effet de ces boulons tient donc dans la compression qu'ils vont exercer sur la roche et qui va s'opposer au déconfinement améliorant ainsi la portance du massif.

II-1-2-Le boulonnage à scellement réparti :

Le boulonnage à scellement réparti est constitué à la paroi, d'une plaque métallique servant d'appui et d'un système de serrage par écrou, de manière identique au boulonnage à ancrage ponctuel. En revanche, le contact à l'intérieur du trou est assuré par une gaine de scellement sur toute la longueur du boulon. Le produit de scellement est soit du mortier de ciment, soit de la résine. La longueur de ces boulons est comprise entre 1 et **8m**. Il est recommandé d'utiliser des tiges nervurées qui augmentent l'adhérence de la barre à l'intérieur du scellement plutôt que des tiges lisses. Leur diamètre varie entre **16** et **32mm**.



-Boulon à scellement réparti-

a- Scellement au mortier de ciment :

C'est le plus ancien type de scellement utilisé. Le mortier est en général un mortier de ciment à haute résistance à prise rapide dont le retrait est le plus faible possible. Il est injecté dans le trou de forage soit au préalable et la tige est ensuite enfoncée, soit à l'aide d'un système de boulon creux. En raison de son prix relativement modeste, le scellement par mortier est recommandé dans les mauvais terrains fissurés où le volume perdu de scellement peut être important.

b- Scellement à la résine :

Les résines utilisées sont des résines polyester. Leur polymérisation est obtenue en mélangeant dans le trou d'ancrage deux composants introduits sous forme de cartouches plastiques qui seront percées lors de l'enfoncement du boulon. Ce scellement convient mieux dans les roches saines à faible porosité qui permettent un diamètre de forage le plus proche possible de celui du boulon. La quantité de résine nécessaire dont le coût est supérieur à celui du mortier de ciment est ainsi réduite au minimum. Le principal avantage de la résine réside dans son temps de prise compris entre 30 secondes et 5 minutes au lieu des 3 ou 4 heures pour le mortier. Cette différence peut permettre de réduire le déconfinement du terrain qui s'opère avant que le scellement au mortier soit efficace.

d- Les critères de choix du produit de scellement portent sur :

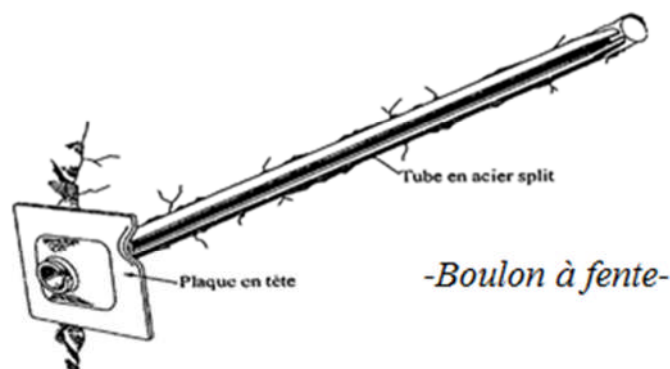
- _ La résistance à l'arrachement des boulons au niveau des deux interfaces (boulon/scellement et scellement/terrain),
- _ Le délai de prise et d'obtention de la résistance maximale,
- _ La nature du terrain,
- _ La présence d'eau,
- _ Le coût du produit.

II-1-3-Le boulonnage à friction :

Les boulons à friction sont le développement le plus récent de la technologie du boulonnage. Il s'agit de tubes creux dont la liaison avec le terrain est générée lors de la mise en œuvre par une force radiale qui s'applique sur les parois du trou d'ancrage. La résistance des boulons face au déconfinement du massif va ainsi dépendre des efforts de cisaillement qui vont se développer directement entre l'acier et le terrain. Il existe deux sortes de boulons à friction: les boulons à fente et les boulons expansifs. Si leur principe de base est le même, ils présentent d'importantes différences dans leur conception.

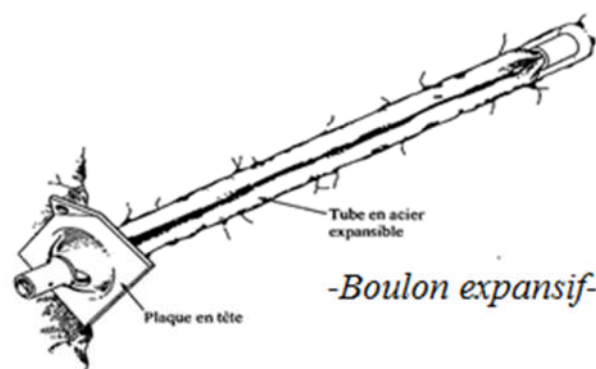
a- Les boulons à fente :

Ces boulons sont formés d'une tôle en acier, pliée sous la forme d'un tube et qui présente une ouverture sur toute sa longueur. Le diamètre de ce tube est de 39 ou 46mm avec une ouverture de 18mm de largeur le long de sa matrice. La mise en place de ces boulons se fait en force dans un trou d'ancrage de 36 ou 42 mm de diamètre à l'aide d'un marteau perceur. L'ouverture passe alors à 10 ou 12mm. C'est lors de ce fonçage du boulon que les efforts radiaux au forage se développent et que la liaison entre le boulon et le terrain se crée. La longueur limitée des boulons à fente en raison de l'effort nécessaire à leur mise en place, peut aller de 0,9 à 3,6 m.



b- Les boulons expansifs :

La fabrication d'un boulon expansif démarre d'un tube mince en acier qui est aplati puis roulé de nouveau en forme de tube. Le diamètre de ce tube est alors nettement inférieur à celui du tube initial. Des manchons sont soudés à chaque extrémité et un trou d'injection est percé dans l'un des manchons jusqu'à l'intérieur du tube. La pose de ce type de boulons se fait de la façon suivante on introduit le boulon dans le trou puis il est expansé au moyen d'eau sous haute pression qui rentre dans le boulon au niveau du trou d'injection. Cette pression qui peut atteindre 300 bars déplie le boulon et le plaque contre la paroi du trou. La longueur des boulons expansifs est comprise entre 1 et 8m.



II-1-4-Les rôles des boulons :

La définition du rôle des boulons est un élément important pour parvenir à la compréhension des mécanismes en jeu et à leur description théorique. Ceci est d'autant plus vrai que le dimensionnement du boulonnage sera différent suivant le rôle qui lui sera attribué. Les nombreuses réflexions qui ont porté sur le sujet ont finalement abouti à la définition de trois fonctions pour les boulons:

- le rôle de suspension;
- le rôle d'armature;
- le rôle de confinement.

Les deux premiers rôles correspondent plutôt aux terrains constitués de roches dures caractérisées par leurs discontinuités. Le rôle de confinement est plus réaliste dans les massifs

de roches tendres assimilables plus facilement à un milieu continu. A chaque terrain boulonné, l'un de ces rôles pourra lui être assigné. Il ne faut cependant pas oublier que, dans des cas particuliers, ces rôles peuvent se combiner ou bien se succéder dans le temps.

II-1-5-Contrôle :

Les contrôles sont effectués en cours de réalisation ; enregistrement des paramètres lors du forage afin d'assurer un contrôle continu des sols traversés, contrôles continu sur la fabrication du coulis (viscosité, densité) contrôle de l'injection et enfin les contrôles de la qualité des ancrages par des épreuves de contrôles et essais normalisés.



-Préparation des forages pour mettre les boulons d'ancrage-

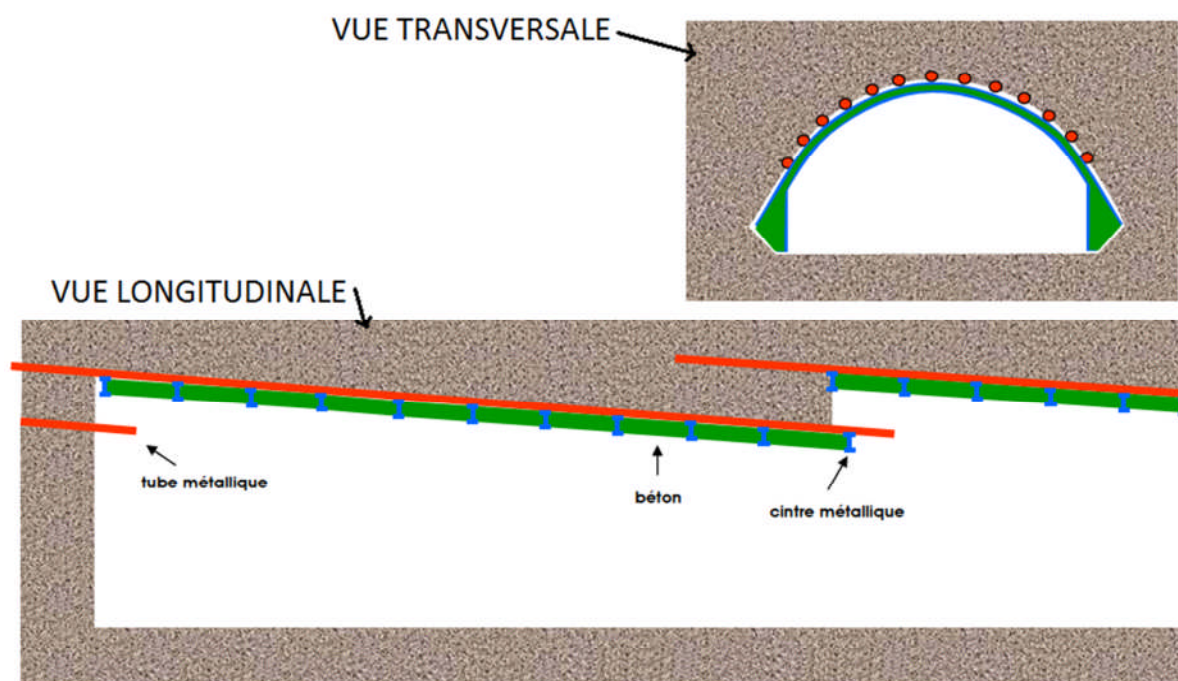
II-2-Voûtes parapluie

Elles sont constituées, soit de barres (\varnothing 32 ou 40 mm) ou de tubes injectés (\varnothing 90 à 200 mm), soit de colonnes de jet-grouting (\varnothing 60 à 80 cm). La longueur des voûtes successives ne dépasse pas 12 à 15 m, la longueur de recouvrement étant généralement de 3 à 4 m.

Pour limiter au maximum la perte de terrain, la perforation pour mise en place des tubes est exécutée avec un système à roto-percussion avec marteau fond de trou qui entraîne derrière lui le tube métallique. Après insertion du tube, la gaine peut être injectée à faible pression avec du coulis de ciment, puis une injection à haute pression peut être prévue pour consolider et comprimer le terrain entre deux tubes contigus.

Des cintres sont mis en place au fur et à mesure du creusement, généralement avec un interaxe de 0,75 m à 1 m. Ces cintres sont à rayon variable pour suivre la divergence de la voûte. Le soutènement en arrière du front est complété par mise en œuvre de béton projeté entre les cintres, associé éventuellement à un boulonnage radial.

Les voûtes-parapluie de ce type sont généralement utilisées pour le creusement de la demi-section supérieure, le creusement du stross se faisant après confortement éventuel des piédroits, par exemple par colonnes de jet-grouting ou micropieux.



-Coupe transversale et longitudinale d'une voûte parapluie-

Objectif de la voutes parapluie :

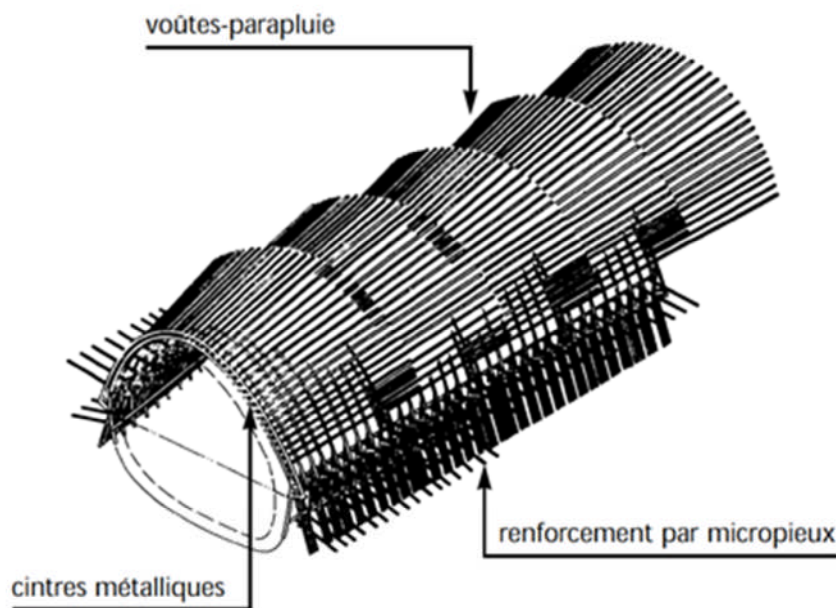
- D'assurer la stabilité de la travée en cours d'excavation.
- D'améliorer la stabilité du front par réduction des contraintes agissant en -avant de celui-ci.
- De limiter les tassements.

II-3-Micropieux

-Les micropieux sont des pieux mais leur section est faible (diamètre moins de 20cm), ils jouent un rôle très important dans le confortement du revêtement provisoire, quand il y a des tassements importants ou dans le cas d'une zone sismique, grâce à leur flexibilité et ductilité.

Réalisation des micropieux : Cette réalisation s'effectue en 3 phases :

- forage du trou à sec
- mise en place du cylindre
- le scellement du cylindre métallique au terrain par injection de coulis de ciment



-Revêtement provisoire renforcé par micropieux et voute parapluie-

II-4-Jet-grouting

*Le jet-grouting est un procédé de traitement des terrains meubles qui agit en étapes séparées ou combinées par :

- déstructuration du sol par un jet à très grande vitesse,
- extraction partielle du terrain par la circulation des fluides du jet,
- adjonction d'un liant apporté par le coulis (à base de ciment).

***Le traitement nécessite la mise en œuvre de la procédure suivante :**

- forage de petit diamètre < 200 mm sur la profondeur ou longueur du traitement,
- mise en vitesse du fluide envoyé sous haute pression au travers de buses de petits diamètres,
- remontée lente des tiges avec rotation pour former une colonne de terrain traité avec le coulis.

***Le diamètre des colonnes et leur résistance dépendent des paramètres de forage et d'injection :**

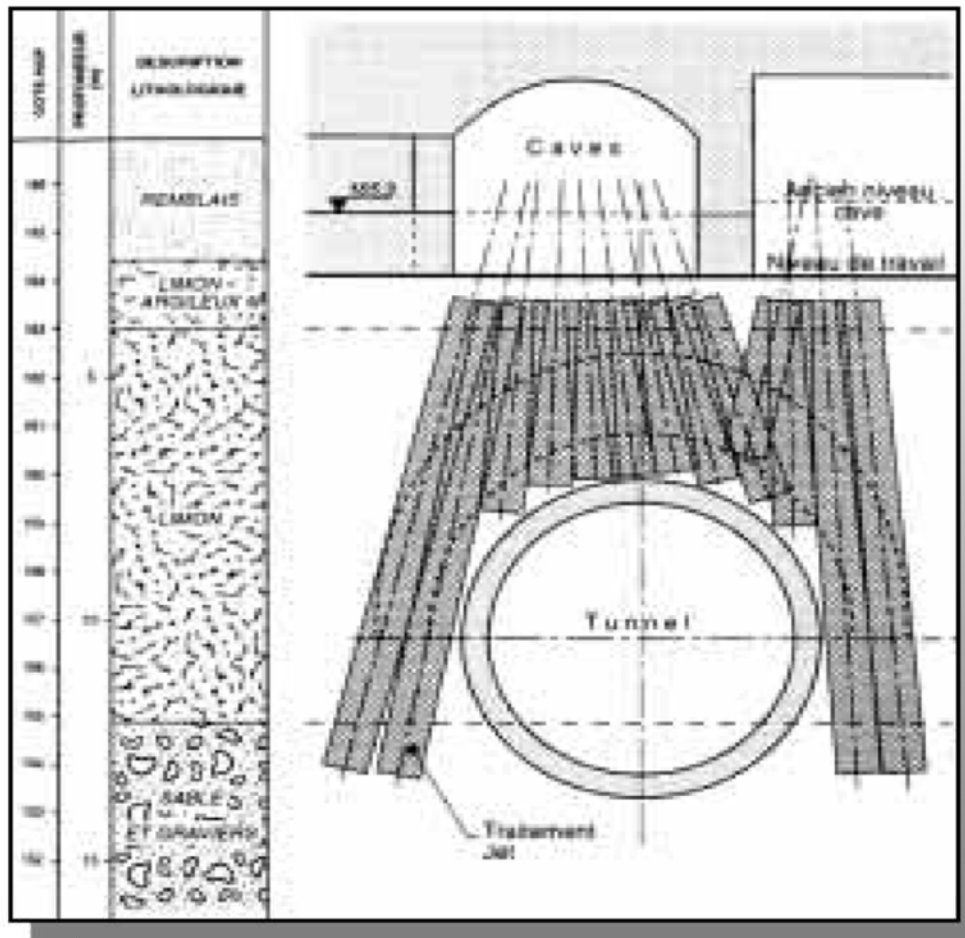
- vitesse de translation et rotation des tiges,
- pression et débit du fluide,
- dosage du coulis,
- nature et compacité du terrain en place,

***Le jet grouting est principalement employé dans :**

- les sols fins difficilement injectables (limons, argiles peu consistantes),
- les sols granulaires à consolider fortement.

***Il est recommandé :**

- pour réaliser des voûtes parapluies à l'avancement des tunnels (pré soutènement),
- pour constituer (depuis la surface) des massifs étanches et solides au démarrage ou à l'arrivée des tunneliers),
- pour traiter linéairement des appuis de cintres ou de radiers de tunnels creusés par section divisée.



Exemple de traitement par Jet-grouting

II-5-Confortement du revêtement provisoire avec utilisation des boulons d’ancrage et des micropieux

-But de confortement :

L’objectif est de montrer la différence entre une section non conforté et une section conforté, par des boulons et micropieux, l’impact de ce confortement sur le revêtement provisoire, en particulier concernant les tassements.

-Caractéristiques des matériaux :

-Boulons :

Diamètre des boulons d’ancrage $D = 25 \text{ mm}$

Longueur des boulons d’ancrage $L=6 \text{ m}$

Chapitre4 : confortement

Limite élastique de l'acier $f_e = 500\text{MPa}$ (type 1)

Section du boulon de $\phi 25\text{mm}$ de diamètre $A = 25^2 \pi/4 = 490.62\text{mm}^2$

Module d'élasticité $E_s = 210000\text{Mpa}$

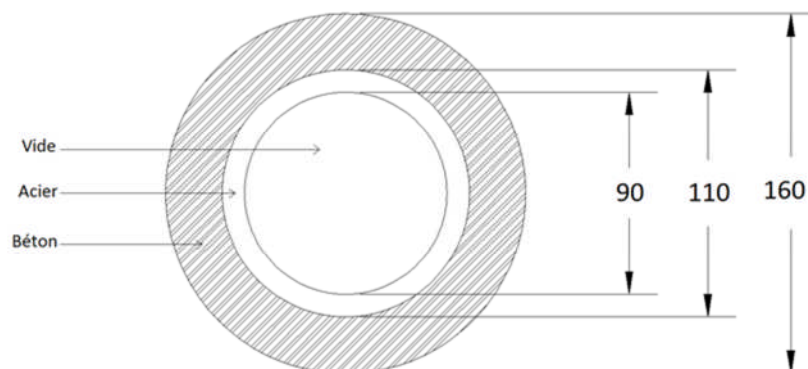


-Boulons d'ancrage $\phi 25$ -

-Micropieux :

- Le micropieu a un diamètre de 160mm, avec un cylindre métallique vide au milieu, ayant 110mm de diamètre extérieur, et 90mm de diamètre intérieur.

-Pour le béton même caractéristiques que le béton projeté



-schéma du micropieux-

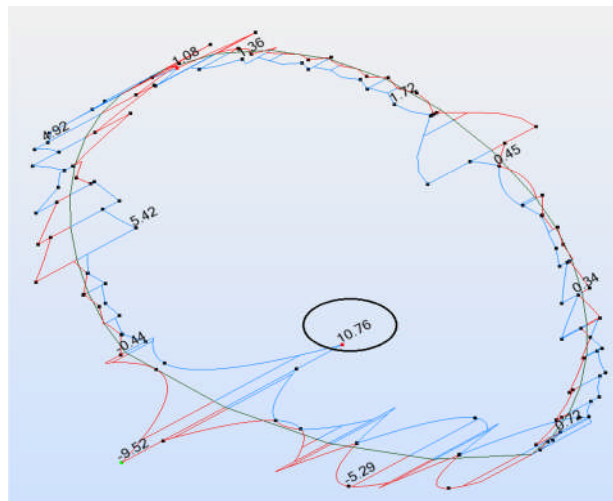
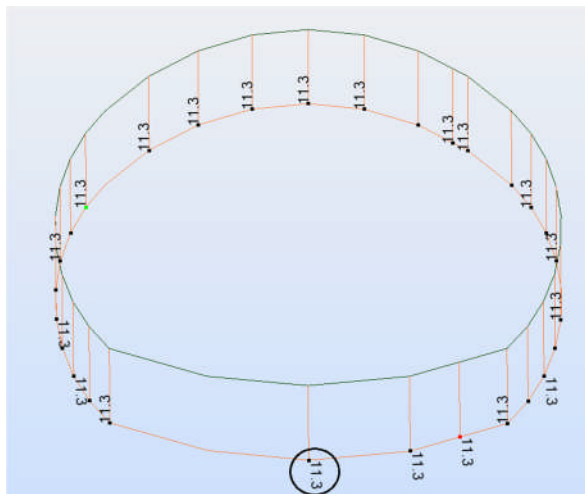
Cylindre : Module d'élasticité $E_s = 210000\text{Mpa}$

Limite élastique de l'acier $f_e = 500\text{MPa}$

1er cas : section non conforté

Le cintre est mis au front de taille avec un calage plus haut pour contrecarrer les tassements éventuels.

Ce rehaussement du cintre est de l'ordre, pour les argilites, de 10 à 15cm.



-Tassement de la section-

-Diagramme des contraintes en bars-

-On constate que les contraintes sont trop faible dus au tassement global de la section.

-La valeur du tassement est très importante donc il faut arrêter par le mis en place d'un confortement du revêtement provisoire.

Section non conforté	
Contrainte MAX (dans béton)	10.76 bars
Tassement global	11.3cm

2ème cas : section conforté

Après la pose du revêtement provisoire (cintre béton projeté) des cibles de convergence et de tassement sont placés pour le suivi des mouvements du revêtement provisoire.

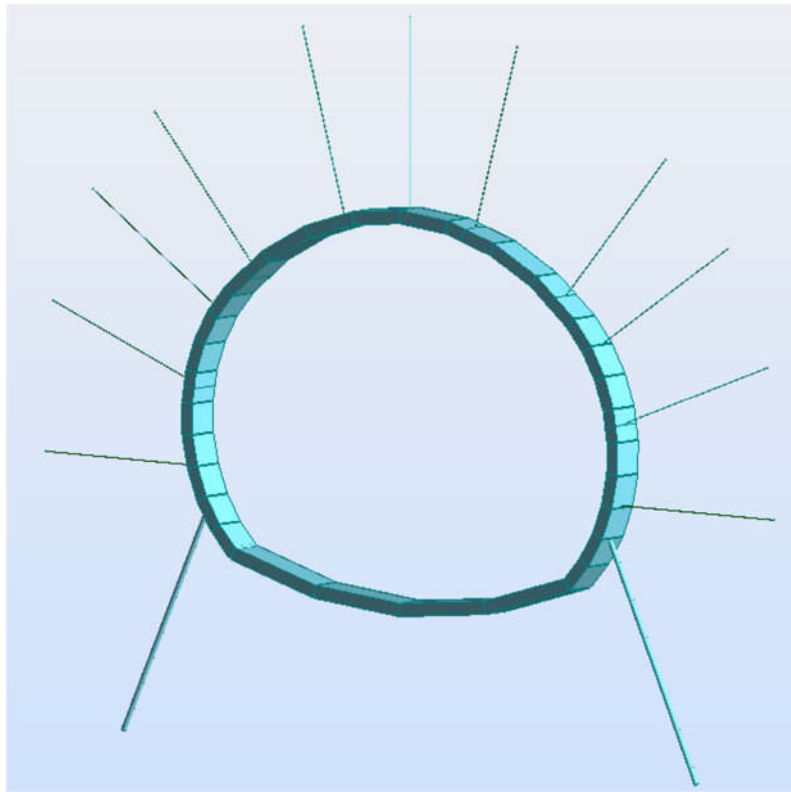
Si on constate que les tassements globaux sont supérieurs à la provision de la contre mesure on met en place des confortements constituer par des boulons et des micropieux.

Description de la section confortée

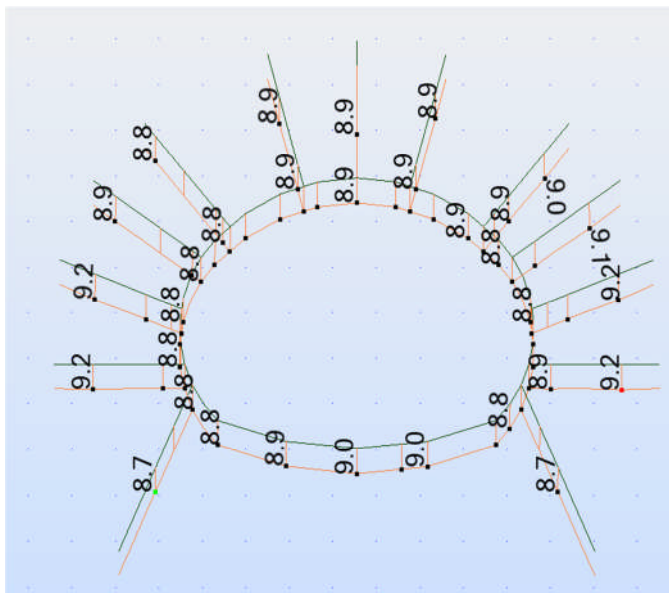
-On dispose 11 boulons sur le pourtour du revêtement provisoire, chaque boulon à 6m de long, la barre d'acier $\phi 40$ est introduite dans un trou de 76mm de diamètre. La barre d'acier est scellée dans le terrain par un coulis de ciment à prise rapide ou à la résine surtout pour les boulons en clef de voûte.

Chapitre4 : confortement

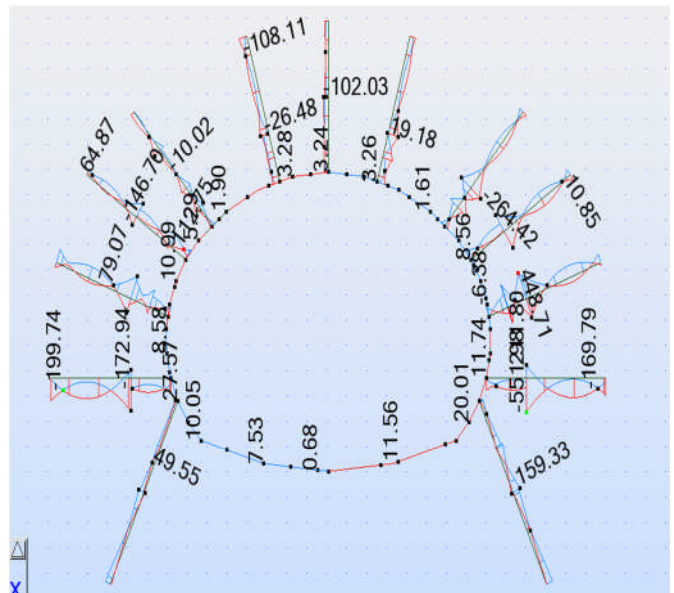
-deux (2) micropieux sont réalisés et disposés obliquement sur les deux(2) côtés du stross.



-Section confortée par des boulons et micropieux-



-Tassement de la section-

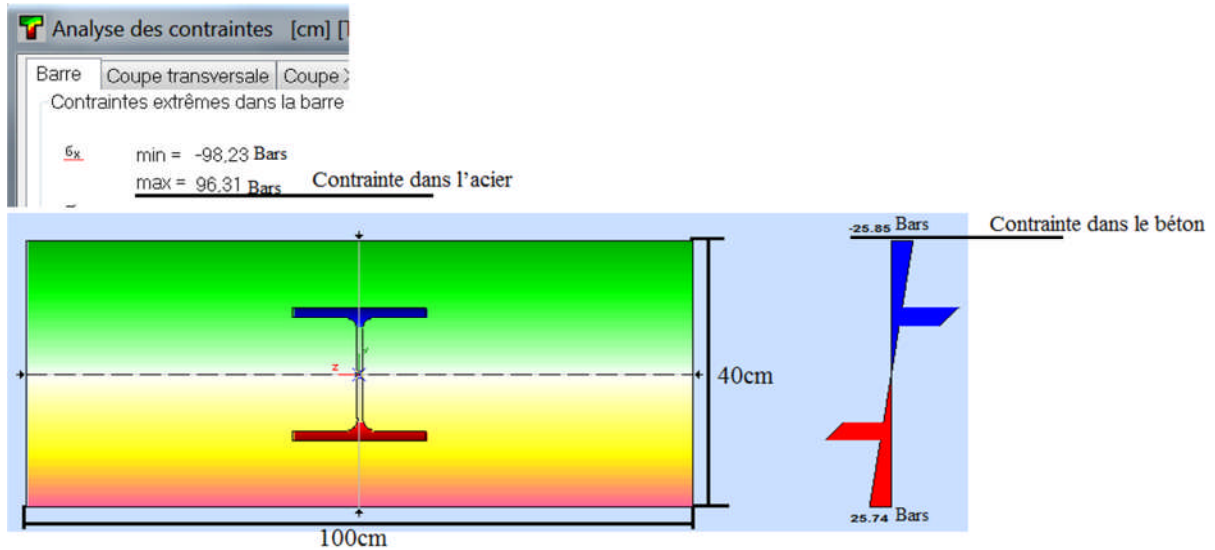


-Diagramme des contraintes en bars-

-Comme on peut la remarquer que les tassements sont diminués environ plus de 2cm dus au confortement mais les contraintes sont augmentées sur le pourtour de la section.

Vérification :

a-la section le plus sollicitée :



-Les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles

-dans l'acier :

$\sigma(\text{Max})=9.832\text{MPa}$

$\sigma(\text{Adm})=f_e/\gamma_s=360/1.15=313.043\text{MPa}$ donc

$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm})$ condition vérifiée

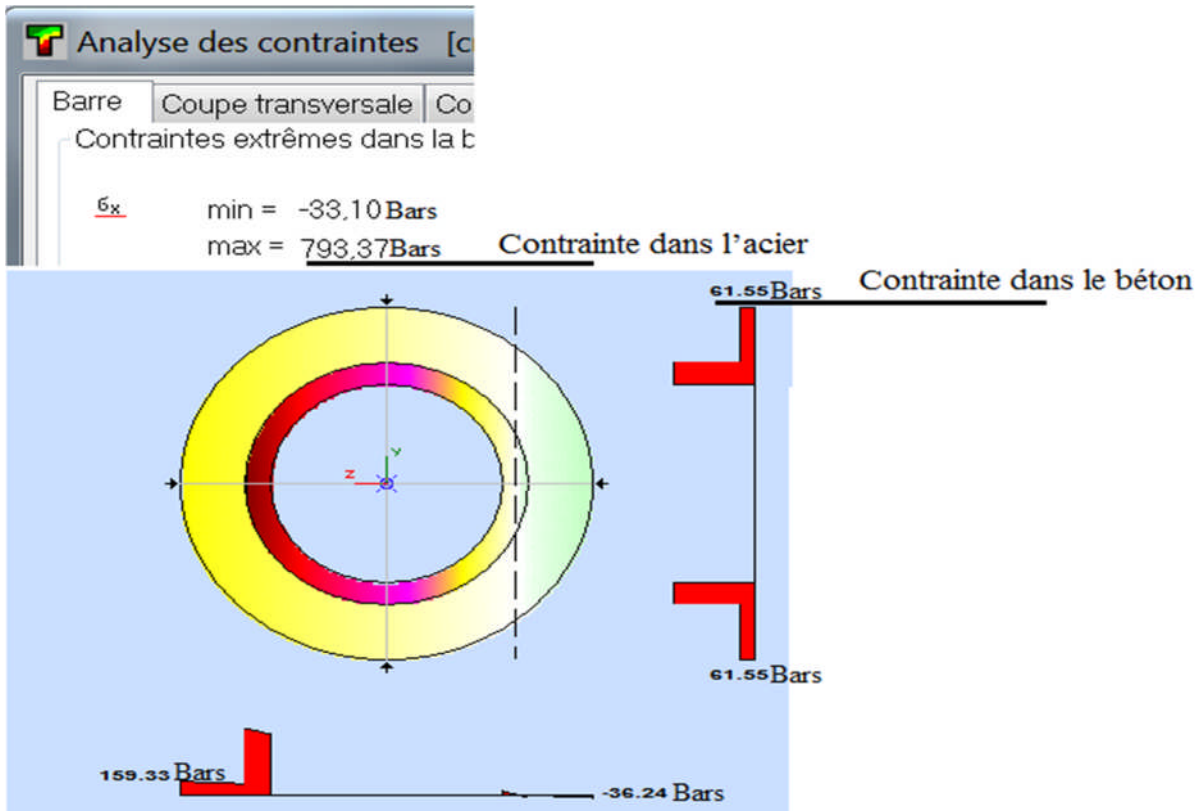
-Dans le béton :

$\sigma(\text{Max})=2.585\text{MPa}$

$\sigma(\text{Adm})=(0.85 \times f_c/28)/(\gamma_{xyb})=(0.85 \times 30)/(1 \times 1.5)=17\text{MPa}$ donc

$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm})$ condition vérifiée

b-micropieux :



-dans l'acier :

$$\sigma(\text{Max})=79.337\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})=f_e/y_s=500/1.15=434.782\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

-Dans le béton :

$$\sigma(\text{Max})=15.933\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})=(0.85 \times f_{c28})/(\theta_{xy} b)=(0.85 \times 30)/(1 \times 1.5)=17\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

c- Le boulon d'ancrage le plus sollicité :

$$\sigma(\text{Max})=55.198\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})=f_e/y_s=500/1.15=434.782\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée.}$$

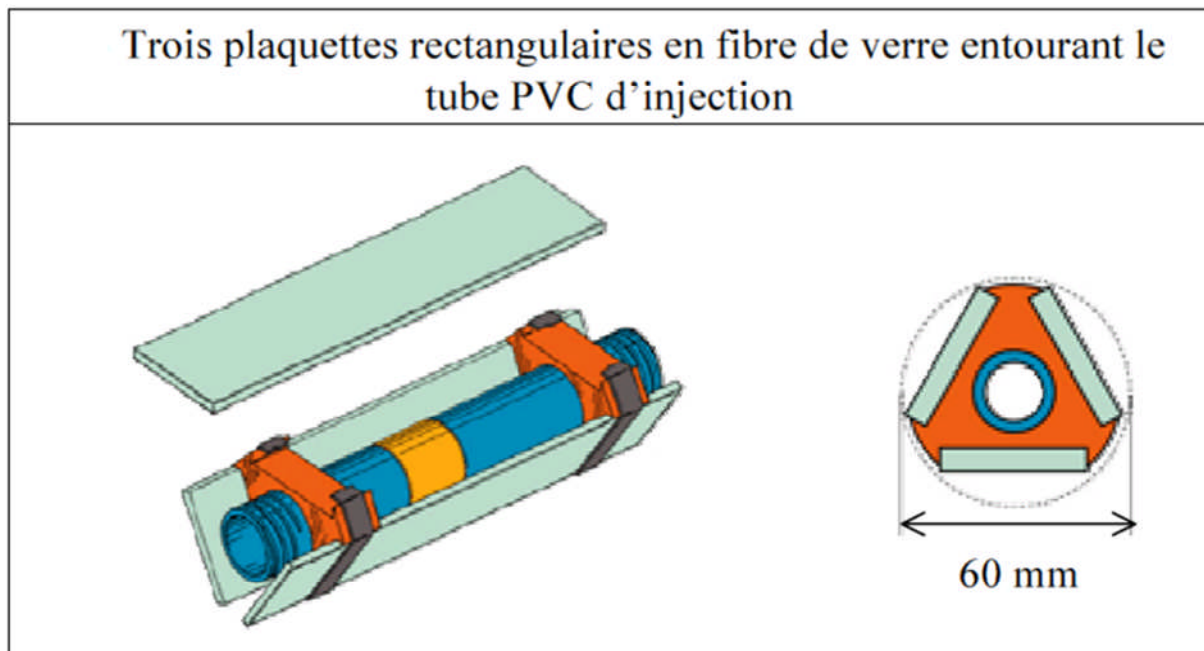
III. Confortement du front de taille

-il y a plusieurs sortes de confortement du front de taille qui sont :

III-1-Les boulons en fibre de verre

Les boulons en fibre de verre utilisés se présentent sous forme de tubes ou de lanières disposées autour d'un tube central servant à l'injection. Il s'agit de boulons passifs scellés au terrain par un coulis de ciment. Les boulons sont mis en œuvre par une machine spéciale comportant des glissières de grande longueur. On utilise couramment des boulons de 18 mètres de longueur ; Si l'on considère que les quatre premiers mètres de ceux-ci sont perdus en raison de la "jeune âge" du scellement et que les quatre derniers sont nécessaires à l'ancrage minimum du boulon, il reste environ 10 mètres de longueur de boulon dit "utile". Ceci doit être pris en compte dans le calcul du nombre de boulons à réaliser.

En général on cherche à maintenir un renforcement assez constant en renouvelant un certain nombre de boulons à chaque pas d'avancement. La force résistante des boulons (généralement quelques centaines de KN) et le schéma de boulonnage doivent être adaptés à la nature du terrain et à l'objectif poursuivi (stabilité du front, maîtrise des déplacements). La densité des boulons peut varier dans de larges proportions : de 1 boulon pour 4 ou 5m² à 2 boulons par m².





-Malaxeur de coulis de ciment-

-Caractéristiques d'un boulon de fibre de verre :

-Les boulons en fibre de verre possèdent une forte anisotropie. Leur résistance élevée en traction (de 200 à 800 KN) et leur totale adhérence au mortier de scellement (coulis de ciment) viennent renforcer le front, réduisent ainsi les mouvements de terrain. En revanche, leur résistance aux efforts transversaux est faible mais permet ainsi d'assurer une destruction facile par les engins d'abattage au fur et à mesure de l'avancement.



-La mise en place des fibres-



-Front de taille avec fibre de verre-

III-2-Congélation

Dans les terrains aquifères, difficilement injectables et non drainables, il est possible d'utiliser la technique de congélation qui consiste à solidifier l'eau incluse par un refroidissement à basse température.

La création d'une voûte de terrain gelé résistante et étanche est obtenue par la circulation d'un fluide réfrigérant (saumure ou azote liquide) dans des tubages métalliques mis en place dans des forages implantés horizontalement (dans le cas de traitement à l'avancement). Le recours à l'azote liquide pour transférer les frigorifiques est préférable dans le cas de traitement très localisé. La très basse température de ce fluide permet une congélation plus rapide et plus fiable du terrain et autorise une épaisseur réduite de la voûte ou du mur congelé. La méthode généralement recommandée consiste à combiner la mise en froid rapide à l'azote avec l'entretien économique à la saumure.

Cette technique longue, onéreuse et très délicate n'est à employer qu'à l'avancement pour des passages ponctuels difficiles quand toute autre technique de creusement ou de traitement s'est avérée inutilisable ou inefficace. Elle peut être envisagée pour :

- les roches broyées et aquifères,
- les sols pulvérulents fins ou cohérents très plastiques à teneur en eau élevée.

Pour l'établissement du projet, l'étude géotechnique et hydrogéologique doit fournir des indications sur les paramètres suivants : température du terrain, granulométrie, teneur en eau et degré de saturation, perméabilité, résistance au cisaillement et déformation; nappe et écoulement, température et composition de l'eau.

L'implantation et la direction des forages devant recevoir les tubes congélateurs doivent être précises et contrôlées.

III-3-Injection de la résine

-L'injection du front à la résine comme moyen de confortement commence à être utilisé surtout quand cette injection apporte une sécurité lors de l'excavation, avec un coût acceptable par les parties (entreprise, maître d'ouvrage)

-Cette méthode de confortement est choisie dans des terrains très spécifiques, une pression de claquage faible du terrain, et une absorption faible.

Il s'agit d'injecter le terrain à faible pression avec une résine binaire pour requalifier le terrain sur 9m, et creuser 6m en laissant 3m comme confortement, ce confortement est exécuté en pleine section.

La mise en œuvre de la résine se fait à l'aide de petite pompe spéciale dans des trous de forage

Cette méthode est choisie en fonction des caractéristiques physiques du terrain encaissant moyennant également le coût la sécurité et l'avancement des travaux.

IV. Conclusion

En fonction des mesures d'auscultation l'ingénieur au front à sa disposition une panoplie de moyen de confortement pour ajuster le comportement du revêtement provisoire pour les garder dans les limites admissible.

