

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

10/04



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Laboratoire génie parasismique et dynamique des structures

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état de Génie Civil

Thème :

Calcul d'une Paroi Moulée  
du Carrefour Chevaley

*Proposé par :*

M<sup>me</sup> D. CHERID  
M<sup>me</sup> H. MOHIB EDDINE

*Étudié par :*

ZELMAT Yassine

Promotion 2004

## ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو تقييم قوى الدفع والشد بفرض تحديد أبعاد جدار الدعم المنجز بمفترق الطرق شوفالي من طرف المؤسستين تقنية الري و المؤسسة الفرنسية Soletanche-Bachy و قد استعملنا برنامج ROBOPAT لحساب الإجهادات و العزوم المطبقة على جدار الدعم. النتائج المتحصل عليها من هذا البرنامج قورنت مع المتحصلة من طرف الشركة الفرنسية و كانت جد مرضية.

### كلمات مفتاحية:

جدار الدعم, طريقة العناصر المنتهية, الدفع, الشد.

### Résumé

L'objectif de cette étude est d'évaluer les efforts de poussée et de butée afin de dimensionner la paroi moulée située au niveau du carrefour de Chevalay. Les sociétés Hydro-Technique et Soletanche-Bachy sont chargées de sa réalisation.

A cet effet, de différentes approches théoriques utilisées dans ce type de problèmes sont présentées pour la détermination des efforts sollicitant ces parois.

Par ailleurs, le logiciel ROBOPAT est utilisé pour l'évaluation des sollicitations ainsi que du ferrailage à adopter.

Les résultats obtenus par ce logiciel sont comparés à ceux issus de la méthode dite élastoplastique utilisée par d'autres logiciels ; ceci a aboutit à des conclusions et à des propositions théoriques.

**Mots clés:** Paroi moulée, Mur de soutènement, Méthode des éléments finis, poussée, butée, butonnage.

### Abstract

The objective of this study is to evaluate the active and the passive earth pressure in order to reinforce the casted partition which is situated in the crossroads of Chevalay and being achieved by Hydro-Technique and Soletanche-Bachy societies.

For this effect, different theoretical approaches used in this type of problems are presented for the determination of the efforts solliciting these partitions. Otherwise, the software ROBOPAT is used for the assessment of the solicitations as well as the reinforcing to be adopted.

The results obtained by this software are compared to those descended of the method called élastoplastic which is used by other software; this has leaded us to conclusions and theoretical propositions.

**Key words:** partition cast, retaining wall, finite element method, passive earth pressure, active earth pressure.

# SOMMAIRE

## Chapitre I : Généralités.

I. Introduction et Historique : .....	3
II. Domaine d'utilisation des écrans de soutènement : .....	4
III. Les différentes techniques de soutènement : .....	5
IV. Description : .....	7
4.1 Soutènement des fouilles : .....	7
4.1.1 Parois moulées : .....	7
4.1.2 Parois préfabriquées : .....	8
4.1.3 Rideaux de palplanches : .....	9
4.1.4 Parois berlinoises et techniques dérivées : .....	10
4.1.5 Autres méthodes : .....	10
4.2 Terrassements : .....	11
4.3 Principaux éléments de l'ouvrage : .....	11
4.3.1 Radier : .....	11
4.3.2 Piedroits : .....	11
4.3.3 Dalle de couverture : .....	11
4.3.4 Paroi médiane (cas d'un ouvrage à chaussées séparées) : .....	12
4.5 Etanchéité : .....	12
4.6 Qualité du terrain encaissant—Caractères des diverses méthodes de soutènement : .....	12

## Chapitre II : Description de L'ouvrage et de Son Implantation.

I. Introduction : .....	15
II. Description de l'ouvrage et de son implantation : .....	16
III. Conditions géotechniques du site : .....	20
3.1 Structure lithologique : .....	20
3.2 Hydrologie : .....	20

## Chapitre III : Méthodes de Calcul des Ouvrages.

I. Introduction : .....	22
II. Le dimensionnement des écrans de soutènement : .....	22
III. La méthode de la butée simple : .....	27
3.1 L'extension de la méthode de Coulomb : .....	28
3.2 La méthode de Boussinesq Caquot : .....	29
IV. Cas d'encastrement en fiche : .....	29
4.1 La méthode de Blum pour le calcul des rideaux ancrés : .....	29
4.2 Tschebotarioff : .....	32
4.3 Rowe : .....	34
V. La méthode du coefficient de réaction : .....	35
5.1 L'encastrement en fiche : .....	35
5.2 Rowe : .....	36
VI. L'interaction sol écran et appuis écran : .....	38

6.1	<i>L'interaction sol écran et appuis écran</i> : .....	38
6.2	<i>La méthode de référence pour l'ingénierie des soulèvements</i> : .....	40
6.3	<i>Le choix de la valeur à attribuer aux paramètres du calcul</i> : .....	40
6.4	<i>Coefficient de décompression ou de compression latérale du sol</i> : .....	41
6.5	<i>La détermination des coefficients de réaction</i> : .....	42
VII.	<i>Application de la méthode des éléments finis au calcul des parois</i> : .....	45
7.1	<i>Lois de comportement du sol</i> : .....	45
7.2	<i>Modélisation du problème</i> : .....	46
VIII.	<i>Conclusions</i> : .....	48

#### *Chapitre IV : Les logiciels.*

I.	<i>Introduction</i> : .....	51
II.	<i>Représentation du Progiciel Robot Millennium</i> : .....	51
III.	<i>Hypothèses de calcul des poussées, contraintes</i> : .....	52
3.1	<i>Calculs de la poussée</i> : .....	52
3.2	<i>Calcul de la butée du sol</i> : .....	54
3.3	<i>Calculs de la poussée limite (active)</i> : .....	54
3.4	<i>Calculs de la butée limite (passive)</i> : .....	55
3.5	<i>Poussée due aux charges</i> : .....	56
3.6	<i>Calcul des Contraintes</i> : .....	57
IV.	<i>Le logiciel PARIS 2 de Soletanche-Bachy</i> : .....	58

#### *Chapitre V : Calcul et Résultats.*

I.	<i>Introduction</i> : .....	60
II.	<i>Caractéristiques géotechniques du site</i> : .....	60
III.	<i>Nature des travaux</i> : .....	61
3.1	<i>Méthode de calcul</i> : .....	61
3.2	<i>Les différentes phases de calcul</i> : .....	61
IV.	<i>Les principaux résultats de Soletanche-Bachy</i> : .....	67
V.	<i>Les principaux résultats schématisé du Robot Millennium</i> : .....	69

# Chapitre I

## Introduction Générale

## **Introduction générale :**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Les nécessités humaines, sans cesse croissantes, modifient progressivement la nature. Ces modifications surviennent surtout à la surface de la terre, mais aussi dans l'air, dans les profondeurs des mers et de la terre.

La réalisation d'une fouille libère un pourcentage important de l'énergie interne de la nature, nécessaire pour l'équilibre. De plus l'énergie fournie par les parties des sols qui restent ; n'est pas souvent suffisante pour rétablir la stabilité interne et externe du système. Il faut donc lui donner de l'énergie supplémentaire afin de rétablir l'équilibre. La réalisation d'une paroi fournit justement cette énergie et constitue l'art de l'ingénieur.

A cet effet, Le procédé d'utilisation des parois moulées dans les travaux de fondation et de soutènement des terres est relativement récent (appliqué en France en 1955).

Puis en 1961, la première paroi moulée armée était faite à Paris. Son rôle était d'assurer l'étanchéité et le soutènement d'une fouille. Elle travaille en console sur la hauteur de deux sous-sols.

Depuis 1970 s'est adjoint à la paroi moulée classique le procédé de paroi préfabriquée. Schématiquement la paroi préfabriquée assure les mêmes fonctions que la paroi moulée. Ses justifications d'emploi sont les mêmes. L'avantage de ce procédé est d'augmenter la sécurité (les contrôles de qualité), la précision, l'aspect, l'étanchéité.

Néanmoins, les dimensions des panneaux sont limitées par leur poids, ceci restreint les possibilités d'utilisation pour des tranchées profondes.

L'objet de cette étude vise précisément à évaluer les sollicitations suivant les différentes phases d'exécution afin de dimensionner la paroi moulée. A cet effet, un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis en élasto-plasticité (ROBOT BAT) est utilisé pour la détermination des efforts et du ferrailage de la paroi. D'autre part, une comparaison des résultats obtenus a été faite ceux donnés par la société SOLETANCHE-BACHY utilisant un logiciel de calcul basé sur la méthode élasto-plasticité.

Le plan de travail suivant est adopté :

Des notions de bases sur les parois moulées et les différentes méthodes de calcul des poussées et des butées sont présentées dans le premier chapitre.

Dans le deuxième chapitre des méthodes de calcul des ouvrages de soutènements sont exposées.

Le troisième chapitre est consacré à la description de l'ouvrage étudié et à son implantation.

Le quatrième chapitre traite des résultats obtenus ainsi que leur comparaison avec ceux obtenus par l'autre entreprise.

Enfin des conclusions et des recommandations clôturent le travail effectué.

# Chapitre I: Généralités

## Généralités

### I. Introduction et Historique :

Le procédé d'utilisation des parois moulées dans les travaux de fondation et de soutènement des terres est relativement récent.

Il est, en effet, apparu en Italie (procédé ICOS) vers 1950. Il résulte de l'adaptation et de l'évolution des rideaux de pieux forés à la boue. Les premières réalisations ont consisté à construire des rideaux ou écrans d'étanchéité dans le sol.

