



MASTERE SPECIALISE

« TUNNELS ET OUVRAGES SOUTERRAINS »

3^{ème} Session (Année 2013/2014)

THESE PROFESSIONNELLE

Analyse technico-économique du revêtement des galeries hydrauliques en charge : cas du revêtement en béton précontraint

Application à la conception de la galerie haute pression de l'aménagement hydraulique de Gilboa (Israël)

Soutenu le 04 septembre 2014

Par

Annick ETTIEN

Membres du jury

Président :	D. Branque	ENTPE
Référent :	Y. Chatard	Expert, INSA
Expert :	E. Humbert	CETU
Expert :	F. Martin	BG
Maitre de stage :	F. Laigle	Chef du service GOS-CIH (EDF)

Effectué du 17 mars 2014 au 31 Août 2014 au sein du service Géotechnique & ouvrages souterrains,
EDF- CIH (Centre d'Ingénierie Hydraulique)



		Nom	Prénom	
AUTEUR		ETTIEN	Annick D.	
TUTEURS	En entreprise	LAIGLE RIVAT	François Sophie	
	Académique	CHATARD	Yves	
JURY	Président	BRANQUE	Denis	
	Expert	HUMBERT	Emmanuel	
	Expert	MARTIN	François	
TITRE DU RAPPORT		Analyse technico-économique du revêtement des galeries hydrauliques en charge : cas du revêtement en béton précontraint		
PROJET		Aménagement hydraulique de Gilboa (Israël)		
ENTREPRISE D'ACCUEIL		Électricité De France (EDF)		
COLLATION		Nombre de pages : 89	Nombre de pages annexes : 9	Nombre de références : 29
MOTS CLES		Galerie hydraulique en charge, risque d'hydro-fracturation, contraintes et déformations, revêtement en béton armé, blindage, béton précontraint, pression d'injection.		

REMERCIEMENTS

Ma reconnaissance va à l'endroit de mon tuteur de stage, François LAIGLE, Responsable du Service Géotechnique & Ouvrages Souterrains (EDF-CIH), pour l'opportunité qu'il m'a offerte de travailler sur ce projet innovant et à fort intérêt scientifique.

Je remercie par ailleurs les ingénieurs avec qui j'ai eu l'occasion de travailler sur ce projet, notamment Sophie FRETTY, Patrice SCHARFF et Roland PLASSART, dont les conseils et avis techniques m'ont aidé à orienter mes recherches. Ils m'ont aussi grandement aidé à structurer mes idées et à clarifier mes propos dans ce rapport.

Grand merci à mon référent pédagogique pour sa disponibilité et ses conseils avisés, ainsi qu'à l'équipe du mastère TOS pour l'encadrement de qualité dont la promotion 2013-2014 a pu bénéficier.

A tous ceux que je n'ai pu citer, j'exprime ma reconnaissance et ma gratitude.

RÉSUMÉ

La maîtrise des aspects liés à la conception des ouvrages au rocher constitue un défi important, en particulier, dans les grands ouvrages hydrauliques où la maîtrise des déformations au voisinage des galeries présente un fort enjeu dans la démarche de dimensionnement des revêtements.

Ce projet de recherche sur les galeries en charge se veut un travail exploratoire sur le concept du revêtement en béton précontraint qui se présente comme une alternative en lieu et place des solutions classiques en blindage et béton armé. Il s'appuie sur un retour d'expérience sur les cas d'applications de part le monde et présente les technologies de construction.

L'application au cas réel au projet de l'aménagement de Gilboa (Israël) montre que la pression de précontrainte est principalement fonction de la section de l'ouvrage, de la charge d'eau à l'intérieur de la galerie mais surtout des caractéristiques du béton et du rocher.

En complément des études analytiques, les calculs numériques menées à l'aide du logiciel FLAC 2D ont montré qu'une injection sous haute pression dans le joint entre le béton et le rocher réduit fortement les efforts de traction à la mise en eau de la galerie. Cette démarche confirme l'apport de la précontrainte.

L'intérêt économique de cette solution de revêtement a été enfin analysé grâce à une estimation financière sur le projet de Gilboa.

Mots clés : *Galerie hydraulique en charge, risque d'hydro-fracturation, contraintes et déformations, revêtement en béton, blindage, béton précontraint, pression d'injection.*

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	iii
RÉSUMÉ	iv
TABLE DES MATIÈRES	v
LISTE DES FIGURES	vii
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
INTRODUCTION.....	1
1. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE.....	3
1.1 Les schémas hydrauliques	3
1.1.1 Généralités sur les systèmes hydro-électriques	3
1.1.2 Galeries hydrauliques en charge.....	5
1.2 Revêtement des galeries hydrauliques.....	7
1.2.1 Types de revêtements des galeries en charge.....	8
1.2.2 Critères de choix du revêtement	12
1.3 Particularité du revêtement en béton précontraint.....	14
1.3.1 Rappels.....	14
1.3.2 Techniques de précontrainte.....	14
1.3.3 Autres : les injections classiques	18
1.4 Retour d'expérience sur les ouvrages en revêtement précontraint.....	20
2. DIMENSIONNEMENT DES REVÈTEMENTS	22
2.1 Principe de dimensionnement des revêtements.....	22
2.1.1 Dimensionnement des revêtements cylindriques.....	22
2.1.2 Revêtements cylindriques étanches	24
2.2 Cas des revêtements en béton précontraint.....	29
2.2.1 Principe général de conception.....	29
2.2.2 Estimation des pertes de précontrainte.....	29
2.2.3 Calcul de la pression de précontrainte	30
2.2.4 Vérification des paramètres.....	34
3. APPLICATION AU PROJET DE GILBOA.....	35
3.1 Présentation du projet	35
3.1.1 Contexte/Localisation	35
3.1.2 Géologie/hydrologie	36

3.2	Dimensionnement du revêtement en béton précontraint	38
3.2.1	Méthodologie	38
3.2.2	Paramètres de conception.....	38
3.2.3	Calcul de la pression d’injection	40
3.2.4	Modélisation numérique	46
3.3	Dimensionnement du revêtement en blindage	57
3.4	Analyse financière.....	59
3.4.1	Revêtement en béton armé.....	59
3.4.2	Revêtement en béton précontraint.....	60
3.4.3	Revêtement par blindage.....	60
3.4.4	Commentaires.....	61
3.5	Discussion.....	62
3.6	Recommandations	64
3.6.1	Instrumentation.....	64
3.6.2	Alternatives de construction.....	66
	CONCLUSION	68
	BIBLIOGRAPHIE.....	70
	ANNEXES	72
A.1	Présentation de l’organisme d’accueil.....	72
A.1.1	Présentation	72
A.1.2	EDF en quelques chiffres.....	72
A.1.3	L’ingénierie au sein d’EDF	73
A.1.4	Le Centre d’Ingénierie Hydraulique.....	73
A.2	Retour d’expérience.....	75
A.2.1	Projet du Niagara Tunnel Facility Project (NTFP).....	75
A.2.2	Projet du Drakensberg Pumped Storage	78

LISTE DES FIGURES

Figure 1. Centrale au fil de l'eau.....	3
Figure 2. Centrale d'Ottmarsheim (156MW).....	3
Figure 4. Centrale de lac : Barrage de Villefort (Lozère).....	4
Figure 5. Schéma de localisation d'une galerie en charge dans un aménagement de type STEP	4
Figure 3. Centrale d'éclusée : Argentat (48 MW)	4
Figure 6. Rupture du revêtement de la galerie de Pucara, ayant généré un glissement de terrain (Panama).....	6
Figure 7. Glissement de terrain généré par la rupture de la galerie en charge de Cleuson-Dixence	6
Figure 8. Galerie non revêtue (Aménagement de Rizzanèse EDF)	8
Figure 9. Galerie hydraulique non revêtue, massif et compact.....	8
Figure 10. Revêtement en béton coffré.....	9
Figure 11. Ferrailage et bétonnage d'une galerie (Réf. [27]).....	10
Figure 12. Installation d'un blindage métallique (Réf. [27]).....	10
Figure 13. Méthode du "double anneau" de Kieser	15
Figure 14. Installation du système d'injection Tiwag (en section et en longitudinal)	15
Figure 15. Exemples d'éléments semi-cylindriques utilisés pour le fretage par fil d'acier	16
Figure 16. Précontrainte active à l'usine de Lünensee (système Dywidag)	17
Figure 17. Précontrainte active par système à câble et tube d'injection (type VSL)	17
Figure 18. Ancrage de fixation intermédiaire (type VSL).....	17
Figure 19: Schéma du vérin hydraulique Freyssinet.....	18
Figure 20: Interaction hydromécanique sol/structure pour un revêtement perméable	23
Figure 21: Schéma de base des équations d'équilibre.....	24
Figure 22: Abaque de dimensionnement du blindage (Lauffer & Seeber, 1961).....	26
Figure 23 : Modèle géométrique global de calcul du transfert de charges rocher/revêtement	27
Figure 24: Abaque de conception des revêtements béton précontraint (Lauffer & Seeber)	33
Figure 25. Localisation du projet (a) et présentation de l'aménagement (b)	35
Figure 26 Coupe géologique au droit du projet.....	36
Figure 27. Coupe synthétique du projet (GBR draft, Janv. 2011).....	37
Figure 28. Localisation de la section d'étude sur le profil en long du projet de Gilboa.....	39
Figure 29. Diagramme de Seeber appliqué à la section de base	42
Figure 30. Diagramme de Seeber appliqué à la section modifiée.....	44
Figure 31. Géométrie et maillage du modèle	47
Figure 32. Vecteurs de déplacements après la mise en eau de la galerie (sans injection).....	48
Figure 33. Contraintes principales majeures dans le béton, après la mise en eau de la galerie (sans injection)	49
Figure 34. Contraintes principales mineures dans le béton, après la mise en eau de la galerie (sans injection)	49
Figure 35. Tenseur des contraintes principales après la mise en eau de la galerie (sans injection).....	50
Figure 36. Représentation des vecteurs de déplacement à l'interface béton/rocher fissuré après l'injection.....	50
Figure 37. Répartition de la contrainte principale majeure dans l'anneau de béton après l'injection	51
Figure 38. Répartition de la contrainte principale mineure dans l'anneau de béton après l'injection	51
Figure 39. Représentation des zones en tension et en compression après l'injection	52
Figure 40. Contraintes principales après l'injection à l'interface entre le béton et le rocher fissuré	52
Figure 41. Répartition de la contrainte principale majeure dans l'anneau de béton après la mise en eau	53
Figure 42. Répartition de la contrainte principale mineure dans l'anneau de béton après la mise en eau de la galerie.....	53
Figure 43. Répartition des contraintes radiales et ortho radiales à l'interface béton/ rocher, après injection et mise en eau de la galerie.....	54

Figure 44. Répartition des zones en compression et en tension, après injection et mise en eau de la galerie	54
Figure 45. Variation de la contrainte ortho radiale dans l'épaisseur de l'anneau entre les 3 phases de modélisation	56
Figure 46. Schéma synthétique de l'apport de la précontrainte dans la réduction des contraintes ortho radiales dans le béton	56
Figure 47. Dimensionnement du revêtement en blindage par la méthode de Seeber	58
Figure 48. Exemple de virole préfabriquée en béton avec une feuille métallique interne	67
Figure 49. Répartition de la puissance installée et de la production d'électricité d'EDF selon les filières dans le monde (2013).....	72
Figure 50. Les différents départements du CIH	74
Figure 51. Galerie de déviation sous les chutes du Niagara- NTFP	75
Figure 52. Coupe géologique du projet	76
Figure 53. Composition du système de revêtement définitif.....	76
Figure 54. Mise en place du système d'étanchéité et installation des tubes d'injection	76
Figure 55. Système d'instrumentation laser Figure 56. Ovalisations pendant l'injection	77
Figure 57. Profil en long du projet	78
Figure 58. Système d'injection.....	79

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Règle de couverture de Talobre.....	13
Tableau 2.Exemples de galeries à revêtement en béton précontraint (Talobre, 1960).....	20
Tableau 3. Quelques exemples d'ouvrages à revêtement en béton précontraint et systèmes de précontrainte utilisés.....	21
Tableau 4. Méthodes de conception des revêtements en béton armé	28
Tableau 5. Caractéristiques principales du projet de Gilboa.....	39
Tableau 6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	39
Tableau 7. Calcul des taux de participation béton/rocher (section de base)	40
Tableau 8. Contraintes et déformations sous une pression de 1.1MPa (section de base)	41
Tableau 9. Calcul des déformations à long terme dans le béton.....	41
Tableau 10. Contraintes et déformations sous une pression de 1.9MPa (section de base)	42
Tableau 11. Calcul de la pression de précontrainte par le diagramme de Seeber (section de base).....	42
Tableau 12. Pression de précontrainte minimale (section modifiée).....	43
Tableau 13. Contraintes et déformations sous une pression de 1.3MPa (section modifiée).....	43
Tableau 14.Contraintes et déformations sous une pression de 2.5MPa (section modifiée)	44
Tableau 15.Calcul de la pression de précontrainte par le diagramme de Seeber (section modifiée).....	44
Tableau 16. Récapitulatif des paramètres de conception.....	57
Tableau 17.Épaisseur de blindage minimum et taux de participation acier/rocher	57
Tableau 18. Prix estimatif par mètre linéaire d'un revêtement en béton armé	59
Tableau 19. Prix estimatif par mètre linéaire d'un revêtement en béton précontraint	60
Tableau 20.Prix estimatif par mètre linéaire d'un revêtement en blindage métallique.....	61
Tableau 21. Méthodes d'investigation du massif	65
Tableau 22. Instrumentation de contrôle pendant l'injection.....	65
Tableau 23. Récapitulatif du projet NTFP.....	77
Tableau 24. Récapitulatif du projet de Drakensberg	80

INTRODUCTION

La production énergétique se présente aujourd'hui comme un secteur stratégique en pleine expansion, vu l'accroissement de la demande, tant sur le plan industriel que sur celui de la consommation des ménages. De même, les enjeux environnementaux et économiques tendent à valoriser une politique énergétique axée sur une énergie renouvelable et à faible coût de production : l'hydro-électricité.

Dans ce contexte, de très nombreux projets d'aménagements hydroélectriques apparaissent dans le monde entier. Dans ces aménagements, les charges hydrauliques atteignent des valeurs considérables (jusqu'à 2.000 m), qui combinées à une qualité médiocre du terrain, débouchent sur des situations complexes qu'il convient de solutionner pour garantir la sécurité du personnel et des ouvrages.

Une centrale hydro-électrique doit être dimensionnée pour remplir son rôle pour une durée de service d'au moins 90 ans. La sécurité de ses structures clés est primordiale et leur conception est intimement liée à la prévention des instabilités. D'une manière générale, la vérification de la stabilité de ces ouvrages et la détermination des caractéristiques du revêtement pour leur tenue à long terme est une réelle problématique pour les concepteurs. En effet, les caractéristiques des matériaux en place, extrêmement variés, influent sur le comportement du massif rocheux et sont les facteurs essentiels qui dicteront le tracé et le type de revêtement final des différentes sections d'ouvrages.

Au niveau des galeries souterraines sous forte charge, les principaux risques vis-à-vis desquels la conception est réalisée sont la fracturation hydraulique et la maîtrise des fuites. La mise en place d'un revêtement vise donc une protection du rocher contre l'érosion, une facilitation de l'écoulement en réduisant les pertes de charges, ainsi qu'une réduction ou annulation des fuites par infiltration. Globalement, ces galeries sont entièrement blindées par des tronçons de « liner » métallique, ou dans une moindre mesure par un anneau de béton armé permettant de limiter les fuites. Cependant, au-delà d'une valeur de pression, l'épaisseur de l'acier ou le taux d'armatures devient prohibitif ; Ce qui tend à affecter le coût global du projet.

Une solution envisagée consiste à réaliser des revêtements en béton précontraint, qui permettrait de réduire l'utilisation du blindage ou d'armatures dans les nouveaux projets en conception, en particulier ceux qui prévoient des galeries hydrauliques de grand diamètre. L'idée de la précontrainte est d'appliquer un effort au béton de sorte à ce qu'en tous points la contrainte de compression soit supérieure aux contraintes de traction qui se développeront à la mise en eau de l'ouvrage. Le revêtement pourrait de ce fait remplacer un anneau doté d'une résistance à la traction.

Ce projet intitulé « *Analyse technico-économique du revêtement des galeries hydrauliques en charge : cas du revêtement en béton précontraint* » présente donc un intérêt prépondérant dans

l'analyse de la faisabilité du revêtement en béton précontraint, ainsi que dans la compréhension des mécanismes qui s'opèrent au contact entre le revêtement et le rocher. Il conduit à approfondir la réflexion sur cette technique, pas réellement récente, mais qui n'a plus été envisagée, voire étudiée par EDF depuis plusieurs décennies, dont les applications récentes de part le monde illustrent bien le renouveau.

La présente étude, confiée par le Service Géotechnique & Ouvrages Souterrains du Centre d'Ingénierie Hydraulique de EDF (EDF-CIH), s'inscrit dans le cadre de la réalisation d'un mémoire de fin d'études couronnant une spécialisation en « Tunnels et Ouvrages Souterrains ». Ce travail a pour objectif d'actualiser l'état des connaissances sur cette technique de revêtement et d'apporter un éclaircissement quant à la démarche de conception à adopter. Cette évaluation nécessite la compréhension de la méthodologie spécifique de conception et de construction, indépendamment des problèmes d'excavation et de soutènement, communs à tous les ouvrages souterrains.

Le premier chapitre de ce rapport présentera sommairement les aménagements hydrauliques, en particulier les ouvrages en charge et les critères de choix des revêtements. Il introduira le concept du béton précontraint, les technologies de mise en œuvre et leurs implications sur les phases de construction de l'ouvrage. Cette étape sera argumentée par un retour d'expérience sur des projets récents à l'étranger.

Ensuite, la deuxième partie développera les méthodes de calcul des revêtements et apportera des précisions sur la démarche de conception d'un revêtement en béton précontraint.

Enfin, pour en analyser la faisabilité, le dernier chapitre traitera de l'application de cette méthode à la galerie haute pression de l'aménagement hydraulique de Gilboa (Israël), actuellement en construction. Cette phase de dimensionnement privilégiera la complémentarité des méthodes analytiques et numériques de modélisation. Une analyse grossière des coûts conclura cette étude pour expliciter l'intérêt de la mise en place d'un revêtement en béton précontraint, en lieu et place d'une solution par blindage ou béton armé.

1. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 LES SCHÉMAS HYDRAULIQUES

1.1.1 Généralités sur les systèmes hydro-électriques

Un aménagement hydroélectrique se compose d'une prise d'eau ou d'une retenue d'eau, créée par un barrage, et d'une centrale de production électrique ; les deux étant reliées par une galerie ou une conduite. Un aménagement hydroélectrique transforme l'énergie potentielle entre deux points d'un cours d'eau en énergie cinétique et sa puissance est directement donnée par sa hauteur de chute et son débit.

Au niveau de l'usine de production, l'eau actionne une turbine qui récupère cette énergie sous forme mécanique. L'acheminement de l'eau peut être gravitaire, par pompage ou mixte. Dans un système gravitaire, le point de captage (ou réservoir amont) se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir aval, tandis que dans un système par pompage, la situation est inversée (réservoir aval plus haut que le réservoir amont). Dans un aménagement à système mixte, le réservoir amont peut être alimenté par de l'eau refoulée par une station de pompage ; cette eau est ensuite évacuée vers le réservoir inférieur.

Trois grandes familles d'ouvrages hydroélectriques sont généralement distinguées :

- **Les ouvrages de production au fil de l'eau** : ce sont des centrales installées le long d'un cours d'eau et qui ne disposent pas d'une possibilité de stockage. La production électrique se fait en continue et est fonction des apports instantanés et des variations de débits du cours d'eau. Ce type d'aménagement se rencontre sur de grands fleuves ou rivières à fort débit, et fournit une électricité de base.

En France, on dénombre un grand nombre de centrales au fil de l'eau, dont 85% de petite puissance (inférieur à 10 MW) (Réf.[6]).



Figure 1. Centrale au fil de l'eau



Figure 2. Centrale d'Ottmarsheim (156MW)

- **Les ouvrages de lac et d'éclusée** : ce sont des systèmes qui disposent d'une retenue permettant de stocker l'eau et de la turbiner aux périodes de plus forte demande (cas des barrages). Ces centrales se caractérisent par la durée de remplissage de leur réservoir :
 - Centrales de lac : durée >400h dans les cours d'eau à forte pente, région de moyennes ou hautes montagnes et fournissent une grande capacité de stockage
 - Centrales d'éclusée : durée < 400h, capacité de stockage de moyenne importance

Ces types de centrales permettent de concentrer la production sur les périodes de forte demande. En France, il existe une centaine de centrales de lac et environ 140 centrales d'éclusée (Réf.[6])



Figure 4. Centrale de lac : Barrage de Villefort (Lozère)



Figure 3. Centrale d'éclusée : Argentat (48 MW)

- **Les stations de transfert d'énergie par pompage (STEP)** : c'est un système mixte dans lequel l'eau est turbinée depuis un bassin amont vers un bassin aval (énergie gravitationnelle), et pompée du bassin aval vers le bassin amont (du bas vers le haut). Ce type d'aménagement permet une meilleure régulation inter-saisonnière et de contourner la problématique intrinsèque de non stockage de l'électricité.

La France ne compte qu'une dizaine de STEP dont la plus puissante est celle de Grand' Maison (Réf.[6]).

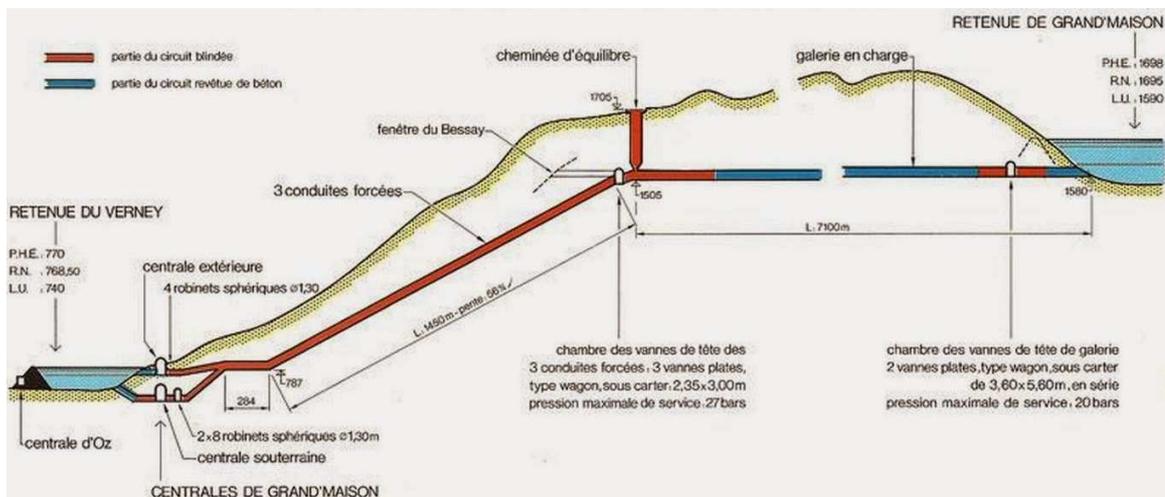


Figure 5. Schéma de localisation d'une galerie en charge dans un aménagement de type STEP

Dans les types de centrales qui nécessitent un réservoir de stockage, la liaison entre la prise d'eau et la centrale de production est réalisée par l'intermédiaire d'une galerie ou conduite forcée.

Dans le cas particulier des STEP, on distingue une galerie haute pression (ouvrage d'amenée), reliant le bassin supérieur à la centrale et une galerie basse pression (ouvrage de restitution) reliant la centrale au bassin inférieur. La conception de ces galeries est problématique dans le schéma global de l'aménagement.

1.1.2 Galeries hydrauliques en charge

1.1.2.1 Définition

Une galerie est considérée en charge lorsque la charge d'eau intérieure est supérieure à la hauteur de la galerie, ou si le niveau piézométrique est au-dessus du toit de la galerie. Dans cette configuration, la pression en clé de voute est supérieure à 0.

La distinction entre galerie à forte charge et galerie à faible charge se fait en fonction des hauteurs d'eau, mais ce critère est variable d'un auteur à l'autre. Bouvard&al considèrent qu'une galerie est à faible charge si la hauteur d'eau est inférieure à 100m (en général de 40 à 100m) et à forte charge si la hauteur de pression est supérieure à 300m. Talobre estime qu'un ouvrage est dit à forte charge s'il est soumis à une pression supérieure à 10m.

Dans la suite de ce rapport, une *galerie sera dite à forte charge ou à haute pression, dès lors que la hauteur d'eau intérieure est supérieure à 100m*. Dans le cas des puits, les charges peuvent atteindre 1000 à 1500m (Réf.[8]).

La forme géométrique de la section dépend du mode de creusement, mais la section finale est le plus souvent circulaire pour éviter les zones de concentrations de contraintes et favoriser leur distribution autour de l'ouvrage. Le diamètre de la galerie est couramment compris entre 4 et 8m pour une longueur de 1 à 20km. (Réf.[8]).

1.1.2.2 Risques associés aux galeries en charge

Dans les systèmes hydro-électriques, les ouvrages (puits, galeries) sont soumis à des pressions de plus en plus importantes et sont exposés à des risques liés à leur fonctionnement et/ou à leur localisation dans le terrain. De nombreux incidents se sont produits dans les aménagements hydro-électriques, en particulier dans les galeries en charge et sont liés à (Réf.[7]) :

- **Un défaut d'étanchéité et des injections d'eau dans le terrain** : Des fuites excessives et l'injection d'eau dans le massif environnant peuvent modifier le niveau piézométrique et à long terme affecter la stabilité globale du terrain (glissement, éboulements ou soulèvement de terrain). Ceci peut conduire à des glissements de terrain ou des coulées de boue, parfois dramatiques comme dans le cas de l'aménagement de Cleuson-Dixence.



Figure 7. Glissement de terrain généré par la rupture de la galerie en charge de Cleuson-Dixence



Figure 6. Rupture du revêtement de la galerie de Pucara, ayant généré un glissement de terrain (Panama)

- **La dissolution du terrain** : Dans le cas d'un revêtement peu étanche, il se produit des infiltrations qui ont tendance à éroder progressivement le béton et à lessiver le matériau de remplissage des fissures en créant des cavités.
- **Le claquage hydraulique** : En lien avec l'état de contrainte initial, le claquage du terrain se produit lorsque la pression interstitielle à l'intérieur de la galerie est supérieure à la contrainte mineure régnant dans le terrain et lorsque la fissuration du massif est importante. La pression interne a tendance à créer une fissuration ou à élargir les fissures préexistantes et entraîner un claquage par hydro-fracturation.

Le risque de claquage peut être évalué par la réalisation d'essai de fracturation (HF ou HTPF), l'application de critères de couverture minimum et la vérification du gradient critique.

- HF (hydrofracturation) : Essai d'injection d'eau jusqu'à la création des fissures dans le terrain
- HTPF (hydraulic test on preexisting fractures) : essai d'injection d'eau jusqu'à l'élargissement d'une fracture existante
- **La perte de productible** : cette situation se présente dans le cas où la perméabilité du revêtement est importante. L'eau s'infiltré dans le terrain, entraînant des pertes en termes de ressources hydrauliques disponibles pour la production d'énergie.

1.1.2.3 Pression hydrodynamique de service

La pression maximale instantanée de service (PMIS) correspond à la pression maximale de fonctionnement hydraulique, qui est liée aux caractéristiques énergétiques de la centrale hydro-électrique : turbine, générateurs selon le débit de pompage, ...

Cette pression de service sert au dimensionnement des galeries et nécessaire au dimensionnement. Elle peut être estimée en première approximation en tenant compte de la hauteur d'eau et d'une surpression (Réf.[7]) :

$$H = H_{hydro} + S_{hydro}$$

H_{hydro} : Pression statique ou hydrostatique correspondant à la différence de niveau entre la retenue et la centrale

S_{hydro} : Surpression hydrodynamique correspondant à un surplus de pression qui permet de prendre en compte les coups de bélier dans les canalisations en régime transitoire. Elle dépend du type de turbine (Pelton, Francis...), mais est globalement estimée à 30% de la charge hydrostatique ($S_{\text{hydro}} = 30\% H_{\text{hydro}}$).

1.1.2.4 Vitesse admissible/ Débit de fuites

La vitesse admissible est la vitesse d'écoulement à l'intérieur de la galerie et est fonction du type de revêtement. A charge constante, plus la paroi est lisse, plus la vitesse est grande et le débit est important.

Le débit de fuite correspond au débit admissible des pertes d'eau à travers le revêtement. Ce débit influence la performance globale du système, mais aussi sa stabilité et celle du massif. Le débit des fuites à travers une galerie en charge peut être estimé de manière analytique ou par simulation numérique dans les cas complexes (massif composé de couches à perméabilités différentes, présence de drains ou d'ouvrages...). Cependant, le niveau de fuite acceptable reste un paramètre difficile à estimer. Selon l'expérience norvégienne, le débit de fuite dans le cas des tunnels non revêtus peut être estimé entre 0.5 et 5l/s/km pour des galeries de quelques mètres de diamètre (Réf.[5]).