Chapitre5:

Dimensionnement

I. Introduction :

Le dimensionnement du revêtement provisoire et définitif nécessite des informations bien détaillé concernant les caractéristiques mécaniques du terrain encaissant, on a opté pour trois (3) différents types de sols encaissant qui sont :

a-sol sec :

- Angle de frottement **25 degré**
- Cohésion **0,4 bar**
- Module élastique **300 bars**
- Densité du terrain en place **2,2 t \ m³**
- Coefficient de poisson **0,3.**

b-sol humide a saturé :

- Angle de frottement **0 degré**
- Cohésion **0,4 bar**
- Module élastique **300 bars**
- Densité du terrain en place **2,2 t \ m³**

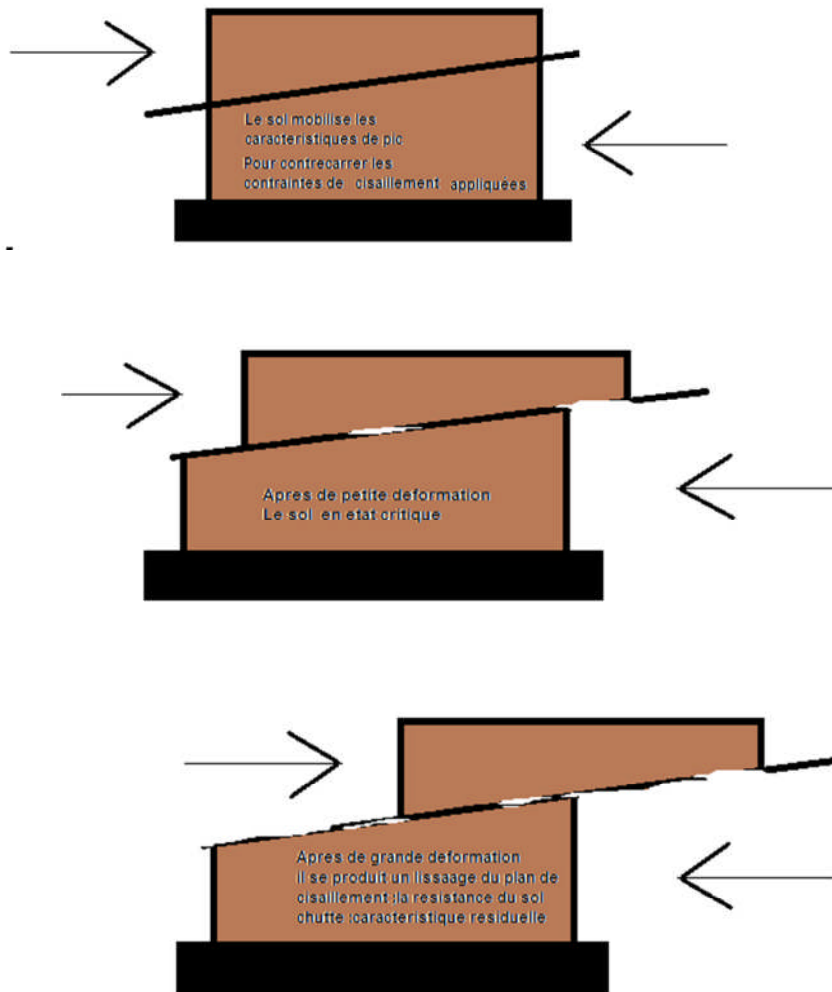
c-sol avec caractéristiques mécaniques résiduelles :

- Angle de frottement **7 degré**
- Cohésion **0,4 bar**
- Module élastique **300 bars**
- Densité du terrain en place **2,2 t \ m³**

-Caractéristiques mécaniques résiduelles :

-Selon les déplacements enregistrés lors des travaux d'excavation, ou de la mise en place du revêtement provisoire, ou du confortement, il faut avoir à l'esprit que le terrain encaissant peut passer plus ou moins vite par différentes caractéristiques mécaniques :

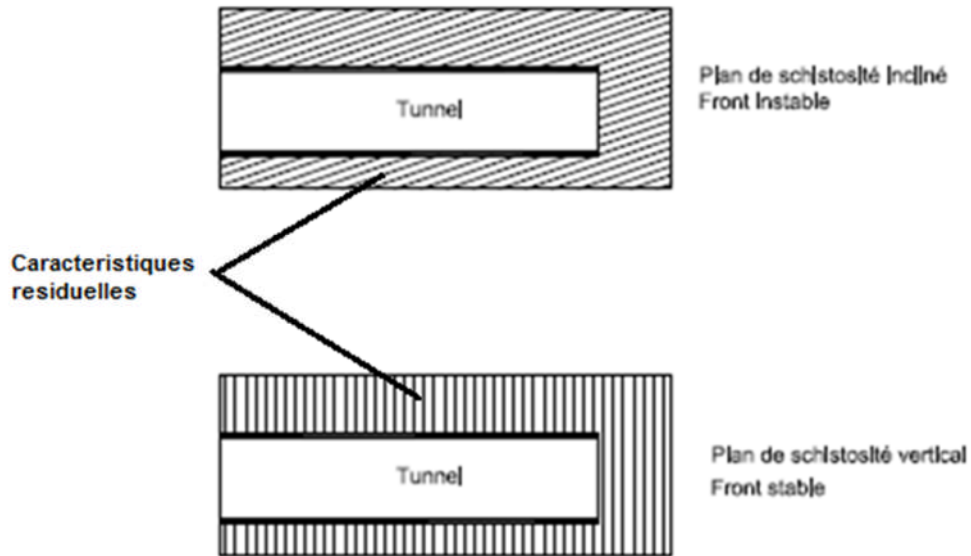
- **Les caractéristiques de pic :** sont celles qui se mobilisent juste avant la rupture du sol.
- **Les caractéristiques à l'état critique :** se mobilisent juste après la rupture du sol.
- **Les caractéristiques résiduelles :** sont celles qui subsistent après un important déplacement créant un lissage des grains selon la direction du mouvement.



Le passage entre des caractéristiques de pic aux caractéristiques résiduelles est une division au moins par 3 notamment pour l'angle de frottement et la cohésion.

Par ailleurs le plan des contacts entre les formations géologiques joue un grand rôle dans la mobilisation des caractéristiques résiduelles voir schéma ci-dessous.

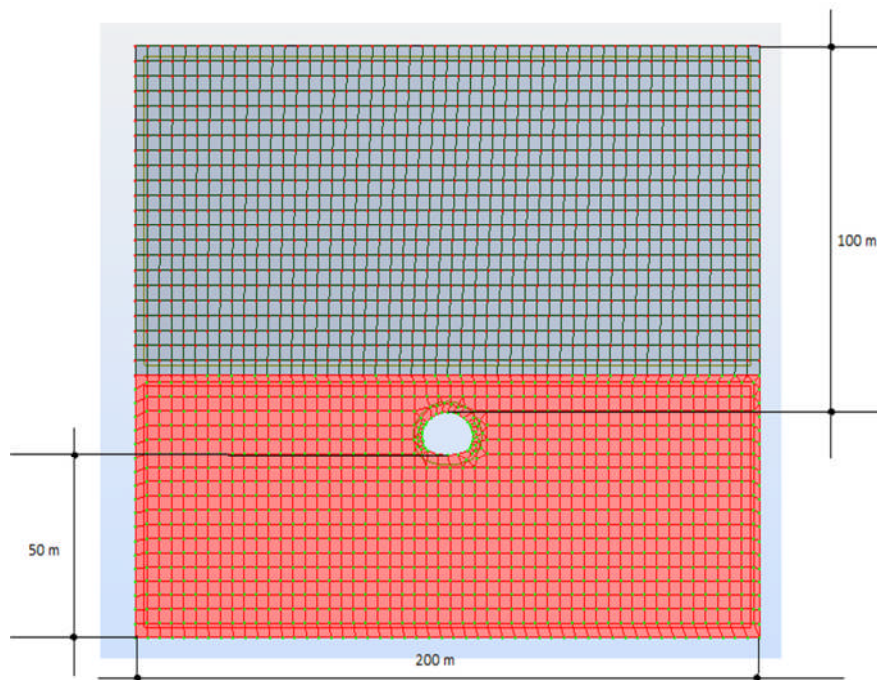




Selon les caractéristiques de pic prise en compte les caractéristiques résiduelles pour le dimensionnement sont :

Angle de frottement du terrain 7° , cohésion $0,04 \text{ MPa}$, $E = 30 \text{ MPa}$.

Note : on a gardé la cohésion 40 KPa car c'est une valeur déjà très faible.

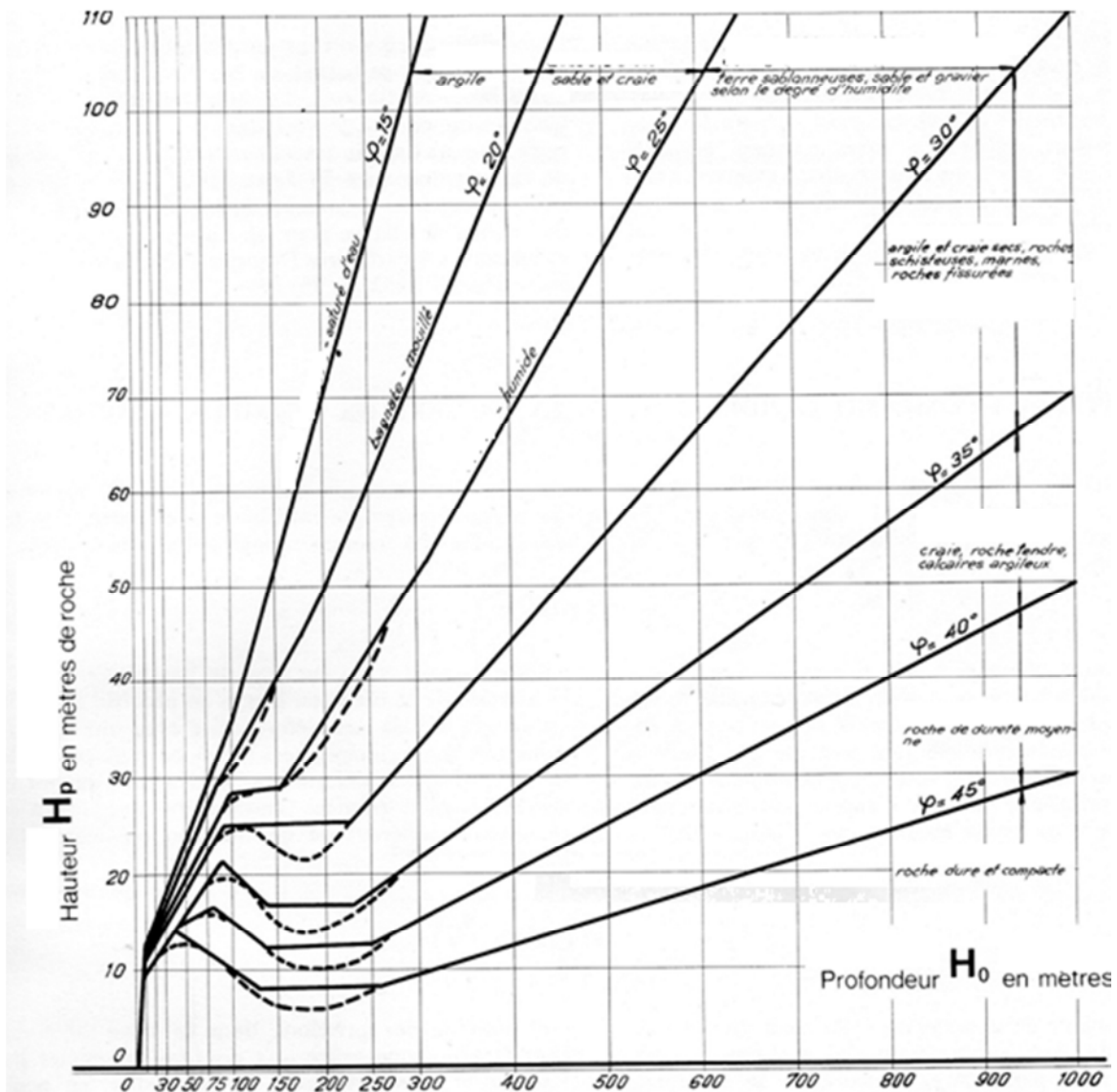
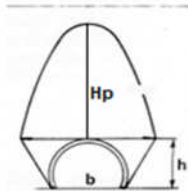


-Schéma statique-

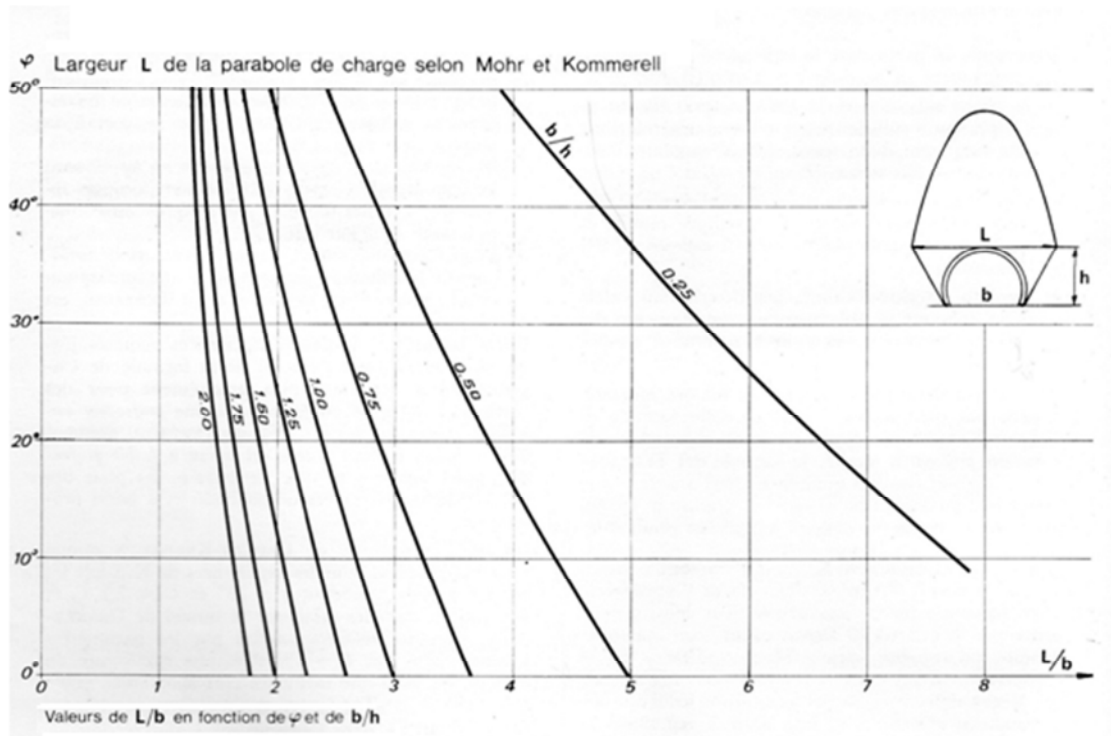
-Calcul manuelle sans le logiciel de calcul :

La première étape, après la détermination des caractéristiques mécaniques du terrain encaissant, consiste à déterminer la charge appliquée sur le revêtement.

En fonction de l'angle de frottement et la couverture sur le tunnel on détermine à l'aide de l'abaque ci-dessous la hauteur H_p .



En fonction, toujours de l'angle de frottement, de h et de b qui sont les caractéristiques géométriques du revêtement on tire de l'abaque ci-dessous L .



Une fois que les charges sur les revêtements sont définies cela devient un calcul de résistance de matériau.

Les tassements absolus et les tassements relatifs.

L'ordre de grandeur calculé ci-dessous des tassements absolus nous permet de réaliser une contre mesure au moment de la pose du cintre : le cintre sera placé plus haut de la valeur du tassement absolu calculé pour que lors du tassement le cintre revient à sa place théorique, en revanche le tassement relatif nous renseigne sur la charge supportée par le cintre et béton projeté.

-Note1 : La vérification du revêtement consiste à comparer les sollicitations calculées aux sollicitations admissibles. Il s'agit d'une vérification à l'état limite ultime.

- Note2 : Les couleurs des axes de repère :

-Note3 :

— 6 MAX
— 6 MIN



-le dimensionnement du revêtement provisoire et définitif est effectué par un **logiciel de calcul** selon les cas suivants :

-Les cas à envisager :

1-Demi-Section du tunnel en calotte avec cintre seul avec les caractéristiques mécaniques du terrain drainé sous couverture du terrain maximale.

2-Demi-Section du tunnel en calotte avec cintre seul avec les caractéristiques mécaniques résiduelles d'une épaisseur de terrain de 5 m sous couverture maximale.

3-Demi-Section du tunnel en calotte avec cintre seul avec les caractéristiques mécaniques résiduelles d'une épaisseur de terrain de 10 m sous couverture maximale.

4-Demi-section du tunnel en calotte avec cintre plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques mécaniques du terrain drainé sous couverture du terrain maximale.

5-Demi-Section du tunnel en calotte avec cintre plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques mécaniques résiduelles d'une épaisseur de terrain de 5 m sous couverture maximale.

6-Demi-Section du tunnel en calotte avec cintre plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques mécaniques résiduelles d'une épaisseur de terrain de 10m sous couverture maximale.

7-Pleine section du tunnel avec cintre plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques du terrain drainé sous couverture du terrain maximale.

8-Pleine section du tunnel avec cintre plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques mécaniques résiduelles d'une épaisseur de terrain de 5m en calotte sous couverture maximale.

9-Pleine section du tunnel avec cintre plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques mécaniques résiduelles d'une épaisseur de terrain de 10m en calotte sous couverture maximale.

10- Pleine section du revêtement définitif avec les caractéristiques mécaniques du terrain drainé sous couverture de terrain maximal.

11-Pleine section du revêtement définitif avec 5mètre de couverture de terrain humide a saturé.

12-Pleine section du revêtement définitif avec 10 mètre de couverture de terrain humide a saturé.

13-Pleine section du revêtement provisoire sous faible couverture 15mètres conforté par des boulons verticaux.

14-Séisme au niveau des deux embouchures pour une couverture de 15mètres.

15-Vérification au feu.

II. Dimensionnement

-Les cintres en profilés métalliques HEB sont les plus fréquemment utilisés dans le revêtement provisoire. Le tunnel a un diamètre environ 14m donc on a choisi HEB200 comme cintre

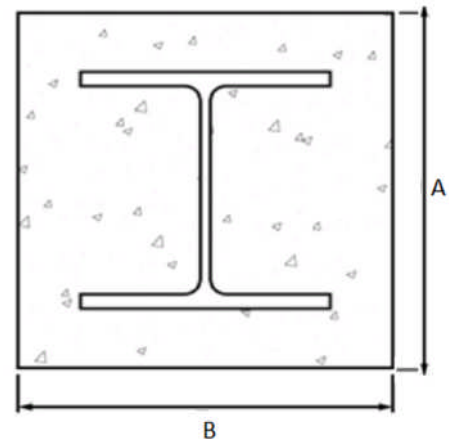
-l'espacement des cintres est dicté par la qualité du terrain et sa tenue au cours d'un cycle (phase successive d'excavation, marinage, soutènement). Il est généralement compris entre 0.75m et 1.50m.

D'où on a choisi 1m comme espacement entre les cintres

-l'épaisseur du béton projeté est 40cm

$$A=40\text{cm}$$

$$B=100\text{cm}$$



-La section choisie est la section surbaissée.

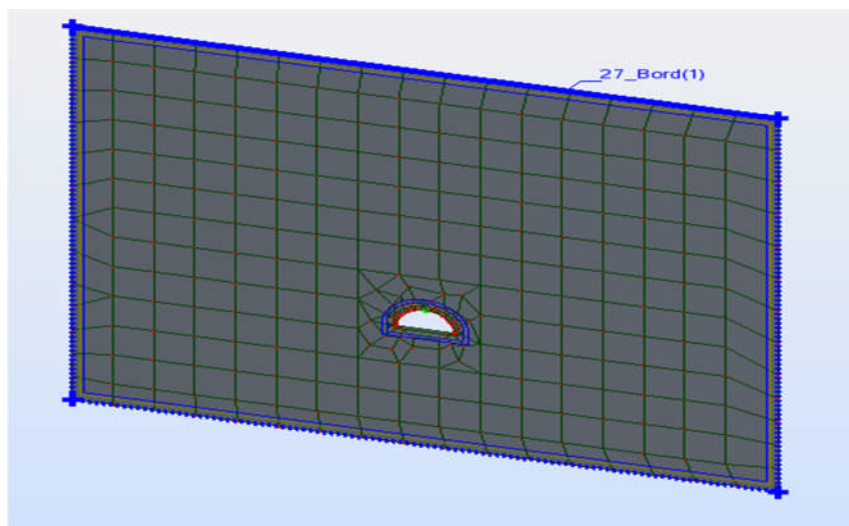
-Section du revêtement provisoire-

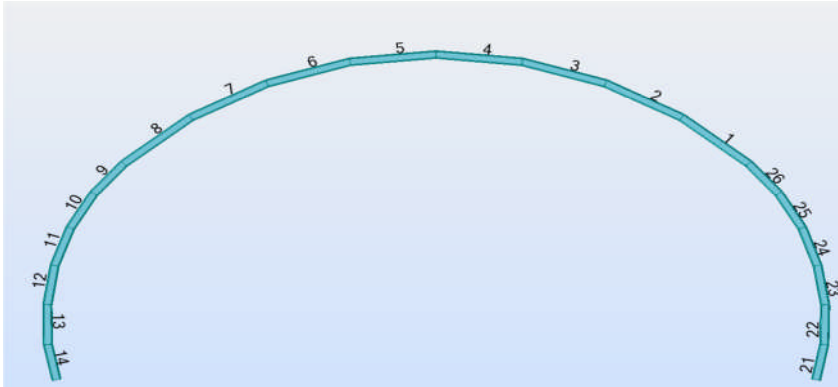
-Le revêtement définitif est constitué par 60 cm d'épaisseur de béton armé.

-Le coefficient de sécurité est pris en majorant la charge du terrain par **1,35** et pour le cas sismique ce coefficient est égal à **1**.

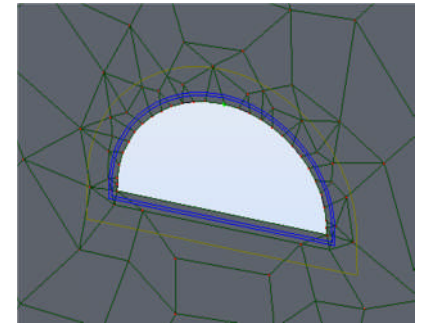
II-1-Cas n°1 :

-Demi-Section du tunnel en calotte avec cintre seul avec les caractéristiques mécaniques du terrain draine sous couverture du terrain maximale.



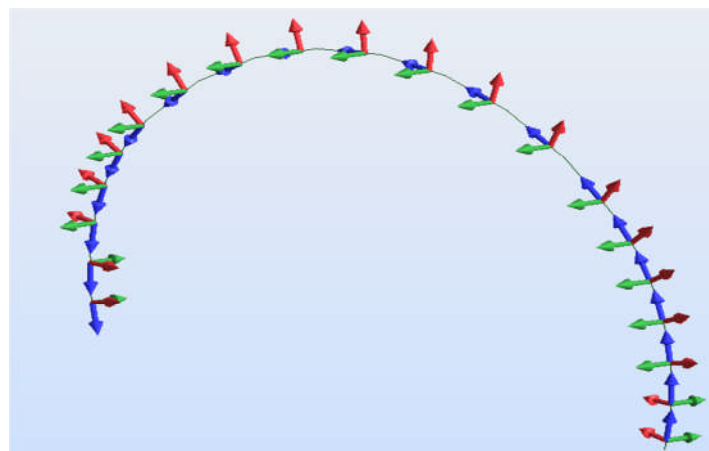


-Numéros des barres sur le cintre-

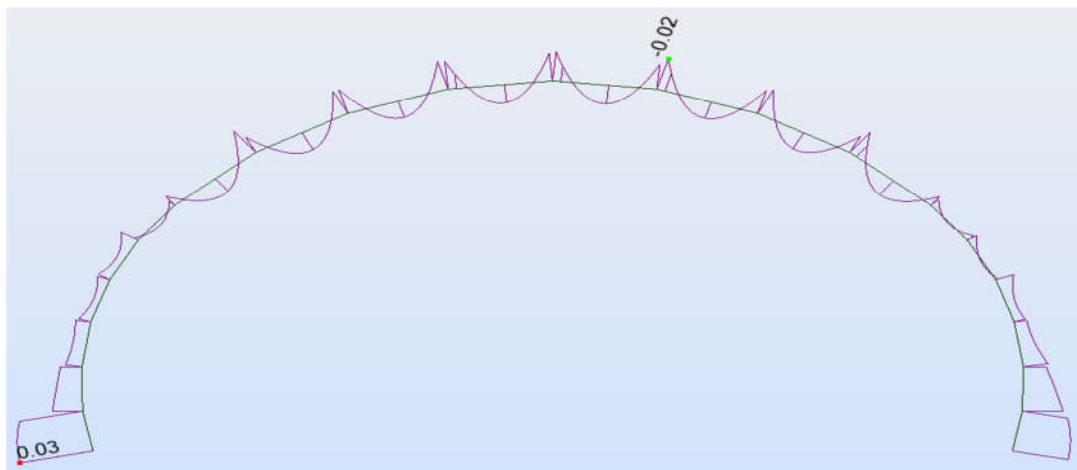


-Cintre seul-

-Repère locale-

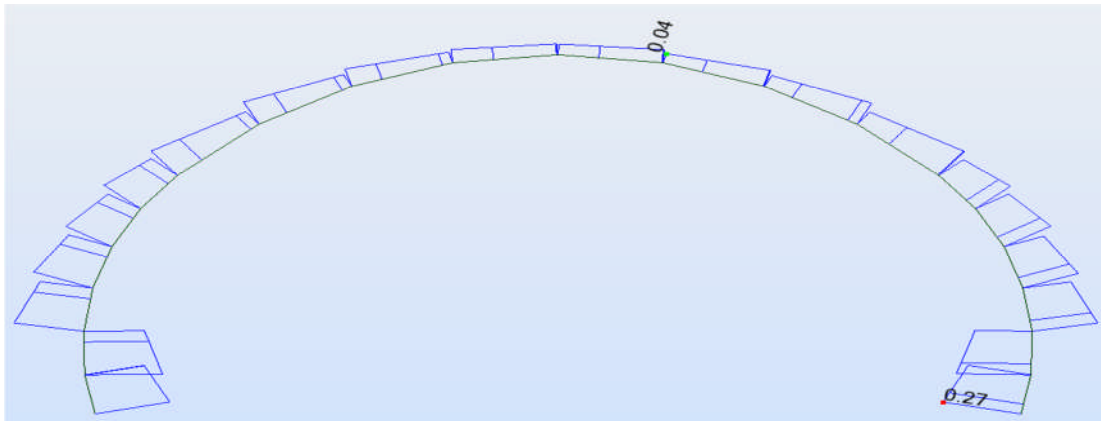


-Moment dans le cintre :



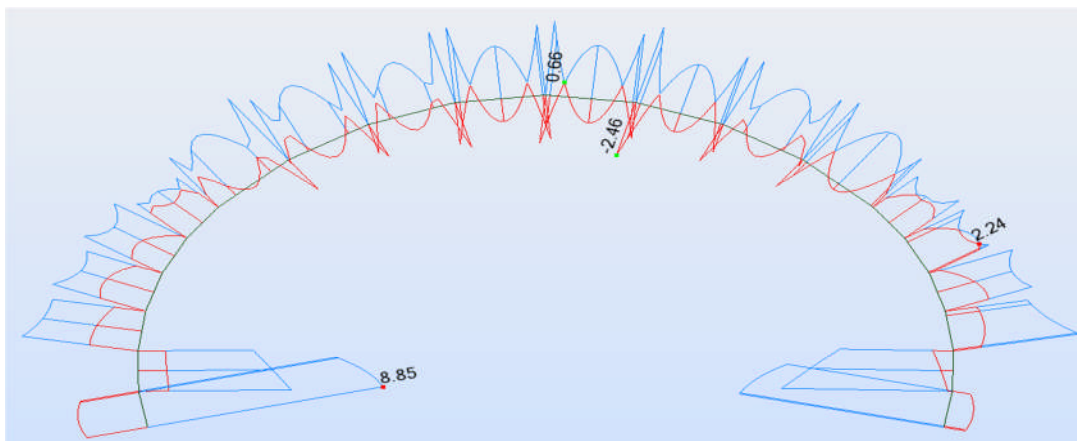
-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le cintre :



-Diagramme d'effort normal-

-Contraintes dans le cintre :



-Diagramme des contraintes-

-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	0,27	0,05	0,03
Barre	21	5	14
Nœud	22	5	15
Cas	1	1	1
MIN	0,04	-0,06	-0,02
Barre	3	4	3
Nœud	4	5	4
Cas	1	1	1

-Valeurs extrêmes des contraintes :

	σ MAX (bars)	σ MIN (bars)	σ MAX de flexion (bars)	σ MIN de flexion (bars)	σ MOY (bars)
MAX	8,85	2,13	5,56	-0,20	3,43
Barre	14	25	14	25	21
Nœud	15	26	15	26	22
Cas	1	1	1	1	1
MIN	2.00	-2,46	0,20	-5,56	0,54
Barre	9	3	25	14	3
Nœud	9	4	26	15	4
Cas	1	1	1	1	1

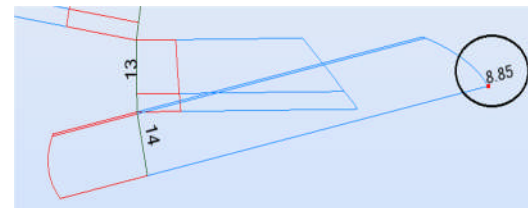
-Vérification :

-la section le plus sollicitée dans le cintre c'est la section n°14

$$\sigma(\text{MAX})=8.85\text{bars}=0.885\text{MPa}$$

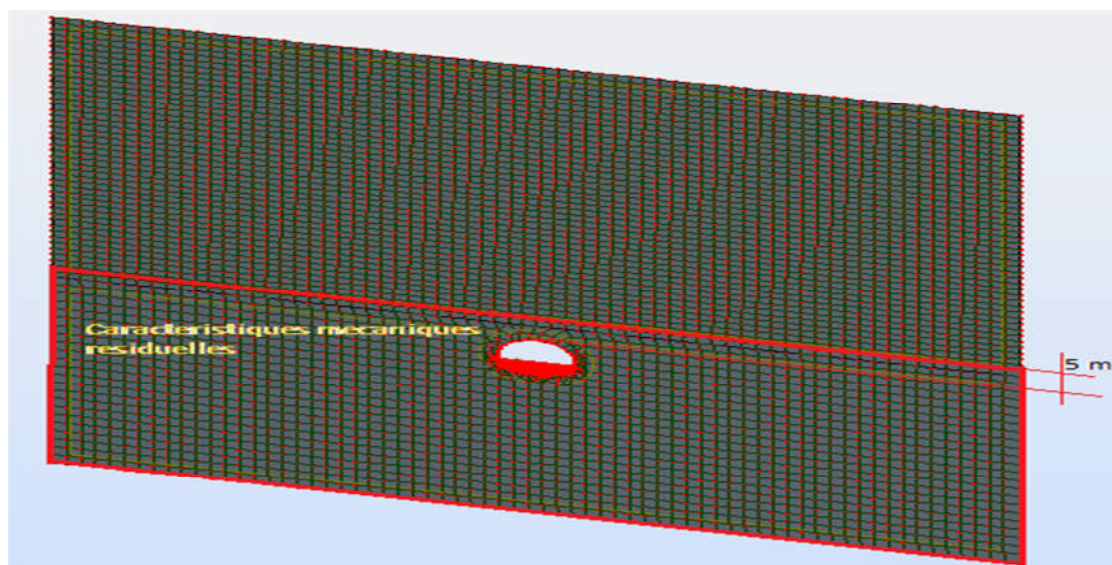
$$\sigma(\text{Adm})=f_e/\gamma_s=360/1.15=313.043\text{MPa}$$

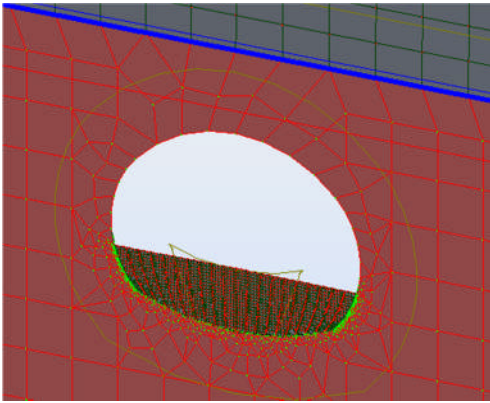
$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm})$ condition vérifiée



II-2-Cas n°2 :

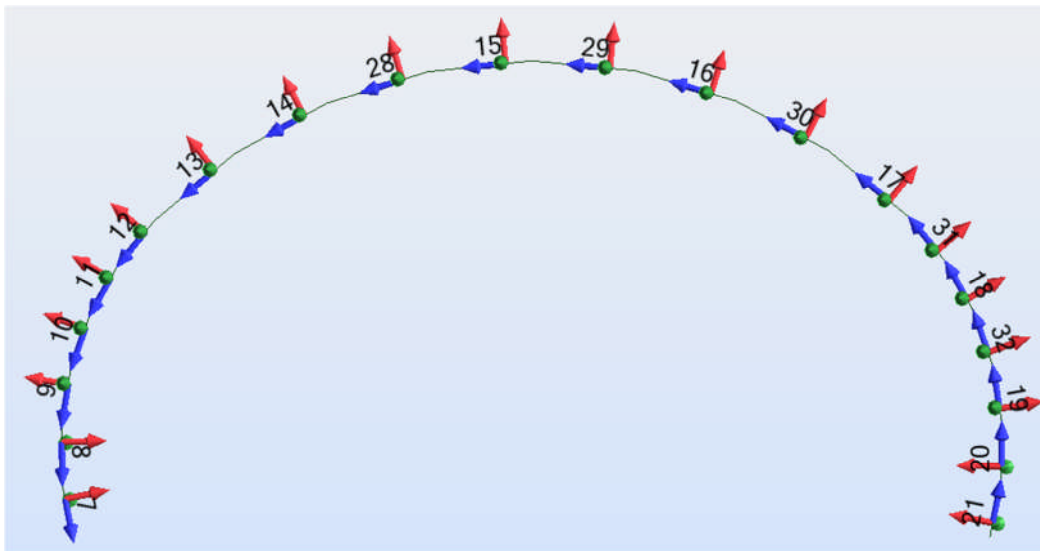
Demi-Section du tunnel en calotte avec cintre seul, avec les caractéristiques mécanique résiduelles, d'une épaisseur de terrain de 5 m sous couverture maximale.



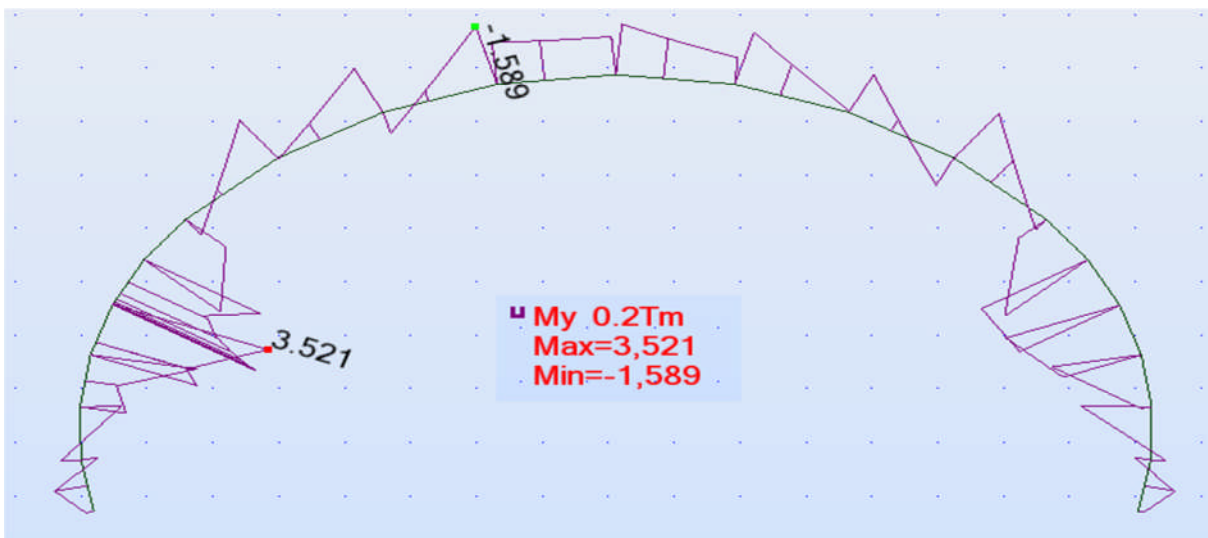


-Demi-section cintre seul-

-Numéros d'éléments sur les barres et repère locale-

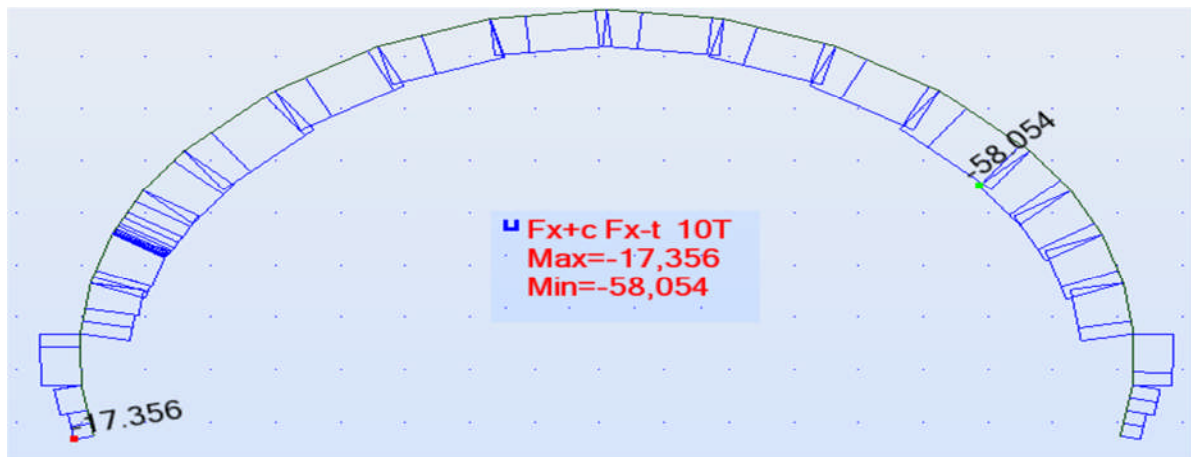


-Moment dans le cintre :



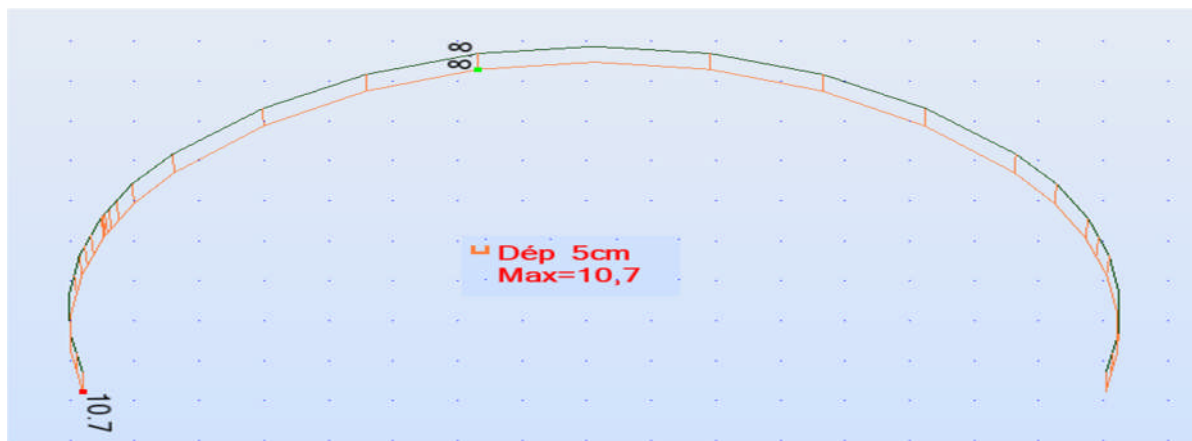
-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le cintre :

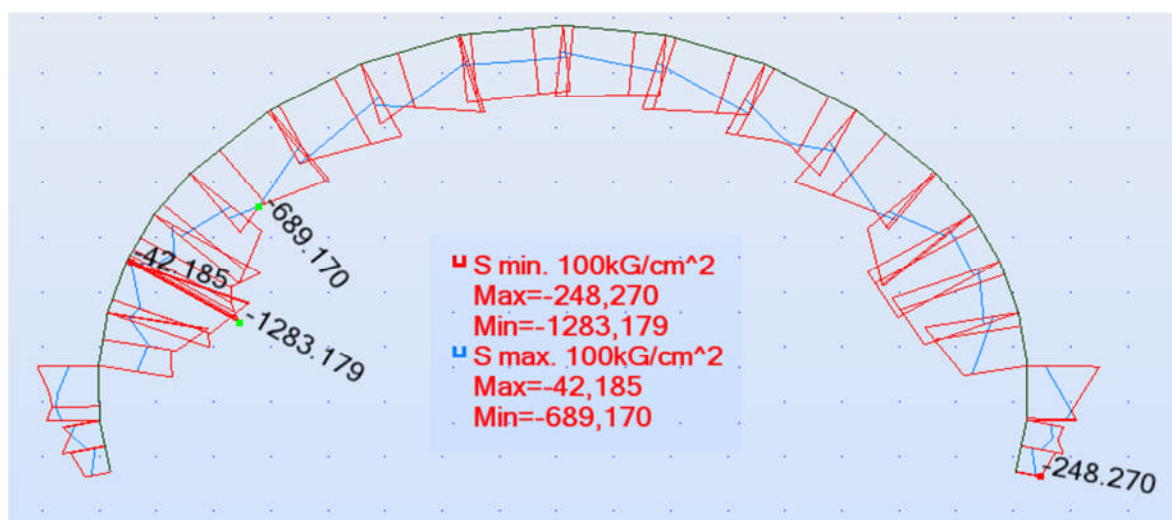


-Diagramme d'effort normal-

-Tassement du cintre :



-Contraintes dans le cintre :



-Diagramme des contraintes-

-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	-17.356	6.365	3.521
Barre	7	11	10
Nœud	15	40	40
Cas	2	2	2
MIN	-58.054	-3.173	-1.589
Barre	31	9	28
Nœud	1	12	6
Cas	2	2	2

-Valeurs extrêmes des contraintes :

	σ MAX (bars)	σ MIN (bars)	σ MAX de flexion (bars)	σ MIN de flexion (bars)	σ MOY (bars)
MAX	-42.185	-248.27	618.089	-5.42	-222.276
Barre	10	21	10	14	7
Nœud	40	22	40	8	15
Cas	2	2	2	2	2
MIN	-619.019	-1283.179	5.42	-618.089	-743.503
Barre	17	11	14	10	31
Nœud	1	40	8	40	1
Cas	2	2	2	2	2

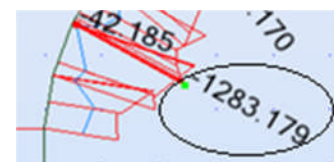
-Vérification :

-la section le plus sollicitée dans le cintre c'est la section n°11

$$\sigma(\text{MAX}) = 1283.179 \text{ bars} = 128.3179 \text{ MPa}$$

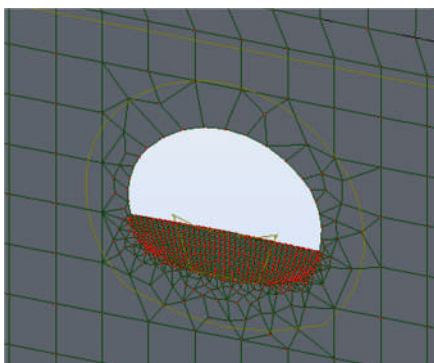
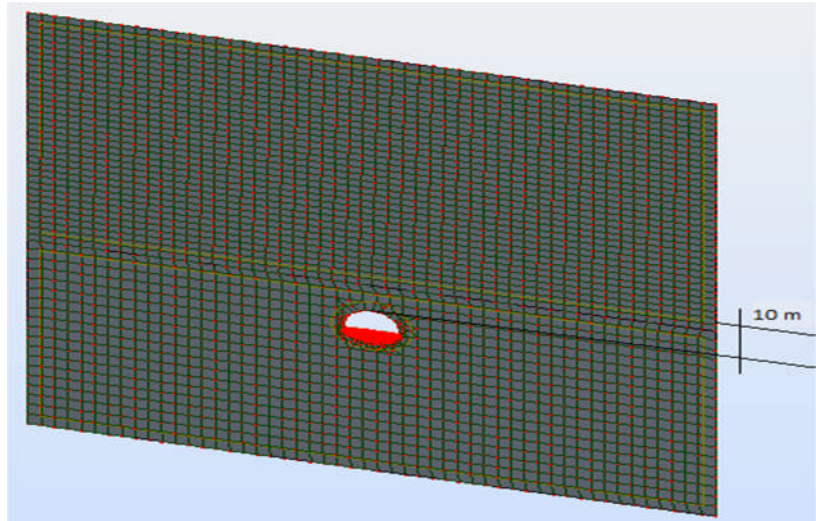
$$\sigma(\text{Adm}) = f_e / \gamma_s = 360 / 1.15 = 313.043 \text{ MPa}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$



II-3-Cas n°3 :

-Demi-Section du tunnel en calotte avec cintre seul avec les caractéristiques mécanique résiduelles d'une épaisseur de terrain de 10 m sous couverture maximale. Entre axe des cintres est de 1 mètre.