La technique s'est ensuite développée surtout en site urbain, avec l'apparition de constructions d'immeubles à grand nombre d'étages en sous-sols.

Le procédé a été appliqué surtout en France depuis 1955 avec la première paroi moulée faite, et a subi de nombreux perfectionnements

En 1961, la première paroi moulée armée était faite à Paris. Son rôle était d'assurer l'étanchéité et le soutènement d'une fouille. Elle travaille en console sur la hauteur de deux sous-sols.

Jusqu'en 1964, le développement de la paroi armée est freiné par le problème annexe mais difficile du butonnage. On utilise les étais classiques en bois, en métal, en béton. Leur emploi est peu pratique. On est limité à des profondeurs correspondant à trois sous-sols. En 1964, un progrès décisif intervient: la mise au point des tirants d'ancrage précontraints, employés pour la première fois pour butonner une paroi à Paris. Désormais, il n'y a plus d'étais à l'intérieur de la fouille, le terrassement peut être mécanisé au maximum, l'espace intérieur est libre. Le développement de l'ensemble paroi moulée armée et tirants d'ancrage précontraints est dès lors rapides.

Depuis 1965, on peut considérer que cette forme de paroi est au point: on l'appelle désormais paroi moulée « classique ». Elle fait en effet partie des techniques classiques du Génie civil.

Depuis 1970 s'est adjoint à la paroi moulée classique le procédé de paroi préfabriquée. Schématiquement la paroi préfabriquée assure les mêmes fonctions que la paroi moulée. Ses justifications d'emploi sont les mêmes. Cependant, considérer le procédé comme un simple perfectionnement du précédent serait le mal juger.

Il apporte dans des domaines importants tels que la sécurité (les contrôles de qualité), la précision, l'aspect, l'étanchéité, des progrès qui élargissent considérablement la place des utilisations désormais envisageables.

Parallèlement, on continue depuis 1950 à faire des parois d'étanchéité. Jusqu'en 1964, on utilise le béton classique. La paroi ainsi obtenue est rigide. Son emploi est limité aux ouvrages provisoires. En 1964, on met au point le béton « plastique ». Dès lors, on peut utiliser la paroi d'étanchéité pour des ouvrages définitifs (coupure de barrage), car on ne craint plus des fissures du béton si la paroi doit subir des déplacements importants en accompagnant le massif de terre (généralement des alluvions sablo-graveleuses perméables) qui l'encaisse. En 1969, une nouvelle technique est mise au point. Jusqu'alors une paroi d'étanchéité demandait deux opérations : la perforation puis le bétonnage. Dorénavant, une seule suffit. Un mélange spécial, appelé « coulis autodurcissant » ou « boue ciment » assure les fonctions successives de boue de perforation puis de matériau constituant le corps de la paroi d'étanchéité. On obtient directement une paroi d'étanchéité au coulis. Son emploi est quasi général à l'heure actuelle.

Depuis 1963, un procédé simplifié de paroi d'étanchéité existe parallèlement aux précédents: la paroi mince. Son emploi reste limité aux terrains alluvionnaires réputés « faciles » à perforer.

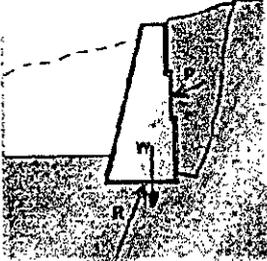
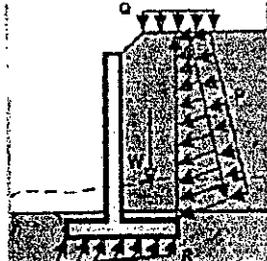
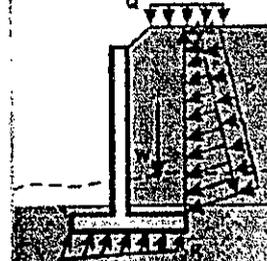
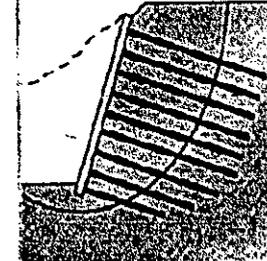
## II. Domaine d'utilisation des écrans de soutènement [2]:

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai (c'est-à-dire rapportées), soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai.

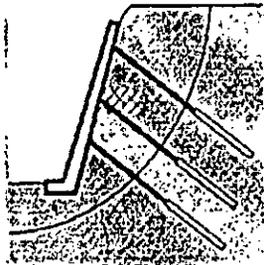
L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- La poussée est prise par le poids de l'ouvrage de soutènement ;
- La poussée est prise par encastrement de l'ouvrage de soutènement ;
- La poussée est prise par des ancrages.

III. Les différentes techniques de soutènement :

	Variantes Possibles	Domaine d'emploi	Difficultés de réalisation et nature du sol de fondation exigée
<p><b>Mur Poids</b></p> 	<p>En béton, En pierres sèches ou maçonnées, En gabions, Poutres préfabriquées en béton armé, Poutres en bois (végétalisables), En éléments préfabriqués (caissons, cellules fleuries, ...).Etc.</p>	<p>Généralement ouvrage en déblai en site terrestre hors nappe.</p>	<p>Ouvrage rustique facilement réalisable, Bonne intégration dans le site, Sol moyen à bon.</p>
<p><b>Mur en Béton Armé</b></p> 	<p>Bèche dans la semelle, Contre forts extérieurs ou intérieurs, Console. Tirants, Fondation sur pieux.</p>	<p>Ouvrage en remblai comme en déblai et généralement hors d'eau, Culée de pont.</p>	<p>Ouvrage le plus couramment employé et réalisé par un grand nombre d'entreprises de B.T.P, Un sol moyen à bon est exigé.</p>
<p><b>Mur en Sol Renforcé</b></p> 	<p>Armatures métalliques ou en polymères. Renforcement par nappes de géotextiles.</p>	<p>Ouvrage essentiellement en remblai, Culée, culée mixte, Massif souple s'adaptant aux différents terrains de fondation,</p>	<p>Ouvrage facilement réalisable par une entreprise en suivant soigneusement les procédures. Un sol moyen voire médiocre peut convenir.</p>
<p><b>Massif Cloué</b></p> 	<p>Clous injectés. Clous battus, Parement souple ou rigide.</p>	<p>Ouvrage exclusivement en déblai et hors d'eau, Technique employée pour le renforcement d'ouvrages existants, Technique souvent employée pour des soutènements provisoires.</p>	<p>Sa réalisation demande un certain savoir-faire, Un sol de moyenne qualité peut convenir.</p>

**Voile & Poutres  
Ancrés**

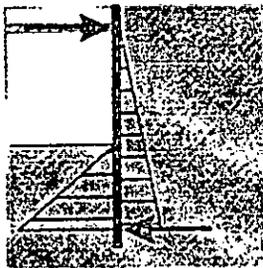


Voile situé dans un même plan ou dans des plans décalés (gradins).

Ouvrage de soutènement en déblai,  
Ouvrage de stabilisation, Poutres ancrées pouvant être utilisées pour assurer la stabilité d'un ouvrage réalisé en remblai.

La réalisation demande l'intervention d'une entreprise spécialisée, Presque tous les terrains peuvent convenir avec plus ou moins de problèmes délicats à résoudre.

**Rideau de Palanches  
Métalliques**

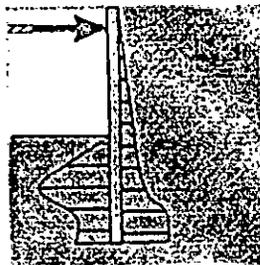


Simplement encastré, Butonné ou ancré.

En présence d'eau:  
Ouvrage de soutènement (mur de quai, soutien de rives et protection de berpes),  
Ouvrage détachement (batardeau).  
Site terrestre  
Blindage de fouille sur la nappe, mur de soutènement, culée de pont.

Sa réalisation exige l'intervention d'une entreprise spécialisée, Le battage demande un sol meuble et sans obstacles.

**Paroi en Béton**



Simplement encastree, Butonnée ou ancrée, Paroi moulée, Paroi préfabriquée.

Bâtiment:  
Parkings souterrains en sous-sol d'immeubles,  
Génie Civil:  
Soutènement de trémies et de tranchées, piedroit de tranchées couvertes.  
blindage de fouille, etc.

Réalisation par une entreprise spécialisée, Ce sont des ouvrages qui peuvent être réalisés dans pratiquement tous les terrains à condition de prendre les précautions nécessaires.

**Autres Techniques**



Paroi végétalisée à forte pente :  
Mur poids,  
Mur en sol renforcé,  
Voile ancré (gradins):-

Elargissement de voies en site naturel.

Voir les commentaires pour les différentes techniques.

## IV. Description :

Lorsque le profil en long d'un projet de tunnel fait apparaître une faible couverture au-dessus de la voûte (en général inférieure à un diamètre), il peut être économique de réaliser l'excavation en tranchée couverte, à condition que le site de surface soit libre de toute construction ou édifice ou d'autres contraintes dues à l'environnement. La couverture de la tranchée pendant les travaux permet de réduire la gêne pour l'environnement et de rétablir les possibilités de circulation en surface.

En site urbain, en présence d'une nappe phréatique (cas fréquent) cette méthode permet de limiter la profondeur de la fouille à 6 ou 7 m et d'éviter le plus souvent les terrassements dans l'eau. Elle conduit le plus souvent à un profil de tunnel rectangulaire.