Dans le cas du projet de Drakensberg en Afrique du sud (§ A.2.2), un débit de fuite de 0.005l/sec/m de tunnel a été jugé acceptable (débit initial de 0.5l/sec /m de tunnel et débit après injections de 0.005l/sec/m).

1.2 REVETEMENT DES GALERIES HYDRAULIQUES

De manière générale, un revêtement est dit étanche s'il ne permet aucun échange entre l'intérieur de la galerie et l'extérieur, tandis qu'un revêtement est « quasi-étanche » lorsque sa perméabilité est très inférieure à celle du terrain. Du point de vue structurel, le revêtement doit permettre de :

- Améliorer les conditions d'écoulements
- Aider le terrain à se supporter à long terme et à supporter les pressions interstitielles externes
- Protéger le rocher contre l'érosion et éviter les fuites d'eau
- Résister aux différences de pression entre l'intérieur et l'extérieur

Les revêtements de galerie étant adaptés aux caractéristiques du milieu encaissant et à la pression interne dans la galerie, il en résulte différents types de revêtements sur toute la longueur de l'ouvrage.

1.2.1 Types de revêtements des galeries en charge

1.2.1.1 Ouvrage non revêtu

Si le massif est de bonne qualité, compact et inaltérable avec un état des contraintes adéquat, ou si la fracturation n'induit aucun glissement de blocs, la galerie peut être non revêtue. Il faudra néanmoins s'assurer que l'altération dans le temps des parois n'affectera pas la stabilité de l'ouvrage et que la fonction de la galerie ne sera pas altérée. Dans certaines configurations, une couche de béton projeté permet de protéger les parois de la galerie.

En Norvège, de nombreux ouvrages en charge sont non revêtus : jusqu'à des charges de 750m pour des galeries sous haute pression et 1000m pour des puits (Réf.[21]).

Dès lors que la stabilité mécanique du rocher est insuffisante, une reprise totale ou partielle des efforts par une structure de revêtement s'avère indispensable.



Figure 9. Galerie hydraulique non revêtue, massif et compact



Figure 8. Galerie non revêtue (Aménagement de Rizzanèse EDF)

1.2.1.2 Ouvrage revêtu

Lorsque les caractéristiques du rocher sont insuffisantes pour assurer la stabilité de la galerie et des ouvrages avoisinants, un revêtement, souvent en béton est indispensable. Celui-ci sera variable selon que le risque porte sur une résistance mécanique et /ou une étanchéification des parois.

1.2.1.2.1 Revêtement en béton non armé

Le revêtement en béton non armé (BNA) est utilisé dans le cas où le rocher est suffisamment imperméable et l'étanchéité n'est pas requise ou problématique vis-à-vis de la stabilité (dissolution, fuites). Il constitue une protection mécanique des parois, en s'opposant aux efforts de poussées externe et est en général coulé en place à l'aide de coffrages.



Figure 10. Revêtement en béton coffré

Lors de la mise en eau du tunnel, une part de la pression interne est reprise par le revêtement et une autre part par le massif. Cette répartition des efforts dépend des rigidités relatives du revêtement et du terrain. Ainsi, si le module du rocher est trop faible pour absorber cette pression interne, le revêtement en BNA est soumis à des fissures longitudinales dues à un déplacement radial (Réf.[4]). Des fissurations transversales (3-9m d'espacement) et occasionnellement longitudinales, peuvent aussi se développer du fait de la variation brusque de température.

Un revêtement en béton non armé est considéré fissuré dès que sa déformation ortho radiale est supérieure à 0.015% ($1.4.10^{-4}$) (Réf.[9]). Comme ordre de grandeur, il est souvent considéré en première approximation, qu'un revêtement en béton non armé se fissure sous une pression interne supérieure à 2 MPa (200m d'eau) (Réf. [17]).

1.2.1.2.2 Revêtement en béton armé

Le béton armé (BA) peut être envisagé pour assurer à la fois une résistance mécanique et une étanchéité partielle de la galerie, sous réserve que la fissuration induite soit limitée et diffuse. La section minimale des armatures est généralement comprise entre 0.25% et 0.75% de la section du béton et l'épaisseur maximale de fissures est limitée à 0.3mm pour assurer la fonction d'étanchéité partielle.

L'inconvénient de cette technique reste que les armatures sont passives vis-à-vis des sollicitations. En effet les barres d'acier ne travaillent qu'au taux de résistance effective à la traction du béton avant le développement des fissures. La fissuration n'est donc pas empêchée, mais le pourcentage en armatures permet une meilleure répartition des fissures, plus nombreuses mais de faible ouverture que celles du béton non armé. Le béton armé est alors plus ductile et s'adapte mieux aux déformations de l'anneau.

Il a été démontré que le débit de percolation ou de fuite à travers une fissure est proportionnel à la puissance 3 de l'ouverture ($Q=f(e^3)$) et les fissures des revêtements non armés ont des ouvertures de 0.5 à 5mm (Réf.[8]). Dans ces conditions, le débit dans plusieurs fissures de 0.1-0.3mm (cas du BA) est plus faible que celui dans une fissure de 5mm (cas du BNA). Une autre difficulté reste la protection des armatures en acier contre la corrosion.



Figure 11. Ferrailage et bétonnage d'une galerie (Réf. [27])

1.2.1.2.3 Revêtement par blindage métallique

Le blindage constitue l'élément principal de résistance du revêtement vis-à-vis des pressions et des fuites. L'épaisseur de la virole en acier est généralement comprise entre 12 et 30mm, en fonction du diamètre du tunnel, des charges à supporter et du type d'acier. En présence d'un risque de rupture par flambement du blindage sous l'effet des pressions s'appliquant à l'extrados (lors des phases de vidange), il est possible de faire appel à un drainage ou un éventuel renforcement par ancrages ou cerces.



Figure 12. Installation d'un blindage métallique (Réf. [27])

Dans leur article, Deere & Lombardi estiment que le blindage métallique combiné à un remplissage (au moins de 30cm) du vide entre le rocher et la tôle peut être considéré comme un revêtement étanche, à condition que les trous d'injection soient correctement remplis. Les différences fondamentales entre un revêtement en béton et le blindage sont :

- Le revêtement en béton est plus ou moins perméable et les efforts qu'il supporte dépendent du rapport entre sa perméabilité et celle du massif
- Le blindage est étanche, mais n'offre qu'une résistance limitée aux pressions extérieures compte tenu du risque de flambement ; Ce qui provoque la ruine de la structure avant qu'une sollicitation égale à la résistance à la compression ne soit atteinte.

Il est à noter que le blindage est pratiquement indispensable dans les sections à très forte charge pour assurer une étanchéité et une sécurité/stabilité. A la sortie aval des galeries notamment, il y a un phénomène de décompression qui a tendance à engendrer la création de joints de décompression du terrain. Le blindage sera aussi installé à proximité des galeries d'accès et des chambres de vannes, de l'usine souterraine et en général sous une faible couverture.

1.2.1.2.4 Autres : revêtement mixte, précontraint

Des adaptations pour l'amélioration des performances des méthodes précédentes ont été développées.

Le revêtement mixte se base sur le principe de l'utilisation d'une feuille d'étanchéité fixée à la roche et maintenue par le béton coulé en place. Cette membrane d'étanchéité peut être plastique, en polyéthylène ou une fine tôle en acier. Ce type de revêtement convient bien aux excavations mécanisées dont le profil plus régulier facilite l'installation du système d'étanchéité.

Une autre alternative de revêtement est le béton précontraint, qui depuis des décennies, a gagné une certaine notoriété en Europe du fait de sa faible perméabilité et de son prix qui peut être 30% moins cher que l'acier.

Deere, dans son ouvrage, a fait remarquer que le revêtement précontraint pouvait remplacer une partie du blindage et servir de transition entre des zones en béton armé (Réf. [4]). La mise en précontrainte induirait des forces de compression dans le béton qui s'opposeraient à l'effort radial dû à la pression d'eau à l'intérieur du tunnel et au développement de fissures. Le revêtement précontraint serait dans ce cas capable de supporter des décompressions importantes et pourrait remplacer un anneau doté d'une résistance à la traction.

1.2.1.3 Sollicitations sur le revêtement

Les sollicitations appliquées au revêtement d'une galerie hydraulique dépendent des phases de vie de l'ouvrage : à la mise en eau, en exploitation normale et lors d'une vidange. (Réf. [8]). Ces sollicitations sont à prendre en considération en phases de la conception, en particulier,

- la pression hydrostatique interne (permanente en exploitation normale ou de courte durée si coup de bélier)
- les variations de température
- la poussée du rocher (en général non pris en compte)
- la pression hydrostatique extérieure (nappe ou percolations)

Une mise en eau progressive serait moins préjudiciable à la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. En effet, lorsque le béton est soumis à l'action d'une charge rapidement croissante, il se comporte comme un matériau fragile et sa rupture n'est pas précédée de déformations importantes pouvant être détectées. Le retrait du béton augmentant avec le temps, la tension interne aussi augmente : si elle dépasse la limite de rupture du béton, la fissuration se produit.

1.2.2 Critères de choix du revêtement

Les caractéristiques géologiques et géotechniques du massif, le contexte du projet, la faisabilité économique sont autant de critères qui permettent au concepteur de choisir le type de revêtement adapté aux ouvrages. Ci-dessous, seuls les paramètres liés à la nature des terrains seront présentés. Les aspects économiques ou contractuels ne seront pas abordés.

1.2.2.1 Critère géologique

La nature géologique des terrains constitue un critère primordial quant au choix du revêtement. En effet, une roche soluble ou érodable nécessitera un renforcement dont l'objectif sera de réduire les risques de fuite, d'écoulement et de dissolution des matériaux. Le choix portera sur un revêtement permettant d'étanchéifier la galerie et de réduire/annuler les infiltrations, soit par des injections de confinement autour de la galerie ou par un blindage étanche.

Un ouvrage haute pression (>10m) sera systématiquement blindé dès lors que le niveau de la nappe phréatique naturelle est inférieur à la côte de l'ouvrage ou que la fissuration du massif peut servir de relais aux fuites dans le revêtement (Réf. [11]). Si la différence entre la pression interne et le niveau de la nappe est inférieure à 10m, le blindage n'est pas nécessaire. De même, le champ de contraintes en place, le potentiel de gonflement des terrains et la résistance des matériaux influenceront sur la nature du revêtement. La solution définitive tiendra compte des longueurs à traiter et de la pression interne.

1.2.2.2 Critère d'étanchéité naturelle du terrain

La perméabilité naturelle du terrain influe largement sur le revêtement adéquat et sa performance durant les phases de vie de l'ouvrage. Une étude hydrogéologique sera menée en même temps que l'investigation géologique, pour s'assurer du niveau piézométrique de la nappe. Des essais d'eau de longue durée (24h), à la pression de service, seront réalisés pour vérifier la perméabilité du rocher et le risque de débouillage des fissures.

Si la qualité du rocher le permet, un enfoncement de la galerie suffit à garantir l'étanchéité sans qu'il soit nécessaire de recourir à un revêtement lourd des parois de l'excavation (Réf. [11]). Cependant, si la charge intérieure est trop forte (>10m), le rocher peut s'avérer être perméable et des mesures d'étanchéification sont à prévoir. Le risque lié à l'hydrogéologie peut être vérifié par les essais de fracturation hydraulique.

1.2.2.3 Critère de couverture

De nombreux auteurs ont eu à proposer des critères de justification du choix des revêtements en fonction des hauteurs de couverture. En effet, ils considèrent que la couverture au dessus des ouvrages participe à la stabilité en contrebalançant la pression interne dans la galerie.

A la suite de plusieurs accidents survenus sur des galeries en charge, de nombreux critères ont été proposés : critère de Talobre, critère australien, critère Norvégien... Seul le critère de Talobre largement abordé dans la bibliographie sera présenté ci-dessous.

Talobre a constaté que pour une charge inférieure à 20m, le béton non armé était peu fissuré. Au-delà de 100m de charge, des ruptures se produisaient sur des revêtements à première vue sans défauts de construction (Réf. [26]). La « Règle de couverture » proposée permet, selon la configuration du projet, de proposer un revêtement type adéquat.

- a. Si la couverture est de l'ordre de 1000m, des ruptures se développent en paroi de l'excavation. Pour une roche dure, il se produit un écrasement, puis un éclatement par écaillage. Le revêtement à mettre en place doit assurer principalement la stabilité vis-à-vis des pressions externes du terrain (résistance au cisaillement), non l'étanchéité.
- b. Si la charge est h (exprimée en mètres d'eau), une couverture minimale (verticale ou latérale) supérieure à h garantit l'étanchéité, à condition que l'eau ne puisse pas éroder ou dissoudre la roche. Un revêtement simple est suffisant.
- c. Une couverture comprise entre h et $0,6 h$ ne garantit plus l'étanchéité et laisse apparaître des risques de renard par débouillage des fissures à remplissage meuble.
- d. Une couverture comprise entre $0,4 h$ et $0,6 h$ rend critique le risque de renard. Elle permet encore la stabilité d'un revêtement simple en béton, mais n'assure plus l'étanchéité.
- e. Une couverture comprise entre $0,2 h$ et $0,4 h$ n'assure la stabilité que si le revêtement est armé. L'étanchéité n'est plus assurée.
- f. Une couverture inférieure à $0,2 h$ doit être considérée comme insuffisante et comporte un risque d'instabilité.

Tableau 1. Règle de couverture de Talobre

Couverture	$C > 1000m$	$C \geq h$	$h > C > 0.6h$	$0.6h > C > 0.4h$	$0.4h > C > 0.2h$	$C < 0.2h$
Critère de choix	Risque d'écaillage des parois	Erosion ou dissolution de la roche	Risques de renard par débouillage	Risque important de renard	Manque de stabilité et d'étanchéité	Risque de soulèvement de la couverture
Revêtement	BNA	Simple béton projeté/ BNA	BNA soigné et injection des fissures	BNA et feuille d'étanchéité	BA/ béton précontraint	Solutions lourdes (BA, Béton précontraint, blindage...)

Quand le rocher est d'assez bonne qualité, cette règle peut sembler excessive et d'autres critères sont appliqués.

1.3 PARTICULARITÉ DU REVÊTEMENT EN BETON PRECONTRAIT

1.3.1 Rappels

En génie civil, la « précontrainte » est un état de sollicitation appliqué au béton et à l'acier pendant la construction, *avant que d'autres sollicitations n'agissent sur la structure*. L'acier est mis en traction et cet effort est transmis au béton qui est lui, mis en compression. Ce terme indique donc que le béton a été comprimé avant la mise en exploitation de la structure. Généralement, la précontrainte est effectuée dans les travaux de génie civil par plusieurs modes d'application des forces à l'acier.

Dans les travaux souterrains, en outre, il existe deux techniques de précontrainte : une méthode dite passive et une méthode dite active. Les procédures classiques d'amélioration des caractéristiques du massif par injection ne sont à proprement parlé pas des techniques de précontrainte, mais elles apportent une part de compression au rocher et/ou au béton. Elles seront présentées par la suite à titre indicatif.

1.3.2 Techniques de précontrainte

1.3.2.1 Précontrainte passive

La précontrainte passive, aussi appelé serrage par procédé hydraulique, est caractérisée par l'application d'une pression par l'intermédiaire d'un fluide, en général du coulis ou mortier. Le coulis est injecté derrière le revêtement ou dans l'espace compris entre un revêtement de première phase et un anneau final, en exerçant directement une pression au droit du joint béton/rocher. Le serrage obtenu est plus uniforme, par comparaison aux procédés d'injection classique.

Les premières applications de ce type de précontrainte se sont faites sur des galeries avec un anneau intérieur en bois (Eylie, 1942), puis en coquilles ou parpaings en béton (Afrique du Nord : Djen-Djen, Oued Agrioun) (Réf. [26]).

Ces procédés ont ensuite évolués vers d'autres dispositifs de précontrainte, pour des pressions internes de plus en plus élevées. Les deux systèmes d'injection les plus répandues seront explicités ci-dessous : le système de murage Kieser et le système d'injection TIWAG.

La précontrainte étant obtenue en s'appuyant sur la masse rocheuse environnante, une certaine qualité du rocher est néanmoins indispensable.

1.3.2.1.1 Système de murage de Kieser

Le système de Kieser est caractérisé par un procédé de double bétonnage : un vide est laissé entre un anneau de première phase et l'anneau final en béton. Cet espace annulaire (de 3 à 5cm) est subdivisé longitudinalement en tronçons de 5 à 10m de longueur.

Dans une première phase, le mortier est injecté par le bas de l'anneau (Fig.13), de sorte à combler le vide. Une étape intermédiaire d'essorage permet l'exfiltration de l'eau excédentaire,

nuisible à la résistance du mortier (cette eau est utile pour faciliter le transport) et le remplacement par un apport solide. Une seconde phase consiste à mettre progressivement en pression le mortier, pour éviter les fuites du coulis. Ensuite, la section injectée est isolée pour la prise du coulis et la suivante peut être entamée.

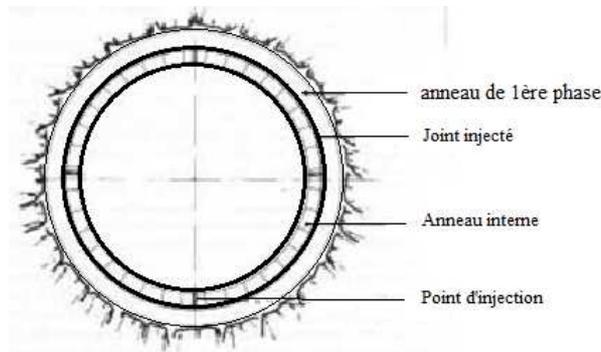


Figure 13. Méthode du "double anneau" de Kieser

La difficulté de cette technique réside dans le risque de soulèvement par flottaison de l'anneau et dans le fait que la pression appliquée autour du béton n'est pas uniforme. Aussi, en fin d'injection il peut être observé une décompression du coulis injecté. Une solution serait d'utiliser des coulis expansifs, de résistance initiale élevée, qui assurent une adhérence aux parois et une protection optimale contre l'intrusion d'eau.

1.3.2.1.2 Système TIWAG

Comparé au système de Kieser, le revêtement est unique et le coulis est injecté sous haute pression directement dans l'espace entre le revêtement et le rocher. Pour maintenir le joint ouvert pour une imprégnation uniforme du coulis à l'extrados du revêtement, l'injection est réalisée à l'aide de tubes à manchettes, intercalés en circonférence avant le bétonnage. Les manchettes synthétiques qui fonctionnent comme des vannes de libération recouvrent les conduites.

Cette méthode nécessite un système spécial de tuyaux synthétiques avec des soupapes, qui est placé le long de la paroi du tunnel.

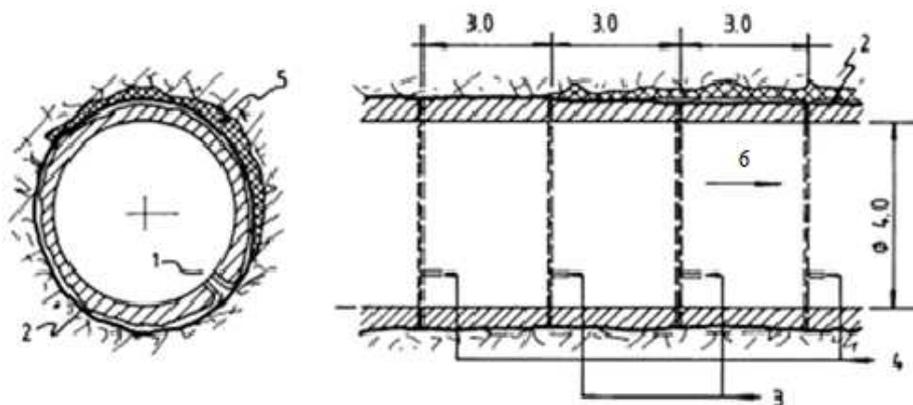


Figure 14. Installation du système d'injection Tiwag (en section et en longitudinal)

- | | |
|-------------------------------|---|
| 1 anneau des pipes plastiques | 2 couches de décollement à la chaux |
| 3 connexion des tuyaux | 4 connexion à la source de pression hydraulique |
| 5 béton de remplissage | 6 sens de précontrainte |

1.3.2.2 Précontrainte active

Aussi appelé serrage par procédé mécanique, la précontrainte active est réalisée par l'intermédiaire de câbles circulaires posés dans ou autour du revêtement. Une injection de remplissage (à l'intérieur des gaines de câbles) est ensuite réalisée après la mise en tension, pour améliorer le contact. Les variantes de cette méthode sont la précontrainte par fils d'aciers, par câble à haute résistance, par un système à pipes et par un vérin plat « flat jack ».

1.3.2.2.1 Précontrainte par fils d'acier

Elle est généralement appliquée sur des éléments cylindriques préfabriqués en béton, qui sont frettés à l'extrados par des fils, installés dans la galerie puis mis sous pression par une injection de mortier. Chaque anneau, formé par des segments, est monté par une machine spéciale et enroulé à l'air libre avec des fils d'aciers à haute résistance (Fig. 15). Les anneaux sont ensuite avancés dans le tunnel et placés sur des patins déjà bétonnés. L'espace annulaire est ensuite comblé par du mortier (Réf. [14]).



Figure 15. Exemples d'éléments semi-cylindriques utilisés pour le fretage par fil d'acier

L'avantage réside dans une certaine sécurité donnée par les fils d'acier qui, lorsqu'ils sont bloqués dans la galerie ont du mal à se détendre. Le fluage du béton est aussi réduit du fait de son âge (éléments préfabriqués). La difficulté réside cependant dans le transport et la manutention des viroles du fait de leur poids, mais aussi dans leur installation en galerie (gêne des activités).

La première application de cette précontrainte, réalisée en 1944 par le système d'enroulage de fils Wayss & Freitag, a été faite sur un tronçon de galerie forcée de l'usine électrique de Kaprun en Autriche. Les éléments préfabriqués de 3.2m de diamètre pour 300mm d'épaisseur ont été précontraints par des fils d'acier, puis posés segment par segment sur une longueur de 1316m. (Réf.[16]).

1.3.2.2.2 Précontrainte par câbles circulaires

Elle se réalise à l'aide de barres circulaires qui s'étendent sur la circonférence de la galerie. Les extrémités de câbles qui se chevauchent sont ancrées dans des contreforts aménagés en saillie à l'intérieur du profil d'un anneau (Fig. 16) A la suite de la précontrainte, le vide créé entre le rocher et le revêtement est comblé par injection.

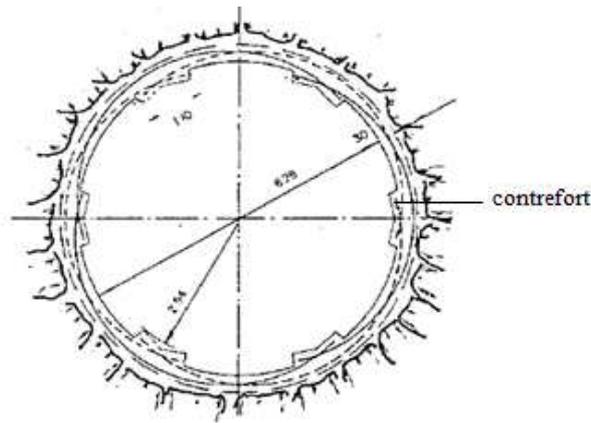


Figure 16. Précontrainte active à l'usine de Lünensee (système Dywidag)

La première utilisation de ce système de précontrainte s'est faite sur une portion de puits du complexe hydroélectrique de Lünensee en Autriche, en 1957, par la firme allemande Dyckerhoff et Wydmann. L'ouvrage de 200m de longueur avec un diamètre intérieur de 5.64 à 6.28m était soumis une pression de 1.2MPa. Le système était composé de trois barres qui s'étendaient chacune sur une partie de la circonférence de la galerie, sur une ouverture de 120° (Réf. [16]).

1.3.2.2.3 Précontrainte par système à câble et pipes

C'est une variante de la méthode par câbles et se base sur le même principe qu'une boucle de ceinture. Un câble circulaire enroulé à 360° autour de l'anneau est fixé par un ancrage intermédiaire, puis mis en tension par un vérin hydraulique (Fig17 & 18). Comparée à la méthode classique par câbles, aucun contrefort n'est nécessaire (Réf.[16]).

Après durcissement du béton, les câbles sont mis en tension *simultanément* à l'aide du vérin. Pendant cette mise en tension, l'ancrage se meut à l'intérieur d'une niche, sans appui sur le béton. Pour réduire les frictions pendant la mise en tension, on a recours à des torons graissés enrobés dans une peau de polyéthylène et directement noyés dans le béton. Les câbles sont impérativement injectés après le serrage.

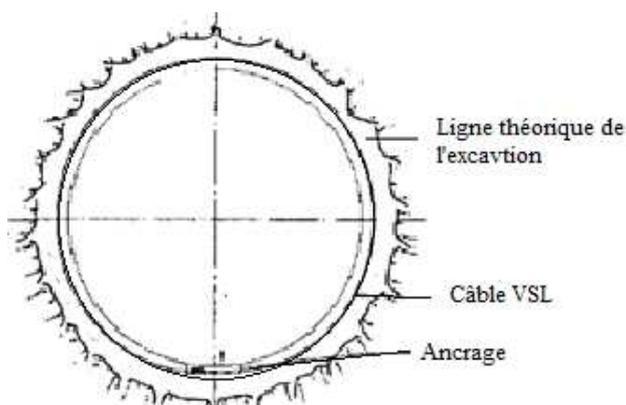


Figure 17. Précontrainte active par système à câble et tube d'injection (type VSL)

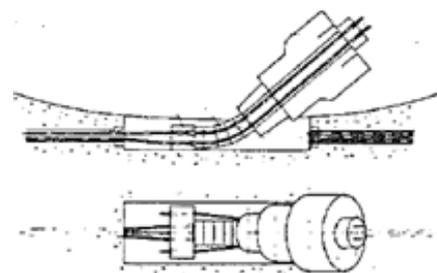


Figure 18. Ancrage de fixation intermédiaire (type VSL)

La résistance à la rupture des câbles peut atteindre des valeurs importantes selon le type de câbles (jusqu'à 6600kN pour un câble 22 torons de 0.6''). Ce procédé est rapide d'exécution : les opérations pouvant se faire par plusieurs équipes, les unes à la suite des autres.

1.3.2.2.4 Précontrainte par système Flat jack

La technique du « flat jack » ou du vérin plat est un dispositif imaginé par E. Freyssinet (1936) qui permet d'appliquer une pression au niveau d'une saignée réalisée dans l'épaisseur du revêtement.

Plus utilisé dans le bâtiment, son principe consiste en l'injection d'un fluide hydraulique sous pression entre les deux tôles soudées du vérin. Celui-ci se gonfle et exerce des efforts de compression sur les parois de la saignée. La pression à l'intérieur du vérin peut monter jusqu'à 15 MPa et permet ainsi d'appliquer à des structures des efforts pouvant atteindre des valeurs très élevées (de l'ordre de 1500 t pour un vérin qui ferait 1 x 1 m). Ce dispositif permet un serrage précis et mieux reparté. Il est remarquable par sa puissance, sa légèreté, son faible coût et la possibilité de faire varier les efforts.

Une technique similaire est le procédé Kunz, mis en place par le Dr Jauch (Allemagne) et qui consiste en l'emploi de vérins disposés dans l'épaisseur du revêtement. Le revêtement se compose de 2 demi-anneaux ou quatre quadrants séparés par des fentes longitudinales munies de vérins. Ce procédé a été appliqué avec succès à Rosshaupten et au tunnel routier de Stuttgart (Réf. [26]).

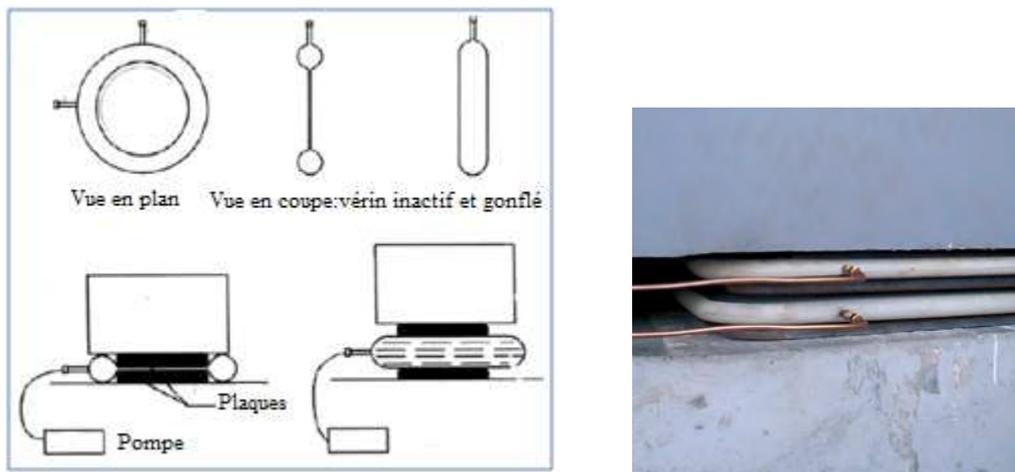


Figure 19: Schéma du vérin hydraulique Freyssinet

1.3.3 Autres : les injections classiques

Les injections de ciment ordinaire ou expansif réalisées sur le pourtour de l'ouvrage, quel que soit le type de revêtement, n'ont pas pour objectif principal la précontrainte, mais participent d'une certaine manière à une mise en compression du revêtement. Ce sont les injections de remplissage, de liaison, de consolidation et de serrage. Leurs procédés sont décrits à titre indicatif.