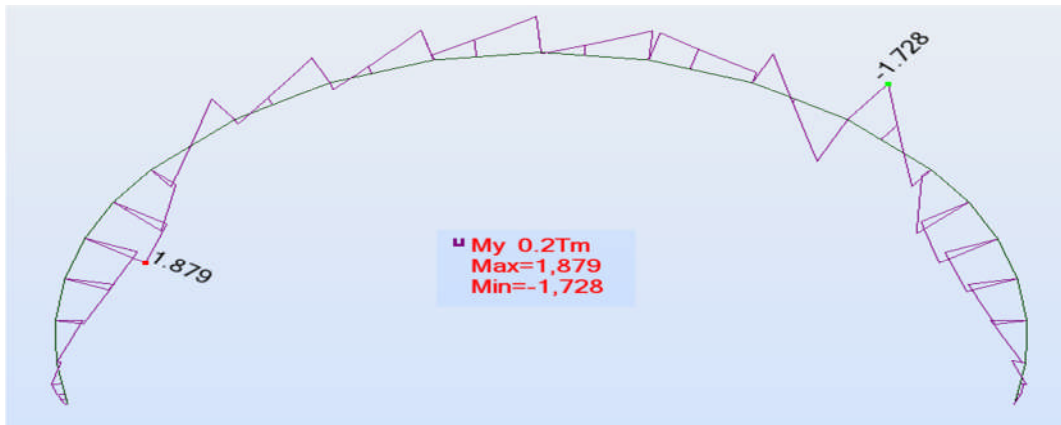


-Demi-centre seul-

-Numéros d'éléments sur les barres et repère locale-

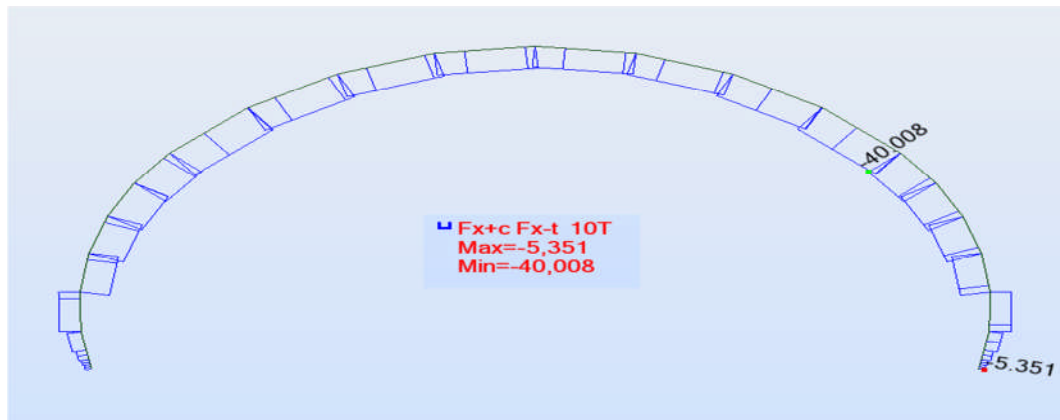


-Moment dans le cintre :



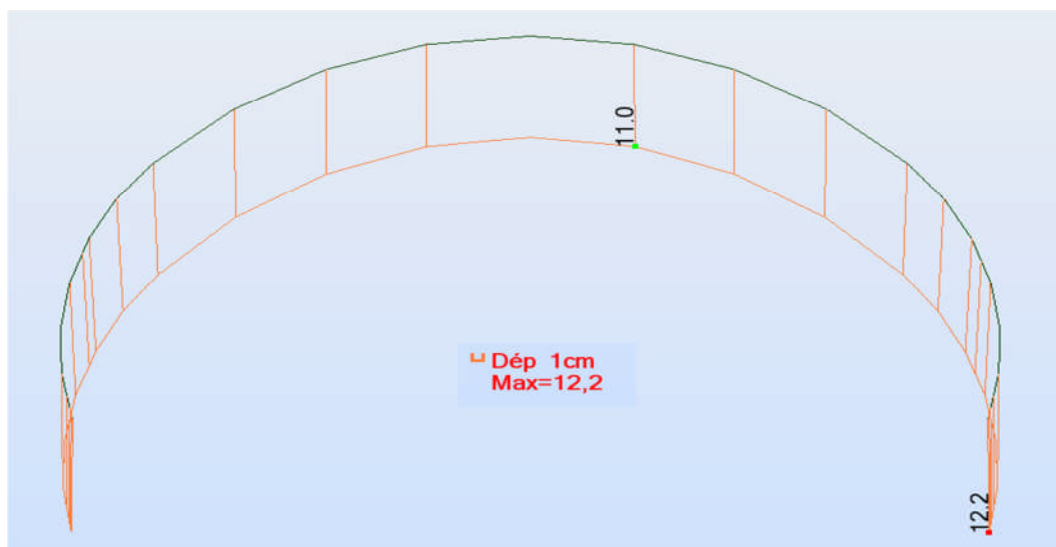
-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le cintre :

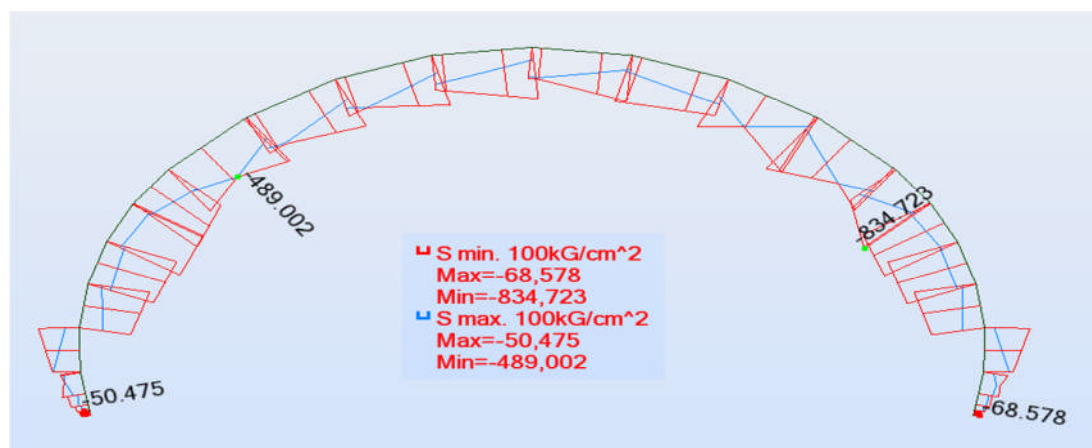


-Diagramme d'effort normal-

- Tassement du cintre :



-Contraintes dans le cintre :



-Diagramme des contraintes-

-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	-5.351	1.052	1.879
Barre	21	13	11
Nœud	22	8	40
Cas	3	3	3
MIN	-40.008	-1.678	-1.728
Barre	31	30	17
Nœud	1	3	2
Cas	3	3	3

-Valeurs extrêmes des contraintes :

	6 MAX (bars)	6 MIN (bars)	6 MAX de flexion (bars)	6 MIN de flexion (bars)	6 MOY (bars)
MAX	-67.186	-69.869	329.901	-1.342	-68.528
Barre	21	21	11	21	21
Nœud	22	22	40	22	22
Cas	3	3	3	3	3
MIN	-455.584	-834.723	1.342	-329.901	-512.385
Barre	31	31	21	11	31
Nœud	1	27	22	40	1
Cas	3	3	3	3	3

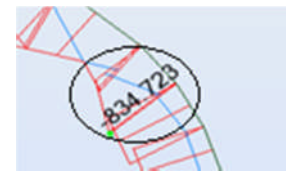
-Vérification :

-la section le plus sollicitée dans le cintre c'est la section n°31

$$\sigma(\text{MAX})=834.723\text{bars}=83.4723\text{MPa}$$

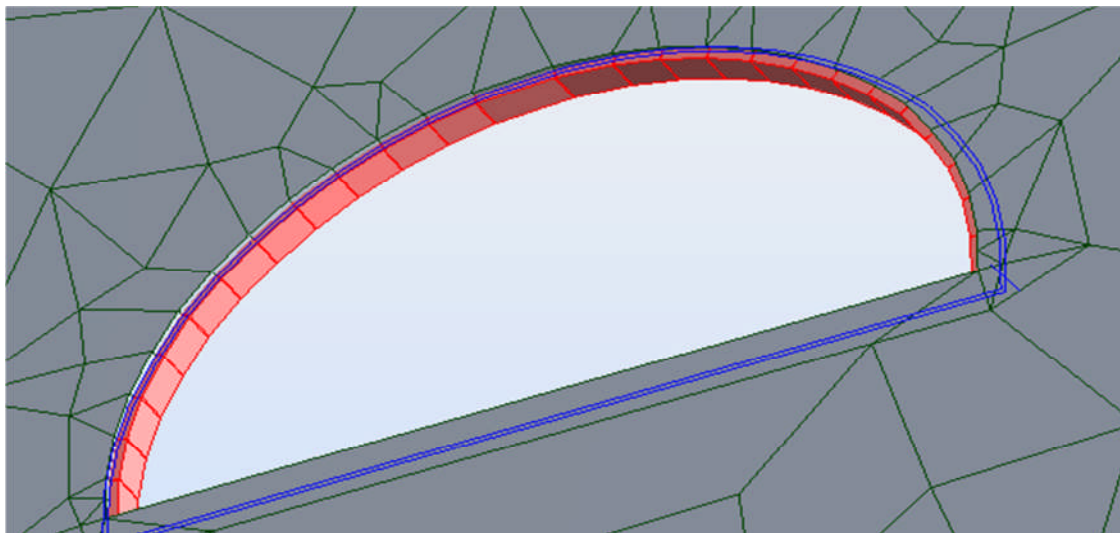
$$\sigma(\text{Adm})=f_e/\gamma_s=360/1.15=313.043\text{MPa}$$

$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm})$ condition vérifiée

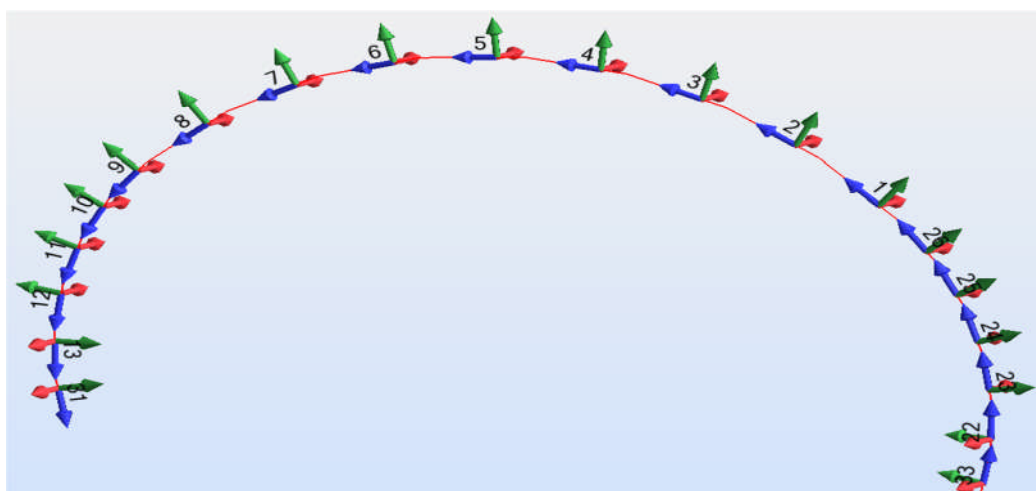


II-4-Cas n°4 :

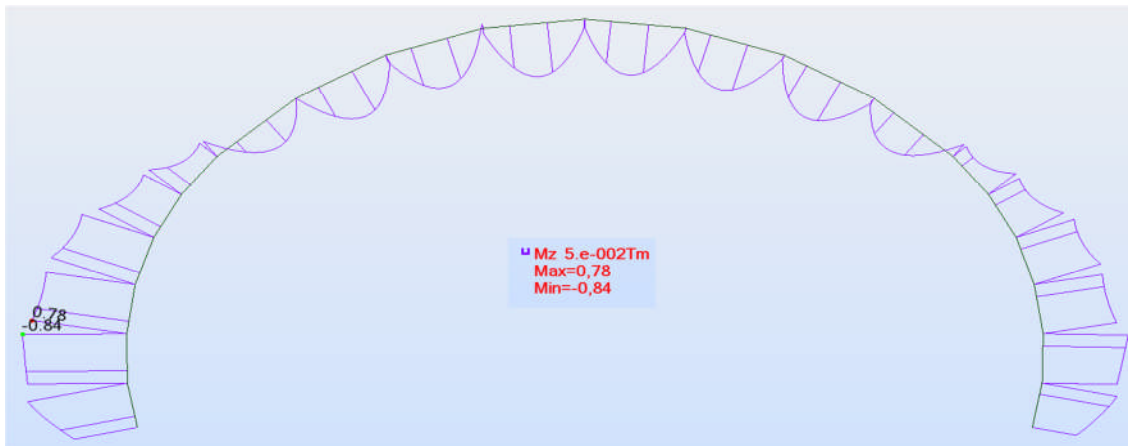
-Demi-section du tunnel en calotte avec cintre plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques mécaniques du terrain draine sous couverture du terrain maximale.



-Numéros d'éléments sur les barres et repère locale-

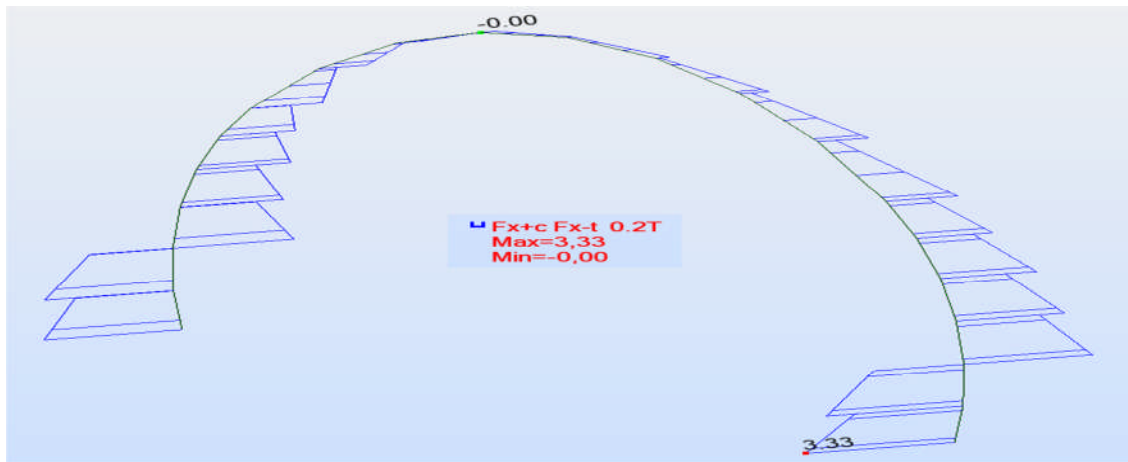


-Moment dans le revêtement provisoire :



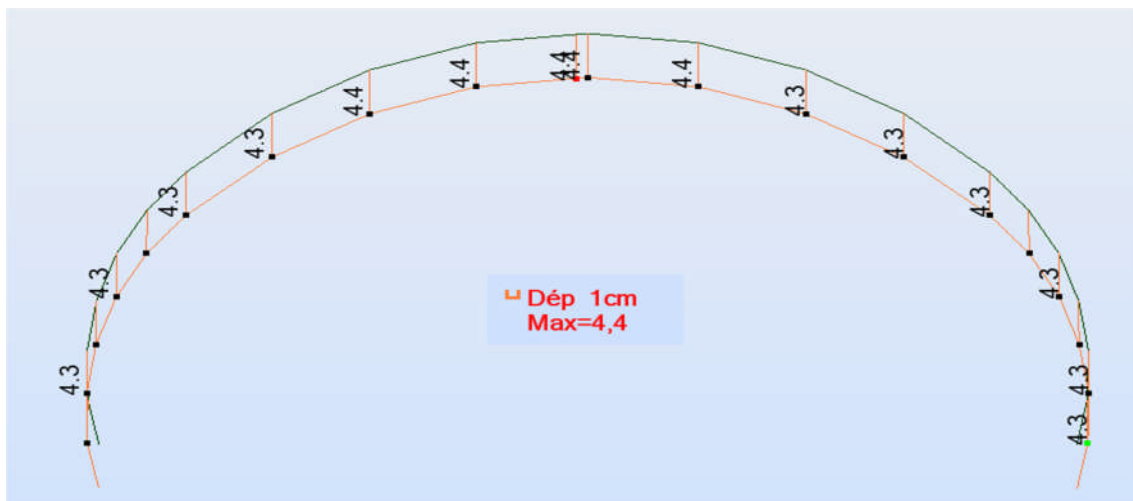
-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le revêtement provisoire :

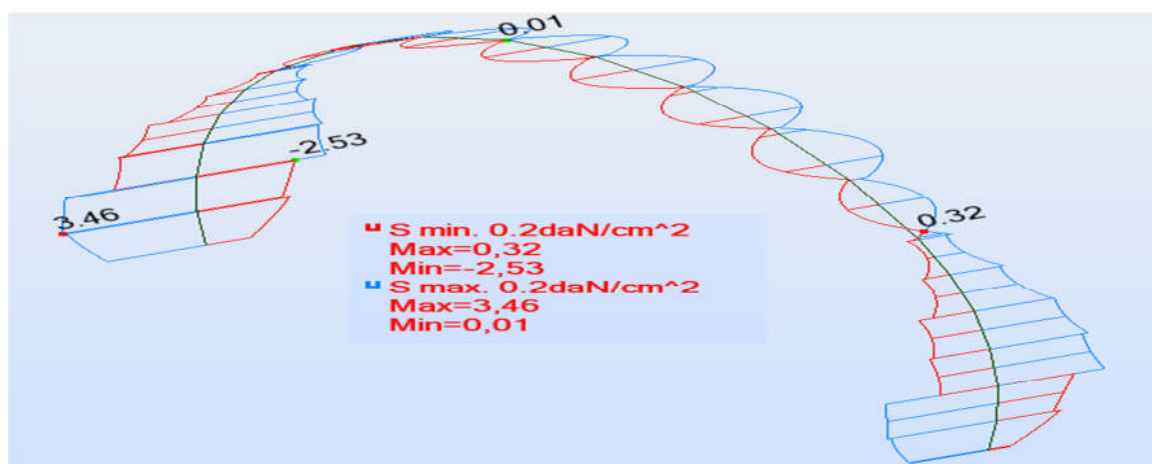


-Diagramme d'effort normal-

-Tassement du revêtement provisoire :



-Contraintes dans le revêtement provisoire :



-Diagramme des contraintes-

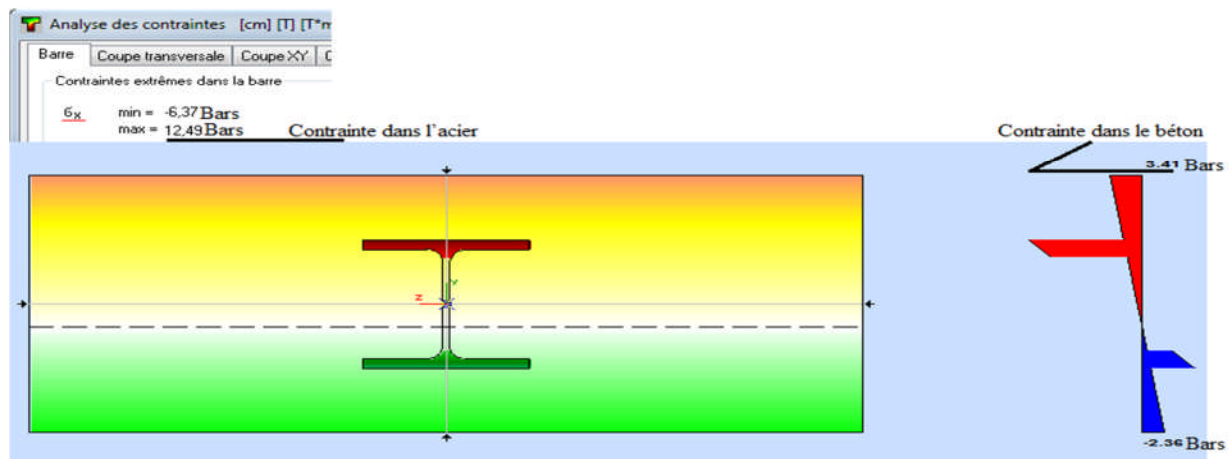
-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	3.33	0.96	0.78
Barre	33	4	12
Nœud	34	136	13
Cas	4	4	4
MIN	-0.00	-0.94	-0.84
Barre	6	5	13
Nœud	6	6	13
Cas	4	4	4

-Valeurs extrêmes des contraintes (dans le béton) :

	6 MAX (bars)	6 MIN (bars)	6 MAX de flexion (bars)	6 MIN de flexion (bars)	6 MOY (bars)
MAX	3.46	0.24	2.94	0.00	0.74
Barre	13	7	13	7	33
Nœud	14	8	13	8	34
Cas	4	4	4	4	4
MIN	0.12	-2.53	0.00	-2.94	-0.00
Barre	8	13	7	13	6
Nœud	8	13	8	13	6
Cas	4	4	4	4	4

-Vérification : (la barre le plus sollicitée n°13)



-Dans l'acier :

$$\sigma(\text{Max})=1.249\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})=f_e/y_s=360/1.15=313.043\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

-Dans le béton :

$$\sigma(\text{Max})=0.346\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})=(0.85 \times f_c / 28) / (\theta \times y_b) = (0.85 \times 30) / (1 \times 1.5) = 17\text{MPa} \quad \text{donc}$$

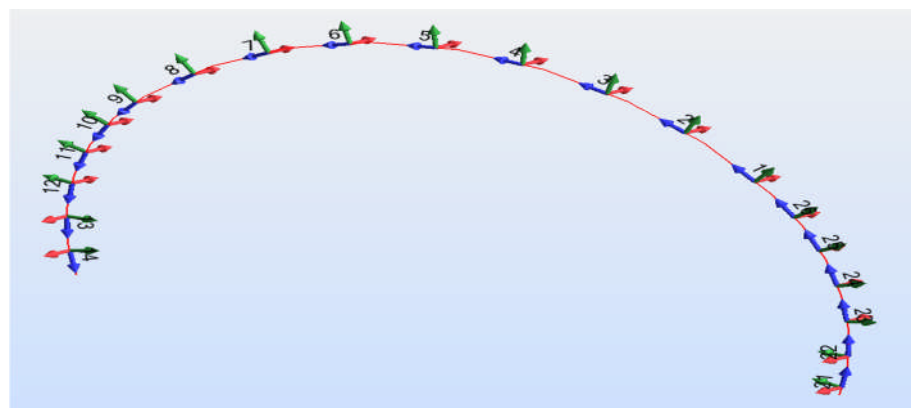
$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

Note : dans toutes les vérifications de la section mixte on vérifie seulement à la compression car les contraintes de traction sont reprises par le cintre.

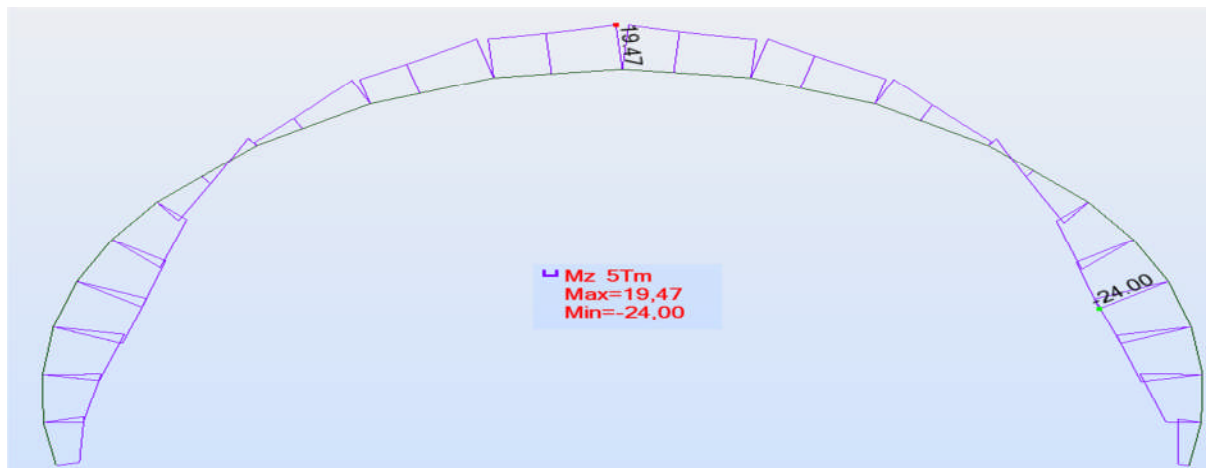
II-5-Cas n°5 :

-Demi-Section du tunnel en calotte avec cintre espace d'un mètre plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques mécanique résiduelles d'une épaisseur de terrain de 5 m sous couverture maximale.

-Numéros d'éléments sur les barres et repère locale-

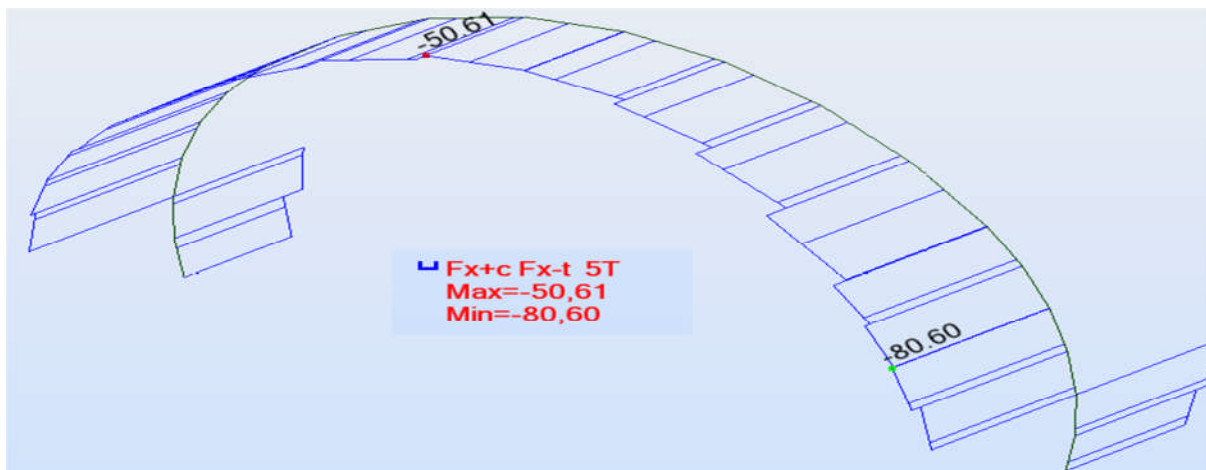


-Moment dans le revêtement provisoire:



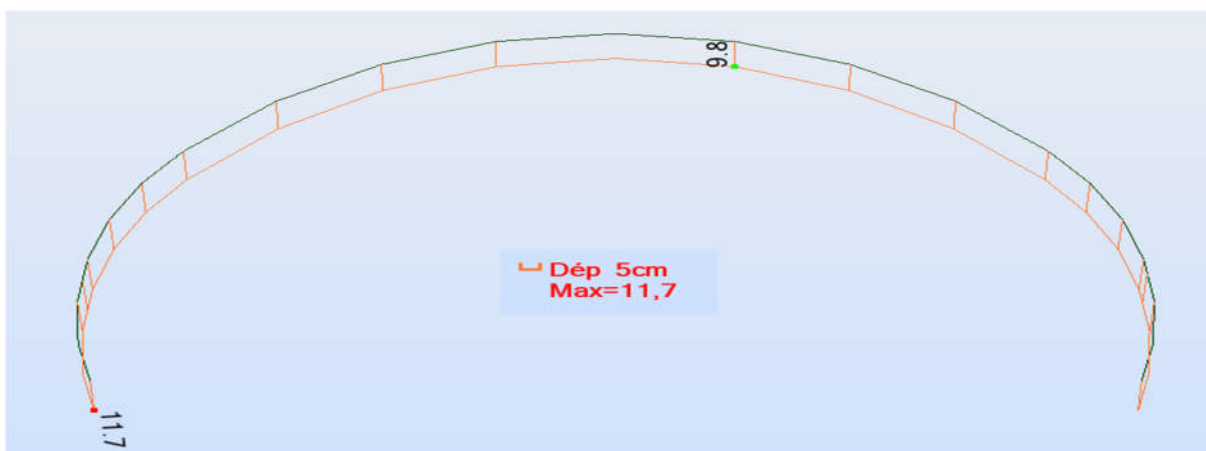
-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le revêtement provisoire:

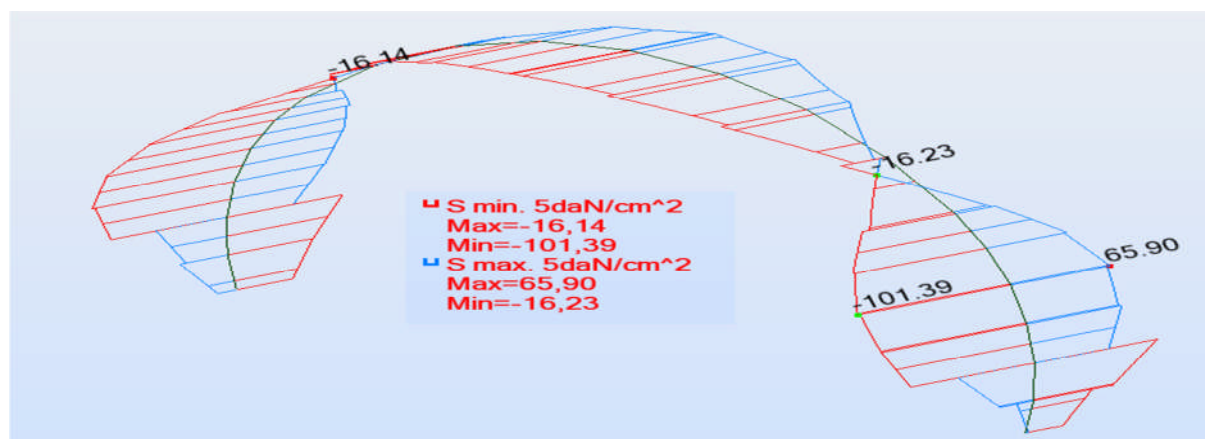


-Diagramme d'effort normal-

-Tassement du revêtement provisoire :



-Contraintes dans le revêtement provisoire:



-Diagramme des contraintes-

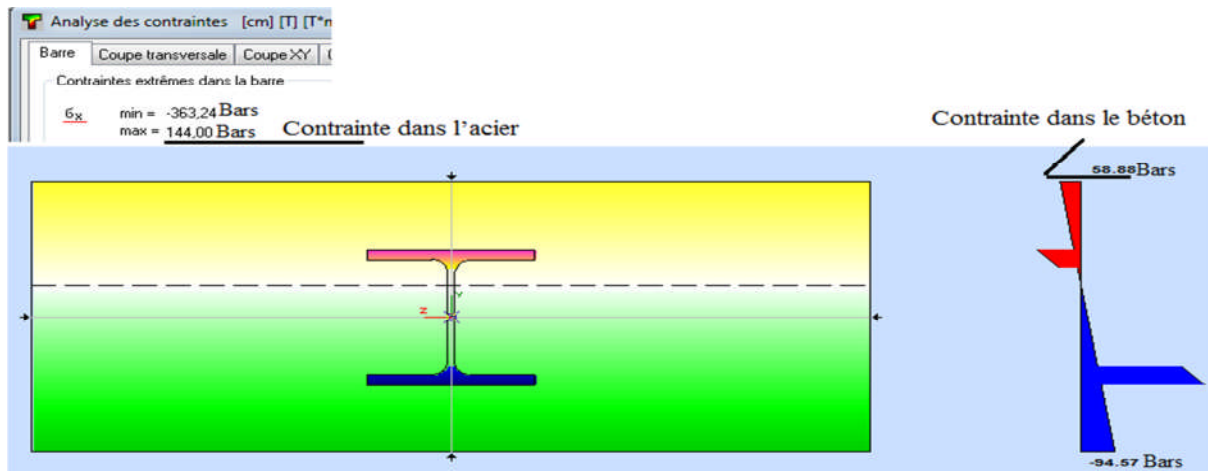
-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	-50.61	8.68	19.47
Barre	5	8	5
Nœud	6	8	5
Cas	5	5	5
MIN	-80.60	-9.18	-24.00
Barre	24	1	25
Nœud	26	2	26
Cas	5	5	5

-Valeurs extrêmes des contraintes (dans le béton) :

	6 MAX (bars)	6 MIN (bars)	6 MAX de flexion (bars)	6 MIN de flexion (bars)	6 MOY (bars)
MAX	65.90	-19.10	83.64	-5.24	-11.27
Barre	25	7	25	7	5
Nœud	26	8	26	8	6
Cas	5	5	5	5	5
MIN	-8.63	-101.39	5.24	-83.64	-17.95
Barre	7	25	7	25	24
Nœud	8	26	8	26	26
Cas	5	5	5	5	5

-Vérification: (la barre le plus sollicitée n°25)



-Dans l'acier :

$$\sigma(\text{Max})=36.324\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})=f_e/y_s=360/1.15=313.043\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

-Dans le béton :

$$\sigma(\text{Max})=10.139\text{MPa}$$

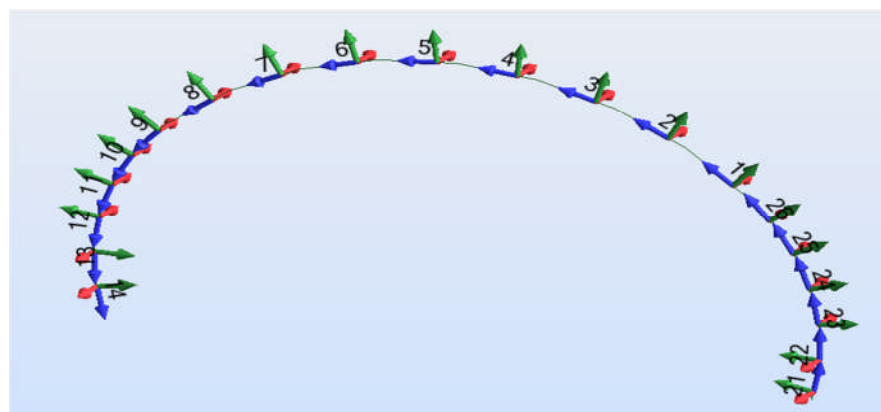
$$\sigma(\text{Adm})= (0.85 \times f_c 28) / (\theta_x \gamma_b) = (0.85 \times 30) / (1 \times 1.15) = 22.17\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

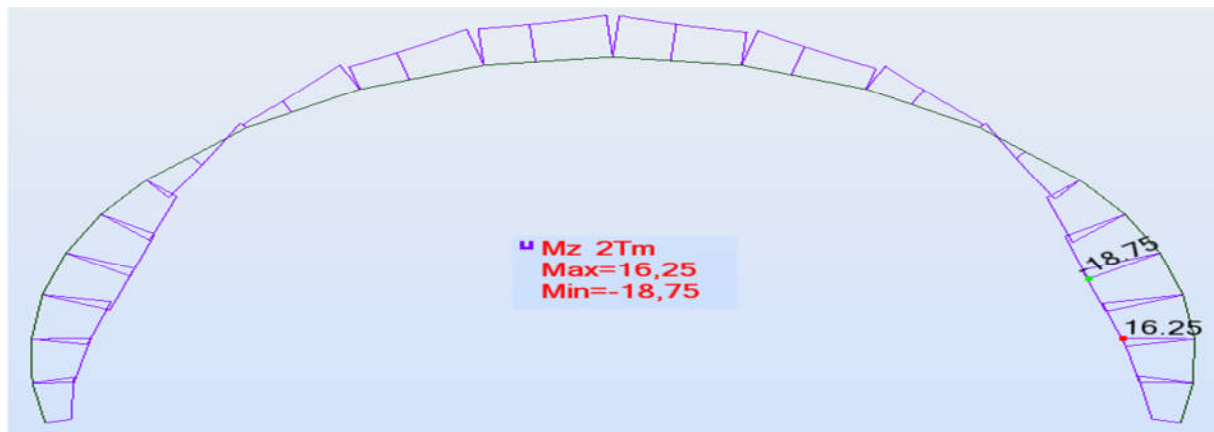
II-6-Cas n°6 :

Demi-Section du tunnel en calotte avec cintre espace d'un mètre plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques mécanique résiduelles d'une épaisseur de terrain de 10 m sous couverture maximale.

-Numéros d'éléments sur les barres et repère locale-

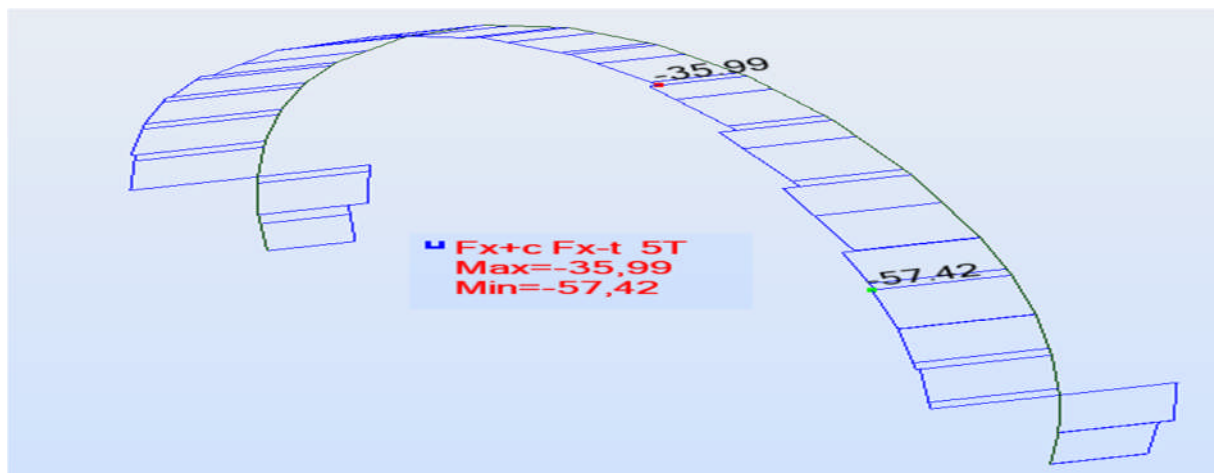


-Moment dans le revêtement provisoire:



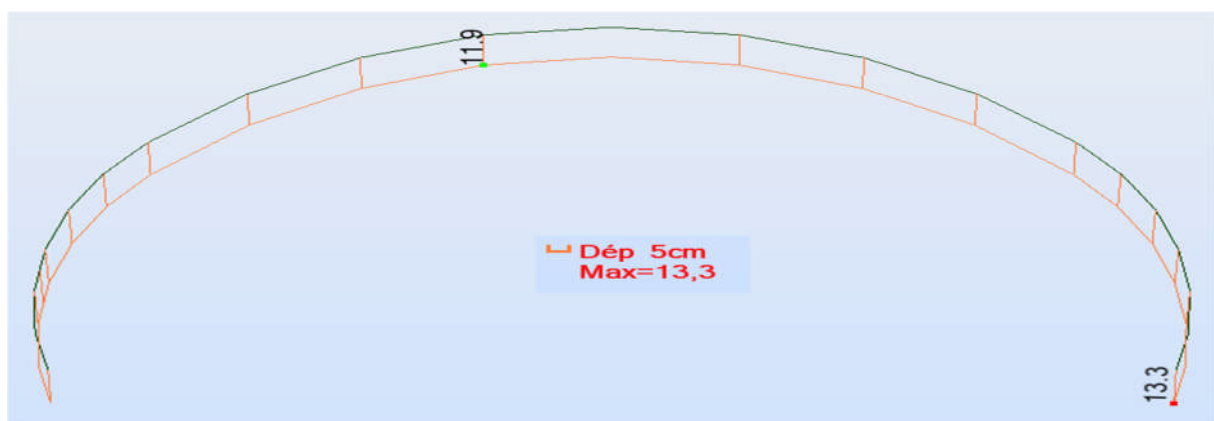
-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le revêtement provisoire:

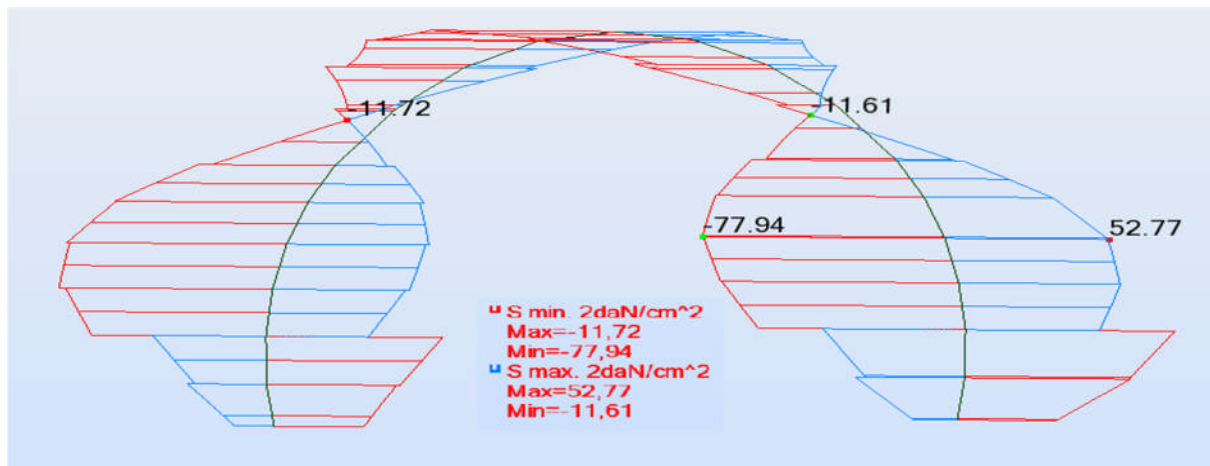


-Diagramme d'effort normal-

-Tassement du revêtement provisoire :



-Contraintes dans le revêtement provisoire:



-Diagramme des contraintes-

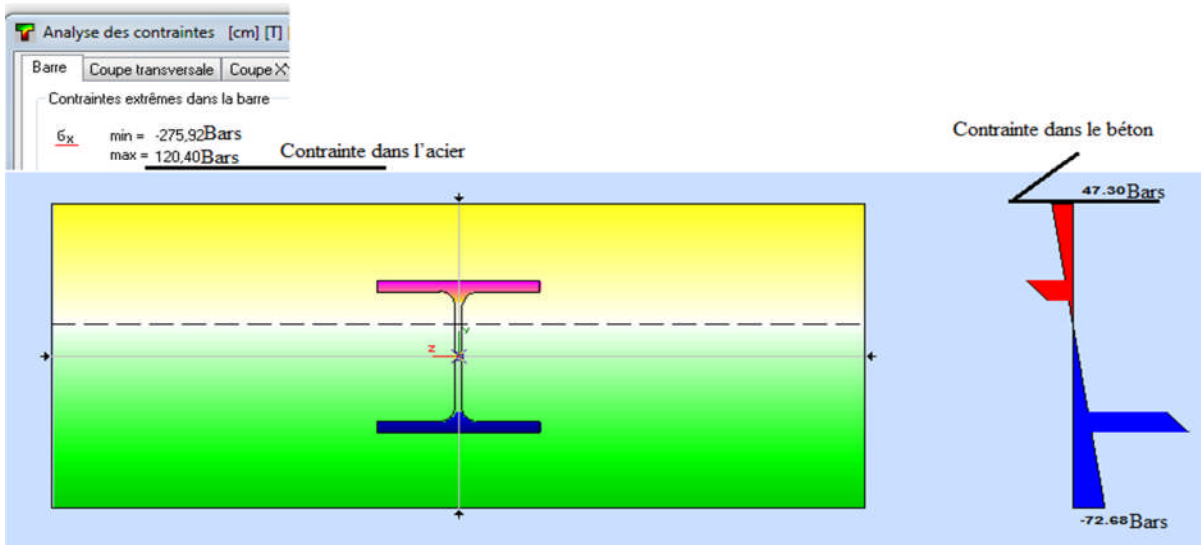
-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	-35.99	6.39	16.25
Barre	4	8	22
Nœud	4	8	24
Cas	6	6	6
MIN	-57.42	-6.96	-18.75
Barre	25	21	25
Nœud	27	23	26
Cas	6	6	6

-Valeurs extrêmes des contraintes (dans le béton) :

	6 MAX (bars)	6 MIN (bars)	6 MAX de flexion (bars)	6 MIN de flexion (bars)	6 MOY (bars)
MAX	52.77	-15.21	65.35	-5.02	-8.01
Barre	25	2	25	2	4
Nœud	26	2	26	2	4
Cas	6	6	6	6	6
MIN	-5.18	-77.94	5.02	-65.35	-12.79
Barre	2	25	2	25	25
Nœud	2	26	2	26	27
Cas	6	6	6	6	6

-Vérification (la barre le plus sollicitée n°25) :



-Dans l'acier :

$$\sigma(\text{Max})=27.592\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})=f_e/\gamma_s=360/1.15=313.043\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

-Dans le béton :

$$\sigma(\text{Max})=7.794\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})= (0.85 \times f_{c28}) / (\theta \times \gamma_b) = (0.85 \times 30) / (1 \times 1.15) = 22.17\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

II-7-Calcul inverses pour vérification des contraintes dans le cintre et la section mixte :

-Les phases d'excavation sont :

- ✓ Excavation en calotte.
- ✓ Application de la première couche de béton projeté.
- ✓ Pose de treillis soudés et éventuellement une auréole de boulons.
- ✓ Pose du cintre.
- ✓ Application des autres couches de béton projeté.