### 4.1 Soutènement des fouilles :

En ville, l'espace restreint pour le passage des souterrains ou tranchées à faible profondeur oblige à réaliser des talus verticaux en terrain souvent meuble.

Différents procédés de réalisation de ces murs de talus peuvent être utilisés ou toute combinaison d'entre eux.

Les descriptions qui en sont données ci-après sont très succinctes. On se reportera aux ouvrages spécialisés pour ce qui concerne les problèmes liés aux difficultés techniques évoquées et notamment leur capacité à maîtriser les déformations du terrain.

#### 4.1.1 Parois moulées :

La paroi moulée assure simultanément les fonctions de soutènement et d'étanchéité latérale en phase de travaux. Les phases de construction sont les suivantes :

- Réalisation depuis la plateforme de travail d'une présaignée ou de "murettes guides" qui ont pour fonction :
  - ✓ De matérialiser l'implantation ;
  - ✓ De favoriser le guidage des matériels de foration ;
  - ✓ De servir d'appui pour les manoeuvres (tubes servant à créer les joints) ;
  - ✓ D'assurer la stabilité des terrains en tête de tranchée.
- Perforation, qui se fait à l'aide de bennes de différents types (benne à câbles, benne à Kelly). Les largeurs usuelles vont de 0,5 à 1m, la profondeur atteinte pouvant être de 20 à 30 mètres, parfois davantage ;

- Cette perforation peut se faire à sec en conditions favorables, mais le plus souvent sous charge de boue bentonitique, afin d'assurer la stabilité de la tranchée ;
- Descente de la cage d'armature, en un ou plusieurs éléments ;
- Bétonnage au tube plongeur.

La paroi est généralement réalisée par la technique des panneaux alternés :

- ✚ Creusement, ferrailage, puis bétonnage des panneaux d'ordre impair, avec mise en oeuvre de tubes joints,
- ✚ Arrachage de tubes joints, creusement, ferrailage et bétonnage des panneaux d'ordre pair.

Si la paroi moulée est intégrée dans la structure définitive, elle aura un rôle porteur. Le calcul de stabilité sous charge verticale peut conclure à une fiche supérieure à celle nécessitée par la fonction de soutènement.

Plutôt que de prévoir un approfondissement généralisé de la paroi, on peut alors réaliser des parois à "jambes de pantalons" constituées de panneaux de profondeur variable. Cette technique permet également dans certains cas de réduire l'effet de barrage créé par l'ouvrage dans une nappe aquifère.

Suivant la hauteur et l'encombrement admissible pour la réalisation de l'ouvrage définitif, les parois peuvent, si nécessaire, être ancrées ou butonnées.

#### 4.1.2 Parois préfabriquées :

Les avantages de la préfabrication ont été mis à profit dans cette technologie qui dérive de celle des parois moulées.

Les phases de construction d'une paroi préfabriquée sont alors :

1. Réalisation des murettes guides : elles doivent permettre une mise en place précise des éléments préfabriqués.
2. Perforation avec les mêmes matériels que ceux utilisés pour des parois moulées classiques.

La perforation se fait avec une boue bentonitique qui est ensuite remplacée par un coulis à base de ciment.

Une variante consiste à forer directement en utilisant un coulis boue-ciment ou coulis autodurcissant, dont le durcissement est retardé par l'ajout de divers additifs.

3. Descente et positionnement des panneaux préfabriqués dans la tranchée. Des dispositifs de guidage permettent d'obtenir un bon alignement des panneaux et de mettre en oeuvre des joints d'étanchéité (waterstop).

La paroi préfabriquée présente divers avantages par rapport à la paroi moulée classique :

- ✓ Contrôle de qualité de la paroi plus aisé, meilleure résistance du béton ce qui permet, à moment de flexion égal, d'avoir des épaisseurs moindres (une paroi préfabriquée de 0,35m a sensiblement les mêmes performances qu'une paroi moulée de 0,60m),
- ✓ Meilleur aspect des surfaces (suppression du ragréage et du recépage),
- ✓ Possibilités d'obtention d'une bonne étanchéité, avec cependant des difficultés au niveau des joints entre éléments.

La paroi préfabriquée est bien appropriée à la réalisation de tranchées couvertes par la technique du terrassement en souterrain : raccordement aisé de la dalle de couverture sur des aciers en attente, réservation dans les panneaux au niveau des radiers. Certains panneaux peuvent comporter des niches intégrées.

On doit cependant souligner les limitations du procédé :

- ✓ Le coût élevé d'une centrale de préfabrication ne peut être amorti que par un linéaire important de parois,
- ✓ Les dimensions des panneaux sont limitées par leur poids (environ 400 kN avec les matériels de levage actuel). Ceci restreint les possibilités d'utilisation pour des tranchées profondes.

#### 4.1.3 Rideaux de palplanches :

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles. Ces rideaux sont autostables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4m. Au delà ils doivent être ancrés ou butonnés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation peut poser des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances créées par le fonçage à proximité d'habitations :

- ✓ Nuisances sonores, plus importantes avec les techniques de battage qu'avec celles de fonçage,
- ✓ Nuisances liées aux vibrations transmises par le sol, variables selon les sites. Il est recommandé de respecter une distance de 3 m entre le rideau à battre et les façades des immeubles.

Pour des ouvrages permanents, des précautions sont à prendre vis-à-vis des altérations par corrosion (surépaisseur d'acier, revêtements bitumineux, peintures...).

Les conditions de réalisation d'un encastrement des dalles de couvertures sur les pénétrations sont plus délicates à réaliser que dans une technique de paroi.

#### 4.1.4 Parois berlinoises et techniques dérivées :

Cette technique de réalisation de soutènement provisoire consiste à mettre en place dans le terrain des profilés verticaux généralement métalliques espacés de 2 à 4 m les uns des autres puis à terrasser en blindant au fur et à mesure le parement de la fouille au moyen de plaques s'appuyant sur ces profilés.

Généralement les profilés sont descendus dans des forages et scellés dans du béton sur leur hauteur située sous le fond de fouille futur. Le blindage est constitué de planches en madriers, de dalles en béton ou de béton projeté.

Les conditions d'emploi de la méthode sont :

- ✓ Pas d'eau ou peu d'eau et sol stable aux écoulements,
- ✓ Terrain non bouillant.

Dès que la hauteur du soutènement dépasse plusieurs mètres, les profilés doivent être ancrés par un ou plusieurs lits de tirants.

Il existe diverses variantes de cette technique, notamment la paroi "parisienne" dans laquelle le profilé est un poteau préfabriqué en béton avec des armatures en attente qui peuvent être ultérieurement déployées et liaisonnées au blindage. On peut ainsi réaliser une paroi à caractère permanent.

#### 4.1.5 Autres méthodes :

- ✓ L'ancienne méthode de fouille blindée est d'un emploi limité à des chantiers de peu d'importance,
- ✓ Les pieux forés, jointifs ou sécants, peuvent être réalisés même si le substratum est très résistant,
- ✓ Le jet grouting a parfois été utilisé,
- ✓ Les techniques d'injection, voire de congélation sont un complément intéressant.

## 4.2 Terrassements :

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

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

## 4.3 Principaux éléments de l'ouvrage :

### 4.3.1 Radier :

Un radier est souvent nécessaire même si l'ouvrage est au-dessus de la nappe lorsque des tassements différentiels ou des gonflements sont à craindre.

Il est ordinairement exécuté en béton armé et calculé selon les cas :

- ✓ Pour servir de lest à l'ouvrage et résister aux sous-pressions de la nappe lorsque l'ouvrage est situé dans l'eau ;
- ✓ Pour supporter l'ensemble de l'ouvrage (cas d'un profil cadre, d'une section en auge) ;
- ✓ Comme une poutre prenant appui sur des fondations profondes (cas de fondations sur pieux, sur parois moulées).

Si l'ouvrage doit satisfaire à plusieurs de ces conditions de calcul, son épaisseur peut devenir très importante (jusqu'à 1,50m et plus).

### 4.3.2 Piédroits :

Dans certains cas, les murs de piédroits sont obligatoires (fouilles blindées, pieux forés, méthode berlinoise, etc...). Pour les palplanches, un bardage en béton peut être mis en œuvre. Pour les parois moulées, un ragréage est suffisant. Mais dans ces deux derniers cas, il est aussi possible de construire un mur de piédroit à l'intérieur des parois de soutènement.

### 4.3.3 Dalle de couverture :

Elle est en béton armé ou en béton précontraint. Suivant les charges et la portée, c'est une dalle d'épaisseur constante (alvéolée ou non) ou une dalle nervurée.

#### 4.3.4 Paroi médiane (cas d'un ouvrage à chaussées séparées) :

Elle peut être conçue :

- ✓ En éléments continus : paroi moulée continue, simple mur intermédiaire d'une section en auge, etc...
- ✓ En éléments discontinus moulés sur place ou préfabriqués : paroi moulée discontinue, poteaux s'appuyant sur pieux de grand diamètre, etc...

Dans ce dernier cas, il peut être intéressant d'effectuer ensuite un simple remplissage entre éléments pour obtenir une séparation totale des deux sens de circulation qui permet de bénéficier du plein effet de pistonement des véhicules et qui peut apporter des économies importantes sur le poste "ventilation".

#### 4.4 Etanchéité :

Lorsque les parois latérales n'ont qu'une fonction de soutènement provisoire, on peut réaliser dans de bonnes conditions l'étanchéité du cadre en béton armé placé à l'intérieur.

