

UNIVERSITE DE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Construction civiles et industrielles

CONTRIBUTION A L'OPTIMISATION DU TEMPS DE REALISATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Par

BOUDJAKDJI Mohamed Amine

Devant le jury composé de :

M. Abed	Professeur, Université de Blida	Président
K. Silhadi	Maître de conférences, ENP d'Alger	Examineur
A. Bouafia	Professeur, Université de Blida	Examineur
K. Grine	Maître de conférences, Université de Blida	Examineur
A. Attar	Maître de conférences, Université de Blida	Rapporteur

Blida, AVRIL 2007

ملخص

إن انجاز البنيات يعتبر ثمرة لمجموعة من العمليات المتشعبة و الغير متناسقة فالمصممين والمنجزين يتدخلان حسب سياق متتابع و منعزل و هذا السياق لا يسمح باستجابة متكيفة أمام الأحداث الغير متوقعة التي يمكن أن تظهر خلال انجاز المشروع و تؤثر على مدة انجاز المشروع. و من خلال هذه الدراسة نقترح استعمال طريقة لتسيير مؤسسات البناء من اجل تقليص مدة الانجاز هذه الطريقة تعتمد على التداخل بين عملية التصميم و عملية الانجاز حيث يتم إدخال التمثيل عن طريق الإعلام الآلي خلال انجاز المشروع وذلك من اجل إعادة اعتبار القيم الأولية بحيث تكون موافقة للظروف الميدانية و منه مراعاة المدة الزمنية المحددة للانجاز.

كلمات مفتاحية : نموذج تنظيمي, نظرة السياق, الهندسة المتداخلة, المشاريع النفقية, المخاطر, التمثيل عن طريق الإعلام الآلي

RESUME

La réalisation des ouvrages dans la construction est le fruit d'une approche fragmentée. En effet, les concepteurs et constructeurs interviennent selon un processus segmenté et séquentiel, sans véritable interaction entre les différentes disciplines. Ce processus ne permet pas une réaction adaptée face aux imprévus et aléas qui peuvent surgir en cours de réalisation et engendrer des dérapages dans les délais d'exécution.

Dans cette étude, nous proposons d'utiliser une nouvelle forme de gestion appelée « ingénierie concurrente » pour l'optimisation du temps d'exécution des ouvrages souterrains. Ce modèle d'organisation est basé sur le chevauchement entre conception et construction, et permet l'intégration de la simulation numérique dans le procédé de réalisation. On arrive ainsi à recalculer les paramètres de dimensionnement en fonction des conditions rencontrées sur site et assurer le respect des délais de réalisation.

Mots Clefs : Modèle d'organisation, Approche processus, Ingénierie concurrente, Ouvrages souterrains, aléas, simulation numérique.

SUMMARY

Construction works are the fruit of a fragmented approach. Indeed, the designers and constructors intervene according to a segmented and sequential process, without true interaction between the various disciplines. This process does not allow a reaction adapted face to the risks which can emerge under development and generates delays in the execution time.

In this study, we propose to use concurrent engineering for the optimization of the execution time of the underground works. This optimization is based on the overlapping between design and construction, and allow the integration of the numerical simulation in the execution process. That allows the retiming of the parameters of dimensioning according to the conditions met on site, and to respect the execution time initially envisaged.

Key Words: organization model, process Approach, concurrent engineering, underground construction, risks, numerical simulation.

REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans ce mémoire a été établi à l'institut de Génie Civil de l'Université de Blida sous la direction du Docteur Ahmed Attar, à qui j'exprime mes sincères remerciements pour son encadrement, sa contribution, son soutien amical et moral, ainsi que les nombreux conseils qu'il m'a prodigués tout au long de ce travail.

Je tiens également à remercier tous les enseignants de la post-graduation du département de génie civil dont et j'ai suivi avec intérêt la formation dispensée.

Toute ma reconnaissance aux membres du jury, pour l'honneur et l'intérêt qu'ils m'ont accordé en acceptant d'évaluer mon mémoire.

Mes remerciements s'adressent aussi au personnel de GESI TP, et à leur tête le Directeur des grands travaux Mr. Achabou et le directeur des études Mr. Koubi.

Mes vifs remerciements à mes parents et à tous les membres de ma famille pour leur soutien moral et leurs encouragements.

Une pensée sincère à mes amis de la promotion et plus particulièrement Monsieur Karoui et Monsieur Boualaga.

TABLE DES MATIERES

RESUME	3
REMERCIEMENTS	4
TABLE DES MATIERES	5
LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES ET TABLEAUX	7
INTRODUCTION	10
1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	
1.1. Introduction	12
1.2. Famille d'acteurs dans la construction	14
1.3. Outils de gestion de projet de construction	17
1.4. L'approche processus dans la gestion de projet	22
1.5. Les problèmes structurels rencontrés dans la construction	24
1.6. Ingénierie concourante	24
1.7. Gestion des projets en souterrains	28
1.8. Processus de réalisation des ouvrages souterrains	31
1.9. Etapes de réalisation des ouvrages souterrains	34
1.10. Calcul des ouvrages souterrains	48
1.11. Choix des méthodes de calculs	62
1.12. Conclusion	63
2. CAS D'ETUDE : STATION METRO D'ALGER	
2.1. Introduction	65
2.2. Historique du projet Métro d'Alger	66
2.3. Description du projet : Station Khelifa Boukhalfa	67
2.4. Aléas principales de réalisation	73
2.5. Conclusion et observation sur l'étude de cas	74
3. OPTIMISATION DES DELAIS DE REALISATION	
3.1. Introduction	75
3.2. Modèle d'organisation : conception –construction appliqué au cas d'étude	76
3.3. Optimisation des délais de réalisation	77
3.4. Conclusion	81
4. INTEGRATION DE LA SIMULATION NUMERIQUE	
4.1. Introduction	82
4.2. Calcul de la voûte	82
4.3. Présentation des résultats	89
4.4. Discussion	92
4.5. Conclusion	94

CONCLUSION GENERALE	95
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	97

LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1. Acteurs intervenant dans la construction d'un ouvrage	15
Figure 1.2. Organisation traditionnelle	15
Figure 1.3. Organisation en entreprise générale	16
Figure 1.4. Organisation en entreprise total	17
Figure 1.5. Cycle de vie d'un projet	18
Figure 1.6. Potentiel d'optimisation et évolution des coûts	20
Figure 1.7. Représentation graphique du PERT	21
Figure 1.8. Représentation graphique du GANTT	22
Figure 1.9. Enchaînement des actions dans un processus	22
Figure 1.10. Modèle de processus	23
Figure 1.11. Impacte de l'ingénierie concourante sur les délais	25
Figure 1.12. Impacte de l'ingénierie concourante sur les coûts	26
Figure 1.13. Intégration des incertitudes dans un projet	30
Figure 1.14. Processus de réalisation des ouvrages souterrains	31
Figure 1.15. Découpage soigné	36
Figure 1.16. Prédécoupage	36
Figure 1.17. Types de boulon d'encrage	38
Figure 1.18. Coupe transversale d'une paroi clouée	38
Figure 1.19. Blindage et enfilage	40
Figure 1.20. Enfilage	41
Figure 1.21. Principaux types d'étanchement	48
Figure 1.22. Instabilité des blocs à la paroi des tunnels	50
Figure 1.23. Flexion des bancs de voûte des tunnels	50

Figure 1.24. Contraintes autour de l'excavation	51
Figure 1.25. Schéma de rupture en terrain flottant	51
Figure 1.26. Principe de Terzaghi	53
Figure 1.27. Représentation des appuis (méthode des ressorts)	55
Figure 1.28. Densité de maillage pour un calcul 2D	59
Figure 1.29. Graphique confinement convergence	61
Figure.1.30. principes de la méthode convergence –confinement	62
Figure 2.1. Voûte basse et intermédiaire	68
Figure 2.2. Processus de réalisation de la station	69
Figure 2.3. Opération d'excavation	70
Figure.2.4. Opération de ferrailage et de bétonnage de la voûte.	71
Figure.2.5. Processus de réalisation	72
Figure.2.6 Intégration des aléas dans le schéma prévu de réalisation	73
Figure 3.1. Modèle d'organisation interaction : conception –construction	76
Figure.3.2. Nouveau schéma de l'opération d'excavation	78
Figure 3.3. Intégration de la simulation pour le recalage des paramètres du sol	80
Figure 4.1. Géométrie du modèle	85
Figure 4.2. Maillage du modèle	85
Figure 4.3. Courbes caractéristiques du terrain- soutènement	89
Tableau 1.1. Phasage d'élaboration d'un projet	19
Tableau 1.2. Détermination de la longueur des boulons	39
Tableau.1.3. Les différents types de profilés utilisés	40
Tableau 1.4. Classification AFTES des types de soutènement	44
Tableau 1.5. Critères de plasticité usuels pour les sols	57
Tableau 2.1. Temps alloué à l'opération de creusement	69

Tableau 2.2. Temps alloué à l'opération de ferrailage	72
Tableau 2.3. Temps alloué à l'opération de bétonnage	72
Tableau.3.1. Effet espéré de la réduction du nombre de répétitions	78
Tableau 4.1. Caractéristiques géotechniques du terrain	83
Tableau 4.2. Paramètres de calcul des charges verticales et horizontales	84
Tableau 4.3. Caractéristiques géomécaniques à court terme des matériaux	86
Tableau 4.4. Valeurs de E suivant l'espacement longitudinal des cintres	87
Tableau 4.5. Coordonnés des points d'arrivée et de départs des courbes caractéristique	88
Tableau 4.6. Sollicitations dans les deux modes de soutènement	90
Tableau 4.7. Sollicitations dans le revêtement	90
Tableau.4.8. Effet de la réduction d'épaisseur du revêtement sur les délais de réalisation	92
Tableau 4.9. Effet de la diminution du nombre de répétitions	93
Tableau 4.10. Impact de l'intégration de la simulation numérique	93

INTRODUCTION

L'ouvrage réalisé par l'industrie de la construction, qu'il s'agisse d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art, n'est pas un produit de masse. C'est toujours un *ouvrage unique*, par sa réponse aux besoins explicités ou non d'un maître d'ouvrage, par son intégration dans un environnement généralement déjà construit et par son implantation sur un sol aux qualités géotechniques toujours particulières ainsi que les nombreux aléas et imprévus rencontrés lors de son exécution. Il ne s'agit toutefois pas d'un prototype qui suppose une suite de produits s'améliorant peu à peu : en construction il faut atteindre les objectifs du premier coup.

Au contraire de la plupart des produits industriels, la réalisation d'un ouvrage est fragmentée (selon sa complexité), entre un grand nombre d'acteurs travaillant chacun dans son domaine propre. En effet les concepteurs et constructeurs interviennent selon un processus segmenté et séquentiel, sans véritable interaction, au détriment de la qualité globale du produit final. De plus, les contextes des ouvrages à concevoir sont de plus en plus contraints, complexes et multiacteurs, avec des délais de réalisation nettement plus courts qu'avant.

Cette industrialisation du secteur de la construction a entraîné le renforcement des normes qualitatives et des procédures de contrôle. Cela exige une maîtrise encore mieux organisée des vrais risques, entre autre par des méthodes du type « Ingénierie Concourante », une forme nouvelle de gestion utilisée dans l'industrie manufacturière, assurant le gain de temps et de qualité : basée sur le chevauchement et l'interaction entre concepteur et constructeur, elle consiste à mettre en parallèle les tâches pour une confrontation au plus tôt des objectifs et des attentes de chacun des acteurs intervenant dans le cycle d'un produit. Ainsi l'enchaînement optimal des tâches assure le cheminement le plus court et permet d'anticiper le problème. Cette forme de gestion permet aussi l'intégration d'outils de simulations dans le phasage de la réalisation de l'ouvrage.

Dans cette étude, on se propose d'utiliser les concepts de l'ingénierie concourante dans la réalisation de la station Khelifa Boukhalifa du métro d'Alger pour l'amélioration des délais de réalisation : une confrontation est établie entre un modèle d'organisation traditionnel basé sur une approche fragmentée et un modèle intégrant les aléas probables ainsi que la simulation numérique dans le processus d'exécution de l'ouvrage.

La première partie est dédiée à une analyse bibliographique concernant les concepts de l'ingénierie concourante appliqués à la construction et les spécificités de la gestion des projets en souterrain. On décrit les différents modèles d'organisation des processus adoptés pour la construction des ouvrages souterrains ainsi que les étapes qui entrent dans le processus de réalisation des ouvrages souterrains, de la conception à la construction.

La deuxième partie montre l'apport des concepts d'ingénierie concourante sur l'optimisation des délais de réalisation. On décrit les procédures utilisées dans la réalisation de la station ainsi que les aléas rencontrés, et on montre l'importance de la simulation numérique du phasage d'exécution dans l'ajustement des paramètres de dimensionnement.

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction

Au milieu des années 1980, l'avènement d'une économie dite réactive fait du temps de mise sur le marché des produits un axe majeur de la concurrence [1]. Non seulement l'entreprise doit être capable de suivre une demande versatile, mais elle doit savoir impulser des évolutions qui lui sont favorables en étant la première à proposer au client ce qu'il pourrait éventuellement vouloir. D'où le lancement récurrent de nombreux projets innovants.

Cette mise en tension des activités de conception touche à la fois les relations intra-entreprises et inter-entreprises suscitant de nouvelles problématiques en recherche de management. En interne, les modalités de gestion de projets sont interrogées : comment transformer l'organisation pour développer plus vite ? Il s'agit de passer d'une organisation séquentielle de la conception à la « concourance » qui conduit à la transversalité d'organisations historiquement fonctionnelles [2]. Les relations inter-firmes sont également transformées. Pour développer plus vite, il s'agit de s'associer, au moindre coût de transaction, avec ceux qui détiennent une forte compétence de développement dans le cadre des relations de partenariat de conception ou de développement.

Le début des années 1990 est finalement marqué par une révision profonde des théories pratiques de management de projet à la suite de la prise de conscience de l'importance de certains facteurs sur la performance des projets : l'importance de l'intégration des différentes composantes (attentes des clients, contraintes de fabrication dans le design de nouveaux produits, etc.), l'ouverture des projets aux variables et acteurs externes (environnement réglementaire ou local, entreprises partenaires), l'évaluation et le contrôle des incertitudes à toute activité de création innovante, etc. Globalement la dimension comportementale et managériale des équipes projets l'ont emporté par rapport à une vision trop technicienne [2].

Un nouveau standard de management de projets s'est imposé avec l'ingénierie concourante. Des expériences ont attesté de la performance de ce modèle dans une certaine catégorie de projets relevant toutefois de secteurs variés : la chimie, l'automobile, la pharmacie, l'électronique, etc.

Quant à l'industrie de la construction, elle est en général, de nature plutôt conservatrice. Elle réagit toujours avec un certain retard par rapport aux autres industries de production, qui adaptent plus rapidement leur organisation et leur management aux évolutions du marché. Elle demeure traditionnelle, parce qu'elle considère que le produit construction ne demande pas d'adaptation permanente au marché, puisqu'il s'agit d'un produit unique, réalisé sur mesure pour un maître d'ouvrage, rarement répétitif [2].

Deux types de contributions sont à signaler : d'une part, des travaux sur les facteurs explicatifs des délais de développement des projets et d'autre part, des travaux sur les outils de la définition et du pilotage des délais des projets [2]. Ces démarches s'intéressent peu à la vitesse et à ses stratégies d'atteinte. Elles considèrent le temps des projets comme une consommation de ressources par rapport à un référentiel (exemple : anticiper ou constater une dérive sur une tâche du chemin critique conduit à réallouer des ressources). On réagit par rapport au cadre négocié plus qu'on ne pense à l'interroger.

En général, les entreprises fondent l'amélioration de leur productivité sur une industrialisation d'inspiration tayloriste : mécanisation des chantiers (celle-ci est même spectaculaire dans la construction de tunnels), réalisation en séries, standardisation des éléments de construction, préfabrication, rationalisation et répétitivité des processus.

Confrontés aux difficultés d'un marché, de plus en plus exigeant, dans un environnement très concurrentiel, ces groupes sont contraints de rechercher d'autres pistes pour augmenter leur productivité à savoir la mise en place d'instruments de nature organisationnelle et l'élargissement du champ d'action de leurs activités traditionnelles, à la fois en amont (au niveau de la conception) et en aval (au niveau du second oeuvre).

1.2. Famille d'acteurs dans la construction

Les entreprises de construction (BTP) gèrent des projets à « coûts contrôlés » qui se caractérisent par l'existence d'un client parfaitement connu avec lequel les spécifications techniques, le budget et le délai sont négociées d'avance. Le projet est alors une réalisation unitaire ou une petite série prototypique. La marge bénéficiaire du fournisseur dépendra avant tout de sa bonne maîtrise des coûts et du temps.

Le fournisseur qui répond à l'appel d'offre précise en effet les moyens qu'il compte mettre en œuvre et le « schéma de vitesse » prévu pour le projet. Autrement dit, pour avoir intérêt à répondre à cet appel d'offre, il faut que les estimations des coûts conduisent à un budget inférieur à l'offre de prix jugée acceptable par le client compte tenu de la concurrence. Cette phase d'estimation repose sur le savoir-faire en matière d'étude de prix, sur une appréciation du risque du contrat, sur une bonne connaissance de la concurrence et du client et sur la capacité de l'entreprise à se différencier de ses concurrents [3].

Pour Pot [2], ces entreprises travaillent par affaire ou projet, ce qui est une transaction complexe concernant un ensemble de produits, de service et de travaux conçus spécialement pour réaliser dans une certaine période de temps un actif spécifique pour un client : un immeuble, une usine clé en main, une centrale électrique, etc. Ces projets d'ingénierie se caractérisent essentiellement par une grande singularité du projet (chaque réalisation est unique) et une grande complexité du projet (nombreux acteurs, multiples institutions, contrats aux montants élevés demandant une durée de réalisation longue).

L'organisation de ces projets est généralement structurée par les relations entre [3] :

- le maître d'ouvrage, pour le compte de qui est construit l'ouvrage ;
- la maîtrise d'œuvre qui réalise l'ouvrage pour le compte du maître d'ouvrage et qui assure la responsabilité globale de la qualité architecturale, technique, du délai et des coûts ;
- l'équipe de réalisation est celle que le maître d'ouvrage ou le maître d'œuvre a chargée par contrat de la responsabilité de l'ensemble de la construction d'un ouvrage ;

- le contrôle technique a par son agrément officiel, la vérification de la conformité aux normes techniques de l'ouvrage et la sécurité des personnes dans le cadre de la conception ou de la réalisation.

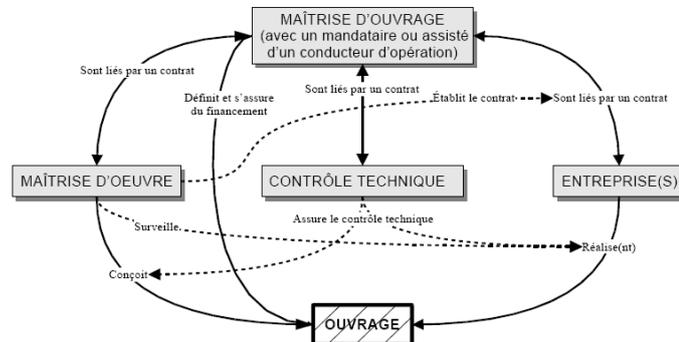


Figure 1.1. Acteurs intervenant dans la construction d'un ouvrage [2].

On cherche ainsi à assurer la coordination des acteurs et des tâches dans un souci d'efficacité et de rentabilité. Dans l'industrie de la construction, il existe trois types de modèle d'organisation des entreprises de construction :

1.2.1. L'organisation traditionnelle ou conventionnelle de la construction

L'organisation traditionnelle, appelée aussi conventionnelle ou classique, est encore aujourd'hui le modèle d'organisation le plus couramment utilisé par les maîtres d'ouvrages publics. Elle se caractérise d'abord par une séparation totale entre la conception de l'ouvrage, et la construction proprement dite, adjugée à la suite de procédures d'appels d'offres, à des entreprises de gros oeuvre et de second oeuvre. Elle est en outre une filière de production éclatée entre de nombreux acteurs, intervenant successivement, avec des discontinuités allongeant le cycle de production.

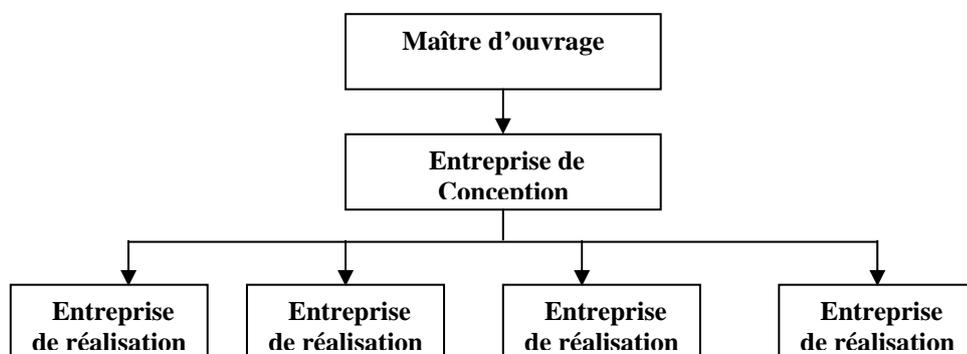


Figure 1.2. Organisation traditionnelle [2].

1.2.2. L'organisation en entreprise générale

L'organisation en entreprise générale, offre certes un progrès par rapport à l'organisation traditionnelle, car elle est moins fragmentée, mais se caractérise par une séparation nette entre la conception et l'exécution. La conception générale de l'ouvrage est confiée à un architecte ou à un ingénieur, tandis que l'entreprise générale se charge de l'établissement des plans d'exécution et de détail et fait appel à des sous-traitants sélectionnés par ses soins pour les prestations qu'elle ne réalise pas avec ses propres services.

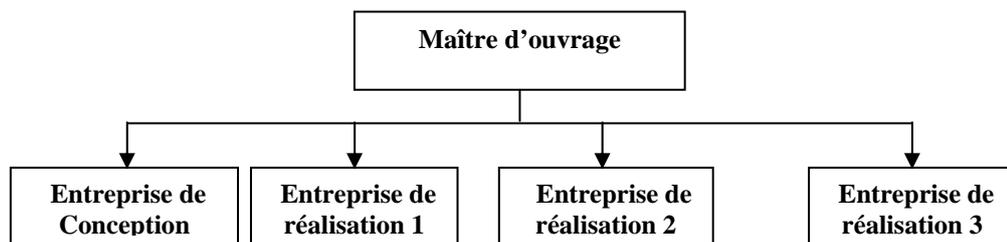


Figure 1.3. Organisation en entreprise générale [2].

1.2.3. Entreprise totale « Conception-Ingénierie-Construction »

La conception et la construction de l'ouvrage sont confiées, à la suite d'un appel d'offres, à une entreprise totale qui conduit l'ensemble du processus de réalisation, faisant appel à des concepteurs de son choix, architectes et ingénieurs et sous-traitants sélectionnés par ses soins pour les prestations qu'elle ne réalise pas elle-même. Le maître d'ouvrage demeure partie prenante du processus de réalisation, dans la mesure où il se réserve la liberté de décision, sur la base de variantes et de propositions présentées par l'entreprise totale, à toutes les étapes importantes et prédéfinies du processus de réalisation. Le concepteur est intégré dans le processus dirigé par l'entreprise totale, ce qui favorise le dialogue.