- **Remplissage/bourrage** : c'est le comblement du vide annulaire béton/rocher issu de l'excavation ou des hors-profils. En clé de voute, ces vides peuvent absorber un fort pourcentage du volume injecté et induire une répartition non homogène des poussées du terrain (Réf.[26]). Dans de nombreux cas, ce remplissage a créé un aplatissement vertical de l'anneau de béton, avec un développement de tensions en clé (de faible valeur) et des compressions en piédroits.

Les injections de bourrage se font sous faible pression (environ 0.3MPa) Réf. [8].

- **Liaison ou collage** : Elle complète la liaison entre le revêtement et la roche par un comblement des petits trous (en général dans des zones imperméables). Cette injection est effectuée à l'aide de forages courts pénétrant dans le rocher sur environ 20 cm, sous faible à moyenne pression allant de 0.3 à 1MPa (voire 2MPa), selon la résistance du revêtement. Ces injections de collage sont effectuées le plus tard possible pour compenser au maximum les effets de retrait du béton.
- **Consolidation** : Elle vise l'amélioration de la rigidité de la roche, par l'injection d'un produit de meilleure résistance au voisinage de l'ouvrage. L'auréole traitée autour de la galerie est d'environ 1 à 2 fois le rayon de l'ouvrage. La pression de consolidation doit être approximativement égale à la compression mesurée en paroi et peut atteindre des valeurs importantes (2 à 5MPa, voire 10MPa).
- **Serrage** : Ce procédé se distingue par une injection directement dans le terrain au moyen de forages réalisés *après le bétonnage*, pour en améliorer ses caractéristiques. Le coulis étant adhérent aux matériaux, l'injection de serrage a une action permanente et tend à diminuer et stabiliser les déformations. Cette mise en compression du rocher induit dans le béton des efforts normaux et des efforts de flexion (Réf. [26]). Les forages d'injection sont de préférence inclinés en parapluie (+/- parallèle au revêtement), de sorte à recouper perpendiculairement les plans de clivage, et le plus loin possible. Les injections de serrage sont difficiles à exécuter et leur performance est fonction de la nature du terrain et de la qualité de mise en œuvre. Des mesures extensométriques de suivi peuvent être indispensables.

Réalisées à des pressions pouvant être importantes, en particulier pour la consolidation, ces injections sont limitées par la résistance du revêtement et la contrainte *in-situ* du rocher.

1.4 RETOUR D'EXPÉRIENCE SUR LES OUVRAGES EN REVÊTEMENT PRÉCONTRAIT

Comme il a été précisé dans les paragraphes précédents, la technique du revêtement en béton précontraint est ancienne et a été utilisée dans des configurations diverses dans le monde entier. Quelques exemples de galeries à revêtement en béton précontraint sont présentés dans le tableau 2.

Une revue des cas de galeries hydrauliques en charge pour lesquels le revêtement a été conçu en béton précontraint a été réalisée (Tab.3). Les premières observations révèlent de manière explicite que la technique du revêtement en béton précontraint est répandue et applicable dans des configurations de projets très diverses.

Tableau 2.Exemples de galeries à revêtement en béton précontraint (Talobre, 1960)

Nom de l'aménagement	Pays	Diamètre du tunnel (m)	Charge de service (m.CE)	Procédé hydraulique (H) /mécanique (M)	
Aime (essai)	France	2.2		EDF	H
Beni-Bahdel	France			Freyssinet	H
Ben-Metir	France			Freyssinet	H
Chormais	France	4.95	120	Kieser	H
Djen-Djen	France			Freyssinet	H
Eylie	France	2.5	40	Montagné	H
La Bathie (essai)	France	1.72	150	EDF	H
La Frette	France		40	Freyssinet	M
Lana	Italie	3.4	80	Kieser	H
Marèges	France	4.4	100	Mary	H
Mers-el-kebir	France			Freyssinet	M
Mucone	Italie	2.85	120		M
Oued-Agrioun	France	3		Freyssinet	H
Oued-Fohda	France	2.6	50	Freyssinet	H
Reisach	Allemagne	4.9	200	Kunz	M
Rosshaupten	Allemagne			Kunz	M
Schluch See	Allemagne			Kieser	H
Soverzene	Allemagne	2.55	210	Oberti	M
Stuttgart	Allemagne	10	néant	Kunz	M

Tableau 3. Quelques exemples d'ouvrages à revêtement en béton précontraint et systèmes de précontrainte utilisés

Aménagement	Ouvrages	Pression / Diamètre/ Épaisseur	Techniques de construction/ Méthodes de conception
NTFP Ontario, Canada 2005- 2013	<ul style="list-style-type: none"> - galerie de déviation sous les chutes du Niagara - creusement au tunnelier à roche dure 	P= 1.3 MPa d= 12,8 à 14.4m e= 0.6m (0,5-0,75)	<ul style="list-style-type: none"> - Précontraint par système Tiwag - Injection 1,2 MPa (15MPa localement) - système d'étanchéité entre le soutènement et le revêtement - Conception par diagramme de Seeber
Drakensberg Afrique du Sud 1975- 1982	<ul style="list-style-type: none"> - 2 tunnels (1700m) - creusement à l'explosif et au jumbo 	P= 5 à 6,2MPa d= 5.5 m e= 0.55 à 0,6m	<ul style="list-style-type: none"> - Précontrainte par système Tiwag - Conception par diagramme de Seeber
Aménagement hydroélectrique du fleuve jaune Xiaolandgi, Chine 1994-97	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrages de dérivation - 16 tunnels superposés - Longueur : 1000m/tunnel 	d= 6,5m (7.9- 9.2) e= 0.65 m	<ul style="list-style-type: none"> - Revêtement béton armé précontraint - Câbles circulaires VSL : doubles boucles de 8 câbles de 150mm² de section, espacés à 50cm
P&PCSL Japon, 2003	<ul style="list-style-type: none"> - 3 canalisations d'égouts - Précontrainte par post-tension 	d=2.7 à 3.55m (d. externe) e=0.15 m	<ul style="list-style-type: none"> - Anneau en voussoirs (4+1 clé) - Précontrainte (sens longitudinal et en circonférence) après installation de l'anneau - Utilisation d'un système à câble et ancrage de fixation
Usine électrique de kaprun Autriche, 1944	<ul style="list-style-type: none"> - Tronçon de galerie forcée - Longueur 1316 m 	d=3.2m e=0.3 m	<ul style="list-style-type: none"> - système d'enroulage par fils d'acier - Éléments préfabriqués précontraints par, puis posés dans la galerie
Complexe hydroélectrique de Lünerseewerk Autriche, en 1957	<ul style="list-style-type: none"> - Tronçon de puits - Longueur 200m 	P= 1.2MPa d= 5,64 à 6,28 m e= 0.3 m	<ul style="list-style-type: none"> - Système par câble et pipe (Dywidag) - Injection post-tension entre le rocher et le revêtement

Une analyse plus poussée de la technique la plus répandue, à savoir la précontrainte par injection, est effectuée sur des projets récents et problématiques. Seuls les projets pour lesquels les détails de la phase de conception sont disponibles seront présentés, notamment le projet de Drakensberg en Afrique de Sud et le projet NTFP (Niagara Tunnel of Facility project) au Canada (§§A.2.1 & A.2.2).

2. DIMENSIONNEMENT DES REVÊTEMENTS

2.1 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES REVÊTEMENTS

2.1.1 Dimensionnement des revêtements cylindriques

2.1.1.1 Généralités

Le dimensionnement des galeries et puits blindés est basé sur l'idée de garder la contrainte admissible dans le blindage en-dessous de la limite d'élasticité de l'acier. Il tient principalement compte de la pression interne en condition statique. Néanmoins, comme les études de Seeber l'ont montré, ce ne sont pas les chargements statiques, même importants, qui créent des problèmes dans les centrales, mais le chargement dynamique. Celui-ci crée des variations de pression indésirables dans le blindage.

En règle générale donc, la conception du revêtement tient compte des pressions intérieures dynamiques qui induisent des déformations plus importantes ainsi que des charges extérieures : pression de la nappe et pression d'injection (bourrage, serrage...). En effet, l'eau souterraine, qui souvent s'oppose à la pression interne constitue une charge additionnelle ; son niveau le plus haut est à considérer.

2.1.1.2 Notions d'interaction hydromécanique

Dans le cas particulier des revêtements en béton, la limitation de l'ouverture des fissures de traction sous l'effet de la pression interne est le critère fondamental de dimensionnement.

A la frontière entre le rocher et le revêtement subsiste un ensemble de phénomènes hydraulique et mécanique qui influent sur les charges appliquées à l'ouvrage. A la 1^{ère} mise en eau de la galerie, une partie de la pression interne est transmise au rocher et une autre partie au revêtement. Les déplacements radiaux du massif, fonction de sa rigidité, sont de valeur égale à ceux du revêtement (condition de compatibilité élastique) et déterminent la contrainte de traction dans celui-ci. L'effort de tension qui s'y développe induit alors la fissuration du béton, dépendamment de son épaisseur et de son module d'élasticité.

En plus de la déformation du revêtement, la pression interne crée un gradient hydraulique qui a tendance à évacuer l'eau à travers le revêtement et le massif environnant. Le béton n'étant pas totalement étanche, la condition de continuité des écoulements et flux implique que le débit des fuites à travers le revêtement soit égal au débit qui s'infiltré dans le terrain. Cette condition est satisfaite dès que la pression hydraulique à l'extérieur du revêtement atteint une valeur d'équilibre fonction de la perméabilité relative du béton et celle du massif. Une fois l'équilibre atteint, la pression hydraulique s'applique de manière uniforme sur tout le périmètre externe du revêtement, ainsi que sur le terrain excavé.

Si l'augmentation de la pression hydraulique à l'extrados est supérieure à la pression initialement transférée au massif, la surpression à l'interface engendre la création d'un vide de décollement. La pression interstitielle exercée sur le périmètre externe de l'anneau tend à le comprimer et réduire la déformation en traction due à la pression interne. Cette nouvelle valeur de pression hydraulique externe doit à nouveau satisfaire la condition de continuité. Ces interactions justifient le lien étroit entre les conditions hydrauliques (continuité du flux) et mécaniques (compatibilité des déplacements) à l'interface entre le rocher et le revêtement semi-perméable.

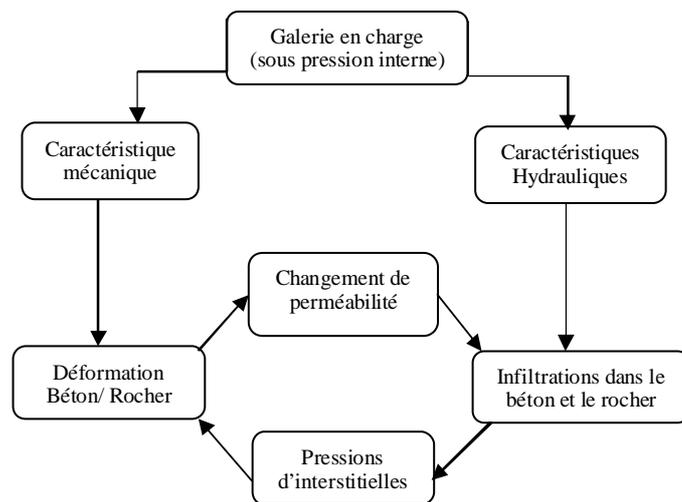


Figure 20: Interaction hydromécanique sol/structure pour un revêtement perméable

La conception d'un revêtement en béton doit donc prendre en compte les conditions mécaniques à l'interface béton/rocher, mais aussi les conditions hydrauliques qui appliquent une charge supplémentaire à l'anneau de structure. Cependant, dans les paragraphes à venir, les percolations à travers le revêtement et la génération d'une pression interstitielle au contact béton-rocher ne seront pas considérées. Le revêtement est supposé étanche de sorte qu'aucun réseau d'écoulement ne s'y développe.

2.1.1.3 Formules du tube

Le dimensionnement des galeries et puits est basé sur l'interaction mécanique à l'interface entre le revêtement et la masse rocheuse. Les déformations et l'état de contraintes peuvent être déduits de la théorie du tube à paroi épaisse, pour une galerie en charge de forme circulaire. La solution analytique est basée sur la loi de Hooke, pour un état de contraintes planes, un comportement élastique isotrope et en supposant que le béton non fissuré a une perméabilité assez faible. La pression interstitielle n'est donc pas prise en compte.

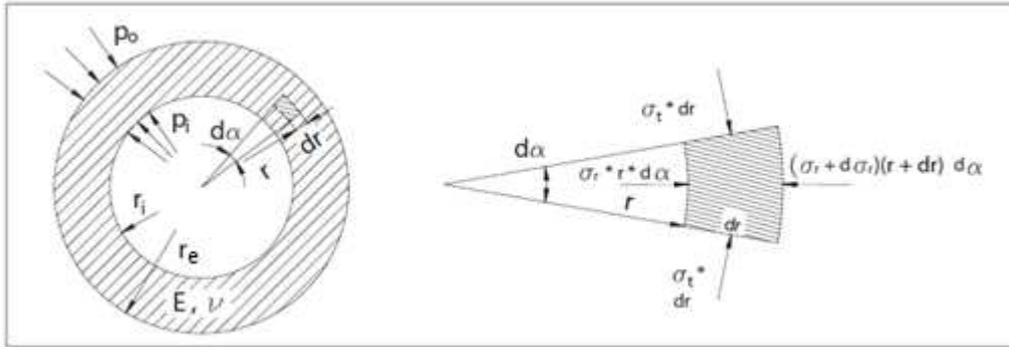


Figure 21: Schéma de base des équations d'équilibre

Théorie d'élasticité linéaire : Revêtement et massif homogènes, isotropes, en déformations planes ($\varepsilon_z=0$), en symétrie radiale et dans un milieu infini. Pour un tube épais de rayon interne R_i , de rayon externe R_e , soumis à une pression intérieure (P_i) et une pression extérieure (P_o), les contraintes et déformations à une distance quelconque (r) du centre de sont données par :

- Contrainte radiale :

$$\sigma_r(r) = -P_i \frac{R_i^2}{R_e^2 - R_i^2} * \frac{r^2 - R_e^2}{r^2} + P_o \frac{R_e^2}{R_e^2 - R_i^2} * \frac{r^2 - R_i^2}{r^2}$$

- Contrainte ortho radiale

$$\sigma_\theta(r) = -P_i \frac{R_i^2}{R_e^2 - R_i^2} * \frac{r^2 + R_e^2}{r^2} + P_o \frac{R_e^2}{R_e^2 - R_i^2} * \frac{r^2 + R_i^2}{r^2}$$

- Déformation radiale

$$\varepsilon_r = \frac{1 + \nu}{E(R_e^2 - R_i^2)} * \frac{R_i^2 R_e^2}{r^2} \left[P_i \left(\frac{r^2(1 - 2\nu)}{R_e^2} + 1 \right) - P_o \left(\frac{r^2(1 - 2\nu)}{R_i^2} + 1 \right) \right]$$

- Déformation ortho radiale

$$\varepsilon_\theta = \frac{1 - \nu}{E} \frac{P_i R_i^2 - P_o R_e^2}{R_e^2 - R_i^2} + \frac{1 + \nu}{E r^2} \frac{R_i^2 R_e^2 (P_i - P_o)}{R_e^2 - R_i^2}$$

2.1.2 Revêtements cylindriques étanches

Plusieurs méthodes de conception analytique des revêtements avec prise en compte de la participation du rocher s'appuient sur l'analyse des conditions d'équilibre élastiques. Les principales différences entre elles, portent sur les hypothèses sur le béton de bourrage (fissurée ou non), l'extension d'une zone de rocher fissuré et la largeur du vide annulaire. En effet, l'augmentation du rayon de la zone fissurée diminue le taux de participation du rocher et pour un rayon donné, la baisse du module d'élasticité de la zone fissurée réduit le pourcentage de charges transféré au rocher.

Seule la méthode de Seeber, largement abordée dans la bibliographie sera présentée. En effet, la démarche de conception des revêtements précontraints est identique à celle du blindage en termes de participation à la reprise des efforts. L'approche sera donc développée dans le cas du blindage pour une meilleure compréhension.

2.1.2.1 Dimensionnement d'un revêtement en blindage

2.1.2.1.1 Méthode de Seeber

La méthode proposée par Seeber (1975) permet la prise en compte de la participation du rocher pour la conception des revêtements en blindage. Basée sur les équations d'équilibre élastique, elle calcule les réactions du rocher et du blindage, vis-à-vis des efforts induits par la pression interne. Les taux de participation peuvent alors être déduits, pour une valeur de déformation admissible et une épaisseur d'acier donnée.

a. Hypothèses

La prise en compte de la participation du rocher n'est justifiée qu'à conditions que :

- Le module de déformation du massif soit mesuré à proximité immédiate du puits,
- La pression absorbée par la roche ne dépasse pas la contrainte principale mineure à la verticale.
- Le blindage soit testé vis-à-vis de son potentiel à la rupture
- Le vide entre le blindage et le béton de bourrage soit injecté à la plus haute pression possible, et ce après un premier test de pression.

b. Principe

Selon la valeur de la charge hydraulique interne et pour une valeur de déformation admissible de l'acier, les taux de participation du rocher et du revêtement sont calculés. En effet, la réaction du rocher est limitée par la déformation maximale admissible de l'acier et donc par sa contrainte admissible. En partant des équations du tube, la condition de compatibilité élastique suppose une égalité des déformations : déformation de l'acier est égale à la déformation du rocher.

Les comportements de l'acier (module de Young E_A et coefficient de poisson ν_A) et du rocher (module de Young E_R et coefficient de poisson ν_R) à l'interface de contact sont caractérisés par :

- La réaction du rocher : $\frac{U_{rocker}}{R_i} = P_R \left[\frac{1+\nu_R}{E_R} \right]$ d'où $P_B = \left[\frac{E_R}{1+\nu_R} \right] * \frac{U}{R_i}$
- La réaction de l'anneau (tube mince) : $P_A = \left[\frac{E_A}{1-\nu_A^2} \right] * \frac{e}{R_i} * \frac{U}{R_i}$

Avec e : épaisseur du blindage

Le coefficient de Poisson étant faible, on pose $\frac{1}{1-\nu_A^2} = 1$.

c. Abaque de Seeber

Seeber a traduit sa méthode sous forme d'abaque dit de « Pression- Déformation » qui permet une estimation rapide de la résistance du revêtement en fonction des déformations admissibles dans l'acier. Sur l'abaque sont représentées les courbes de comportement du blindage pour différentes caractéristiques (épaisseur et limite élastique).

- La partie supérieure représente la courbe de pression du terrain en fonction des déformations.
- La partie inférieure donne l'épaisseur relative du blindage e/R en fonction de la pression à reprendre et de la contrainte de traction de l'acier (liée à la déformation du blindage).

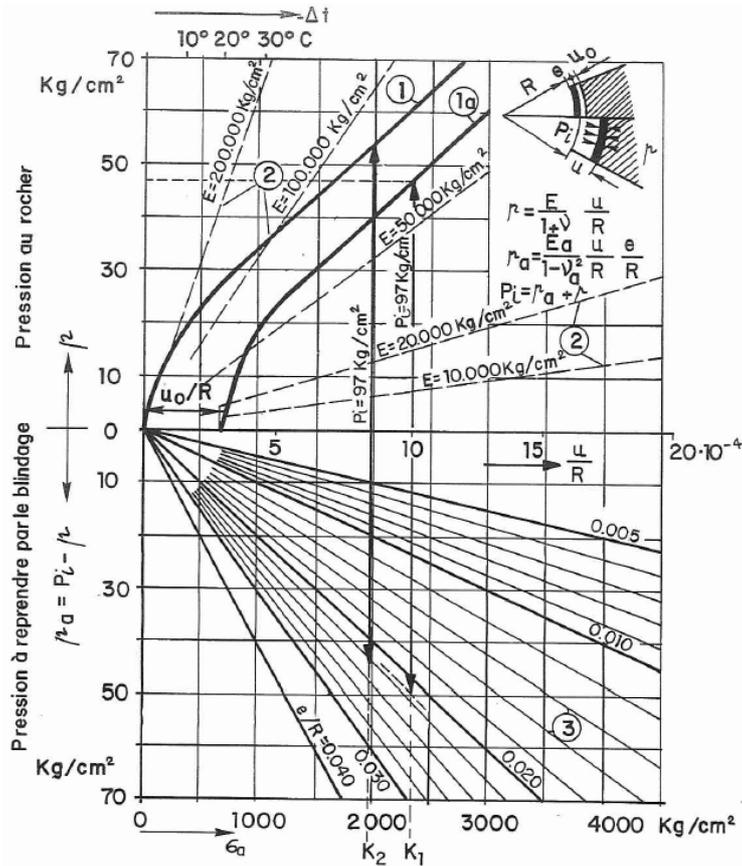


Figure 22: Abaque de dimensionnement du blindage (Lauffer & Seeber, 1961)

Utilisation du diagramme : Pour déterminer l'épaisseur de blindage à l'aide de l'abaque de Seeber, le concepteur devra suivre les étapes suivantes :

- Repérer la courbe de comportement du rocher (module d'élasticité constant). Si des essais in-situ ont été réalisés, la courbe à représenter est la courbe de déformation réelle, à module de déformation variable.
- Décaler la courbe du rocher (vers la droite) pour tenir compte du vide de décollement rocher/acier du fait du retrait de l'acier sous l'effet de la variation de température (échelle de T° dans la partie supérieure de l'abaque). Une déformation de l'ordre 0.25‰ est en général retenue, pour une baisse de température de 20°C
- La contrainte admissible de l'acier σ_{adm} est reportée sur l'abscisse inférieure de l'abaque ou la déformation admissible ϵ_{adm} est reportée sur l'abscisse supérieure de l'abaque.

La déformation admissible est fonction du type d'acier et peut être estimée à partir du module et de la limite élastique, à laquelle un coefficient de sécurité au flambage de 2 est généralement appliqué.

- L'intersection entre la courbe du terrain et la droite d'abscisse σ_{adm} (ou ε_{adm}) donne la valeur de pression reprise par le rocher. La pression à reprendre par l'acier est déduite par soustraction ($P_i = P_R + P_A$)
- L'intersection entre la droite d'abscisse σ_{adm} et la droite en ordonnée de valeur égale à la P^o à reprendre par l'acier (P_A) permet de déduire l'épaisseur relative e/R et donc l'épaisseur finale du blindage e .

2.1.2.1.2 Généralisation de la méthode de Seeber

La méthode proposée par Seeber peut être généralisée aux revêtements composites, composés d'une feuille de blindage métallique et d'un anneau de béton de bourrage, au contact d'une zone de rocher fissuré.

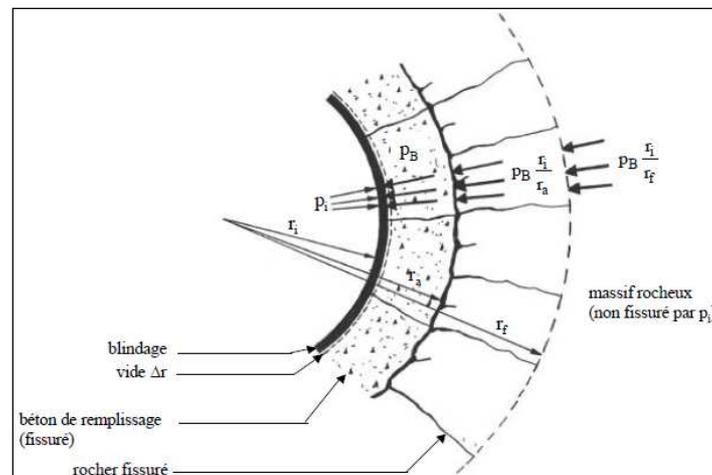


Figure 23 : Modèle géométrique global de calcul du transfert de charges rocher/revêtement

Ce modèle géométrique distingue 5 zones à la frontière terrain/revêtement (Fig.24) avec de l'intérieur de la galerie vers le massif :

- **Le blindage** : Il est en contact direct avec l'eau sous pression dans la galerie
- **Le vide de décollement** : c'est un joint laissé entre le blindage et le béton de bourrage du fait de la contraction de l'acier au contact de l'eau (en général l'eau est plus froide lors de la mise en service de la galerie). Pour la conception, une valeur de déformation égale à 0.25‰ est en général retenue, pour une baisse de température de l'ordre de 20°C. Le vide dû au retrait pendant la prise du béton n'est pas pris en compte, car généralement comblé par une injection de collage avant la mise en eau.
- **Le béton de remplissage ou d'enrobage** : Il est supposé fissuré et ne pas avoir de raideur circonférentielle. Il ne fait que transmettre la pression exercée sur le blindage au rocher et ne transmet que les contraintes radiales. Ses caractéristiques sont généralement assimilées à celles du massif encaissant sur une épaisseur de 1m, avec un coefficient de poisson égal à zéro ($\nu = 0$ car fissuré) (Réf. [17]).
- **Le rocher fissuré** : Il correspond à une zone fragilisée, de largeur variable selon le mode de creusement. Du fait de sa fracturation, cette zone ne peut transmettre les efforts de traction mais uniquement les contraintes radiales. Son rayon et son module sont déterminants pour la conception, car l'augmentation du rayon diminue le taux de participation du rocher.

- **Le massif sain** : Il est non fragilisé et supposé homogène, élastique et isotrope.

Dans cette configuration, la déformation totale du rocher est intimement liée aux déplacements radiaux du béton et du rocher fissuré. Son comportement est alors caractérisé par :

$$\frac{U_{tot}}{r_i} = P_R \left[\frac{1 - \nu_B^2}{E_B} * \ln\left(\frac{R_e}{R_i}\right) + \left(\frac{1 - \nu_{R1}^2}{E_{R1}}\right) * \ln\left(\frac{R_f}{R_e}\right) + \frac{1 + \nu_{R2}}{E_{R2}} \right]$$

P_R : Pression apportée par le rocher
 R_f : rayon de la zone de rocher fissuré
 E_{R1} : Module de Young du rocher fissuré
 ν_B : coefficient de poisson du béton
 ν_{R2} : coefficient de poisson du rocher sain ($\nu_{R1} = \nu_{R2}$)
 R_e : rayon de l'excavation ($R_e = R_i + e$)
 E_B : Module de Young du béton de remplissage
 : Module de Young du rocher sain
 ν_{R1} : coefficient de poisson du rocher fissuré

Cette formule généralisée sera utilisée dans la suite de cette étude pour la conception du blindage.

2.1.2.2 Dimensionnement de revêtement en béton armé

Les méthodes de dimensionnement des revêtements en béton armé sont pour la plupart basées sur l'analyse de l'interaction sol/structure, avec une participation du rocher à la reprise des efforts. La sollicitation totale sur le revêtement béton est alors réduite. Plusieurs méthodes de conception des revêtements en béton armé sont développées dans la littérature. Quelques unes sont listées à titre indicatif (Tab.4) mais ne seront pas abordées dans ce rapport.

Tableau 4. Méthodes de conception des revêtements en béton armé

Méthodes	Type de revêtement	Zones en interaction à la frontière	Paramètres à déterminer
Rodrigues	Béton armé	Interaction mécanique : béton armé, rocher fissuré, rocher sain	Taux de participation rocher/acier ; espacement entre fissures ; Ouverture max de fissure
Fernandez	béton /Béton armé	Interaction mécanique et hydraulique : béton et rocher	Taux de participation, débit de fuite
USACE	Béton armé, béton, blindage	blindage, gap, béton de bourrage, rocher fissuré et rocher sain	
EPRI	Béton armé/blindage	sections d'armatures, anneau béton, roches fissurée et saine	ouverture max des fissures

La méthode de l'EPRI est usuellement utilisée à EDF.

2.2 CAS DES REVÊTEMENTS EN BÉTON PRÉCONTRAIT

2.2.1 Principe général de conception

La démarche de conception consiste à analyser les conditions d'équilibre élastique entre un tube interne en béton et un tube externe de rocher, supposé de rayon infini (formule du tube épais). En appliquant la condition de compatibilité, la pression d'injection pour équilibrer les réactions et annuler les déformations dans le béton est déduite.

Cependant, la pression de précontrainte est progressivement perdue sous l'effet du retrait de prise, du retrait thermique à la mise en eau de la galerie et par fluage du béton. De même, le retrait du rocher à la mise en service de la galerie et son fluage sont des facteurs additionnelles qui réduisent la précontrainte à long terme. La pression initiale doit donc être assez forte pour compenser ces pertes de résistance et maintenir une précontrainte suffisante pendant la vie de l'ouvrage.