Lorsque les parois de soutènement sont intégrées à la structure, l'étanchéité est généralement de type intérieur (intrados). L'étanchéité entre panneaux préfabriqués est assurée par des joints en néoprène introduits lors de la pose dans des réservations prévues dans les chants verticaux des panneaux et qui peuvent être ensuite injectés de coulis (dispositif de joint étanche gonflable). On peut par ailleurs assurer l'étanchéité du cadre soit par un système intérieur à base de résine, soit par des feuilles PVC placées sous les radiers et raccordées aux piédroits selon des dispositions technologiques particulières.

Dans le cas d'une voûte en béton, l'étanchéité est supportée par l'extrados, avant remblaiement.

#### 4.5 Qualité du terrain encaissant Caractères des diverses méthodes de soutènement :

En règle générale, ces méthodes peuvent être envisagées avec un rabattement de nappe lorsqu'il est nécessaire. Dans le cas de rideaux de palplanches ou de parois moulées on peut avoir intérêt à ficher leur pied dans un niveau imperméable lorsqu'il existe à une profondeur économique. Si le terrain perméable règne jusqu'à grande profondeur, le recours à un sous radier injecté peut être nécessaire pour limiter le pompage (Fig. 1.1)

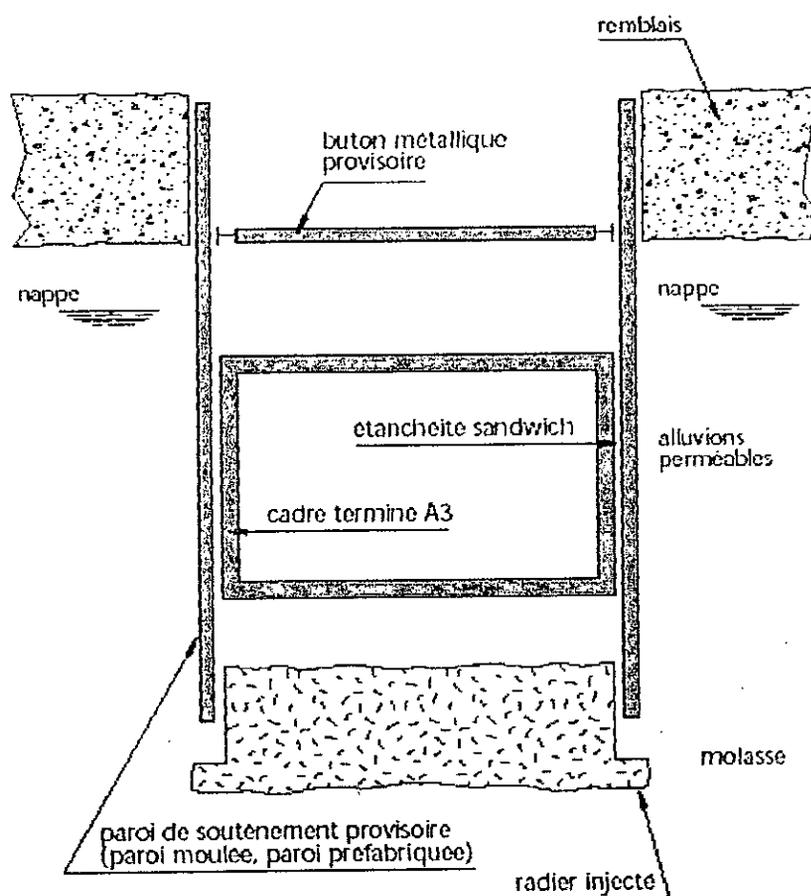


Fig. 1.1 Réalisation d'un cadre formé en terrain aquifère avec soutènement provisoire et radier injecté

La méthode de soutènement adoptée pour notre cas est une paroi moulée. Les efforts sollicitant cette paroi peuvent être déterminés en utilisant différentes approches théoriques.

Chapitre II  
Description de L'ouvrage  
et de Son Implantation

## Description de L'ouvrage et de Son Implantation

### I. Introduction :

Dans le cadre d'aménagement d'échangeur Chevaley-Ben Aknoun la direction des travaux publics (DTP) de la wilaya d'Alger à décider de réaliser deux trémies en parois moulées, et pour Le but de présenter les hypothèses générales de calcul de la paroi moulée prévue pour la construction de la future trémie.

L'étude génie civil de la première trémie (sauf paroi moulée), avec tous les aménagements nécessaires à savoir :

- Entrée et sortie du tunnel
- Entrée et sortie du parking
- Système d'éclairage
- Système de sécurité
- Etanchéité et drainage de l'ouvrage.
- Aménagement des routes

L'étude de faisabilité de la deuxième trémie avec ses profils en long, et de la paroi moulée est confiée à la société Soletanche-Bachy.

L'étude des dalles sons de la pare de SAETI.

## II. Description de l'ouvrage et de son implantation :

Dans le cadre de réalisation du projet des deux « Trémies de Carrefour Chevalley », le travail consiste à l'aménagement souterrain du carrefour routier de Chevalley (Fig. 2.1). De façon à libérer le niveau de surface de l'échangeur de la ligne de transport en commun en site propre.

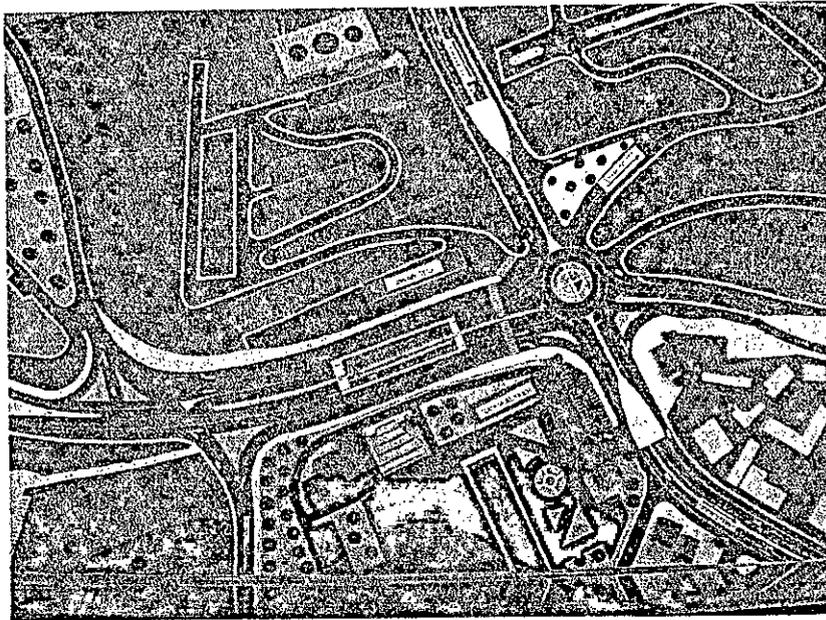


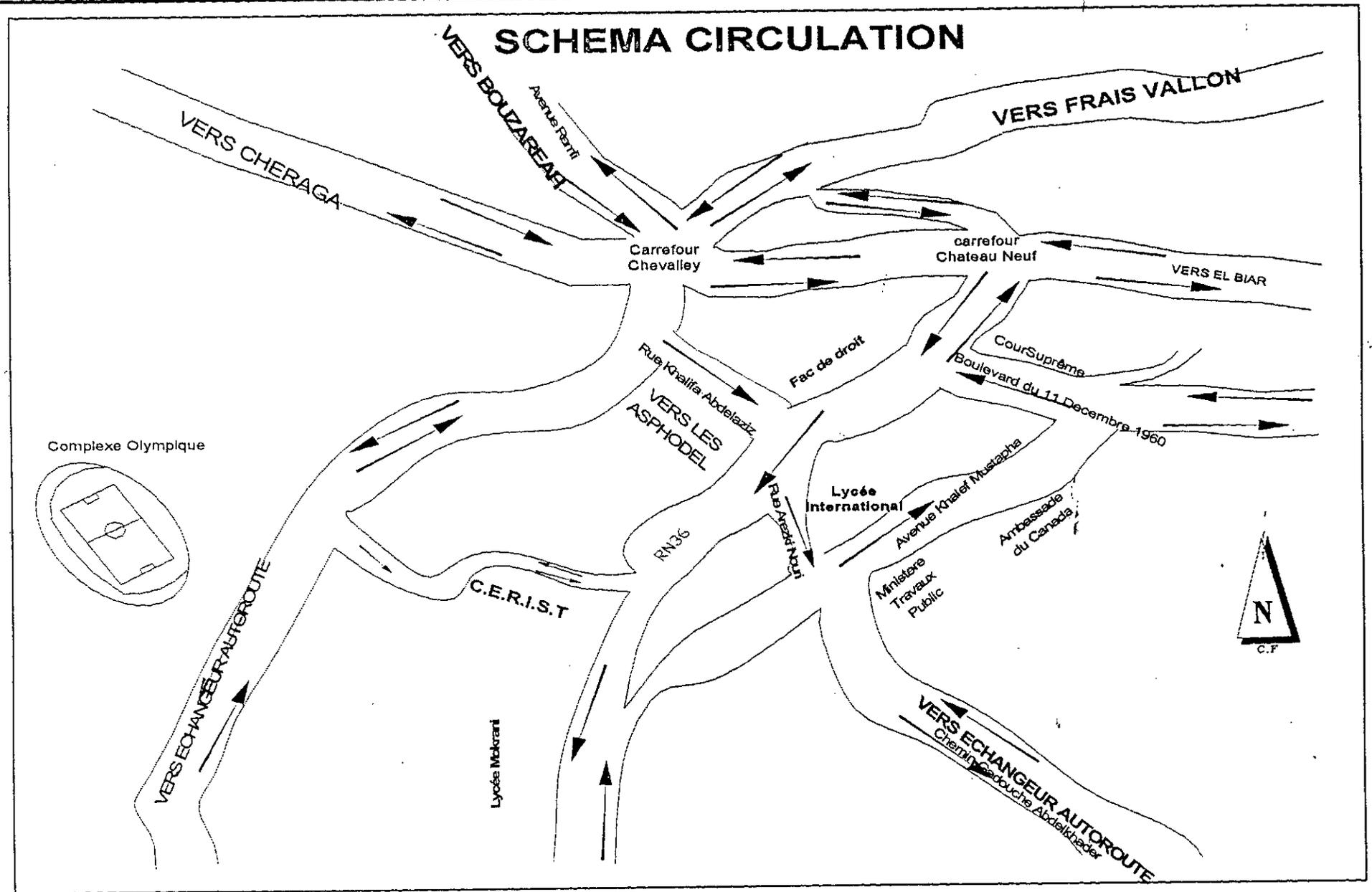
Fig. 2.1. Futur Aménagement Carrefour Chevalley.