Les avantages de l'organisation en entreprise totale sont les suivants [2] :

- Il n'y a plus de séparation entre conception et construction, ce qui autorise des interactions porteuses de valeur ajoutée ;
- Le maître d'ouvrage traite avec un seul contractant, tout en conservant la liberté de décision à toutes les étapes importantes du processus de réalisation, qui n'est plus fragmenté ;

- L'organisation en entreprise totale permet de mettre en oeuvre un management de projet moderne, utilisant les techniques d'ingénierie simultanée ;
- L'entreprise totale peut ainsi conduire, dès la conception, un processus d'optimisation globale et interdisciplinaire des prestations de tous les intervenants, ce qui lui permet de réaliser de sensibles économies et de réduire fortement les délais de réalisation ;
- Tous les intervenants participent à la conception de l'ouvrage, usant souvent de la possibilité de proposer des solutions de leur crû qui les engagent dans la phase d'exécution. Leur motivation en est accrue, qu'il s'agisse de leurs propres prestations ou de la prestation d'ensemble, ce qui a un effet positif sur la qualité globale de l'ouvrage ;
- Les interfaces entre concepteurs et constructeurs, ainsi que les prestations de divers corps de métier sont de ce fait discutées et maîtrisées durant la phase de conception, évitant des conflits coûteux dans la phase d'exécution.

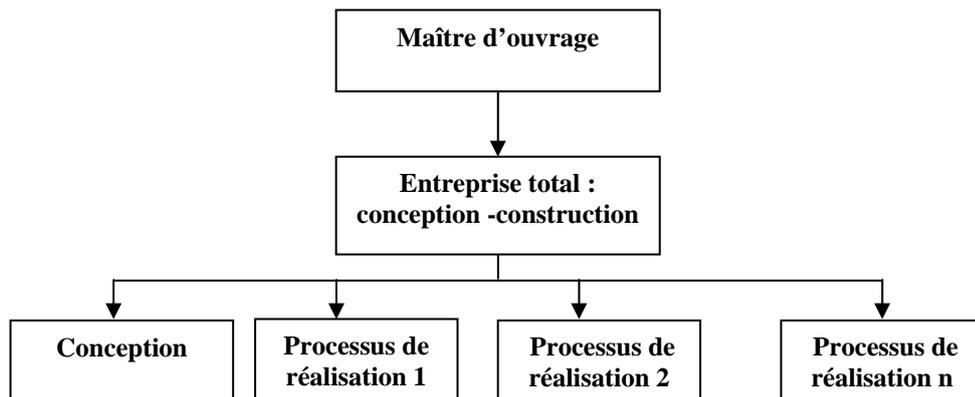


Figure 1.4. Organisation en entreprise totale [2].

L'inconvénient essentiel de l'organisation en entreprise est la perte de liberté ressentie du fait de se lier à une seule entreprise de construction, par un contrat et un descriptif contraignants qui rendent difficiles des modifications de projet, sauf à des conditions onéreuses [4].

1.3. Outils de gestion des projets de construction

Un projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences incluant les contraintes de délais, de coûts et de ressources [5].

La conduite d'un projet nécessite donc une organisation méthodologique pour faire en sorte que l'ouvrage réalisé par le maître d'œuvre réponde aux attentes du maître d'ouvrage et qu'il soit livré dans les conditions de coût et de délai prévus initialement, indépendamment de sa " fabrication " (voir tableau 1.1).

Le processus de réalisation d'un ouvrages comporte les phases suivantes [5] :

- Phase 1 : Définition des objectifs (Enoncé des besoins, Approche méthodique) ;
- Phase 2 : Etudes préliminaires (Définition de l'objet, étude de faisabilité, procédure du choix des mandataires) ;
- Phase 3 : Etude du projet (Avant projet, projet de l'ouvrage, procédure de demande d'autorisation) ;
- Phase 4 : Appel d'offres (Comparaison des offres, proposition d'adjudication) ;
- Phase 5 : Réalisation (Projet d'exécution, exécution de l'ouvrage, Mise en service, achèvement) ;
- Phase 6 : Exploitation (Fonctionnement, maintenance).

Le processus de réalisation et cycle de vie du produit construction peut s'illustrer selon la figure 1.5. Une rénovation, un changement d'affectation ou une extension au cours de l'exploitation amèneront la mise en œuvre d'un nouveau cycle de vie avec le déroulement des mêmes phases.

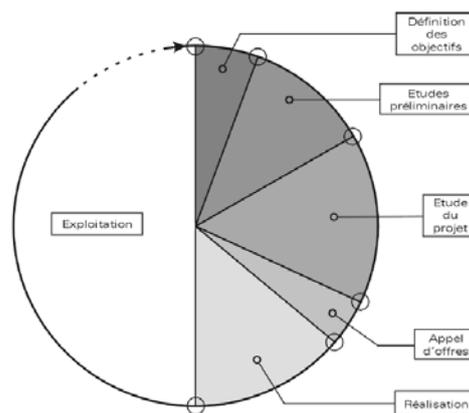


Figure 1.5. Cycle de vie d'un projet [2].

Études d'esquisse (EDE)	Proposition pour une ou plusieurs solutions d'ensemble traduisant les éléments majeurs du programme ; délais de réalisation ; vérification de la faisabilité de l'opération
Avant-projet sommaire (APS)	Appréciation des volumes intérieurs et de l'aspect extérieur de l'ouvrage ; proposition de dispositions techniques
Avant-projet définitif (APD)	Détermination des surfaces détaillées de tous les éléments du programme, plans, coupes et façades ; principe constructif, matériaux et installations techniques ; estimation définitive du coût prévisionnel des travaux
Études de projet (EDP)	Spécifications des formes des différents éléments de la construction, la nature des matériaux et leur mise en oeuvre; établissement du coût prévisionnel et du délai global des travaux
Assistance apportée au maître d'ouvrage pour la passation des contrats de travaux (ACT)	Préparation de la sélection des candidats et consultation des entreprises, analyse des offres et préparation des mises au point nécessaires à la passation des contrats de travaux
Études d'exécution (EEO)	Établissement de tous les plans d'exécution, réalisation des plans de synthèse, élaboration d'un devis quantitatif et d'un calendrier par lots ou corps d'état
Examen de la conformité au projet des études d'exécution (ECE)	Vérification du respect des dispositions dressées par le maître d'oeuvre dans les documents établis par l'entrepreneur
Direction de l'exécution du ou des contrats de travaux (DCT)	Vérification de la conformité des divers documents d'exécution, l'établissement des ordres de service, procès-verbaux et constats contradictoires nécessaires à l'exécution
Ordonnancement, coordination et pilotage du chantier (OPC)	Analyse des tâches élémentaires portant sur les études d'exécution, la détermination de leur enchaînement par des documents graphiques
Assistance apportée au maître de l'ouvrage lors des opérations de réception (ARA)	Organisation des opérations préalables à la réception ; examen des désordres signalés par le maître d'ouvrage ; constitution du dossier des ouvrages exécutés nécessaire à l'exploitation de l'ouvrage

Tableau 1.1. Phasage d'élaboration d'un projet [2].

Dans le BTP, on peut décomposer un projet en deux grandes phases : une phase d'étude du produit et du processus de réalisation et une phase d'exécution. Ces deux phases sont précédées d'études, d'explorations, de réponse aux appels d'offres et de mise au point contractuelle. Les deux phases se confondent dans le cas particulier d'un contrat en conception & construction où un groupement constitué d'entreprises de travaux, de bureaux d'études et d'architectes prend en charge à la fois les études et l'exécution. Chaque phase a ses propres contraintes et met en scène des acteurs différents et a sa propre vitesse moyenne. Certaines phases vont aller beaucoup plus vite que d'autres. Chaque phase peut à son tour se décomposer en différentes étapes plus ou moins rapides. Par exemple, la phase des travaux qui commence par l'installation du chantier d'implantation sur le site finit souvent dans l'urgence. Elle enregistre alors des pointes de vitesse pour livrer l'ouvrage conformément aux délais fixés dans le contrat [1].

La figure 1.6 met en évidence l'évolution inverse du potentiel d'optimisation et des coûts d'un ouvrage en fonction des phases successives du cycle de vie du produit construction.

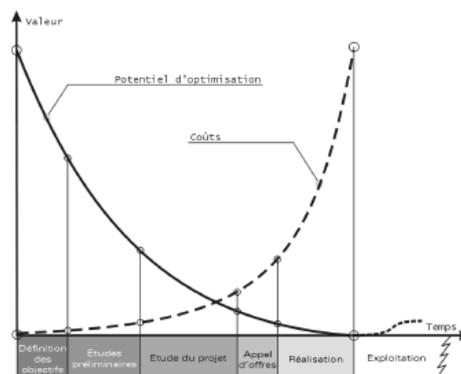


Figure 1.6. Potentiel d'optimisation et évolution des coûts [1].

Optimiser la vitesse des projets ne consiste pas à porter son intérêt sur la vitesse moyenne ou maximale, mais à considérer l'articulation des différentes phases du projet. Accélérer globalement le projet ne s'opère pas en réduisant de manière homothétique ces phases mais en privilégiant certaines par rapport à d'autres en les articulant différemment. Gérer la vitesse du projet revient donc à traiter les interrogations suivantes : combien de temps consacrer à chaque phase ? A quel moment commencer l'exécution, phase généralement coûteuse et irréversible ? Comment articuler les phases ?

C'est un outil d'aide à la planification et à l'agencement de tâches dans le temps, et a également une utilité dans le suivi du travail. Le diagramme de GANTT présente en ordonnées la liste des tâches, et en abscisses l'échelle de temps.

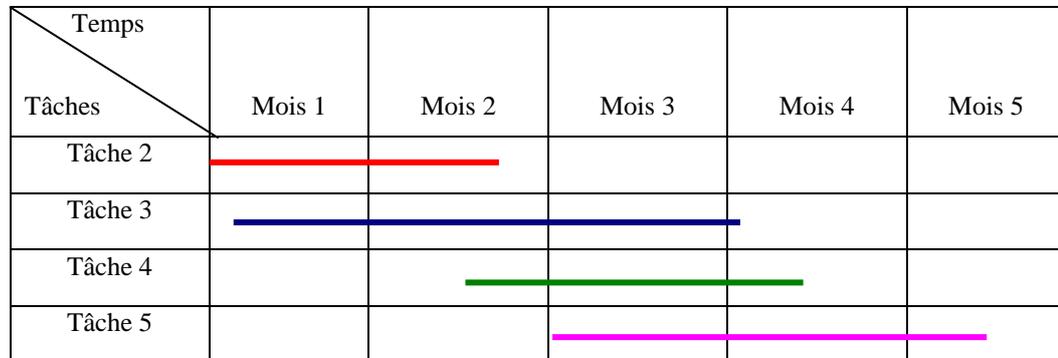


Figure 1.8. Représentation graphique du GANTT

1.4. L'approche processus dans la gestion de projet

Le processus est un ensemble d'activités corrélées ou interactives qui transforment des éléments d'entrée en éléments de sortie. L'élément de sortie d'un processus constitue souvent l'élément d'entrée du processus suivant [6]. Il est optimal lorsqu'il atteint les résultats assignés de la façon la plus efficace possible, sans "pertes en ligne".

L'approche processus réside donc en une démarche d'analyse importante qui permet de retrouver la linéarité et l'enchaînement logique d'actions qui concourent à satisfaire les exigences du client, le Maître d'ouvrage dans notre cas, plutôt qu'une succession d'étapes indépendantes et cloisonnées par service (voir figure 1.9).

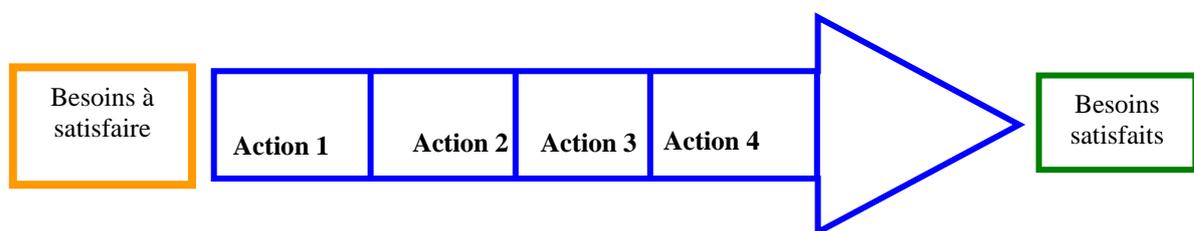


Figure 1.9. Enchaînement des actions dans un processus [6].

Cette démarche désigne l'application d'un système de processus au sein d'un organisme (voir figure 1.10), ainsi que l'identification des interactions et le management de ces processus. Les processus sont globalement connus (activités, tâches, acteurs), il s'agit

maintenant de préciser leur contexte, leurs séquences et de décrire les ressources qu'ils mobilisent, les flux d'information qu'ils reçoivent, génèrent et traitent.

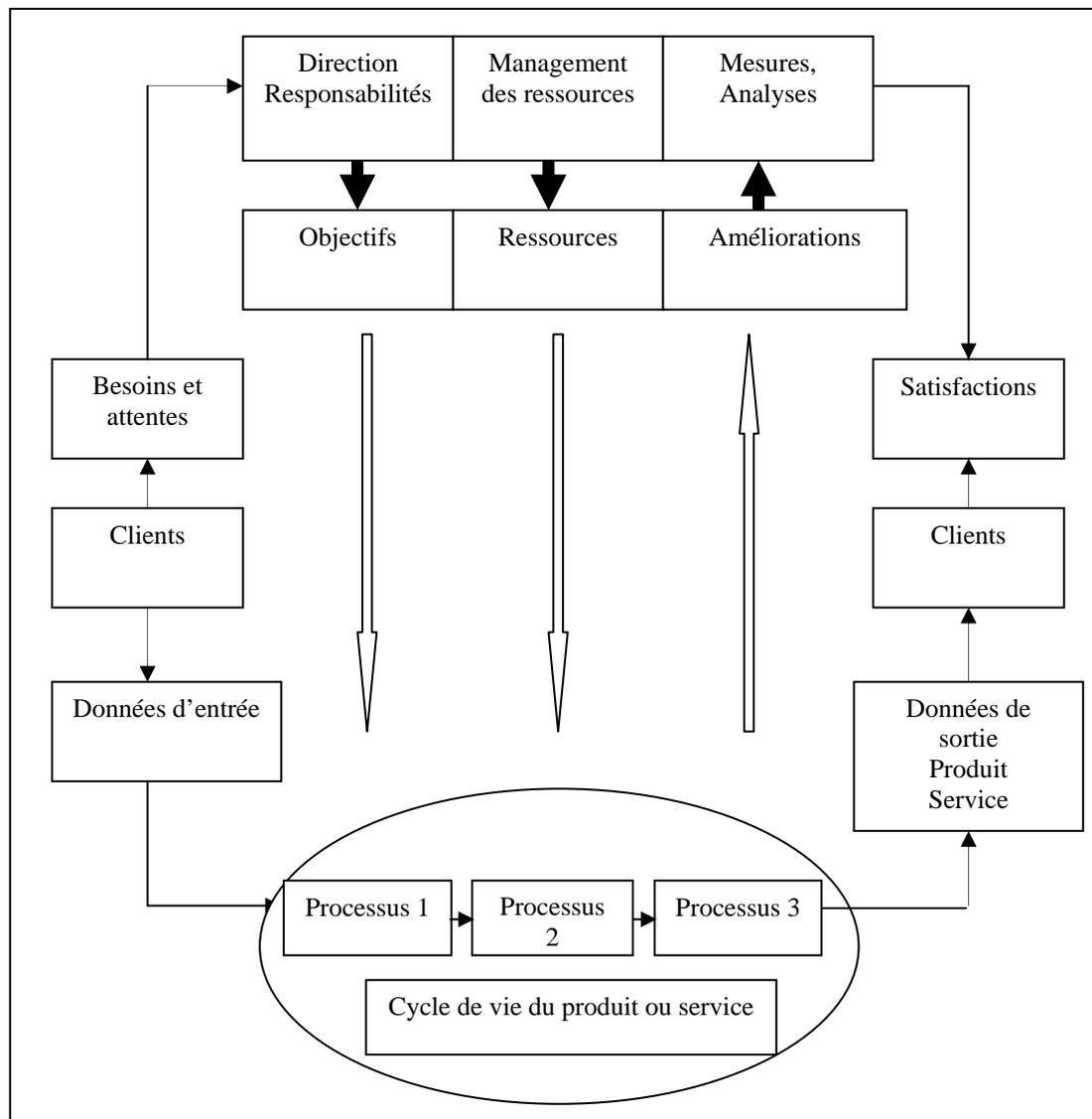


Figure 1.10. Modèle de processus [6].

1.4.1. Aspects organisationnels et maîtrise du processus

Au fur et à mesure de l'avancement, les données recueillies s'articulent entre elles et trouvent un agencement qui peut être globalement modélisé. Une description d'ensemble mettant en évidence l'enchaînement des processus et leur articulation, ainsi que les principaux points de contrôle et les indicateurs est alors obtenue.

On établit ainsi une cartographie des processus clairement définie et circonscrite qui permet une lecture synthétique de ce qui est fait dans l'entreprise, avec les finalités,

ressources et des objectifs bien mis en évidence. Maîtriser un processus, c'est obtenir une "production" reproductible, c'est-à-dire :

- Conforme du premier coup ;
- Dans un délai de production stable ;
- En utilisant les ressources correctement ;
- En respectant le plan de production ;
- En prévenant les risques de défaillance.

1.5. Les problèmes structurels rencontrés dans la construction

Ce sont de loin les problèmes les plus difficiles à résoudre car ils mettent en cause la nature même des relations entre les acteurs eux-mêmes [7] :

- L'utilisation systématique de standards constructifs au détriment de technologies innovantes. Aux yeux des acteurs investisseurs, c'est-à-dire principalement du client et des entreprises, toute opération de construction représente un risque financier qu'il convient de ne pas amplifier. L'innovation s'oppose à l'expérience et contrairement à cette dernière, ne rassure pas les investisseurs ;
- La coupure entre l'équipe de conception et l'équipe de réalisation. On la décrit parfois comme la coupure entre « la tête et les bras » ;
- L'indéfinition de certaines tâches imparties à chacun des acteurs met en cause la cohérence de leur production et est à l'origine de conflits. Les conséquences directes de cette situation sont un système qui ne favorise pas la prise de risque, une implication minimale des acteurs et une quasi-absence d'innovation technique.

1.6. Ingénierie concourante

La chaîne de développement d'un produit passe par la réalisation d'une séquence d'activités, liées les unes aux autres et enchaînées logiquement dans un ordre préétabli. Cette logique tend à disparaître et laisse progressivement place à une démarche « d'ingénierie concourante » qui consiste à mettre en parallèle les tâches pour une confrontation au plus tôt des objectifs et des attentes de chacun des acteurs intervenant dans le cycle d'un produit. Les principes essentiels sont [3]:

- La mise en place d'une chaîne d'informations continue ne présentant pas de rupture de l'information entre ses maillons représentés par les différents services de l'entreprise ;

- La possibilité d'explorer des solutions alternatives quant à la conception et la réalisation des produits ;
- le travail en parallèle et coordonné de différents métiers structurés autour du cahier des charges du produit ;

Ces nouvelles pratiques d'ingénierie se caractérisent par [5] :

- Un renforcement du rôle de chef de projet défini par une responsabilité de résultat global et disposant d'une autonomie réelle de moyens et de méthodes ;
- La prise en compte des singularités du projet comme moyen d'agir sur son coût, par opposition à l'application de solutions standard ;
- La recherche de compromis multicritères et non plus la juxtaposition d'optimums locaux ;
- L'adoption d'une démarche d'anticipation (fonctionnalités clients, choix techniques du produit et du processus, modalités de commercialisation, etc.) et de focalisation progressive du projet ;
- L'explicitation et la prise en compte de l'incertitude inhérente à toute démarche de conception ;
- L'ouverture du projet à tous les acteurs qui détiennent les clés de la réussite du nouveau produit, qu'ils fassent partie du système client ou du réseau des fournisseurs.

La méthode de l'ingénierie concourante diffère de l'approche de conception traditionnelle dans son aspect de collaboration entre les intervenants au stade de la décision. Cette nouvelle forme de gestion de projets se traduit donc par une amélioration des délais (voir figure 1.11) et des coûts de production (figure 1.12).

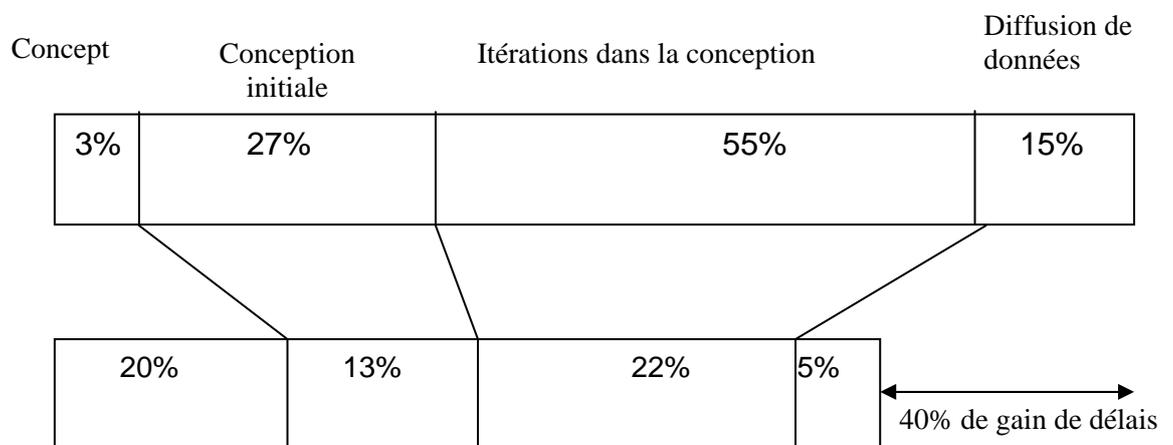


Figure 1.11. Impact de l'ingénierie concourante sur les délais [7].

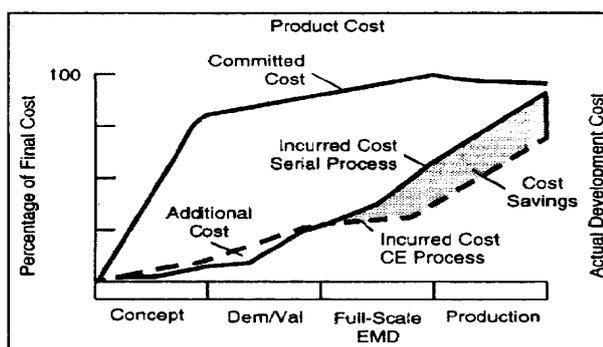


Figure 1.12. Impacts de l'ingénierie concurrente sur les coûts [8].

1.6.1. L'ingénierie concurrente dans le BTP

Des tentatives ont été menées en vue de rapprocher le fonctionnement du secteur du BTP de celui du secteur industriel ; ce fut le cas par exemple avec les procédés constructifs à base d'éléments préfabriqués. L'industrialisation du bâtiment dans les années 50 et 60, a conduit à une déqualification massive de la main d'oeuvre et a entraîné le renforcement des normes qualitatives et des procédures de contrôle ainsi que le pouvoir des assurances.

L'industrialisation a permis de diminuer la part des aléas inhérente à toute démarche de « Conception - Construction ». Cependant, la pression croissante de la concurrence et l'exigence d'une diminution des délais et des coûts de construction ainsi qu'une démarche qualité ont amené à modifier le mode de fonctionnement du secteur du BTP [2].

Le secteur du BTP semble être largement dominé par une logique de réponse aux demandes formulées. Lorsque celles-ci s'expriment dans des termes qui ne permettent pas d'entrevoir de solutions, le secteur est alors confronté à une crise, faute de pouvoir proposer une offre qui relancerait la dynamique. Il est à noter la faiblesse des démarches d'évaluation du projet a posteriori. Elle nuit à la capitalisation des connaissances qui supposerait, au démarrage de la démarche, de disposer d'un référentiel d'objectifs bien explicité permettant ensuite de mesurer les écarts, d'analyser les causes par retour d'expérience et de justifier des focalisations et coopérations sur des axes de progrès. Profitant de l'application du principe précédent, c'est la capacité à anticiper et à répondre adéquatement aux « événements », c'est-à-dire ce qui fait qu'une opération ne se déroule pas selon un processus préétabli. Notons que l'événement n'est pas un élément toujours

négatif pour le projet, c'est le cas par exemple d'un changement du programme architectural. De la même façon, les changements intervenant à la suite d'un événement, parce qu'ils sont eux-mêmes producteurs d'objectifs et de choix stratégiques, sont des événements [8].