Les données du projet à définir sont :

- Le rayon interne de la galerie
- La pression d'eau à l'intérieur de la galerie
- L'épaisseur de l'anneau de béton
- Les caractéristiques mécaniques
 - o Rocher : Module de Young et coefficient de poisson ν
 - o Béton : Module de Young à court et long terme, résistance à 28jrs et coefficient de poisson ν
- Les déformations par pertes de précontrainte

2.2.2 Estimation des pertes de précontrainte

Les apports de la précontrainte sont difficiles à quantifier en cours de conception. L'incertitude quant à ces pertes reste un paramètre important, d'où la définition de paramètres conservatifs.

2.2.2.1 Pertes de précontrainte du rocher

L'estimation de la perte de précontrainte totale dans le rocher constitue une difficulté majeure dans la démarche de conception. Elle tient compte de :

- L'effet des variations thermiques à la mise en eau de la galerie. Une valeur de déformation égale à 0.25‰ est en général retenue, pour une baisse de température de l'ordre de 20°C. Cependant, cette perte de précontrainte est généralement négligée.
- L'effet du fluage du rocher à la mise en service, mais aussi à long terme. Ce fluage est fonction de l'état de contrainte et peut être évalué par les essais *in situ*. A défaut d'une estimation par mesures, elle peut être négligée en première approximation.

2.2.2.2 Pertes de précontrainte du revêtement béton

Les pertes de précontrainte dans le béton sont généralement de plus grande importance et sont associées au :

- Retrait pendant la prise du béton : cette déformation sera estimée par essais de laboratoire ou par des méthodes analytiques, notamment la formule de Bazant (Réf.[2]). Du fait de l'humidité en souterrain, cette déformation est minime et peut être négligée en première approximation.
- Retrait thermique du béton : à la mise en eau, la différence de température entre l'intérieur de la galerie et l'eau (en général de température plus faible), induit un retrait de l'anneau de béton. Cette déformation peut être estimée en fonction du coefficient de dilatation thermique du béton α , qui a une valeur de l'ordre $1.10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, pour une variation de température ΔT de 20°C .

$$\varepsilon_{T^{\circ}} = \alpha * \Delta T$$

- Fluage du béton : c'est un phénomène de relaxation sous chargement constant. La perte de déformation par fluage peut être estimée par la formule analytique de Bazant, en fonction du temps, de l'humidité et des caractéristiques du béton (E/C, type de ciment...), mais est estimée en première approximation à 2%.

2.2.2.3 Autres pertes de précontrainte

Il est important de préciser que des pertes additionnelles en phase de construction peuvent être liées à la pompe d'injection. Le long du tube d'injection s'accumulent des pertes de charges qui auront tendance à réduire la pression effective du coulis injecté dans le terrain. De même, la relaxation du coulis d'injection peut engendrer des pertes de pression de l'ordre de 10 à 40% (Réf.[26]). Cependant, la gestion de ces pertes est laissée au savoir-faire de l'entreprise d'exécution des travaux et non prises en compte en phase conceptuelle.

2.2.3 Calcul de la pression de précontrainte

2.2.3.1 Application de la théorie d'élasticité

L'application des conditions d'équilibre élastique permet de déduire la pression à apporter à l'extrados du revêtement pour équilibrer les réactions et annuler les déformations dans l'anneau de béton.

2.2.3.1.1 Démarche de calcul sans prise en compte des pertes

Ce paragraphe illustre la démarche de calcul de la pression d'injection sans prise en compte des pertes de résistance avec le temps.

- Calcul des taux de participation du rocher et du béton :

- Taux de participation du rocher :
$$P_R = \frac{\frac{E'R}{E''e}}{1 + \frac{E'R}{E''e}} * (P_i - P_0)$$
- Caractéristiques du rocher E'
$$E' = \frac{E}{1+\nu}$$
- Caractéristiques du béton E''
$$E'' = \frac{E}{1-\nu^2}$$
- Taux de participation du béton
$$P_B = P_i - P_R$$

- Calcul de la déformation initiale du béton vis-à-vis de son taux de participation (béton soumis à P_B)

$$\varepsilon_{\theta,B}(r = R_e \text{ et } P_e = 0) = \frac{1 + \nu}{E(R_e^2 - R_i^2)} * R_i^2 \left[P_B \left(\frac{R_e^2(1 - 2\nu)}{R_e^2} + 1 \right) \right]$$

La fissuration du béton est supposée atteinte dès lors que la déformation est supérieure à 0.15‰.

- Pour obtenir une déformation nulle à l'extrados ($\varepsilon_\theta = 0$), la pression à apporter à l'extrados pour compenser la participation du béton à la reprise des efforts est :

$$P_0 = \frac{P_B \left(\frac{r^2(1 - 2\nu)}{R_e^2} + 1 \right)}{\left(\frac{r^2(1 - 2\nu)}{R_i^2} + 1 \right)}$$

A l'extrados, $r=R_e$,

$$P_0 = \frac{P_B * (2 - 2\nu)}{\left(\frac{R_e^2(1 - 2\nu)}{R_i^2} + 1 \right)}$$

- Vérification : Après la précontrainte et la mise en eau de la galerie, (revêtement soumis à la charge à l'intérieur de la galerie et la pression externe d'injection), la déformation dans l'anneau de béton doit être nulle. A l'extrados, $r=R_e$:

$$\varepsilon_\theta = \frac{1 + \nu}{E(R_e^2 - R_i^2)} * R_i^2 \left[P_B(2 - 2\nu) - P_e \left(\frac{R_e^2(1 - 2\nu)}{R_i^2} + 1 \right) \right]$$

P_B = réaction du béton vis-à-vis de la pression P_i

P_e = Pression d'injection à l'extrados pour comprimer l'anneau

- Si ε est de signe négatif (-), l'anneau conserve un taux de compression même après la mise en eau ; le béton reste comprimé et ne se fissure pas.
- Si ε est de signe positif (+), l'anneau de béton développe de la traction et se fissure

2.2.3.1.2 Démarche de calcul avec prise en compte des pertes

Pour intégrer les pertes de précontrainte au fil du temps et après avoir estimé la déformation initiale de l'anneau de béton, les étapes suivantes sont à effectuer :

- Calcul de la déformation totale à l'extrados du revêtement. A la déformation liée à la pression interne, s'ajoutent des déformations par pertes de contraintes avec le temps. La déformation totale à l'extrados est :

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{\theta,B} + \varepsilon_{pertes}$$

- La pression à exercer à l'extrados pour compenser cette déformation totale est :

$$P_e = \frac{-\frac{\varepsilon_{tot} * E(R_e^2 - R_i^2)}{(1 + \nu)R_i^2}}{\frac{R_e^2(1 - 2\nu)}{R_i^2} + 1}$$

- Vérification des déformations : A l'équilibre, la pression injectée doit annuler les déformations de l'anneau. Si aucune pression n'est injectée, la déformation doit alors être égale à la déformation totale (ε_{tot}) précédemment calculée.

$$\varepsilon_{\theta}(r = R_e) = \frac{1 + \nu}{E(R_e^2 - R_i^2)} * \frac{R_i^2 R_e^2}{r^2} \left[P_B \left(\frac{r^2(1 - 2\nu)}{R_e^2} + 1 \right) - P_e \left(\frac{r^2(1 - 2\nu)}{R_i^2} + 1 \right) \right]$$

P_B = réaction du béton à l'intrados vis-à-vis de P_i

P_e = Pression d'injection à l'extrados

2.2.3.2 Méthode de Seeber

2.2.3.2.1 Principe

Partant des équations d'élasticité, la méthode graphique proposée par Seeber permet une détermination rapide de la pression minimum de précontrainte pour que le rocher reprenne totalement les efforts supplémentaires dus à la pression intérieure de la galerie.

En considérant que toute la pression interne est appliquée au rocher, sa réaction doit contrebalancer la pression interne P_i et éviter la déformation de l'anneau $P_R = -P_i$

- 1- Si le rocher absorbe P_i , il se déforme d'une valeur égale à :

$$\varepsilon_{\theta(R)} = \frac{(1 + \nu)P_i}{E}$$

- 2- Calcul des déformations à long terme (voir § 2.2.2) et la déformation circonférentielle totale du rocher

$$\varepsilon_{pertes} = \varepsilon_{retrait} + \varepsilon_{T^o} + \varepsilon_{fluage}$$

$$\varepsilon_{\theta(total)} = \varepsilon_{\theta(B)} + \varepsilon_{pertes}$$

- 3- Calcul de la pression qui serait reprise par le revêtement pour une déformation ε_{totale} (si le rocher n'absorbe pas toute la pression)

$$P_{(B)}(\varepsilon_{\theta}) = \frac{-E_B(R_e^2 - R_i^2)}{(1 + \nu_B) * \left[R_i^2 + R_e^2 \left(1 - \frac{2\nu_B}{1 + \nu_B} \right) \right]} * \varepsilon_{\theta(total)}$$

- 4- La pression d'injection est équivalente à la pression qui devrait être reprise par le revêtement béton. Appliquer cette pression à l'extrados du revêtement annulerait donc la part absorbée par le revêtement

$$P_p = P_{(B)}(\varepsilon_{total})$$

2.2.3.2.2 Abaque de Seeber

L'abaque est utilisé de manière identique à l'abaque pour la conception du blindage : la courbe du rocher est ensuite décalée (vers la gauche) de sorte à prendre en compte les pertes. La pression d'injection, correspondra dans ce cas à la pression reprise par le revêtement béton.

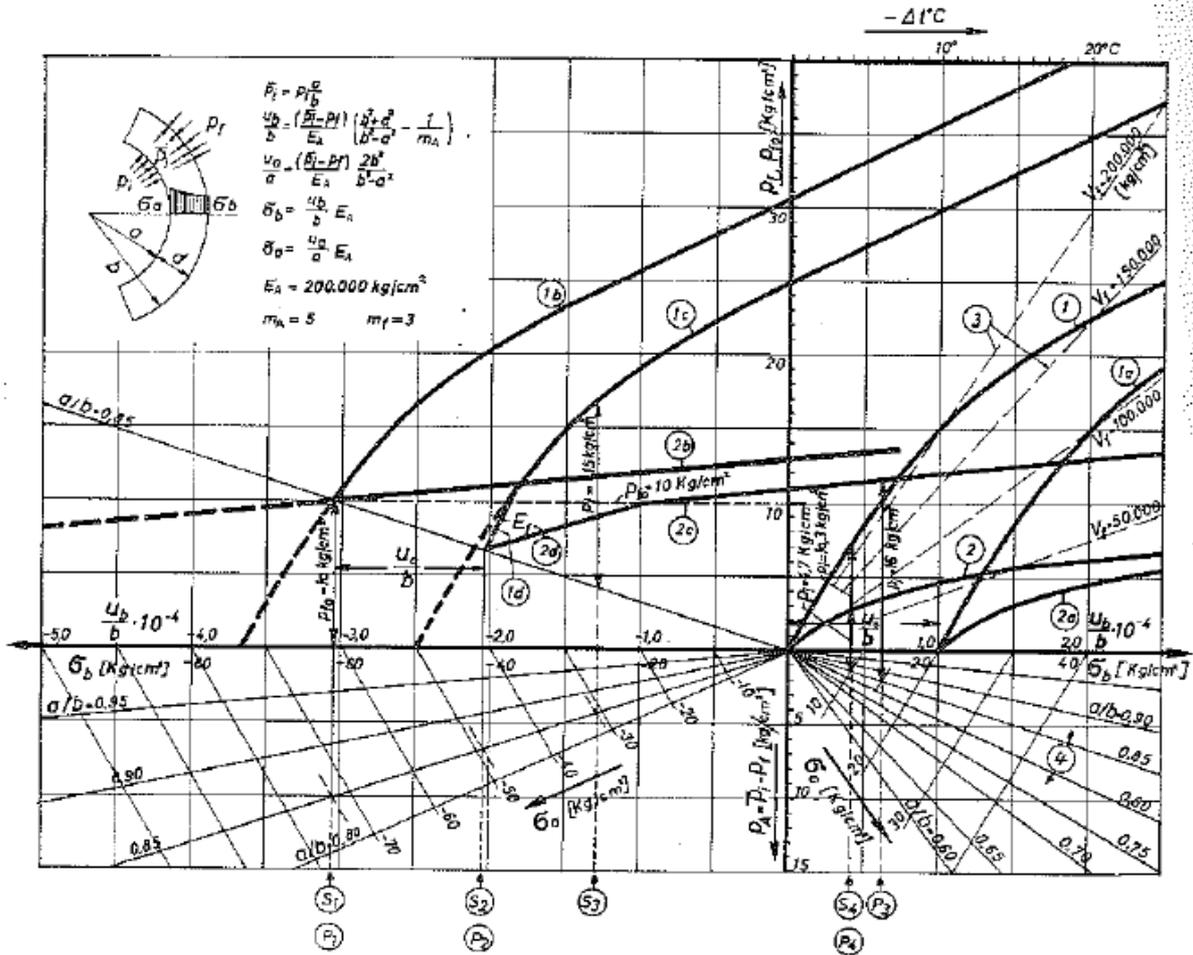


Figure 24: Abaque de conception des revêtements béton précontraint (Lauffer & Seeber)

2.2.4 Vérification des paramètres

Une vérification des contraintes et déformations vis-à-vis de la pression à injecter est primordiale pour s'assurer que le béton ne se rompt pas sous l'action du coulis. En effet, comme le béton a une résistance à la compression élevée, la pression d'injection peut être aussi élevée mais ne doit pas induire une contrainte de compression supérieure à la résistance limite. Au-delà de cette valeur de résistance, le béton se rompt.

Aussi, la largeur du vide de décollement entre le revêtement béton et le rocher du fait de l'injection est à déterminer. L'ouverture de ce joint sera utile pour l'estimation du volume total de coulis à injecter.

- Contrainte ortho-radiale de compression (anneau uniquement sous pression externe, $P_i=0$ et $r=R_i$) doit être inférieure à la résistance en compression du béton R_c .

$$\sigma_\theta = \sigma_c = \frac{2 P_0 * R_e^2}{R_e^2 - R_i^2}$$

- Contrainte radiale (de traction) : Avant la mise en eau de la galerie ($P_i=0$ et $r=R_e$), elle est égale à la pression d'injection P_e

$$\sigma_r = \sigma_t = P_e$$

- Déformation radiale de l'anneau en béton pendant l'injection (court terme) est donnée par :

$$\varepsilon_{r,B,Pp} = -\frac{1 + \nu_B}{E_c} * \left[\frac{R_e^2 * (1 - 2\nu_B) + R_i^2}{R_e^2 - R_i^2} \right] * P_p$$

- Déformation radiale du rocher pendant l'injection (court terme) est donnée par :

$$\varepsilon_{r,R,Pp} = \frac{1 + \nu_R}{E_R} * P_p$$

- Largeur du vide de décollement entre l'anneau et le rocher du fait de l'injection :

$$gap = (|\varepsilon_{r,B,Pp}| + |\varepsilon_{r,R,Pp}|) * R_0$$

Ces paramètres sont utiles au concepteur : il peut alors faire varier la pression d'injection et prédire le comportement du béton, conformément aux critères admissibles (ε_{adm} , R_c). Il est à noter que pour un revêtement béton qui doit être précontraint pour une forte charge interne, la pression de précontrainte ne doit pas excéder a priori la contrainte mineure (en générale la contrainte horizontale), sinon il peut y avoir un risque de rupture.

Selon la profondeur de l'ouvrage, le poids volumique du massif et le rapport des contraintes en place, la faisabilité de l'injection est à vérifier pour éviter le claquage du terrain.

3. APPLICATION AU PROJET DE GILBOA

3.1 PRÉSENTATION DU PROJET

Documents de références :

- Geotechnical baseline report, Gilboa -pumped storage project, July 2011, PSP Investments Ltd.
- Gilboa - PSP. Project, High pressure shaft and tunnel concrete lining design – calculation note, by Artelia, mach 2014, ref. 8210060
- Cogech 2014, communication D18

3.1.1 Contexte/Localisation

Le projet de Gilboa constitue le 1^{er} aménagement hydroélectrique en Israël. Cette STEP souterraine vise une augmentation de la puissance de production d'électricité d'Israël de 2,5%, d'environ 300MW, grâce à deux pompes turbines de 150MW de puissance.

Située à 120km au nord de Tel Aviv (Fig.25-a), la centrale de Gilboa est en cours de construction (2011-2017), pour une mise en service prévue en 2018. Elle contribuera à accroître la fiabilité de la fourniture d'électricité et constituera un outil capital pour en contrôler la demande et la distribution. (Budget =1.4 Billion NIS (New Israël Shekel) soit environ 300millions d'Euro).

EDF a contracté une prestation d'études et d'assistance technique à maîtrise d'œuvre pour la construction des STEP : Gilboa et Manara.

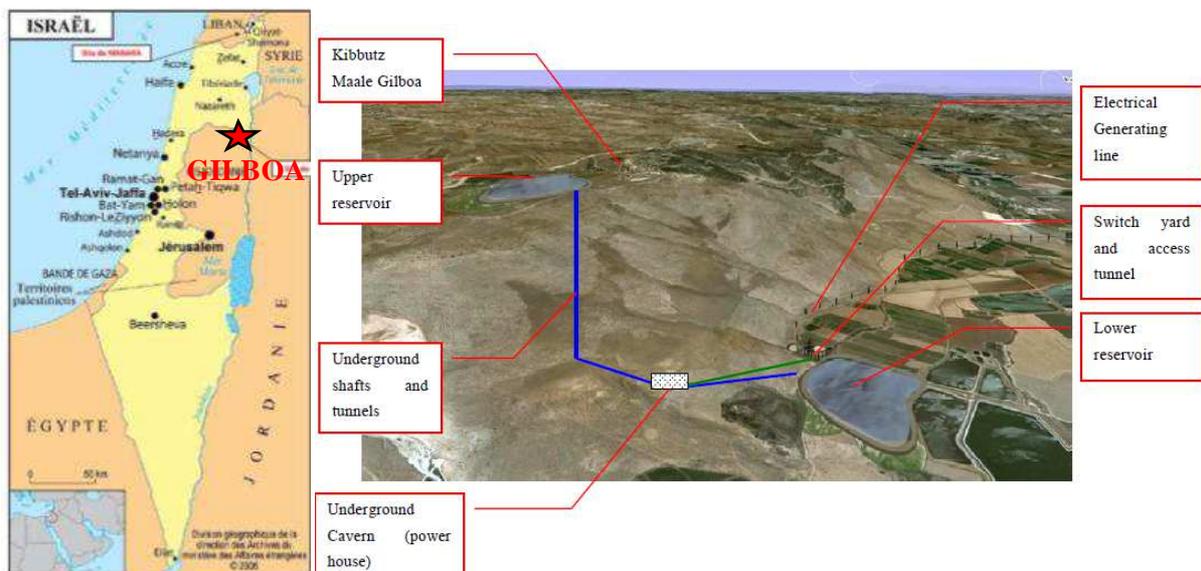


Figure 25. Localisation du projet (a) et présentation de l'aménagement (b)

L'ensemble des infrastructures se trouve en souterrain avec 6km de galerie et un puits vertical de 500m de profondeur (Fig.25-b). L'eau sera acheminée par des conduites de 4.5m de diamètre.

L'aménagement est constitué des principales infrastructures suivantes :

- deux réservoirs (supérieur et inférieur) de 2.5millions de mètres cube de capacité chacun et des prises d'eau associées
- un puits sous pression (diamètre excavé de 5.5m, 500 m de longueur)
- un tunnel haute pression (diamètre excavé 5m, 950m de longueur)
- une caverne souterraine accueillant l'usine de pompage-turbinage (15.4m de portée, 35m de hauteur, 65m de longueur)
- une caverne des transformateurs (13m de portée, 50m de longueur)
- un tunnel basse pression (diamètre excavé de 6 m, 1385 m de longueur)
- une cheminée d'équilibre (diamètre excavé de 12m, 60 m de hauteur)
- plusieurs galeries d'accès et de drainage

3.1.2 Géologie/hydrologie

La chaîne de montagne de Gilboa, se localise à la jonction de plusieurs ensembles structuraux : au nord, la petite Galilée orientale largement fracturée, au sud-est les plis de la Samarie et à l'est, le rift de la mer morte. Les altitudes atteignent 508m au dessus du niveau de la mer, avec un maximum en crête de 628m. Ce qui offre une dénivelée d'environ 500m. Le contexte géologique est caractérisé par trois types de formation d'âge Éocène, de la plus ancienne à la plus récente :

- Formation de Meroz (Eme) composée de calcaire partiellement silicifié et crayeux. Son épaisseur est d'environ 180m et elle affleure sur le site.
- Formation de Izr'el (Eiz)
- Formation de Bar Kokhba (Ebk)

L'aménagement hydroélectrique de Gilboa recoupe des roches d'âge éocène et quaternaire. Le profil en long du projet est illustré à la figure 26.

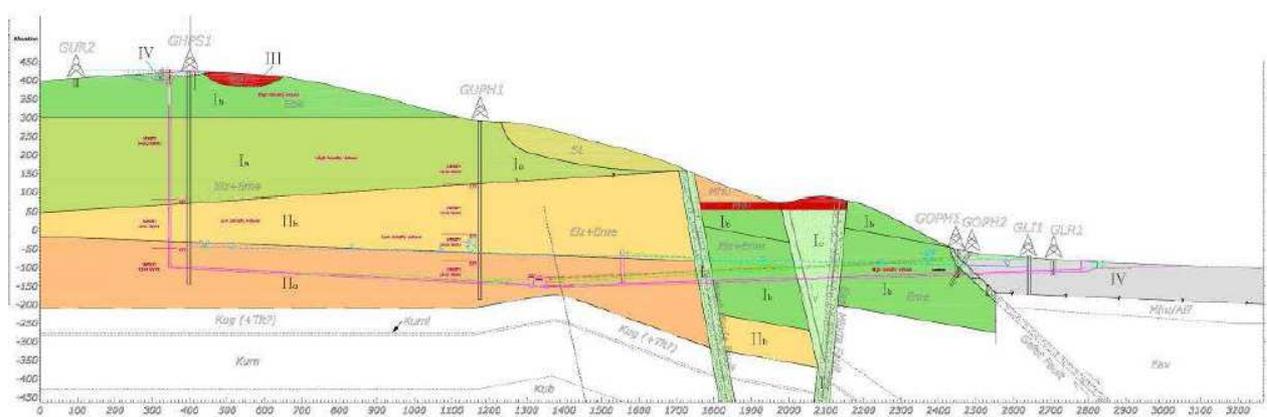


Figure 26 Coupe géologique au droit du projet

- Le réservoir supérieur : il recoupe des alluvions du Holocène, des basaltes du Miocène inférieur et des calcaires durs, blanc-rougeâtre, à grains fins à moyen de la formation éocène Bar Kokhba. Ces unités constituent les ensembles géo mécaniques Ib, II et IV.

- Le puits supérieur sous pression : Il traverse les alluvions quaternaires, les formations éocène de Bar Kokhba (Ebk), de Izr'el (Eiz) et de Meroz (Eme) regroupées en 4 ensembles géomécaniques avec du bas vers le haut :
 - Calcaire peu fracturé (Ib)
 - Calcaire moyennement fracturé (Ia)
 - Calcaire crayeux moyennement fracturé (IIb)
 - Calcaire bitumineux crayeux (IIa)
- La galerie (HP+BP) : De la base du puits, le linéaire de la galerie traversera 2054m des formations calcaires d'Eiz et Eme et 295 m d'alluvions.
Globalement la galerie haute pression recoupe l'ensemble IIa composé de calcaire dur à minces niveaux de stylolites, légèrement bitumineux, de calcaire crayeux, dur et massif, gris, légèrement bitumineux et de craie bitumineuse et légèrement dur.
- La caverne : Elle est creusée dans la même formation que la galerie, à savoir l'ensemble IIa
- Le réservoir inférieur et la prise d'eau inférieure : ces deux ouvrages seront creusés dans une unité alluvionnaire, formé d'argiles brunes à intercalations calcaires, de fragments de basaltes et galets de taille variable, dont le pourcentage diminue en s'éloignant vers l'est.

La présente étude porte sur la conception de la galerie haute pression. Selon les données géologiques ci-dessous, il ressort qu'elle sera entièrement creusée dans la formation de calcaire bitumineux IIa. Le profil en long recoupe 5 failles principales : la faille de Gefet, la faille de Migda Est, le prolongement de la faille de Migda Est, la faille de Migda Ouest et le linéament de sub-surface nommé « possible faille ».

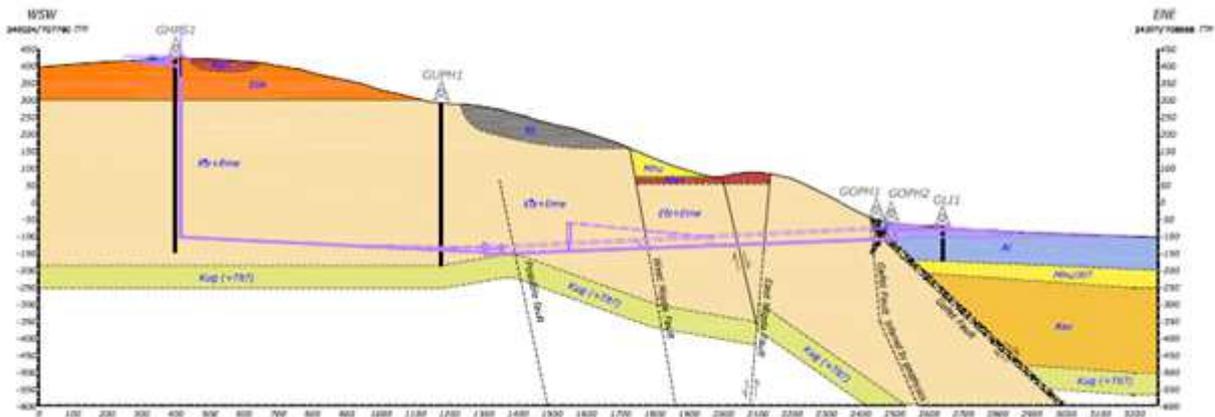


Figure 27. Coupe synthétique du projet (GBR draft, Janv. 2011)

3.2 DIMENSIONNEMENT DU REVÊTEMENT EN BETON PRECONTRAIT

Le présent chapitre expose les résultats de la conception du revêtement en béton précontraint de la galerie haute pression de Gilboa.

3.2.1 Méthodologie

L'objectif de ce paragraphe est de montrer l'avantage d'une démarche analytique couplée à une modélisation numérique pour la conception d'un revêtement en béton précontraint. En s'appuyant sur une complémentarité des approches, la démarche proposée comporte trois étapes principales :

- Calcul de la pression de précontrainte de l'anneau en béton par une vérification des conditions d'équilibre élastique entre le massif et le béton
- Vérification de la pression d'injection par application de la méthode graphique de Seeber
- Modélisation numérique avec application à l'extrados du revêtement de la pression estimée par le calcul analytique. Le modèle numérique aura pour objectif de :
 - o vérifier les résultats obtenus par le calcul analytique : vérifier que la pression d'injection calculée analytiquement est suffisante pour compenser les efforts de traction qui se développeront dans le béton à la mise en eau de la galerie
 - o Confirmer l'apport de la précontrainte : évaluer les contraintes et déformation dans l'anneau de béton avant et après injection.

La galerie haute pression se caractérise par une section en fer à cheval de 2m de rayon. En première approximation, les effets d'une géométrie en fer à cheval ne sont pas pris en compte et le dimensionnement portera sur une section circulaire de **2m** de rayon et un anneau de béton de **0.5m** d'épaisseur (*section de base*).

Pour une meilleure comparaison avec le revêtement en béton armé dimensionné par le bureau d'études en charge du projet, une seconde phase de conception portera sur le calcul des paramètres de précontrainte pour une section de **2m** et un revêtement de **0.75m** (*section modifiée*). Les étapes du dimensionnement du revêtement en béton armé ne seront pas abordées dans ce rapport. Les résultats seront uniquement notifiés et utilisés par la suite pour l'analyse financière comparative entre les types de revêtements.

3.2.2 Paramètres de conception

La section étudiée se situe sur le linéaire de la galerie HP, soit à la côte -129.23 m.a.s.l (Fig.29). A cette côte d'élévation, la galerie est sous une charge statique interne de 556.23m et 723m en conditions dynamiques en considérant une surpression de 30%.