Le premier tronçon souterrain a une longueur d'environ 1100 m et présente deux profils transversaux caractéristiques :

- ✓ Une tranchée couverte dans la zone centrale, sur une longueur de 495 m, permettant l'intersection Dely-Ibrahim avec l'avenue Bab-el-Oued;
- ✓ Un parking souterrain ;
- ✓ Une tranchée ouverte aux deux extrémités de la zone centrale, pour rejoindre les interconnexions en surface.

Le deuxième tronçon souterrain a une longueur de 230 m et présente deux profils transversaux caractéristiques :

- ✓ Une tranchée couverte dans la zone centrale, sur une longueur de 60 m, permettant l'intersection dénivelée avec la rue Cheraga et l'avenue El-Biar ;
- ✓ Une tranchée ouverte aux deux extrémités de la zone centrale, pour rejoindre les interconnexions en surface.



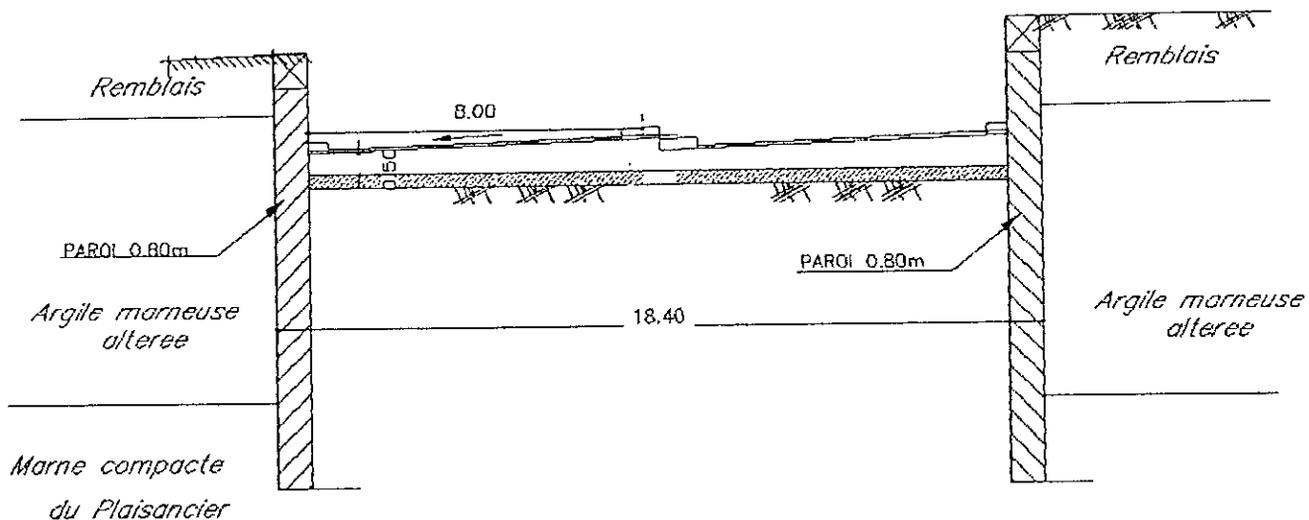


Fig. 2.2 Tranchée ouverte du trémie

- ✓ Une tranchée ouverte aux deux extrémités de la zone centrale, pour rejoindre les interconnexions en surface.

Sur toute sa longueur, la voie routière est réalisée à l'intérieur d'une «trémie» de protection en béton armé comportant (Fig. 2.4) :

- ✓ Un radier rigide en béton armé d'épaisseur variant entre 0,50 m (aux 2 extrémités de l'ouvrage) et 0,70 m (dans la zone centrale) ;

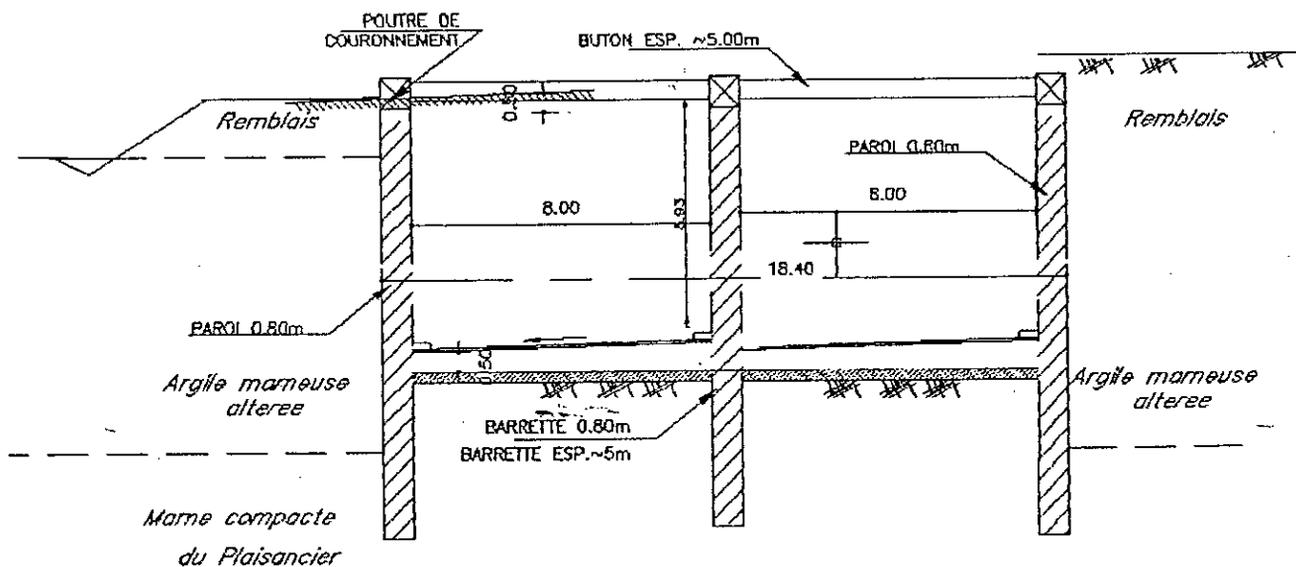


Fig. 2.3. Tranchée couverte de la trémie

- ✓ Deux murs de soutènement en parois moulées encadrant parallèlement la voie de circulation; leur hauteur est 18 m, tandis que leur épaisseur est de 0,80 m.

COTE OUEST

COTE EST

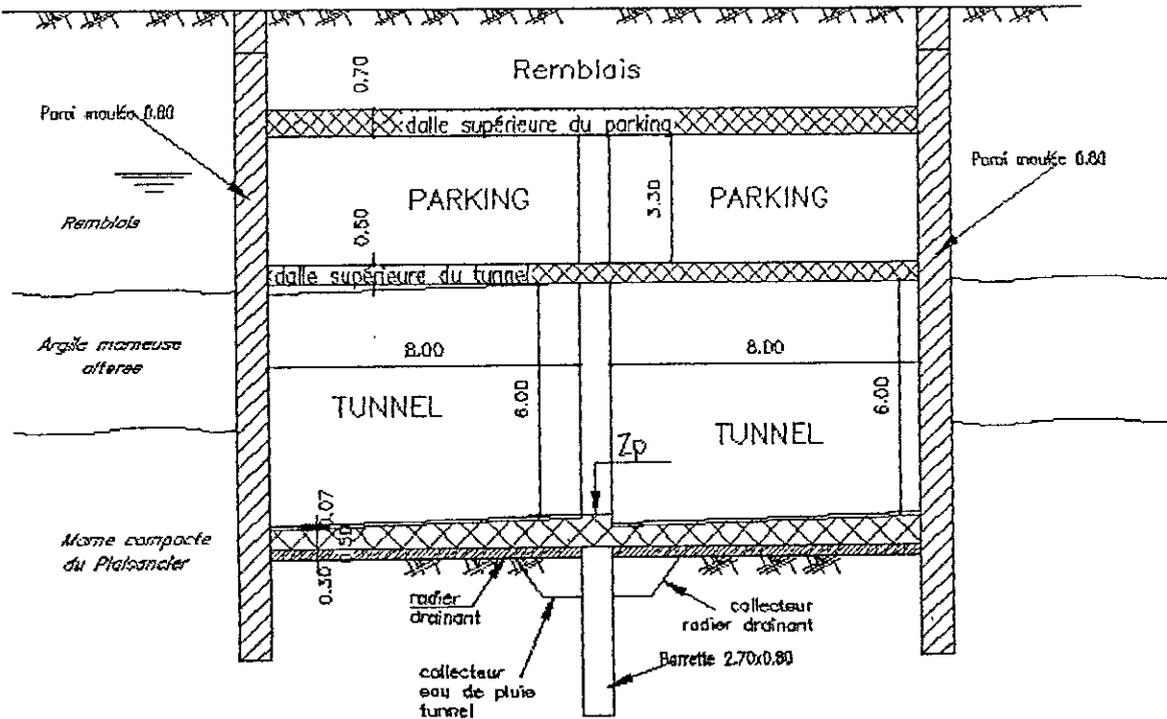


Fig. 2.4. Coupe type

Les différentes phases de réalisation de l'ouvrage sont alors les suivantes :