L'ingénierie concourante favorise la détection de la répétitivité et la dépendance des tâches dans le processus de réalisation des produits, dans ce qui suit nous allons voir si ces deux caractéristiques existent dans l'industrie de la construction.

1.6.1.1. Répétitivité dans les projets de construction

Lorsque l'on considère l'ouvrage global, ces projets constituent des productions unitaires. Dès que l'on observe les mêmes projets à une échelle plus réduite, on peut mettre en évidence des répétitivités significatives dans les composants et les tâches. Ainsi par exemple, les tunnels montrent une grande répétitivité tant au niveau du creusement, qu'au niveau du revêtement ou bétonnage.

Les études du produit, le processus de réalisation ou les modalités de constitution et de déploiement des équipes peuvent contribuer à construire cette répétitivité, constituant ainsi des leviers d'actions du management de projet [1]. Ces mêmes projets montrent aussi des spécificités conduisant à une variabilité, à des imprévus et à une forte incertitude en fonction du contexte local et réglementaire, des aléas géologiques et climatiques, de l'innovation dans l'ouvrage ou des procédés de réalisation.

1.6.1.2. Indépendance des organisations

Une des caractéristiques fondamentales du secteur du BTP est l'indépendance des organisations. Pendant le projet, cette indépendance se manifeste par le fait qu'aucune organisation, n'a les moyens d'imposer son mode d'organisation du travail à ses partenaires. Cette indépendance ne signifie pas autonomie et l'ensemble des organisations doit s'entendre sur les interfaces, documents mais aussi modes de communication, rôles et responsabilités [7].

À l'inverse de l'industrie manufacturière, le BTP est un milieu professionnel «ouvert», c'est-à-dire qu'il est fréquent que des organisations d'acteurs ne collaborent

qu'une seule fois à l'occasion d'un projet, et qu'elles n'aient jamais plus à travailler ensemble. La situation évolue cependant et on remarque aujourd'hui que le contexte professionnel de l'industrie tend à prendre des formes moins intégrées, à l'image du bâtiment. Cette externalisation du travail renforce les fondements concurrentiels des organisations.

1.6.3. Avantages de l'ingénierie concourante

Les avantages attendus de l'ingénierie concourante se mesurent d'abord en terme de productivité et de rendement (baisse des coûts et des délais de production). Ensuite, ils s'expriment par une meilleure qualité de l'objet produit. Mais on relève deux ou trois autres améliorations dont les conditions d'émergence sont rendues favorables par l'ingénierie concourante :

- La génération d'idées, provient de « l'ouverture du projet à tous les acteurs » (accès facilité aux informations, écoute et prise en compte des avis) ;
- Le retour d'expériences : en élargissant le flux informationnels entre les acteurs de l'amont et ceux de l'aval permet de ne pas reproduire les mêmes erreurs.

1.7. Gestion des projets d'ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains présentent la spécificité d'être différents les uns des autres, en fonction de paramètres souvent aléatoires, mal déterminés et toujours imposés par le terrain, d'où la difficulté de contrôler les dérapages prévisionnels d'évaluation de l'avancement d'un chantier et d'estimation du délai de réalisation d'un projet [9].

Par ailleurs, la planification de l'organisation du projet, lorsque ce dernier est complet, doit exprimer les décisions suivantes [10] :

- a) La définition d'une relation d'ordre entre les opérations qui doivent être réalisées;
- b) L'affectation aux opérations à exécuter des moyens destinés à les exécuter ;
- c) Le placement dans le temps de ces opérations. Ceci implique les conditions suivantes pour qu'une planification soit utilement constituée :
 - La définition claire et précise des objets sur lesquels porte l'action ;
 - La définition claire des opérations à effectuer et des liaisons obligées ou voulues entre ces opérations (consécutivement, simultanément, recouvrement partiel, etc.) : c'est ce qu'on appelle souvent le mode opératoire ;

- La définition des moyens nécessaires à l'exécution, moyens auxquels il faut faire appel et que l'on doit mobiliser ou rendre disponibles.

1.7.1. Le retour d'expérience et son importance

Dans les travaux souterrains peut-être plus qu'ailleurs (en raison de la difficulté de prévoir la réponse du terrain au creusement) le retour d'expérience des travaux antérieurs apporte une contribution essentielle à la qualité des projets nouveaux. Il est indispensable que les principales difficultés rencontrées lors des travaux et l'aptitude des procédés d'exécution utilisés à y faire face (ou leur adaptation dans ce but) soient décrites et analysées avec soin et intégrées dans le dossier d'ouvrage, qui constituera alors une source de renseignements précieux pour les futurs projeteurs.

L'analyse des cadences d'exécution réelles atteintes avec les différents procédés de creusement et de soutènement, dans des terrains variés, est également très utile pour constituer une base de données permettant de fixer de façon rationnelle et raisonnable les délais d'exécution des travaux de tunnel et leur estimation. En fait, le retour d'expérience joue un rôle important dans l'évaluation de l'incertitude sur la durée de réalisation du projet ; mais, pour certaines raisons, ces expériences ne sont pas faciles à exploiter :

- Les projets ne se ressemblent pas ;
- Compte tenu de ce fait, les équipes de projet ne sont pas motivées pour construire la "mémoire" du chantier ;
- Il n'existe pas de procédure standard de recollement.

1.7.2. Incertitude dans la planification du projet

La conception et la réalisation de grands ouvrages souterrains doivent s'accommoder d'un nombre élevé de données incertaines liées aux conditions géologiques, à leur traduction en choix constructifs et aux travaux d'avancement eux-mêmes. Si l'incertitude initiale peut être progressivement réduite au cours du développement du projet par des reconnaissances géologiques et géotechniques, elle ne sera jamais totalement supprimée jusqu'à l'achèvement des travaux.

L'incertitude globale de la durée du projet est, d'une part, liée à l'incertitude sur les données et, d'autre part, liée au modèle de planification lui-même. Par ailleurs, l'estimation

des temps est liée à la phase de réalisation. Une grande incertitude vient du choix de l'entreprise et de moyens.

Parmi les raisons de la réussite d'un projet, il y a celle qui consiste à avoir une équipe de planification qui intègre les incertitudes et le risque en temps réel, lors de l'avancement (reconnaisances géologiques plus approfondies, par exemple) et prévient l'équipe d'excavation [9].

L'organigramme suivant montre la méthodologie à adopter pour intégrer les incertitudes de la planification:

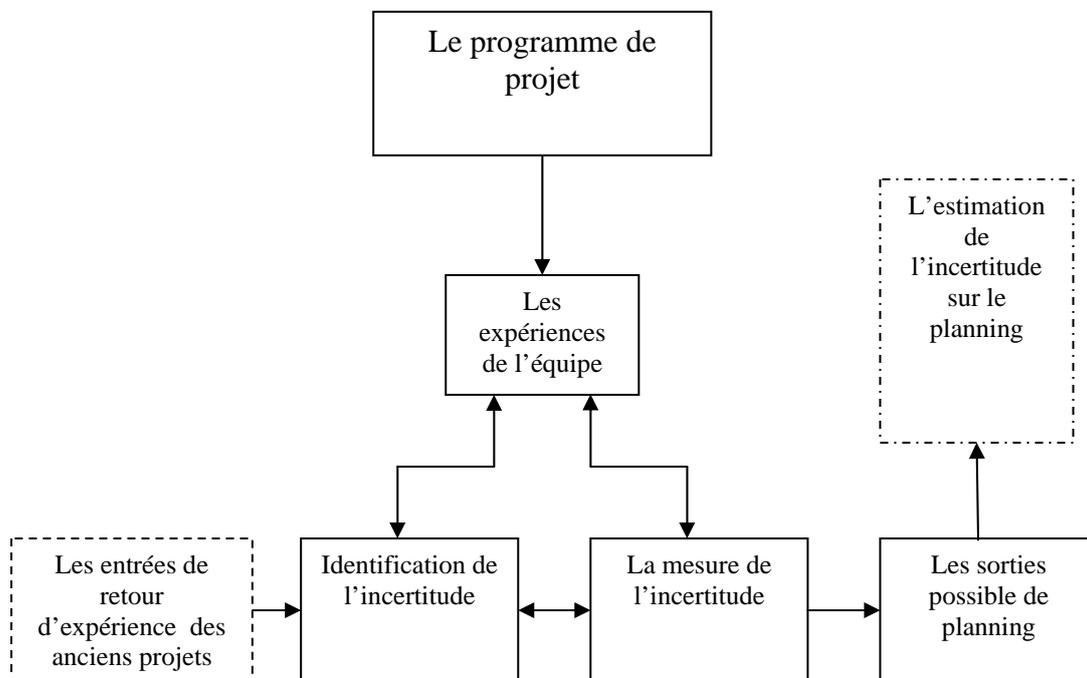


Figure 1.13. Intégration des incertitudes dans un projet [9].

Un projet bien élaboré implique donc : une bonne définition des détails, plusieurs scénarios budgétaires, une réponse rapide en cas de modification et une réelle communication entre les équipes (maître d'ouvrage, maître d'oeuvre, entrepreneur).

1.7.3. Importance du suivi des travaux

Bien que les soutènements constituent des ouvrages provisoires, dont la responsabilité incombe à l'entrepreneur jusqu'à la réalisation du revêtement définitif, le maître d'oeuvre ne peut pas se désintéresser des opérations d'excavation et de soutènement, qui conditionnent la sécurité du chantier, le dimensionnement des structures définitives, les mouvements du terrain et le règlement des travaux.

Le maître d'oeuvre doit connaître, au fur et à mesure de l'avancement, la nature du terrain et les soutènements mis en place. Le journal de chantier doit être précis et tenu au jour le jour. Dans le même ordre d'idée, il convient d'ajouter que l'observation incomplète des données géologiques en cours d'avancement, le désordre et les négligences d'exécution peuvent, en dehors des incidences sur la sécurité, avoir des effets considérables sur la qualité et l'économie de l'ouvrage. Pour rendre la discussion entre l'entreprise et le maître d'oeuvre plus objective, il est vivement recommandé de procéder à des mesures en place pour suivre l'évolution du terrain et de l'ouvrage.

1.8. Processus de réalisation des ouvrages souterrains

Lors de la conception et de la réalisation d'un ouvrage souterrain, plusieurs étapes sont nécessaires pour obtenir une image aussi complète que possible du sous-sol dans lequel le projet sera réalisé. Ces étapes préalables vont de la reconnaissance géologique à la reconnaissance géotechnique, en passant par la reconnaissance hydrologique. Ensuite, des études de variantes de projets sommaires sont réalisées pour respecter les contraintes (qui peuvent être environnementales, financières, etc.) et pour établir un tracé avec plus ou moins de précision. Dans une dernière étape se fait le choix des techniques constructives.

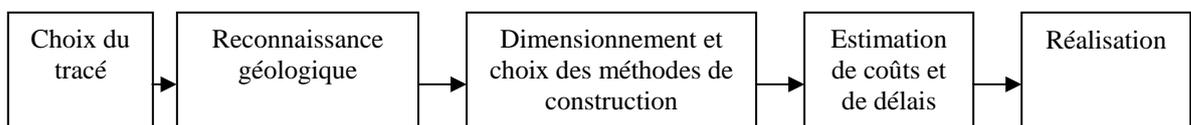


Figure 1.14. Processus de réalisation des ouvrages souterrains [9].

1.8.1. Etudes préalables propres aux ouvrages souterrains

Ces études doivent permettre, à travers des analyses plus approfondies, de prévoir les risques d'affaissement dus au creusement et au drainage, d'indiquer les moyens pour limiter les affaissements (traitement des sols par exemple) et de définir les moyens de terrassement et leurs limites (charges d'explosifs compatibles avec la présence d'immeubles ou d'ouvrages divers, forabilité et injectabilité des terrains rencontrés).

1.8.1.1. Choix du tracé

Le choix du tracé aborde en général les 4 catégories de problèmes suivantes :

- Structure du milieu : géométrie des différents horizons, épaisseurs, pendage, failles ou fractures ;
- Caractéristiques des sol : nature, résistances, perméabilité, caractéristiques de déformabilité et de consolidation ;
- Les nappes et leur alimentation, ce qui constitue souvent l'élément fondamental ;
- Recherche des vieilles maçonneries enterrées, repérage des canalisations et galeries anciennes, et plus généralement, des occupants du sous-sol.

1.8.1.2. Les études géologiques

Les études géologiques doivent permettre de rassembler des données existantes, éventuellement grâce à des méthodes géophysiques [11]. Toutefois, les sondages constituent le moyen le plus adapté à la reconnaissance urbaine. Au stade des études préliminaires, leur répartition n'est que l'ordre de 1 tous les 100 m environ, or des reconnaissances plus précises pourraient diminuer l'incertitude. De la même manière, des galeries et des puits peuvent être réalisés afin de connaître l'évolution hydraulique (pose de piézomètres), les tassements en surface (pose de repères nivelés régulièrement), la déformabilité des terrains (vérins plats) et éventuellement d'essais d'injection du sol.

1.8.1.3. Les études hydrogéologiques

Elles doivent tendre à résoudre les problèmes de tassements par consolidation. Les essais couramment utilisés sont :

- Les essais de pompage in situ pour la définition des traitements (injections, rabattements...) et pour la prévision du drainage que provoquera le tunnel ;

- Des mesures piézométriques permettant de caractériser les nappes.

1.8.1.4. Les études géotechniques

Les études géotechniques permettent de connaître les paramètres du sol qui influencent le choix du mode de réalisation ainsi que les paramètres de sol nécessaires pour un éventuel choix d'un tunnelier :

- K : la perméabilité de sol (m/sec),
- C : la cohésion de sol (KPa),
- H : la hauteur de la charge hydraulique au-dessus de radier (m),
- D : la granulométrie (% mm),
- R : la résistance du sol à la compression (KPa)

1.8.1.5. Les essais in situ

Lors de la réalisation d'un tunnel, une campagne de reconnaissance est menée afin d'établir :

- La coupe géologique détaillée,
- Le profil hydrogéologique,
- Les caractéristiques géotechniques moyennes des différentes formations.

Cette étude doit également mettre en évidence, dans les terrains, les hétérogénéités et les anomalies susceptibles de jouer un rôle prépondérant lors de la réalisation des travaux. On distingue : les sondages carottés (SC), les sondages pressiométriques (SP) et les sondages destructifs (FD).

1.8.1.6. Les essais en laboratoire

Généralement, les identifications suivantes sont réalisées : teneur en eau ; poids volumique humide ; poids spécifique des grains solides ; granulométrie ; sédimentométrie ; limite d'Atterberg et essai au bleu de méthylène ; équivalent sable.

1.9. Etapes de réalisation des ouvrages souterrains

La réalisation des ouvrages souterrains se fait en trois grandes étapes suivantes : le creusement, le soutènement et le revêtement.

1.9.1. Le creusement

Le choix de la méthode de terrassement se fonde essentiellement sur la nécessité - ou non- de maintenir, en site urbain, les possibilités de circulation de surface. Selon les cas, le terrassement peut se faire [12] :

- A ciel ouvert entre les deux parois de soutènement préalablement réalisées ;
- En souterrain, après avoir réalisé d'abord les piédroits puis la dalle de couverture.

Deux méthodes de creusements sont utilisées : le creusement mécanique et l'abattage à l'aide des explosifs.

1.9.1.1. Le creusement mécanique

L'emploi des machines pose le problème de la limite économique dû à la dureté des roches. Pour approcher et définir cette limite, il est recommandé d'effectuer une analyse géologique structurale très complète et de connaître les paramètres géotechniques. Les caractéristiques de la machine envisagée (poids, puissance, forme et vitesse de rotation de la tête) sont étudiées en fonction du critère de dureté des roches et de l'ouvrage à exécuter (section, longueur, phases d'exécution). Sur certaines machines, des systèmes de pilotage et de balayage automatique du bras d'abattage au moyen de logiciels embarqués, permettent de limiter les hors- profils.

Les avantages du creusement mécanisé résident dans [12] la réduction des vibrations sur les structures avoisinantes, les limitations des ébranlements dans le massif encaissant, la diminution du soutènement et des bétons de remplissage, le cycle continu d'excavation autorisant de meilleurs rendements par rapport au terrassement et la grande accessibilité au front de taille. Il existe trois types de machines :

a) Les machines à attaque globale

Elles attaquent en une seule passe la totalité de la section. Elles présentent les avantages de la rapidité d'exécution et des hors- profils très réduits, tandis que les inconvénients consistent en un investissement très important et en une utilisation limitée aux excavations de forme circulaire.

b) Les boucliers

Ce sont des machines conçues pour forer les tunnels dans les sols meubles et aquifères. Les critères essentiels à considérer pour le choix d'un bouclier sont le comportement mécanique du terrain, la géométrie du tunnel, et les conditions hydrogéologiques.

c) Machines à attaque ponctuelle

Ce mode d'abattage mécanisé, utilisé primitivement dans les exploitations minières, a été développé et est d'utilisation courante dans les travaux publics pour l'excavation de galeries de toutes dimensions. La machine à attaque ponctuelle a pour principaux avantages son adaptation facile aux variations de section, le respect du profil à réaliser par limitation des hors profils et la diminution de la propagation des ébranlements dans le massif environnant.

1.9.1.2. L'abatage à l'aide des explosifs

L'abatage à l'explosif est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique.

L'abatage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- Traçage et perforation du plan de tir,
- Chargement des trous de mines et tir de la volée,
- Ventilation et purge de l'excavation,
- Evacuation des déblais du front de taille (marinage).

Le plan de tir définit les charges unitaires à mettre en oeuvre ainsi que les délais d'amorçage. Pour accroître la qualité du chargement et du respect des charges (bouchon, abattage, relevage et découpage), il est mis en oeuvre des charges préfabriquées dans des tubes de pré- chargement de matière synthétique identifiables par leur couleur.

Le système d'amorçage classique des détonateurs électriques à microretard ou à retard ordinaire, par exploseur a été étendu au tir à amorçage séquentiel permettant de découpler les échelonnements des mises à feu par le choix d'un délai d'amorçage réglable.

L'évacuation des déblais du front de taille constitue la dernière opération du cycle d'abattage.

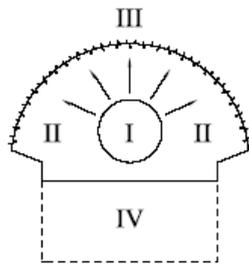


Figure 1.15. Découpage soigné [9]

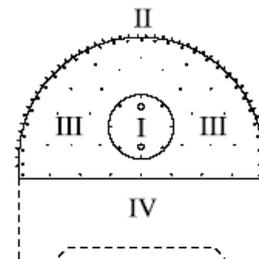


Figure 1. 16. Prédécoupage [9]

Les inconvénients des explosifs résident dans La création de hors- profils d'excavation et la création d'une zone de massif fortement perturbée au pourtour de l'excavation. L'incidence de ces effets se fait sentir sur les délais de creusement et sur les coûts par l'accroissement des quantités excavées, la nécessité de mise en place d'un soutènement plus important et l'augmentation des quantités de béton pour remplir les hors-profils derrière le revêtement. La réduction de ces effets est obtenue par utilisation d'un matériel perfectionné de perforation (asservissement des bras de jumbo, traçage automatique, projection du plan de tir) et par l'adoption de techniques particulières de tir de découpage soigné.

1.9.2. Le soutènement

Au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistantes dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité, créant un "effet de voûte" qui rend possible la tenue de cette cavité, tout au moins lorsque l'état des contraintes initiales et les caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain l'autorisent. Le rôle du soutènement est de permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité. Lorsque le terrain est de bonne qualité (rocher sain peu fracturé), le rôle du soutènement peut se limiter à la maîtrise d'instabilités locales (blocs isolés découpés par le réseau de discontinuités).

Cette conception d'un rôle actif du soutènement s'est développée parallèlement à l'utilisation des modes de soutènement qui assurent la participation effective du terrain à sa propre stabilité (boulons, béton projeté, cintres légers mis en oeuvre rapidement après l'excavation). Antérieurement, le soutènement était plutôt perçu comme une structure appelée à supporter des charges appliquées par le terrain, charges sur lesquelles on ne pouvait pas influencer. Ce cas peut se présenter notamment lorsque le soutènement est mis en oeuvre de telle façon qu'il n'évite pas la désorganisation du terrain autour de la cavité ; il peut alors avoir à supporter, de manière passive, des charges importantes sans que l'on n'ait maîtrisé non plus pour autant les déplacements du terrain. Ce cas de figure, qui peut se produire par exemple avec un soutènement par cintres lourds profilés mal bloqués au terrain, est bien sûr à éviter.

Du point de vue de leur mode d'action, les soutènements peuvent être classés en deux catégories principales :

- Les soutènements agissant par supportage, comme les cintres métalliques, les voussoirs, les voûtes parapluie (la méthode traditionnelle) ;
- Les soutènements agissant par confinement, comme le béton projeté et les boulons d'ancrage ou l'association des deux. (la nouvelle méthode autrichienne) [12].

L'action de supportage se caractérise par une forte résistance relative des éléments de soutènement. Elle privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistance propre du terrain. Au contraire, dans l'action de confinement, le terrain joue le

rôle essentiel. Le rôle du soutènement se limite à développer sur les parois de l'excavation une contrainte radiale de confinement permettant au terrain de se soutenir lui-même [13].

Les soutènements sont classés en deux catégories principales :

- Les boulons qui arment le terrain apportent à la paroi de l'excavation une pression radiale rendant en quelque sorte le terrain apte à se soutenir lui-même ;
- Les soutènement par anneaux qui sont placés à l'intérieur de l'excavation pour constituer le soutien des parois et qui travaillent en quelque sorte comme une coque.

Le béton projeté est fréquemment associé avec ses deux méthodes de soutènement.

1.9.2.1. Soutènement par boulons

Le premier type de soutènement employé dans les souterrains est le soutènement par boulon d'ancrage qui comprend deux types principaux. Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain :

- Le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage ;
- Le boulon à ancrage continu peut être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent.

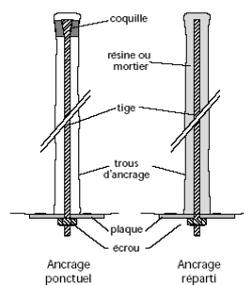


Figure 1.17. Types de boulon [9]

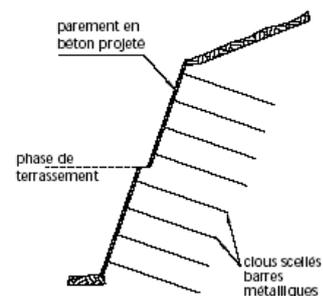


Figure 1.18. Coupe transversale paroi clouée [9].

La longueur minimum des boulons peut être définie comme suit :

Diamètre D du tunnel	Boulons en voûte	Boulons en piédroits
$D < 6 \text{ m}$	0.5 D	0.5 D
$6 < D < 18 \text{ m}$	3 à 4.5 m	3 à 4.5 m
$18 < D$	0.25 D	0.2 D

Tableau 1.2. Détermination de la longueur des boulons [9].

L'avantage majeur de ce type de soutènement est sa mise en place rapide et son efficacité immédiate. Il applique à la paroi une pression de confinement radiale d'intensité connue. Son efficacité ne se maintient cependant dans le temps que si l'ancrage ne glisse pas dans le trou. Aussi n'est-il pas utilisable dans les roches de faible résistance ou de façon permanente.

1.9.2.2. Soutènement par cintres métalliques

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc ou de portique disposée selon la section transversale de tunnel. Ils peuvent être des cintres lourds (H) ou réticulés pour les soutènements en grande section, ou des cintres plus légers (profilés TH, UPN) généralement en petite section.

Les cintres réticulés présentent l'avantage de faciliter la mise en œuvre et une bonne compatibilité avec le béton projeté. Leur emploi est déconseillé lorsque de fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle. Le profil de la section doit bien sûr être suffisamment régulier (pas de hors-profil trop important).