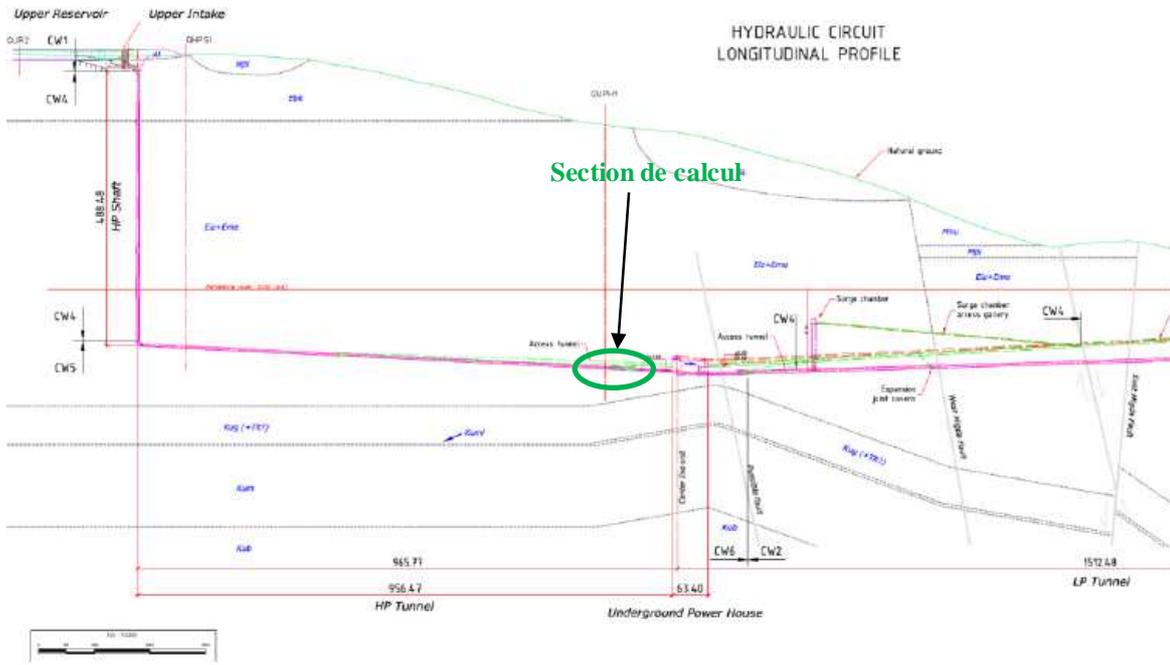


Figure 28. Localisation de la section d'étude sur le profil en long du projet de Gilboa

Les caractéristiques principales du projet à considérer dans la suite de cette étude sont résumées comme suit :

Tableau 5. Caractéristiques principales du projet de Gilboa

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Rayon intérieur de la galerie	R_i	2	m
Rayon de l'excavation	R_e	2.5 / 2.75	m
Rayon de la zone de rocher fissuré	R_f	3.5 / 3.75	m
Pression intérieure (statique)	P_i	5.6	MPa
Pression intérieure (dynamique/transitoire)	$P_{i \max}$	7.3	MPa
Épaisseur du revêtement béton	e	0.5/ 0.75	m

Les caractéristiques mécaniques issues de la caractérisation géomécanique sont résumées ci-dessous :

Tableau 6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Paramètres		Rocher sain	Rocher fissuré
Résistance à la compression (MPa)	R_c	50	11
Module d'élasticité (MPa)	E_{CT}	14880	11100
Coefficient de Poisson	ν	0.2	0.2
Poids volumique (kg/m ³)	γ	2400	2400

Le béton de revêtement a les caractéristiques suivantes :

- Résistance à la compression à 28jours : 35MPa
- Module de Young de 30000MPa (court terme) et 10000 MPa (long terme)
- Coefficient de poisson : 0.2
- Densité : 2500 kg/m³

3.2.3 Calcul de la pression d'injection

La conception du revêtement en béton précontraint de la galerie haute pression se fera dans un premier temps par application de la théorie d'élasticité et en second lieu par la méthode graphique de Seeber.

3.2.3.1 Section de base

La section de base présente une géométrie circulaire de 2m de rayon et un revêtement en béton de 0.5m d'épaisseur.

3.2.3.1.1 Méthode analytique

Partant des caractéristiques définies au paragraphe précédent et de l'application de la théorie d'élasticité, il ressort de cette première analyse que la prise en compte de la participation du rocher réduit les charges appliquées au revêtement béton.

En effet, pour une charge d'eau de 730m en conditions dynamiques, le rocher reprend près de 6MPa, soit plus de 80% de la pression interne. Le béton, quant à lui, ne reprend que 1.3 MPa. Dans cette configuration, la déformation élastique de l'anneau atteint 0.46‰, ce qui dépasse largement la valeur admissible de 0.15‰ dans le béton. Le béton nécessite l'application d'une pression d'au moins 1.1 MPa pour le comprimer, préalablement à la mise en eau de la galerie pour que sa déformation finale soit nulle ($\epsilon_r=0$).

Tableau 7. Calcul des taux de participation béton/rocher (section de base)

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Taux de participation du rocher	P_R	5.96	MPa
Taux de participation du béton	$P_B=P_i - P_R$	1.34	MPa
Déformation du béton vis-à-vis de son taux de participation (béton soumis à P_i)	$\epsilon_{r, B}$	0.458	‰
Pression d'injection à l'extrados sans prise en compte des pertes	$P_{P, \min}$	1.11	MPa

Cette pression d'injection de 1.1MPa appliquée à l'extrados induit dans le béton une contrainte ortho radiale de compression de 6.11MPa. Le décollement entre le béton et le rocher du fait de l'injection est de 1.43mm (Tab. 9).

Tableau 8. Contraintes et déformations sous une pression de 1.1MPa (section de base)

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Pression d'injection à l'extrados	$P_{P,min}$	1,1	MPa
Déformation radiale du rocher à l'injection	$\epsilon_{r,R,Pp}$	0,12	‰
Déformation radiale du revêtement pendant l'injection	$\epsilon_{r,B,Pp}$	-0,46	‰
Vide de décollement (béton/rocher) à injecter	gap	1,43	mm
Contrainte ortho radiale (compression) dans le béton	$\sigma_{c,B,Pp}$	6,11	MPa
Contrainte radiale dans le béton	$\sigma_{t,B,Pp}$	1,1	MPa

Cependant, les pertes à long terme réduisent la précontrainte initialement appliquée à l'ouvrage. Du fait de l'humidité en souterrain, le retrait à la prise du béton a été négligé dans notre analyse. Quant au rocher, son fluage étant en général de faible importance comparée à celui du béton, il n'a pas été pris en compte. Les ordres de grandeur ci-dessous sont issus du retour d'expérience. La perte de résistance dans le béton engendre une déformation totale de 0.34‰.

Tableau 9. Calcul des déformations à long terme dans le béton

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Déformation de retrait du béton pendant la prise	$\epsilon_{P,B}$	0	‰
Déformation par fluage du béton	$\epsilon_{flua,B}$	0.18	‰
Coefficient de dilatation thermique du béton	$\alpha_{T,B}$	0.00001	/°C
Variation de température à la mise en eau	ΔT_B	16	°C
Déformation de retrait thermique du béton à la mise en eau	$\epsilon_{\Delta T,B}$	0.16	‰
Déformation circonférentielle totale (pertes de précontrainte)	ϵ_{pertes}	0.34	‰

La pression de précontrainte pour annuler les déformations à la fois élastiques sous l'action de la pression interne et les déformations susceptibles de se développer à long terme s'élève à 1.93MPa. Cette injection à 1.9 MPa écarte les épontes du joint et crée un vide de décollement de l'ordre de 2.52mm (Tab.11). La contrainte de compression dans le béton s'élève alors à 10.7MPa, mais reste inférieure est la résistance à la compression à court terme du béton (R_c à 28jours de 35MPa) ; Le risque d'écrasement du béton pendant l'injection ne se présente donc pas.

Cette injection à haute pression n'est pas problématique étant donné que la contrainte horizontale à la profondeur de 518m dépasse largement la pression de précontrainte (avec $K_o=0.5$, $\sigma_H=6.1MPa > 1.95MPa$). Aucun risque de claquage ou de soulèvement du terrain n'est à craindre (Tab.11).

Tableau 10. Contraintes et déformations sous une pression de 1.9MPa (section de base)

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Pression de précontrainte avec prise en compte des pertes	$P_{P,min,pert}$	1.93	MPa
Déformation radiale du rocher à l'injection	$\epsilon_{r,R,Pp}$	0.21	‰
Déformation radiale du revêtement pendant l'injection	$\epsilon_{r,B,Pp}$	-0.80	‰
Vide de décollement (béton/rocher)	gap	2.52	mm
Contrainte ortho radiale (compression) dans le béton	$\sigma_{c,B,Pp}$	10.72	MPa
Contrainte radiale dans le béton	$\sigma_{t,B,Pp}$	1.93	MPa
Validité de l'injection vis-à-vis de l'état de contrainte naturelle (σ_{min})	σ_H	6.10	MPa

3.2.3.1.2 Diagramme de Seeber

En appliquant la méthode graphique de Seeber, une valeur de pression de 1.5MPa est nécessaire pour comprimer le béton de sorte à annuler le développement de fissures de traction à la mise en eau de la galerie. En tenant compte des pertes à long terme, une pression de 2.2MPa serait indispensable.

Tableau 11. Calcul de la pression de précontrainte par le diagramme de Seeber (section de base)

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Déformation du rocher (reprend toute la pression interne)	$\epsilon_{r,R}$	0.789	‰
Pression d'injection (sans tenir compte des pertes)	$P_{P,min}$	1.51	MPa
Pression d'injection (prise en compte des pertes)	$P_{P,min,pert}$	2.17	MPa

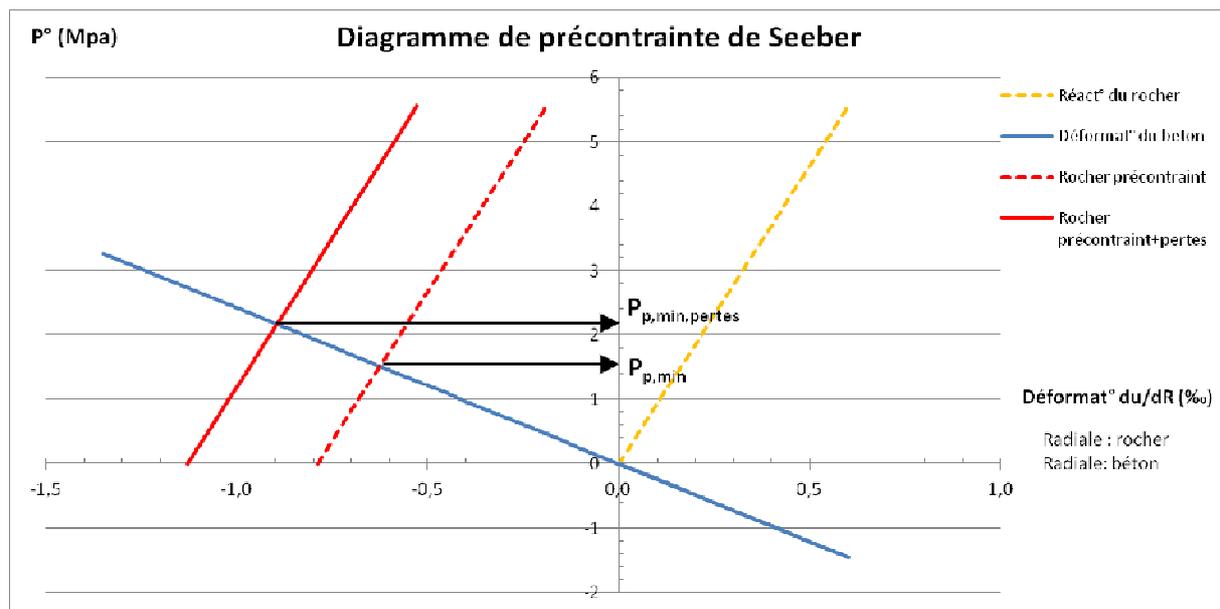


Figure 29. Diagramme de Seeber appliqué à la section de base

3.2.3.2 Section modifiée

La section modifiée présente une géométrie circulaire de 2m de rayon et un revêtement en béton de 0.75m d'épaisseur.

3.2.3.2.1 Méthode analytique

Pour un anneau en béton de 0.75m d'épaisseur, l'analyse des conditions d'équilibre élastique aboutit aux résultats suivants :

- Le taux de participation du rocher s'élève à 5.6MPa, tandis que le béton ne reprend que 1.7 MPa.
- La déformation élastique de l'anneau est estimée 0.37‰ (> 0.15‰).

Au vu des résultats ci-dessus, une pression de 1.3 MPa est nécessaire pour comprimer le béton, préalablement à la mise en eau de la galerie (Tab.13).

Tableau 12. Pression de précontrainte minimale (section modifiée)

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Taux de participation du rocher	P_R	5.59	MPa
Taux de participation du béton	$P_B = P_i - P_R$	1.72	MPa
Déformation du béton vis-à-vis de son taux de participation (béton soumis à P_i)	$\epsilon_{r, B}$	0.37	‰
Pression d'injection à l'extrados sans prise en compte des pertes	$P_{P, \min}$	1.29	MPa

L'injection à 1.3MPa induirait les contraintes et déformations suivantes :

Tableau 13. Contraintes et déformations sous une pression de 1.3MPa (section modifiée)

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Pression d'injection à l'extrados sans prise en compte des pertes	$P_{P, \min}$	1,3	MPa
Déformation radiale du rocher à l'injection	$\epsilon_{r, R, Pp}$	0,14	‰
Déformation radiale du revêtement pendant l'injection	$\epsilon_{r, B, Pp}$	-0,374	‰
Vide de décollement (béton/rocher) à injecter	gap	1,41	mm
Contrainte ortho radiale (compression) dans le béton	$\sigma_{c, B, Pp}$	5.52	MPa
Contrainte radiale dans le béton	$\sigma_{t, B, Pp}$	1,30	MPa

En conservant les valeurs pertes à long terme utilisées pour le calcul précédent, une injection minimum de 2.5MPa est nécessaire pour annuler la déformation finale dans la section de béton (Tab.15). Sous cette pression d'injection, les contraintes et déformations dans la section de béton sont :

Tableau 14. Contraintes et déformations sous une pression de 2.5MPa (section modifiée)

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Pression d'injection à l'extrados avec prise en compte des pertes	$P_{P,min,pert}$	2.47	MPa
Déformation radiale du rocher à l'injection	$\epsilon_{r,R,Pp}$	0,267	‰
Déformation radiale du revêtement pendant l'injection	$\epsilon_{r,B,Pp}$	-0,710	‰
Vide de décollement (béton/rocher) à injecter	gap	2,69	mm
Contrainte ortho radiale (compression) dans le béton	$\sigma_{c,B,Pp}$	10,49	MPa
Contrainte radiale dans le béton	$\sigma_{t,B,Pp}$	2.47	MPa

3.2.3.2.1 Diagramme de Seeber

Pour une section de 2m de rayon interne et un anneau de béton de 0.75m, le calcul de la pression d'injection par le diagramme de Seeber aboutit à une pression minimum de 2MPa et une pression de 2.9MPa en prenant en compte les pertes de précontrainte.

Tableau 15. Calcul de la pression de précontrainte par le diagramme de Seeber (section modifiée)

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Déformation du rocher (reprend toute la pression interne)	$\epsilon_{r,R}$	0.79	‰
Pression d'injection (sans tenir compte des pertes)	$P_{P,min}$	1.99	MPa
Pression d'injection (prise en compte des pertes)	$P_{P,min,pert}$	2.85	MPa

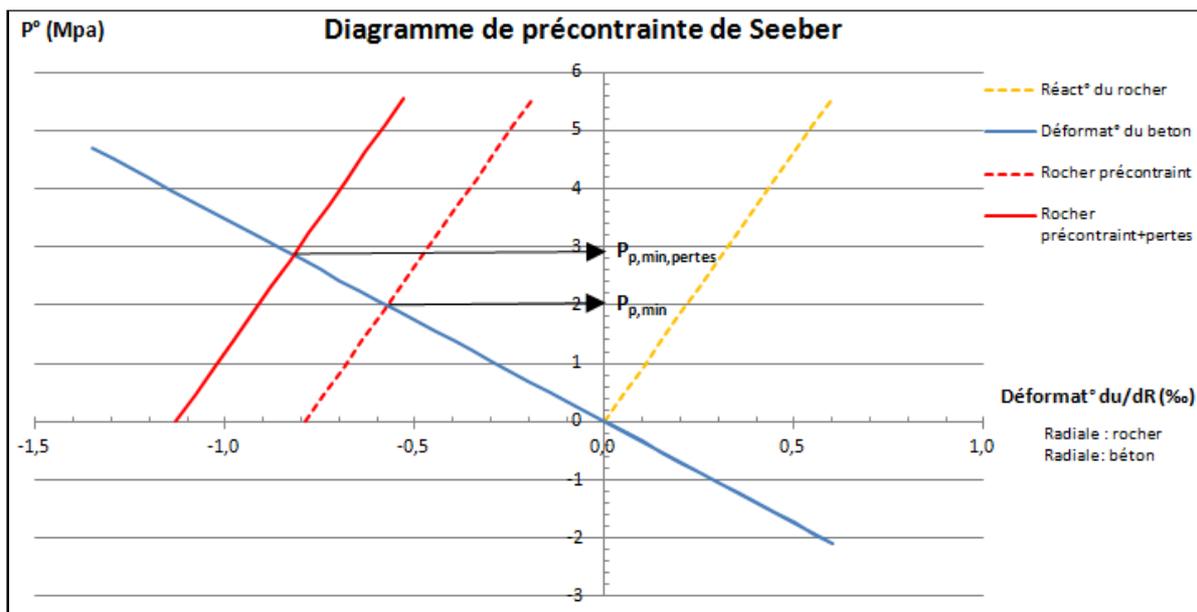


Figure 30. Diagramme de Seeber appliqué à la section modifiée

3.2.3.3 *Commentaires/conclusion*

Comme le révèlent les résultats de ces deux sections, la pression d'injection est intimement liée à l'épaisseur du béton. En effet, plus l'épaisseur du béton augmente, plus la part de pression interne qu'il reprend importante et la pression de précontrainte requise est alors de valeur significative.

La première déduction de ces calculs est que la méthode de Seeber tend à surestimer la pression à injecter avec des valeurs nettement supérieures aux valeurs déduites de la théorie d'élasticité (2.19 MPa et 1.95MPa). Cette différence notable peut s'expliquer par le fait que Seeber suppose que toute la pression à l'intérieur de la galerie s'applique directement à l'interface. Cce qui tend à augmenter la réaction du béton et à surévaluer la pression d'injection pour compenser la charge interne.

En conclusion, le diagramme de Seeber, facile d'utilisation, convient bien à la conception du revêtement en béton précontraint d'une galerie en charge. Même si la valeur de pression requise est surestimée, on reste dans un scénario plus sécuritaire. Un calcul plus poussée par analyse des conditions d'équilibre ou par modélisation numérique peut être envisagée à une phase ultérieure de conception.

3.2.4 Modélisation numérique

Le présent paragraphe décrit la phase de simulations numériques réalisées à l'aide du logiciel FLAC2D pour la conception du projet de Gilboa.

3.2.4.1 Présentation de l'outil

Développé par la société américaine ITASCA Consulting group, FLAC 2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel basé sur la méthode des différences finies. Il s'appuie sur une modélisation bidimensionnelle du comportement des structures qui peuvent subir l'écoulement plastique quand leur limite d'élasticité est atteinte.

Flac2D permet une analyse de l'interaction sol-structure sous différents types de sollicitations : mécanique (statique ou dynamique), hydraulique et thermique, et permet de simuler le comportement non linéaire et les grandes déformations des ouvrages. Il est utile à l'analyse de la stabilité des talus naturels ou artificiels pouvant comporter des éléments de renforcement, ainsi que l'étude d'excavations souterraines avec des phasages complexes.

En outre, il offre à l'utilisateur un outil de programmation (C++) dans le cas de modèles de géométrie complexe et un phasage de calcul personnalisé.

3.2.4.2 Méthodologie

Pour analyser la faisabilité de la mise en précontrainte du béton non armé, la démarche consiste à appliquer une pression au niveau du joint entre le béton et le rocher fissuré et à suivre le comportement de l'anneau de béton. La valeur de pression correspond à celle calculée précédemment. Deux scénarios principaux sont analysés :

- Le comportement du revêtement après la mise en eau de la galerie, sans une injection préalable
- Le comportement du revêtement après l'injection et la mise en eau de la galerie

A chaque étape, les contraintes et les déformations qui se développent dans la section de béton sont observées. Le phasage de l'excavation et le soutènement temporaire ne sont pas pris en compte.

3.2.4.2.1 Modèle

Pour des résultats concordants avec la méthode analytique, la section est de géométrie circulaire, avec un rayon de 0.75m. La galerie est soumise à la charge dynamique de 7.3MPa, en tenant compte d'une surpression de 30% par rapport à la charge statique de 556m à la côte de l'ouvrage.

La galerie, creusée à grande profondeur (518m) est supposée être dans un état de contrainte isostatique. Pour ne pas appliquer des surpressions au revêtement, le niveau de la nappe se situe à une côte inférieure de celle de l'ouvrage (-129m). Le revêtement est supposé être mis en place après la convergence totale du terrain, de sorte que le poids des terres ne lui soit pas appliqué. Après la prise du

béton et du fait de son propre poids, un joint se crée entre le béton et le rocher fissuré, et est injecté sous haute pression.

Tous les matériaux ont un comportement élastique et les caractéristiques mécaniques ont des valeurs similaires à celles utilisées pour le calcul analytique, soient pour :

- Le rocher : $E=14880\text{MPa}$ et $\nu=0.2$
- Le rocher fissuré : $E=11100\text{MPa}$ et $\nu=0.2$
- Le béton : $E=10000\text{MPa}$ et $\nu=0.2$

3.2.4.2.2 Maillage

La géométrie du modèle se compose d'un anneau de béton de 0.75m d'épaisseur, d'une zone de rocher fissuré de 1m d'épaisseur suivi du rocher sain (Fig.31). Le joint entre le béton et le rocher fissuré est modélisé par une interface de cohésion nulle et d'angle de frottement 45° .

Le maillage comporte au total 5600 éléments et 6181 nœuds. L'épaisseur du béton se compose de 10 éléments, soit 0.075 cm par éléments.

Pour les conditions aux limites, les déplacements sont fixés selon les directions x et y.

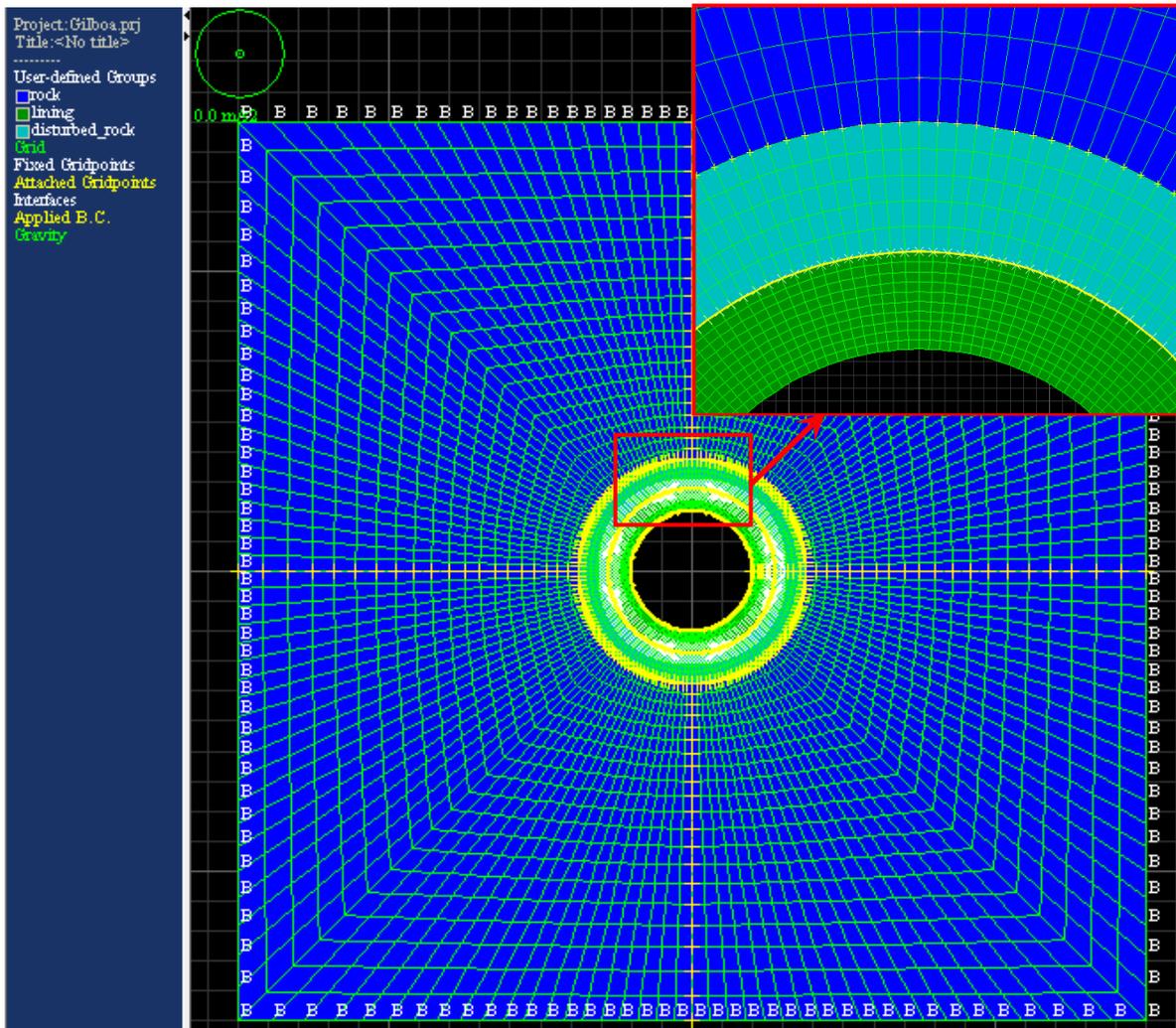


Figure 31. Géométrie et maillage du modèle

3.2.4.3 Phasage du calcul

Les principales étapes de la modélisation sont les suivantes :

- **Préliminaire** : Définition de la géométrie du modèle, excavation et installation de l'anneau de béton non armé
- **Phase 1** : Mise en eau de la galerie sans une injection préalable à l'interface
- **Phase 2** : Injection au niveau du joint entre l'anneau de béton et le rocher fissuré. La pression de précontrainte correspond à la valeur déduite du calcul analytique, soit 1.3MPa indépendamment des pertes à long terme
- **Phase3** : Mise en eau de la galerie après l'injection

3.2.4.4 Résultats

Pour suivre l'influence de l'injection sur le modèle, les variations de contraintes et déformations à l'intrados et à l'extrados du béton seront analysées à chaque étape de calcul.

3.2.4.4.1 Phase 1 : Mise en eau de la galerie sans injection préalable

Dans le cas où la charge de service de 7.3MPa s'applique à l'intérieur de la galerie sans une mise en précontrainte préalable du béton, le vecteur de déplacement maximal de 1.43mm. Cette valeur correspond au déplacement radial à l'intrados du revêtement.

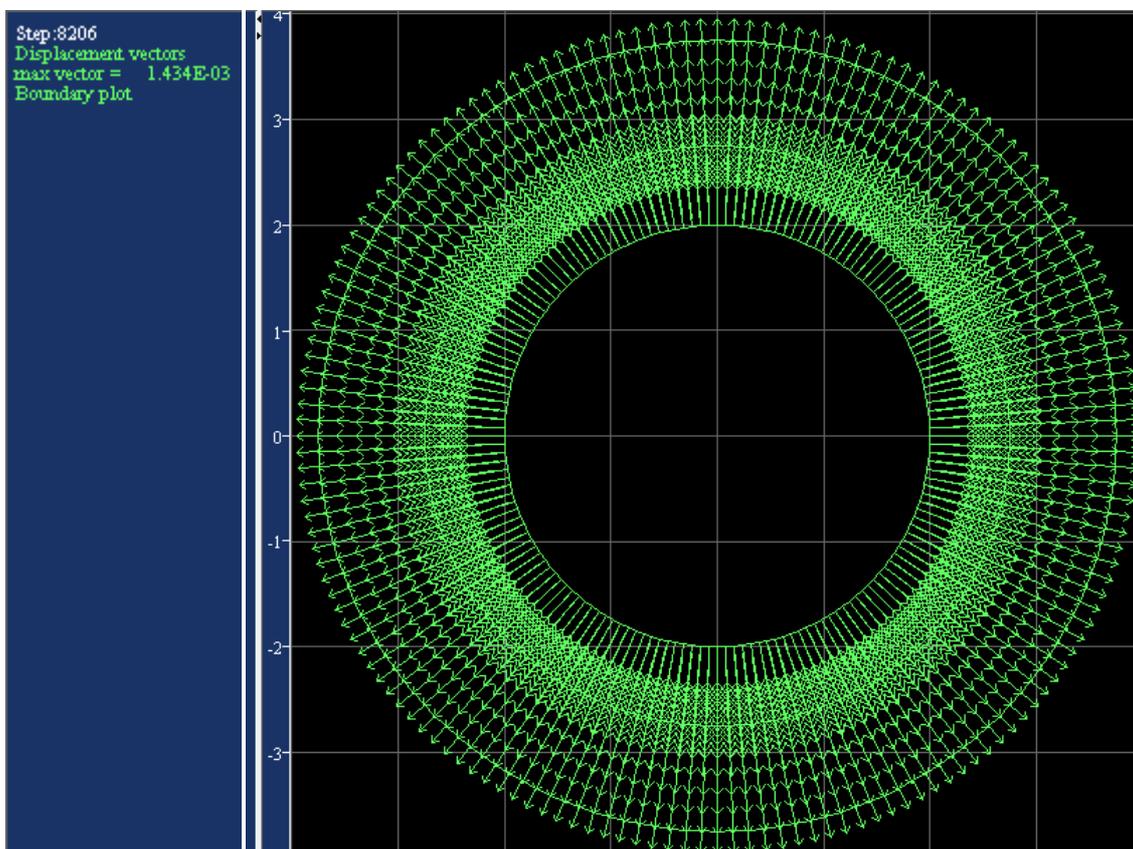


Figure 32. Vecteurs de déplacements après la mise en eau de la galerie (sans injection)

La contrainte principale majeure est égale -6.94MPa à l'intrados de la section de béton et à -4.23MPa à l'extrados (Fig. 33). La contrainte principale mineure à l'intrados de l'anneau de béton présente une valeur de 5.46MPa , tandis qu'à l'extrados, elle atteint une valeur de 2.76MPa (Fig.34).