Après pose de 3 ou quatre cintres avec le béton projeté on vient creuser la partie stross en mettant les piédroits et la contre voute en acier pour fermer complètement le cintre. La contre voute sera bloquée soit par un béton de blocage soit du béton projeté si la sécurité n'est pas assurée pour le personnel travaillant au front.

-Installation de la station de mesure de convergence.

- Dès l'application de la dernière couche de béton projeté, c'est-à-dire après deux heures de temps maximum, on installe la station de convergence sur le béton projeté et on prendra la première mesure qui sera la mesure de référence.

Le comportement du cintre au front va passer par au moins trois situations : la première situation quand le cintre travaille seul en demi-section qui va subir seul la pression de déconfinement du terrain encaissant. La deuxième situation quand le béton projeté va mobiliser une partie de sa maturation pour une journée la contrainte du béton projeté peut atteindre les **100 bars** à la compression simple. La troisième situation quand on met on place la contre voute.

Le cintre et le béton projeté vont progressivement subir la charge de déconfinement du terrain au début le cintre seul et après les deux vont travailler ensemble.

Depuis la pose du cintre est l'application du béton projeté jusqu'à la maturation complète du béton projeté cette étape est suivie par le mouvement des cibles de la station de convergence. Les lectures topo des cibles rattachées à la polygonale de base permettent de suivre le comportement du cintre et du béton projeté.



-Cibles de la station de convergence-

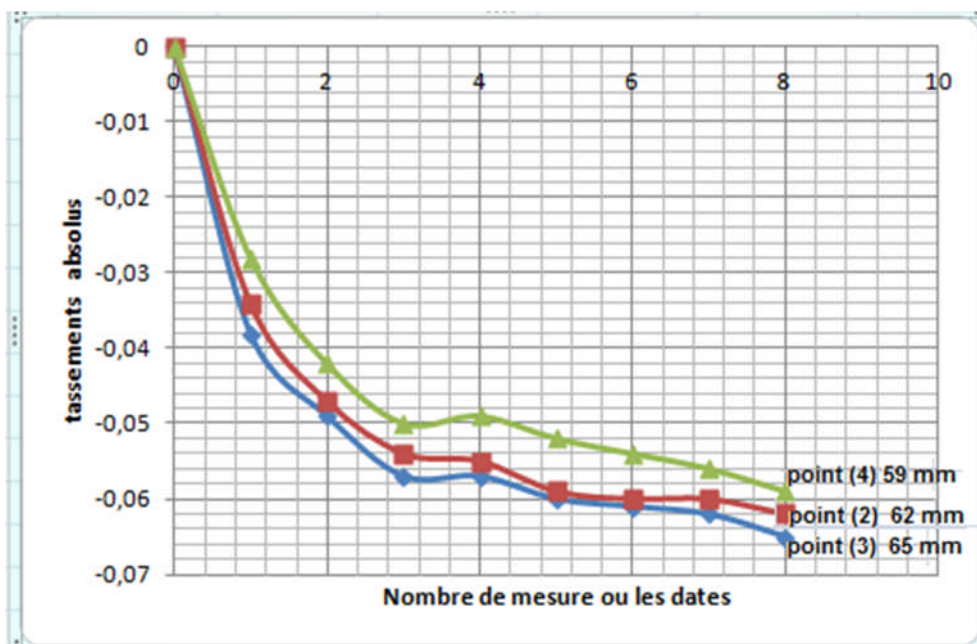
-Valeur des mesures durant les cinq premiers jours après la pose du cintre :

Mesures	Y(3)	X(3)	Z(3)	Y(2)	X(2)	Z(2)	Y(4)	X(4)	Z(4)
0	895,386	730,557	830,834	892,361	725,761	829,006	898,334	735,146	829,001
1	895,385	730,563	830,796	892,364	725,768	828,972	898,427	735,051	828,973
2	895,387	730,562	830,785	892,364	725,768	828,959	898,428	735,051	828,959
3	895,385	730,561	830,777	892,364	725,767	828,952	898,424	735,049	828,951
4	895,386	730,561	830,777	892,365	725,768	828,951	898,424	735,05	828,952
5	895,387	730,564	830,774	892,365	725,773	828,947	898,424	735,051	828,949
6	895,387	730,568	830,773	892,367	725,777	828,946	898,424	735,056	828,947
7	895,386	730,564	830,772	892,364	725,774	828,946	898,42	735,051	828,945
8	895,387	730,564	830,769	892,367	725,77	828,944	898,42	735,052	828,942

-Tassement absolu des points 2, 3, et 4

$\Delta Z = Z_0 - Z_i$ telle que $i \geq 0$

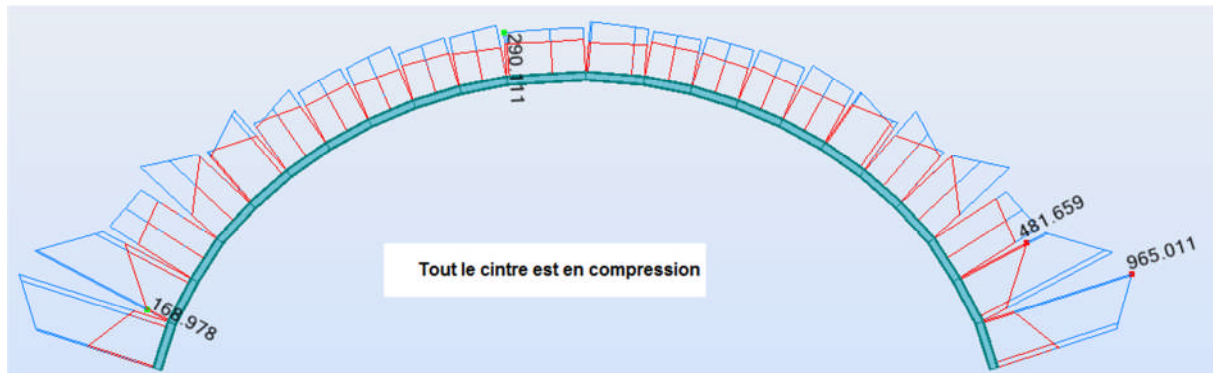
Mesures	ΔZ_2	ΔZ_3	ΔZ_4
0	0	0	0
1	-0,034	-0,038	-0,028
2	-0,047	-0,049	-0,042
3	-0,054	-0,057	-0,05
4	-0,055	-0,057	-0,049
5	-0,059	-0,06	-0,052
6	-0,06	-0,061	-0,054
7	-0,06	-0,062	-0,056
8	-0,062	-0,065	-0,059



-Graphe du tassement absolu des points 2, 3, et 4-

Entre la moyenne de tassement des points 4 et 2 et le point 3 la différence est de **5mm**.

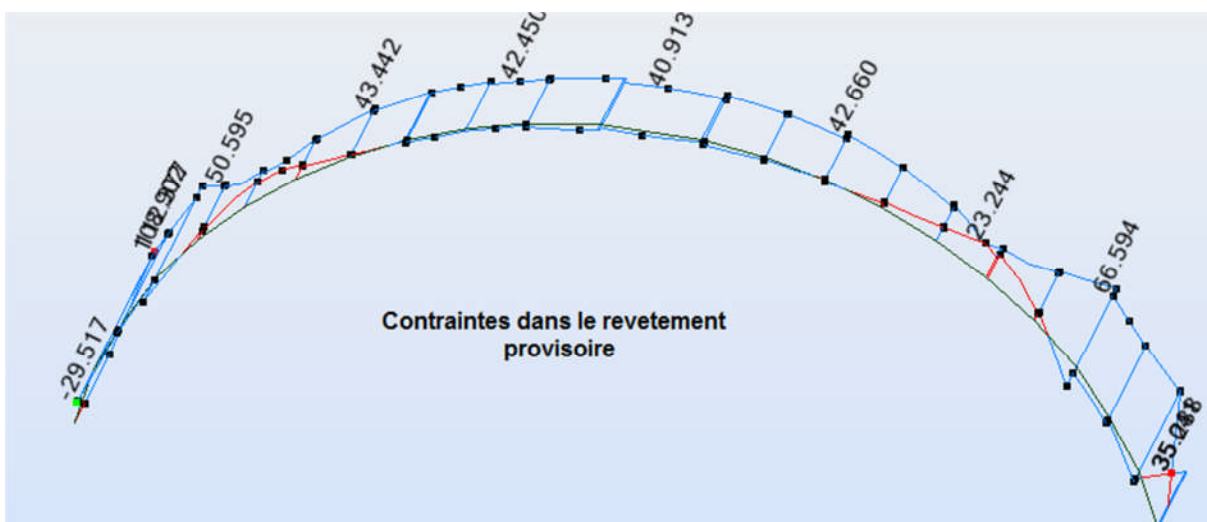
Résultats de calcul pour avoir **5 mm** de tassement différentiel entre les points.



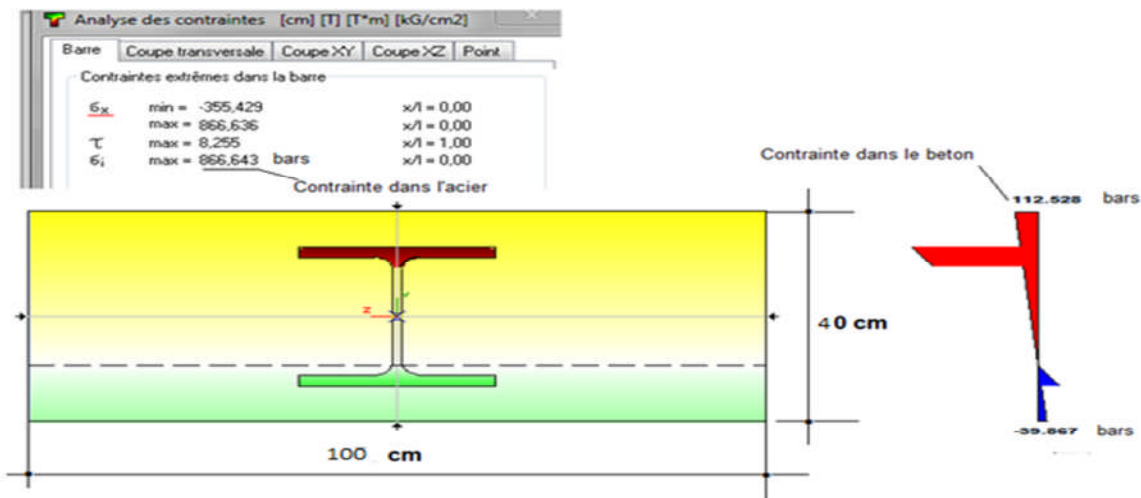
La contrainte max est de 965 bars.

$$\sigma(\text{MAX}) < \sigma(\text{ADM}) = 3600 \text{ bars}$$

-Contraintes en bars après application du béton projeté et sa maturation complète.



-Analyse des contraintes dans la section mixte la plus sollicitée :



-Dans l'acier :

$$\sigma(\text{Max}) = 86.664 \text{ MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm}) = f_e / \gamma_s = 360 / 1.15 = 313.043 \text{ MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

-Dans le béton :

$$\sigma(\text{Max}) = 11.2528 \text{ MPa}$$

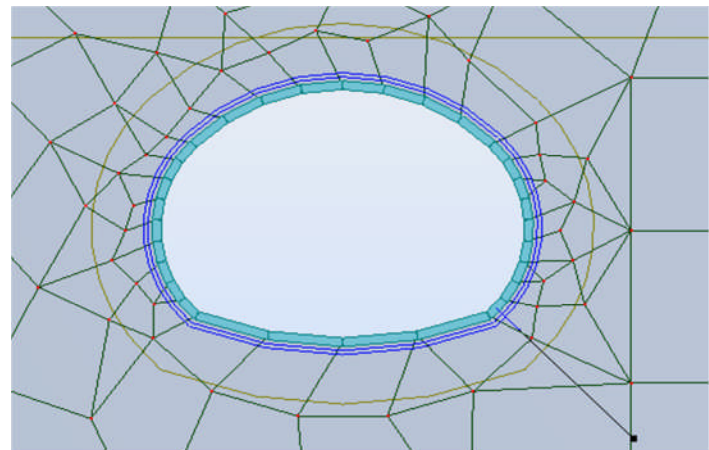
$$\sigma(\text{Adm}) = (0.85 \times f_c / 28) / (\theta_{xy} \gamma_b) = (0.85 \times 30) / (1 \times 1.5) = 17 \text{ MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

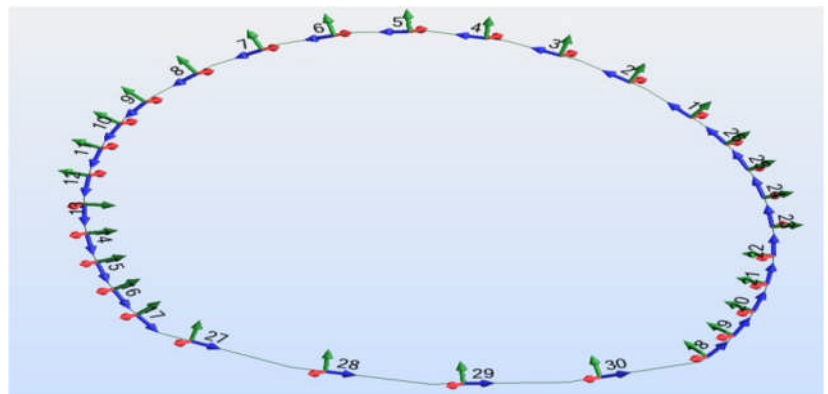
- Les contraintes dans l'acier et le béton restent acceptables.

II-8-Cas n°7 :

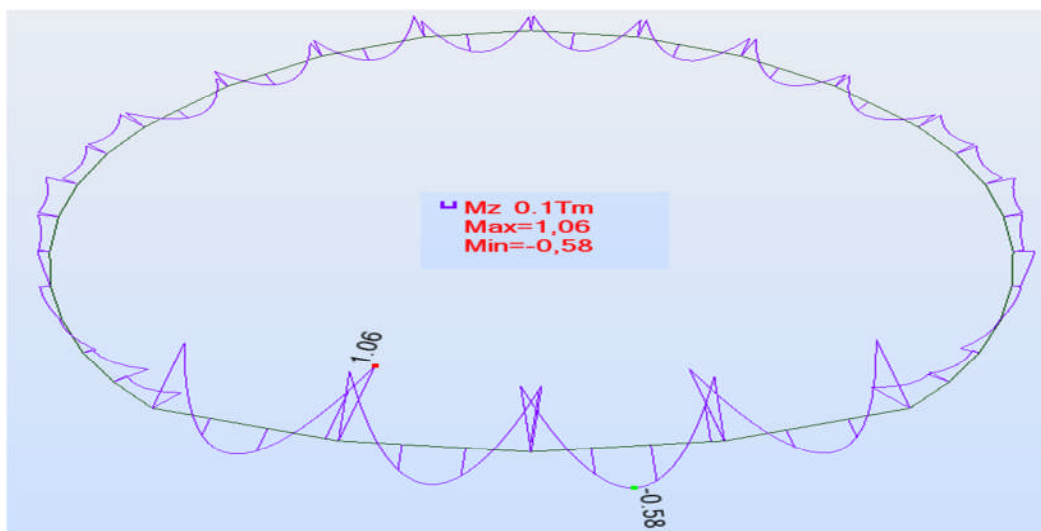
-Pleine section du tunnel avec cintre espacement de 1 mètre plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques du terrain draine sous couverture du terrain maximale.



-Numéros d'éléments sur les barres et repère locale-

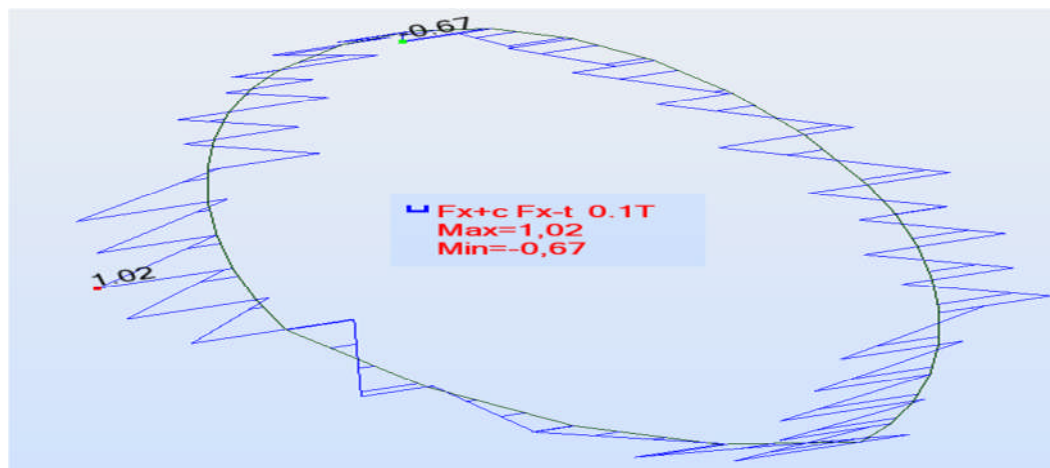


-Moment dans le revêtement provisoire :



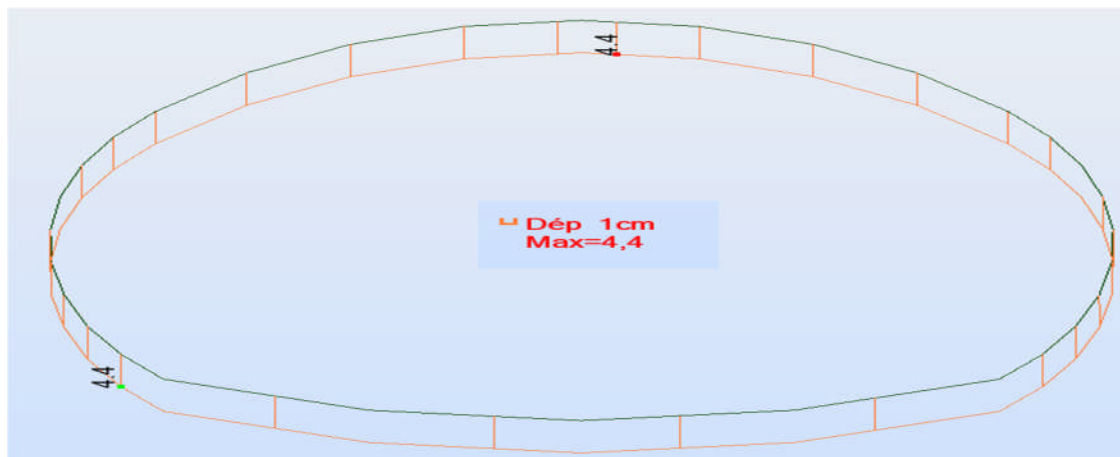
-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le revêtement provisoire :



-Diagramme d'effort normal-

-Tassement du revêtement provisoire :



-Contraintes dans le revêtement provisoire :

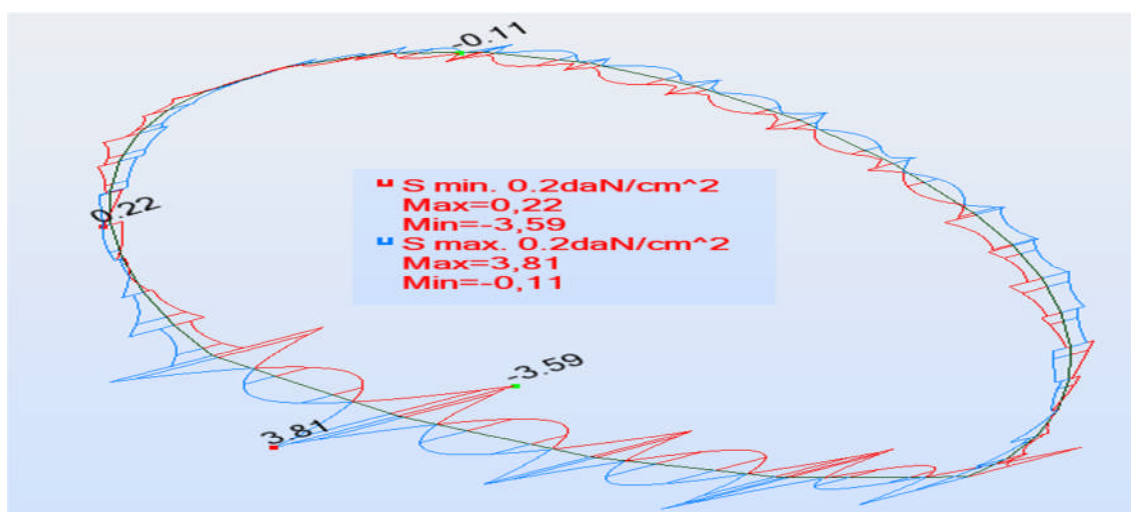


Diagramme des contraintes

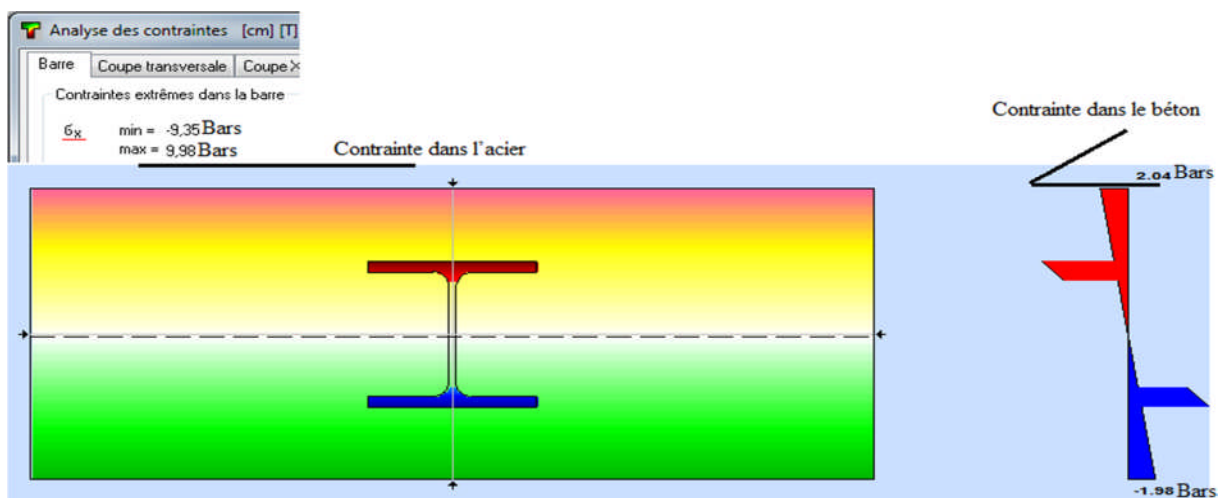
-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	1.02	1.80	1.06
Barre	15	28	27
Nœud	16	28	28
Cas	7	7	7
MIN	-0.67	-1.79	-0.18
Barre	6	29	22
Nœud	6	30	24
Cas	7	7	7

-Valeurs extrêmes des contraintes (dans le béton) :

	6 MAX (bars)	6 MIN (bars)	6 MAX de flexion (bars)	6 MIN de flexion (bars)	6 MOY (bars)
MAX	3.81	0.22	3.70	-0.01	0.23
Barre	27	13	27	13	15
Nœud	28	14	28	14	16
Cas	7	7	7	7	7
MIN	0.02	-3.59	0.01	-3.70	-0.15
Barre	20	27	13	27	6
Nœud	22	28	14	28	6
Cas	7	7	7	7	7

-Vérification (la barre le plus sollicitée n°27):



-Dans l'acier :

$$\sigma(\text{Max})=0.998\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})=f_e/\gamma_s=360/1.15=313.043\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

-Dans le béton :

$$\sigma(\text{Max})=0.359\text{MPa}$$

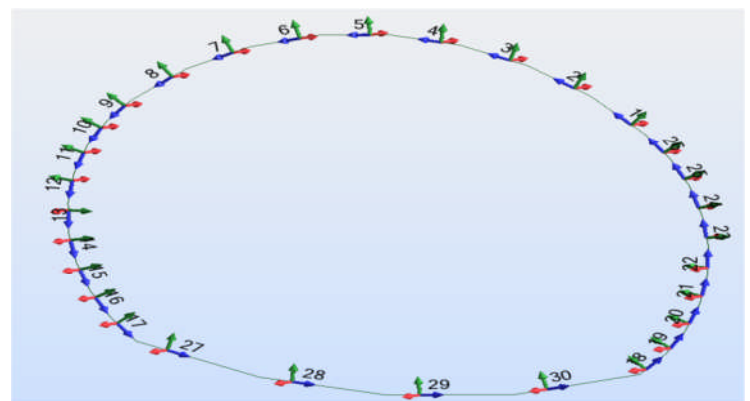
$$\sigma(\text{Adm})= (0.85 \times f_{c28}) / (\alpha \times \gamma_b) = (0.85 \times 30) / (1 \times 1.5) = 17\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

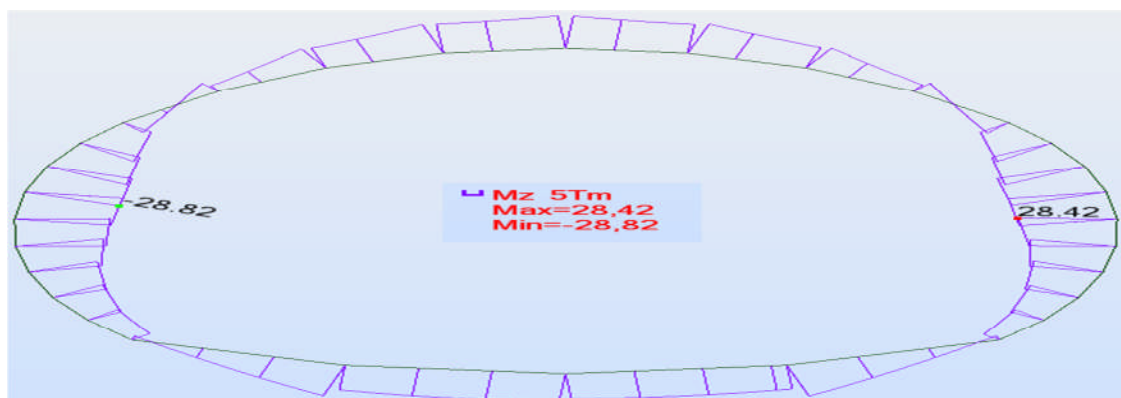
II-9-Cas n°8 :

Pleine section du tunnel en calotte avec cintre espace de 1 mètre plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques mécanique résiduelles d'une épaisseur de terrain de 5 m sous couverture maximale.

-Numéros d'éléments sur les barres et repère locale-

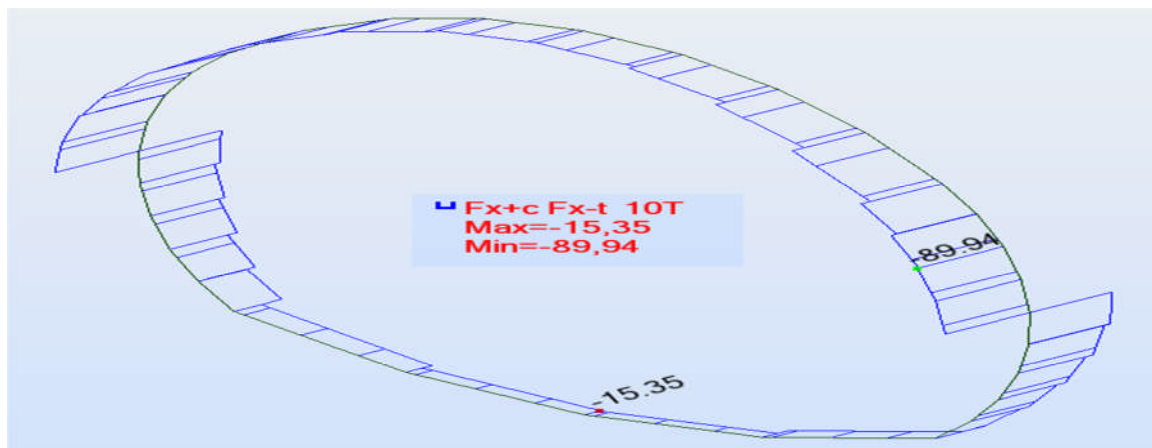


-Moment dans le revêtement provisoire :



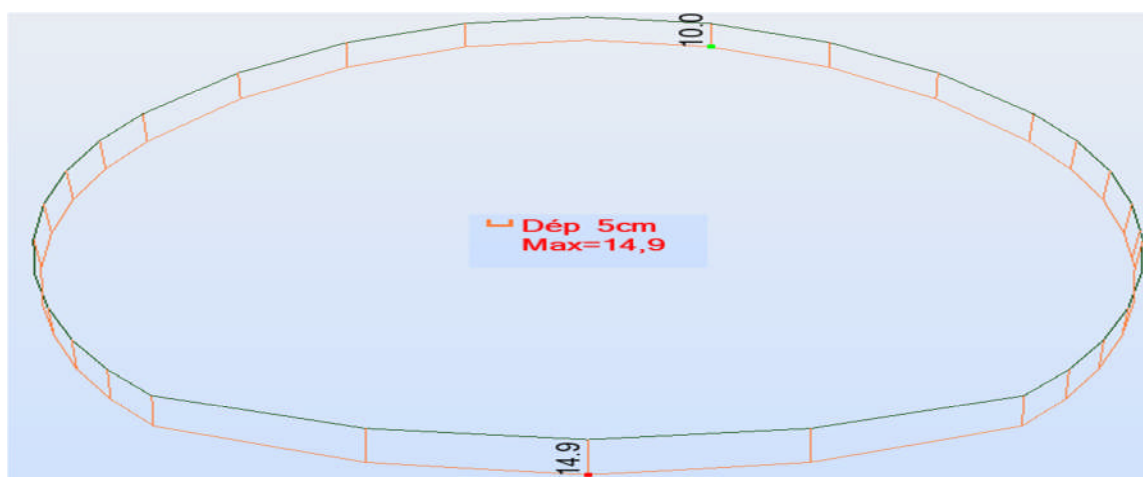
-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le revêtement provisoire :

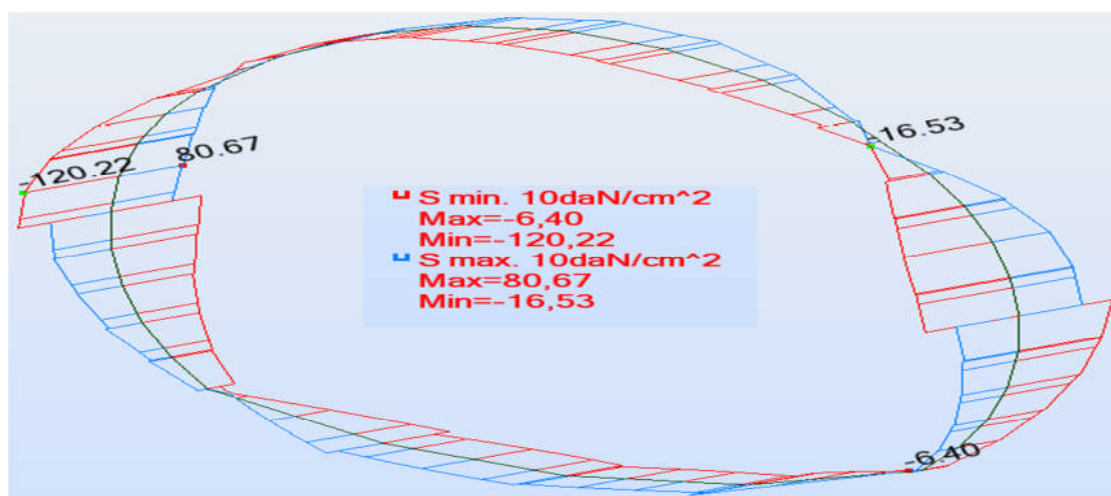


-Diagramme d'effort normal-

-Tassement du revêtement provisoire :



-Contraintes dans le revêtement provisoire :



-Diagramme des contraintes-

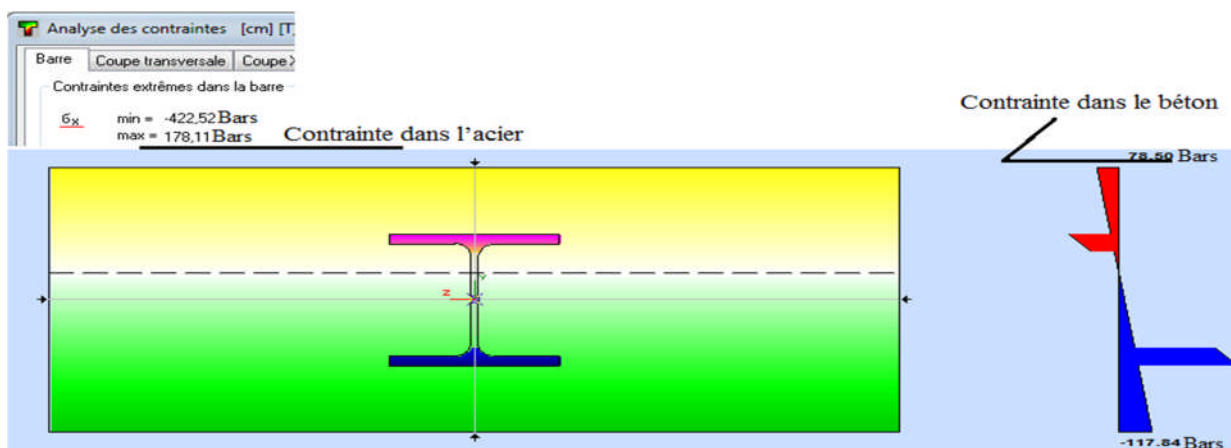
-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	-15.35	10.01	28.42
Barre	29	9	22
Nœud	29	9	24
Cas	8	8	8
MIN	-89.94	-10.33	-28.82
Barre	24	26	11
Nœud	26	1	12
Cas	8	8	8

-Valeurs extrêmes des contraintes (dans le béton) :

	σ MAX (bars)	σ MIN (bars)	σ MAX de flexion (bars)	σ MIN de flexion (bars)	σ MOY (bars)
MAX	80.67	-16.14	100.44	-9.82	-3.42
Barre	11	27	11	27	29
Nœud	12	18	12	18	29
Cas	8	8	8	8	8
MIN	0.93	-120.22	9.82	-100.44	-20.03
Barre	7	11	27	11	24
Nœud	8	12	18	12	26
Cas	8	8	8	8	8

-Vérification (la barre le plus sollicitée n°11) :



-Dans l'acier :

$$\sigma(\text{Max})=42.252\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})=f_e/\gamma_s=360/1.15=313.043\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

-Dans le béton :

$$\sigma(\text{Max})=12\text{MPa}$$

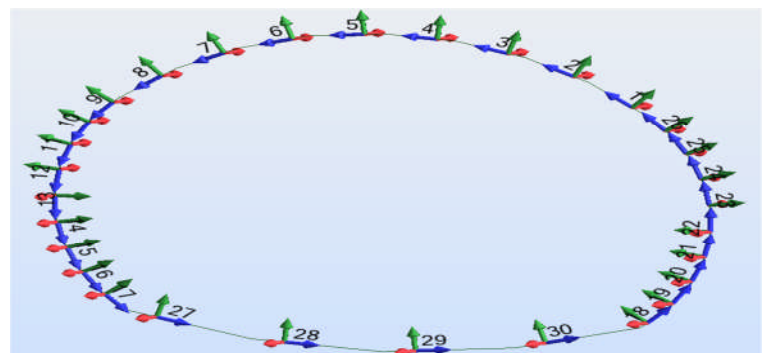
$$\sigma(\text{Adm})= (0.85 \times f_{c28}) / (\theta \times \gamma_b) = (0.85 \times 30) / (1 \times 1.15) = 22.17\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

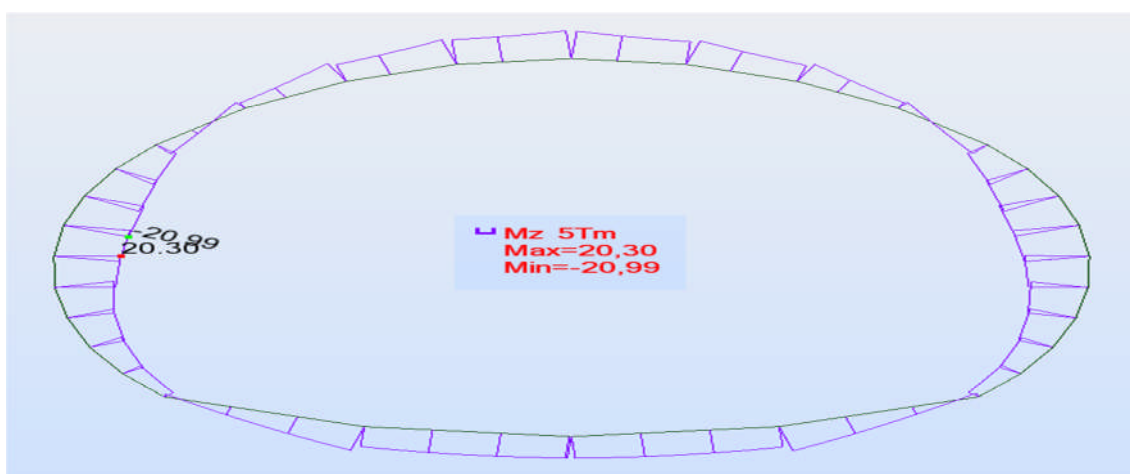
II-10-Cas n°9 :

Pleine section du tunnel en calotte avec cintre espace de 1m plus 40 cm de béton projeté avec les caractéristiques mécanique résiduelles d'une épaisseur de terrain de 10m sous couverture maximale.