Les cintres lourds sont conçus pour un soutènement par supportage, leur forte inertie leur permet, s'ils sont correctement appuyés et bloqués au terrain, de stabiliser les parois de l'excavation. Chaque cintre se compose de plusieurs éléments dont le nombre peut varier de deux à une dizaine suivant les dimensions de la galerie. A titre indicatif, on peut noter que les profilés ci-après sont les plus fréquemment utilisés comme cintres lourds.

Profilé (poids)	Diamètre du tunnel
HEB 120 (26,7 Kg/m)	2,5 à 5 m
HEB 140 (33,7 Kg/m)	4 à 8 m
HEB 180 (51,2 Kg/m)	7 à 10 m
HEB 220 (71,5 Kg/m)	9 à 12 m

Tableau.1.3. Les différents types de profilés utilisés [12].

Pour que les cintres soient en mesure de jouer leur rôle de soutènement, il est indispensable de veiller à la qualité du blocage du cintre avec le terrain. On peut remarquer que les cintres ne sont pas jointifs et constituent un soutènement discontinu du terrain. Un des intérêts d'utiliser le béton projeté comme blindage entre cintres est de rendre plus efficace l'action du soutènement. L'espacement entre les cintres est généralement compris entre 0.8 et 1.5 m, il est fonction de la capacité de résistance du cintre comparée à la valeur des poussées des terres. Dans les terrains de très mauvaise tenue on prévoit un enfilage sur cintres. L'enfilage peut être constitué de plaques métalliques, de rails, de tubes perforés (voûte parapluie).

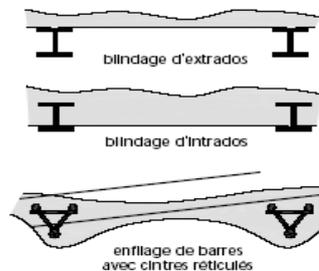


Figure 1.19. Blindage et enfilage [9].

1.9.2.3. Voussoirs préfabriqués

Ces voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (en général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement).

Des voussoirs particuliers (généralement en fonte) peuvent être utilisés au droit des réservations. Leur domaine d'emploi privilégié correspond aux tunnels creusés avec une machine à attaque globale dans les roches meubles et les sols.

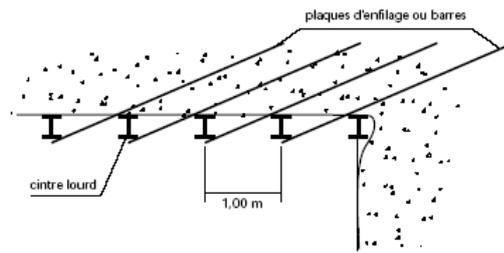


Figure 1.20. Enfilage [9].

1.9.3. Critères de choix du soutènement

L'art des tunnels est demeuré jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées, la transmission des enseignements tirés de ces expériences étant soit directe pour les spécialistes suivant eux-mêmes le déroulement des travaux, soit assurée par l'intermédiaire de relations écrites : comptes-rendus, rapports, communications, etc.

Pour essayer de structurer ce savoir et surtout fournir aux projecteurs des outils d'aide à la conception, certains auteurs ont très tôt proposé, sous forme de classifications, des synthèses dont l'objectif était de déterminer le soutènement en fonction de critères géomécaniques.

1.9.3.1. Classifications de BIENIAWSKI et de BARTON

BIENIAWSKI et BARTON [12], ont proposé deux classifications géomécaniques : le **R.M.R.** (Rock Mass Rating), pour le premier et le **Q. System** pour le second dont le principe est de décrire de manière détaillée le massif au sein duquel est creusé l'ouvrage et de déterminer à partir de cette description la classe de soutènement adéquate.

Pour le R.M.R., les paramètres descriptifs du massif sont les suivants [12] :

- La qualité rocheuse caractérisée par le R.Q.D. ;
- L'altération ;
- La résistance de la matrice rocheuse caractérisée par la résistance à la compression simple ;
- La distance entre les discontinuités ;

- L'ouverture des discontinuités ;
- La persistance des discontinuités ;
- L'orientation des discontinuités ;

Pour chacun de ces paramètres, on distingue, suivant la valeur, cinq classes et à chaque classe est attribuée une valeur numérique. La classe de soutènement est déterminée par la valeur du total des huit valeurs numériques correspondant aux huit classes résultant de la description du massif selon les huit paramètres.

Pour le Q.System, les paramètres descriptifs du massif sont les suivants [13] :

- La fracturation caractérisée par le R.Q.D. (R.Q.D.) ;
- Le nombre de familles de discontinuités (J_n) ;
- La rugosité des discontinuités (J_r) ;
- L'altération des discontinuités (J_a) ;
- L'effet de l'eau (J_w) ;
- Et le facteur de contrainte SRF (Stress Reduction Factor) déterminé :
 - Soit en fonction de l'importance des zones d'altération (ou de cisaillement) et de la profondeur ;
 - Soit en fonction du rapport de la résistance de la roche à la contrainte initiale pour les roches compétentes, c'est à dire, plus aptes à se rompre qu'à se déformer ;
 - Soit en fonction de la déformabilité de la roche si celle-ci est importante ;
 - Soit en fonction de la pression de gonflement pour les roches gonflantes.

Comme pour le R.M.R., en fonction des valeurs prises par chacun de ces paramètres, il est distingué des classes et pour chacune des classes, il est attribué une valeur numérique au facteur R.Q.D., J_n , J_r , J_a , J_w ou SRF représentatif du paramètre considéré.

La valeur du coefficient Q, caractérisant la qualité du massif du point de vue des travaux en souterrain est obtenue par une combinaison des valeurs des six facteurs représentatifs.

$$Q = \frac{RQD}{j_n} \frac{j_r}{j_a} \frac{j_w}{SRF} \quad [12].$$

Le soutènement est ensuite déterminé en fonction de la valeur Q , du type d'ouvrage souterrain et de son plus grand diamètre (vertical ou horizontal).

Très souvent, les terrains où il est nécessaire d'apporter un confinement important sont des terrains marneux ou argileux déformables mais aussi imperméables et surtout incompetents au sens géologique c'est-à-dire qu'ils se déforment mais ne cassent pas lors de leur histoire géologique. Ces deux derniers caractères : imperméabilité et non fracturation, font que du point de vue des discontinuités et de l'effet de l'eau, le classement de ces matériaux dans les classifications géomécaniques conduit à une estimation abusivement optimiste de la stabilité parce que ces classifications admettent implicitement que l'eau et la fracturation sont des facteurs très défavorables et leur confèrent un poids très lourd dans la détermination du besoin en soutènement.

1.9.3.2. Classification de l'A.F.T.E.S

L'A.F.T.E.S (association française des techniques et études souterraines) a établi des recommandations "relatives au choix du type de soutènement en galerie". La définition des critères et paramètres retenus pour caractériser les terrains se base, pour ce qui concerne le cas des galeries exécutées à l'intérieur de massifs rocheux.

Les critères plus spécialement retenus pour le choix du soutènement sont [11] : la résistance de la roche, les discontinuités, l'altérabilité, les conditions hydrologiques et les contraintes naturelles.

On distingue quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain [11] :

- a. Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant. Ce sont essentiellement : le béton projeté seul et le béton projeté associé à des cintres légers ;
- b. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant. Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément ;
- c. Les soutènements agissant par supportage : cintres lourds, cintres légers et plaques métalliques assemblées.

- d. Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques : injection de consolidation, air comprimé, congélation.

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1 - Matériaux rocheux (R1 à R4)			pas de soutènement	béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		tubes préforés	bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
					à ancrage ponctuel	à ancrage reparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	beton			injection	air comprimé	congélation
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)														
N1			●							X	X	X	X	X	X	X
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●							X	X	X	X	X	X	X
N2 N3 ou N4	Quelconque	S1			●					X	X	X	X	X	X	X
		S2			●	●				X	X	X	X	X	X	X
		S3		●		Gr	Gr				X	X	X			X
		S4	X	●	Gr ou Bp	Gr ou Bp		Bl ou Bp	Bl ou Bp				X			X
		S5	X	●	X		Bp		Bl ou Bp	Bl ou Bp			X			X
N5			X	●	X		Bp		Bl ou Bp	Bl ou Bp	●		X	●	X	

2 - Sols (R5 et R6)
sans objet

Nota 1 - Pour la famille la plus dense

2 - Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

Légende Gr : avec grillage continu Bp : avec béton projeté Bl : avec blindage bois ou métallique

Tableau 1.4. Classification AFTES des types de soutènement [11].

1.9.3.3. Limite d'emploi des classifications

Comme les classifications de BIENIAWSKI et de BARTON, la classification de l'A.F.T.E.S, trouve ses limites dans les cas où les critères de déformabilité jouent un grand rôle. Elle n'intègre d'ailleurs pas les développements récents des procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille (pré-voûte, voûte parapluie, boulonnage du front, jet grouting...).

Finalement, on peut dire qu'un soutènement bien conçu doit opposer au terrain une pression de confinement dès que ce dernier tend à se déformer et doit tendre à conserver autant que possible les caractéristiques de résistance du massif autour du tunnel. Pour jouer

ce rôle, le soutènement doit, dans certains cas, assurer une fermeture complète de la section excavée, par exemple au moyen d'un radier provisoire en béton projeté mis en place le plus près possible du front de taille. A l'extrême, le soutènement peut même conduire à une amélioration de la résistance du terrain (rôle d'armature des boulons, traitement par injection ou jet -grouting).

1.9.4. Le revêtement

On peut définir le revêtement d'un tunnel comme la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel. Cette position dans l'ouvrage conduit à faire jouer au revêtement plusieurs fonctions possibles [13] :

1. Fonction mécanique : C'est la fonction la plus traditionnelle du revêtement, conçu pour garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage.
2. Fonction d'étanchéité : Le revêtement joue un rôle important dans l'étanchement de l'ouvrage :
 - Soit qu'il l'assure à lui seul (voussoirs préfabriqués avec joints par exemple) ;
 - Soit qu'il assure l'étanchéité de surface (béton coffré dont seuls les joints de reprise sont traités en joints d'étanchéité) ;
 - Soit qu'il joue le rôle de support pour une étanchéité d'intrados ou de soutien et de protection pour une étanchéité d'extrados.
3. Fonction liée à l'exploitation : L'intrados d'un tunnel reste la seule partie visible pour l'usager et son aspect, voire sa forme doit être pris en compte dans sa conception. En fonction du type de tunnel, de sa longueur, de la nature et de l'importance du trafic, il convient de choisir un niveau de confort de conduite auquel contribuent la qualité des parements et leur éclairage.

Lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique, un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge.

1.9.5. Constitution du revêtement

Les matériaux les plus couramment utilisés pour la constitution des revêtements sont :

- Le béton coffré non armé pour les tunnels réalisés de manière séquentielle, le revêtement étant alors exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement ;
- Les voussoirs préfabriqués en béton armé, qui sont utilisés en cas de réalisation d'un tunnel circulaire à l'aide d'un tunnelier. Une variante consiste à employer des voussoirs métalliques ou du béton extrudé.

Le béton projeté est rarement utilisé dans les ouvrages neufs mais contribue beaucoup à la réparation ou à la constitution des revêtements des tunnels anciens.

1.9.5.1. Le béton coffré

Le caractère particulier de la réalisation du revêtement des tunnels tient [9] :

- à la nature du béton qui, d'une manière générale, n'est pas armé ;
- à l'espace confiné que le béton doit remplir complètement en étant mis légèrement en pression ;
- à la géométrie de ce volume. D'une part, l'épaisseur du revêtement peut varier très rapidement d'un point à l'autre suivant l'importance des hors profils. D'autre part, cette épaisseur est faible vis-à-vis des autres dimensions d'un plot. Dans les tunnels routiers, l'épaisseur est couramment de l'ordre de 0,40 m pour une surface coffrée de 250 m².

La recherche d'une bonne maniabilité du béton frais est nécessaire pour obtenir un bon remplissage du coffrage. En cas de mise en œuvre d'une étanchéité par feuille, ce qui est quasiment la règle, il faut veiller à ce que cette feuille soit bien plaquée au soutènement lors du bétonnage et ne conduise pas à des défauts qui peuvent être graves de conséquences pour la pérennité de l'ouvrage : déchirure de la feuille, feuille tendue conduisant à un amincissement local du revêtement, replis de la feuille au sein du béton.

On demande également au béton une bonne compacité de façon à résister à l'agressivité du milieu ambiant ; cette compacité facilite notamment l'obtention d'un état de parement apte à recevoir des solutions d'habillage légères, par peinture notamment.

Dès lors que l'on accepte une certaine fissuration du béton, les caractéristiques mécaniques exigées pour assurer la stabilité à long terme de l'ouvrage n'imposent pas de spécifications spécialement contraignantes. On cherche bien sûr à réduire les effets du retrait.

La recherche de ces diverses qualités impose des études élaborées, une fabrication du type industriel, c'est-à-dire aussi régulière que possible.

1.9.5.2. Cas d'utilisation du béton armé

Les revêtements en béton coffré armé sont tout à fait exceptionnels ; on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables [10]. C'est ainsi que, très généralement, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures et souvent uniquement à la jonction radier piédroits qui est une zone de fort changement de courbure et de reprise de bétonnage.

Le bétonnage du revêtement par plots d'une dizaine de mètres de longueur ne permet généralement pas d'éviter l'apparition de fissures de retrait intermédiaires. Une fissuration en clé de voûte se produit également fréquemment.

1.9.6. Étanchement

On définit l'étanchement comme une opération visant à limiter à une valeur acceptable, le débit d'eau pénétrant à l'intérieur de l'ouvrage souterrain.

L'étanchement d'un ouvrage souterrain peut être obtenu en adoptant l'une des attitudes suivantes vis à- vis de l'eau contenue dans le terrain encaissant :

- 1 - Constituer sur son cheminement une barrière étanche (béton de revêtement éventuellement traité, injections, couches d'étanchéité).
- 2 - Réduire sa pression au moyen d'un dispositif de drainage et la canaliser (drainage, galerie de dérivation, etc.).
- 3 - La laisser circuler sans intervenir dans son écoulement et s'en abriter (voûte parapluie, faux piédroits, etc.).

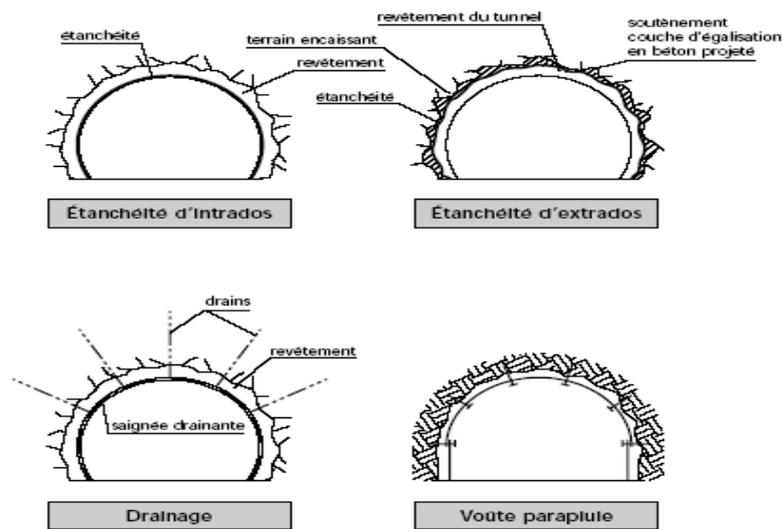


Figure 1.21. Principaux types d'étanchement [9].

1.10. Calcul des ouvrages souterrains

Le calcul des ouvrages souterrains doit prendre en compte trois types de contraintes qui sont liés respectivement [9]: au parti fonctionnel retenu, à l'environnement de l'ouvrage et au terrain encaissant.

Ces facteurs interviennent en priorité dans la définition du profil en travers de l'ouvrage et dans le choix des procédés de construction. Rappelons d'autre part que le tracé et le profil en long de l'ouvrage sont eux-mêmes définis en considérant les contraintes liées à l'environnement et au terrain.

1.10.1. Parti fonctionnel

Les conditions d'utilisation du tunnel en service déterminent le volume utile nécessaire:

- À la circulation des véhicules, tel que défini dans le document "Géométrie" ;
- Aux différents équipements assurant l'éclairage et la sécurité ;
- À la ventilation ;
- Aux conduites transitant par l'ouvrage (caniveaux d'évacuation d'eau, égouts, câbles, etc.).

1.10.2. Environnement

Les contraintes liées à l'environnement concernent essentiellement :

- La sensibilité aux déformations et vibrations des ouvrages, constructions, sites naturels à proximité des travaux de creusement ;
- La présence de nappe aquifère (niveau à maintenir et qualité des eaux à conserver).

1.10.3. Terrain

La connaissance de la réaction du terrain au creusement est fondamentale. En particulier, les problèmes et les solutions sont de nature très différente selon que l'on a :

- Des massifs rocheux globalement stables où le soutènement n'intervient que pour s'opposer à d'éventuelles chutes de blocs ;
- Des terrains dans lesquels le front de taille est stable mais qui nécessitent un soutènement proche du front ;
- Des terrains dans lesquels le front de taille est instable ou bien dans lesquels il faut parfaitement maîtriser les mouvements pour respecter des contraintes de tassement en surface.

1.10.4. Mécanisme de rupture dans les roches

Un massif rocheux peut être défini géométriquement comme un assemblage ordonné de blocs de formes étroitement complémentaires. Les massifs ont été formés et mis en place soit par manifestations éruptives, soit par métamorphisme, soit même par dépôt sédimentaire et recompression ou cimentation. Ils ont gardé à petite échelle leur cohésion [14].

Les mécanismes de rupture d'un massif rocheux sont très différents de ceux du sol. Dans le cas des sols, la stabilité est liée directement à la cohésion du matériau. Dans un milieu sans cohésion, il n'y a pas de stabilité possible sans soutènement, et la rupture est immédiate. Il faudra donc soutenir le terrain avant même que l'on ait excavé (enfilage).

Dans le cas des roches, deux types principaux de rupture peuvent être envisagé [13] :

- Dans les tunnels peu profonds où les contraintes initiales sont peu élevées en général, les ruptures sont essentiellement liées, soit aux circulations d'eau, soit

à la chute de blocs en surface de paroi en raison d'une conjonction défavorable des discontinuités naturelles. Ces chutes peuvent se propager de poche en poche et entraîner des hors –profils importants ou même la formation de cloches ;

- Dans les tunnels profonds où les contraintes sont importantes leur libération entraîne des déformations angulaires de blocs rocheux les uns par rapport aux autres. Ces déplacements se traduisent par une « dilatance » de la masse rocheuse, une augmentation du volume des vides et une diminution de la résistance globale qui peut conduire à une accélération du phénomène. Dans les cas extrêmes où la limites de résistance de la roche elle –même est dépassée, il peut y avoir rupture fragile des blocs par cisaillement.

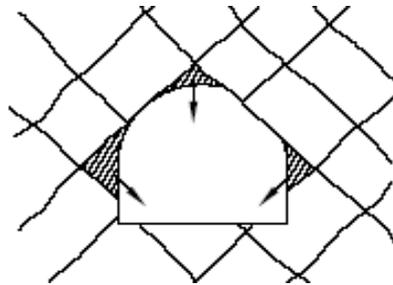


Figure 1.22. Instabilité des blocs à la paroi des tunnels [9].

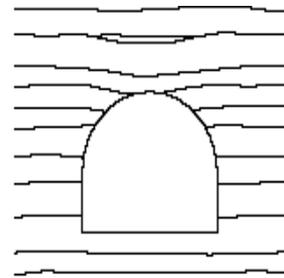


Figure 1.23. Flexion des bancs de voûte des tunnels [9].

1.10.5 Champ de contraintes autour de l'excavation

Le creusement d'une excavation souterraine induit, dans le terrain situé à son voisinage, une modification du champ de contraintes initiales qui s'accompagne d'un champ de déplacements dépendant de l'état des contraintes initiales, des caractéristiques mécaniques du terrain et des soutènements mis en oeuvre.

Dans le domaine élastique et dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel situé en arrière du front de taille, cette redistribution des contraintes comporte une diminution de la composante radiale (jusqu'à zéro à la paroi du tunnel non soutenu) et une augmentation de la composante orthoradiale qui constitue l'effet de voûte. Mais, lorsque la résistance n'est pas suffisante, le terrain cède, soit par rupture fragile, soit par écoulement plastique, soit par un comportement intermédiaire [9].

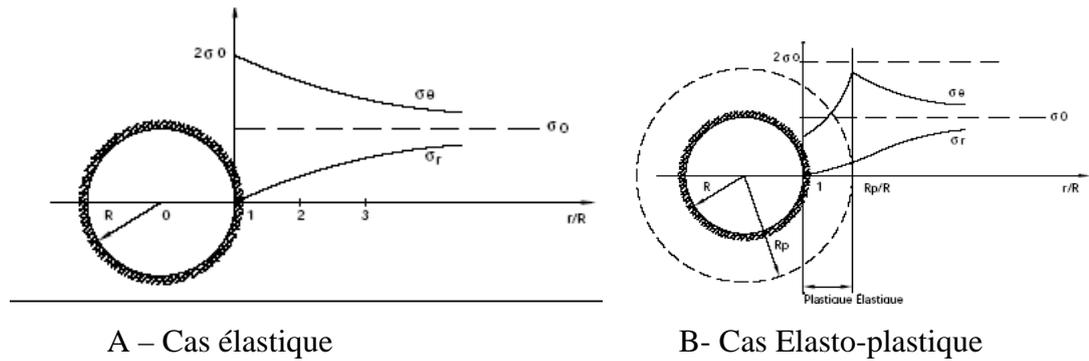


Figure 1.24. Contraintes autour de l'excavation [9].

1.10.6. Champ de déplacements autour de l'excavation

Dans les terrains à comportement plastique, lorsque la capacité de résistance du massif est atteinte, les déplacements deviennent très importants. Le front de taille à lui seul peut engendrer des déplacements de grande ampleur (phénomène d'extrusion du front). Les déplacements peuvent alors se répercuter largement dans le massif, jusqu'en surface dans le cas des tunnels à faible profondeur.

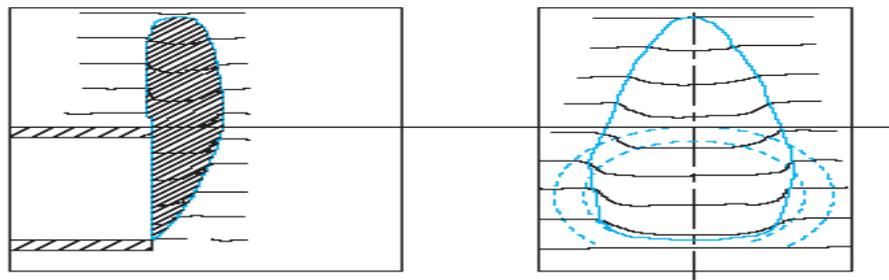


Figure 1.25. Schéma de rupture en terrain frottants [9].

Dans ce qui suit, nous allons voir les différentes méthodes de calcul par comparaison avec le processus réel de déformation et en déduire les domaines d'utilisation privilégiés de chacune d'elles.

1.10.7. La méthode aux réactions hyperstatiques

Cette méthode étudie l'équilibre de la structure de soutènement, sous l'effet de forces extérieures fixes dites « charges actives » et de forces extérieures variables dites « charges passives » constituées par les réactions du terrain.

Les déformations du revêtement sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux en l'assimilant à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres [11].

1.10.7.1. Charges actives

Ces charges sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieures et extérieures, action du terrain encaissant). On distingue :

1. Charge verticale active due au terrain encaissant

Le champ de contraintes existant dans le terrain encaissant avant creusement de la galerie est appelé champ de contraintes géostatiques. La composante verticale de la contrainte en un point est la contrainte géostatique verticale P_v en ce point :

$$P_v = \gamma(H) \times H$$

Avec

H : La hauteur au dessus du tunnel ;

$\gamma(H)$: Poids volumique du terrain en un point situé à la hauteur H .