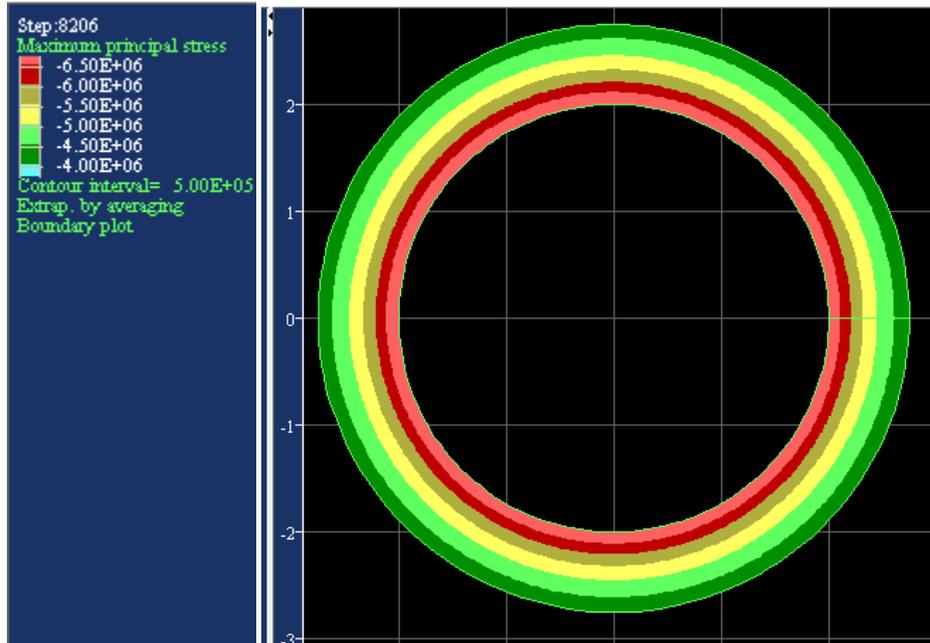


Figure 33. Contraintes principales majeures dans le béton, après la mise en eau de la galerie (sans injection)

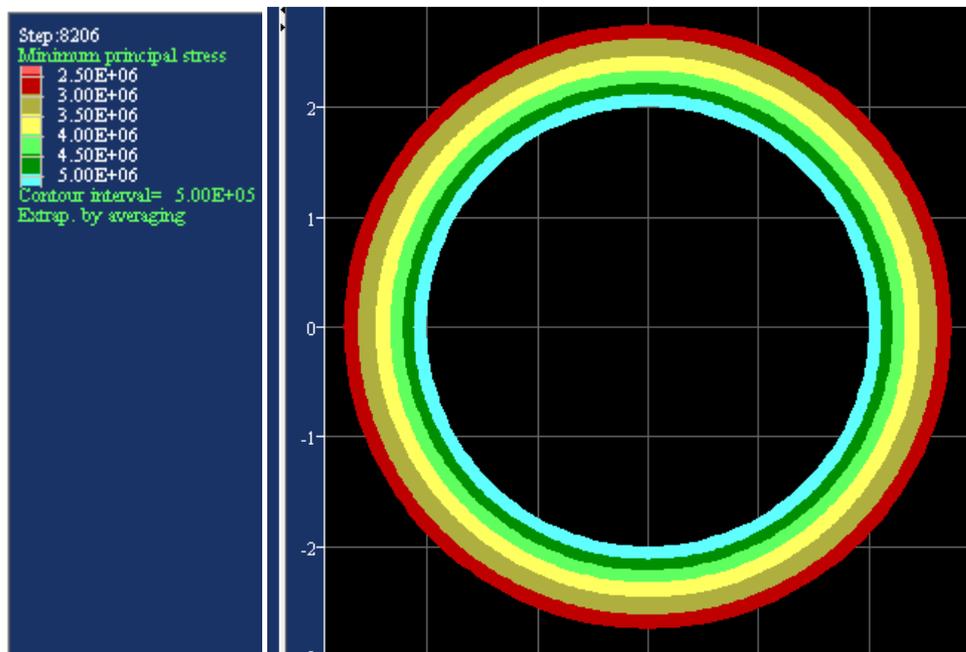


Figure 34. Contraintes principales mineures dans le béton, après la mise en eau de la galerie (sans injection)

Le tenseur des contraintes révèle le développement de contraintes de traction à la fois dans le rocher environnant et dans le revêtement en béton. Cette tension importante (5.46MPa) implique une fissuration du béton.

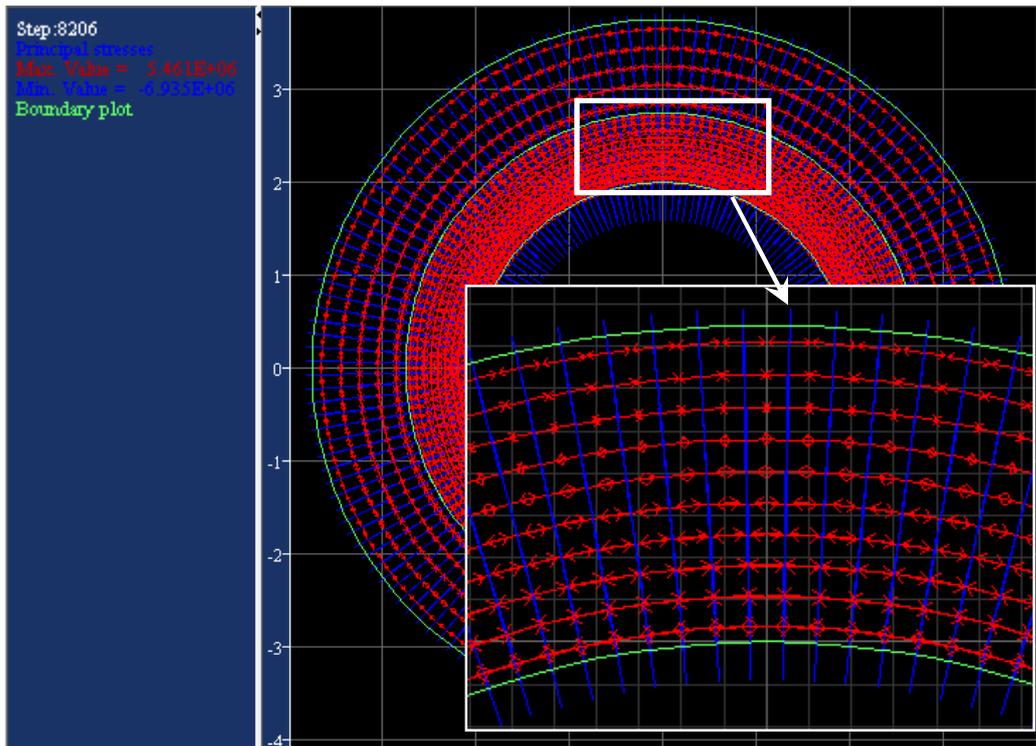


Figure 35. Tenseur des contraintes principales après la mise en eau de la galerie (sans injection)

3.2.4.4.2 Phase 2 : Injection à l'interface béton/rocher

L'injection à 1.3 MPa comprime l'anneau avec un vecteur de déplacement maximal de 1.06 mm à l'intrados (Fig.36). Au niveau du joint d'interface béton/rocher fissuré, l'anneau se comprime de 1.03 mm (à l'extrados), tandis que le rocher déplace de 0.3 mm.

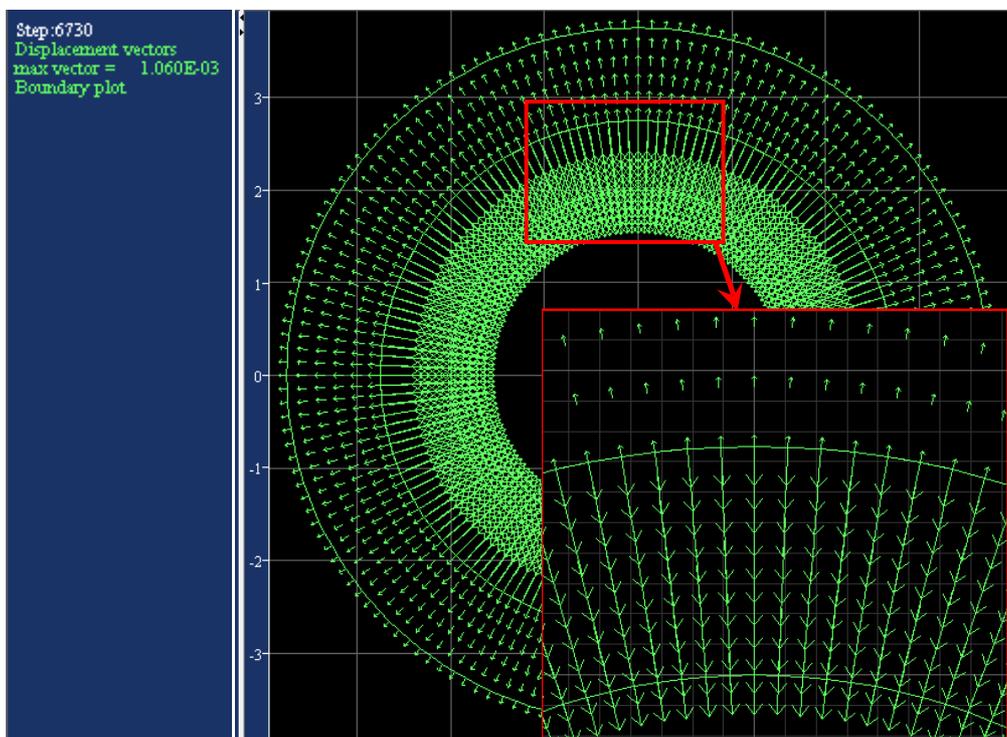


Figure 36. Représentation des vecteurs de déplacement à l'interface béton/rocher fissuré après l'injection

Du point de vue des contraintes dans l'anneau, la contrainte principale majeure atteint une valeur de -5.42MPa à l'intrados et -4.26MPa à l'extrados (Fig.37). Quant à la contrainte principale mineure (Fig.38), une valeur de -0.097MPa est observée à l'intrados et une valeur de -1.26MPa à l'extrados.

Comme les résultats le démontrent, les deux contraintes principales exercent une compression dans l'anneau (valeurs négatives).

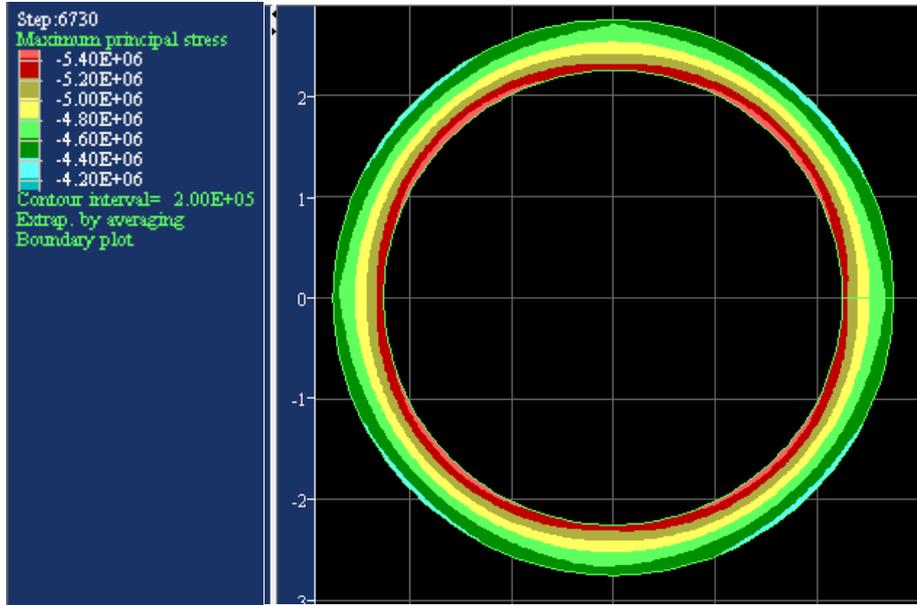


Figure 37. Répartition de la contrainte principale majeure dans l'anneau de béton après l'injection

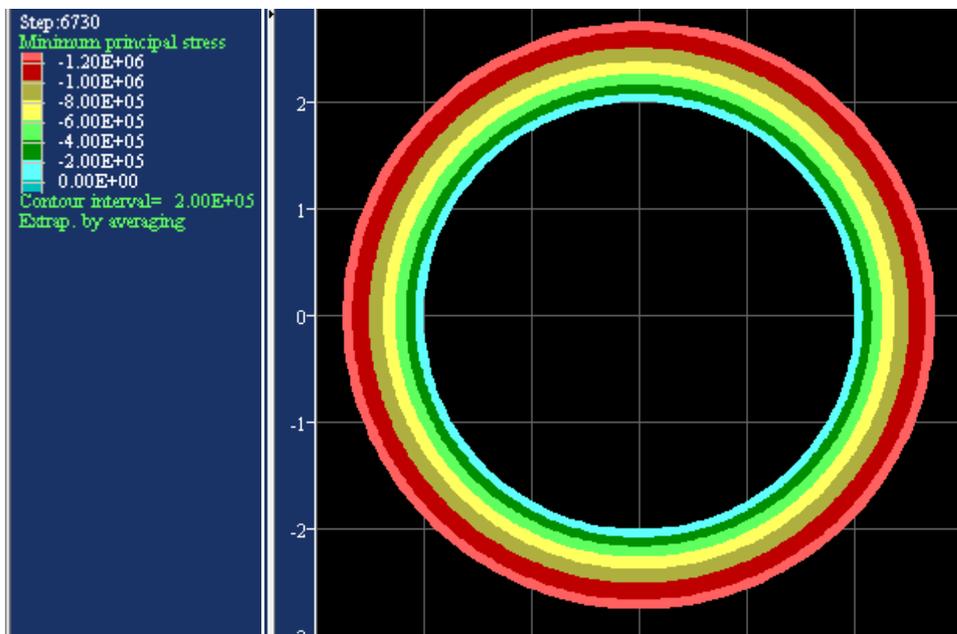


Figure 38. Répartition de la contrainte principale mineure dans l'anneau de béton après l'injection

L'anneau est donc en compression, tandis que le massif avoisinant est en tension (Fig.39 & Fig.40).

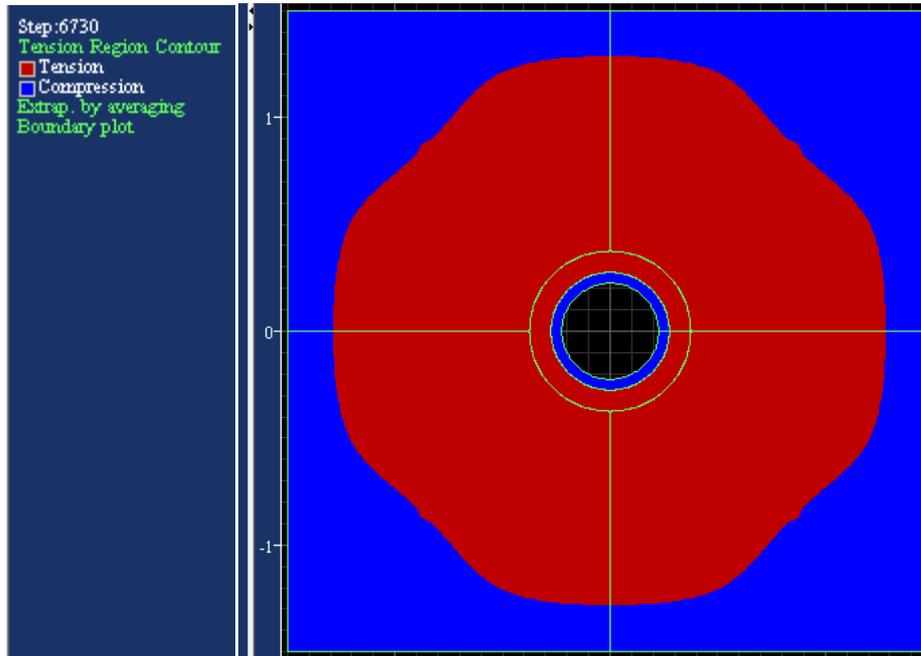


Figure 39. Représentation des zones en tension et en compression après l'injection

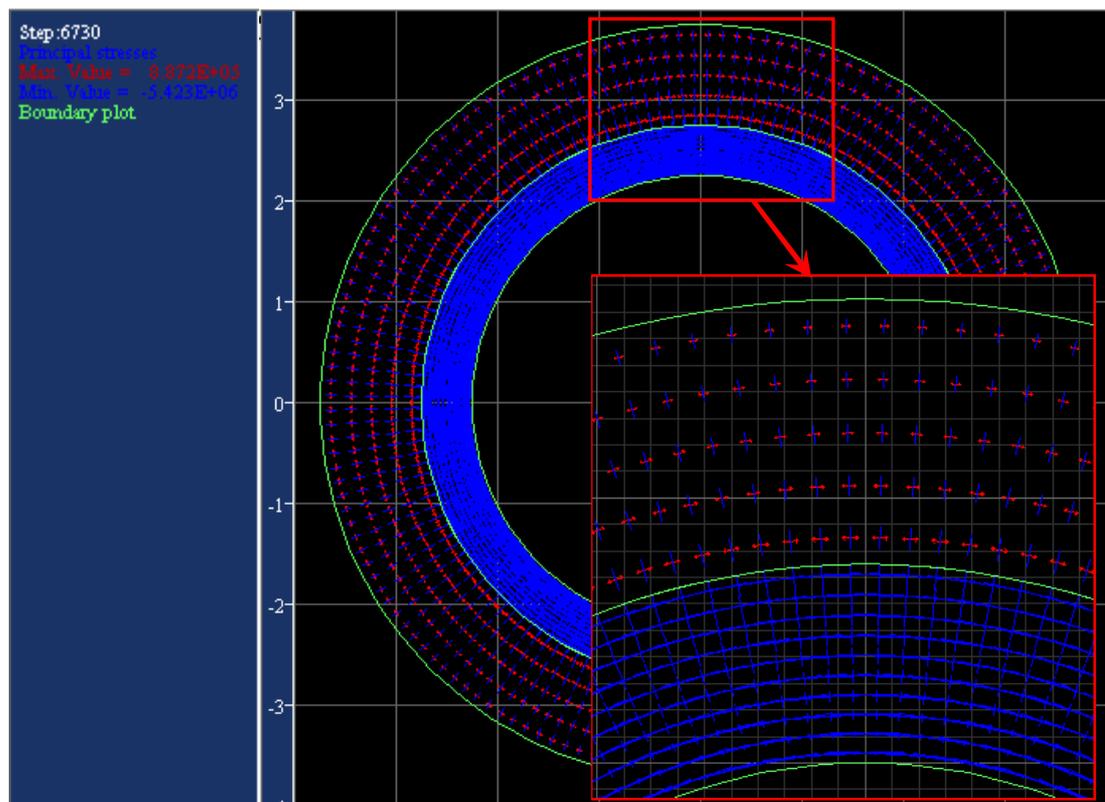


Figure 40. Contraintes principales après l'injection à l'interface entre le béton et le rocher fissuré

3.2.4.4.3 Phase 2 : Mise en eau de la galerie après injection

Après injection et mise en eau de la galerie, la contrainte principale majeure qui se développe dans l'anneau de béton atteint une valeur de -7.03MPa à l'intrados et -5.5MPa à l'extrados (Fig.41). Quant à la contrainte principale mineure, elle est égale à -0.04MPa à l'intrados et -1.5MPa à l'extrados (Fig. 42).

La mise en eau de l'ouvrage se traduit par un développement de contraintes de traction dans le massif, mais le béton conserve une part de l'effort de compression qui lui a été appliqué précédemment de sorte à ce que les contraintes de traction à la mise en eau soient nulles.

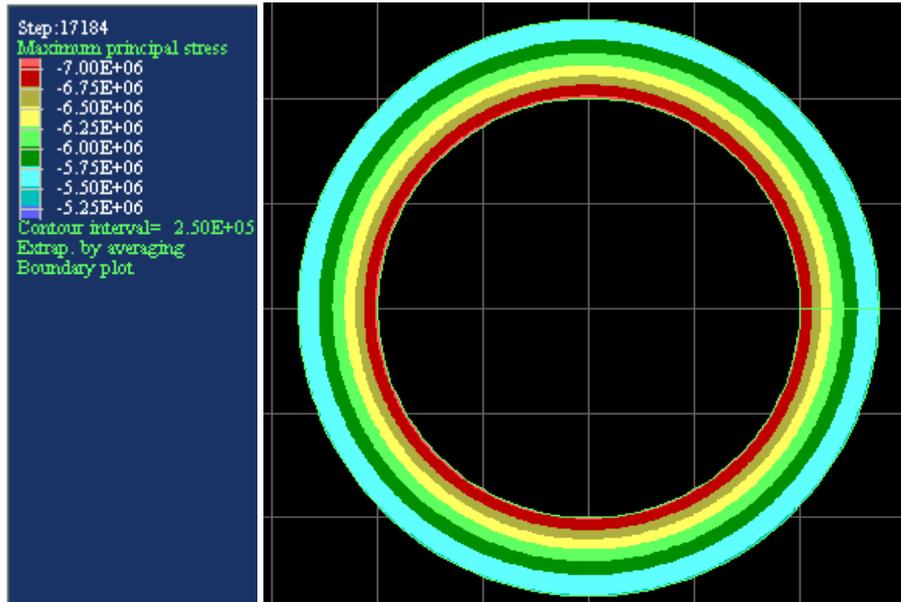


Figure 41. Répartition de la contrainte principale majeure dans l'anneau de béton après la mise en eau

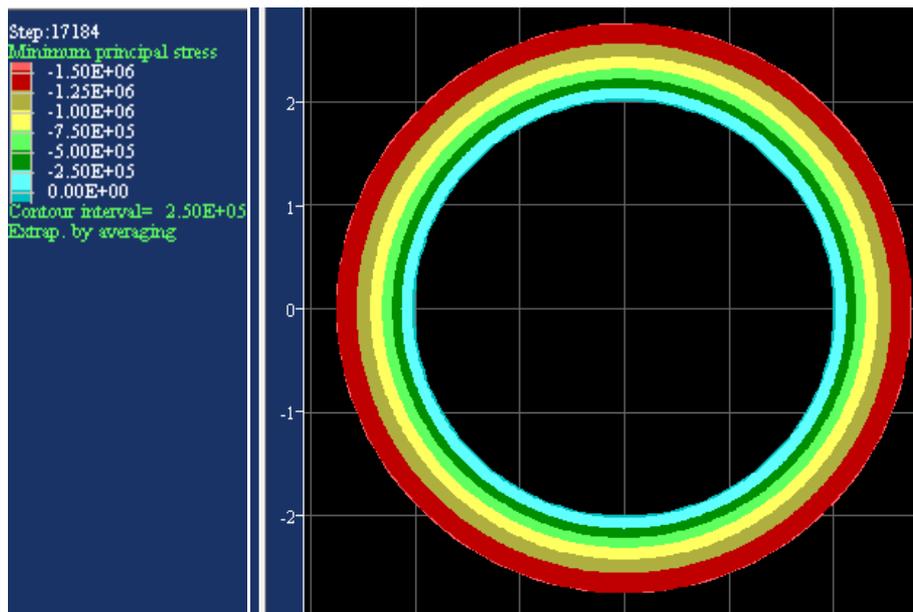


Figure 42. Répartition de la contrainte principale mineure dans l'anneau de béton après la mise en eau de la galerie

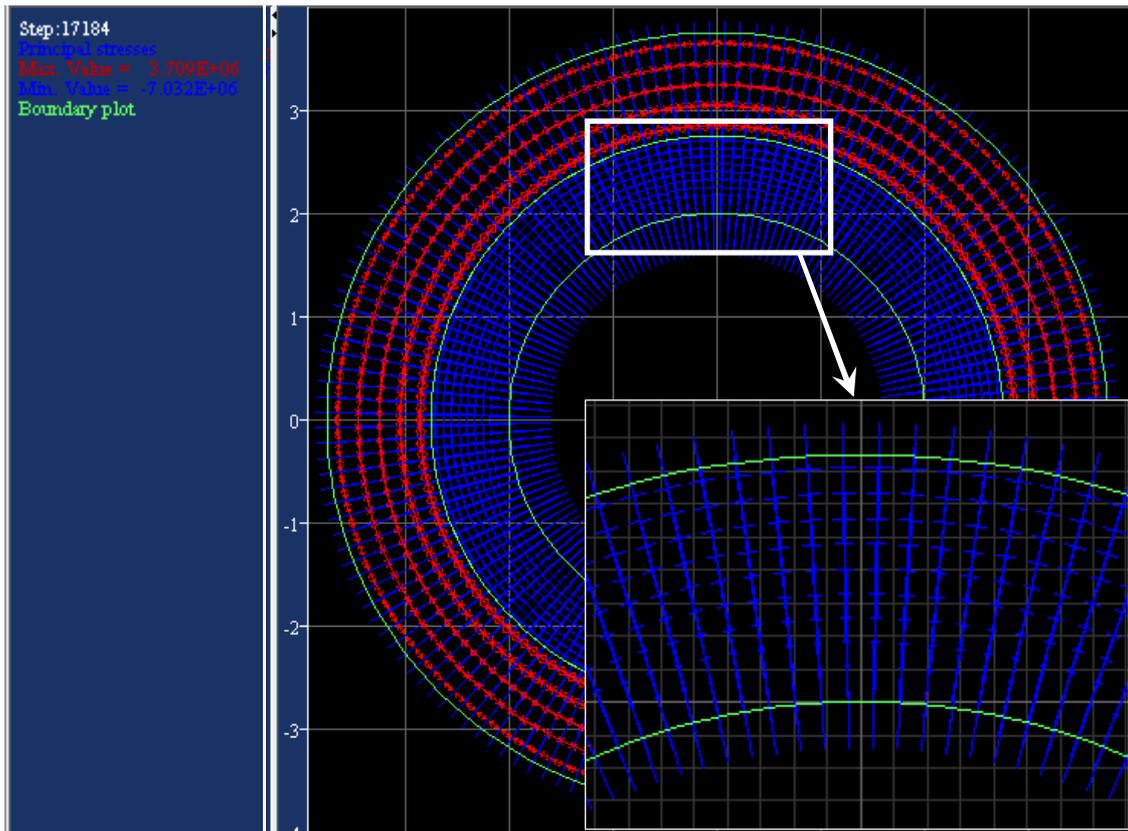


Figure 43. Répartition des contraintes radiales et ortho radiales à l'interface béton/ rocher, après injection et mise en eau de la galerie

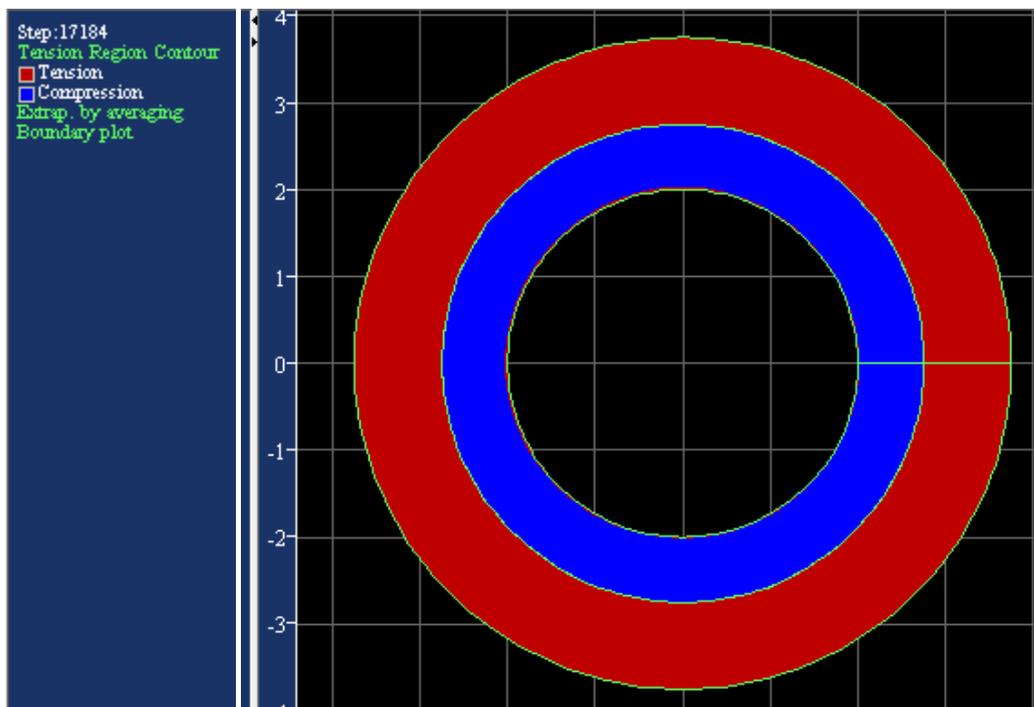


Figure 44. Répartition des zones en compression et en tension, après injection et mise en eau de la galerie

3.2.4.5 *Interprétation*

A la première phase de calcul, la mise en charge de l'ouvrage (7.3MPa) sans une injection préalable engendre un développement important de contraintes dans le béton. La contrainte ortho radiale correspond à une contrainte de traction et est égale à 5.46MPa, à l'intrados.