1. Réalisation du muret guide
2. Réalisation des parois moulées de 0.80m d'épaisseur constituant le soutènement provisoire et définitif;
3. Réalisation d'une file centrale d'appuis constituée de barrettes de 2.7\*0.80m espacées de 5m.
4. Pré Terrassement jusqu'au-dessous de la cote de la dalle;
5. Coulage de la dalle supérieure (seulement pour la zone en tranchée couverte);
6. Terrassement parkings jusqu'à la cote de dalle inférieur ;
7. Coulage de la deuxième dalle (inférieur du parking) ;
8. Terrassement au-dessous de la dalle inférieur jusqu'à la cote au-dessous du radier ;
9. Coulage du radier ;

### III. Conditions géotechniques du site :

L'ouvrage est implanté dans une zone alluvionnaire. Il s'agit de dépôts de 16 m d'épaisseur reposant sur un substratum de marnes grise compacte. Une étude géotechnique préliminaire, basée sur une campagne d'investigation réalisée le long du tracé, a permis de caractériser les conditions de fondation de l'ouvrage.

#### 3.1 Structure lithologique :

Les sondages réalisés ont permis de préciser la structure lithologique du terrain le long de l'ouvrage. Trois couches de composition assez variable le long de l'ouvrage, reposant sur un substratum de marnes grise compacte à plus de 16 m de profondeur ont été identifiées.

Couche 1 : Remblais composé d'argile gravelo-caillouteuse, de sable et de cailloux et présentant une épaisseur de 2 à 7 m ;

- Couche 2 : Argile marneuse altérée présentant une épaisseur d'environ 3 à 9m ;
- Couche 2 : Marne plaisancienne grise compacte parfois schisteuse constituant le substratum.

Tableau. 2.1. Les paramètres de calcul :

Sol	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )	C(t/m <sup>3</sup> )	K(t/m <sup>3</sup> ) PK 425 à 750	K(t/m <sup>3</sup> ) PK 750 à 1000	$\Phi$	$K_a$	$K_p$	$K_0$	A	A'
Remblai	1.8	1	1	900	500	20	0.490	2.676	0.658	1.400	4.348
Argile	2	1	2	1700	800	15	0.589	2.019	0.741	1.535	3.174
Marne	2.1	1.1	3	3200	2500	25	0.406	3.545	0.577	1.274	5.174

#### 3.2 Hydrologie :

Il est considéré une nappe active sur la hauteur des remblais à une profondeur de l'ordre de 3m et en phase de travaux une nappe d'intensité décroissante sur la hauteur des marnes altérées. Les calculs sont mené avec une nappe partielle sur toute la longueur du projet simule donc le comportement en saison humide. Le risque d'une nappe en charge sur la hauteur des piédroits est considéré dans les phases de calcul pour la phase service après coulage du radier.

# Chapitre III: Méthodes de calcul des ouvrages

## Méthodes de Calcul des Ouvrages

### I. Introduction :

Les méthodes de calcul des écrans de soutènement en usage aujourd'hui sont très diverses. Coexistent ainsi des méthodes nées au début du siècle et des méthodes développées à partir des années 1970, des méthodes complètement empiriques et d'autres reposant uniquement sur les théoriques, des méthodes prétendant rendre compte du comportement en service des ouvrages, tout en étant qualifiées de méthodes « à la rupture », et des méthodes rendant effectivement compte du comportement à la rupture des ouvrages, bien qu'en faible nombre pour ces dernières.

Cette description est présentée en trois parties. La première partie, traite Les approches théoriques du calcul des écrans de soutènement, et des méthodes classiques de calcul et la méthode du coefficient de réaction. Une deuxième partie est consacrée à l'approche empirique du dimensionnement des écrans de soutènement. Enfin, une troisième partie a pour objet l'apport de la méthode des éléments finis, à partir des années 1970, pour le calcul des écrans de soutènement.

### II. Le dimensionnement des écrans de soutènement :

Dans le domaine des ouvrages de soutènement, la domination des murs poids en maçonnerie jusqu'au début du XXe siècle a conduit à concentrer, depuis les prédécesseurs de Coulomb jusqu'à Boussinesq, les travaux de recherche sur la poussée des terres exercée sur ce type d'ouvrages (Delattre, 1999). Sur ce sujet, la réussite des ingénieurs des XVIIIe et XIXe siècles est incontestable puisque ce sont encore leurs travaux qui sont à la base du dimensionnement des ouvrages en France comme à travers le monde.

Les réponses apportées à l'époque (méthode de Coulomb et théories de Rankine et de Boussinesq, en particulier) permettent en effet de traiter ce problème de façon satisfaisante : les murs poids, ouvrages rigides, présentent en général une cinématique qui consiste principalement en un déversement de l'ouvrage, sous l'action de la poussée du terrain soutenu, ce dernier se trouvant ainsi décomprimé latéralement et amené dans un état d'équilibre limite de poussée (Fig. 3.1).

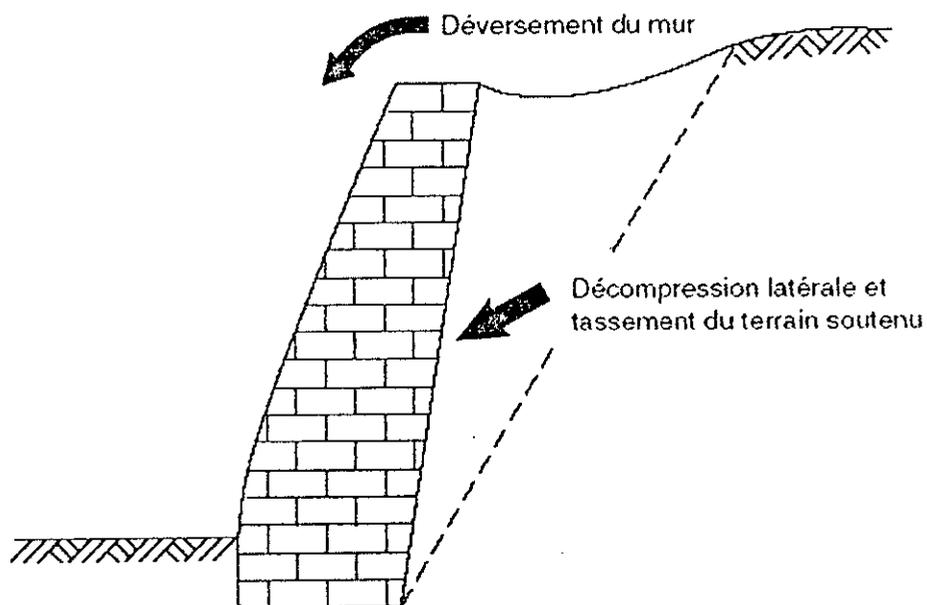
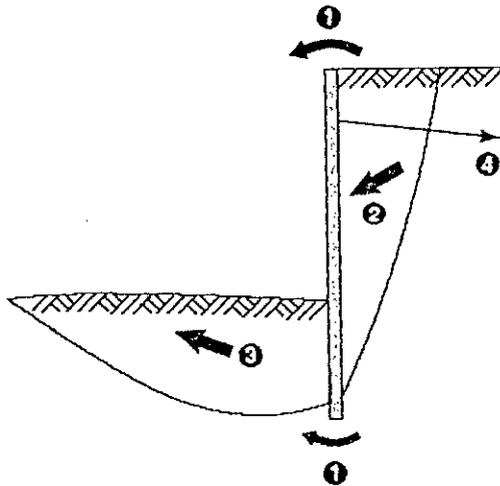


Fig. 3.1 cinématique d'un mur soutènement et du terrain soutenu.

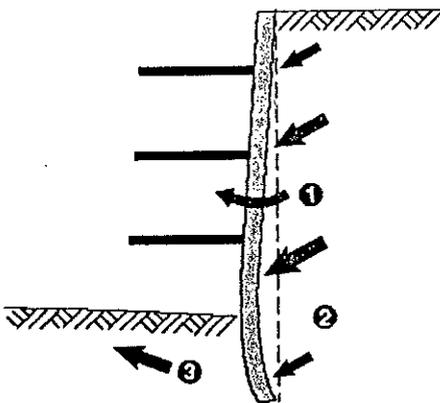
Le développement, au début du siècle, des écrans de soutènement, ouvrages souples prenant appui dans le terrain et présentant une déformation propre, va élargir considérablement la question de l'interaction sol structure. À la question de la poussée des terres s'ajoute maintenant de la butée des terres, compte tenu de l'appui opposé par le sol à la partie en fiche de l'ouvrage. À la cinématique de rotation en pied qui prévaut pour les ouvrages de soutènement des remblais s'ajoutent des cinématiques de rotation en tête, pour des soutènements d'excavation. Des formes d'interaction nouvelles avec les écrans de soutènement souples s'ajoutent enfin aux interactions connues avec les murs poids rigides (Fig. 3.2).