-Numéros d'éléments sur les barres et repère locale-

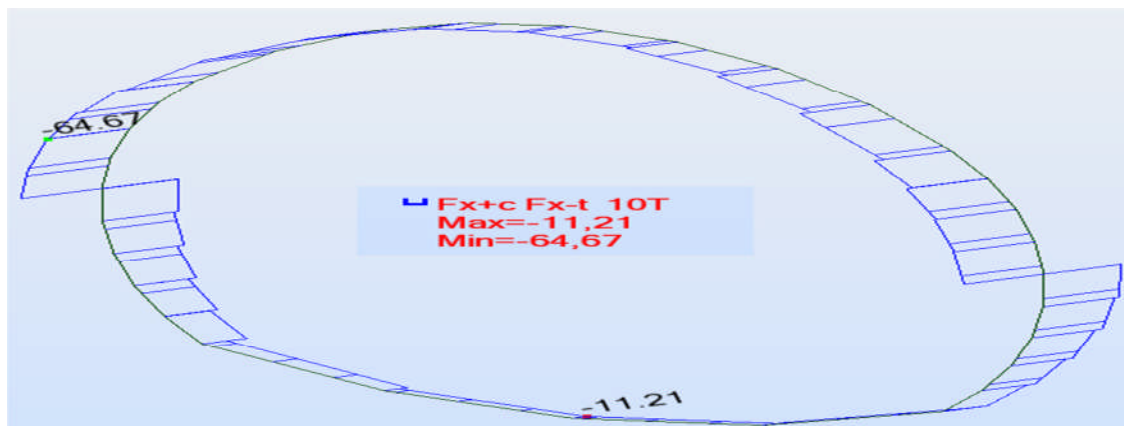


-Moment dans le revêtement provisoire :



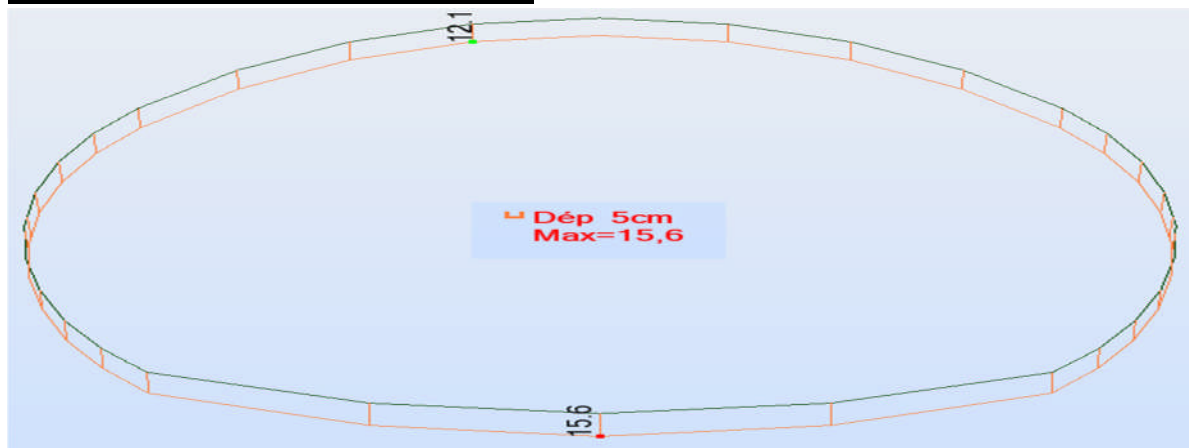
-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le revêtement provisoire :

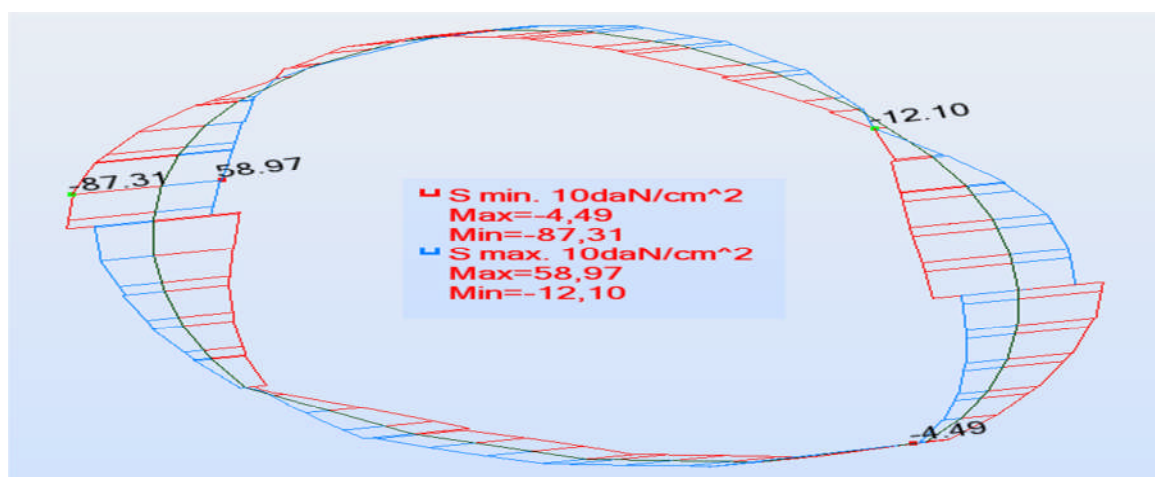


-Diagramme d'effort normal-

-Tassement du revêtement provisoire :



-Contraintes dans le revêtement provisoire :



-Diagramme des contraintes-

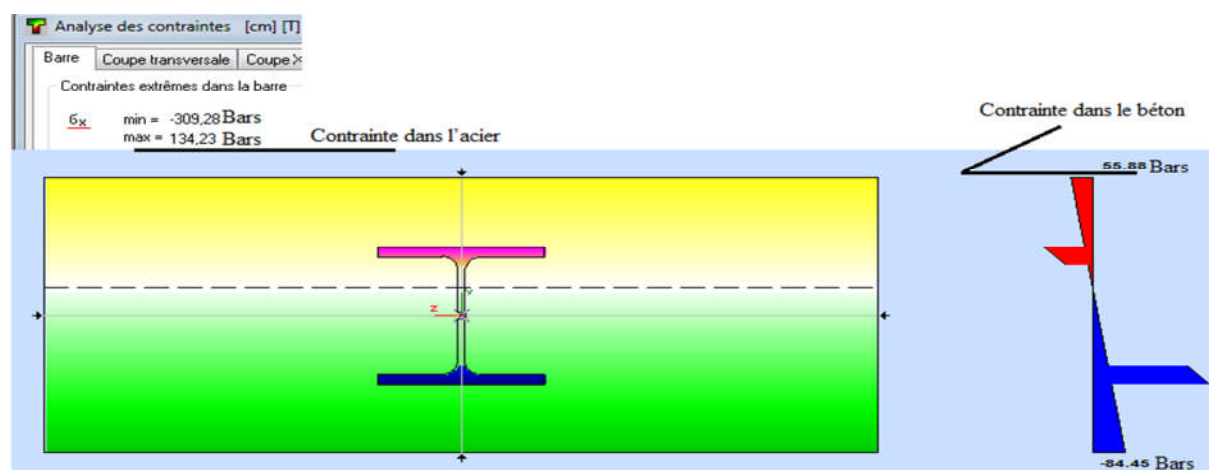
-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	-11.21	7.40	20.30
Barre	28	9	13
Nœud	29	9	13
Cas	9	9	9
MIN	-64.67	-7.41	-20.99
Barre	11	26	11
Nœud	11	1	12
Cas	9	9	9

-Valeurs extrêmes des contraintes (dans le béton) :

	6 MAX (bars)	6 MIN (bars)	6 MAX de flexion (bars)	6 MIN de flexion (bars)	6 MOY (bars)
MAX	58.97	-10.34	73.14	-5.99	-2.50
Barre	11	27	11	27	28
Nœud	12	18	12	18	29
Cas	9	9	9	9	9
MIN	1.64	-87.31	5.99	-73.14	-14.40
Barre	27	11	27	11	11
Nœud	18	12	18	12	11
Cas	9	9	9	9	9

-Vérification (la barre le plus sollicitée n°11) :



-Dans l'acier :

$$\sigma(\text{Max})=30.928\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})=f_e/\gamma_s=360/1.15=313.043\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

-Dans le béton :

$$\sigma(\text{Max})=8.731\text{MPa}$$

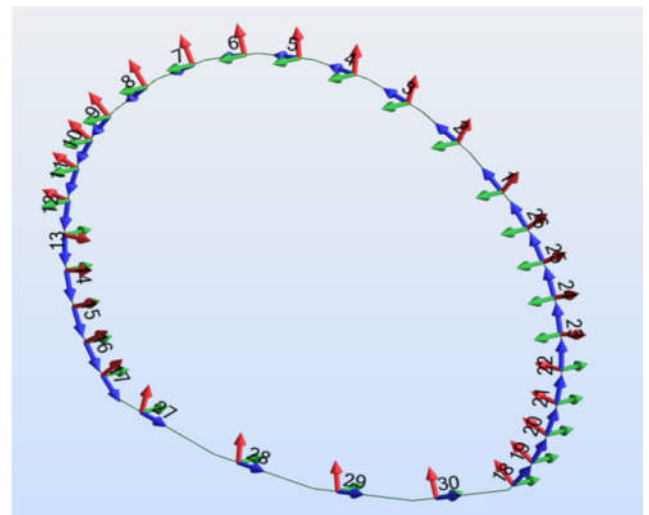
$$\sigma(\text{Adm})= (0.85 \times f_{c28}) / (\theta \times \gamma_b) = (0.85 \times 30) / (1 \times 1.15) = 22.17\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

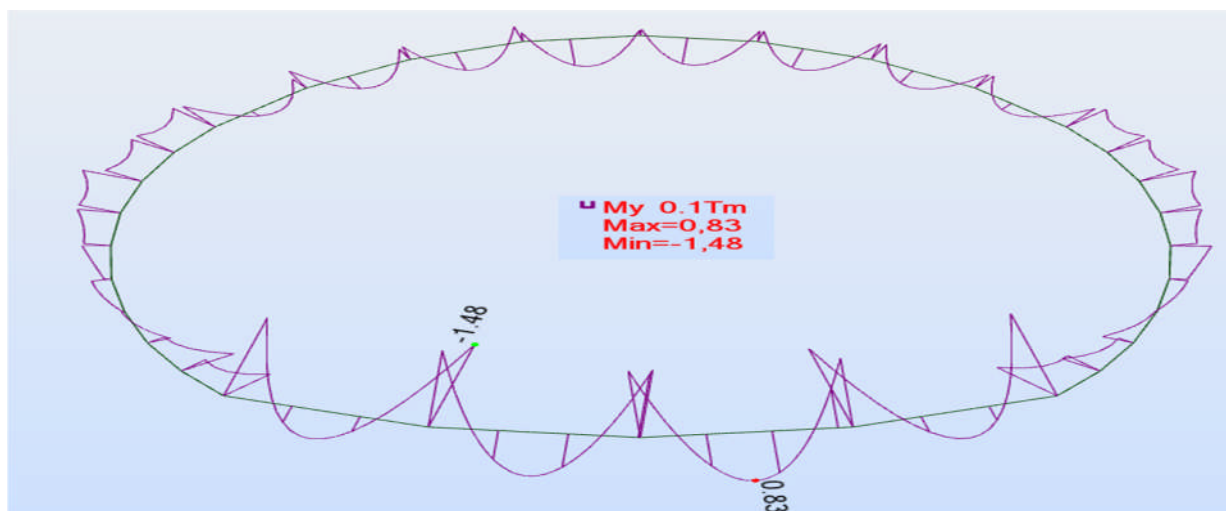
II-11-Cas n°10 :

Pleine section du revêtement définitif avec les caractéristiques mécaniques du terrain drainé sous couverture de terrain maximal.

-Numéros d'éléments sur les barres et repère locale-

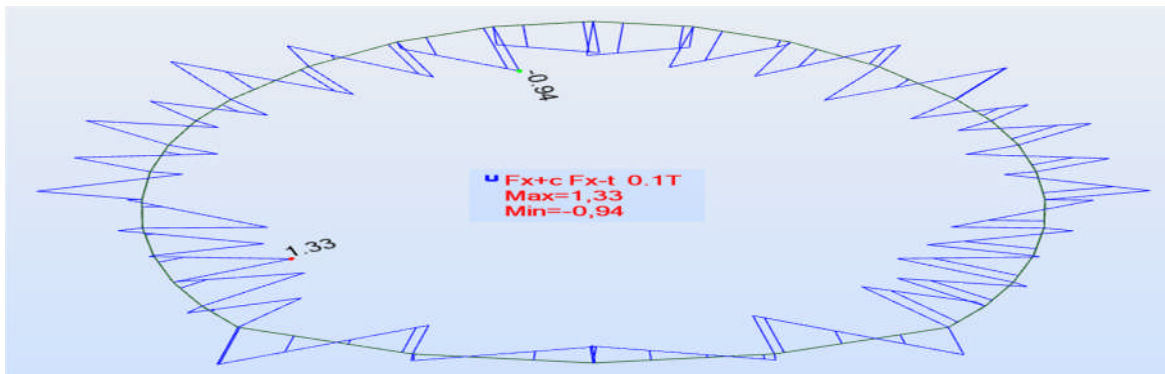


-Moment dans le revêtement définitif :



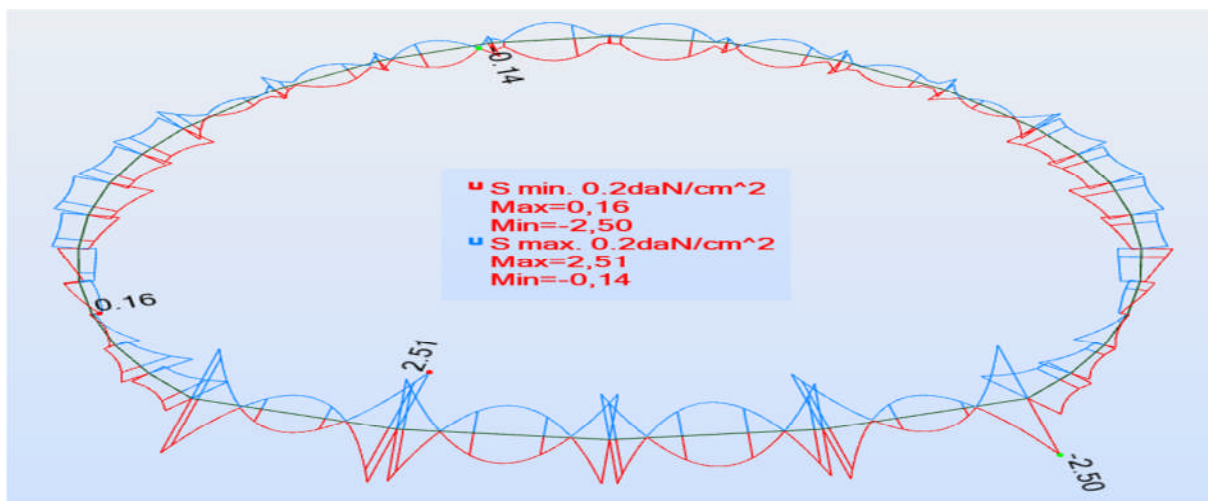
-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le revêtement définitif :



-Diagramme d'effort normal-

-Contraintes dans le revêtement définitif :



-Diagramme des contraintes-

-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	1.33	2.49	0.36
Barre	15	28	22
Nœud	16	28	24
Cas	10	10	10
MIN	-0.94	-2.46	-1.48
Barre	6	29	27
Nœud	6	102	28
Cas	10	10	10

-Valeurs extrêmes des contraintes:

	σ MAX (bars)	σ MIN (bars)	σ MAX de flexion (bars)	σ MIN de flexion (bars)	σ MOY (bars)
MAX	2.51	0.16	2.41	-0.02	0.22
Barre	27	14	27	21	15
Nœud	28	15	28	22	16
Cas	10	10	10	10	10
MIN	0.01	-2.50	0.02	-2.41	-0.15
Barre	20	30	21	27	6
Nœud	22	19	22	28	6
Cas	10	10	10	10	10

-Vérification :

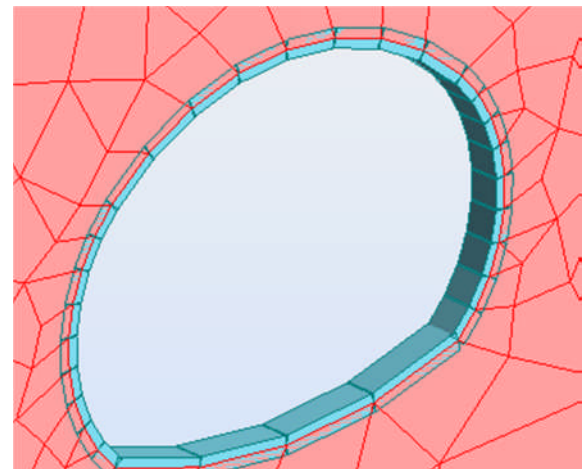
$\sigma(\text{Max})=0.251\text{MPa}$

$\sigma(\text{Adm})= (0.85 \times f_c \times 28) / (\alpha \times \gamma_b) = (0.85 \times 40) / (1 \times 1.5) = 22.666\text{MPa}$ donc

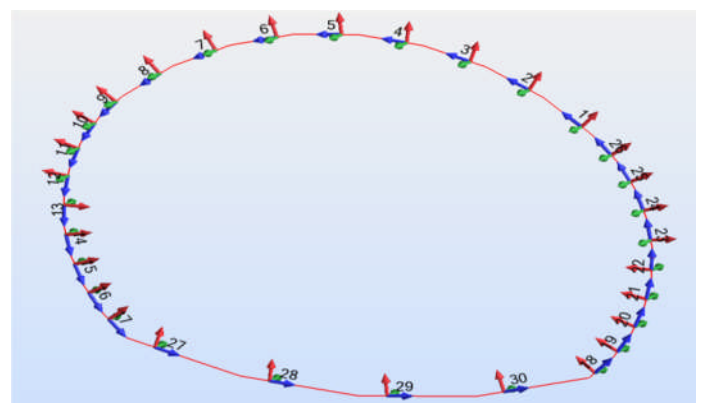
$\sigma(\text{Max}) > \sigma(\text{Adm})$ condition vérifiée

II-12-Cas n°11 :

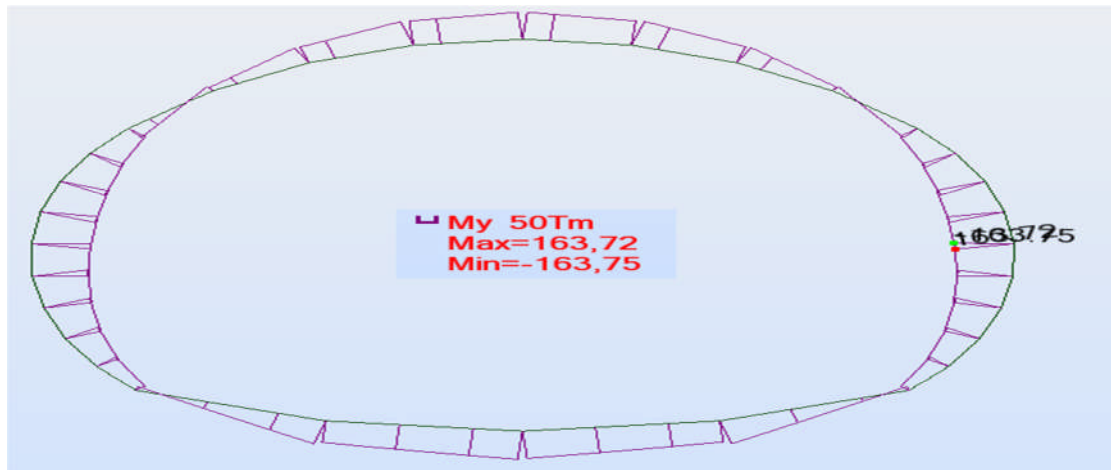
-Pleine section du revêtement définitif avec 5 mètre de couverture de terrain humide a saturé. Le revêtement définitif est constitué par 60 cm d'épaisseur de béton armé.



-Numéros d'éléments sur les barres et repère locale-

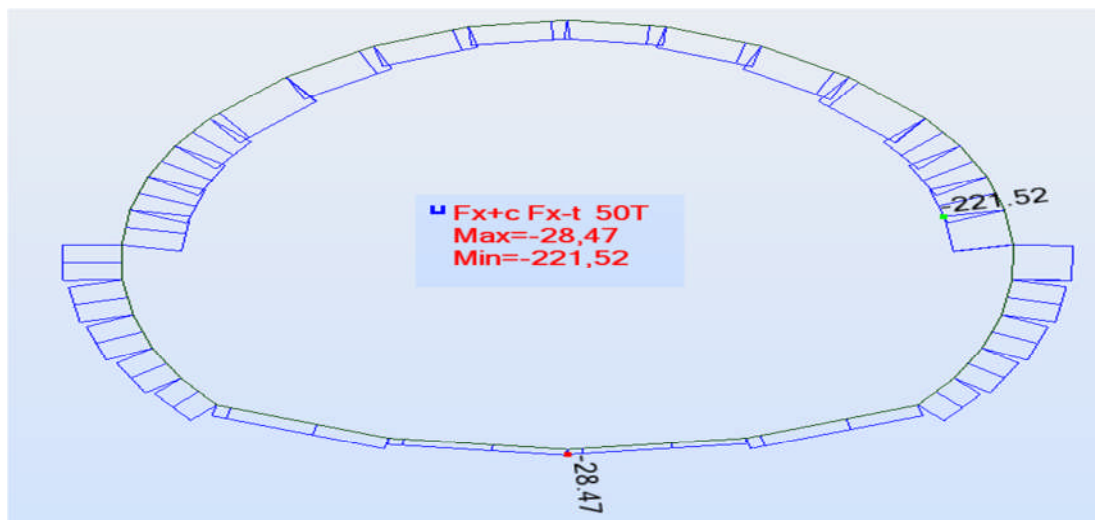


-Moment dans le revêtement définitif :



-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le revêtement définitif :



-Diagramme d'effort normal-

-Contraintes dans le revêtement définitif :

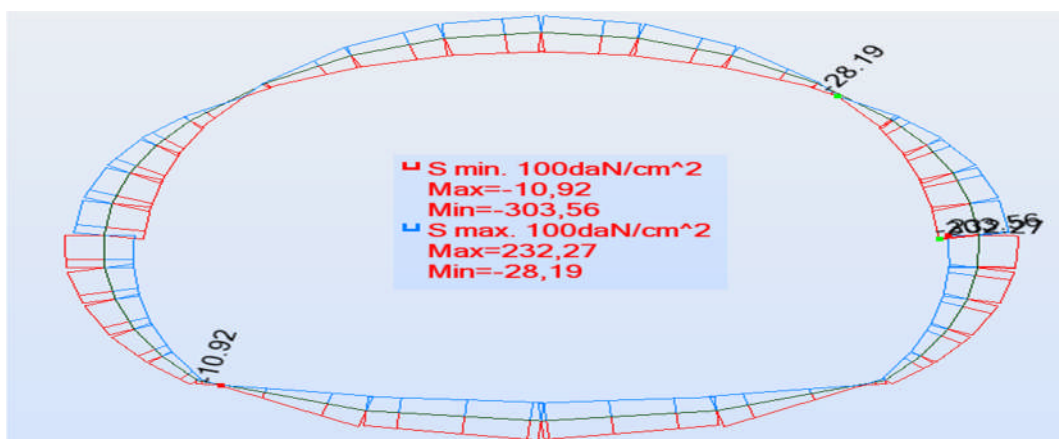


Diagramme des contraintes-

-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	-28.47	47.01	163.72
Barre	29	8	23
Nœud	29	8	24
Cas	11	11	11
MIN	-221.52	-47.96	-163.75
Barre	23	1	22
Nœud	23	2	24
Cas	11	11	11

-Valeurs extrêmes des contraintes :

	σ MAX (bars)	σ MIN (bars)	σ MAX de flexion (bars)	σ MIN de flexion (bars)	σ MOY (bars)
MAX	232.27	-42.36	267.64	-31.87	-4.65
Barre	22	27	22	7	29
Nœud	24	18	24	8	29
Cas	11	11	11	11	11
MIN	9.23	-303.56	31.87	-267.64	-36.21
Barre	7	23	7	22	23
Nœud	8	24	8	24	25
Cas	11	11	11	11	11

-Vérification :

$\sigma(\text{Max})=30.356\text{MPa}$

$\sigma(\text{Adm})= (0.85 \times f_c 28) / (\theta_{xy} b) = (0.85 \times 40) / (1 \times 1.15) = 29.56\text{MPa}$ donc

$\sigma(\text{Max}) > \sigma(\text{Adm})$ condition non vérifiée

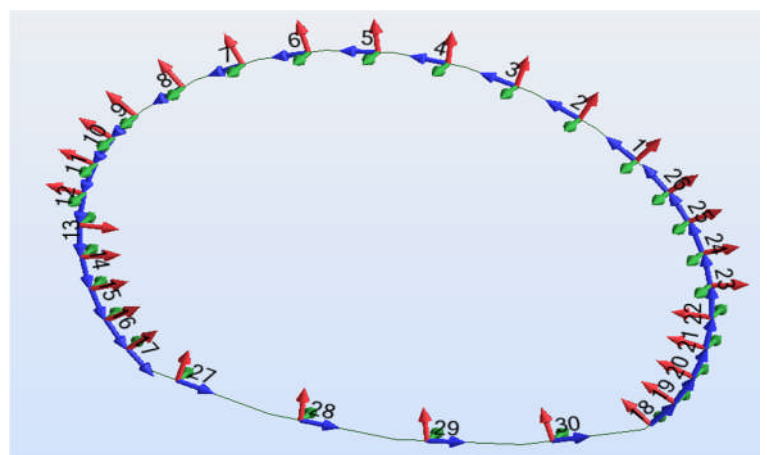
Au niveau de la banquette les épaisseurs sont plus grandes, cette augmentation de la contrainte dans le béton par rapport à la contrainte admissible sera reprise par cette surépaisseur.



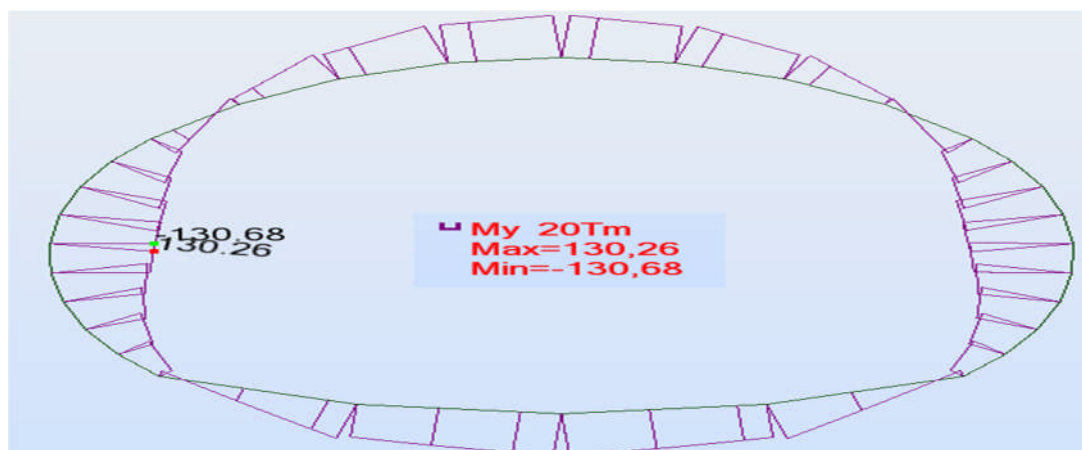
II-13-Cas n°12 :

-Pleine section du revêtement définitif avec 10 mètre de couverture de terrain humide a saturé.
Le revêtement définitif est constitué par 60 cm d'épaisseur de béton arme.

-Numéros d'éléments sur les barres et repère locale-



-Moment dans le revêtement définitif :



-Diagramme des moment-

-Effort normal dans le revêtement définitif :

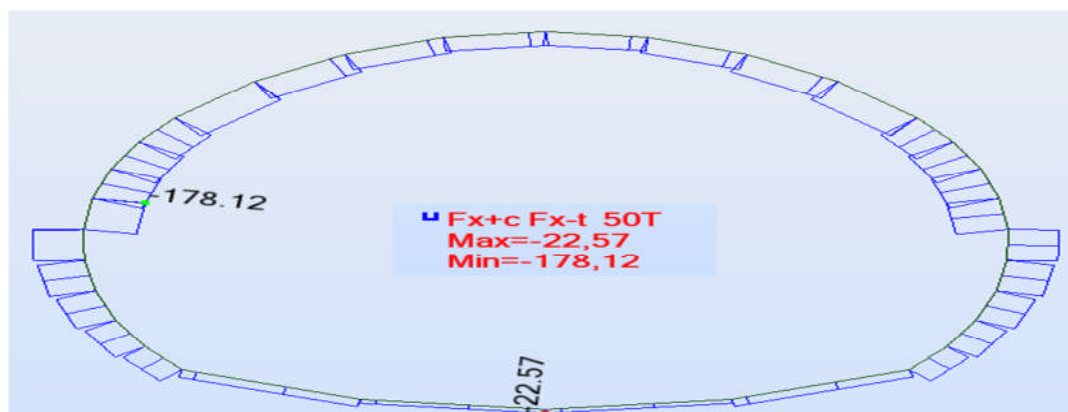


Diagramme d'effort normal-

- Contraintes dans le revêtement définitif :

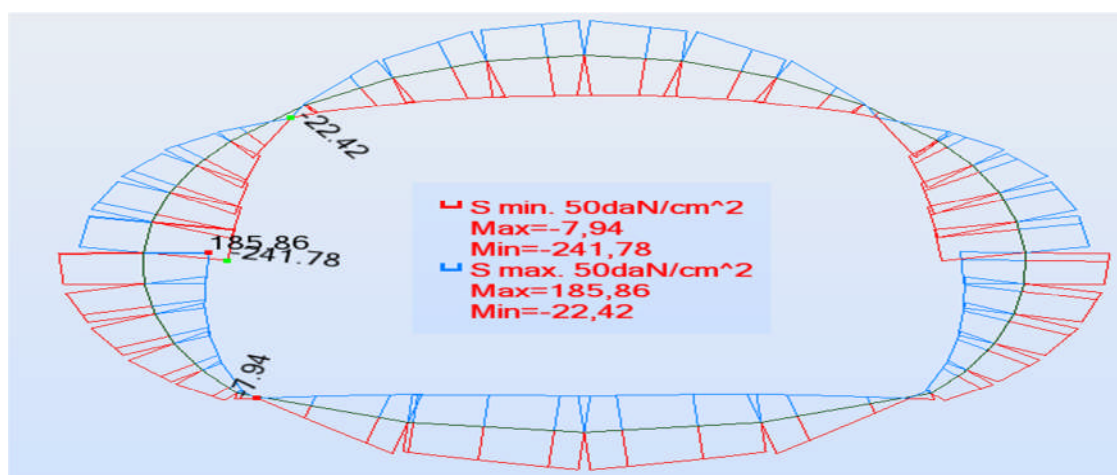


Diagramme des contraintes-

-Valeurs extrêmes des MNT :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	-22.57	38.08	130.26
Barre	28	8	12
Nœud	29	8	13
Cas	12	12	12
MIN	-178.12	-37.87	-130.68
Barre	12	1	13
Nœud	12	2	13
Cas	12	12	12

-Valeurs extrêmes des contraintes :

	σ MAX (bars)	σ MIN (bars)	σ MAX de flexion (bars)	σ MIN de flexion (bars)	σ MOY (bars)
MAX	185.86	-29.88	213.59	-22.47	-3.69
Barre	13	27	13	27	28
Nœud	13	18	13	18	29
Cas	12	12	12	12	12
MIN	7.02	-241.78	22.47	-213.59	-29.11
Barre	1	12	27	13	12
Nœud	2	13	18	13	12
Cas	12	12	12	12	12

-Vérification :

$\sigma(\text{Max})=24.178\text{MPa}$

$\sigma(\text{Adm})= (0.85 \times f_c 28) / (\theta \times \gamma_b) = (0.85 \times 40) / (1 \times 1.15) = 29.56\text{MPa}$ donc

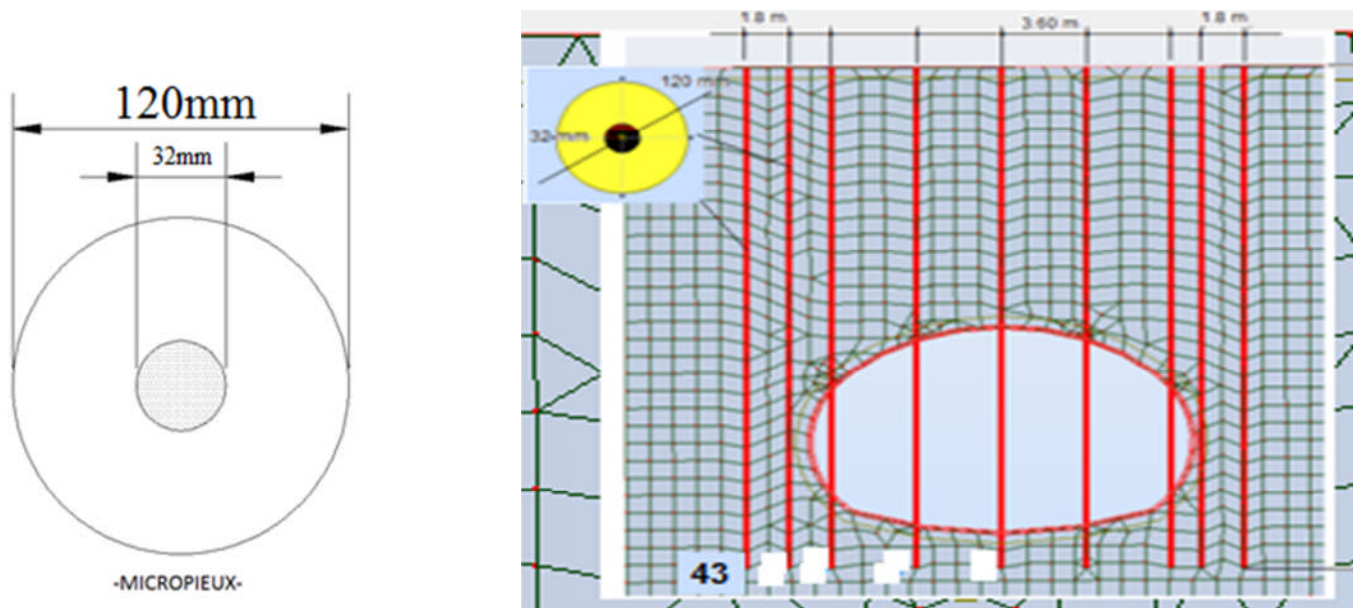
$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm})$ condition vérifiée

II-14-CAS 13 :

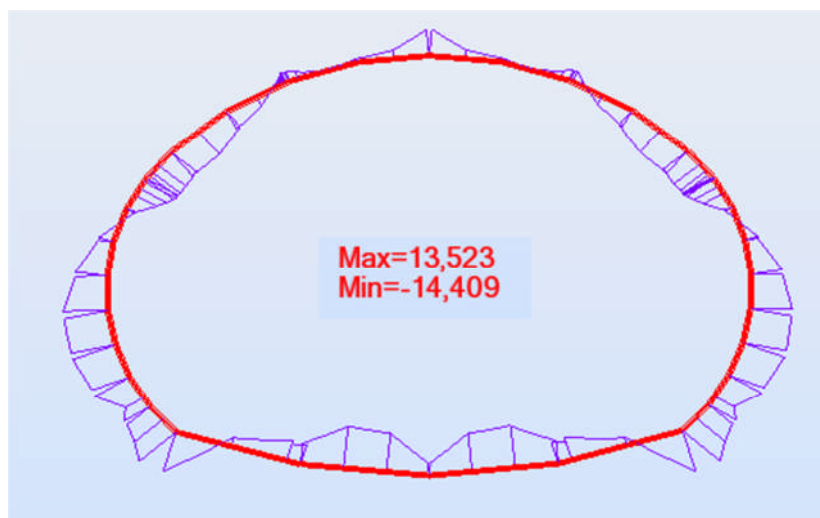
Pleine section du revêtement provisoire (cintre HEB 200 tous les mètres et **40 cm** de béton projeté) sous faible couverture **15 mètres** confortée par des boulons verticaux.

Pour faciliter l'excavation, en avant du front on réalise des boulons verticaux à partir de la surface sur tout le tracé en plan du tunnel. Ces boulons descendent plus profond de **2 mètres** de l'extrados du radier définitif.

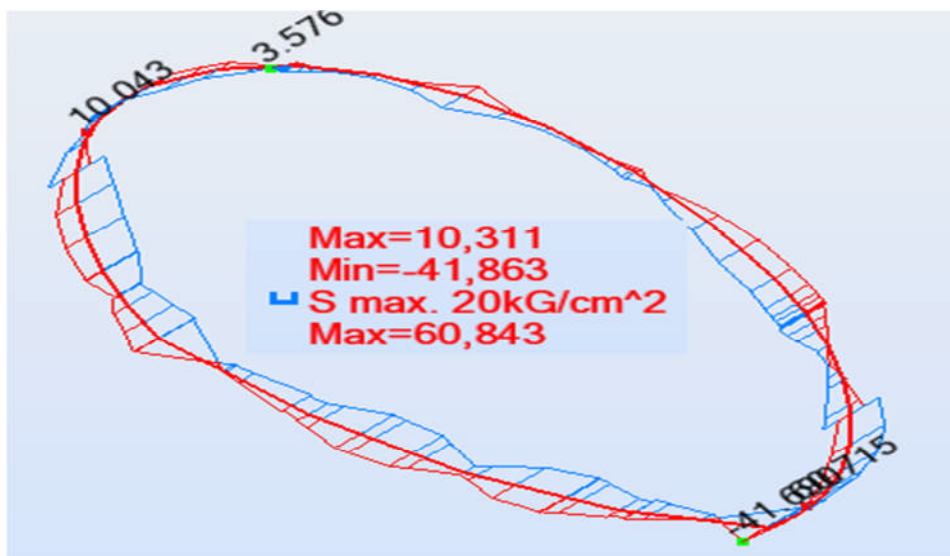
Les boulons sont disposés en quinconce à raison d'un boulon par 3,24 m².



-Diagramme des moments en Tm dans le revêtement provisoire :



-Diagrammes des contraintes en bars dans le revêtement provisoire :



-Valeurs extrêmes de MNT dans le revêtement provisoire :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	62,104	10,703	9,187
Barre	5	11	9
Nœud	14	9	11
Cas	Faible couverture	Faible couverture	Faible couverture
MIN	16,503	-10,505	-14,409
Barre	14	1	29
Nœud	6	2	17
Cas	Faible couverture	Faible couverture	Faible couverture

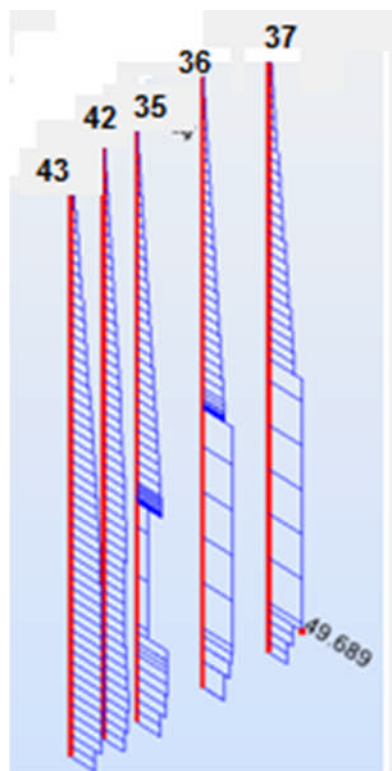
-Contraintes extrêmes dans le revêtement provisoire:

	6 MAX (bars)	6 MIN (bars)	6 MAX de flexion (bars)	6 MIN de flexion (bars)	6 MOY (bars)
MAX	60,715	1,555	51,203	-4,169	14,101
Barre	29	22	29	16	5
Nœud	17	24	17	4	14
Cas	Faible couverture	Faible couverture	Faible couverture	Faible couverture	Faible couverture
MIN	8,716	-41,69	4,169	-51,203	3,747
Barre	15	29	16	29	14
Nœud	4	17	4	17	6
Cas	Faible couverture	Faible couverture	Faible couverture	Faible couverture	Faible couverture

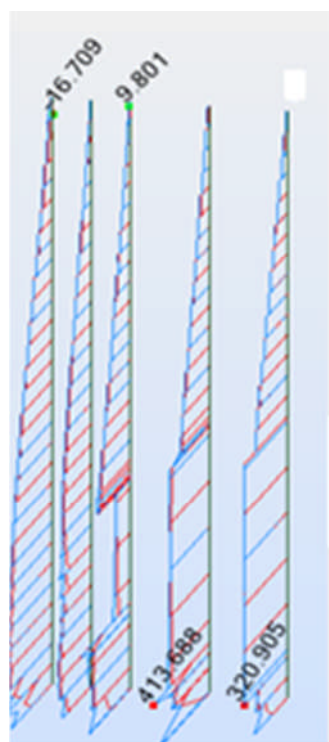
-Les contraintes dans le béton projeté sont acceptables, le confortement par boulonnage vertical facilite les travaux d'excavation au front.

-Analyse des boulons verticaux :

Efforts de compression en tonnes



Contraintes en bars dans les boulons



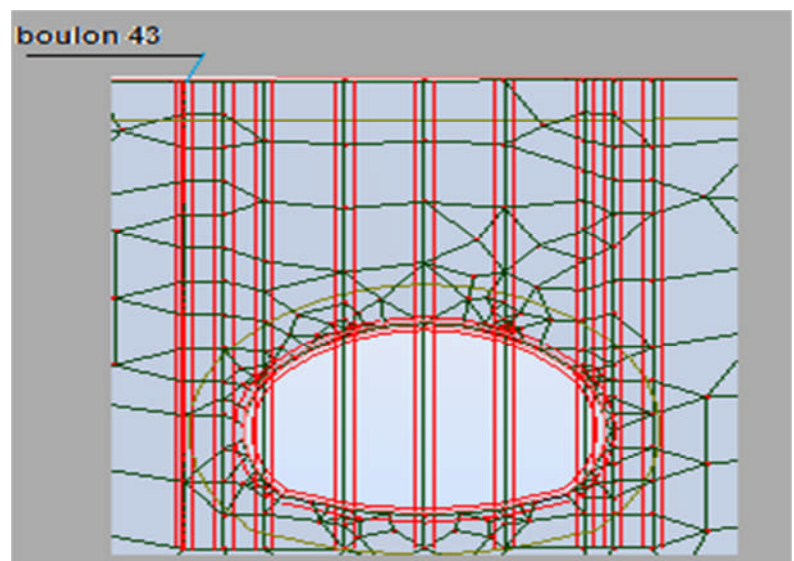
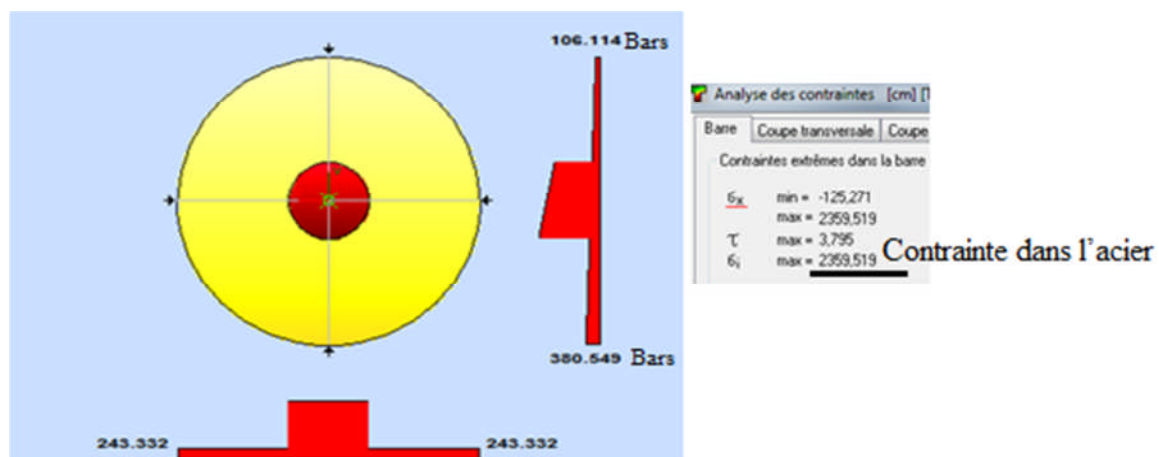
- MNT dans les boulons:

	Barre	N (t)	T (t)	M (t:m)
En profondeur	35	50,043	0,131	0,21
En surface	35	4,603	-0,013	0,026
En profondeur	36	47,748	-0,531	-0,513
En surface	36	5,524	-0,003	0,007
En profondeur	37	40,98	-0,07	-0,086
En surface	37	5,944	0,003	-0,005
En profondeur	42	42,159	-0,287	-0,279
En surface	42	2,877	-0,091	0,09
En profondeur	43	50,77	-0,174	-0,397
En surface	43	3,177	-0,278	0,263

-Contraintes max dans les boulons :

	Barre	σ MAX (bars)	σ MIN (bars)
En profondeur	35	443,808	203,034
En surface	35	44,945	14,557
En profondeur	36	603,545	13,636
En surface	36	39,874	31,531
En profondeur	37	315,143	214,555
En surface	37	41,352	35,481
En profondeur	42	432,744	112,194
En surface	42	70,067	-32,878
En profondeur	43	556,131	100,12
En surface	43	171,845	-130,773

-Analyse des contraintes dans le boulon vertical le plus sollicité:



-Dans l'acier :

$$\sigma(\text{Max})=30.928\text{MPa}$$

$$\sigma(\text{Adm})=f_e/y_s=500/1.15=434.782\text{MPa} \quad \text{donc}$$

$$\sigma(\text{Max}) < \sigma(\text{Adm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

II-15-CAS 14 :

Séisme au niveau des deux embouchures pour une couverture de 15 mètres.