La charge verticale due au poids du terrain encaissant et sollicitant effectivement le revêtement, peut être, inférieure ou égale à la contrainte géostatique verticale. En effet, le creusement provoque une décompression du terrain situé immédiatement au-dessus de l'excavation. Cette décompression peut se transmettre jusqu'en surface si le terrain est peu cohérent et le soutènement différé, ou bien elle peut toucher une partie du terrain si le terrain est cohérent et la mise en place du soutènement est immédiate.

La formule la plus couramment utilisée est celle proposée par TERZAGHI [11], et qui s'exprime comme suit :

$$P_v = \frac{B(\gamma - 2C/B)}{2 \operatorname{tg} \varphi} \left(1 - e^{-\frac{2H}{\beta} \operatorname{tg} \varphi} \right) \quad [11], \text{ ou } P_v = H(\gamma - 2C/B), \text{ lorsque } \varphi = 0.$$

avec :

C la cohésion du terrain.

H la hauteur de couverture au dessus de la voûte.

B la largeur du volume de terrain compris entre les surfaces de glissement et le toit

du tunnel (voir figure 1.34) : $B = b + 2htg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ [11].

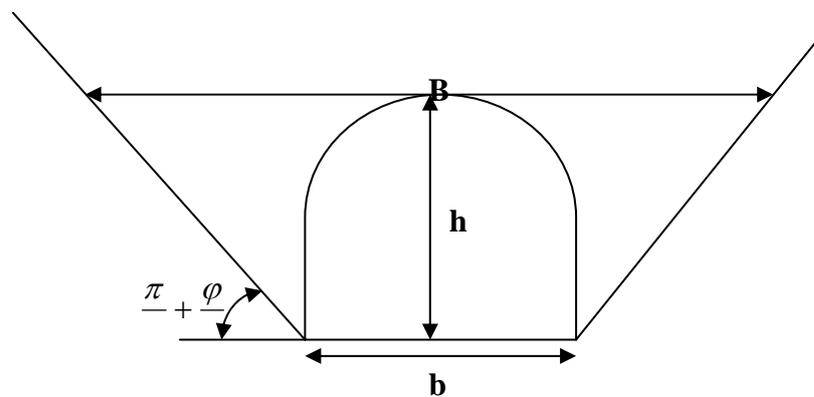


Figure. 1.26. Principe de Terzaghi [11].

2. Charge horizontale active due au terrain encaissant

La contrainte géostatique horizontale dans le massif au repos avant toute perturbation due au creusement est égale à :

$$P_{h0} = \lambda P_{v0}$$

avec λ un coefficient compris entre 0 et 1 et donné par :

- Dans le cas de roches : à partir du coefficient de poisson ν , $\lambda = \frac{\nu}{1 - \nu}$;
- Dans le cas des sols : à partir de l'angle de frottement φ , $\lambda = 1 - \sin \varphi$.

La contrainte géostatique horizontale n'est prise en compte que si le mode d'exécution du soutènement et du revêtement est tel que le contact terrain- revêtement est assuré :

- Avec suffisamment d'efficacité pour que les vides résiduels soient peu importants et relativement bien répartis ;
- Avec suffisamment de rapidité pour prévenir tout mouvement de terrain en calotte après la mise en place du revêtement ;

- Avec suffisamment de régularité pour éviter les mises en charge ponctuelles du revêtement.

3. Charge active due à la pression hydrostatique

Il est le plus souvent commode de décomposer les charges hydrostatiques en deux composantes :

- Une pression proportionnelle à la profondeur, mesurée entre le sommet de la voûte et le point considéré, engendrant à la fois des efforts de flexion et des efforts normaux dans le revêtement ;
- Une pression uniforme égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voûte, n'engendrant qu'un effort normal de compression lorsque la galerie est circulaire.

4. Charges et surcharges à la surface du sol

Les charges et surcharges appliquées à la surface du sol (immeuble, ouvrage d'art ou surcharge roulantes) doivent également être prises en compte. On distingue deux types [11]:

- a. S'il s'agit de charges réparties sur une surface importante par rapport aux dimensions de la galerie et s'exerçant de façon symétrique par rapport à son axe, les charges pourront alors être assimilées à une épaisseur supplémentaire de terrain de poids égal à la surcharge et appliquée sur toute sa surface ;
- b. S'il s'agit de charges fixes ponctuelles ou dissymétriques, et si le terrain est un sol homogène, on pourra admettre qu'elles se répartissent dans le terrain, à partir du niveau auquel elles s'appliquent suivant un angle de 60° par rapport à l'horizontale.

1.10.7.2. Charges passives

Les charges passives dépendent du module de réaction du sol déterminé :

- a- Soit à partir d'essais in situ, il peut s'agir d'essais à la plaque exécutée dans une galerie ou un puits de reconnaissance. Ces essais permettent de mesurer un coefficient de déformabilité global instantané E_i du terrain. Dans les essais habituels E_i peut être calculé par la formule suivante :

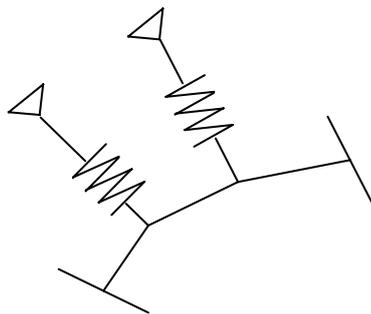
$$E_j = \left(\frac{1 - \nu^2}{d} \right) \times \frac{p}{w}, [11].$$

avec :

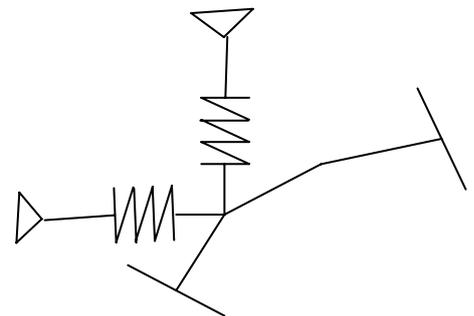
- ν : coefficient de poisson du terrain ;
- d : diamètre de la plaque circulaire utilisée pour l'essai ;
- p : charge totale appliquée ;
- w : enfoncement de la plaque.

- b- Soit à partir d'essais de laboratoire permettant de mesurer le module de déformation ou le module oedométrique du sol à partir d'échantillons. Mais ces essais ne prennent pas en compte toutes les déformations possibles du massif.

Plusieurs méthodes ont été proposées pour la résolution des équations d'équilibre, la plus couramment utilisée est la méthode des ressorts. Dans cette méthode, il est possible d'introduire des hypothèses sur la forme de la section ainsi que sur la répartition des charges et les conditions de contact entre le terrain et le revêtement. Le revêtement est généralement calculé comme un arc que l'on assimile à un système polygonal à angles fixes appuyé en chacun de ses sommets sur une ou plusieurs barres compressibles dont l'élasticité correspond à la réaction du terrain de part et d'autre du sommet correspondant. Si l'on admet que le revêtement glisse sans frottement, les barres d'appui seront disposées normalement à l'arc (voir figure 1.35 a). Dans le cas contraire, on disposera deux barres d'appui (horizontale et verticale), à chaque sommet (Voir figure 1.36 b).



a- Cas de glissement sans frottement



b- Cas de glissement avec frottement

Figure 1.27. Représentation des appuis (méthode des ressorts) [11].

1.10.7.3. Incertitudes liées à la méthode aux réactions hyperstatiques

Pour la charge active verticale, l'incertitude est d'autant plus grande que la couverture de terrain est plus épaisse. L'incertitude est également beaucoup plus forte dans le cas de terrain rocheux que dans le cas des sols en raison de l'influence prédominante de grandes discontinuités susceptibles de provoquer l'apparition des charges concentrées ou dissymétriques qui sont très souvent à l'origine des accidents les plus graves.

Pour la charge active horizontale, l'incertitude réside dans les difficultés de mesure de $\alpha = \frac{P_{H0}}{P_{V0}}$ [12], et dans la méconnaissance de la qualité réelle du contact terrain – revêtement.

Pour le module de réaction, l'incertitude réside dans les difficultés de sa mesure réelle, l'approximation étant généralement meilleure lorsqu'il s'agit uniquement d'essai de laboratoire.

1.10.8 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis connaît depuis une vingtaine d'années un développement considérable dans le domaine de la géotechniques car elle permet l'analyse du comportement des ouvrages, des structures et des terrains, par l'évaluation des champs de déformations et de contraintes sous diverses sollicitations. L'analyse par la méthode des éléments finis est devenue plus précise et réaliste en développant des modèles de lois de comportement non linéaire, capables de représenter d'une manière réaliste les déformations des sols et des roches.

Ces possibilités de modélisation, permettent aux ingénieurs d'utiliser les résultats des calculs par éléments finis à des fins diverses, telles que [12]:

- L'étude de faisabilité d'un projet,
- Le choix d'une technique d'exécution et l'optimisation de la géométrie des ouvrages ;
- L'étude paramétriques d'ouvrages types permettant d'envisager des procédures simplifiées de dimensionnement, etc.

Une modélisation par la méthode des éléments finis comprend alors les étapes suivantes [14] :

- la discrétisation spatiale ou construction du maillage,
- la modélisation des conditions aux limites,
- la représentation des chargements,
- la simulation de l'état initial des matériaux,
- la modélisation de leur comportement ultérieur sous les chargements appliqués,
- la prise en compte éventuelle de l'effet de l'eau.

1.10.8.1. Données géotechniques

On doit connaître les différentes couches de terrain, les discontinuités entre ces couches ainsi que leurs conditions de contact. On doit ensuite pour chaque couche déterminer le poids volumique et le comportement mécanique. Pour le comportement élastique, les caractéristiques de chaque couche seront définies par son module d'élasticité et son coefficient de poisson. Dans le cas d'un comportement élastoplastique, il faut y ajouter la limite d'élasticité et la loi de déformation plastique ou le critère de rupture (Voir tableau 1.5.).

Type de critère	Formule mathématique	Paramètres	Type de sol
Tresca	$ \sigma_1 - \sigma_3 - 2C_u$	C_u	Argile et limons à court terme
Mohr-Coulomb	$ \sigma'_1 - \sigma'_3 - \sin \varphi'(\sigma'_1 + \sigma'_3) - 2C' \cos \varphi'$	C' et φ'	La plupart des sols à long terme
Drucker-Prager	$q - \alpha p' - k$	k et α	Sables et argiles à long terme

Tableau 1.5. Critères de plasticité usuels pour les sols [14]

a. L'état initial des contraintes

Les contraintes initiales à introduire sont les contraintes géostatiques. Ces contraintes peuvent être sensiblement différentes de celles qui seraient dues au seul poids propre du terrain. Il est donc particulièrement souhaitable de procéder à des mesures de ces

contraintes in situ. Aux contraintes géostatiques, s'ajoutent les pressions hydrostatiques, le terrain étant alors pris pour son poids volumique déjaugé dans les volumes correspondants.

b. Contraintes aux limites du modèle

Dans le calcul de massifs soumis à des contraintes naturelles, on impose généralement assez loin de la galerie des conditions de nullité des déplacements dus au creusement de la galerie. En pratique, des distances de cinq à dix fois le diamètre moyen de la galerie doivent être respectées.

1.10.8.2. Données relatives au revêtement

Dans le cas d'un revêtement continu d'épaisseur uniforme (béton coulé en place), les données relatives au revêtement peuvent être introduites très facilement suivant les mêmes règles que pour le terrain, c'est-à-dire en prenant en compte le module d'élasticité et le coefficient de poisson du matériau constitutif de ce revêtement. Le découpage en triangle élémentaires devra être conçu de telle sorte que la limite entre le revêtement coïncide aussi fidèlement que possible avec les côtes de triangles élémentaires.

1.10.8.3. Données relatives au contact : soutènement -massif

Le choix de la nature du contact est fait en fonction de la connaissance que l'on peut avoir du phénomène. Si cette connaissance est nulle, on peut faire le calcul des deux cas extrêmes :

- c- Continuité complète du revêtement (ou du soutènement) et du massif. On ne tient alors compte que de l'hétérogénéité des diverses zones du modèle.
- d- Glissement avec ou sans frottement, sans décollement du massif par rapport au revêtement.

Le choix de ces hypothèses peut avoir une influence considérable sur les résultats. Bien que les conditions de calcul soient plus faciles dans le cas de la continuité parfaite, il est nécessaire de ne pas perdre de vue le fait que cette hypothèse est très rarement vérifiée dans la pratique. La résistance au décollement n'est effective de façon certaine que dans le cas où il s'agit d'un soutènement par boulonnage actif (boulons pré-tendus).

1.10.8.4. Données relatives au maillage

La finesse du maillage dépend des moyens dont on dispose et de la précision souhaitée. On respectera les dispositions suivantes :

- Les limites entre des terrains de caractéristiques différentes doivent obligatoirement coïncider avec des limites de mailles ;
- De même la limite terrain revêtement doit coïncider avec des limites de mailles ;
- Les mailles seront plus resserrées dans le voisinage du tunnel pour obtenir une meilleure précision dans la zone où les contraintes et les déformations varient plus rapidement d'un point à l'autre. (Voir figure 1.37).

Le calcul fournit les déplacements et les contraintes en chaque nœud de la maille c'est-à-dire en particulier les contraintes à l'intrados du revêtement ainsi que les contraintes maximales dans le terrain et éventuellement la limite de la zone de terrain en déformation plastique.

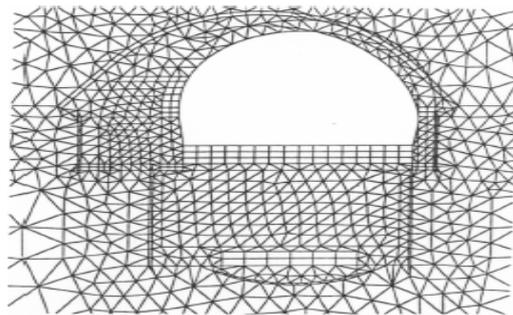


Figure 1.28. Densité de maillage pour un calcul 2D [9].

1.10.8.5. Incertitudes liées à la méthode des éléments finis

Les incertitudes liées à cette méthode concernent les points suivants [11] :

- La difficulté de traduction mathématique des qualités réelles du terrain, compte tenu du nombre limité des investigations et des essais. Pour que la méthode soit pleinement exploitée, il serait nécessaire de connaître avec suffisamment de précision la loi de comportement des différentes natures de terrains rencontrés et de pouvoir exprimer ces lois de façon assez simple. Or, ces conditions sont très rarement réunies parce que les terrains sont rarement homogènes et que les caractéristiques mécaniques varient de façon aléatoire autour de valeurs moyennes dans chaque formation du massif.

- L'influence du temps dans le processus de déformation différée sous charge constante qui constitue en réalité la caractéristique fondamentale de certains terrains.
- La méconnaissance de la qualité réelle du contact entre le terrain et le revêtement, et la difficulté à définir le modèle mathématique au voisinage et à l'intérieur du revêtement, dans cette zone la variation des contraintes et des déformations est beaucoup plus rapide que la variation au corps du massif, si le maillage est constant la précision sera donc moins bonne.

Les avantages de la méthode sont :

- Sa représentativité est absolument indépendante de la hauteur de couverture au-dessus du tunnel, ce qui la rend particulièrement adaptée et pratiquement irremplaçable dans le cas des tunnels à grande profondeur ;
- La possibilité de tenir compte des grandes discontinuités du terrain (plan de glissement, failles caractérisées, formations différenciées) ou des charges isolées (fondations d'immeubles) ;
- La possibilité d'adaptation à toutes les formes de section de l'ouvrage et à tous les types de contact terrain – revêtement y compris le contact parfait ;
- La possibilité de traduire les comportements non linéaires qui sont les comportements réels du terrain dans les zones proches de l'excavation.

1.10.9. La Méthode « convergence-confinement »

La méthode « convergence confinement » est considérée comme une approche capable de fournir des données pour les autres méthodes de calculs et plus spécialement pour la méthode des éléments finis. Ces données sont liées au phénomène de déconfinement progressif du terrain après excavation. On peut ainsi intégrer la participation du terrain à son propre soutènement dans les calculs numériques des ouvrages souterrains [15].

Il est possible de représenter de façon satisfaisante les phases successives de creusement et de soutènement. Cependant, d'autres facteurs doivent être pris en considération, tels que la connaissance d'une loi de comportement du massif non linéaire suivant un chemin de contraintes véritablement triaxial simulant la variation des

contraintes au cours de l'excavation, la complexité de la modélisation des méthodes de construction, la difficulté d'exploitation des résultats de modèles tridimensionnel. Ainsi, il est préférable de mettre en œuvre des modélisations bidimensionnelles qui prennent en compte de manière approchée la nature tridimensionnelle du problème. Tel est l'objet de la méthode « convergence-confinement ».

L'interaction entre le terrain et le soutènement peut être représentée sur le graphique pression de confinement convergence (voir figure 1.29). Le comportement du terrain est représenté par la courbe de convergence AED, celui du soutènement par la courbe de confinement CEF. La valeur de C_0 correspond à la convergence qui se produit avant que le soutènement soit effectivement sollicité. L'équilibre est réalisé à l'intersection des deux courbes en E [9].

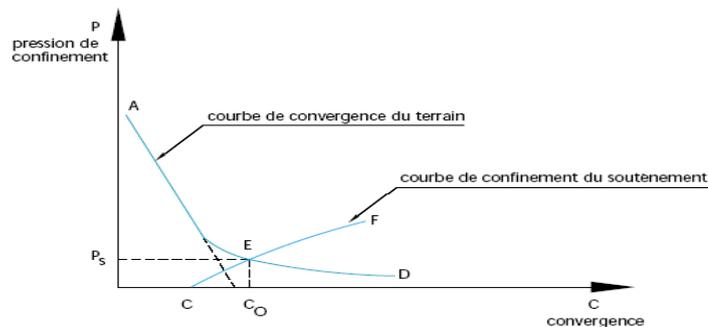


Figure 1.29. Graphique « confinement-convergence » [9].

La méthode de creusement par phases successives nous permet de profiter au maximum de la participation du terrain qui encaisse une partie importante de la charge géostatique. En effet, la roche se décomprimant durant les excavations successives, la pression de confinement au stade définitif est réduite (en moyenne 1/4 à 1/3 de la pression initiale).

1.10.9.1. Principe de la méthode « convergence-confinement »

Dans la méthode « convergence-confinement », on substitue au problème tridimensionnel un problème de déformation plane dans lequel on applique à la surface d'intrados du tunnel une contrainte :

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad [15].$$

avec

σ_0 : la contrainte initiale s'exerçant sur la surface d'intrados du tunnel ;

λ : le taux de déconfinement égal à 0 dans l'état initial et croît jusqu'à 1 lorsque le tunnel est non soutenu. Ce déconfinement s'accompagne d'un déplacement u des points situés à l'intrados. La relation $f_m(\sigma, u) = 0$, représente la loi de convergence du massif.

Le soutènement est une structure dont le comportement mécanique peut également être décrit par une relation entre la contrainte s'exerçant à l'intrados et le déplacement correspondant : $f_s(\sigma, u) = 0$.



État initial

$$U_M = 0$$

$$\sigma_M = \sigma_0$$

$$\lambda_M = 0$$

État intermédiaire

$$\sigma_M = (1 - \lambda)\sigma_0$$

$$U(M) = U(\lambda)$$

$$0 < \lambda_M < 1$$

État final

$$\sigma_M = 0$$

$$U_M = U_\infty$$

$$\lambda_M = 1$$

Figure.1.30. principes de la méthode convergence –confinement [15].

1.11. Choix des méthodes de calculs

Pour le choix de la méthode de calcul, le projecteur doit prendre en compte :

- Les insuffisances et des approximations liées à la méthode de calcul qu'il a choisie ;
- La dispersion des résultats en fonction des hypothèses mécaniques introduites explicitement ou non ;

- Les charges concentrées ou dissymétriques si elles sont susceptibles d'apparaître par suite des discontinuités de la roche ;
- Les ruptures par cisaillement en cas de revêtement souple ;
- L'importance de la forme de la cavité en ce qui concerne la stabilité de l'ouvrage ;
- L'influence de la rigidité du revêtement sur l'intensité des efforts développés, d'où il résulte que la sécurité ne s'accroît pas nécessairement lorsque l'inertie croît.

Il doit donc procéder à un examen critique portant à la fois sur les hypothèses de calcul, les méthodes et les caractéristiques du projet. Des progrès importants ne seront obtenus que par des campagnes de mesures systématiques sur les ouvrages existants.

En examinant ces différentes méthodes, il apparaît principalement que :

1. Les méthodes aux réactions hyperstatiques privilégient très nettement les structures au détriment du rôle fondamental joué par le terrain encaissant. Ces approches peuvent être utilisées pour une vérification à la rupture du soutènement, mais ne donnent pas une représentation précise de la réalité. De plus leur emploi doit être réservé à l'analyse des soutènements épais ou de forte rigidité relative par rapport au terrain encaissant ;
2. La méthode « convergence-confinement » peut fournir des résultats de prédimensionnement intéressants, en tenant compte d'un comportement élastoplastique du terrain. La principale difficulté réside dans l'estimation de l'allure de l'évolution du déconfinement, qui se relève être un paramètre à la fois très important, mais difficile à estimer ;
3. La méthode des éléments finis semble la mieux à même de répondre aux besoins du projeteur.

1.12. Conclusion

L'essor des travaux souterrains urbains au cours des vingt dernières années est dû, bien naturellement, à l'importance croissante des considérations d'environnement et à l'encombrement de la surface qui en ont généralisé le besoin ; il est dû aussi aux progrès réalisés dans la technologie de construction de ces ouvrages qui ont permis à la fois de réduire considérablement les risques de ces travaux et d'en améliorer de façon

spectaculaire la productivité. Grâce au progrès enregistré dans les méthodes de calculs des ouvrages souterrains qui contribue à réduire considérablement les coûts de réalisation.

De tous les modèles présentés dans ce chapitre, l'organisation en entreprise totale ou organisation « conception-ingénierie-construction » est celle qui répond le mieux à une approche interdisciplinaire réunissant les compétences de la conception, de la construction, et capable ainsi de produire une valeur ajoutée additionnelle profitable au maître d'ouvrage.

L'approche processus réside en une démarche d'analyse importante qui présuppose un cadre rigoureusement établi caractérisé par la politique et les objectifs à atteindre. On cherche ainsi à retrouver la linéarité et l'enchaînement logique d'actions qui concourent à satisfaire les exigences du client, plutôt qu'une succession d'étapes indépendantes et cloisonnées par service.

L'apport de l'ingénierie concourante, avec l'intégration de la simulation dans le processus d'exécution de l'ouvrage, englobe le gain de temps et de qualité. Ainsi l'enchaînement optimal des tâches assure le suivi du cheminement le plus court et permet une réaction rapide et efficace face aux aléas et imprévus. En effet, dès qu'on observe le projet à une échelle plus réduite, on peut mettre en évidence des répétitivités significatives dans les composants et les tâches : le processus de réalisation et de déploiement des équipes peuvent contribuer à construire cette répétitivité, constituant ainsi des actions qui peuvent réduire les délais de réalisation.

CHAPITRE 2

CAS D'ETUDE DE LA STATION KHELIFA BOUKHALFA

ANALYSE DU MODELE D'ORGANISATION

2.1. Introduction

La construction des ouvrages souterrains en site urbain est un problème particulièrement délicat par le contrôle soigneux à la fois des règles de sécurité à appliquer, pour prévenir la rupture, pour maîtriser les déplacements de surface et pour ne pas nuire au bâti existant.

Au niveau d'un avant-projet, il s'agit d'évaluer les variantes fonctionnelles d'un point de vue technico-économique et de proposer la bonne adaptation de l'ouvrage à la nature géotechnique des sols ainsi que de déterminer le choix de la méthode de construction.

Notre étude de cas poursuit les objectifs suivants:

- Evaluer le type de management mis en œuvre au chantier Métro d'Alger : composition du groupe de projet, interdisciplinarité, implication des sous-traitants et des fournisseurs ;
- Relever les faiblesses éventuelles de l'organisation ;
- Démontrer que l'on peut réaliser une organisation concourante : « conception – construction », et essayer de rattraper le retard engendrés par les aléas en utilisant les concepts de l'ingénierie concourante : chevauchement et contraction des différents opérateurs dans le processus de réalisation du projet.