**Cinématique d'un écran de soutènement rigide et du terrain environnant**



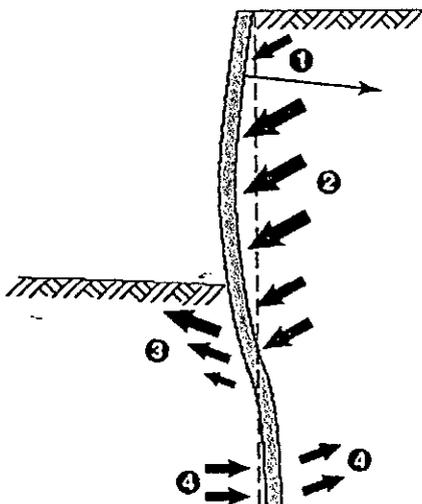
- ❶ Déplacement de l'écran
- ❷ Décompression latérale et tassement du sol soutenu
- ❸ Compression latérale et soulèvement du terrain devant l'écran
- ❹ Appui (ancrage, buton)

**Cinématique d'un soutènement d'excavation régulièrement butonné à l'avancement de l'excavation**



- ❶ Déplacement de l'écran : le butonnage de l'écran depuis le haut vers le bas, à l'avancement de l'excavation, conduit à un déplacement de l'écran croissant avec la profondeur dans la zone soutenue
- ❷ Décompression latérale du terrain croissant avec la profondeur
- ❸ Compression latérale et soulèvement du terrain devant la fiche

**Cinématique d'un écran souple ancré en tête et encastré en fiche**



- ❶ Faible décompression latérale du sol soutenu au voisinage de l'appui
- ❷ Forte décompression latérale du sol soutenu sous l'appui
- ❸ Compression latérale et soulèvement du terrain devant la partie supérieure de la fiche
- ❹ Inversion du schéma de compression - décompression latérale en partie basse de la fiche

Fig. 3.2. Schémas d'interaction sol écrans de soutènement.

L'identification successive de ces nouveaux aspects de l'interaction sol écran de soutènement et les tentatives d'y apporter des réponses, ces dernières tenant par ailleurs compte des outils généraux alors disponibles, constituent autant d'étapes du développement des méthodes de calcul des écrans de soutènement. Les directions prises par ces développements sont au nombre de quatre (Fig. 3.3) :

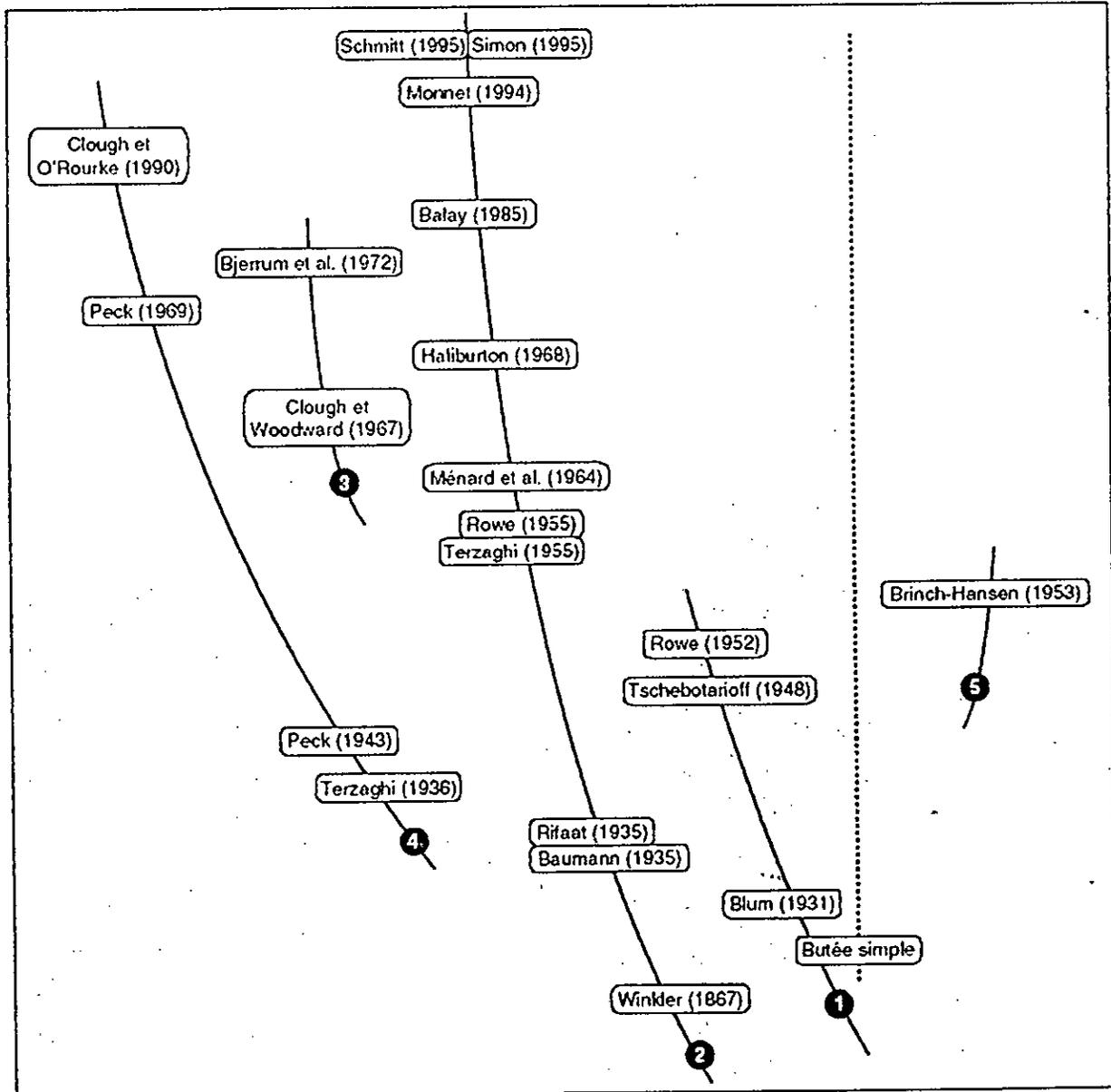


Fig. 3.3. Grands axes et principaux jalons du développement des méthodes de calcul des écrans de soutènement.

La partie gauche de l'arbre représente les méthodes de calcul à l'état limite de service.

((1) : méthodes classiques, (2) : méthode du coefficient de réaction, (3) : méthode des éléments finis et (4) : méthodes empiriques, de gauche à droite) tandis que la partie droite de l'arbre (5) représente les méthodes d'état limite ultime.

⚡ La voie empruntée semble t il de prime abord se situe dans la lignée des travaux menés à partir du XVIIIe siècle dans le domaine des murs de soutènement. Les travaux réalisés font largement appel aux théories de poussée développées antérieurement, ainsi qu'à la statique et aux méthodes de la résistance des matériaux. Elles ont permis le développement des méthodes dites « classiques » ;

⚡ A cette première approche s'adjoint assez vite l'approche fondée sur la notion de module, ou coefficient, de réaction dont les bases ont été définies à la fin du XIXe siècle. Cette approche reste toutefois peu développée pendant toute la première moitié du XXe siècle car elle nécessite des moyens d'intégration qui ne seront réellement mis à la disposition de l'ingénieur qu'avec l'apparition du calcul informatique, dans les années 1960 ;

Très tôt, ces approches théoriques se heurtent à des limites dans la représentation des phénomènes physiques et une branche empirique se développe ; celle ci va rester présente tout au long du XXe siècle et va contribuer à l'élaboration d'un référentiel en termes de comportement observé des ouvrages, référentiel toujours en usage ;

⚡ Ultérieurement, le domaine des ouvrages de soutènement va bénéficier des progrès réalisés dans les domaines de la mécanique et des méthodes numériques, pour constituer, à partir des années 1970, à l'égal des autres catégories d'ouvrages géotechniques, un champ d'application de la méthode des éléments finis.

L'article traite des travaux réalisés suivant les deux premières directions décrites précédemment, le champ de l'analyse étant par ailleurs restreint aux développements consacrés à la modélisation du comportement des ouvrages sous le chargement qu'ils sont supposés recevoir en service. Trois principales étapes de ces développements ont été identifiées.

La première est celle du passage du mur de soutènement à l'écran de soutènement, avec la modélisation de la réaction en fiche du sol. À cette première étape sont associés, d'une part, les développements en matière de méthode de calcul des équilibres limites de butée et, d'autre part, la méthode d'analyse de l'équilibre de l'écran dite de la butée simple. La deuxième étape est celle de la prise en compte de la flexibilité de l'écran dans sa partie en fiche. Cet aspect du comportement des ouvrages constitue l'enjeu central des recherches dans le domaine pendant trente ans, de 1930 à 1960, et donne lieu à de nombreuses propositions. La troisième étape est celle de la prise en compte généralisée de la flexibilité relative de l'écran et du sol, qui est rendue possible par la méthode du coefficient de réaction.

### III. La méthode de la butée simple :

La plus immédiate des méthodes de calcul des écrans de soutènement, et probablement la première, est la méthode de la butée simple. Elle fait l'hypothèse que, sous l'action de la poussée des terres, l'écran se déplace de façon rigide et mobilise en réaction, d'une part la butée du terrain le long de la partie en fiche et, d'autre part l'appui en partie supérieure (Fig. 3.4). Cette méthode permet de réutiliser de façon immédiate les résultats relatifs à la poussée des terres mis à disposition par les théories relatives aux murs de soutènement mais elle se heurte assez vite aux insuffisances des connaissances alors disponibles en matière de butée des terres.