Accélération sismique est prise égale à 0.30g. (Classe 1. zone IIa)

Groupe d'ouvrage	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.2	0.3	0.4	0.5
2	0.15	0.25	0.3	0.4

Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.3	0.4	0.5	0.70

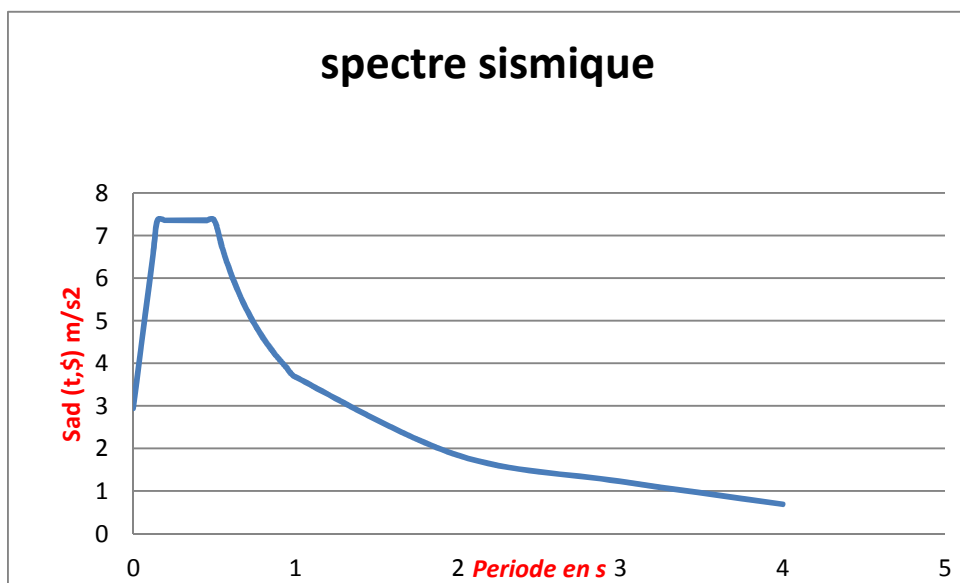
Le spectre :

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} Ag(1+T/T_1(2.5\eta-1)) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta Ag \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta Ag(T_2/T) \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta Ag(3T_2/T^2) \dots\dots\dots 3.0s \leq T \end{cases}$$

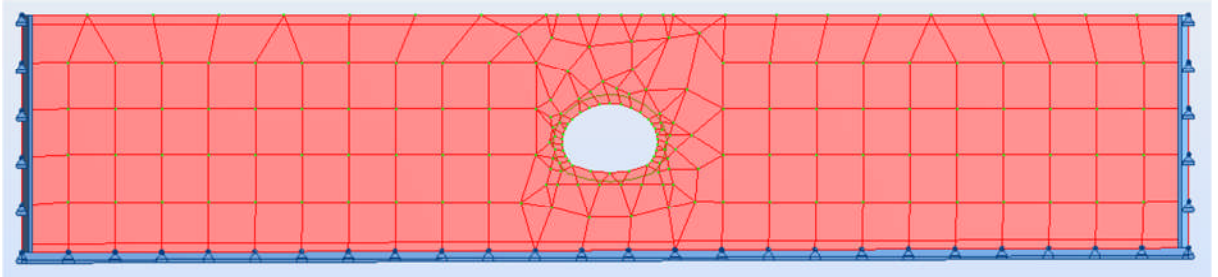
$$\xi=5\% \rightarrow \eta=1$$

$$g=9.81\text{m/s}^2$$

T (s)	Sae (m/s ²)
0	2,943
0,025	3,67875
0,05	4,4145
0,075	5,15025
0,1	5,886
0,125	6,62175
0,15	7,3575
0,2	7,3575
0,25	7,3575
0,3	7,3575
0,35	7,3575
0,4	7,3575
0,45	7,3575
0,5	7,3575
0,55	6,68863636
0,6	6,13125
0,65	5,65961538
0,7	5,25535714
0,75	4,905
0,8	4,5984375
0,85	4,32794118
0,9	4,0875
0,95	3,87236842
1	3,67875
2	1,839375
3	1,22625
4	0,68976563



-Coupe transversale :

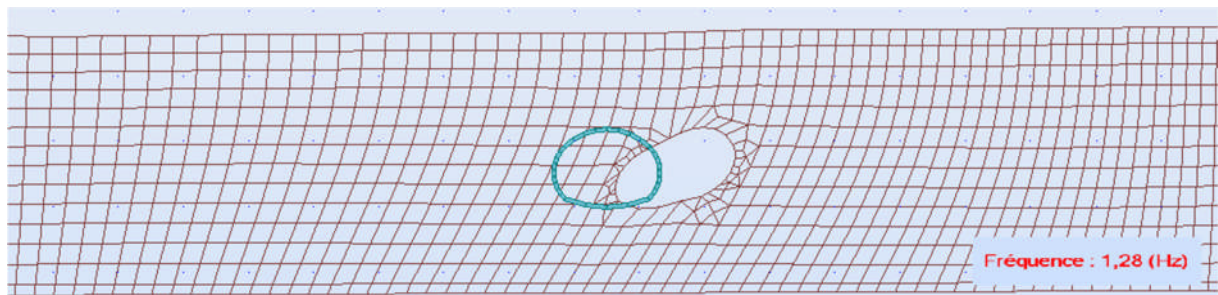


-Combinaison :

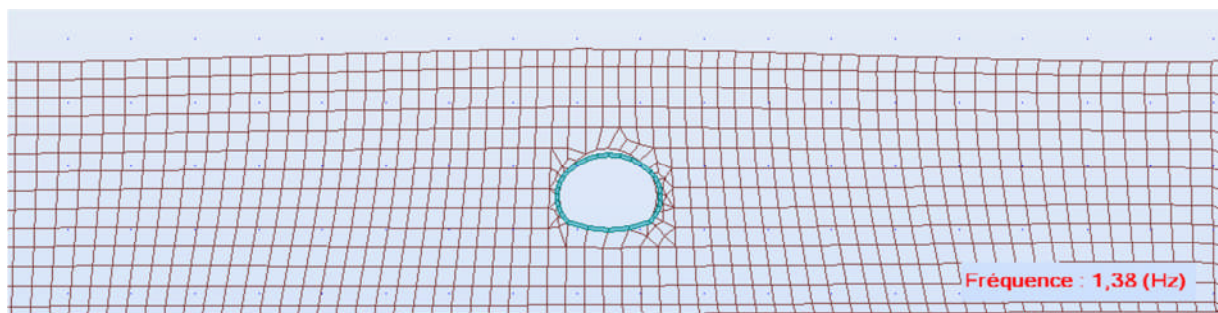
- { Charge du terrain +1EX+0.3EZ.
- { Charge du terrain +1EZ+0.3EX

-Les différents modes (20) qui sont considérés

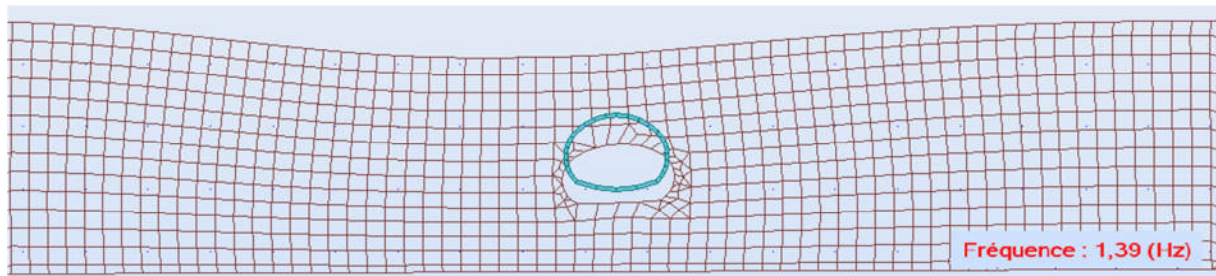
1/20



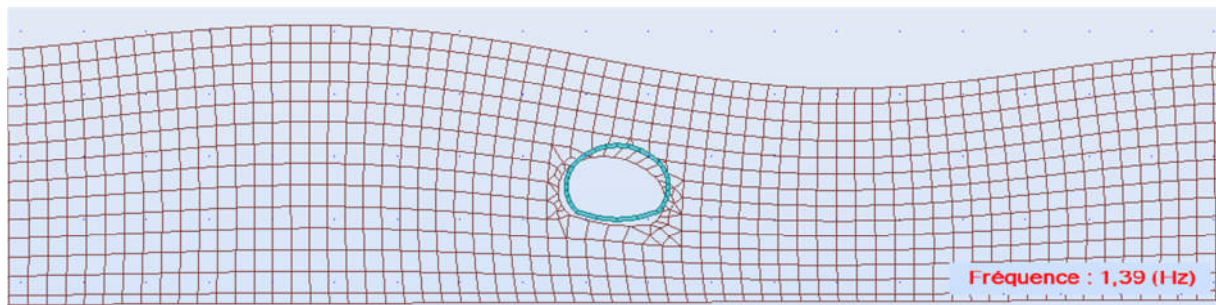
2/20



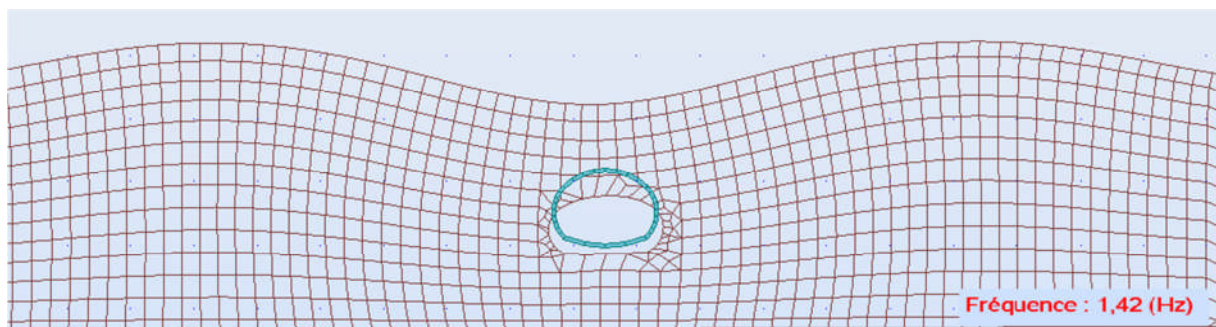
3/20



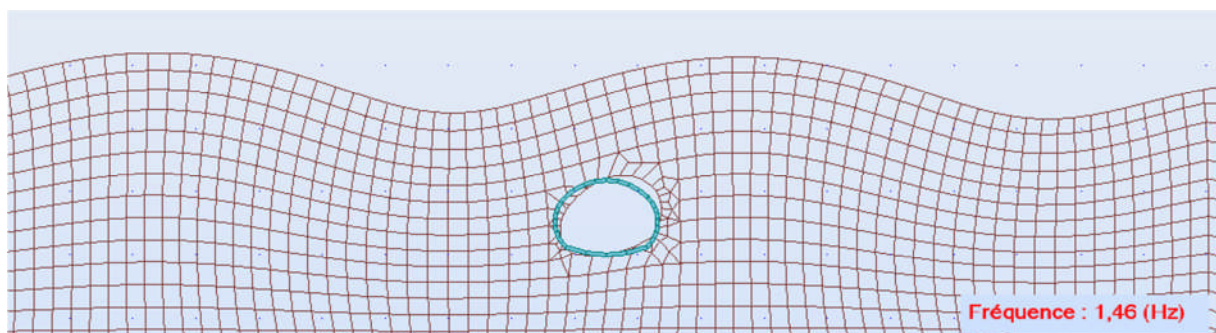
4/20



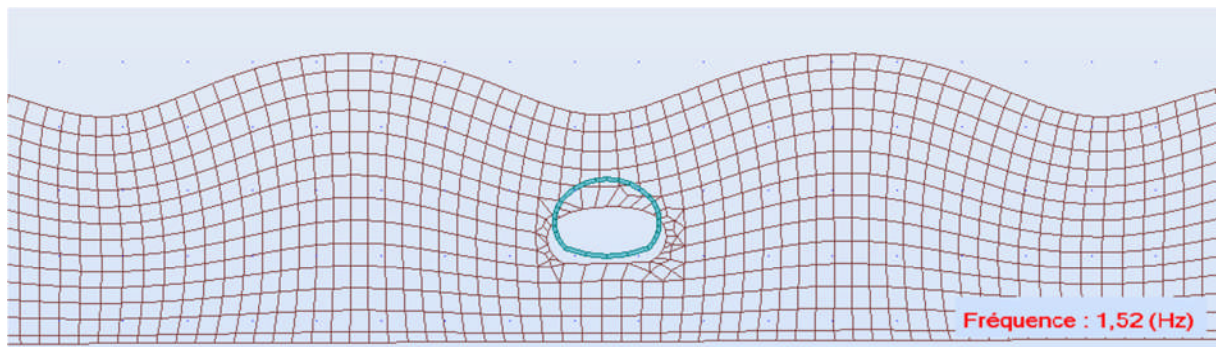
5/20



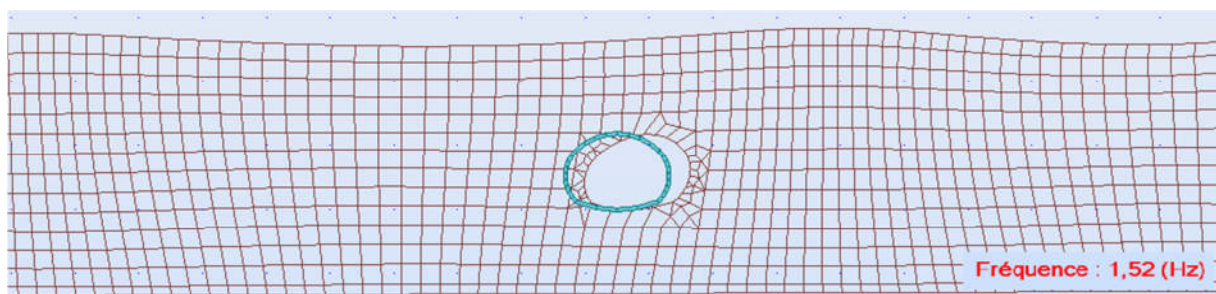
6/20



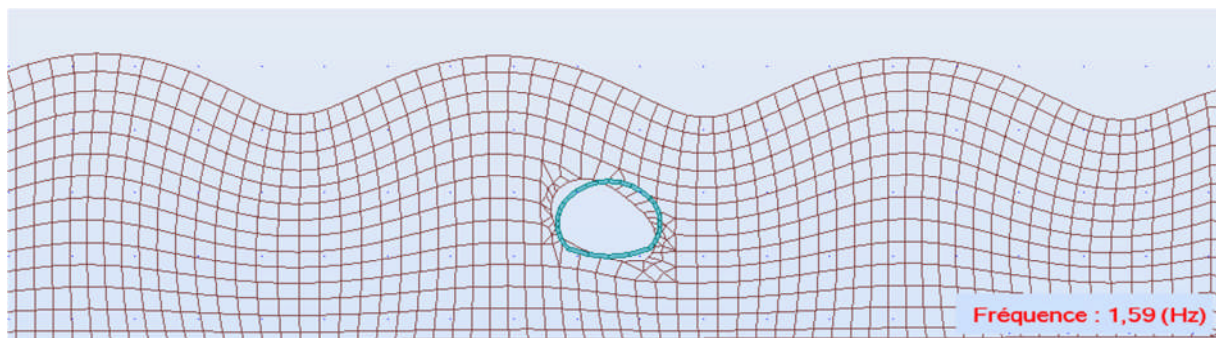
7/20



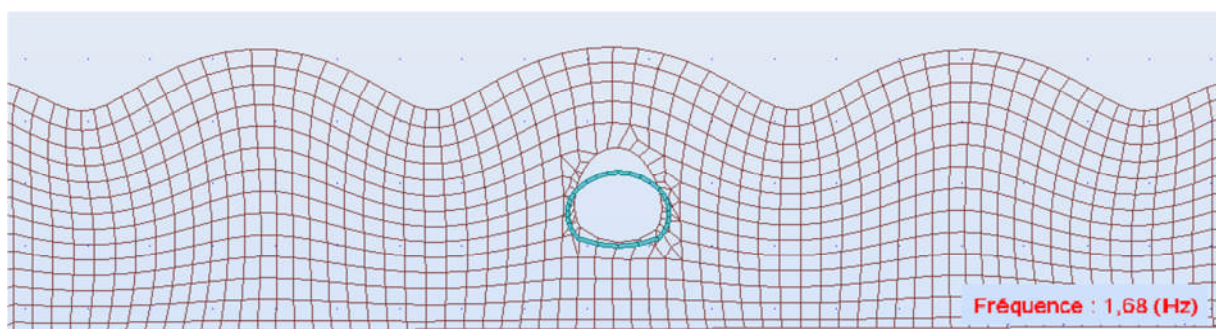
8/20



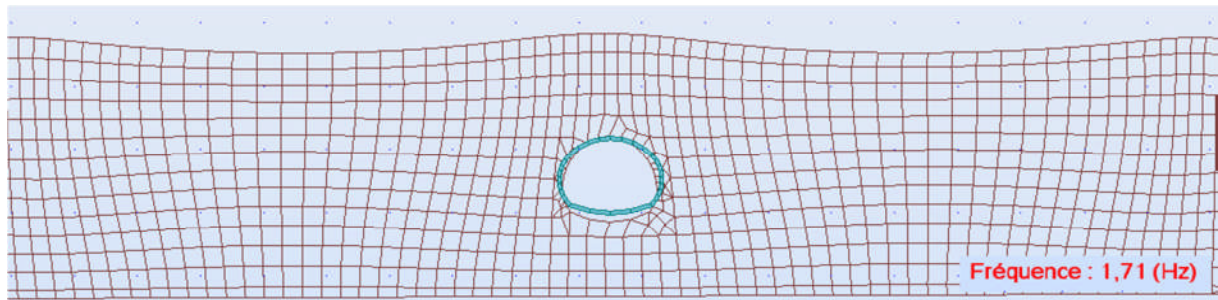
9/20



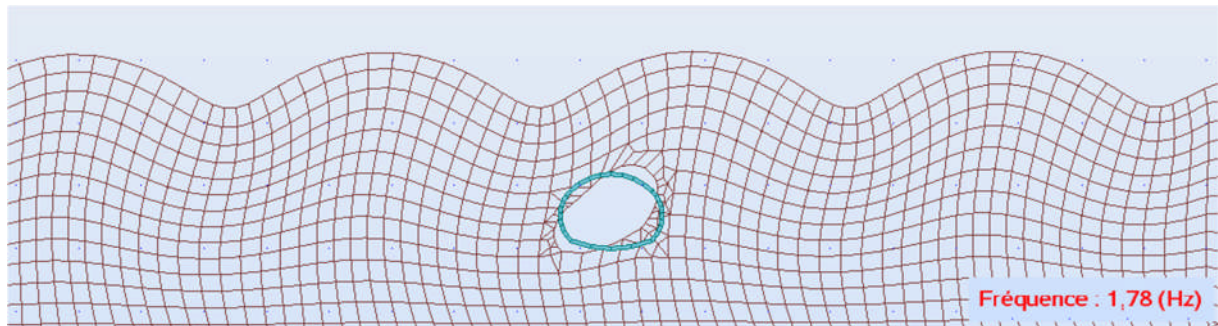
10/20



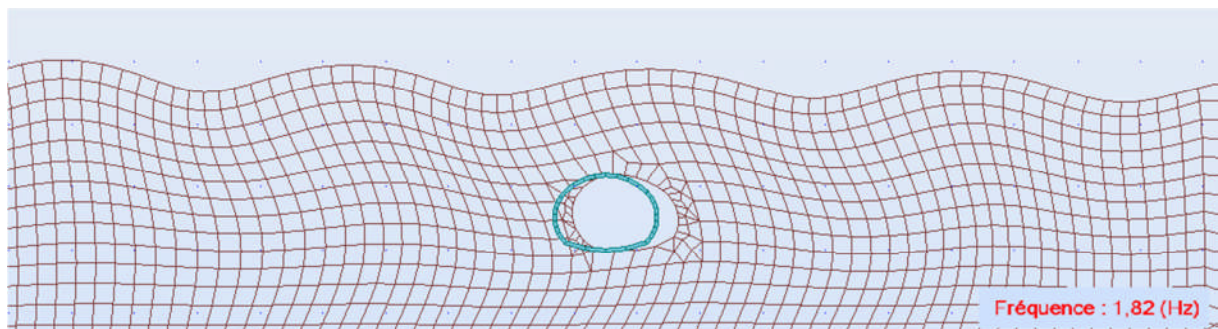
11/20



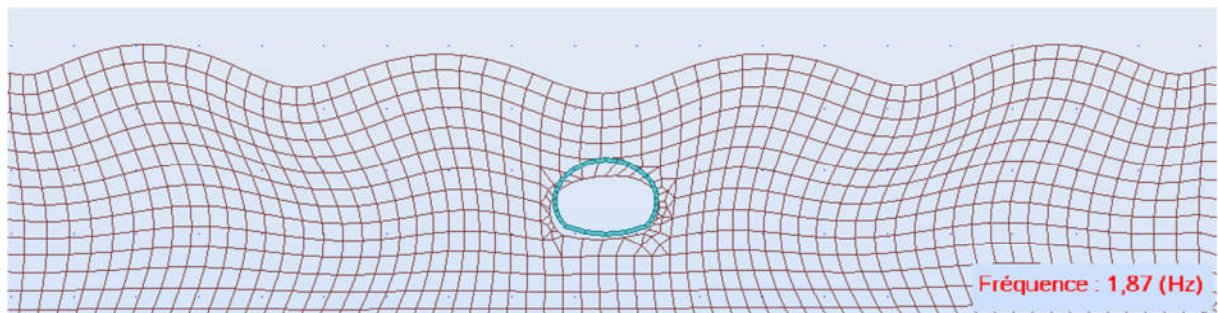
12/20



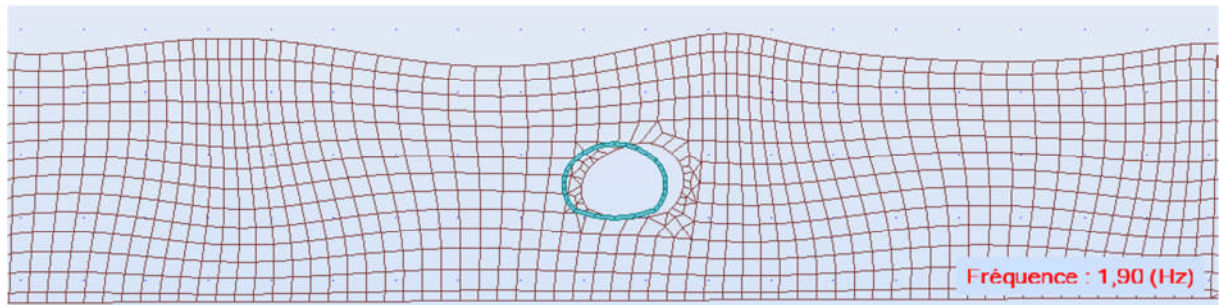
13/20



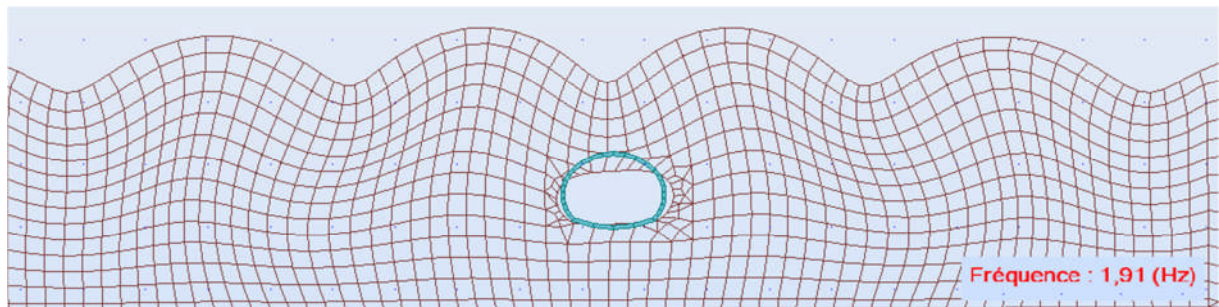
14/20



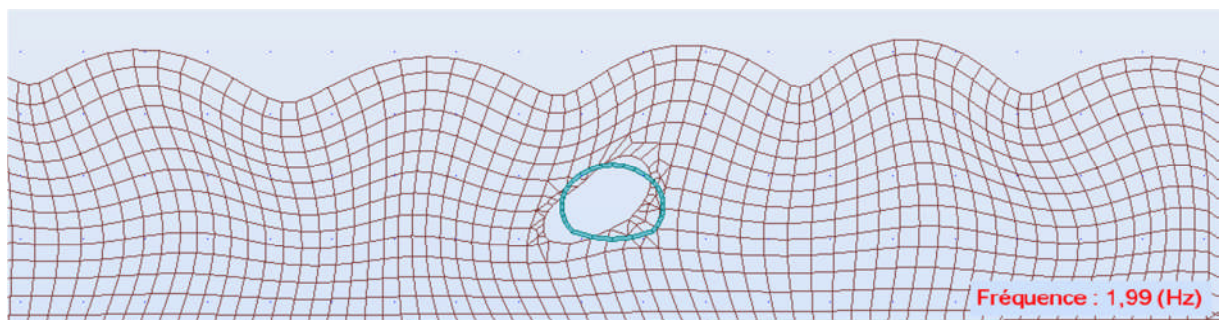
15/20



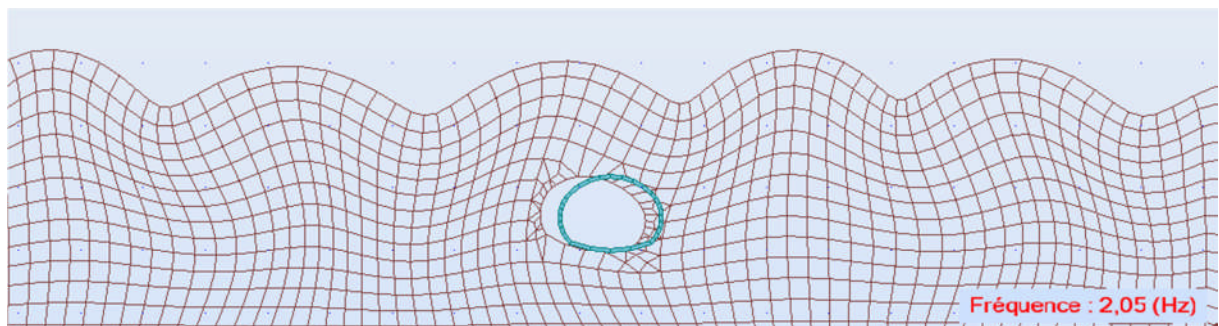
16/20



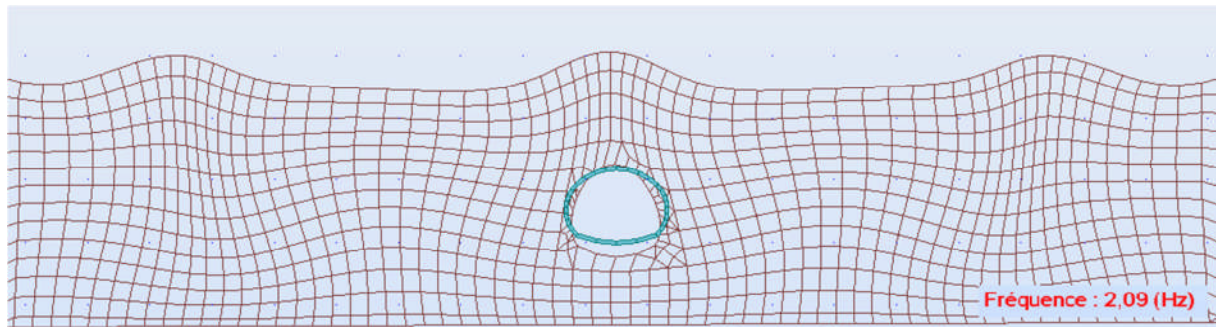
17/20



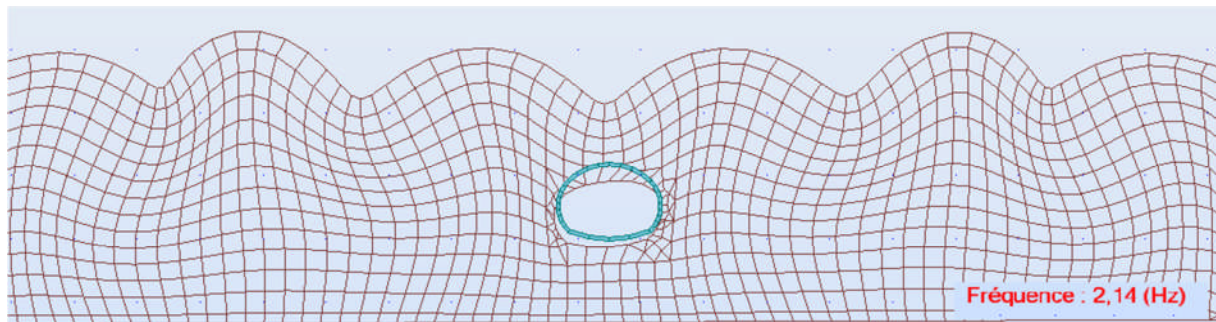
18/20



19/20

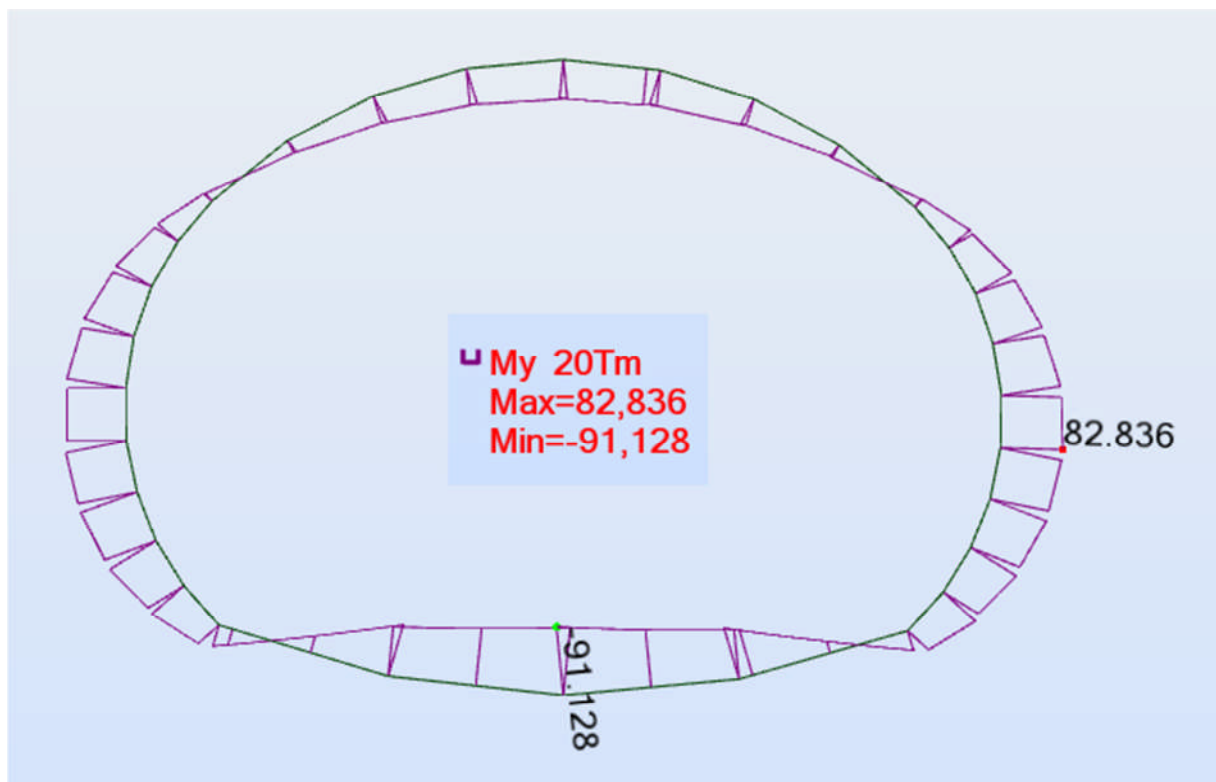


20/20



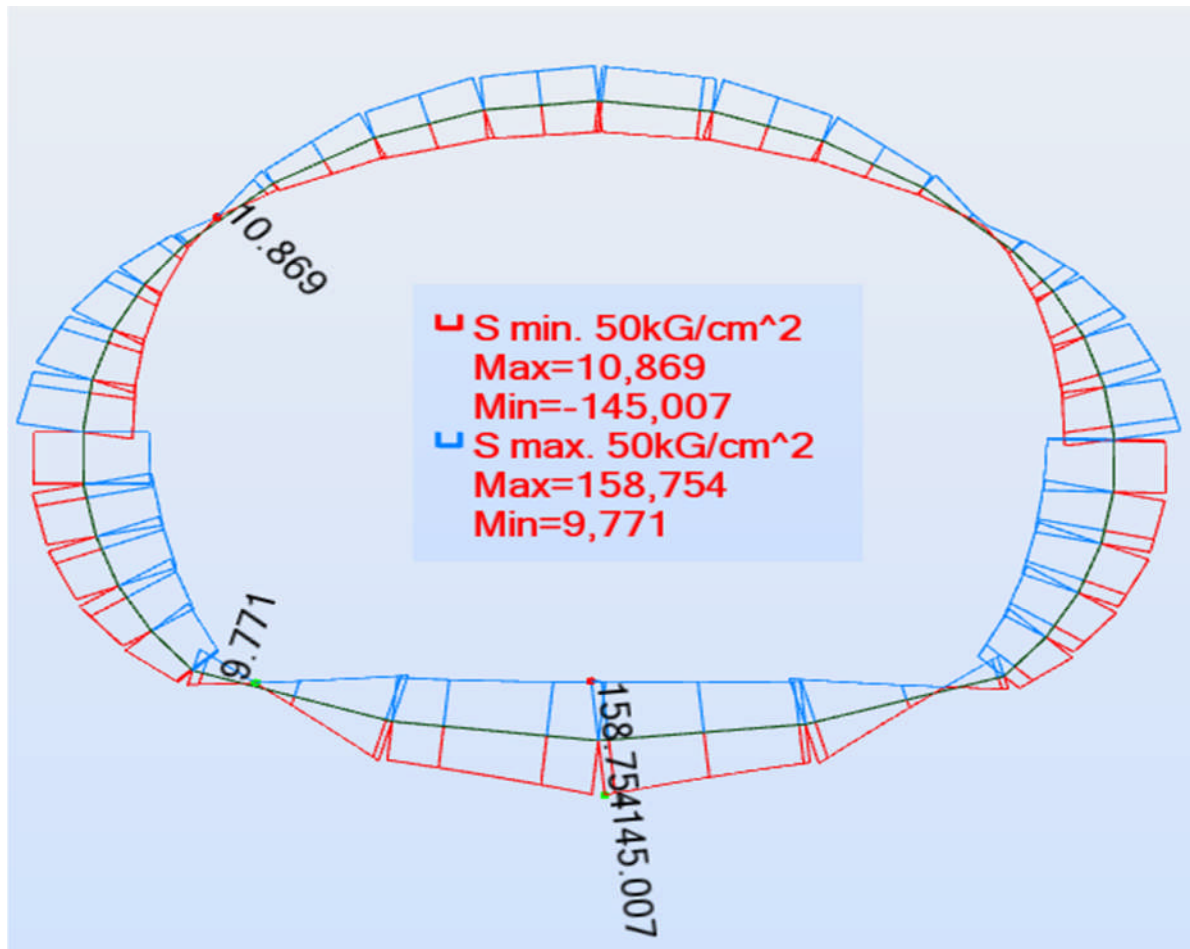
-Charge du terrain +1EX+0.3EZ :

-Moment :



-Diagramme des moment-

-Contrainte :



-Diagramme des contraintes-

- Valeurs extrêmes de MNT sous combinaison sismique Charge du terrain+1EX+0.3EZ :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	119.881	32.966	82.836
Barre	8	33	25
Nœud	12	26	21
Cas	Combinaison1	Combinaison1	Combinaison1
MIN	34.414	-32.019	-91.128
Barre	17	30	31
Nœud	3	28	33
Cas	Combinaison1	Combinaison1	Combinaison1

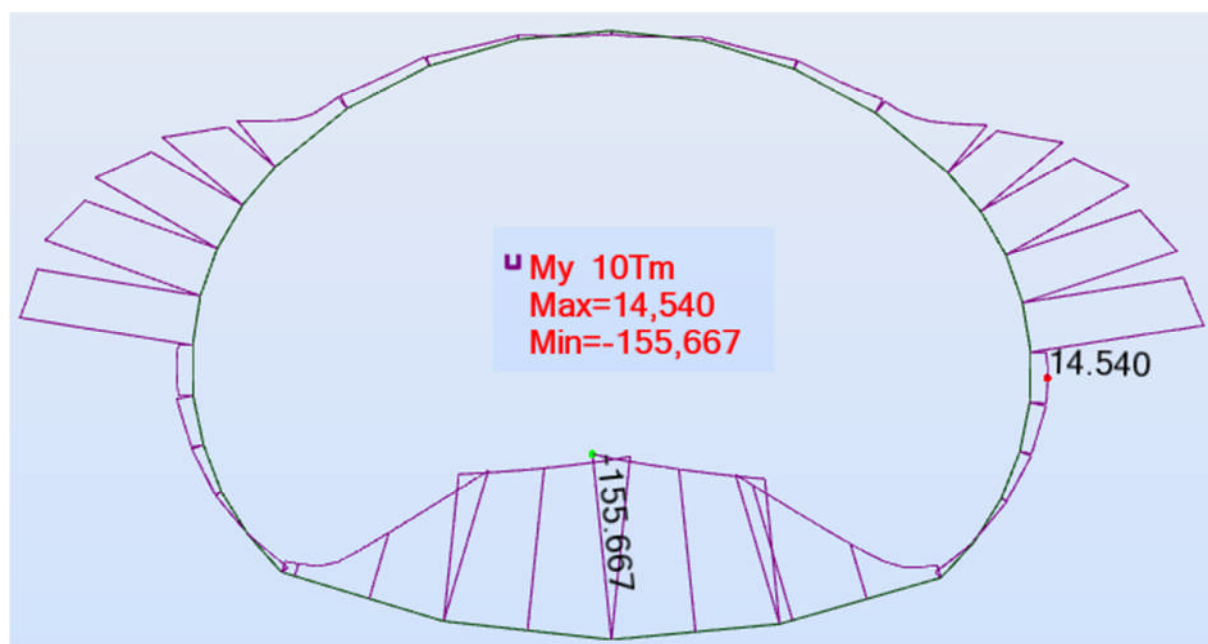
-Contraintes extrêmes dans les barres :

	6 MAX (bars)	6 MIN (bars)	6 MAX de flexion (bars)	6 MIN de flexion (bars)	6 MOY (bars)
MAX	158.754	-10.733	151.88	-21.902	19.98
Barre	31	20	31	20	8
Nœud	33	35	33	35	12
Cas	Combinaison1	Combinaison1	Combinaison1	Combinaison1	Combinaison1
MIN	33.071	-145.007	21.902	-151.88	5.736
Barre	20	31	20	31	17
Nœud	35	33	35	33	3
Cas	Combinaison1	Combinaison1	Combinaison1	Combinaison1	Combinaison1

-Les contraintes dans le béton sont acceptables .

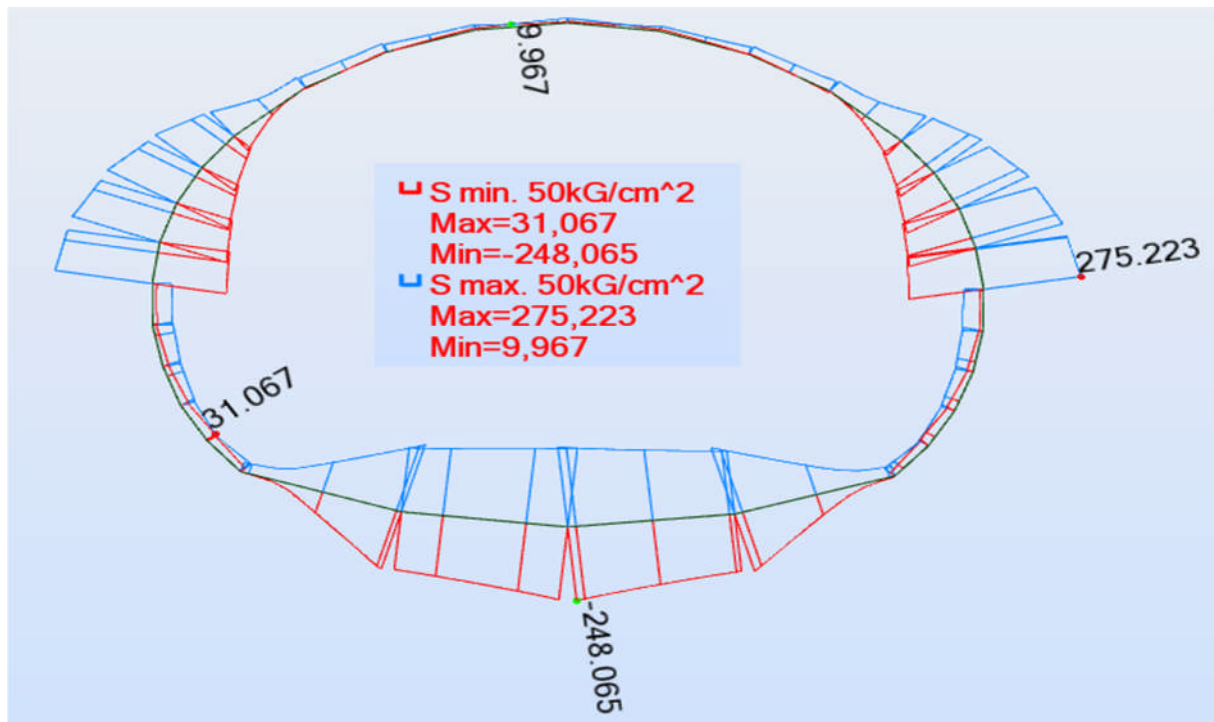
-Charge du terrain +1EZ+0.3EX :

-Moments :



-Diagramme des moment-

-Contraintes :



-Diagramme des contraintes-

- Valeurs extrêmes de MNT sous combinaison sismique Charge du terrain+1EZ+0.3EX :

	N (t)	T (t)	M(t.m)
MAX	203.796	57.044	13.912
Barre	8	33	4
Nœud	12	26	16
Cas	Combinaison2	Combinaison2	Combinaison2
MIN	59.576	-8.690	-155.667
Barre	16	30	31
Nœud	3	28	33
Cas	Combinaison2	Combinaison2	Combinaison2

-Contraintes extrêmes dans les barres :

	6 MAX (bars)	6 MIN (bars)	6 MAX de flexion (bars)	6 MIN de flexion (bars)	6 MOY (bars)
MAX	275.223	30.526	259.445	-0.058	33.966
Barre	24	5	31	29	8
Nœud	22	15	33	18	12
Cas	Combinaison2	Combinaison2	Combinaison2	Combinaison2	Combinaison2
MIN	14.640	-248.065	0.058	-259.445	9.929
Barre	17	31	29	31	16
Nœud	3	33	18	33	3
Cas	Combinaison2	Combinaison2	Combinaison2	Combinaison2	Combinaison2

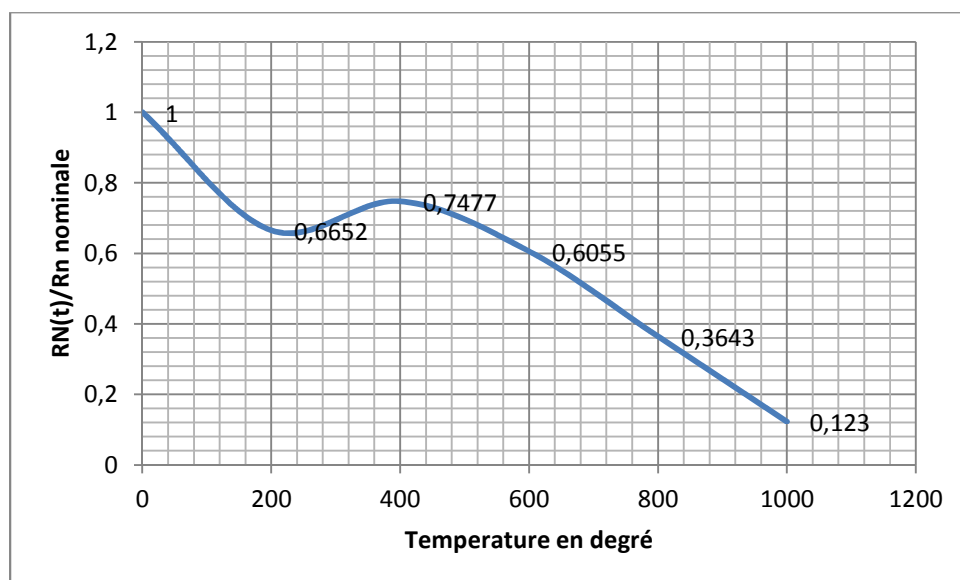
-Les contraintes dans le béton sont acceptables.