Nous avons retenu la station KHELIFA BOUKHALFA, car elle est considérée comme une étape critique dans le processus de réalisation du premier tronçon du métro d'Alger, et est caractérisée par des difficultés d'implantation, d'accès, d'installation de chantier, et de relations avec le site urbain, acteur indirect à ne pas négliger, augmentant de manière significative les difficultés de réalisation.

2.2. Historique du projet Métro d'Alger

C'est le 24 juin 1990 qu'est adopté définitivement, lors d'un Conseil de gouvernement et de concert avec l'APN, le tracé de la ligne prioritaire. Le schéma de principe qui ressort de l'étude de conception prévoit à long terme un réseau constitué de trois lignes totalisant 56 km de tunnels et 54 stations. La première va de Oued Koriche à Haï El Badr. La deuxième à partir de la Grande-Poste, monte vers le plateau des Anassers et dessert Bachedjarah, El Harrach et Bab Ezzouar. La troisième part d'Hussein Dey, suit la pénétrante des Anassers et le tracé de la rocade sud jusqu'à Aïn Allah pour desservir le Sud-Ouest. Pour l'instant, c'est le tronçon de 12,5 km Oued Koriche - Haï El Badr qui constitue un axe de priorité. Et pour cause, celui-ci traverse huit communes, à savoir Bachdjarah, El Maqaria, Hussein Dey, El Hamma, Sidi M'hamed, Alger-Centre, Bab El Oued et Oued Koriche. D'après la fiche technique de ce projet, ce tronçon a été, « pour plus d'efficacité », scindé en deux étapes : Haï El Badr-Grande Poste, soit 9 km de ligne (10 stations) et Grande Poste-Oued Koriche, soit 3,5 km (6 stations). L'achèvement du génie civil de la première étape était prévu pour Mars 2006, et ce, en tenant compte du délai contractuel de 30 Mai fixé en Septembre 2003 dans le contrat de génie civil du programme neuf. Cela couvre 4,1 km de tunnels et 4 stations avec des ouvrages annexes. Ce programme a fait l'objet de la signature de deux contrats : un contrat de maîtrise d'œuvre avec un groupement français Systra-Sgte et un contrat de réalisation du génie civil avec un groupement algéro-allemand dénommé Gaama (Dywidag, Cosider et Infrafer).

Des extensions au tracé initial, ce programme s'ajoute au précédent programme de réalisation qui couvre 3,4 km de tunnels (place Emir Abdelkader-El Hamma), six stations, une plate-forme ferroviaire, un complexe de maintenance (18 ha) et un bâtiment administratif. La réalisation des infrastructures (tunnels, stations et complexe de maintenance), qui a été confiée aux entreprises algériennes Cosider, Genisider, Engoa et Batimétal, a atteint un taux d'avancement de plus de 90%. La somme de ces deux programmes constitue la première étape Haï El Badr-Grande Poste, dont la mise en service est prévue justement pour le début de 2008. Le projet du métro d'Alger est appelé à transporter en phase finale à l'heure de pointe 21 000 voyageurs dans le sens Oued Koriche-Haï El Badr et 27 000 voyageurs dans le sens Haï El Badr-Oued Koriche. Ce nombre devrait atteindre, à terme, 38 000 à 41 000 voyageurs sur ce tronçon considéré comme le plus chargé. C'est la raison pour laquelle il a été décidé des extensions aux

lignes retenues précédemment. Il s'agit, de la place des Martyrs (Tafourah - Grande Poste), El Hamma (à partir de Haï El Badr) et Aïn Naâdja (à partir de Haï El Badr). Depuis son lancement, mis à part la période 1982-1985, le projet du métro a été confronté à de multiples contraintes qui se sont traduites par des dérives importantes des plannings de réalisation arrêtés. Selon un document élaboré par le ministère des Transports, il est fait mention des principaux obstacles ayant retardé ce projet : l'inexpérience des entreprises nationales dans la construction d'ouvrages souterrains, aggravée par le départ des assistants techniques étrangers en 1993 ; le problème du financement caractérisé par les modalités d'individualisation par lot (la dernière remonte à 1993) au lieu d'une autorisation globale, la lenteur des expropriations des terrains pour cause d'utilité publique, l'approvisionnement irrégulier en matériaux de construction et enfin l'interruption de l'usage des explosifs entre 1993 et 1999.

2.3. Description du projet : Station Khelifa Boukhalfa

Par son emplacement en plein centre d'Alger, et les différents risques liés au site urbain, et par la nature géologique du sol, très défavorable, la station Khelifa Boukhalfa est considérée comme une étape critique dans le processus de réalisation du premier tronçon du métro d'Alger.

Cette station comprend [16] :

- Niveau inférieur : les voies et quais latéraux ;
- Niveau intermédiaire : les locaux utilitaires (sale de billets ou accès voie 1 et 2) ;
- En superstructure : les accès à la surface qui sont en nombre de 3 ;
- Puits de ventilation : profondeur moyenne 22m.

La station est construite en partie en souterrain et en partie à ciel ouvert :

- La station à ciel ouvert s'étend sur 38 m, elle est constituée d'une berlinoise ;
- La partie exécutée en souterrain est scindée en deux parties :
 - a. La « voûte intermédiaire » constituée d'une voûte principale de 13,5m d'ouverture. Sur toute sa longueur la voûte principale est encadrée par des galeries latérales de 5 m de portée, la couverture en clés des terres est de 12m ;

- b. La « voûte basse » est constituée d'une voûte de 13,5m d'ouverture, la couverture en clés des terres est de 16 m.

Cette station sur laquelle est menée notre étude, est en cours de réalisation avec un taux d'avancement de l'ordre de 80 %. Cette étude s'intéresse à la réalisation de la partie souterraine des voûtes (intermédiaire et basse), les délais pris en considération concerne uniquement les temps de réalisation des voûtes (excavation + bétonnage).

Ce projet présente la particularité d'une exécution mixte à raison de 1/3 à ciel ouvert et de 2/3 en sous terrain et s'inscrit dans un terrain rocheux qui nécessite la mise en œuvre de matière explosive et actuellement l'utilisation de brise roche.

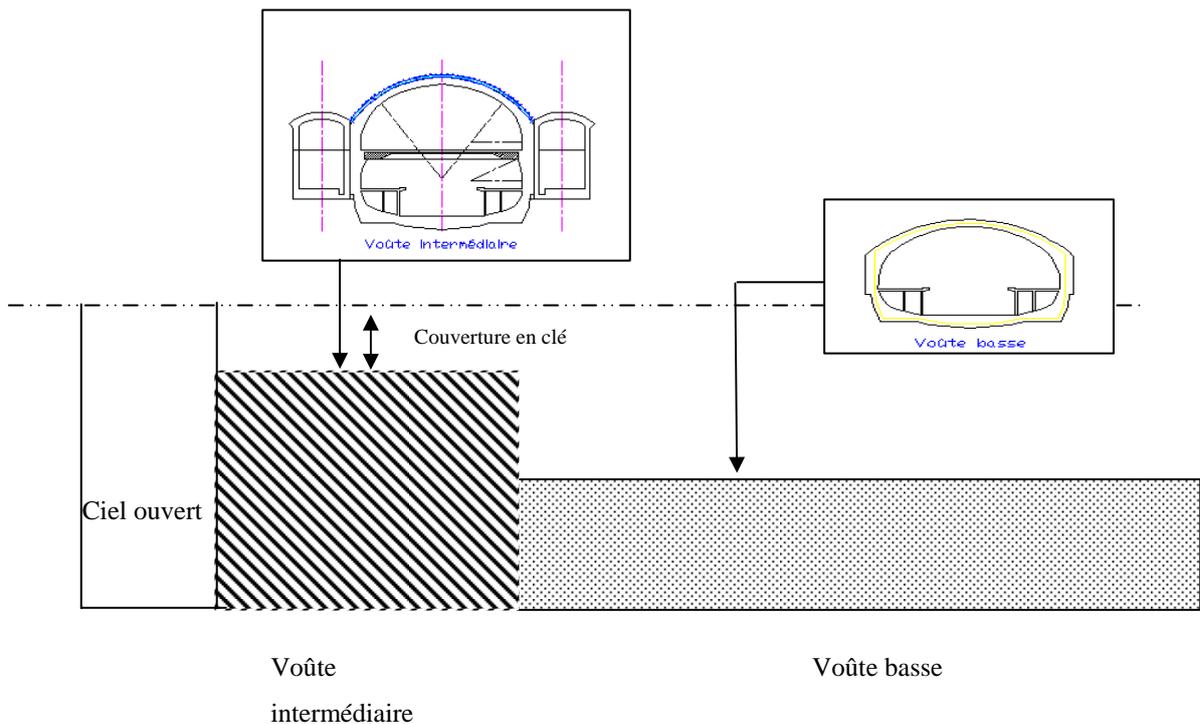


Figure 2.1. Voûte basse et intermédiaire.

2.3.1. Modèle d'organisation du processus de réalisation

Comme on l'a déjà vu dans l'étude bibliographique, il existe trois modèles principaux d'organisation des processus de réalisation :

- organisation traditionnelle,

- organisation en entreprise générale,
- organisation en entreprise totale.

L'organisation du processus de réalisation de la station est une organisation traditionnelle (voir figure 2.2). La conception générale de l'ouvrage est confiée à un bureau d'étude indépendant, tandis que l'entreprise de réalisation se charge de la réalisation des plans d'exécution et fait appel à des sous-traitants sélectionnés par ses soins pour les prestations qu'elle ne réalise pas avec ses propres services.

Le suivi est assuré par un autre bureau d'étude. Il peut aussi accepter, sous réserve d'approbation du maître d'ouvrage, d'établir les plans d'exécution, mais sous la direction de celui-ci.

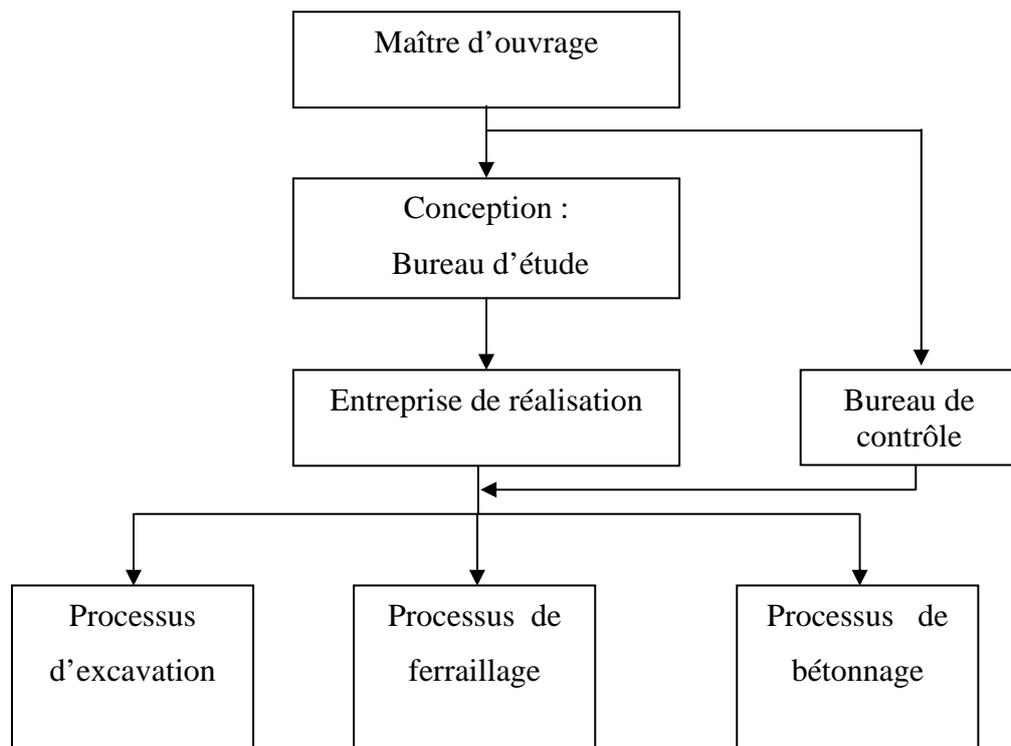


Figure 2.2. Processus de réalisation de la station

2.3.2. Les différents acteurs du projet

Les principaux intervenants dans le projet sont :

- Maître d'ouvrage : Ministère du transport ;

- Maître d'ouvrage délégué : E.M.A./Entreprise du métro d'Alger ;
- Concepteur : S.E.E.E et SECTRA ;
- Entreprise de réalisation de projet : GESI TP Filiale Génie Sider.

2.3.3. Phasage d'exécution prévu

Les principales opérations d'exécution de la partie souterraine sont :

- Excavation,
- Ferrailage et bétonnage de la voûte,
- Réalisation des piédroits de la voûte.

2.3.3.1. Excavation

L'option retenue est la réalisation de l'ouvrage par des opérations cycliques :

1. Le creusement est exécuté mécaniquement avec une machine à attaque ponctuelle (brise roche). La méthode de creusement adoptée est le creusement par demi-section supérieure : dans une première phase on procède à l'excavation de la demi-section supérieure sur une hauteur de 8 à 6 mètre, et dans une deuxième phase on procède à l'excavation de la demi-section inférieure appelée « stross ». L'excavation du stross est réalisée une fois le creusement de la partie supérieure de la voûte terminé ;
2. Le soutènement, placé avant de débiter une nouvelle phase d'excavation, est assuré par des cintres métalliques lourds. La longueur d'une passe est égale à 1 mètre ;
3. La mise en place du béton projeté nécessite 0,5 jour pour chaque mètre creusé.

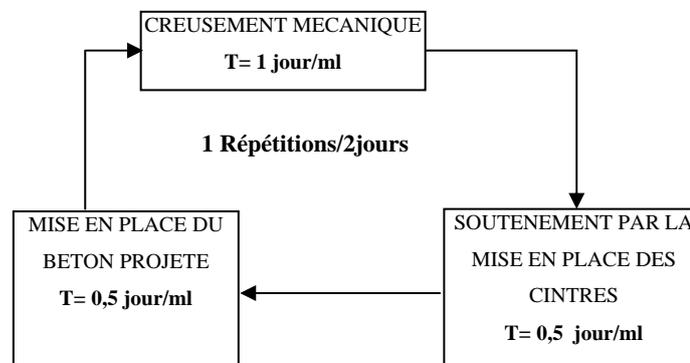


Figure 2.3. Operation d'excavation

Tâche	Longueur de creusement	Nombre de rotations	Durée de la rotation	Temps prévu
Opération de creusement	75 mètres	75 rotations	Deux jours	150 jours (25 semaines)

Tableau 2.1. Temps alloué à l'opération de creusement

Le temps résultant étant de 150 jours, soit alors 25 semaines (1 semaine = 6 jours).

2.3.3.2. Ferrailage et bétonnage de la voûte

Cette opération débute en même temps que la fin de l'opération d'excavation de chaque voûte. Le bétonnage est réalisé par plots de 5 mètres de longueur, le temps de décoffrage étant de 2 jours.

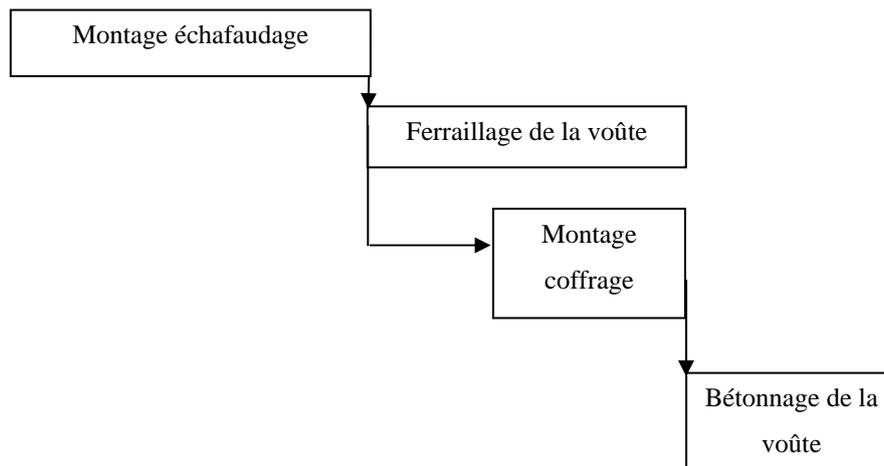


Figure.2.4. Opération de ferrailage et de bétonnage de la voûte.

L'opération de ferrailage des deux voûtes nécessite un temps de réalisation de 5 semaines (voir tableau 2.2), tandis que l'opération de bétonnage nécessite un temps d'exécution de 7 semaines (tableau 2.3). La relation qui lie ces deux tâches est de type séquentiel.

Tache	Tonnage	Rendement Par ouvrier	Nombre d'ouvrier	Temps prévue
Ferraillage de la voûte	181774 kg	30 kg/heure	10 ouvriers (en 2 postes)	30 jours (5 semaines)

Tableau 2.2. Temps alloué à l'opération de ferraillage

Tache	volume	Nombre de plots (5 mètres de longueur)	Duré de bétonnage d'un plot	Duré de décoffrage	Temps prévue
Bétonnage de la voûte	18900 m ³	14	1 jour	2 jours	42 jours (7 semaines)

Tableau 2.3. Temps alloué à l'opération de bétonnage

Le schéma de réalisation initialement prévu est séquentiel, et correspond à un temps de réalisation de 42,5 semaines.

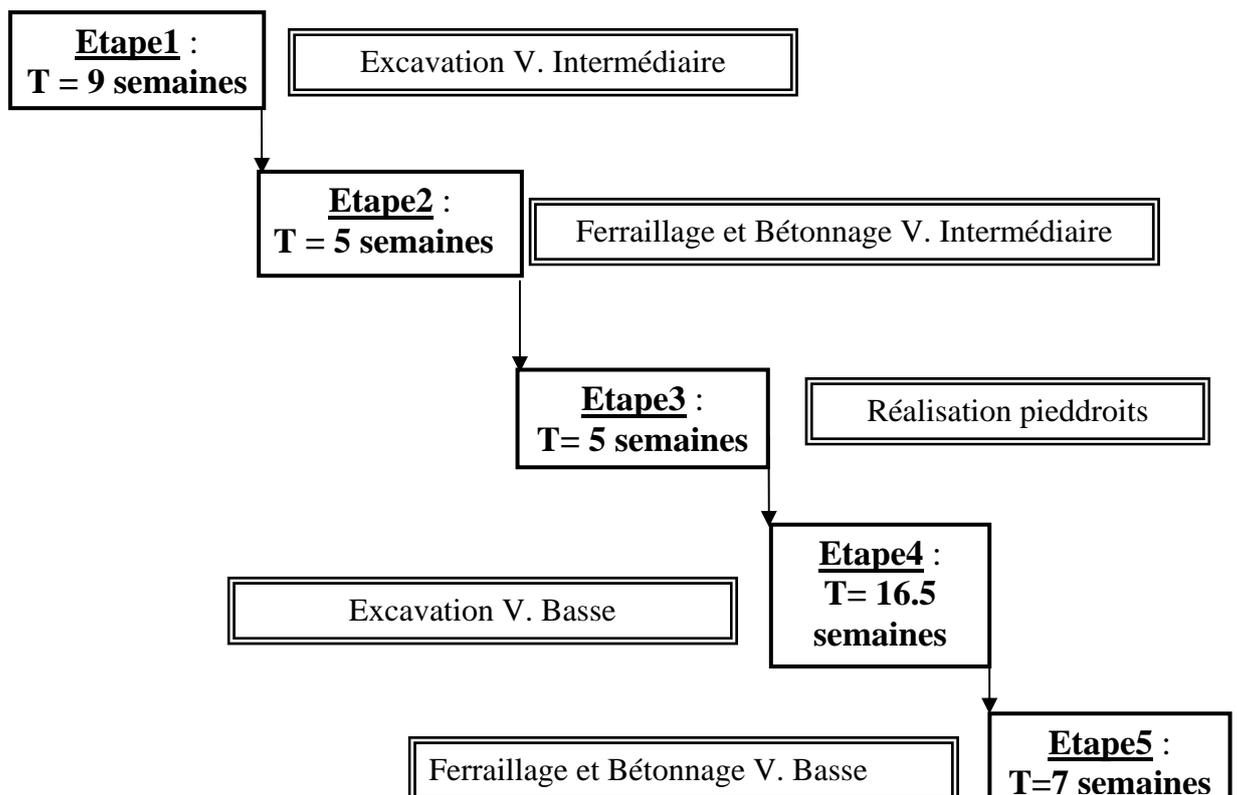


Figure.2.5. Processus de réalisation

Le temps de réalisation prévu est de 42.5 semaines.

2.4. Aléas principaux de réalisation

Le projet de réalisation du génie civil de la station KHALIFA BOUKHALFA, dispose d'un planning d'exécution des travaux de type GANTT. A la date du 30 Mars 2005, l'examen du planning des tâches précitées, fait ressortir un glissement de délai cumulé, d'environ deux (02) mois par rapport au planning prévisionnel prévu à partir du mois de Septembre 2004 (début de la réalisation des deux voûtes).

Selon les informations recueillies auprès des acteurs du projet, ce glissement est du essentiellement aux aléas suivants :

- Aléa 1 : lié à la dureté de la roche, affectant la cadence de creusement (0,8 ml/jour au lieu de 1ml/jour prévu initialement), et engendrant un retard de 2,5 semaines ;
- Aléa 2 : lié à la présence de la nappe phréatique qui, malgré son rabattement, continue à causer des venues d'eau importantes, engendrant un retard de 2 semaines ;
- Aléa 3 : lié aux opérations de marinage vue la situation a proximité des bâtiments engendrant un retard de 3 semaines.

Au total, nous avons observé un retard de 7,5 semaines, dû principalement aux aléas rencontrés lors de la réalisation. En fait, le temps d'exécution réel est de 50 semaines au lieu de 42,5 semaines initialement prévu (voir figure 6).

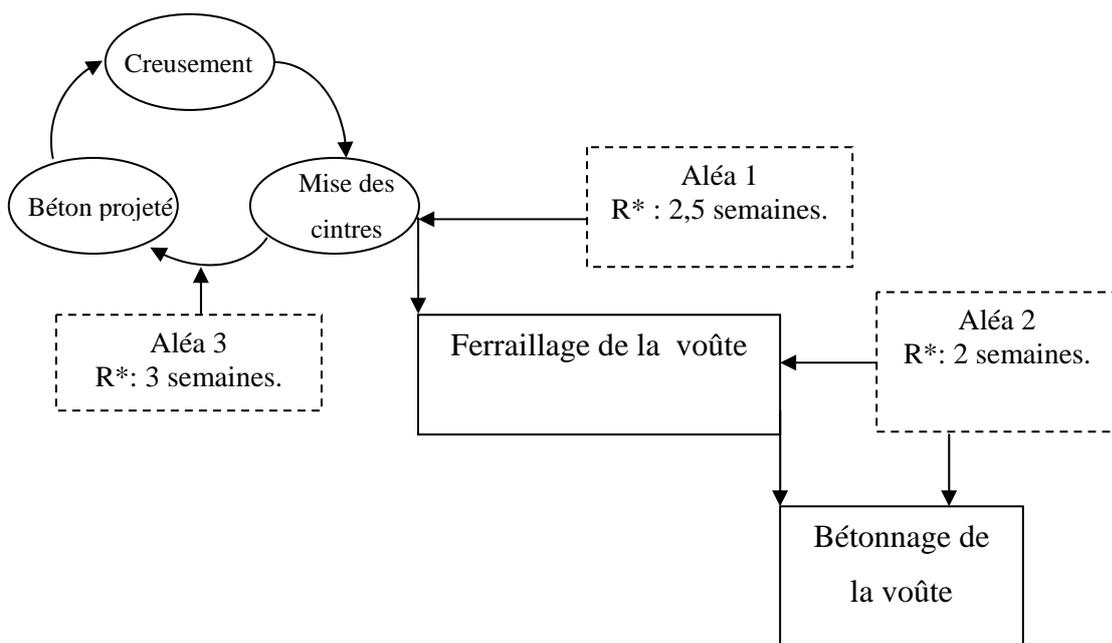


Figure.2.6 Intégration des aléas dans le schéma prévu de réalisation

2.5. Conclusion et observation sur l'étude de cas

En Algérie la forme d'organisation la plus souvent adoptée est la forme traditionnelle. Cette forme d'organisation est adoptée pour la réalisation de la station Khelifa Boukhalfa, et présente les inconvénients suivants :

- La séparation totale entre conception et construction empêche toute interaction fructueuse et ne permettant pas d'adapter les dimensions de l'ouvrage aux spécificités rencontrées sur site ;
- L'entreprise de réalisation ne peut pas proposer des solutions permettant des choix plus économiques à défaut de spécialistes qui peuvent valider de tel choix ;
- La non participation de l'entreprise de réalisation dans la phase de conception a affecté la créativité dans le projet ;
- Les erreurs constatées dans les plans ne peuvent pas être réglées sur le champ, ce qui affecte considérablement la cadence de réalisation ;
- Le concepteur ne profite pas des entrées de retour d'expérience car l'observation incomplète des données géologiques en cours d'avancement, le désordre et les négligences d'exécution peuvent, en dehors des incidences sur la sécurité, avoir des effets considérables sur la qualité et l'économie de l'ouvrage ;
- Ce projet est composé de tâches répétitives, mais cette répétitivité n'est pas exploitée pour optimiser le déploiement des équipes.