A la troisième phase, si une précontrainte de 1.3MPa est réalisée préalablement à la mise en service de la galerie, la contrainte ortho radiale devient quasiment nulle à l'intrados (0.04MPa).

Ces résultats (Fig.45) montrent explicitement qu'entre ces deux étapes, la précontrainte annule les contraintes de traction à l'intrados du revêtement en béton. Ce qui démontre bien qu'une précontrainte sous une pression relativement moyenne par rapport à la charge de service, apporte une résistance à la traction à l'anneau de béton (Fig.46).

A la phase d'injection (phase 2), la précontrainte écarte les parois du joint d'environ 1.4mm (compression du béton de 1.06 mm et déplacement du rocher de 0.3mm). Ces résultats correspondent bien aux prévisions faites par les calculs analytiques (Tab.14), soient un rétrécissement du béton de 1.03mm (0.38‰) et un déplacement du rocher de 0.39mm (0.14‰). De même, les contraintes dans le béton sont inférieures à la résistance à la compression et reflètent la faisabilité d'une injection à 1.3MPa, sans risque de rupture par compression.

Ces résultats confirment les prévisions faites par les calculs analytiques et montrent que la pression de 1.3MPa est suffisante pour quasiment annuler la traction dans le béton. Cependant, il est recommandé d'appliquer une pression de précontrainte supérieure à la valeur estimée, de sorte à générer dans le béton une contrainte de compression résiduelle.

Les résultats des simulations numériques réalisées à l'aide du logiciel Flac2D permettent de :

- Valider la valeur de pression d'injection calculée par la démarche analytique,
- Confirmer l'apport de la précontrainte

Cette méthodologie confirme bien la performance de la précontrainte dans le cas d'un revêtement en béton non armé et présente une bonne cohérence avec les prévisions analytiques.

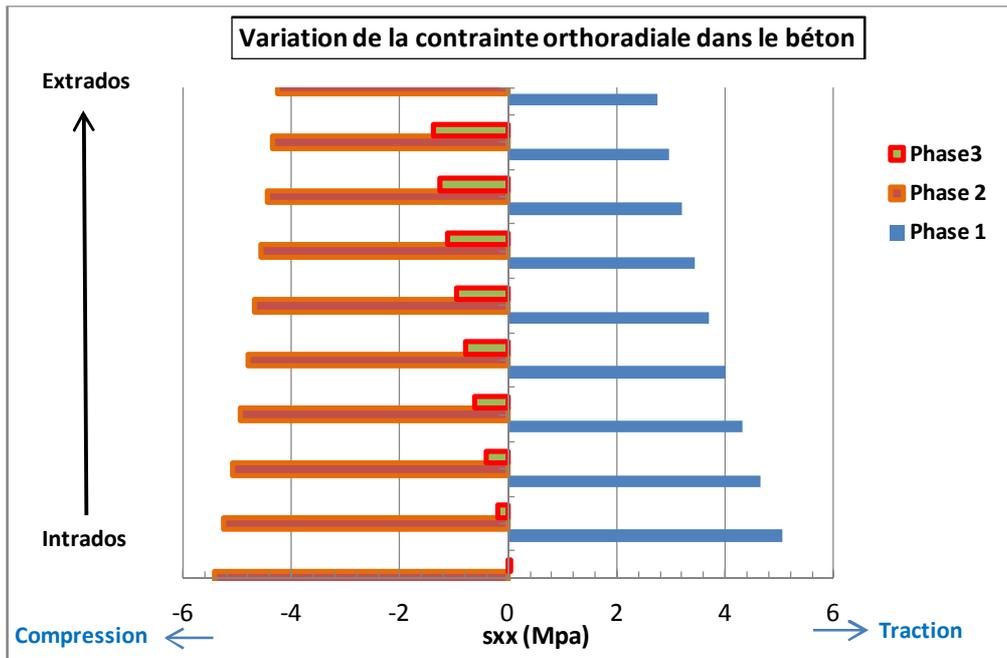


Figure 45. Variation de la contrainte ortho radiale dans l'épaisseur de l'anneau entre les 3 phases de modélisation

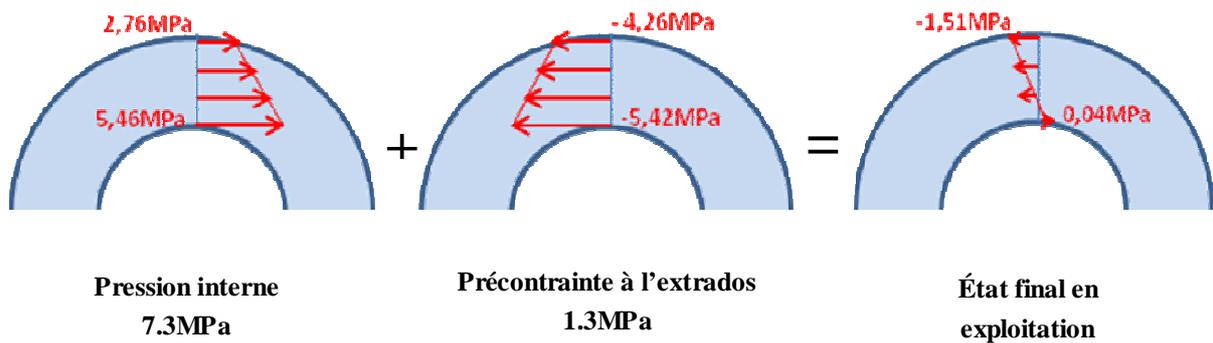


Figure 46. Schéma synthétique de l'apport de la précontrainte dans la réduction des contraintes ortho radiales dans le béton

Ce dimensionnement d'une galerie de géométrie circulaire correspond bien aux résultats attendus pour une application de la technique de précontrainte sur la galerie en charge de Gilboa. Cependant, une adaptation aux conditions réelles peut s'avérer nécessaire, notamment la prise en compte d'un comportement plastique et des interactions hydromécaniques à l'interface béton/ rocher.

3.3 DIMENSIONNEMENT DU REVÊTEMENT EN BLINDAGE

Pour une meilleure comparaison entre les types de revêtements, le dimensionnement d'un revêtement en blindage a été réalisé pour la même section précédente (2m de rayon) par la méthode de Seeber évoquée au paragraphe 2-1-2.

Pour la conception, une valeur de déformation égale à 0.25‰ a été retenue, pour tenir compte du joint de décollement dû à la contraction de l'acier pendant baisse de température (soit de 20°C). L'acier utilisé a un module d'élasticité de 610 GPa et une limite élastique de 490MPa. Un facteur de sécurité de 2 a été pris en compte sur la limite élastique de l'acier, soit une déformation admissible (ϵ_{adm}) de 0.4‰.

Le béton de blocage est supposé avoir une épaisseur de 50cm, un module d'élasticité de 10GPa et un coefficient de poisson de 0.2.

Les paramètres de conception sont résumés ci-dessous :

Tableau 16. Récapitulatif des paramètres de conception

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Épaisseur de l'anneau : acier+béton de bourrage	e_a	0.50	m
Rayon de l'excavation	r_e	2.5	m
Rayon de la zone de rocher fissuré	r_f	3.5	m
Décollement dû à la variation de température ($\Delta T=20^\circ$)	$\Delta r/r_i$	0.25	‰

Pour une déformation admissible de 0.4‰ et une pression interne de 7.3MPa, l'épaisseur minimum d'acier est de 35mm. La participation du rocher à la reprise des efforts est alors estimée à 3MPa, soit plus de 40% de la charge intérieure, tandis que l'acier reprend 4.3MPa, soit plus de 58% de la pression interne.

Tableau 17.Épaisseur de blindage minimum et taux de participation acier/rocher

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unités
Épaisseur du blindage	e	0.035	m
Pression reprise par le blindage	P_a	4.29	MPa
Pression reprise par le rocher	P_r	3.06	MPa

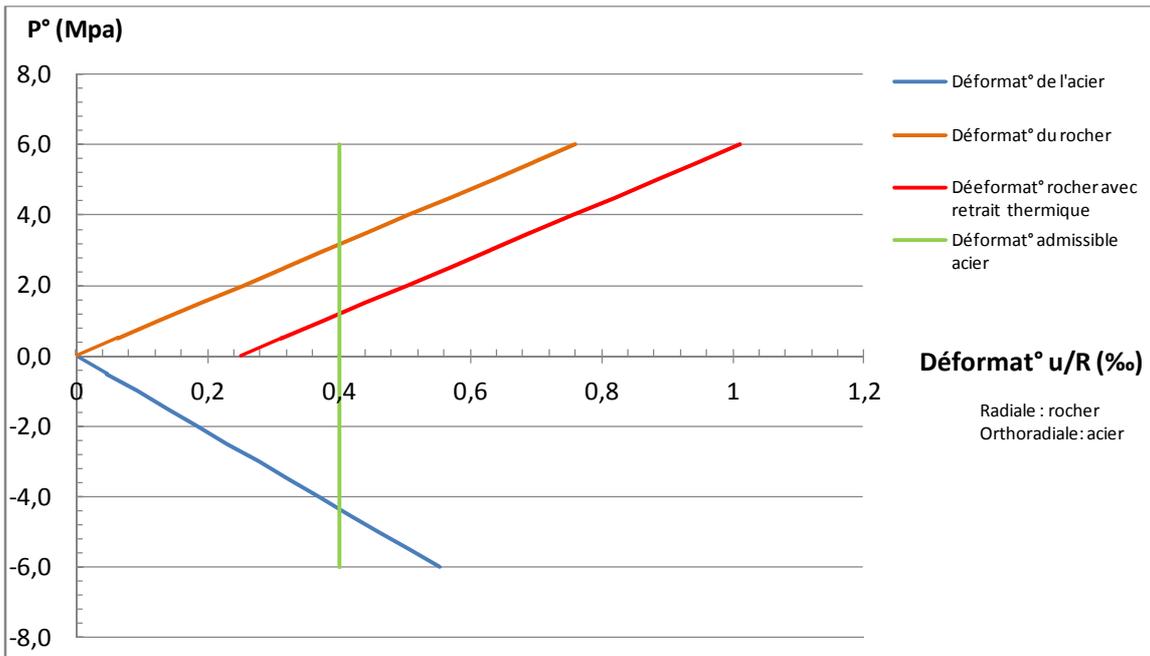


Figure 47. Dimensionnement du revêtement en blindage par la méthode de Seeber

3.4 ANALYSE FINANCIÈRE

L'intérêt de la technique du revêtement en béton précontraint et sa mise en place passe nécessairement par une analyse financière permettant de justifier les apports de cette technique en termes de coûts. Partant de la conception précédente, une estimation grossière a été effectuée pour une même section du tunnel, pour laquelle les trois types de revêtement ont été conçus : béton armé, béton précontraint et blindage. Pour le béton armé, les résultats du dimensionnement réalisé par le bureau d'études en charge du projet ont été pris en compte.

Les frais relatifs à l'installation de chantier, l'amenée et le repli du matériel, le soutènement à l'avancement, l'excavation, le terrassement et la gestion des déblais ne seront pas considérés. Ils sont supposés avoir un montant identique quelque soit le type de revêtement. Les paramètres déterminants dans cette analyse comparative seront :

- Le prix unitaire des armatures dans le cas d'un béton armé
- Le coût de l'injection : on considérera un prix identique pour le mètre cube de coulis de précontrainte et le béton de bourrage dans le cas d'un blindage métallique
- Le prix du mètre cube de béton coffré
- Le prix unitaire du blindage en acier

3.4.1 Revêtement en béton armé

Le revêtement en béton armé pour une section située à la côte -129.23 soit 518m de profondeur, est caractérisé par un taux d'armatures de 124Kg/m³ de béton et un espacement entre armatures de 10cm. L'ouverture maximale de fissure est estimée à 0.31mm.

Le prix estimatif de mise en place est principalement influencé par le prix du béton, celui des armatures, mais aussi par l'injection de collage qui se fait systématiquement entre le béton et le rocher. En supposant qu'un joint de 3cm se crée après la pose du revêtement, le volume de coulis pour l'injection de collage est de 0.52m³.

Tableau 18. Prix estimatif par mètre linéaire d'un revêtement en béton armé

Désignation des prix	Unités	Quantité	Prix unitaire en €	Prix total HT en €
<u>1- Injection classique</u>				
Coulis d'injection (béton projeté C30/37)	m ³	0.52	494	257.47
<u>2-Coffrage</u>				
Coffrages pour parements ordinaires	m ²	12.56	595.00	7473.20
<u>3- Armature</u>				
Armatures à haute adhérence	kg	124.00	1.40	173.60
<u>4- Béton</u>				
Béton de type 5 (C30/37)	m ³	11.20	344.00	3852.8
Montant total par mètre linéaire de tunnel (en euros €)				11763.02

Le coût de construction par mètre linéaire d'un revêtement en béton armé de 0.75cm d'épaisseur dans la galerie haute pression de Gilboa s'élève à **11763 euros**.

3.4.2 Revêtement en béton précontraint

Dans le cas d'un revêtement en béton précontraint, le prix estimatif de construction par mètre linéaire de tunnel est principalement affecté par le volume de coulis à injecter, étant donné que le matériel d'injection est supposé identique à celui des injections classiques.

En supposant qu'un joint de 3cm se crée après la pose du revêtement et en considérant le joint de décollement de 1.40mm dû à la précontrainte, le volume total de coulis à injecter est de 0.54m³.

Tableau 19. Prix estimatif par mètre linéaire d'un revêtement en béton précontraint

Désignation des prix	Unités	Quantité	Prix unitaire en €	Prix total HT en €
<u>1- Injection classique</u>				
Coulis d'injection (béton projeté C30/37)	m ³	0.52	494	257.47
<u>2- Coffrage</u>				
Coffrages pour parements ordinaires	m ²	12.56	595.00	7473.2
<u>3- Béton</u>				
Béton de type 5 (C30/37)	m ³	11.20	344.00	3852.8
<u>4- Injection de précontrainte</u>				
Coulis d'injection (béton projeté C30/37)	m ³	0.024	494	11.95
Montant total par mètre linéaire de tunnel (en euros €)				11595.42

Le coût de construction par mètre linéaire d'un revêtement en béton précontraint dans la galerie haute pression de Gilboa s'élève à **11595 euros**.

3.4.3 Revêtement par blindage

Pour un revêtement par blindage, le prix de construction par mètre linéaire est principalement affecté par le type d'acier.

Soit un acier de 8400Kg/m³ de densité (8.4t/m³), le coût de construction par mètre linéaire de tunnel s'élève à **17345 euros** (Tab.21).

Tableau 20. Prix estimatif par mètre linéaire d'un revêtement en blindage métallique

Désignation des prix	Unités	Quantité	Prix unitaire en €	Prix total HT en €
1- Acier de blindage				
Feuille d'acier	t	3.73	4000.00	14920.00
2-Béton de bourrage				
Béton de type 5 (C30/37)	m ³	7.05	344.00	2425.2
Montant total par mètre linéaire de tunnel (en euros €)				17345.20

3.4.4 Commentaires

Au terme de cette analyse de coûts, il apparaît que le revêtement en béton précontraint est une solution avantageuse, en comparaison des revêtements classiques par blindage ou béton armé, avec un gain de plus de 30% par rapport au blindage métallique. En plus des frais communs aux trois solutions, les particularités liées à la construction du béton armé ou du blindage peuvent être favorables au choix d'un revêtement en béton précontraint.

Dans le cas du béton armé, la pose des lits d'acier conformément au plan de ferrailage établi est une tâche délicate et longue à exécuter. Cette étape affecte de manière prépondérante la durée totale de l'opération et donc le coût. Le revêtement en béton précontraint peut donc être privilégié pour s'affranchir de ce délai supplémentaire.

Dans le cas du blindage, le coût de fabrication et la difficulté de montage des viroles en galerie sont des paramètres déterminants dans le prix final de construction. Au contraire, le béton précontraint par injection ne nécessite pas des travaux préalables et se présente donc comme une solution satisfaisante.

3.5 DISCUSSION

A l'issue de cette étude il apparaît que la précontrainte se présente comme une alternative intéressante pour réduire le coût de construction des revêtements, tout en conservant une certaine étanchéité et résistance vis-à-vis de la pression importante dans les galeries hydrauliques en charge.

En effet, comprimer suffisamment le béton pour qu'en tous points les compressions soient supérieures aux tractions qui se développent en phase d'exploitation, permet d'éviter sinon de réduire les artifices pour apporter au revêtement la part de résistance à la traction dont il a besoin, notamment par le ferrailage ou blindage. L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

Cependant cette technique se confronte à un certain nombre de problèmes qui en limitent son utilisation.

Au-delà d'une valeur de pression interne, la pression d'injection nécessaire devient trop importante et suppose une contrainte principale de couverture importante. Or, plus la couverture augmente, plus les volumes excavés sont importants ; Ce qui influe sur le coût de construction des ouvrages.

De même, outre la protection des parois de l'excavation et l'amélioration du coefficient d'écoulement, la mise en place d'un revêtement vise à aider le rocher à se supporter à long terme. Ce dernier rôle peut être compromis dans le sens où une pression d'injection importante risquerait de fragiliser le terrain et entraîner son claquage. On peut alors se poser la question de la conséquence de ce claquage sur sa stabilité.

A première vue, il apparaît que le risque de claquage du terrain sous l'action du coulis d'injection est de moindre ampleur, comparé à un claquage hydraulique du fait de la charge interne à la galerie. En effet, le coulis injecté s'infiltré et comble les fissures, en apportant une meilleure résistance et une rigidité à la roche.

Un aspect problématique du serrage par procédé hydraulique est la gestion des fuites de coulis dans le terrain, car elles tendent à réduire la pression appliquée à l'interface et son efficacité. Une solution proposée consiste à mettre en place une membrane pour délimiter la zone d'injection. Mais cette solution peut s'avérer insuffisante car la résistance au poinçonnement de la feuille d'étanchéité peut s'en trouver dépassée, du fait de la rugosité des parois ou de la pression d'injection trop importante. Une attention particulière devra être portée sur les caractéristiques de la membrane, si le choix en est fait.

Une autre problématique majeure porte sur le risque d'ovalisation de l'anneau en cours de travaux, ainsi que sur la nature du coulis d'injection qui a une conséquence sur la performance de l'injection.

Les méthodes présentées dans ce rapport permettent d'évaluer la pression nécessaire pour annuler les tractions dans un revêtement en béton non armé. Si cette pression est appliquée, le béton ne se fissure pas et la nécessité d'une modélisation par couplage hydromécanique n'est pas problématique. Cependant, si une pression plus faible est appliquée de sorte à avoir une déformation qui reste

inférieure à la valeur admissible (0.15‰), le béton n'est plus étanche et la prise en compte des pressions interstitielles devient impérative.

Tous ces points révèlent la difficulté de la technique de précontrainte du revêtement des galeries hydrauliques, en particulier la précontrainte par procédé hydraulique. Mais le retour d'expérience montre toutefois qu'il existe une marge considérable pour l'amélioration, notamment en ce qui concerne la technologie d'injection d'interface et le système de contrôle plus approprié.

3.6 RECOMMANDATIONS

L'analyse précédente a montré la faisabilité du point de vue conceptuel d'un revêtement en béton précontraint sur le projet de Gilboa. Cependant, la mise en place de cette technique doit être précédée d'un certain nombre de mesures à prendre bien à l'amont de ce choix, notamment la phase d'instrumentation qui revêt une importance majeure dans le succès de la méthode. Elle porte sur l'investigation de détail à mettre en œuvre pour la caractérisation du massif et le système d'auscultation pendant l'injection pour le suivi des contraintes et déformations dans le revêtement et le rocher.

Selon les conditions du projet, un certain nombre d'alternatives permettent de contourner les difficultés précédemment explicitées.

3.6.1 Instrumentation

L'instrumentation débute dès la phase de reconnaissance géotechnique, mais comprend aussi l'auscultation en cours de travaux.

A la phase de reconnaissance, l'investigation de détail comporte la mise en place d'une chambre d'essais au niveau de laquelle un suivi des contraintes et déformation est réalisé en grandeurs réelles. La campagne de reconnaissance doit porter sur les :

- Données sur le massif : déformabilité, contrainte *in situ*, potentiel d'hydro fracturation, perméabilité
- Essais *in situ* et au labo du comportement au fluage du rocher sain et fracturé, du coulis d'injection et du béton de revêtement ; développement d'un modèle de prédiction des pertes par fluage
- Compréhension de l'interaction sol/structure par un test de chargement sur prototype et vérification de la faisabilité de la précontrainte du revêtement béton

Le tableau ci-dessous (Tab.22) résume quelques méthodes d'investigation à mettre en œuvre sur tout le linéaire de la galerie ou en des points de mesures, selon l'objectif visé.

Tableau 21. Méthodes d'investigation du massif

Objectifs	Outils
Caractérisation et classification du massif : propriétés des joints, modules de Young et de compressibilité, perméabilité...	<ul style="list-style-type: none"> - Carte géologique (régionale/détail) - Sismique réfraction - Campagne de mesure de résistivité
Détermination de l'état de contraintes initial (contraintes primaire, secondaire et tertiaire)	<ul style="list-style-type: none"> - HF - HTPF - Sur carottage
Détermination de la déformabilité du massif (sain et fracturé) et de l'influence des consolidations et pressions d'injection élevées sur la déformabilité et la perméabilité du rocher	<ul style="list-style-type: none"> - Dilatomètre - Vérin à plaque de charge - Micro-sismique au voisinage des parois - Essai de chambre de restitution - Chambre d'essai ou galerie de reconnaissance

La réalisation d'une chambre d'essai à grande échelle permet de reproduire autant que possible les méthodes de précontrainte prévues. Elle est utile pour évaluer les effets du déconfinement de la roche, le comportement au fluage du système rocher/béton et l'interaction structurelle sous des pressions internes jusqu'à la rupture. La chambre d'essai doit être largement instrumentée pour observer sa réponse en contrainte et déformation, et ainsi obtenir des prévisions significatives de comportement pour les roches en présence. Des tests d'hydro-fracturation et mesures contraintes *in situ* sont recommandés.

A la suite de ces tests, une période de contrôle, souvent longue, est nécessaire pour suivre l'évolution des déformations dans le revêtement après les injections (fluage et perte de précontrainte). Les contrôles sont réalisés à l'aide de jauge en différents points autour du tunnel. Pour illustration, dans le cas de la galerie de Drakensberg (voir § A.2.2), les tests à la suite du programme d'investigation se sont étalés sur une période d'au moins 2ans et demi.

Le tableau ci-dessous présente quelques essais, qui ont permis sur divers projets, un contrôle de la performance de l'injection.

Tableau 22. Instrumentation de contrôle pendant l'injection

Objectifs	Outils
Mesure de contrainte tangentielle à l'extrados du revêtement	<ul style="list-style-type: none"> - Extensomètre électro-acoustique - Extensomètre de résistance
Mesure de contrainte tangentielle à l'intrados du revêtement	<ul style="list-style-type: none"> - Extensomètre de déformation mécanique - Extensomètre de résistance
Mesure de contrainte dans la section de béton coulé en place	<ul style="list-style-type: none"> - Jauge de contrainte
Mesure des convergences radiales	<ul style="list-style-type: none"> - Jauge de déformation
Mesure de la pression de contact à l'interface béton/rocher	<ul style="list-style-type: none"> - Cellule de pression - Manomètre
Déformation du massif	<ul style="list-style-type: none"> - Ensemble d'extensomètres

Dans le cas du projet NTFFP, le système d'instrumentation mis en place comporte un système à laser intégré au système de contrôle des injections pré et post injection. Une présentation de ce système sophistiqué et innovant est faite dans la fiche récapitulative de ce projet (voir § A.2.1).

3.6.2 Alternatives de construction

Selon la nature du massif en place et les conditions du projet, un certain nombre d'alternatives permettent de palier aux difficultés de la technique de précontrainte, notamment la dispersion du fluide d'injection et la pression non uniforme autour de l'anneau.

Pour limiter la dispersion du fluide, une solution est de fixer au rocher une membrane d'étanchéité ou une géo-grille. La membrane d'une épaisseur de 2 à 3mm en polyvinyle de chlorure (pvc) ou en polyéthylène (pe) sera installée avant le coffrage. L'injection se fera dans ce cas entre la membrane et l'extrados de l'anneau en béton, de sorte que le coulis ne soit injecté que dans ce joint délimité. Ce qui permettrait de limiter les fuites de coulis dans le massif. Cependant, dans le cas des parois rugueuses (creusement conventionnel), la résistance au poinçonnement de la membrane peut être problématique.

Ce type de revêtement a été utilisé et a donné des résultats satisfaisants dans l'aménagement de Sellrain-silz en Autriche (2012). Sous des pressions de 480m (statique) et 740m (dynamique), la membrane en pvc de 3mm a été fixée sur un support de 400g de polypropylène. La précontrainte a ensuite été réalisée à 3.5MPa.

Pour appliquer une pression uniforme autour de l'anneau de sorte à avoir peu de moments fléchissants dans l'anneau, une géométrie parfaitement circulaire est nécessaire. Une solution de construction plus poussée est le revêtement par éléments préfabriqués (Fig.48). Des viroles ou buses de quelques mètres de long (2m) seraient préfabriquées avec un béton de qualité supérieure, peu perméable et résistant. Les éléments seraient ensuite poussés dans la galerie et clipsés les uns aux autres. Après installation, une injection permettra une mise en précontrainte des sections d'anneau. En plus d'avoir une bonne résistance initiale des anneaux préfabriqués, cette alternative limiterait le risque d'ovalisation pendant les injections.

La difficulté réside néanmoins dans le transport, la manutention des viroles du fait du poids, (gêne des activités), mais aussi dans le système de liaison des viroles (joint imperméable, deuxième couche de béton en place).

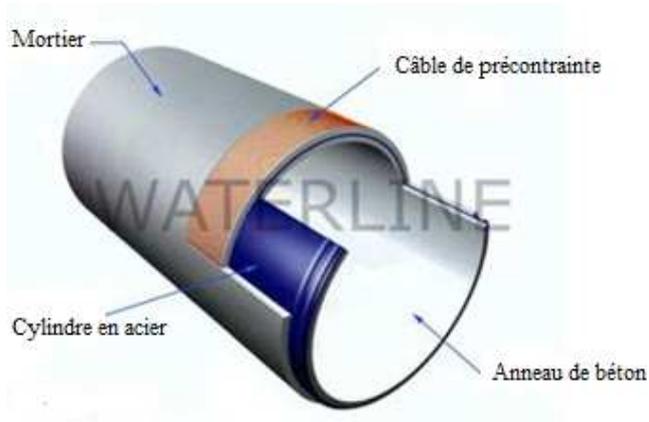


Figure 48. Exemple de virole préfabriquée en béton avec une feuille métallique interne

CONCLUSION

Cette étude sur la technique du revêtement en béton précontraint visait une meilleure compréhension du concept et des technologies de mise en œuvre, et d'en souligner les problématiques techniques principales. Elle devait être combinée à une application de la démarche de dimensionnement à la galerie en charge de l'aménagement hydraulique de Gilboa.

Du point de vue des techniques, la précontrainte en travaux souterrains peut se faire de manière active par l'intermédiaire de câbles d'acier ou de manière passive par l'injection d'un coulis sous haute pression dans le joint entre le revêtement en béton et le rocher. Cette dernière méthode, plus répandue, a été explicitée grâce à l'étude de cas effectué sur les projets NTFP (Niagara Tunnel of Facility Project) au Canada et de Drakensberg en Afrique de Sud. Ce retour d'expérience donne une vision large de cette technique, notamment son utilisation sur des ouvrages de grand diamètre (jusqu'à 12.8m), creusés dans des massifs très anisotropes ($K_0=3$ à 4) ou fracturés, sous des pressions d'injection pouvant atteindre des valeurs importantes (jusqu'à 8MPa).

Le concept de précontrainte est donc envisageable dans des conditions extrêmes, mais nécessite un système d'instrumentation et de suivi des travaux.