II-16-CAS 15. Vérification au feu :

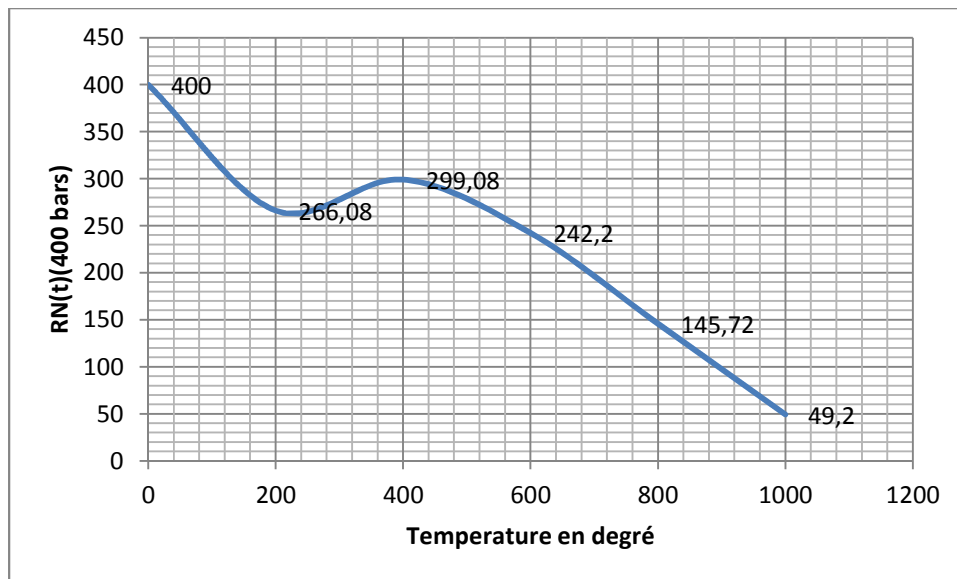
-a-Terrain encaissant homogène et sec :

Le revêtement définitif est constitué par **60cm** de béton dont la résistance nominale est de **400 bars**. La vérification au feu est faite pour un mètre linéaire du tunnel. Le feu vient en contact avec le béton qui fait ajouter des contraintes à l'état de contrainte dans le revêtement définitif.

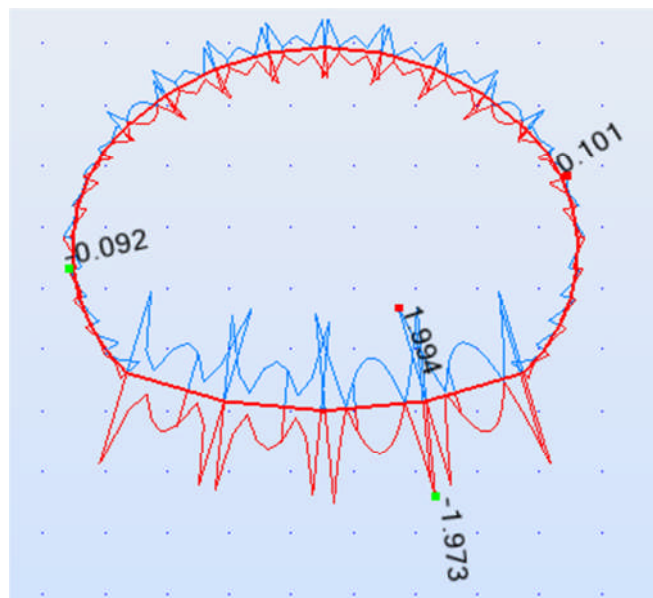
-Résistance de référence du béton en fonction de la température :



-Résistance de référence du béton en fonction de la température pour un RN 400 bars :



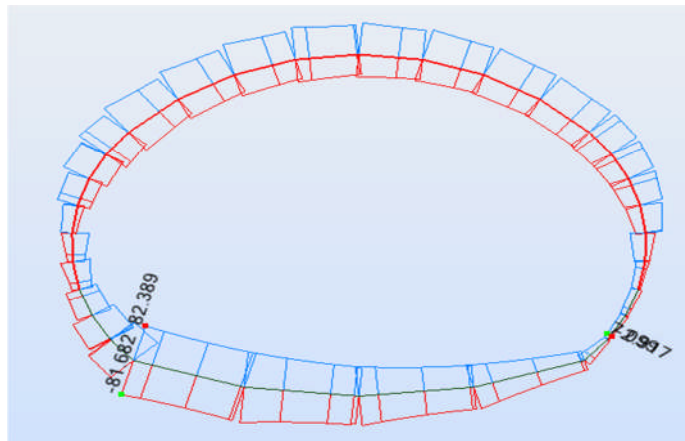
-Contraintes dans le revêtement définitif à 0 degré :



-Diagramme des contraintes-

-Contrainte max **1.973 bars**

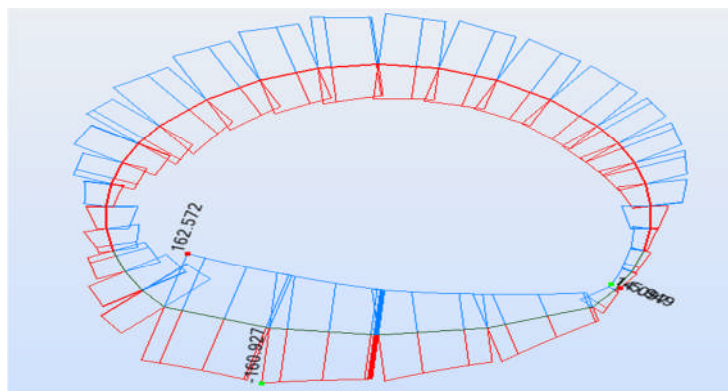
-Contraintes max dans le revêtement définitif à 200 degrés :



-Diagramme des contraintes-

-Contrainte max **82.40 bars**

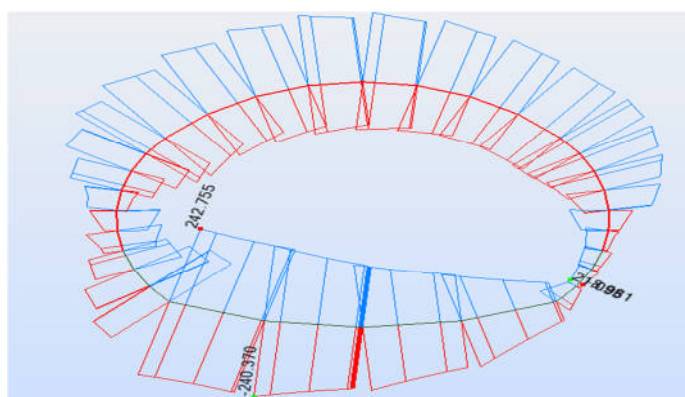
-Contraintes max dans le revêtement définitif à 400 degrés :



-Diagramme des contraintes-

-Contrainte max **162.5 bars**

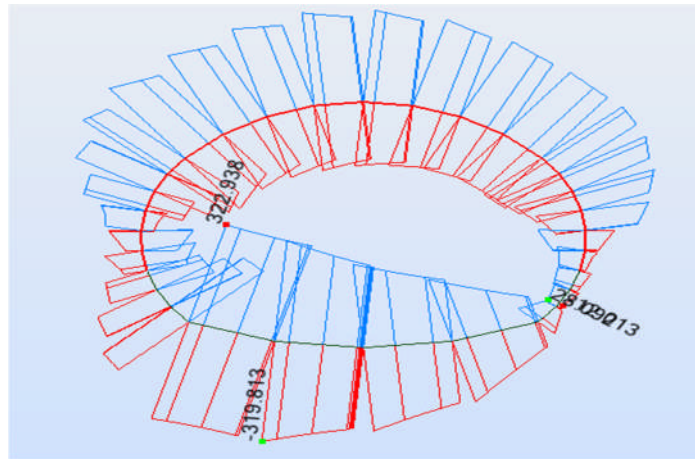
-Contraintes max dans le revêtement définitif à 600 degrés :



-Diagramme des contraintes-

-Contrainte max **242.75 bars**

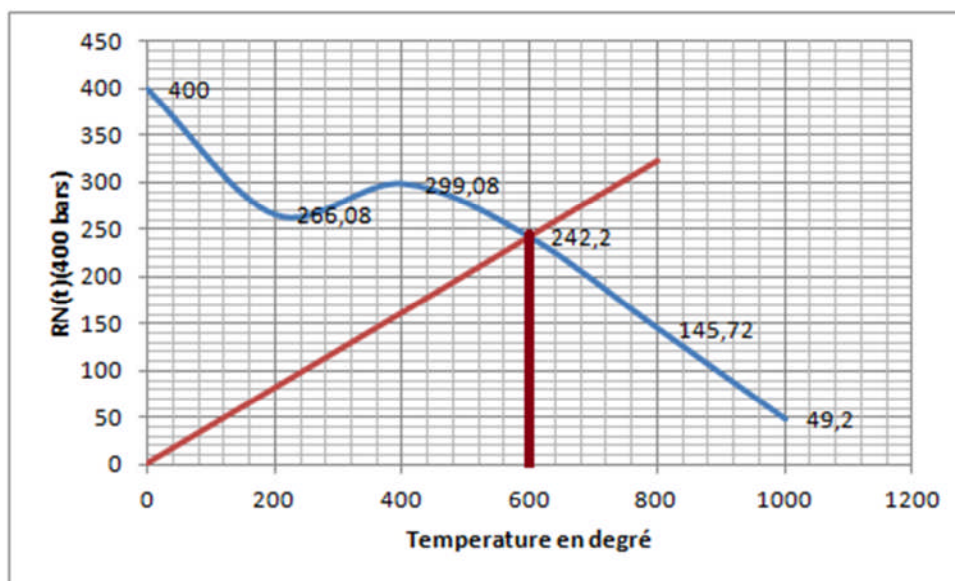
-Contraintes max dans le revêtement définitif à 800 degrés :



-Diagramme des contraintes-

-Contrainte max **322.93 bars**

-Température qui amène la rupture dans le revêtement définitif :



-Sous la charge avec les caractéristiques mécaniques sus cités ; le revêtement définitif arrive à la rupture à **600 degrés**.

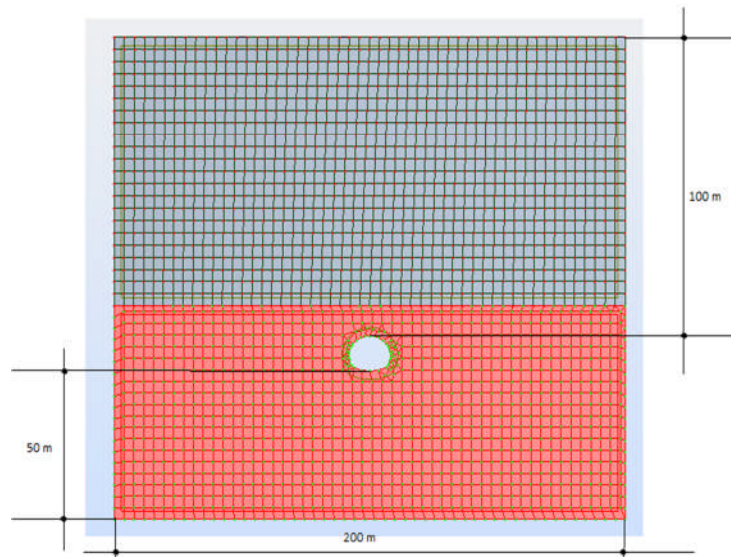
-b-Terrain encaissant en deux couches :

-Les caractéristiques mécaniques de la première couche :

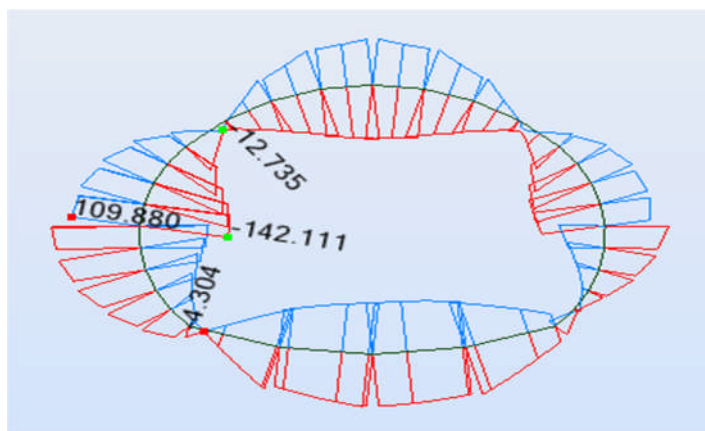
Angle de frottement 25 degré
 Cohésion 0,4 bar
 Module élastique 300 bars
 Densité du terrain en place 2,2 tonne\ m³
 Coefficient de poisson 0,3.

-Les caractéristiques mécaniques de la deuxième couche qui couvre la clé de voute de 5 mètres :

Angle de frottement 7 degré
 Cohésion 0,4 bar
 Module élastique 300 bars
 Densité du terrain en place 2,2 tonne\ m³
 Coefficient de poisson 0,3.



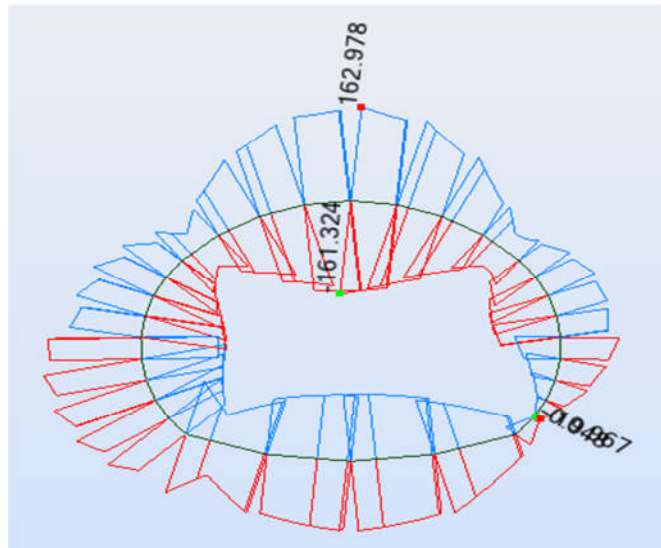
-Contraintes dans le revêtement définitif à 0 degré :



-Diagramme des contraintes-

-Contrainte max **142.11 bars**

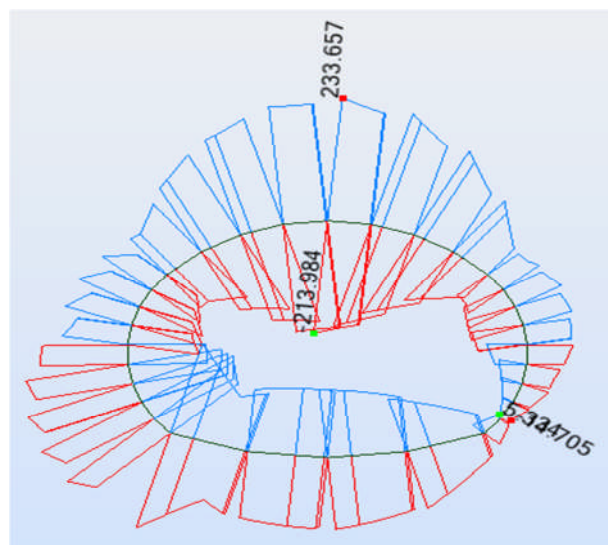
-Contraintes dans le revêtement définitif à 200 degré :



-Diagramme des contraintes-

- Contrainte max **163 bars**

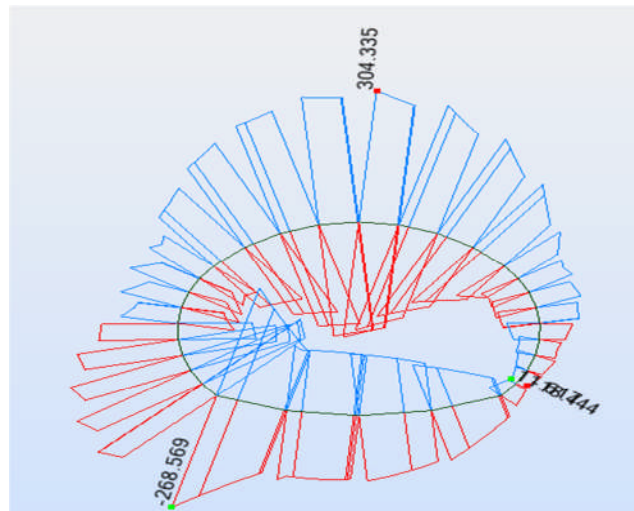
-Contraintes dans le revêtement définitif à 400 degré :



-Diagramme des contraintes-

- Contrainte max **233.65 bars**

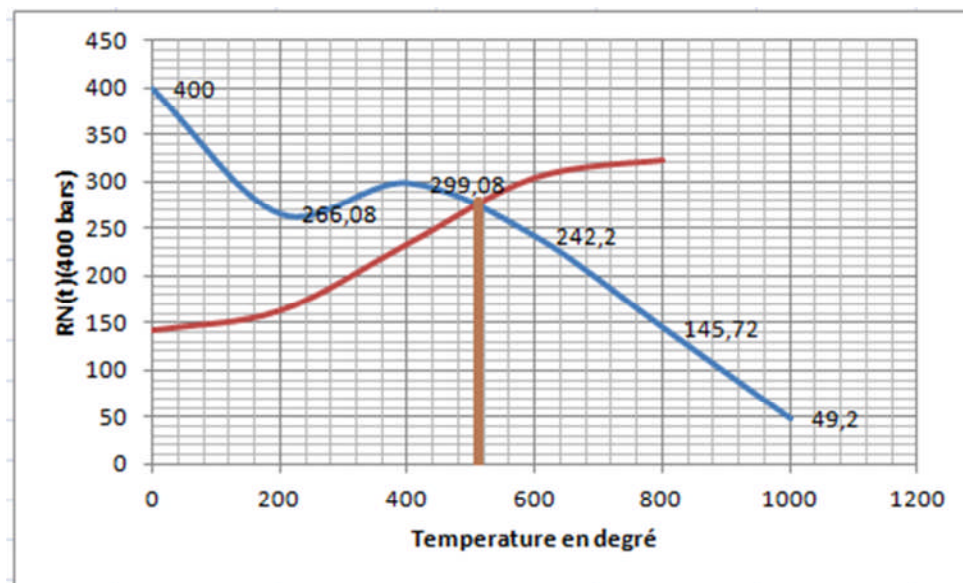
Contraintes dans le revêtement définitif à 600 degré :



-Diagramme des contraintes-

- Contrainte max **304.33 bars**

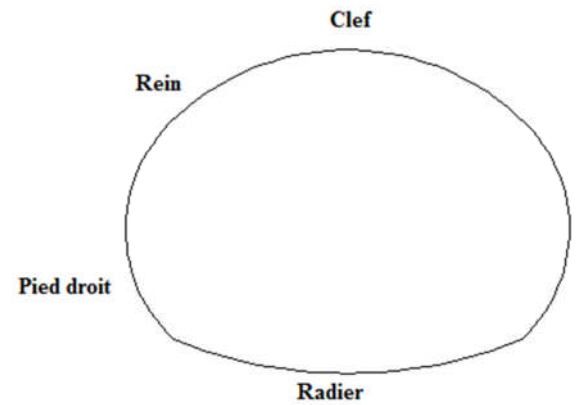
-Température qui amène la rupture dans le revêtement définitif :



Sous la charge avec les caractéristiques mécaniques suscitées ; le revêtement définitif arrive à la rupture à **520 degrés**.

II-17-FERRAILLAGE :

- Le ferrailage du revêtement définitif est effectué en flexion composé
- Le ferrailage est disposé symétriquement



II-17-1-Cas normal :

Éléments du revêtement	N (t) MAX	T (t) MAX	M (t,m) MAX
Clef	0.94	1.39	0.49
Rein	1	1.27	0.56
Pied droit	1.33	0.78	0.56
Radier	0.78	2.49	1.48

1-Ferrailage de la clef :

a-Ferrailage longitudinal :

$M(\max)=0.49t.m$

$N(\max)=0.94t$ (effort de compression)

A l'aide de logiciel expet2010 on a trouvé que

$A_s=7.3cm^2$ et $A's=0.0cm^2$

On prend: $A_s=A's=7.3cm^2$

Donc $5HA14=7.70cm^2$

Vérification :

$A(\min)=0.23(ft28/fe)bx dx((e_0-0.45d)/(e_0-0.185))$

$A(\min)=5.85cm^2$

$A_s > A(\min)$ condition vérifiée

b-Ferrailage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \text{MIN}(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4MPa)$

$\tau_u = \frac{1.39}{1 \times 0.55} = 2.527 t/m^2 = 0.025 MPa$

$$0.025 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40) / 1.15 ; 4 \text{MPa}) = \text{MIN}(5.21 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}) = 4 \text{MPa}$$

$$\tau_u(\text{max}) \leq \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \text{min}(0.9d ; 40 \text{cm})$$

$$S_t \leq \text{min}(0.9 \times 55 ; 40 \text{cm}) = \text{min}(49.5 ; 40 \text{cm})$$

$$S_t = 20 \text{cm}$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(h/35, b_0/10, \phi_1) = \text{min}(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 12 \text{mm}$$

$$S_t \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow A_t \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot S_t) / f_e$$

$$A_t(\text{min}) \geq 1.6 \text{cm}^2$$

-Pour le ferrailage transversal on adoptera des épingles $\phi_t = 12 \text{mm}$ espacées entre elles de «20cm».

*Armatures de répartition :

Nous disposerons des armatures de répartition parallèlement à l'axe du tunnel telles que :
 $A_r = A_s / 2 = 7.3 / 2 = 3.65 \text{cm}^2$

$$\text{Donc } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{cm}^2$$

2-Ferrailage du rein :

a-Ferrailage longitudinal :

$$M(\text{max}) = 0.56 \text{t.m}$$

$$N(\text{max}) = 1 \text{t (effort de compression)}$$

A l'aide de logiciel expet2010 on a trouvé que

$$A_s = 7.3 \text{cm}^2 \text{ et } A'_s = 0.0 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_s = A'_s = 7.3 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc } 5\text{HA}14 = 7.70 \text{cm}^2$$

Vérification :

$$A(\text{min}) = 0.23(f_t / 28 / f_e) b_x d_x ((e_0 - 0.45d) / (e_0 - 0.185))$$

$$A(\text{min}) = 5.85 \text{cm}^2$$

$$A_s > A(\text{min}) \text{ condition vérifiée}$$

b-Ferrailage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \text{MIN}(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{1.27}{1 \times 0.55} = 2.309 \text{t/m}^2 = 0.023 \text{MPa}$$

$$0.023 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40) / 1.15 ; 4 \text{MPa}) = \text{MIN}(5.21 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}) = 4 \text{MPa}$$

$\tau_u(\text{max}) \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

$$S_t \leq \text{min}(0.9d ; 40 \text{cm})$$

$$S_t \leq \text{min}(0.9 \times 55 ; 40 \text{cm}) = \text{min}(49.5 ; 40 \text{cm})$$

$S_t = 20 \text{cm}$

$$\Phi_t \leq \text{min}(h/35, b_0/10, \varphi_1) = \text{min}(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 12 \text{mm}$$

$$S_t \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow A_t \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot S_t) / f_e$$

$$A_t(\text{min}) \geq 1.6 \text{cm}^2$$

-Pour le ferrailage transversal on adoptera des épingles $\varphi_t = 12 \text{mm}$ espacées entre elles de «20cm».

***Armatures de répartition :**

Nous disposerons des armatures de répartition parallèlement à l'axe du tunnel telles que :

$$A_r = A_s / 2 = 7.3 / 2 = 3.65 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{cm}^2$$

3-Ferrailage du pied droit :

a-Ferrailage longitudinal :

$$M(\text{max}) = 0.56 \text{t.m}$$

$$N(\text{max}) = 1.33 \text{t (effort de compression)}$$

A l'aide de logiciel expet2010 on a trouvé que

$$A_s = 7.3 \text{cm}^2 \text{ et } A'_s = 0.0 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_s = A'_s = 7.3 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc } 5\text{HA}14 = 7.70 \text{cm}^2$$

Vérification :

$$A(\text{min}) = 0.23 (f_t / 28 / f_e) b_x d_x ((e_0 - 0.45d) / (e_0 - 0.185))$$

$$A(\min)=5.85\text{cm}^2$$

$A_s > A(\min)$ condition vérifiée

b-Ferrailage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \text{MIN}(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{0.78}{1 \times 0.55} = 1.418 \text{t/m}^2 = 0.014 \text{MPa}$$

$$0.014 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40) / 1.15 ; 4\text{MPa}) = \text{MIN}(5.21 \text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 4\text{MPa}$$

$\tau_u(\max) \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

$$S_t \leq \text{min}(0.9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \text{min}(0.9 \times 55 ; 40\text{cm}) = \text{min}(49.5 ; 40\text{cm})$$

$$S_t = 20\text{cm}$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(h/35, b_0/10, \phi_1) = \text{min}(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 12\text{mm}$$

$$S_t \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow A_t \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot S_t) / f_e$$

$$A_t(\min) \geq 1.6\text{cm}^2$$

-Pour le ferrailage transversal on adoptera des épingles $\phi_t = 12\text{mm}$ espacées entre elles de «20cm».

***Armatures de répartition :**

Nous disposerons des armatures de répartition parallèlement à l'axe du tunnel telles que :

$$A_r = A_s / 2 = 7.3 / 2 = 3.65\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2$$

4-Ferrailage du radier :

a-Ferrailage longitudinal :

$$M(\max) = 0.78\text{t.m}$$

$$N(\max) = 1.48\text{t (effort de compression)}$$

A l'aide de logiciel expet2010 on a trouvé que

$$A_s = 7.3\text{cm}^2 \text{ et } A's = 0.0\text{cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_s = A's = 7.3\text{cm}^2$$

Donc $5HA14=7.70\text{cm}^2$

Vérification :

$$A(\text{min})=0.23(ft28/fe)bx dx((e_0-0.45d)/(e_0-0.185))$$

$$A(\text{min})=5.85\text{cm}^2$$

$A_s > A(\text{min})$ condition vérifiée

b-Ferrailage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} \leq \text{MIN}(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{2.49}{1 \times 0.55} = 4.527 \text{t/m}^2 = 0.045 \text{MPa}$$

$$0.045 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40) / 1.15 ; 4\text{MPa}) = \text{MIN}(5.21 \text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 4\text{MPa}$$

$\tau_u(\text{max}) \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

$$S_t \leq \text{min}(0.9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \text{min}(0.9 \times 55 ; 40\text{cm}) = \text{min}(49.5 ; 40\text{cm})$$

$S_t = 20\text{cm}$

$$\Phi_t \leq \text{min}(h/35, b_0/10, \phi_1) = \text{min}(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 12\text{mm}$$

$$S_t \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow A_t \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot S_t) / f_e$$

$$A_t(\text{min}) \geq 1.6\text{cm}^2$$

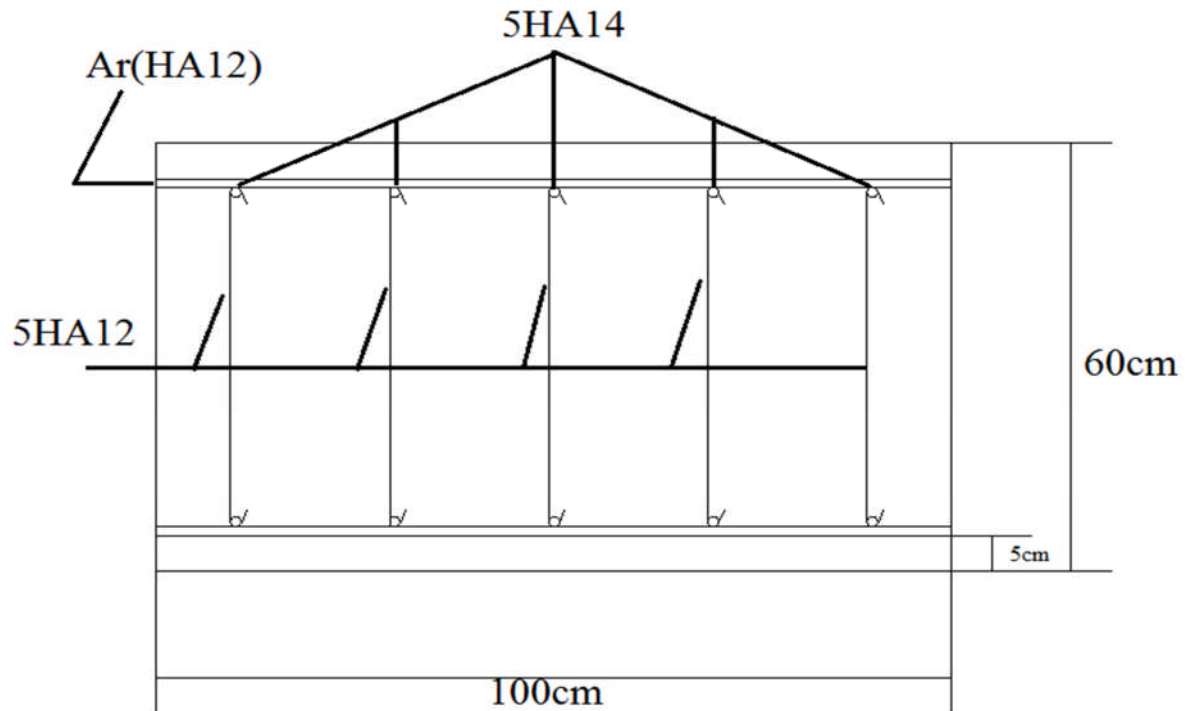
-Pour le ferrailage transversal on adoptera des épingles $\phi_t = 12\text{mm}$ espacées entre elles de «20cm».

***Armatures de répartition :**

Nous disposerons des armatures de répartition parallèlement à l'axe du tunnel telles que :

$$A_r = A_s / 2 = 7.3 / 2 = 3.65\text{cm}^2$$

Donc $4HA12 = 4.52\text{cm}^2$



II-16-1-Cas normal :

Eléments du revêtement	N (t) MAX	T (t) MAX	M (t,m) MAX
Clef	93,14	31,41	111,46
Rein	178,12	38,08	113,093
Pied droit	169,64	30,44	130,26
Radier	43,93	35,24	108,66

1-Ferraillage de la clef

a-Ferraillage longitudinal

$M(\max)=111.46t.m$

$N(\max)=93.14t$ (effort de compression)

Calcul manuel

N effort de compression → { Section entièrement comprimée (SEC)
Section partiellement comprimée (SPC)

$A=(0.337h-0.81c')bhfbu$

$$f_{bu}=(0.85x f_{c28})/(\theta x \gamma_b)=(0.85x 40)/(1x 1.5)=22.666\text{MPa}$$

$$A=(0.337x 0.6-0.81x 0.05)x 1x 0.6x 2266.66 \quad (\text{enrobage } c=5\text{cm})$$

$$A=219.911\text{t.m} \dots\dots(1)$$

$$B=Nu(d-c')-M_{ua}$$

Avec : $M_{ua}=M_{ug}+Nu(d-h/2)$

$$M_{ua}=111.46+93.14(0.55-0.6/2)=134.745\text{t.m}$$

$$B=93.14(0.55-0.05)-134.745$$

$$B=-88.175\text{t.m} \dots\dots(2)$$

De 1 et 2 on a $A > B$ donc : **Section partiellement comprimée (SPC)**

$$\mu=M_u/bd^2f_{bu} \rightarrow \mu=111.46/(1x 0.55^2x 2266.66) \rightarrow \mu=0.162$$

$$\mu_a=M_{ua}/bd^2f_{bu} \rightarrow \mu_a=134.745/(1x 0.55^2x 2266.66) \rightarrow \mu_a=0.196$$

$\mu_a > \mu$ (dom1 ou 2-a)

$$A's=0 \text{ et } A_s=(1/\sigma_s)[(M_{ua}/z)-Nu]$$

$$\sigma_s=f_e/1.15=434.78\text{MPa} \approx 435\text{MPa}$$

$$Z=d(1-0.4\alpha)$$

$$\alpha=(1-(\sqrt{1-2\mu}))/0.8=0.222$$

$$z=0.55(1-0.4x 0.222)=0.501\text{m}$$

$$A_s=(1/43500)x[(134.745/0.501)-93.14] \rightarrow A_s=39.20\text{cm}^2$$

On prend $A_s=A's=39.2\text{cm}^2 \rightarrow 8\text{HA}25=39.27\text{cm}^2$

Vérification :

$$A(\text{min})=0.23(f_{t28}/f_e)bxdx((e_0-0.45d)/(e_0-0.185))$$

$$A(\text{min})=5.85\text{cm}^2$$

$A_s > A(\text{min})$ condition vérifiée

b-Ferrailage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \text{MIN}(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{31.41}{1x 0.55} = 57.109\text{t/m}^2 = 0.571\text{MPa}$$

$$0.571 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40) / 1.15 ; 4 \text{MPa}) = \text{MIN}(5.21 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}) = 4 \text{MPa}$$

$$\tau_u(\text{max}) \leq \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \text{min}(0.9d ; 40 \text{cm})$$

$$S_t \leq \text{min}(0.9 \times 55 ; 40 \text{cm}) = \text{min}(49.5 ; 40 \text{cm})$$

$$S_t = 25 \text{cm}$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(h/35, b_0/10, \phi_1) = \text{min}(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 16 \text{mm}$$

$$S_t \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow A_t \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot S_t) / f_e$$

$$A_t(\text{min}) \geq 2 \text{cm}^2$$

-Pour le ferrailage transversal on adoptera des épingles $\phi_t = 16 \text{mm}$ espacées entre elles de «25cm».

*Armatures de répartition :

Nous disposerons des armatures de répartition parallèlement à l'axe du tunnel telles que :

$$A_r = A_s / 2 = 39.20 / 2 = 19.60 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc } 4\text{HA}25 = 19.63 \text{cm}^2$$

2-Ferrailage du rein

a-Ferrailage longitudinal :

$$M(\text{max}) = 113.093 \text{t.m}$$

$$N(\text{max}) = 178.12 \text{t (effort de compression)}$$

A l'aide de logiciel expet2010 on a trouvé que

$$A_s = 35 \text{cm}^2 \text{ et } A'_s = 0.0 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_s = A'_s = 35 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc } 8\text{HA}25 = 39.27 \text{cm}^2$$

Vérification :

$$A(\text{min}) = 0.23 (f_t / f_e) b_x d_x ((e_0 - 0.45d) / (e_0 - 0.185))$$

$$A(\text{min}) = 5.85 \text{cm}^2$$

$$A_s > A(\text{min}) \text{ condition vérifiée}$$

b-Ferraillage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \text{MIN}(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{38.08}{1 \times 0.55} = 69.23 \text{t/m}^2 = 0.692 \text{MPa}$$

$$0.692 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40) / 1.15 ; 4 \text{MPa}) = \text{MIN}(5.21 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}) = 4 \text{MPa}$$

$\tau_u(\text{max}) \leq \bar{\tau}_u$ **condition vérifiée**

$$S_t \leq \text{min}(0.9d ; 40 \text{cm})$$

$$S_t \leq \text{min}(0.9 \times 55 ; 40 \text{cm}) = \text{min}(49.5 ; 40 \text{cm})$$

St=25cm

$$\Phi_t \leq \text{min}(h/35, b_0/10, \phi_1) = \text{min}(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 16 \text{mm}$$

$$S_t \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow A_t \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot S_t) / f_e$$

$$A_t(\text{min}) \geq 2 \text{cm}^2$$

-Pour le ferraillage transversal on adoptera des épingles $\phi_t=16\text{mm}$ espacées entre elles de «25cm».

***Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 2 = 35 / 2 = 17.5 \text{cm}^2$$

Donc : **4HA25=19.63cm²**

3-Ferraillage du pied droit

a-Ferraillage longitudinal :

$$M(\text{max}) = 130.26 \text{t.m}$$

$$N(\text{max}) = 169.64 \text{t (effort de compression)}$$

A l'aide de logiciel expet2010 on a trouvé que

$$A_s = 45.7 \text{cm}^2 \text{ et } A's = 0.0 \text{cm}^2$$

On prend: $A_s = A's = 45.7 \text{cm}^2$

Donc **10HA25=49.1cm²**

Vérification :

$$A(\min)=0.23(ft28/fe)bx dx((e0-0.45d)/(e0-0.185))$$

$$A(\min)=5.85\text{cm}^2$$

As>A(min) condition vérifiée

b-Ferraillage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau u = \frac{Vu}{b.d} \leq \text{MIN}(0.15fcj/\gamma_b ; 4\text{MPa})$$

$$\tau u = \frac{30.44}{1 \times 0.55} = 55.345 \text{t/m}^2 = 0.553 \text{MPa}$$

$$0.553 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40)/1.15 ; 4\text{MPa}) = \text{MIN}(5.21 \text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 4\text{MPa}$$

$\tau u(\max) \leq \bar{\tau u}$ condition vérifiée

$$St \leq \text{min}(0.9d ; 40\text{cm})$$

$$St \leq \text{min}(0.9 \times 55 ; 40\text{cm}) = \text{min}(49.5 ; 40\text{cm})$$

$$St = 20\text{cm}$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(h/35, b_0/10, \phi_l) = \text{min}(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 16\text{mm}$$

$$St \leq (At \cdot fe)/(0.4 \cdot b_0) \rightarrow At \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot St)/fe$$

$$At(\min) \geq 1.6\text{cm}^2$$

-Pour le ferraillage transversal on adoptera des épingles $\phi_t=16\text{mm}$ espacées entre elles de «20cm».

***Armatures de répartition :**

$$Ar = As/2 = 45.7/2 = 22.85\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } 5HA25 = 24.54\text{cm}^2$$

4-Ferraillage du radier :

a-Ferraillage longitudinal :

$$M(\max) = 108.66 \text{t.m}$$

$$N(\max) = 43.93 \text{t (effort de compression)}$$

A l'aide de logiciel expet2010 on a trouvé que

$$As = 45.3\text{cm}^2 \text{ et } A's = 0.0\text{cm}^2$$

On prend: $A_s = A'_s = 45.3 \text{ cm}^2$

Donc **10HA25=49.1cm²**

Vérification :

$$A(\text{min}) = 0.23 \left(\frac{f_t}{f_e} \right) b x d \left(\frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185} \right)$$

$$A(\text{min}) = 5.85 \text{ cm}^2$$

$A_s > A(\text{min})$ condition vérifiée

b-Ferraillage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \text{MIN}(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{35.25}{1 \times 0.55} = 64.09 \text{ t/m}^2 = 0.64 \text{ MPa}$$

$$0.64 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40) / 1.15 ; 4 \text{ MPa}) = \text{MIN}(5.21 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$\tau_u(\text{max}) \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

$$S_t \leq \text{min}(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{min}(0.9 \times 55 ; 40 \text{ cm}) = \text{min}(49.5 ; 40 \text{ cm})$$

$S_t = 20 \text{ cm}$

$$\Phi_t \leq \text{min}(h/35, b_0/10, \phi_1) = \text{min}(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 16 \text{ mm}$$

$$S_t \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow A_t \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot S_t) / f_e$$

$$A_t(\text{min}) \geq 1.6 \text{ cm}^2$$

-Pour le ferraillage transversal on adoptera des épingles $\phi_t = 16 \text{ mm}$ espacées entre elles de «20cm».

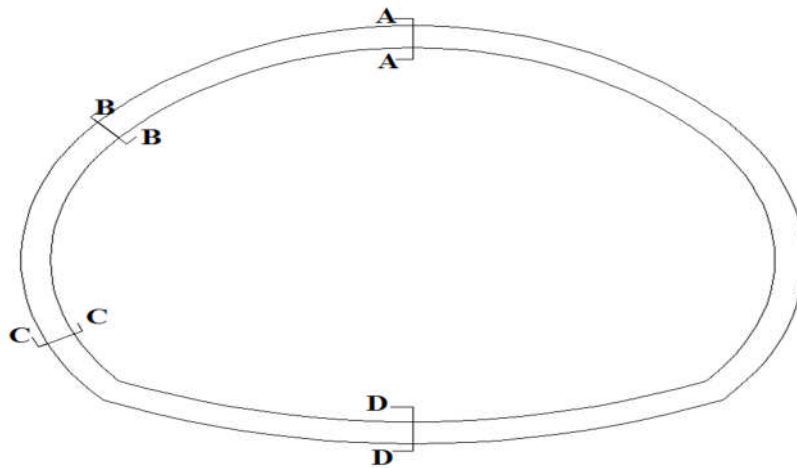
***Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 2 = 45.3 / 2 = 22.65 \text{ cm}^2$$

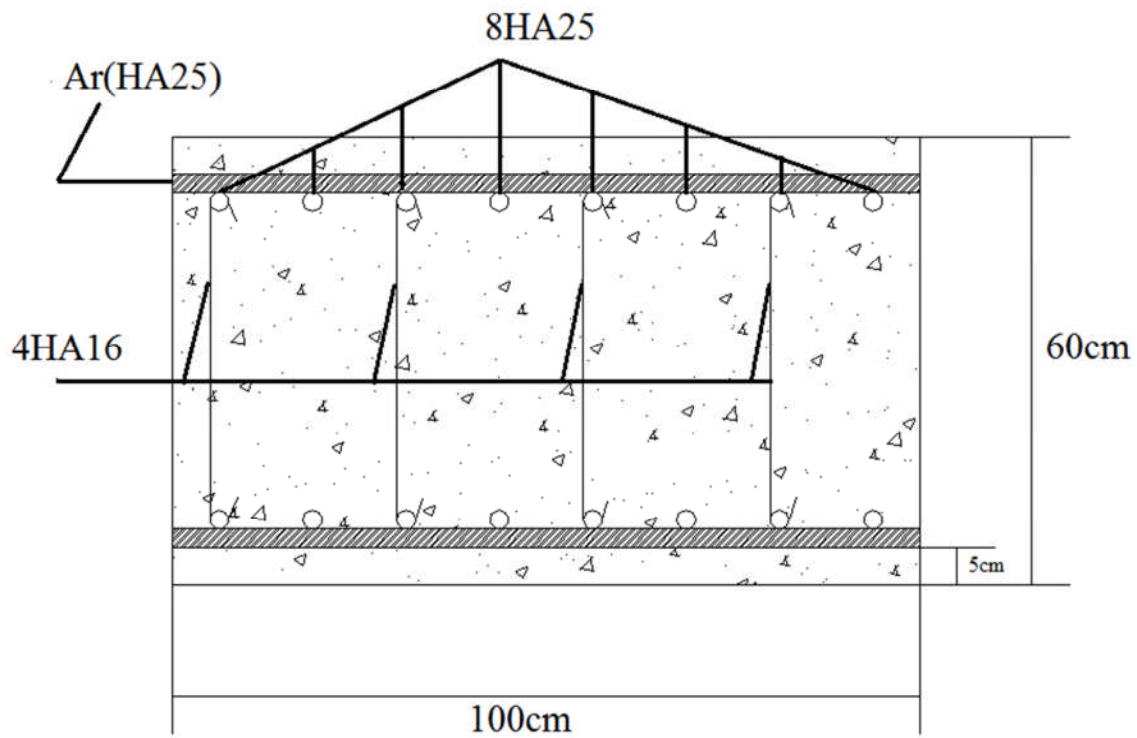
Donc **5HA25=24.54cm²**

-Tableau résume les résultats précédentes-

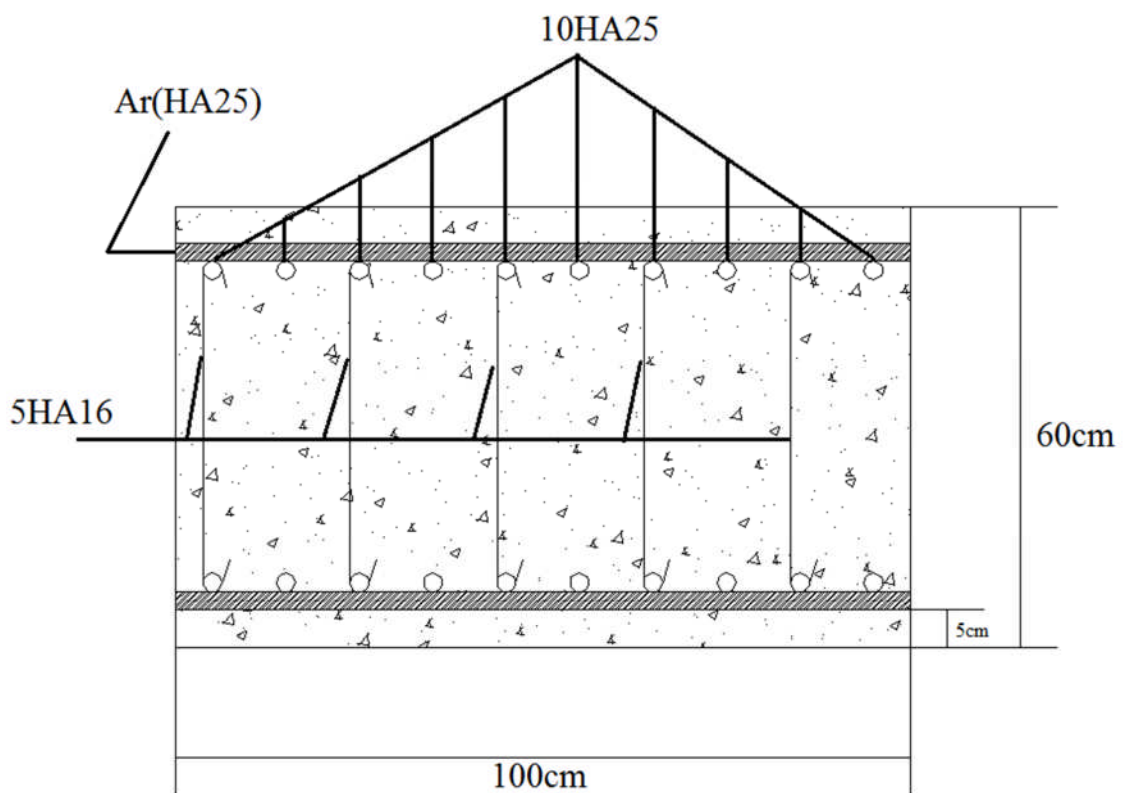
Eléments du revêtement	Clef	Rein	Pied droit	Radier
As,A's (cm ²)	32,9	32,9	49,1	49,1
As(min) (cm ²)	5,85	5,85	5,85	5,85
Espacement (cm)	12,5	12,5	10	10
Choix des armatures	8HA25	8HA25	10HA25	10HA25
At (cm ²)	8,04	8,04	10,05	10,05
At(min) (cm ²)	2	2	1,6	1,6
Espacement (cm)	25	25	20	20
Choix des armatures	4HA16	4HA16	5HA16	4HA16
Ar (cm ²)	19,63	19,63	24,54	24,54



Coupe A-A et B-B :



Coupe C-C et D-D :



II-16-1-Ferraillage au niveau des têtes (cas13)

Éléments du revêtement	N (t) MAX	T (t) MAX	M (t,m) MAX
Clef	97,455	24,259	52,122
Rein	192,99	41,175	145,835
Pied droit	203,796	39,228	145
Radier	99,243	57,044	155,667

1-Ferraillage de la clef :

a-Ferraillage longitudinal :

$M(\max)=52.122t.m$

$N(\max)=97.455t$ (effort de compression)

A l'aide de logiciel expet2010 on a trouvé que

$A_s=11.6cm^2$ et $A'_s=0.0cm^2$

On prend: $A_s=A'_s=11.6cm^2$

Vérification :

$A(\min)=0.005 \times 60 \times 100$ (RPOA)

$A(\min)=30cm^2$ condition non vérifiée

$A_s=A'_s=30cm^2$

Donc $10HA20=31.4cm^2$

b-Ferraillage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \text{MIN}(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4MPa)$

$\tau_u = \frac{24.259}{1 \times 0.55} = 44.107t/m^2 = 0.441MPa$

$0.441 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40) / 1.15 ; 4MPa) = \text{MIN}(5.21MPa ; 4MPa) = 4MPa$

$\tau_u(\max) \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

$St \leq \text{min}(0.9d ; 40cm)$

$St \leq \text{min}(0.9 \times 55 ; 40cm) = \text{min}(49.5 ; 40cm)$

$St=20cm$

$$\Phi_t \leq \min(h/35, b_0/10, \phi_l) = \min(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \min(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 16 \text{ mm}$$

$$St \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow A_t \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot St) / f_e$$

$$A_t(\min) \geq 1.6 \text{ cm}^2$$

-Pour le ferrailage transversal on adoptera des épingles $\phi_t = 16 \text{ mm}$ espacées entre elles de «30cm».

***Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 2 = 30 / 2 = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } 8\text{HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

2-Ferrailage du rein :

a-Ferrailage longitudinal :

$$M(\max) = 145.835 \text{ t.m}$$

$$N(\max) = 192.99 \text{ t (effort de compression)}$$

A l'aide de logiciel expet2010 on a trouvé que

$$A_s = 53.5 \text{ cm}^2 \text{ et } A'_s = 0.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_s = A'_s = 53.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } 11\text{HA}25 = 54.01 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A(\min) = 0.005 \times 60 \times 100 \text{ (RPOA)}$$

$$A(\min) = 30 \text{ cm}^2$$

$A_s > A(\min)$ condition vérifiée

b-Ferrailage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \text{MIN}(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{41.175}{1 \times 0.55} = 74.863 \text{ t/m}^2 = 0.748 \text{ MPa}$$

$$0.748 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40) / 1.15 ; 4 \text{ MPa}) = \text{MIN}(5.21 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$\tau_u(\max) \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

$$St \leq \min(0.9d ; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min(0.9 \times 55 ; 40\text{cm}) = \min(49.5 ; 40\text{cm})$$

$$St = 27\text{cm}$$

$$\Phi_t \leq \min(h/35, b_0/10, \phi_1) = \min(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \min(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 16\text{mm}$$

$$St \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow A_t \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot St) / f_e$$

$$A_t(\text{min}) \geq 2.16\text{cm}^2$$

-Pour le ferrailage transversal on adoptera des épingles $\phi_t=16\text{mm}$ espacées entre elles de «27cm».

***Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 2 = 52.2 / 2 = 26.1\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } 6\text{HA}25 = 29.45\text{cm}^2$$

3-Ferrailage du pied droit

a-Ferrailage longitudinal :

$$M(\text{max}) = 145\text{t.m}$$

$$N(\text{max}) = 203.796\text{t (effort de compression)}$$

A l'aide de logiciel expet2010 on a trouvé que

$$A_s = 52.2\text{cm}^2 \text{ et } A's = 0.0\text{cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_s = A's = 52.2\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } 11\text{HA}25 = 54.01\text{cm}^2$$

Vérification :

$$A(\text{min}) = 0.005 \times 60 \times 100 \text{ (RPOA)}$$

$$A(\text{min}) = 30\text{cm}^2$$

$$A_s > A(\text{min}) \text{ condition vérifiée}$$

b-Ferrailage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \text{MIN}(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{39,228}{1 \times 0.55} = 71.323 \text{ t/m}^2 = 0.713 \text{ MPa}$$

$$0.713 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40) / 1.15 ; 4 \text{ MPa}) = \text{MIN}(5.21 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(\text{max}) \leq \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \text{min}(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{min}(0.9 \times 55 ; 40 \text{ cm}) = \text{min}(49.5 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 27 \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(h/35, b_0/10, \phi_1) = \text{min}(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 16 \text{ mm}$$

$$S_t \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow A_t \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot S_t) / f_e$$

$$A_t(\text{min}) \geq 2.16 \text{ cm}^2$$

-Pour le ferrailage transversal on adoptera des épingles $\phi_t = 16 \text{ mm}$ espacées entre elles de «27cm».

***Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 2 = 52.2 / 2 = 26.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } 6\text{HA}25 = 29.45 \text{ cm}^2$$

4-Ferrailage du radier :

a-Ferrailage longitudinal :

$$M(\text{max}) = 155.667 \text{ t.m}$$

$$N(\text{max}) = 99.243 \text{ t (effort de compression)}$$

A l'aide de logiciel expet2010 on a trouvé que

$$A_s = 66.6 \text{ cm}^2 \text{ et } A's = 0.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_s = A's = 66.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } 14\text{HA}25 = 68.74 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A(\text{min}) = 0.005 \times 60 \times 100 \text{ (RPOA)}$$

$$A(\text{min}) = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A(\text{min}) \text{ condition vérifiée}$$

b-Ferrailage transversale

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \text{MIN}(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{57,044}{1 \times 0.55} = 103.71 \text{t/m}^2 = 1.037 \text{MPa}$$

$$1.037 \leq \text{MIN}((0.15 \times 40) / 1.15 ; 4 \text{MPa}) = \text{MIN}(5.21 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}) = 4 \text{MPa}$$

$$\tau_u(\text{max}) \leq \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée}$$

$$St \leq \text{min}(0.9d ; 40 \text{cm})$$

$$St \leq \text{min}(0.9 \times 55 ; 40 \text{cm}) = \text{min}(49.5 ; 40 \text{cm})$$

$$St = 28 \text{cm}$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(h/35, b_0/10, \phi_1) = \text{min}(60/35, 100/10, 2.5)$$

$$\Phi_t \leq \text{min}(17.14, 100, 25) \rightarrow \Phi_t = 16 \text{mm}$$

$$St \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow A_t \geq (0.4 \cdot b_0 \cdot St) / f_e$$

$$A_t(\text{min}) \geq 2.24 \text{cm}^2$$

-Pour le ferrailage transversal on adoptera des épingles $\phi_t = 16 \text{mm}$ espacées entre elles de «28cm».

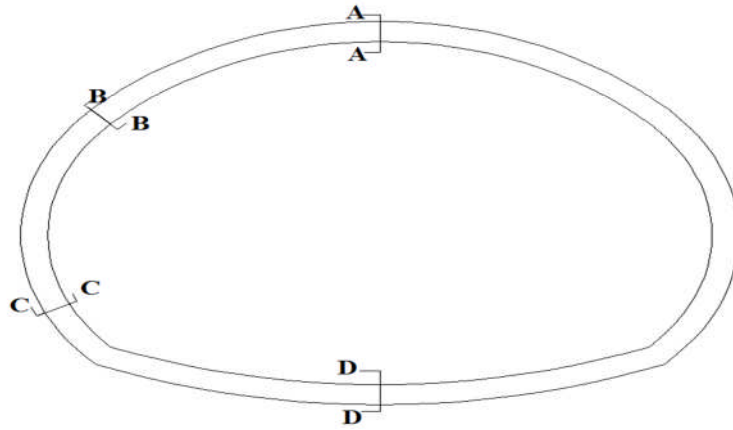
*Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 2 = 66.6 / 2 = 33.3 \text{cm}^2$$

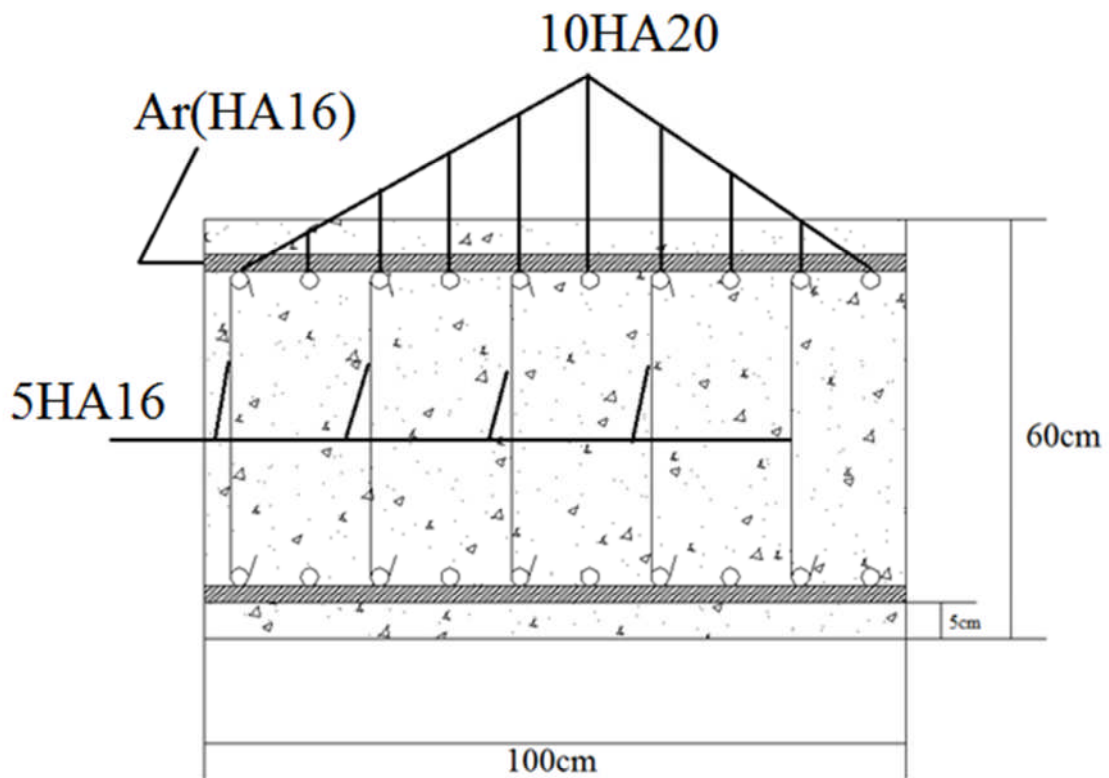
$$\text{Donc } 7\text{HA}25 = 34.36 \text{cm}^2$$

-Tableau résume les résultats précédentes-

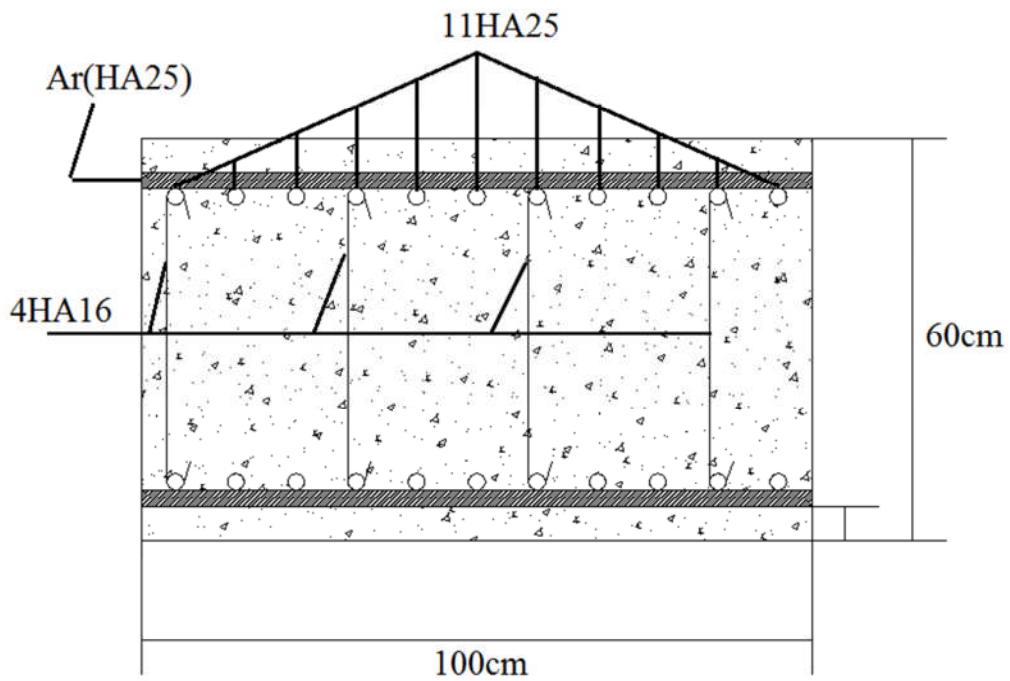
Eléments du revêtement	Clef	Rein	Pied droit	Radier
As, A's (cm ²)	31.4	54,01	54,01	68,74
As(min) (cm ²)	30	30	30	30
Espacement (cm)	10	9	9	7
Choix des armatures	10HA20	11HA25	11HA25	14HA25
At (cm ²)	10.05	8,04	8,04	8,04
At(min) (cm ²)	1.6	2,16	2,16	2,24
Espacement (cm)	20	27	27	28
Choix des armatures	5HA16	4HA16	4HA16	4HA16
Ar (cm ²)	16.08	29,45	29,45	34,36



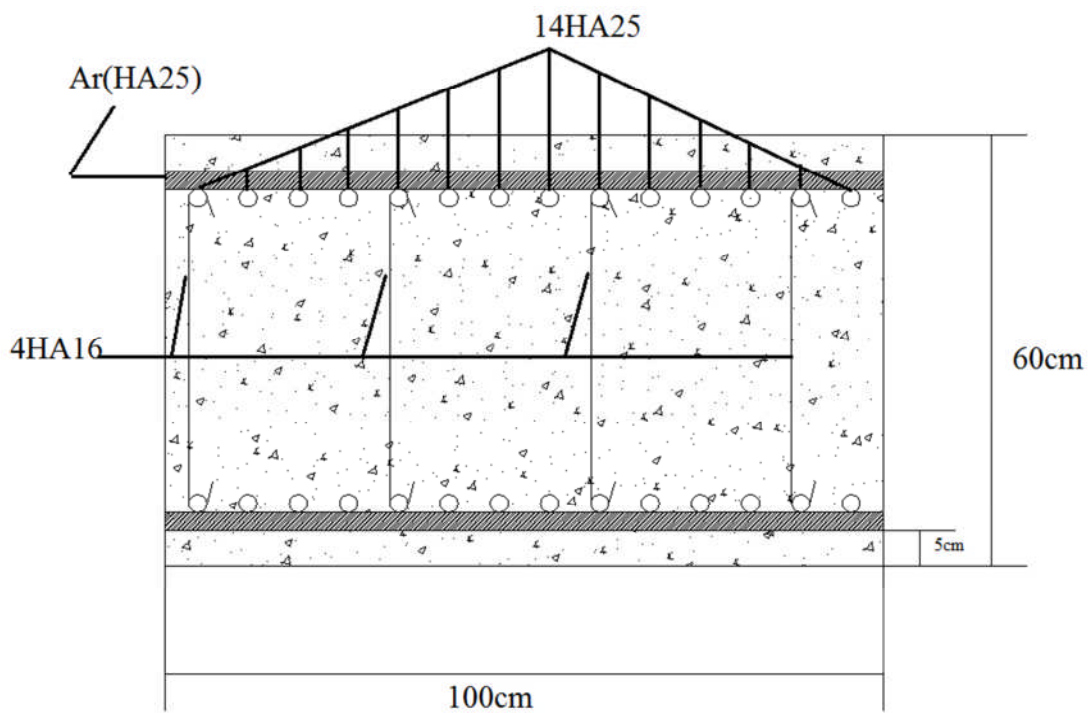
Coupe A-A :



Coupe B-B et C-C :



Coupe D-D :



Conclusion générale

Cette thèse de fin d'étude a essayé d'englober les sujets qui touchent la construction en sous terrain aussi bien sur le plan théorique que pratiques.

Les travaux en souterrain restent un sujet difficile nécessitant une persévérance soutenue pour arriver à une maîtrise acceptable de ce sujet.

Annexe

Annexe

I. Références bibliographiques

1-Ouvrages :

- fondations et ouvrages en terre
- Le dictionnaire professionnel du BTP
- Dossier pilote des tunnels génie civil
- guide de l'inspection du génie civil des tunnels routiers
- Mécanique des roches et travaux souterrains
- calcul des revêtements de tunnels
- THESE de doctorat (L'ECOLE CENTRALE DE LYON) : RENFORCEMENT DES PAROIS D'UN TUNNEL PAR DES BOULONS EXPANSIFS RETOUR D'EXPERIENCE ET ETUDE NUMERIQUE
- Mémoire (ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE) : CONCEPTION ET CALCUL D'UN TUNNEL CAS DU METRO D'ALGER
- RPOA
- BAEL91
- CM66

2-Cours :

- Cours de béton armé de 4ème année.
- Cours tunnel de 5eme année
- Mémoires de PFE de l'ENSTP.
- Cours de Hussein MROUEH (USTL,EPUL)

II. Logiciels :

- Autodesk Robot structural analysis 2010.
- Autocad 2012.
- Microsoft office Excel 2010.

EFFETS DES HAUTES TEMPÉRATURES SUR LE COMPORTEMENT DU BÉTON : APPLICATION AU REVÊTEMENT DES TUNNELS

Z. A. Kameche¹, F. Kazi Aoual², A. Semcha³, M. Belhadji⁴

T.2. Performance of materials

RÉSUMÉ

Le développement actuel que connaissent les bétons dans le monde est lié à la meilleure connaissance que nous avons de ce matériau grâce aux développements de nombreuses recherches menées depuis plusieurs décennies, mais le comportement du béton n'est pas complètement maîtrisé lorsqu'il est soumis aux conditions extrêmes telle que l'exposition aux hautes températures. La construction de structures spéciales pouvant être soumises à des conditions extrêmes implique la nécessité d'évaluation de la sécurité des ouvrages notamment les tunnels vis-à-vis des incendies. À cet effet il faut déterminer le comportement instantané et résiduel d'un béton soumis à des températures non usuelles allant jusqu'à 1000°C.

Le travail présenté est une recherche expérimentale. Nous avons réalisé des essais mécaniques à chaud et après refroidissement sur des éprouvettes qui ont été préalablement exposées à des températures élevées. Des essais complémentaires de perte de masse (fortement liée à la déshydratation) ont été conduits. Des analyses ATD (Analyse Thermique Différentielle) ont permis de suivre et expliquer l'évolution des phases solides et leurs transformations au cours de l'élévation de la température.

MOTS-CLÉS

Béton, Incendie, Haute température, Résistance à la compression, ATD.

¹Laboratoire Matériaux, Département Génie Civil, ENSET Oran, Algérie, kam_zino2000@yahoo.fr

²Laboratoire Matériaux, Département Génie Civil, ENSET Oran, Algérie, fkaziaoual@yahoo.fr

³Laboratoire Matériaux, Département Génie Civil, ENSET Oran, Algérie, asemcha@yahoo.fr

⁴Faculté des Sciences, Dép.de Physique, Université Es-Senia Oran, Algérie, nmaamar@yahoo.fr

1. INTRODUCTION

Les feux récents qui se sont produits dans des tunnels européens principaux (Mont-Blanc, la Manche, Tauern, grand lien de ceinture, Gothard,...) soulignent les risques sérieux qu'ils représentent. Dans des conditions extrêmes, un endommagement du béton de revêtement peut être observé dans un tunnel. En effet, lorsque le béton est exposé à des hautes températures, le chargement thermique imposé conduit à des transferts thermiques et hydriques au sein de la structure en béton induisant une évaporation de l'eau et une augmentation de la pression dans les pores. Ces mécanismes sont souvent considérés comme les principales causes de la fissuration et de l'écaillage du béton soumis à des températures élevées. Donc, un incendie peut fortement modifier le comportement du béton et mettre en péril la stabilité des tunnels. La construction des tunnels rendus nécessaire des travaux de recherches sur le comportement du béton à haute température. Dans le cas des incendies, il faut connaître le comportement instantané et résiduel d'un béton soumis à des températures allant jusqu'à 1000°C [Bazant *et al.* 1999]. De nombreux phénomènes physico-chimiques se développant à l'échelle microscopique se traduisent, à l'échelle macroscopique, par un endommagement progressif du matériau et un risques d'instabilité thermique important [Schrefler *et al.* 2002], [Khoury *et al.* 2002].

Les différentes campagnes expérimentales réalisées jusqu'alors ont permis de mieux comprendre le comportement du matériau avec la température et d'étudier l'influence de plusieurs paramètres [Hager 2004], [Schneider 1988]. La synthèse des observations et des expérimentations réalisées concernant l'effet des hautes températures sur le béton, a révélé que l'élévation de la température du béton entraîne un certain nombre de transformations physico-chimiques et microstructurales qui vont alors conduire à un changement des propriétés mécaniques. Au cours d'une élévation de température, les différentes catégories d'eau du béton (eau libre, eau liée) sont successivement éliminées en commençant par l'eau libre, passant progressivement à la déshydratation des hydrates de gel CSH qui commence au environ de 110°C allant jusqu'à 600°C [Khoury *et al.* 2002]. Suite à cette évaporation de l'eau, des pertes de masse importantes sont enregistrées. L'hydroxyde de calcium (Ca(OH)₂) qui représente le composé le plus important dans le béton se décompose en chaux libre CaO et en eau au environ de 500°C [Noumowé 1995]. La deuxième étape de la décomposition des hydrates est observée à partir de 700°C, les carbonates de calcium CaCO₃ se décompose en chaux libre et en gaz carbonique CO₂. Cette décomposition peut aller jusqu'à 900°C [Noumowé 1995]. En phase de refroidissement, la chaux libre CaO formé lors de la réaction de décarbonatation se combine avec l'humidité atmosphérique avec une augmentation du volume de 44% [Menou 2004]. Ceci cause la fissuration et l'endommagement des structures en béton.

Une analyse thermique différentielle (ATD) permet de déterminer, par des pics endothermiques, les températures auxquelles une instabilité peut survenir dans le matériau. Elle représente un des meilleurs moyens pour suivre l'évolution des phases solides dans le béton tout au long de l'échauffement.

2. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

Le béton étudié est un béton de haute résistance, préparé avec un ciment Portland CPJ CEM II/A 42,5MPa de la cimenterie de Beni Saf et des granulats calcaire d'une dimension maximale de 16mm. Le rapport E/C=0,38. Les caractéristiques chimiques et minéralogiques du ciment utilisé sont données dans les Tableaux 1 et 2.

Le ciment utilisé dans cette étude est avec un faible pourcentage en C₃A et un taux élevé de C₃S. Ces deux composants influence clairement sur le temps de durcissement du béton aux jeunes ages, ce qui permet le décoffrage rapide en tunnel.

Tableau 1. Analyse chimique du ciment [LTPO]

Caractéristiques	SiO ₂	CaO	MgO	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	SO ₃	Perte au feu	Insolubles
Teneurs [%]	22,76	63,43	0,21	3,57	5,96	1,91	2,37	2,16

Suivant la méthode de Bogue les minéraux principaux du clinker, ont été calculés et donnés sur le tableau suivant :

Tableau 2. Composition minéralogique du clinker selon Bogue.

Minéraux	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
Teneurs [%]	39,86	35,20	9,75	10,86

Le sable utilisé est un sable concassé 0/5 d'origine calcaire avec un module de finesse de 3,60 qui a été corrigé avec un sable fin correcteur 0/1 avec un module de finesse de 0,83. Alors, le sable combiné (40% sable fin + 60% sable concassé) est avec un module de finesse de 2,5 et un équivalent du sable visuel $ESV=75\%$ et un $ESP=71\%$. Il convient parfaitement pour un béton de haute qualité.

Suivant la méthode de Dreux Gorisse les pourcentages des granulats utilisés sont les suivants : S(0/5) :33%, G(3/8) :12%, G(8/16) :45%

L'adjuvant utilisé est un plastifiant réducteur d'eau, appelé; SIKAVISCOCRETE 3045 de nouvelle génération pour bétons prêts à l'emploi, conforme à la norme NF EN 934-2.

La composition du béton étudié est présentée sur le Tableau 3.

Tableau 3 : Composition du béton étudié

Constituants du béton formulé	Quantités [Kg/m ³]
Ciment CPJ CEM II/A 42.5 de Beni Saf	475
Sable concassé (0/5) de Kristel	338
Sable Fin (0/1) de Terga	225
Gravier (3/8) de Kristel	382
Gravier (8/16) de Kristel	792
Eau	180L/m ³ , E/C = 0.38
Adjuvant Plastifiant –Viscocrete 3045-	2,8 L/m ³ du béton

Notre béton étudié a été confectionné en éprouvettes cubique (100x100x100)mm³. Après la conservation dans de l'eau à une température de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ pendant 28 jours, les éprouvettes ont été exposés à l'air libre dans le laboratoire pendant 6 jours et étuvées par la suite dans une étuve à 105°C pendant plusieurs jours jusqu'à stabilisation de leurs masses. Cette phase de préséchage a pour but de faire partir l'eau libre présente dans les éprouvettes du béton. Finalement les éprouvettes ont été exposées à des hautes températures variants de 200°C à 1000°C avec une vitesse de la montée en température de $6^\circ\text{C}/\text{min}$ et un maintien en température dans le four à moufle pendant 1 heure.

Le procédé expérimental appliqué repose sur un chargement thermique et mécanique. Deux cas de chargement ont été envisagés :

- Chargement thermique et mécanique (écrasement à chaud).
- Chargement thermique puis mécanique (écrasement après refroidissement).

Dans ce travail expérimental, des analyses thermiques différentielles ont été l'objet d'une partie de cette étude afin de suivre l'évolution des phases solides présente dans le béton lorsqu'il est exposé à des températures élevées.

3. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Les valeurs de la résistance à la compression à 28 jours du béton étudié (béton de référence; non chauffé) ont une moyenne de 68 MPa. Afin de pouvoir donner la classe du béton nous avons testés six éprouvettes cylindriques du béton et nous avons obtenus une moyenne de la résistance à la

compression égale à 55MPa. Donc, selon la norme européenne EN 206- 1 notre béton étudié est un béton de haute résistance de la classe C55/67.

3.1. Résultat de l'Écrasement du Béton à Chaud

Après avoir conservé les éprouvettes du béton pendant 28 jours dans de l'eau et 6 jours à l'air libre de laboratoire nous avons effectués un préséchage afin d'évaporer le maximum d'eau libre présente dans le béton, cette séquence est considérée nécessaire surtout dans le cas des béton qui sont avec une résistance élevée, très compactes et moins poreux, pour éviter le risque de l'éclatement des éprouvettes dans le four.

La Figure 1 montre le rapport de la résistance à la compression en fonction de la température par rapport à la résistance initiale du béton à température ambiante.

À 200°C, une diminution de 30% dans la résistance à la compression du béton a été enregistrée. Nous observons un pic de contrainte à 400°C indiquant une valeur maximale de la résistance à la compression du béton écrasé à chaud. Cette valeur est au alentour de la résistance moyenne des éprouvettes du béton de référence écrasées à température ambiante. Nous supposons que ces résultats sont dus à la succion capillaire et par réaction met en compression isotrope le squelette poreux du béton. La dépression exerce un rôle de précontrainte, qui peut mener à une augmentation de la résistance du béton sous température élevée [Burlion *et al.* 2005].

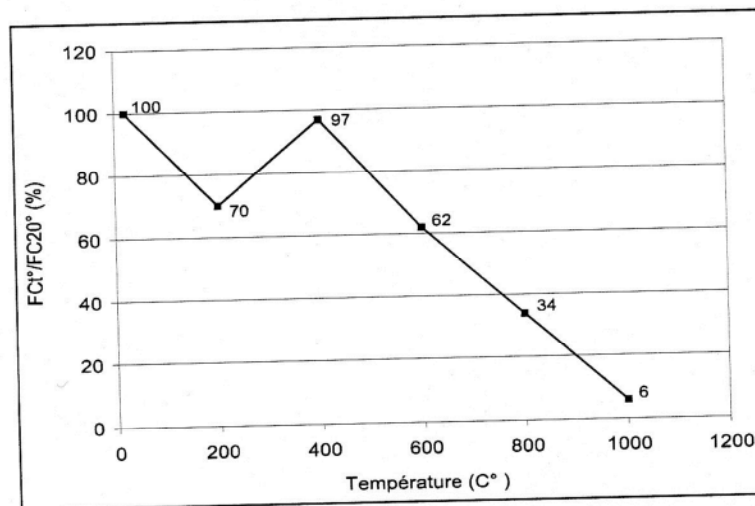


Figure 1. Résistance à la compression à chaud par rapport la résistance initiale

Notons que des travaux menés par [Kalifa *et al.* 2001] ont montrés le rôle de l'eau sur le comportement du béton à haute température. Des valeurs de pression observée dans un BHP de 100 MPa ont été de 4MPa à seulement 3cm de profondeur de la face chauffée au alentour de 250°C. Ce qui explique encore la force de précontrainte provoquée par la dépression d'eau décrite par [Burlion *et al.* 2005].

Dans le cas de notre béton qui est chauffé après un préséchage de plusieurs jours à 105°C, nous constatons que c'est l'eau non évaporable (notamment chimiquement liée dans les hydrates), qui participe à l'établissement des pressions internes qui jouent un rôle de précontrainte et par ceci à une augmentation de la résistance à la compression au alentour de 400°C. Au-delà de 400°C, le rapport de la résistance à chaud diminue quasi linéairement jusqu'à une résistance nulle lorsque la température de chauffage dépasse 1000°C. Les éprouvettes chauffées à 600°C ont perdu 40% de leurs résistances initiales. Ainsi, que le béton chauffé à 800°C à perdu environ 75% de sa résistance.

3.2. Résultat de l'Écrasement du Béton Après Refroidissement

Cette partie d'étude a pour objectif de mettre en évidence l'influence de la phase de refroidissement et donc de faire la différence entre les valeurs déterminées « à chaud » et les valeurs « résiduelles ». Après l'échauffement des éprouvettes du béton elles ont été laissées refroidir pendant 24 heures dans le laboratoire à une température de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ avant de les écraser.

La Figure 2 montre le rapport de la résistance à la compression après refroidissement du béton exposé auparavant à des hautes températures par rapport à la résistance initiale du béton de référence.

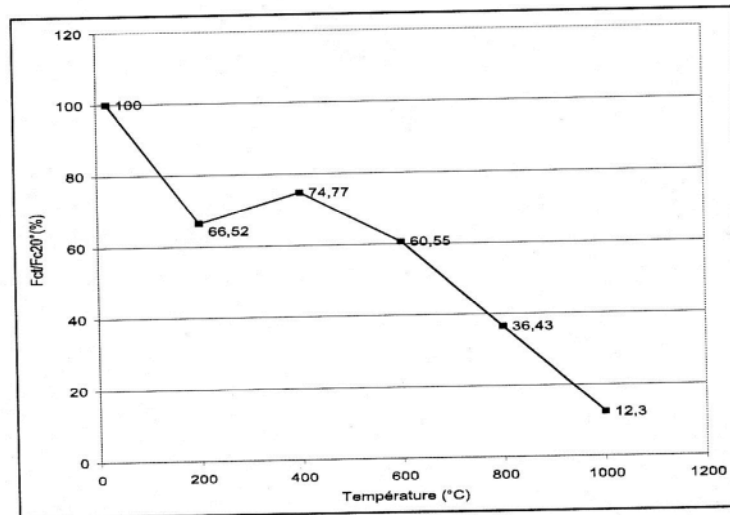


Figure 2. Résistance à la compression après refroidissement par rapport à la résistance initiale

On remarque que le béton chauffé à 200°C et laissé refroidir pendant 24 heures a perdu 1/3 de sa résistance initiale à la compression. Au-delà de la température de 200°C une augmentation de la résistance a été enregistrée. Les éprouvettes du béton qui ont été chauffées à 400°C n'ont perdu que 25% de leurs résistances initiales, ce qui nous laisse penser que des pourcentages d'eau liquide et de la pression capillaire existent toujours malgré le refroidissement du béton pendant 24 heures, ainsi que le rayon central de l'éprouvette qui reste encore moyennement saturé après un chauffage à 400°C . Par contre, la pression de la vapeur d'eau est disparue après refroidissement, ce qui explique la minimisation de la taille du pic observé à une température de 400°C dans le cas d'écrasement direct « à chaud ».

Notons ici, que la force de pression de l'eau dans l'éprouvette chauffée est influencée par sa taille de l'éprouvette ainsi que par la vitesse de la montée en température. Le pic indiquant la valeur maximale de la pression en fonction de la température dans une éprouvette du béton est connu par : « le bouchon d'humidité » [Choinska 2006].

La variation de la résistance à la compression en fonction de la température devient inverse au-delà de 400°C , car la résistance commence à chuter tandis que la température augmente.

3.3. Perte de Masse du Béton en Fonction de la Température

Durant l'échauffement du béton sa masse est soumise à une variation due à l'évaporation de l'eau et à la déshydratation progressive du gel CSH. L'effet des hautes températures sur la perte en masse des éprouvettes en béton est observé sur la Fig. 3.

Les pertes en masse augmentent lorsque la température augmente. Elles passent de 5% à 21% après une exposition à 200°C et à 1000°C respectivement. Cette augmentation est quasi linéaire jusqu'à une température de 600°C . Ceci est dû à l'évaporation de l'eau.

Plusieurs auteurs; Noumowé 1995, Tsimbrovska 1998,...etc., confirment qu'au-delà de 600°C il ne reste plus d'eau dans l'éprouvette du béton.

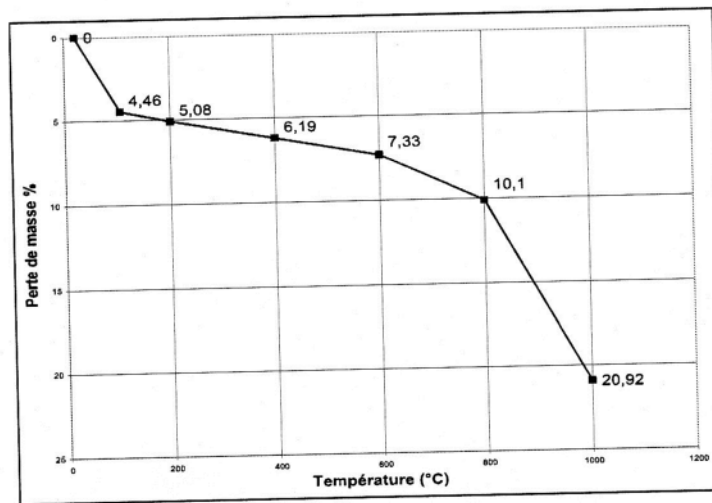


Figure 3. Évolution de la perte de masse en fonction de la température

On remarque, d'après la Fig. 3, qu'au-delà de 600°C les pertes en masse augmentent rapidement avec la croissance de la température. Nous observons que les pertes de masse mesurées à 800°C et à 1000°C sont plus grandes que la masse de l'eau de gâchage initiale contenue dans le béton qui est de l'ordre de 7 % de la masse totale du béton. Il y a d'autres matériaux qui disparaissent du béton lorsque la température dépasse les 600°C [Noumowé 1995]. Nous pensons que cette différence est due à la décarbonatation du béton ou d'autres gaz qui s'échappent du béton pendant l'échauffement.

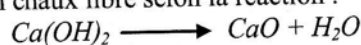
3.4. Analyse Thermique Différentielle du Béton de Référence

Pour le Diagnostic du béton et afin de suivre l'évolution des phases solides caractéristiques du béton au cours de l'échauffement. Une autre technique expérimentale a été utilisée dans cette étude qui est l'analyse thermique différentielle (ATD).

Une prise d'essai de 200mg du béton a été analysée suivant un chauffage linéaire depuis la température ambiante jusqu'à 1150°C avec une vitesse de 10°C/min.

La Figure 4 montre la courbe des signaux ATD du béton de référence (non chauffé), sur laquelle, on remarque des pics généralement endothermiques. On observe sur la courbe ATD un premier pic important qui coïncide une température de 131°C. Ce pic endothermique qui indique principalement l'échappement de l'eau. Selon la figure à partir de 70°C l'eau libre ainsi que l'eau constituant de certains hydrates (notamment l'ettringite) commence à s'échapper du béton. Alors, une dégradation de l'ettringite et de gel CSH est associée à ce pic car l'eau chimiquement liée commence à s'évaporer du béton dans cette gamme de température. Juxtaposé, Un petit pic endothermique est observé. Ce pic à la température de 190°C indique la transformation des monocarboaluminate de calcium hydraté.

Un pic endothermique important apparaît avec une température maximale de 520°C qui indique la décomposition de la portlandite en chaux libre selon la réaction :



Notons ici, que la portlandite est le composé le plus important dans une pâte du ciment. Elle est issue de l'hydratation des minéraux principaux dans le ciment : C₂S et C₃S.

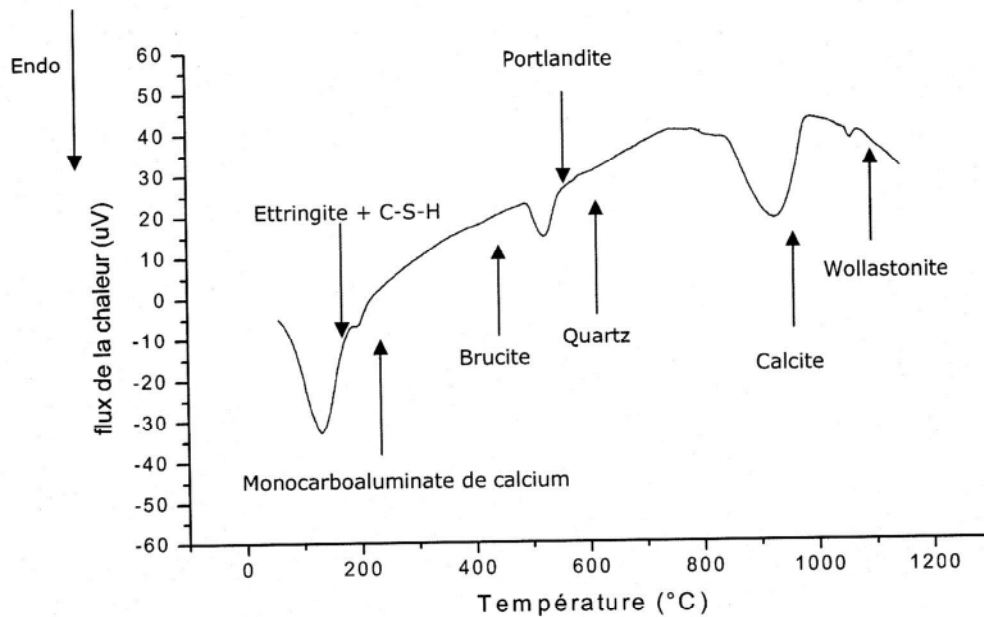
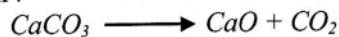


Figure 4 : Courbe d'Analyse Thermique Différentielle du Béton étudié (ENSET d'Oran)

Plusieurs chercheurs comme Noumowé 1995, Platret 2005,...etc., ont fixé un intervalle de la température de la dégradation de la portlandite entre 450°C et 550°C.

La décomposition de la portlandite traduit, donc, la dégradation de la résistance à la compression du béton lorsqu'il est exposé à une température qui dépasse les 400°C.

On observe sur la même courbe un pic avec un point maximale qui coïncide avec la température de 915°C. Il est bien défini dans la littérature que dans l'intervalle des températures entre 700°C et 900°C les calcaires se décomposent donc ce pic indique la décomposition des carbonates de calcium en libérant de la chaux selon la réaction :



On remarque que le pic indiquant la décomposition du calcaire, dite aussi ; calcite, est grand de taille (surface de pic importante), ceci traduit qu'il y a une quantité importante de calcaire dans notre béton testé, car il est à base des granulats calcaires et non siliceux. Notons aussi que dans le cas du béton siliceux (à base des granulats siliceux) il apparaît clairement un pic à l'intervalle de températures 573°C à 579°C indiquant la transformation de quartz α en quartz β . Dans notre étude d'analyse nous n'avons remarqué qu'un très petit pic à la température de 578°C qui est du à un pourcentage faible de la silice que le ciment et les granulats contiennent.

Signalons aussi qu'un très faible pic est observé au environ de 400°C qui montre une dégradation de la brucite ($Mg(OH)_2$). La taille très faible de ce pic montre la pauvreté en brucite des matériaux constituant notre béton.

4. CONCLUSION

Sur la base des résultants obtenus nous pouvons établir des conclusions concernant le comportement du béton soumis à de hautes températures;

- Suite aux résultats obtenus par des essais d'écrasement réalisés à chaud et après refroidissement, Nous avons constaté une dégradation progressive de la résistance à la compression du béton en fonction de la température.
- Nous avons remarqué des pics de résistance au environ de 400°C, indiquant que le béton chauffé a attrapé de la résistance après avoir perdu un pourcentage de cette dernière. Ceci est du à l'augmentation de la pression interne dans le béton qui peut jouer un rôle de précontrainte.