Dans le chapitre qui va suivre nous allons proposer d'appliquer un autre modèle d'organisation des processus basé sur le chevauchement entre conception et construction, et voir l'apport d'une telle organisation sur les délais de réalisation.

CHAPITRE 3

OPTIMISATION DES DELAIS DE REALISATION

3.1. Introduction

Compte tenu des critères que nous avons identifiés dans la première partie de la thèse, l'organisation des processus en conception–construction, nous paraît être la plus proche, de l'organisation idéale que nous recherchons. Nous en rappelons ci-après les principales caractéristiques:

- Le maître d'ouvrage n'a qu'un seul contractant, qui le décharge de la majeure partie des risques de construction, et peut ainsi se concentrer sur les tâches essentielles qui sont les siennes, à savoir la définition du programme en fonction de ses besoins, la recherche du financement et la prise des décisions importantes tout au long du processus ;
- L'organisation en entreprise conception –construction associe étroitement, dès la phase de conception et jusqu'à la mise en exploitation de l'ouvrage, les compétences du concepteur et du constructeur ;
- Cette approche interdisciplinaire permet de créer des conditions favorables à la créativité et à l'innovation ;
- Lorsque l'on considère l'ouvrage global, il constitue une production unitaire, mais dès que l'on observe le même projet à une échelle plus réduite, on peut mettre en évidence des répétitivités significatives dans les composants et les tâches par exemple.

Il nous semble important de vérifier dans la pratique, si l'organisation « conception –construction » répond bien aux attentes des acteurs directs et indirects. C'est dans cette logique que nous allons appliquer à notre cas d'étude une organisation des processus basée sur l'interaction entre la conception et de la construction et intégrer la simulation numérique dans le processus de réalisation suivant les besoins des intervenants et selon les contraintes rencontrées sur site.

3.2. Modèle d'organisation : conception –construction appliqué au cas d'étude

Pour notre cas d'étude nous allons voir l'impact d'une organisation basée sur le chevauchement entre conception et réalisation. Le modèle présenté dans la figure 8.1 est le mieux adapté, ce modèle d'organisation des processus de réalisation des ouvrages souterrains vise à briser les cloisons entre concepteurs et constructeurs et permet ainsi de résoudre les problèmes de manière efficace.

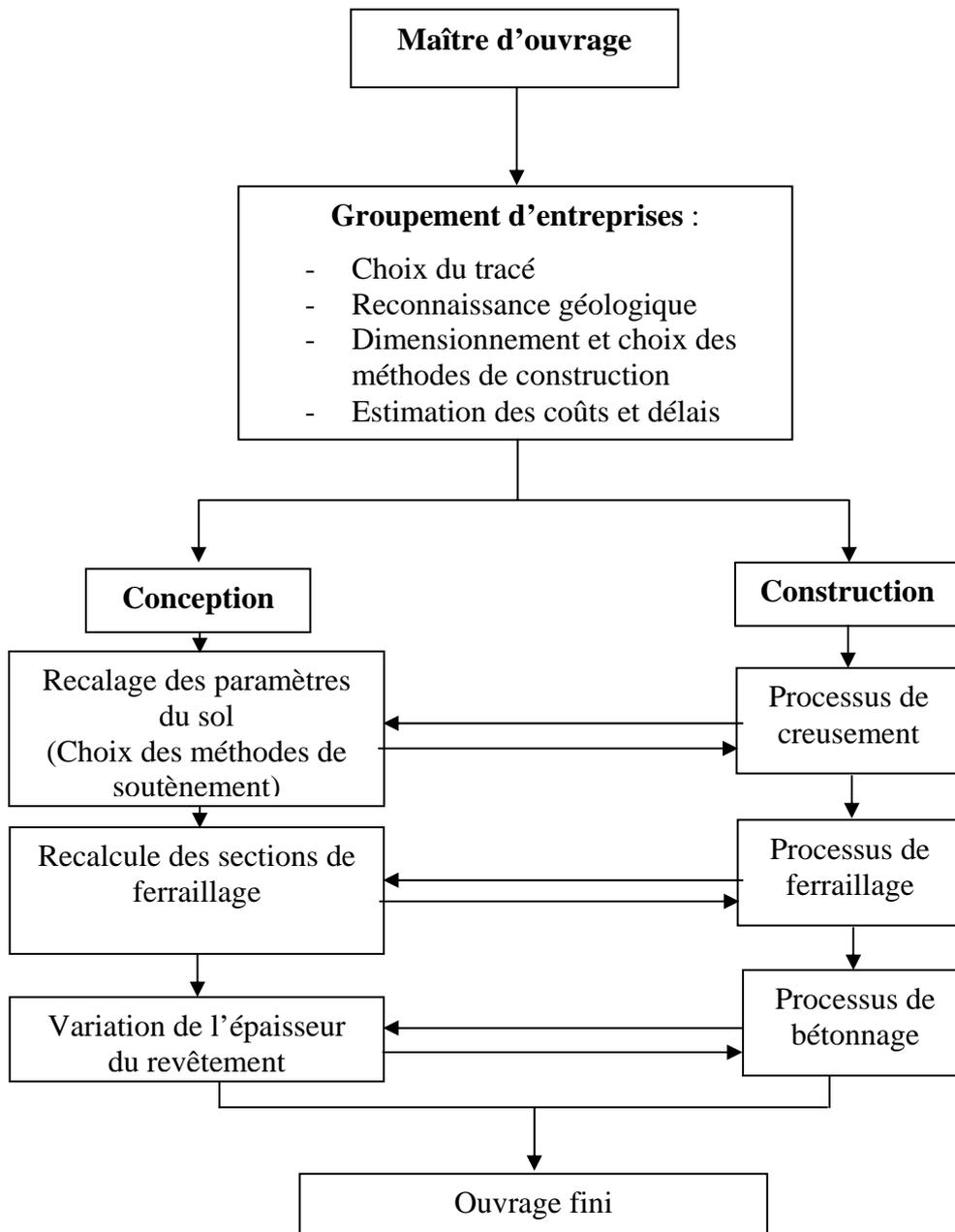


Figure 3.1. Modèle d'organisation interaction : conception -construction

Ce modèle exige des entreprises de conception et de construction de s'organiser en groupement interdisciplinaire de concepteur et de constructeurs (figure.3.1.).

3.3. Optimisation des délais de réalisation :

Pour profiter au maximum de l'efficacité d'un tel modèle d'organisation, il est nécessaire de bien définir les besoins et les actions voulus, et définir avec exactitude l'apport d'une telle action sur les délais et coûts de réalisation, car l'intégration de la conception n'est pas sans incidence financière, donc il faut s'assurer que l'action menée compense les coûts de calculs.

Avant de procéder aux choix des actions à mener, il faut :

- Définir les tâches répétitives au sein des étapes et étudier la possibilité de réduction du temps de réalisation de ces dernières ;
- Faire des reconnaissances géologiques complémentaires pour établir un nouveau profil dans lequel on décrit les vraies caractéristiques géotechniques et choisir une méthode d'excavation, un mode de soutènement et le revêtement définitif adéquats.
- La définition claire des liaisons entre les processus (simultanéité, recouvrement partiel, etc.) ;
- Evaluer les dépendances entre processus ;
- Evaluer l'effort nécessaire pour chaque action menée ;
- Définir l'objectif de l'action à mener.

Dans notre cas, celle-ci se traduit par :

- Possibilité de réduction du nombre de répétitions de l'opération de creusement en effectuant une répétition tous les 1,5 mètres, cette éventualité sera appuyée et validée par une simulation numérique du processus de creusement ;
- Recalculer les sollicitations en prenant en compte les méthodes d'exécution et les conditions réelles rencontrées sur site ;

3.3.1. Action 1 : réduction du nombre de répétition dans l'opération de creusement :

L'objectif de cette action est de diminuer le temps de l'opération de creusement en diminuant le nombre de répétition, c'est-à-dire amener les équipes de creusement à faire une répétition tous les 1,5 mètres au lieu de 1 mètre. Cela permettra de faire 46,6

répétitions au lieu des 70 répétitions sur le même tracé, et par conséquent diminuer les délais de réalisation de l'opération de creusement.

Le coût des calculs étant largement compensé par le gain en coût de soutènement et en délais de réalisation (voir Figure 3.3.)

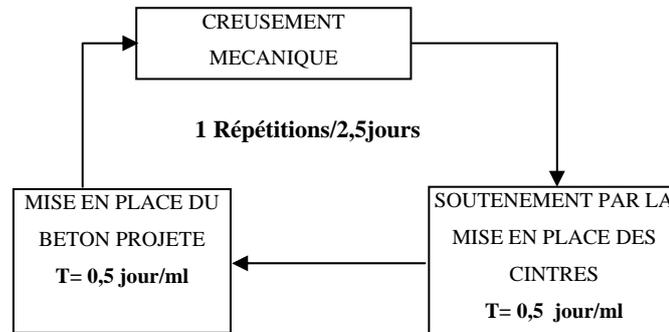


Figure.3.2. Nouveau schéma de l'opération d'excavation

	Longueur à excaver	Nombre de répétitions	Duré de la répétition	Temps final
Soutènement chaque 1 ml	70 ml	70	2 jours	140 jours
Soutènement chaque 1,5 ml	70 ml	46,6	2,5 jours	116,5 jours

Tableau.3.1. Effet espéré de la réduction du nombre de répétitions

La diminution du nombre de répétition de 70 à 46,6 va permettre un gain de temps de 23,5 jours soit alors 6 semaines.

3.3.2. Action 2 : Calcul des sollicitations dans le revêtement :

L'objectif de cette action est de recalculer les sollicitations dans le revêtement afin de recalculer les paramètres de calculs, en tenant compte des méthodes d'exécution et des conditions réelles rencontrées sur site.

L'intégration de la simulation numérique va nous permettre de diminuer l'épaisseur des revêtements et de redimensionner la voûte pour assurer un gain dans les délais et les coûts de l'opération de bétonnage et de ferrailage.

3.3.3. Autres actions envisageables : recalage des paramètres géotechniques

Les caractéristiques géotechniques du terrain, obtenues par les essais effectués avant la réalisation des excavations, ont un caractère aléatoire. Des simulations numériques du processus de creusement peuvent être réalisées en introduisant des paramètres géotechniques actualisés, obtenus grâce aux reconnaissances complémentaires effectuées sur site. Ces reconnaissances permettent de :

- Recaler les paramètres géotechniques,
- Redéfinir la classe du terrain,
- Mettre en évidence, dans les terrains, les hétérogénéités et les anomalies susceptibles de jouer un rôle prépondérant lors de la réalisation des travaux.

Pour permettre une telle intégration de la simulation numérique on suggère de faire des essais complémentaires périodiques sur des échantillons du terrain prélevés sur le front de taille. Ces essais doivent porter essentiellement sur les critères suivants :

- La résistance de la roche à la compression,
- Les discontinuités,
- L'altérabilité,
- Les conditions hydrologiques,
- Les contraintes naturelles.

Dans le même ordre d'idée, il convient d'ajouter que l'observation incomplète des données géologiques en cours d'avancement peut, en dehors des incidences sur la sécurité, avoir des effets considérables sur la qualité et l'économie de l'ouvrage.

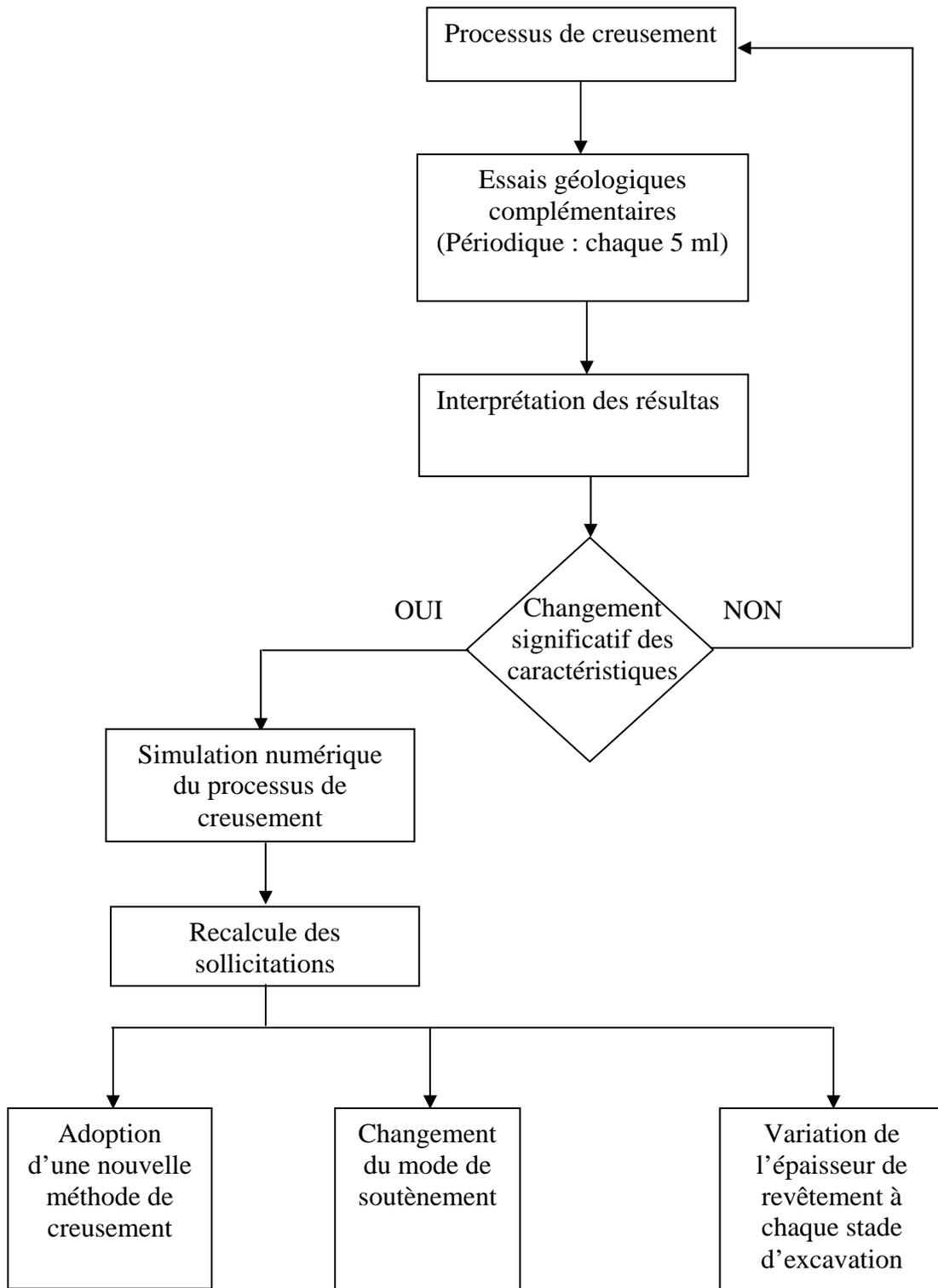


Figure 3.3. Intégration de la simulation pour le recalage des paramètres du sol

3.4. Conclusion

Pour déterminer les actions susceptible de réduire les délais de réalisation il faut :

- Définir les tâches répétitives au sein des étapes et étudier la possibilité de réduction du temps de réalisation de ces dernières;
- La définition claire des liaisons entre les processus (simultanéité, recouvrement partiel, etc.) ;
- Evaluer les dépendances entre processus,

Dans notre étude, les actions choisies et qui sont susceptibles d'optimiser les délais de réalisation, sont :

- La réduction du nombre de répétition de l'opération de creusement,
- Le recalcul des sollicitations dans le revêtement en tenant en compte de la participation du terrain à son propre soutènement.

Dans le chapitre qui va suivre nous allons faire intervenir la simulation numérique pour vérifier la faisabilité des actions proposées, et démontrer l'apport que peut apporter, l'organisation : conception –construction, sur les délais de réalisation.

CHAPITRE 4

INTEGRATION DE LA SIMULATION NUMERIQUE DANS LE PROCESSUS DE REALISATION

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, on utilise la simulation numérique, par l'utilisation de la méthode des éléments finis, et l'intégration des principes de la méthodes convergence- confinement dans le calcul de la voûte, pour vérifier la faisabilité de mise en œuvre des deux actions suivantes : augmenter la distance entre cintres métalliques (passer de 1 mètre à 1,5 mètres) et réduire l'épaisseur du revêtement de la voûte (de 70 cm à 50 cm).

4.2. Calcul de la voûte

La complexité du problème rend nécessaire quelques simplifications. On considère :

- La voûte circulaire excavée dans un terrain homogène ;
- La gneiss a un comportement élasto-plastique parfait avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb, en déformation bidimensionnelle, sous l'action du poids du terrain et de la surcharge des immeubles avoisinants dans le site urbain.

Avec ces hypothèses, le problème se trouve simplifié et peut être abordé. Les paramètres intervenants sont [15] :

- Les coordonnées géométriques de la voûte,
- La profondeur de la voûte,
- Le diamètre de la voûte,
- La profondeur de la couche des terrains,
- Les paramètres mécaniques du sol (module de déformation du terrain E , le coefficient de poisson de terrain ν , etc.),
- Le poids spécifique des différentes couches des terrains.

4.2.1. Étapes de calcul

La voûte est calculée suivant les principes de la méthode convergence-confinement, à savoir [15] :

1. Calcul de l'état initial de chargement : surcharge due aux bâtiments avoisinants et au poids des différentes couches de terrain ;

2. Etablissement du maillage : le maillage doit inclure les limites du zonage géographique du massif, des différentes phases d'excavation et des différentes structures de soutènement ;
3. Introduction des conditions de l'équilibre initial. Il en résulte des forces nodales F sur l'intrados de la voûte à creuser ;
4. Calcul du taux de déconfinement λ : prendre en considération les effets du front de taille ;
5. Simulation du creusement de la voûte avant la mise en place du soutènement : les forces nodales s'exerçant à l'intrados du tunnel sont réduites de λF ;
6. Simulation de la mise en place du soutènement par activation des éléments correspondant aux éléments de soutènement ;
7. Simulation de la mise en place du revêtement par activation des éléments correspondant.

Le calcul est effectué pour les deux voûtes (basse et intermédiaire) : la voûte basse avec une couverture en clé de 6 m et la voûte intermédiaire avec une couverture en clé de 1 m.

4.2.2. Caractéristiques géotechniques et surcharges

En se basant sur le rapport d'étude géologique du projet [16], on retient les caractéristiques suivantes (voir tableau 4.1) :

Nature du terrain	Poids volumique	Hauteur	Angle de frottement φ	Cohésion C
Remblais	1,8 t/m ³	8 m	20	0 MPa
Argile	2,2 t/m ³	5 m	20	0,2 MPa
gneiss	2,7 t/m ³	-	35	1 MPa

Tableau 4.1. Caractéristique géotechnique des terrains.

Les charges verticales appliquées sur l'ouvrage sont les charges dues au poids des couches de terrain placées au dessus de la roche (remblais et argile), ainsi que les surcharges dues aux bâtiments avoisinants.

Dans nos simulations, nous avons retenu les paramètres suivants :

Surcharges	Paramètres	Résultats
Surcharges verticales dû aux terrains	$\gamma_1.H_1 + \gamma_2.H_2$	25,4 t/m ²
Surcharges verticales dû aux bâtiments	q	2 t/m ²
Charges verticales	$\sigma_v = \gamma_1.H_1 + \gamma_2.H_2 + q$	27,4 t/m ²
Angle de frottement du gneiss	φ	35°
Coefficient au repos	$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$	0,66
Charges horizontales	$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$	16,93 t/m ²

Tableau 4.2. Paramètres de calcul des charges verticales et horizontales

4.2.3. Modèle : Géométrie, conditions aux limites et maillage

La symétrie du problème permet de ne traiter que la moitié du modèle. On rappelle, qu'au voisinage de l'excavation, l'incrément de contrainte varie comme $1/r^2$ en fonction de la distance r au centre de l'excavation et que l'incrément de déplacement varie lui comme $1/r$. Pour avoir des conditions de déplacements nuls à la frontière, il convient de repousser celle-ci de 3 à 5 fois le diamètres de l'excavation (voir figure 4.2). Dans notre cas, on prend [13] :

$L = 5D$, avec L la largeur du modèle et D le diamètre de l'excavation.

$H = 2.5h$ avec H la hauteur du modèle et h la profondeur du centre de l'excavation.

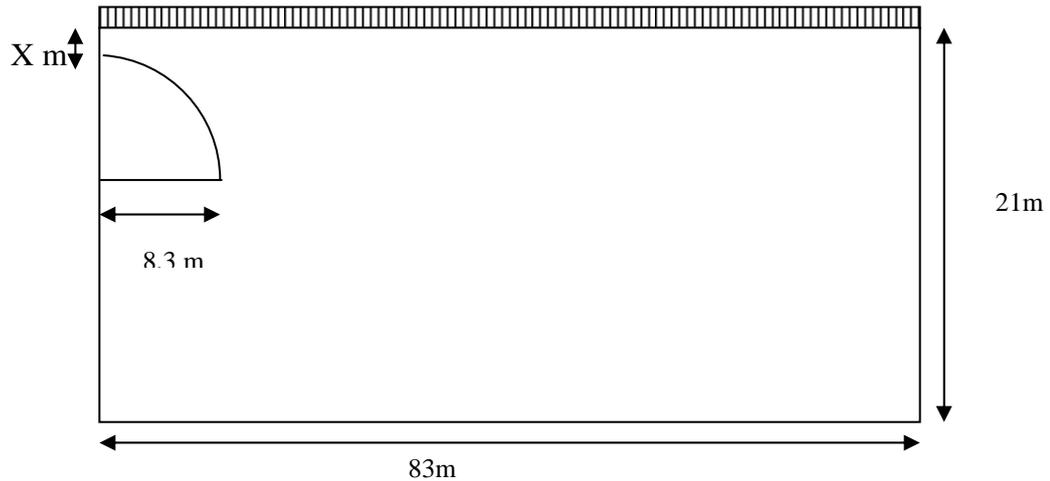


Figure 4.1. Géométrie du modèle

L'excavation est modélisée en plusieurs phases :

- 1^{ère} phase : Introduction des conditions d'équilibre initial. Il en résulte des forces nodales F sur l'intrados de la voûte à creuser (avant creusement) ;
- 2^{ème} phase : Simulation du creusement de la voûte avant la mise en place du soutènement. Les forces nodales s'exerçant à l'intrados du tunnel sont réduites de λF pour prendre en considération l'effet du déconfinement ;
- 3^{ème} phase : La simulation de la mise en place du soutènement par activation des éléments correspondants ;
- 4^{ème} phase : La simulation de la mise en place du revêtement par activation des éléments correspondants.