La phase de dimensionnement d'une section de la galerie en charge de Gilboa a été le lieu d'analyser la faisabilité de la précontrainte passive. La démarche de calcul analytique a révélé qu'une injection sous une pression minimum de 1.3MPa est nécessaire pour comprimer suffisamment l'anneau de béton. Cette injection engendre un élargissement du joint de l'ordre de 1.4 mm. Cette pression n'est cependant pas problématique, car la contrainte qui se développe dans le béton est inférieure à sa résistance à la compression.

En complément des études analytiques, les calculs numériques menées à l'aide du logiciel FLAC 2D ont permis de prédire le comportement de l'anneau en béton à la mise en eau de la galerie. Les résultats ont montré qu'une injection préalable réduisait fortement les efforts de traction qui se développent dans le revêtement en béton non armé de plus de 60% (de 5.46 à 3.7MPa). Cette démarche a donc confirmé l'apport d'une injection sous haute pression à l'interface entre le béton et le rocher et a validé les résultats analytiques.

A travers l'application au cas réel de Gilboa, il a été montré dans ce travail que le revêtement en béton précontraint est une solution avantageuse avec un coût de construction de 11595euros par mètre linéaire de tunnel, comparée aux revêtements classiques par blindage ou béton armé estimés respectivement à 11763 euros et 17345 euros. Le système d'injection pouvant être identique à celui utilisé pour les injections classiques, le choix d'un revêtement en béton précontraint n'apporte donc pas des surcouts du point de vue matériel.

Ce travail actualise donc l'état des connaissances sur cette technique de revêtement et apporte un éclaircissement quant à la démarche de conception à adopter. Par ailleurs, l'estimation financière illustre bien les retombées financières de cette solution de revêtement, dans le cas des galeries hydrauliques sous forte charge.

Au regard de ces conclusions, le revêtement en béton non armé et précontraint est une solution satisfaisante, non seulement sur le plan technique, mais également du point de vue économique.

Toutefois, un certain nombre de paramètres limitent le procédé hydraulique et rendent problématique son exécution, notamment le risque d'ovalisation de l'anneau et la gestion des fuites de coulis dans le terrain. De même, la nature du coulis d'injection (ciment, mortier, expansif, fluage à long terme...) et son procédé de fabrication influent sur les performances de la précontrainte. La prise en compte des pressions interstitielles dans la démarche de conception, ainsi qu'une estimation précise des pertes de précontrainte devront être analysées.

Ces points révèlent la difficulté de la technique de précontrainte par serrage hydraulique, mais offrent des pistes de réflexion, en particulier pour l'amélioration des systèmes d'injection et de réglage des parois, ainsi que sur le type de coulis ou de béton à utiliser. La précontrainte mécanique par câble en acier pourrait être une solution alternative et constituer un sujet de réflexion à la suite de cette étude. De même, une analyse détaillée des coûts et planning est à prévoir dans les étapes ultérieures de ce projet.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] AFTES. (2001). " L'utilisation des règles et normes générales de conception et de dimensionnement pour les revêtements de tunnels en béton armé et non armé " : GT29R1F1. *Recommandations de l'Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain* .
- [2] Baweja, S., & Bazant, Z. (1995). " Creep and Shrinkage Prediction : Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3 ". *Adam Neville Symposium, Michigan 2000* .
- [3] Bowcock, J., Boyd, J., Hoek, E., & Sharp, J. (1976). " Drakensberg pumped storage scheme: rock engineering aspects ". *Exploration for Rock Engineering. Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering, November 1976. Vol 2, 121-139. A.A.*
- [4] Deere, D., & Lombardi, G. (1988). " Lining of pressure tunnels and hydrofracturing potential ".
- [5] Departement of army - U.S. Army Corps of Engineers. (1997). " Engineering and Design - Tunnels And Shafts In Rock ". *Engineer Manual* .
- [6] Direction Générale de l'Energie et du Climat. (2010). " *L'industrie des énergies décarbonées en 2010*".
- [7] EDF, S. Rivat. (s.d.). " Galeries en charge : Questions - Réponses ".
- [8] Esteulle, F., Colombet, G., & Bouvard-Lecoanet, A. (1992). " *Ouvrages souterrains - Conception. Réalisation. Entretien* ". Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [9] Fernandez, G. (1994). " Behavior of pressure tunnels and guidelines for liner design ". *Journal of Geotechnical Engineering* .
- [10] Fernandez, J., & Alvarez, T. (1994). " *Seepage-induced effective stresses and water pressures around pressure tunnels* ".
- [11] Giafferi, J. (1992). " Galeries hydrauliques en charge: Faut-il blinder ou non ? Point de vue du géologue et du géotechnicien ". *Tunnels et ouvrages souterrains, N°112* .
- [12] Gonano, L., & Sharp, J. (1984). " Design and Prestress Grouting of a Concrete Lined High Pressure Tunnel at Drakensberg ". *High Pressure Tunnel* .
- [13] Lauffer, H., & Seeber, G. (1961). " Design and control of linings of pressure tunnel and shafts, based on measurements of the deformability of the rock ". *Septième congrès des grands barrages (Vol II, Rome, 26juin-1juill 1961), Réponse 91 de la question 25* .
- [14] Matt, P., Thurnherr, F., & Uherkovich, I. (1978). " Prestressed concrete pressure tunnels ".
- [15] Rodrigues, R. V. (2011). " Crack controlled design of RC pressure tunnels considering rock structure interaction ".

- [16] Roelli, P. E. (1982). " Galeries forcées précontraintes et chambres d'équilibre précontrainte active de revêtements béton ". *Rock Mechanics : caverns and pressure shafts (vol 2, 1982)* .
- [17] Schleiss, A. (1988). " Design Criteria Applied for the Lower Pressure Tunnel of the North Fork Stanislaus River Hydroelectric Project in California ". *Rock Mechanics and Rock Engineering* .
- [18] Schleiss, A. (1997). " Design of reinforced concrete linings of pressure tunnels and shafts ". *Hydropower and Dams* .
- [19] Schleiss, A., & Hachem, F. (2009). " *Dimensionnement des galeries et puits blindés* ".
- [20] Schleiss, F. H. (2011). " *Dimensionnement des galeries et puits blindés* ".
- [21] Seeber, G. (1985). " Power conduits for high-head plants - Part one". *Water Power And Dam Construction* .
- [22] Seeber, G. (1985). " Power conduits for high-head plants - Part two". *Water Power and Dam Construction* .
- [23] Seeber, G., Schmitter, M., & Friedrich, R. (1982). " Construction of a 600 m raise-bored shaft for Uttendorf II ". *Water Power and Dam Construction* .
- [24] Sharp, J., & Gonano, L. (1982). " Rock engineering aspects of the concrete lined pressure tunnels of the Drakensberg pumped storage scheme ". *ISRM Symposium* .
- [25] Simanjuntak, T., Marence, M., Mynett, A., & Schleiss, A. (2013). " Mechanical-hydraulic interaction in the lining cracking process of pressure tunnels ". *The International Journal on Hydropower & Dams, vol. 20, num. 5, p. 112-119* .
- [26] Talobre, J. (1957). " *La mécanique des roches appliquée aux travaux publics* ". Dunod.
- [27] Tractebel Engineering, Vibert, C. (2014). " Application des méthodes de conception des galeries hydrauliques ".
- [28] Wannemacher, H., Bauert, M., Krenn, H., Engel, F., & Komma, N. (2013). " Improved pressure tunnel lining methods, a case study of the Niagara Tunnel Facility Project ". *World Tunnel Congress 2013 Geneva* .
- [29] Wannemacher, H., Krenn, H., Komma, N., Bauert, M., & Grunicke, U. (2012). " A Case Study of the Niagara Tunnel Facility Project ". *Swiss Tunnel Congress 2012* .

ANNEXES

A.1 PRÉSENTATION DE L'ORGANISME D'ACCUEIL

A.1.1 Présentation

Le groupe EDF est la principale entreprise de production, de transport, de distribution, de commercialisation et de négoce d'électricité en France. Créée par la loi du 8 avril 1946, le groupe français est depuis 2004 une société anonyme à capitaux publics. Son développement lui a permis de devenir aujourd'hui un véritable groupe international présent sur cinq continents avec une cinquantaine de filiales à travers le monde.

La société intervient sur l'ensemble des métiers de l'électricité. Afin de vendre son énergie à prix compétitif, elle réalise, exploite et entretient ses ouvrages de production comme par exemple les barrages, les centrales nucléaires et les éoliennes. Sa production d'électricité est toutefois caractérisée par la prépondérance de l'énergie nucléaire. Le groupe EDF est en effet le premier producteur électronucléaire mondial.

A.1.2 EDF en quelques chiffres

Le groupe EDF, avec son chiffre d'affaires de 75.6 milliards d'euros en 2013, est non seulement un acteur principal du marché français de l'électricité mais également le leader européen de l'énergie. Il fournit son électricité à près de 39.1 millions de clients dans le monde, principalement en France, en Allemagne, en Italie et en Grande-Bretagne.

Les 158 467 salariés de la société sont répartis dans plus de 47 filiales à travers le monde. Ils assurent la production et l'entretien des 140.4 GWe de puissance installée dont 99 GWe en France en 2011. Au total, 653.9 TWh de production électrique ont été fournis en 2013 aux consommateurs dans le monde entier.

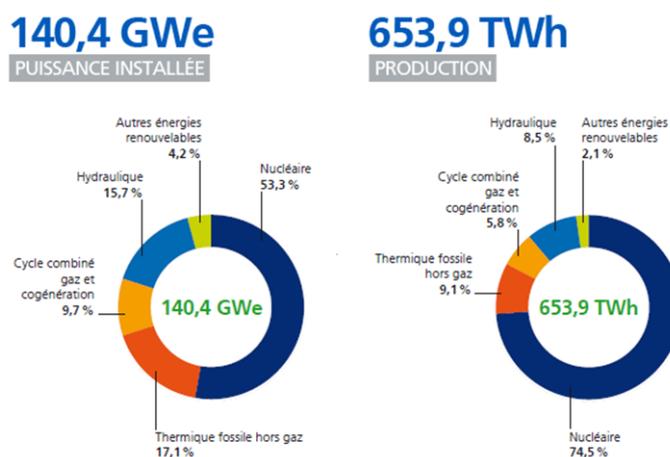


Figure 49. Répartition de la puissance installée et de la production d'électricité d'EDF selon les filières dans le monde (2013)

A.1.3 L'ingénierie au sein d'EDF

L'activité d'ingénierie est au service de l'ensemble du parc de production électrique du groupe EDF. Ces compétences développées continûment recouvrent les trois phases de vie des centrales :

- La **conception** et la **construction** des centrales et ouvrages industriels. A titre d'exemple, l'ingénierie d'EDF pilote la construction du premier réacteur de type EPR à Flamanville (France), elle a également piloté la mise en service du barrage hydraulique de Nam Theun (Laos) ou la construction de la centrale thermique de type cycle combiné à West Burton (Royaume Uni) ;
- L'**accompagnement**, la **maintenance** et la **réhabilitation** des centrales et ouvrages industriels durant leur exploitation. L'ingénierie d'exploitation réalise de nombreuses opérations de maintenance lourde et de modifications des installations qui interviennent tout au long de la durée de fonctionnement d'une centrale. Ces interventions sur les ouvrages industriels permettent d'en améliorer en permanence le niveau de sûreté et de qualité ;
- La **déconstruction** des centrales et ouvrages industriels. L'ingénierie a également pour mission d'accompagner la déconstruction des centrales et installations industrielles après leur mises à l'arrêt, ceci dans les meilleurs conditions en termes de sûreté, de sécurité, de respect de la réglementation, d'impact environnement, de coûts et de délais.

A.1.4 Le Centre d'Ingénierie Hydraulique

Au sein de la Direction Production Ingénierie (DPI), la Division Production Ingénierie Hydraulique (DPIH) regroupe 2 unités d'ingénierie et cinq unités de production hydraulique. Cette division a des compétences en ingénierie de conception et de construction, en ingénierie de la mesure, en ingénierie d'appui à l'exploitation ainsi qu'en conduite de projets dans les domaines de l'hydraulique et des énergies renouvelables.

Le Centre d'Ingénierie Hydraulique (CIH), créé en 2000, fait partie de la DIPH.

a. Les missions

Le CIH propose son savoir-faire, l'expertise hydraulique d'un maître d'ouvrage et d'un maître d'œuvre ainsi que sa connaissance pointue de la conduite et de la maintenance des ouvrages à ses clients français et étrangers. Ces principales missions sont donc :

- Répondre aux besoins de conception et de construction des ouvrages hydroélectriques du parc EDF
- Assurer la fonction d'appui à l'exploitation de plus de 239 grands barrages et 461 centrales hydroélectriques français.

La polyvalence du CIH lui permet enfin d'assurer de multiples prestations comme la conception d'ouvrages neufs, le montage de projet clés en main, l'expertise auprès des décideurs, la réhabilitation d'ouvrages existants ou la formation et le transfert de savoir-faire.

b. Organisation du CIH

En France, le CIH, organisé en réseaux avec ses 7 sites permanents, exerce son activité sur l'ensemble du territoire. Sa localisation au plus près des ouvrages, lui permet de mieux répondre aux attentes des clients et exploitants.

Le CIH est divisé en départements, eux-mêmes décomposés en plusieurs services, répartis sur toute la France. Cette répartition assure un maintien de l'activité du CIH sur l'ensemble du territoire : chaque site possède les services et compétences nécessaires pour mener à bien la plupart de ses projets.

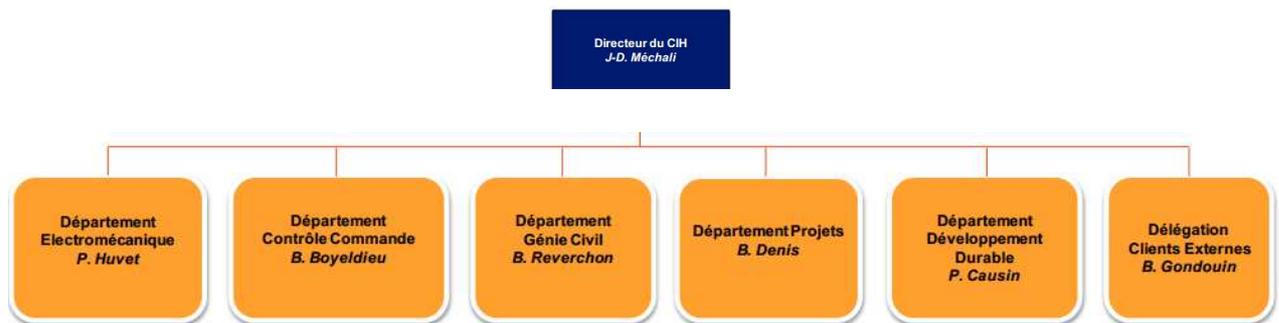


Figure 50. Les différents départements du CIH

Ce projet de fin d'études est réalisé dans le Département Génie Civil, précisément dans le Service Géotechnique & Ouvrages Souterrains.

A.2 RETOUR D'EXPÉRIENCE

A.2.1 Projet du Niagara Tunnel Facility Project (NTFP)

a. Contexte/Présentation

Le Projet « Ontario Power Generation » (OPG) dans la province d'Ontario au Canada, est le plus grand projet hydroélectrique réalisé ces dernières années. Situé dans la partie sud de la falaise du Niagara, il vise l'augmentation de la capacité de la centrale électrique Sir Adams Beck (SAB) construite au XIX siècle. L'eau sera déviée depuis la rivière Niagara, par un nouveau tunnel : le NTFP de 10km de long, 12.8m de diamètre, réalisé au tunnelier à roche dure. Il acheminera un débit de 500m³/sec, avec une pression maximale de service de 1.3Mpa au point le plus bas du tunnel (environ 140m de profondeur).

Période de construction 2005- 2013



Figure 51. Galerie de déviation sous les chutes du Niagara- NTFP

b. Données du projet

L'encaissant du projet est constitué par un ensemble de couches horizontales. Le profil du tunnel recoupe en partie inférieure une couche d'argilite très érodable au contact de l'eau et à fort potentiel de gonflement.

- Le massif est très anisotrope avec un rapport de contrainte K_0 de l'ordre de 3 à 4
- Les eaux souterraines sont très corrosives : risque de corrosion si blindage
- Faible résistance des matériaux

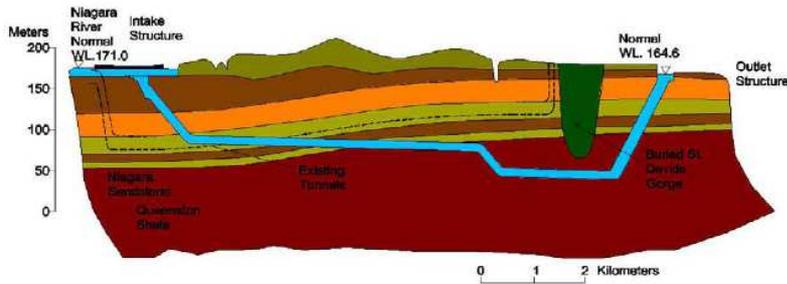


Figure 52. Coupe géologique du projet

c. Particularités/Innovations

La présence de matériaux potentiellement gonflables a nécessité un revêtement étanche, mais la nature corrosive des eaux souterraines a rapidement écarté l'utilisation d'un blindage en acier. Le choix de conception s'est donc porté vers un revêtement en béton précontraint qui permettrait d'améliorer l'étanchéité et les caractéristiques du terrain par des injections, tout en évitant la fissuration du béton à la mise en eau. Un système d'étanchéité à l'arrière du revêtement permettait d'assurer une imperméabilisation totale.

L'injection de précontrainte à haute pression est réalisée à l'interface entre le système d'étanchéité et le soutènement à 1.22MPa, à l'aide du système Tiwag (Conception par méthode de Seeber)

- Soutènement par boulons swellex+ béton projeté
- Membrane d'étanchéité fixée au rocher avant le coffrage pour une imperméabilisation totale
- Revêtement béton coffré de 0.69m d'épaisseur
- Injection de collage à basse pression entre le béton et la membrane étanche
- Temps entre l'injection et la mise en eau= 600jrs

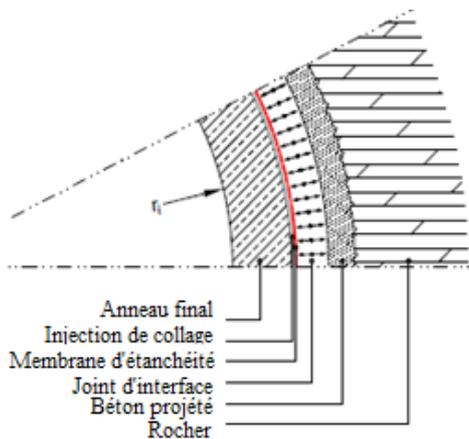


Figure 53. Composition du système de revêtement définitif



Figure 54. Mise en place du système d'étanchéité et installation des tubes d'injection

d. Difficultés conception/ construction

La stratification horizontale et la présence d'une formation d'argilite ont présenté des difficultés pour le creusement au tunnelier. Des ruptures par écaillage (flambement en dalles) se sont produites en voûte, au niveau des couches horizontales, ce qui a induit des hors- profils lors de l'excavation.

- Écaillages/flambements en voute en cours de travaux ($K_o=3$ à 4)
- Difficulté de maîtrise des pressions pour éviter la rupture si le revêtement est précontraint au-delà de ses limites
- Colmatage des tuyaux d'injection d'où l'utilisation de flexibles courts (<15m)
- Difficulté de gestion des venues d'eau pour éviter le gonflement de l'argile
- Cadence ralentie : roches plus dures que prévu (4ans de retard)

Tableau 23. Récapitulatif du projet NTFP

Diamètre	Pression interne	Épaisseur du béton	Pression d'injection
12.8m	1.3 MPa	0.69m	3.22 MPa

e. Système de surveillance

Vu le grand diamètre de la galerie et sa longueur, un système d'instrumentation sophistiqué a été développé. C'est un système à laser combiné à un système de suivi des déformations pré et post injection :

- Capacité à mesurer des variations de l'ordre de 1mm en temps réel, pendant l'injection
- Système de scan aérien permettant de comparer les variations de déformations sur des centaines de points de mesure par scan. Les données sont traitées au fur et à mesure et agissent instantanément sur le système d'injection pour le stopper ou agir sur ses paramètres
- Quatre systèmes de contrôle des injections surveillent chacun 12.5m de longueur et 2 scanners laser sont installés dans une section d'instrumentation. Soit une longueur de 50m contrôlée en temps réel
- La contrainte de compression dans l'anneau de béton est calculée automatiquement pendant l'injection et permet en temps réel de caler la pression d'injection estimée à la conception
- En utilisant l'ovalisation de l'anneau comme un critère limite et l'effort de compression comme un critère de précontrainte, la pression calculée est adaptée en fonction de l'hétérogénéité réelle et donc des caractéristiques réelles au niveau de la section d'injection
- Mesure indirecte de pression à l'arrière du revêtement grâce aux jauges de mesures des déformations directement intégrées au système de contrôle d'injection



Figure 55. Système d'instrumentation laser

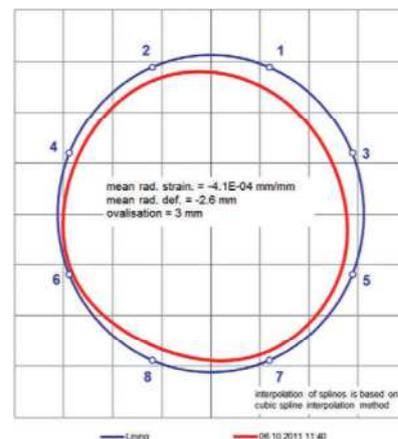


Figure 56. Ovalisations pendant l'injection

A.2.2 Projet du Drakensberg Pumped Storage

a. Contexte/Présentation

Le projet de Drakensberg en Afrique du Sud (1975-1982) est le premier cas d'application de la précontrainte à la fois sur un puits et sur une galerie en charge. Le schéma d'aménagement hydraulique de Drakensberg se compose de trois excavations souterraines, et un nombre important de tunnels interconnectés qui serviront de conduites et d'accès.

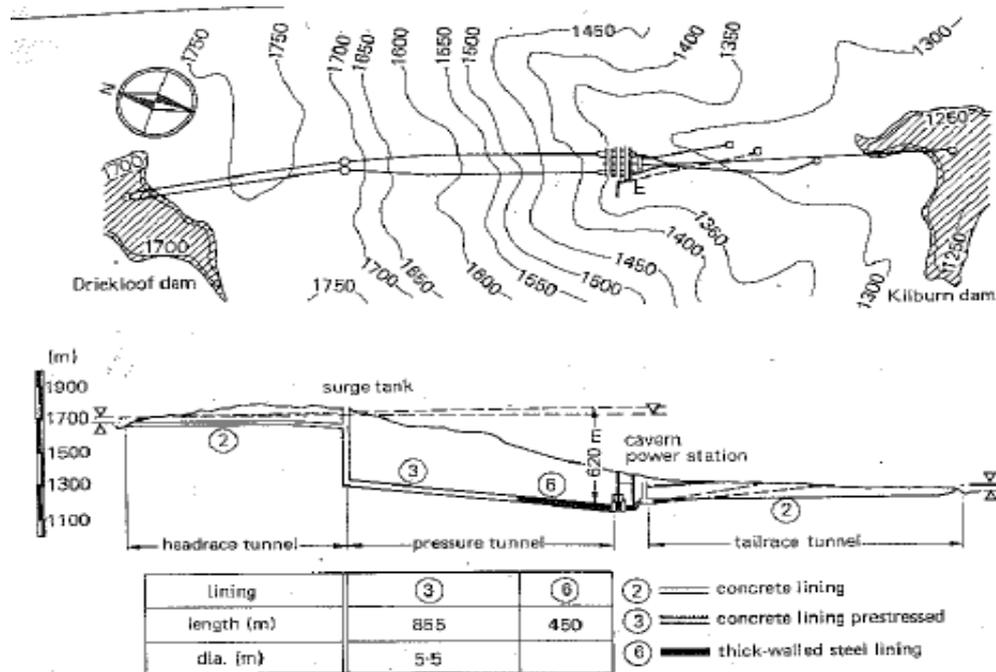


Figure 57. Profil en long du projet

Les principales structures d'ingénierie : centrale souterraine pouvant recevoir 4 pompes-turbines réversibles de 250MW, associés à des galeries et puits, une chambre des machines et une galerie d'accès, ainsi que deux barrages (Kilburn et Driekloof).

- 2 tunnels de 5.5m de diamètre intérieur à revêtement en béton, de 850m de long chacun pour une pente de 1/10
- Creusement conventionnel à l'explosif et au jumbo
- Énergie de pompage de 500m en conditions statiques et 6,2MPa en dynamique
- Revêtement en béton de 0.6m d'épaisseur
- Précontrainte du revêtement par coulis
- Puits revêtu par du béton sur environ 1.1km depuis la surface, puis blindé jusqu'à la caverne des machines

b. Données du projet

- Couches sédimentaires subhorizontales de 5 à 500mm d'épaisseur (grès, siltites, argilites)
- Perméabilité très faible (10^{-6} m/s) ne nécessitant pas de blindage, mais subsiste le risque d'altération des argilites
- Massif anisotrope $K=1.6$ (contraintes principales de direction E-W) et faible module du rocher
- Massif fracturé : 3 familles de direction sub-verticale : 120° , 160° et 190° et présence de zones de cisaillement serpentinisées (1 à 3m)
- Couches sédimentaires relativement imperméables (Perméabilité de 10^{-6} à 10^{-9} m/s) à l'exception d'une zone fracturée de 2m
- Écoulement parallèle à la stratification, qui est modifié localement par la fissuration
- Niveau de la nappe en général proche de la surface.

c. Particularités/Innovations

- Soutènement composé de 2 couches de béton projeté et boulonnage
- Consolidation sous basse pression et application d'une couche de décollement à la chaux, avant bétonnage
- Revêtement béton coffré de 0.6m d'épaisseur
- Précontrainte par coulis entre le soutènement et le revêtement par le système Tiwag : injection à 1.5MPa (jusqu'à 8MPa dans les zones de failles). La résistance à la compression du coulis était de 30MPa (28jrs) avec un module de Young de 30MPa (court terme)
- Coulis de ciment ordinaire Portland, ratio E/C=1/2 et 670kg/m tunnel
- Auscultation à l'avancement (extensomètre) : 5mm de convergence diamétrale (10-15mm dans les zones de faille)

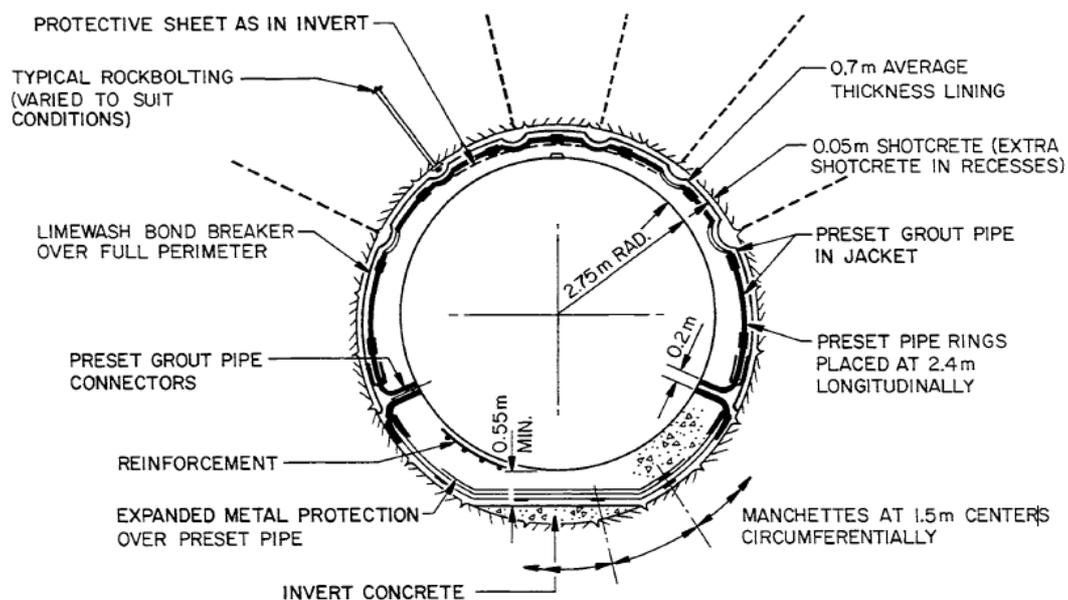


Figure 58. Système d'injection

d. Difficultés conception/ construction

- Manque de données sur un projet antérieur et difficulté de définition précise des taux de fluage
- Difficulté quant à l'application d'une pression uniforme autour de la galerie. La nécessité de précontraindre simultanément le revêtement et le rocher a justifié un changement de la technologie (injection initiale par forages puis choix du système Tiwag)
- Progression du coulis en « doigts » individuels dans le terrain avec un flux concentré en radier ; ce qui a augmenté les volumes de pompage
- Pression de précontrainte variant le long du tunnel et incertitude sur le taux de fluage

Tableau 24. Récapitulatif du projet de Drakensberg

Diamètre	Pression interne	Épaisseur du béton	Pression d'injection
5.5m	6.2 MPa	0.6m	1.5Mpa