Les éléments utilisés sont des éléments de surface quadrilatères à 8 nœuds en déformations planes (voir figure 4.2).

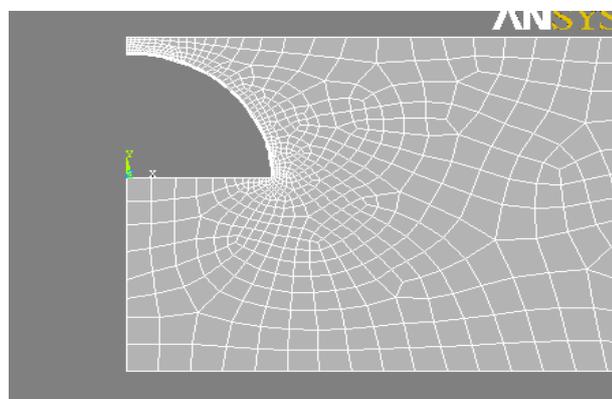


Figure 4.2. Maillage du modèle

4.2.4. Loi rhéologique des matériaux

On considère que le gneiss a un comportement élasto-plastique parfait avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les cintres métalliques, le béton projeté et le béton de revêtement ont un comportement élastique.

Les phases de construction de la voûte correspondent aux conditions à court terme. On considère les caractéristiques géomécaniques données dans le tableau 4.3.

Matériau	Module d'Young à court terme	Coefficient de Poisson	Angle de frottement interne	Cohésion	Poids volumique
Gneiss	E=2000 MPa	$\nu = 0,4$	$\varphi = 35^\circ$	C=1MPa	$\gamma = 2,7 \text{ t/m}^3$
Cintres métalliques HEB 260	E=210000 MPa	$\nu = 0,3$	-	-	$\gamma = 7,84 \text{ t/m}^3$
Béton projeté	E=10000 MPa	$\nu = 0,2$	-	-	$\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$
Béton du revêtement définitif	E=30000 MPa	$\nu = 0,2$	-	-	$\gamma = 2,7 \text{ t/m}^3$

Tableau 4.3. Caractéristiques géomécaniques à court terme des matériaux

4.2.5. Calcul de la raideur équivalente du soutènement

Dans notre cas, le soutènement mixte (composé de cintres métalliques et de béton projeté) est modélisé comme étant un seul matériaux. On fait l'hypothèse que les composantes du soutènement sont mises en œuvre simultanément. La rigidité du soutènement composite est égale à la somme de rigidités des composants [13] :

$$K_S = K_{S1} + K_{S2}$$

avec

K_{S1} : raideur du cintre métallique,

K_{S2} : raideur du béton projeté.

La combinaison des deux revêtements est modélisée par une plaque mince de raideur :

$$K_S = \frac{E \cdot e}{R}$$

avec R

E : le module de Young de la plaque,

e : l'épaisseur de la plaque,

R : le rayon de l'excavation,

e_s : l'espacement entre cintres métallique

La raideur équivalente d'un soutènement mixte (béton projeté +cintre métallique) dépend essentiellement de l'espacement entre les cintres (voir tableau 4.4).

	Soutènement placé chaque 1 mètre	Soutènement placé chaque 1,5 mètres
Raideur du cintre : $K_{S1} = \frac{E_a \cdot S}{e_s \cdot R}$ (kg/cm ²)	1498	998
Raideur du béton projeté : $K_{S2} = \frac{E_b \cdot e}{R}$ (kg/cm ²)	1807	1807
Raideur composé : $K_S = K_{S1} + K_{S2}$ (kg/cm ²)	3305	2805
Module de déformation longitudinale $E = (K_S \cdot R) / e$ (kg/cm ²)	182907	155210

Tableau 4.4. Valeurs de E suivant l'espacement longitudinal des cintres

On peut ainsi déduire que la valeur du module de déformation longitudinale du soutènement diminue avec l'augmentation de l'espacement entre les cintres métallique.

4.2.6. Calcul du taux de déconfinement

Dans ce qui suit, nous allons calculer le taux de déconfinement λ , qui représente la contribution favorable du terrain à son propre soutènement, en utilisant la méthode convergence -confinement (voir chapitre I) :

$$\lambda = \frac{\sigma_0 - P_f}{\sigma_0},$$

Avec

σ_0 : La pression initiale de chargement.

P_f : La pression dans le soutènement à l'état d'équilibre final.

Les courbes caractéristiques du terrain et du soutènement sont décrites par une relation entre la contrainte s'exerçant à l'intrados et le déplacement correspondant. Il est à noter que le soutènement ne peut être mis en place qu'à une certaine distance du front de taille, c'est-à-dire après une légère décompression du terrain (chute de pression à l'intrados). L'équilibre final est donné par l'intersection de la courbe caractéristique du terrain et celle du soutènement.

Les coordonnées des points nécessaires pour le tracé des deux courbes caractéristiques du terrain et du soutènement sont données dans le tableau suivant :

	déplacement	pression
Point de départ de la courbe du terrain	0	σ_0 (contrainte initiale de chargement)
Point d'arriver de la courbe du terrain	u_{\max} (déplacement correspondant à la zone de rupture du terrain)	0
Point de départ de la courbe du soutènement	$u_0 = 0,265 u_e$	0
Point d'arriver de la courbe du soutènement	$u_{\max} = \frac{PR}{K_s}$	$P_{\max} = \frac{S\sigma_a}{Re}$

Tableau 4.5. Coordonnés des points d'arrivée et de départ des courbes caractéristiques

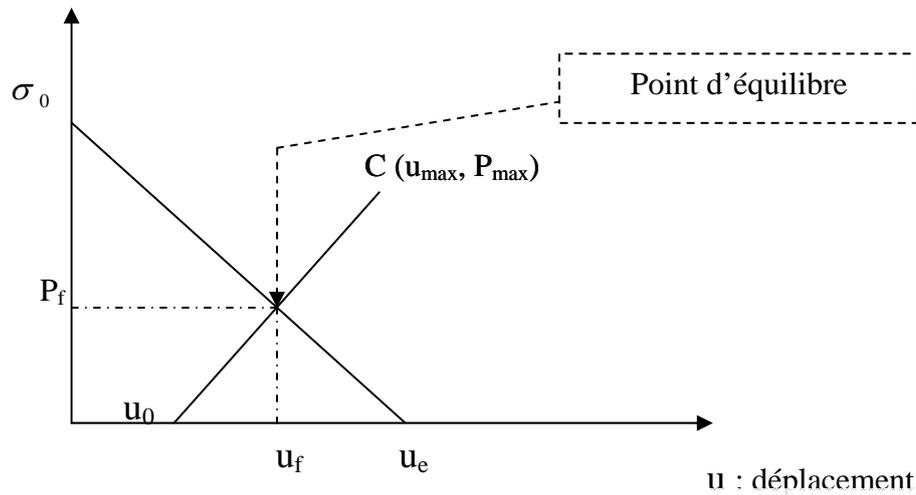


Figure 4.3. Courbes caractéristiques du terrain -soutènement

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne l'état d'équilibre de l'ouvrage, à savoir la pression de soutènement à l'état d'équilibre final P_f et la convergence atteinte à l'état d'équilibre final u_f .

L'intersection correspond au point de coordonnées ($P_f=1,8\text{kg/cm}^2$, $u_f=0,45\text{cm}$) et le taux de déconfinement λ est alors donné par $\lambda = \frac{\sigma_0 - P_f}{\sigma_0}$ soit alors $\lambda = 0,34$.

4.3. Présentation des résultats

Les valeurs de déplacements et de contraintes maximales dans le soutènement sont regroupées dans le tableau 4.6. Ces valeurs sont calculées pour les deux modes de soutènement à savoir pour un soutènement mis en place tous les mètres, et pour un soutènement mis en place tous les 1,5 mètres.

		Déplacement Max cm	Contraintes σ_y Kg/cm ²	Taux de déconfinement λ	Contrainte réelle $\sigma'_y = \sigma_y - \lambda\sigma_y$ Kg/cm ²
Voûte intermédiaire	Soutènement chaque 1 mètre	5	96	0,34	64
	Soutènement chaque 1,5 mètres	6,3	93,6	0,34	61,8
Voûte Basse	Soutènement chaque 1 mètre	4,5	71,8	0,34	47,8
	Soutènement chaque 1,5 mètres	4,9	66	0,34	43,6

Tableau 4.6. Sollicitations dans les deux modes de soutènement.

Pour prendre en considération la participation du terrain à son propre soutènement, les valeurs de contraintes obtenues sont réduites de $\lambda\sigma$. Les valeurs de déplacements et de contraintes maximales dans le revêtement sont calculées pour un soutènement mis en place tous les 1,5 mètres et sont regroupées dans le tableau 4.7.

Sollicitation dans le revêtement				
	Déplacement Max cm	Contraintes verticales σ_y Kg/cm ²	Taux de déconfinement λ	Contrainte réelle $\sigma'_y = \sigma_y - \lambda\sigma_y$ Kg/cm ²
Voûte intermédiaire	3,7	78,8	0,34	52
Voûte basse	3,3	71	0,34	46,8

Tableau 4.7. Sollicitations dans le revêtement

Les contraintes trouvées dans le revêtement doivent être vérifiées par rapport à l'effort normal de compression et de traction du béton.

a. Vérification à la contrainte admissible de compression

La compression admissible du béton est $\sigma_{c,adm} = 0,6f_{c28}$ [17].

avec

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à la compression à 28j ($f_{c28}=30$ MPa, $\sigma_{c,adm} = 18$ MPa).

La contrainte de compression maximale dans le revêtement est de 5,2 MPa, c'est à dire que $\sigma_{c,max} < \sigma_{c,adm}$. La condition sur l'effort normal dans le béton est vérifiée pour les deux voûtes.

b. Vérification à la contrainte admissible de traction

La contrainte admissible de traction dans le béton est $\sigma_{t,adm}$ donnée par :

$$\sigma_{t,adm} = \frac{\sigma_{ct}}{\gamma_c},$$

avec

$$\gamma_c = 1,50,$$

$$\sigma_{ct} = 0,7\sigma_{ctm} \quad (\sigma_{ctm} = 0,3 * f_{cj}^{2/3}, f_{c28} = 30MPa).$$

On obtient ainsi :

$$\sigma_{t,adm} = 1,35 \text{ MPa}$$

L'effort de traction calculé numériquement ($\sigma_{t,max} = 2,6$ MPa) étant supérieur à la contrainte admissible, le revêtement nécessite donc des armatures longitudinales A_s données par :

$$A_s = \frac{Z}{\sigma_s},$$

avec

$$Z = \sigma_{t,max} b d = 2,24 * 1 * 0,45 = 1 \text{ MN/ mètre linéaire},$$

$$\sigma_s = 365 \text{ MPa}, A_s = 0,0027 \text{ m}^2/\text{mL} \longrightarrow \phi 20, \text{ avec un espacement de 12 cm.}$$

4.4. Discussion

D'après les résultats trouvés, on constate que :

- La réduction de l'épaisseur du béton de 70 à 50 cm n'affecte pas significativement le comportement structurel de la voûte ;
- La mise en place des cintres métalliques tous les 1,5 mètres au lieu de 1 mètre ne provoque pas de changement au niveau des sollicitations dans le soutènement.

La mise en œuvre de ces deux actions peut avoir des répercussions positives sur les délais de réalisation du projet. L'effet de la réduction de l'épaisseur du revêtement sur les délais de réalisation est illustré dans le tableau 4.8.

	Volume total	Rendement M ³ /heure	Temps de décoffrage	Nbr de plots	Délais d'exécution semaines
Voûte bétonnée avec e=70 cm	1200 m ³	5	2 jours/plot	14	42 jours (7 semaines)
Voûte bétonnée avec e=50 cm	869 m ³	5	2 jours/plot	14	37 jours (6 semaines)

Tableau.4.8. Effet de la réduction d'épaisseur du revêtement sur les délais de réalisation

La cadence de bétonnage est de 5 m³/heure avec une durée de décoffrage de 2 jours, le temps nécessaire à la réalisation de la voûte avec 50cm d'épaisseur est de 6 semaines contre 7 semaines pour une voûte réalisée avec une épaisseur de 70 cm.

L'impact de l'augmentation de la distance entre cintre métallique sur les délais de réalisation est illustré dans le tableau 4.9.

Longueur à	Nombre de	Duré de la	Temps
------------	-----------	------------	-------

	excaver	répétitions	répétition	final
Soutènement chaque 1 ml	70 ml	70	2 jours	140 jours
Soutènement chaque 1,5 ml	70 ml	46,6	2,5 jours	116,5 jours

Tableau 4.9. Effet de la diminution du nombre de répétitions

Le gain de temps obtenu en augmentant la distance entre cintres métalliques de 1 mètre à 1,5 mètres est estimé à 4 semaines. L'impact de l'intégration de la simulation numérique au cours du processus de réalisation sur les délais de réalisation est résumé dans le tableau 4.10.

Action	But de l'intégration de la simulation numérique	Gain de temps
Réduction du nombre de répétition dans l'opération de creusement	Intégration de la simulation numérique pour valider une solution basée sur la mise en place du soutènement chaque 1,5 mètres	23,5 jours (4 semaines)
Recalage des sollicitations dans le revêtement	Intégration de la simulation numérique pour valider la diminution de l'épaisseur du revêtement de 70 à 50 cm	6 jours (1 semaine)

Tableau 4.10. Impact de l'intégration de la simulation numérique Sur les délais de réalisation.

4.5. Conclusion

L'intégration des outils de simulation numérique au cours du processus de réalisation permet de valider la faisabilité des actions choisies auparavant pour optimiser les délais de réalisation.

Pour la première action qui consiste à réduire le nombre de répétitions dans l'opération de creusement-soutènement au vue de réduire les délais d'exécution, la simulation numérique nous a permis de vérifier la faisabilité de cette démarche (mettre un cintre métallique tous les 1,5 mètres au lieu de 1 mètre) et la valider par la suite.

Pour la deuxième action qui consiste à tenir compte, dans le calcul du revêtement, de la participation du terrain à son propre soutènement, la simulation numérique nous a permis de recalculer les contraintes dans le revêtement et obtenir par la suite une réduction de l'épaisseur du revêtement et ainsi obtenir un gain dans les quantités et les délais de bétonnage de la voûte.

L'intégration de la simulation numérique a permis d'obtenir un gain total de 5 semaines par rapport aux délais initialement prévus, soit une réduction de :

- 4 semaines dans le processus d'excavation de la voûte ;
- 1 semaine dans le processus de bétonnage de la voûte.

Ces actions ont contribué à réduire les délais de réalisation d'environ 10 %.

CONCLUSION GENERALE

Le contexte de réalisation des projets est en effet très complexe impliquant une gestion difficile du risque. Le chantier, avec ce qu'il évoque comme réunion de plusieurs professions et corps d'état, reste communément perçu comme l'endroit par excellence de la collaboration.

Le management de projet "classique" (essentiellement les diagrammes de Gantt, les réseaux de planification PERT/CPM) ne répond donc pas à la complexité et à l'incertitude de la réalisation des projets en BTP : l'approche fragmentée de la conception et de la réalisation empêche les acteurs d'avoir des solutions immédiates aux aléas et problèmes rencontrés sur site.

L'ingénierie concourante, définie comme une contraction et un chevauchement des interventions des acteurs dans un projet, donne une plus grande souplesse au déroulement d'un projet et une réaction adaptée face aux imprévus ou aux dysfonctionnements ; cela engage la totalité des acteurs. Elle permet la maîtrise, voire la réduction des délais, un des soucis majeurs des maîtres d'ouvrage, et d'identifier les tâches critiques nécessitant un strict respect, pour s'assurer de la réalisation des objectifs et proposer les mesures correctives éventuelles, etc.

Le modèle classique retenu dans la réalisation de la station Khelifa Boukhalfa, caractérisé par une séparation totale entre la conception et la construction, ne permet pas une meilleure réponse face aux imprévus et aléas. En effet, les aléas rencontrés lors de la réalisation de la station (dureté de la roche, aménagement souterrain...), ont généré un retard correspondant à 7,5 semaines.

L'usage des concepts de l'ingénierie concourante pourrait être « la solution » pour rattraper les retards engendrés. La démarche à suivre pour permettre une optimisation des délais de réalisation au cours du processus de réalisation est la suivante :

- En premier lieu il faut identifier toutes les tâches répétitives qui existent dans le processus de réalisation, et intervenir par la suite sur le nombre de répétitions afin de réduire les délais.

- Recaler les paramètres de calcul suivant les contraintes réelles rencontrées sur le site.
- Faire intégrer la simulation numérique au cours du processus de réalisation pour valider les actions choisies.

Au total, nous avons observé une réduction du temps d'exécution de :

- 4 semaines dans le processus d'excavation de la voûte grâce à la diminution du nombre de répétitions dans l'opération de creusement ;
- 1 semaines dans le processus de bétonnage de la voûte, en utilisant les principes de confinement du terrain. Les contraintes obtenues sont inférieures à celles calculées initialement : on propose un épaisseur de revêtement moins important induisant un gain dans les quantités et temps de bétonnage de la voûte ;

De plus, nous recommandons de développer des outils de simulations d'aide à la décision pour la construction des ouvrages souterrains. Ces outils permettront de quantifier les incertitudes et aléas susceptibles de se produire, et de proposer des solutions adéquates, pouvant être utilisées dans toutes les phases du projet et permettant d'assister au cours de la réalisation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Ben Mahmoud, S., Jouini, G., Garel, C., Midler, “Vitesse et performance économique des projets : le cas des projets à « coûts contrôlés » ”, PESOR-Université Paris -Sud et CRG -Ecole Polytechnique, (2002).
2. Pot, P., “ Optimisation des formes d'organisation dans l'industrie de la construction”, thèse de doctorat, Ecole polytechnique fédérale, Lausanne, Suisse, (2005).
3. Bobroff, J., et al., “ La gestion de projet dans la construction, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées”, Paris, (1993).
4. Campagnac, E., et al., “Approches de la productivité et méthodes d'organisation dans les grandes entreprises de construction”, Centre d'enseignement et de recherche techniques et sociétés, CERTÉS, Noisy Le Grand,(1990).
5. Arab, N.,“ L'activité de projet dans l'aménagement urbain processus d'élaboration et modes de pilotage” , thèse de doctorat, ENPC, Paris, France, (2004).
6. Attar, A., Boudjakdji, M.A, et Karoui, S., “ Contribution à l'Amélioration de la Gestion des Chantiers par l'Intégration des Systèmes de Contrôle: Cas du Métro d'Alger”, Séminaire international NORMATICA, Tlemcen, (2006).
7. Attar, A., Pecora, L., et Diraddo, R., et Bhuiyan, N., et Thomson, V., “Model-Based technique for the Reduction of part development times” ANTEC, Orlando, FL. (2000).
8. Prasad, B., “Concurrent engineering fundamentals”, Editions Prentice Hall PTR, New Jersey, (1996).
9. C.E.T., “dossier pilote des tunnels génie civil : section de 1 à 9 ”, Editions CET, (1998).
10. Zeidan, A., “Démarche d'estimation des délais de réalisation d'un tunnel en site urbain”, thèse de doctorat université Marne la vallée, France, (2000).
11. G.T. 7 ., de l'A.F.T.E.S, “Tunnels et Ouvrages Souterrains ” n° 123 Mai/Juin, (1994).
12. Bouvard, A., et Colombet, G., et Esteulle, F., “Ouvrages souterrains: Conception Réalisation. Entretien”, 2^{ème} Edition, ENPC, Paris, France, (1992).
13. Gesta, P., “Travaux souterrains”, Techniques de l'ingénieur, traité construction (1999).

14. Barbas, A., "Utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité", LCPC, (1982).
15. Panet, M., "Calcul des tunnels par la méthode convergence -confinement", ENPC, Paris, France, (1995).
16. Cherchali, C., "Tunnel", tome 1, 2, 3, 4, 5, OPU, Alger, (1993).
17. D.T.U., "Règles techniques BAEL 91", Edition Eyrolles.
18. Mestat, P., "Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments fins", LCPC, groupe de travail 52, (1993).
19. Malcurat, O., "Modélisation d'un environnement logiciel d'assistance au travail collaboratif dans le secteur de l'architecture et du BTP", projet de recherche CRAI, France, (1998).
20. Attar, A., et Pecora, L., et DiRaddo, R., et Amellal, K., et Atshaba, H., et Savoni, L., "Conceptual design methodology for assisting in the development of blow moulded tanks", Rapport Technique, NRC,(1999).
21. Attar, A. et Boudjakdji, M., "contribution à l'optimisation des délais de réalisation des ouvrages souterrains", Séminaire international NORMATICA, Tlemcen, (2006).
22. Drouin, B., et Senicourt, J., "De la mécanique vibratoire classique à la méthode des éléments finis", volume 1, Editions Afnor, (1993).
23. Manuel de Ansys.
24. Resweber, J.P., " La méthode interdisciplinaire, " Presses Universitaires de France, Paris, (1981).
25. Billotte, P.J., "Concurrence technologique et normalisation, Enjeux publics et stratégies industrielles", AFNOR, (1997).
26. Bourdichon, P., "L'ingénierie simultanée et la gestion d'informations" Hermès, Paris, (1994).
27. Diraddo, R., et Attar, A., "Model-Based Diagnosis for reducing the development time and improving the quality of forming parts", EIS,Second International symposium, Engineering of intelligent systems, 29Jun -2 Jul, Scotland (UK), (2000).
28. Arbib M.A.: "Brains, Machine and Mathematics", Spring -Verlag, New York, (1987).
29. Ben youcef, K., "le conseiller dans le bâtiment et les travaux publics", Editions ENAG, (2000).

30. Backhouse, C., et Brookes, N., "Concurrent engineering", Editions John Wiley and sons; Inc, New York, (1996).
31. Sanglerat, G. et Costet, J., "cours pratique en mécanique de sols: calcul des ouvrages"
32. Adachi, T., "A concurrent engineering methodology using analogies to Just-In-Time concepts", International Journal of Prod. Res., No. 3, (1995).
33. Bouafia, A., "Mécanique des sols appliquée, problèmes résolus"
34. Carter, D.E. et Baker, B.S., CE Concurrent Engineering: The Product Development Environment of the 1990's, Addison-Wesley, Reading Mass., (1992).
35. Dowlatshahi, S., "A Comparison of Approaches to Concurrent Engineering," Advanced Manufacturing Technology, (1994).
36. Haddad, C. J., "Operationalizing the Concept of Concurrent Engineering: A Case Study from the U.S. Auto Industry" IEEE Transactions on Engineering Management, (1996).
37. McCord, K. R. et Eppinger, S. D., "Managing the Integration Problem in Concurrent Engineering " Working Paper, MIT Sloan School of Management, (1993).
38. Mintzberg, H., "Structure in Fives: Designing Effective Organizations ", Prentice-Hall Inc., New Jersey, (1983).
39. Ulrich, K.T., et Eppinger, S.D., "Product Design and Development," McGraw-Hill, New York, (2000).
40. Vernadat, F. et Mhamedi, A., "The ACNOS Approach for Performance Evaluation of Enterprise Processes and Activities", IFAC, (1998).
41. Von Neumann, J. et Morgenstern, O., "Theory of Games and Economic Behaviour", Princeton University Press, Princeton, N.J., (1953).
42. Thomson, V., "Process Management in Manufacturing," Control Engineering Practice, (1995).
43. McCord, K. R. et Eppinger, S. D., "Managing the Integration Problem in Concurrent Engineering," Working Paper, MIT Sloan School of Management, (1993).
44. Fulvio, T., et Armando.M, et Vanni.D, "Pretunnel technology: applications and design methods", geotechnical and geological journal, vol.23, Edition Springer issn, (2005).

45. Bhuta, C.J., et Tucker, S.N., "Concurrent engineering: from project management perspective", CEC'99, (1999).
46. Mangini, M., Sparacello, H.M., "A concurrent engineering approach to geotechnical design and construction", CEC'99, (1999).