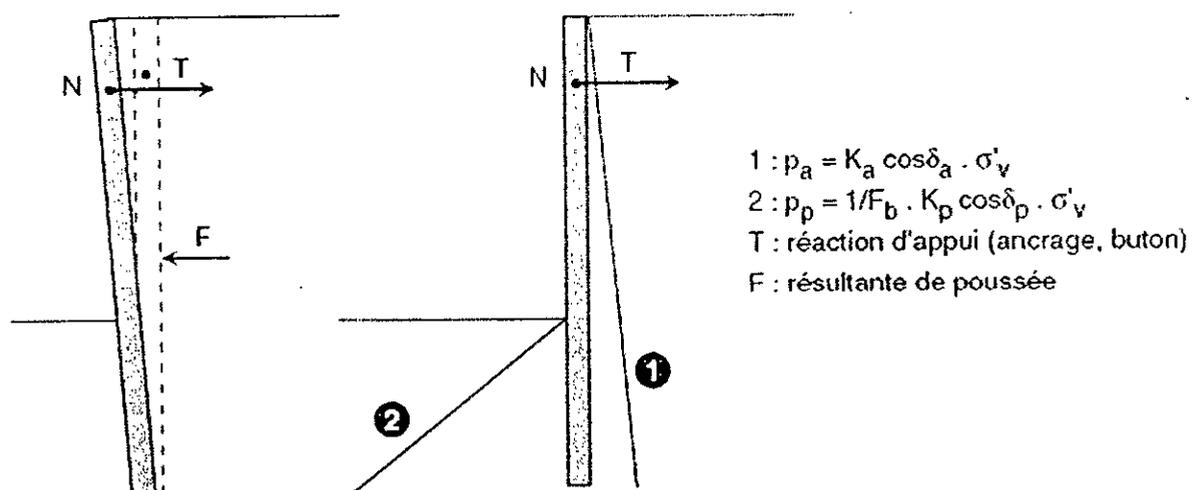


Fig. 3.4. Cinématique d'un écran rigide ancré et distribution résultant des pressions (Cas d'un terrain frottant homogène).

Ainsi, si Vauban (Kérisel, 1993) ou plus tard Poncelet (1840) faisaient déjà appel à la butée du terrain pour empêcher les murs construits dans l'argile du nord de la France de glisser sur leur base, cette butée ne jouait pas, en général, un rôle dominant dans la stabilité des murs de soutènement.

Coulomb (1776) l'évoque d'ailleurs dans son mémoire mais sans faire mention de l'usage que l'on peut faire de ce concept. Plus tard, Boussinesq n'apporte des solutions à ses équations que dans le cas de la poussée des terres. Pour les écrans de soutènement, au contraire, la butée du terrain joue un rôle primordial et cette notion va faire l'objet de nouveaux développements.

### 3.1 L'extension de la méthode de Coulomb :

Pour les premières justifications de l'équilibre des écrans de soutènement, le calcul de la résistance offerte par les terres en butée fait appel à la méthode de Coulomb : il s'agit d'une simple extension au calcul de la butée de la pratique alors en vigueur pour le calcul des poussées, extension d'ailleurs envisagée par Coulomb dès l'origine. Très vite ce mode de calcul est mis en défaut, tant sur le plan expérimental que sur le plan théorique.

Sur la base d'observations expérimentales et dans un souci de simplification, Coulomb avait restreint l'application des « règles de Maximis et Minimis », dans le cas de la poussée, à des familles de surfaces de rupture planes. La discussion de cette hypothèse fondamentale, notamment à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle, a montré qu'elle était acceptable pour l'étude de la majorité des problèmes de poussée des terres alors posés à l'ingénieur. Elle reste encore largement acceptée un siècle plus tard.

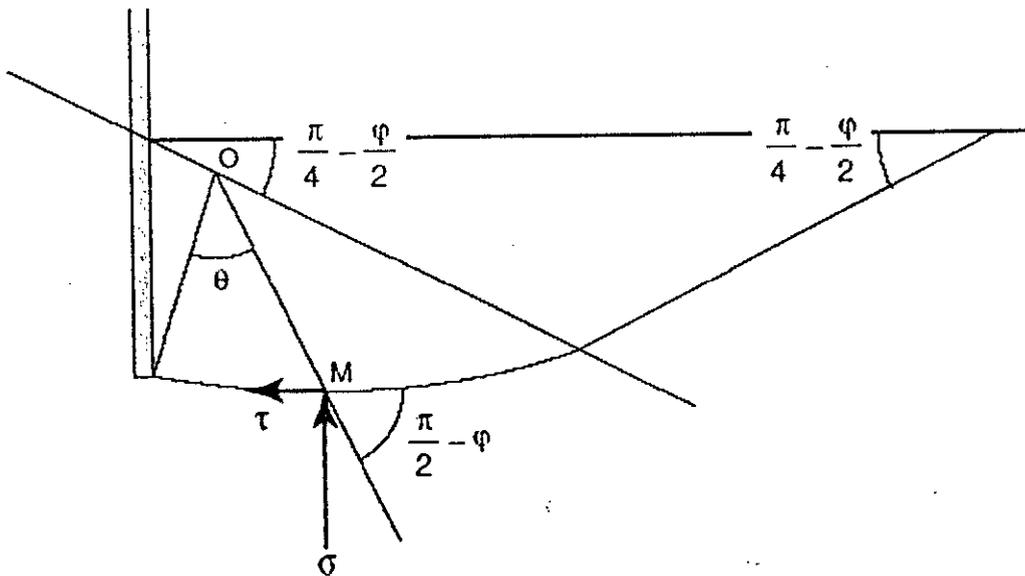


Fig. 3.5. Modélisation de la surface de rupture en butée par une combinaison de surfaces planes et d'arcs de spirales logarithmiques (d'après Terzaghi, 1943).

En revanche, l'hypothèse de la planéité des surfaces de rupture est remise en cause pour l'étude de la butée des terres. Il est ainsi montré que l'adoption de lignes brisées, d'arcs de cercles, d'arcs de spirales logarithmiques, de combinaisons de surfaces planes et d'arcs de spirales logarithmiques ou encore de combinaisons de surfaces planes et d'arcs de cercles, pour la modélisation des surfaces de rupture, permet d'obtenir des « Minimis » de la valeur de résistance en butée du terrain inférieurs à ceux donnés par des surfaces planes. Parmi ces méthodes, la méthode d'Ohde (1938), combinant des surfaces planes et des arcs de spirales logarithmiques, est devenue la méthode « globale » de référence (Fig. 3.5).

### 3.2 La méthode de Boussinesq Caquot :

L'application des travaux menés par Boussinesq (1882) sur l'équilibre des massifs de sol derrière les murs de soutènement a, dans un premier temps, essentiellement concerné le problème de la poussée des terres. Deux raisons principales peuvent être avancées. D'une part, comme cela a déjà été souligné, les ingénieurs étaient alors davantage préoccupés par la question de la poussée des terres que par celle de la butée ; d'autre part, les équations proposées par Boussinesq n'étaient résolues, de façon approchée, que pour certaines configurations de la poussée des terres.

L'intérêt de cette méthode est apparu progressivement, à mesure que le problème de la butée des terres se posait avec plus d'acuité et que les insuffisances de la méthode de Coulomb se confirmaient. Le problème de la résolution des équations issues de cette méthode a toutefois constitué un obstacle à sa mise en oeuvre. Ainsi, pendant toute la première partie du XXe siècle, la méthode de Boussinesq ne pourra pas être appliquée à l'étude de la butée des terres, la solution des équations posées par cet auteur n'étant résolue, dans le cas de la butée, qu'avec les travaux de Caquot (1934). La publication sous forme de tables des coefficients de poussée et de butée calculés par cette méthode (Caquot et Kerisel, 1948) ainsi que son prolongement au cas des sols cohérents (théorème des états correspondants, Caquot, 1934) et au cas des massifs surchargés (poussée et butée en milieu pulvérulent non pesant, L'herminier et Absi, 1962a, 1962b, 1965, 1969) en ont fait la méthode de référence pour le calcul de la poussée et de la butée des terres, tout au moins en France (Kerisel et Absi, 1990).

## IV. Cas d'encastrement en fiche [2], [4], [5] :

### 4.1 La méthode de Blum pour le calcul des rideaux ancrés :

Le schéma très frustré de la butée simple est mis en défaut dès que l'on met en correspondance le chargement exercée par le sol avec la déformation que prend l'écran, compte tenu de sa déformabilité réelle. C'est à cet exercice que s'est livré Blum (1931).

Pour un écran de soutènement ancré en tête par une nappe de tirants, Blum analyse, pour différentes longueurs de fiche, les distributions des pressions sur l'ouvrage, des moments fléchissant et des déplacements horizontaux de l'ouvrage. Cette analyse est essentiellement qualitative et repose sur l'interdépendance de ces distributions (la déformée de l'écran présente un point d'inflexion pour les points de moment nul, de même que la courbe des moments pour les points de pression nulle ; la pression mobilisée est liée au déplacement latéral de l'écran). Cette analyse permet à Blum d'observer que les ouvrages qui présentent une fiche courte seront simplement butés par le sol et que l'augmentation de la fiche conduite à la mobilisation d'un encastrement dans le sol (Fig. 3.6).

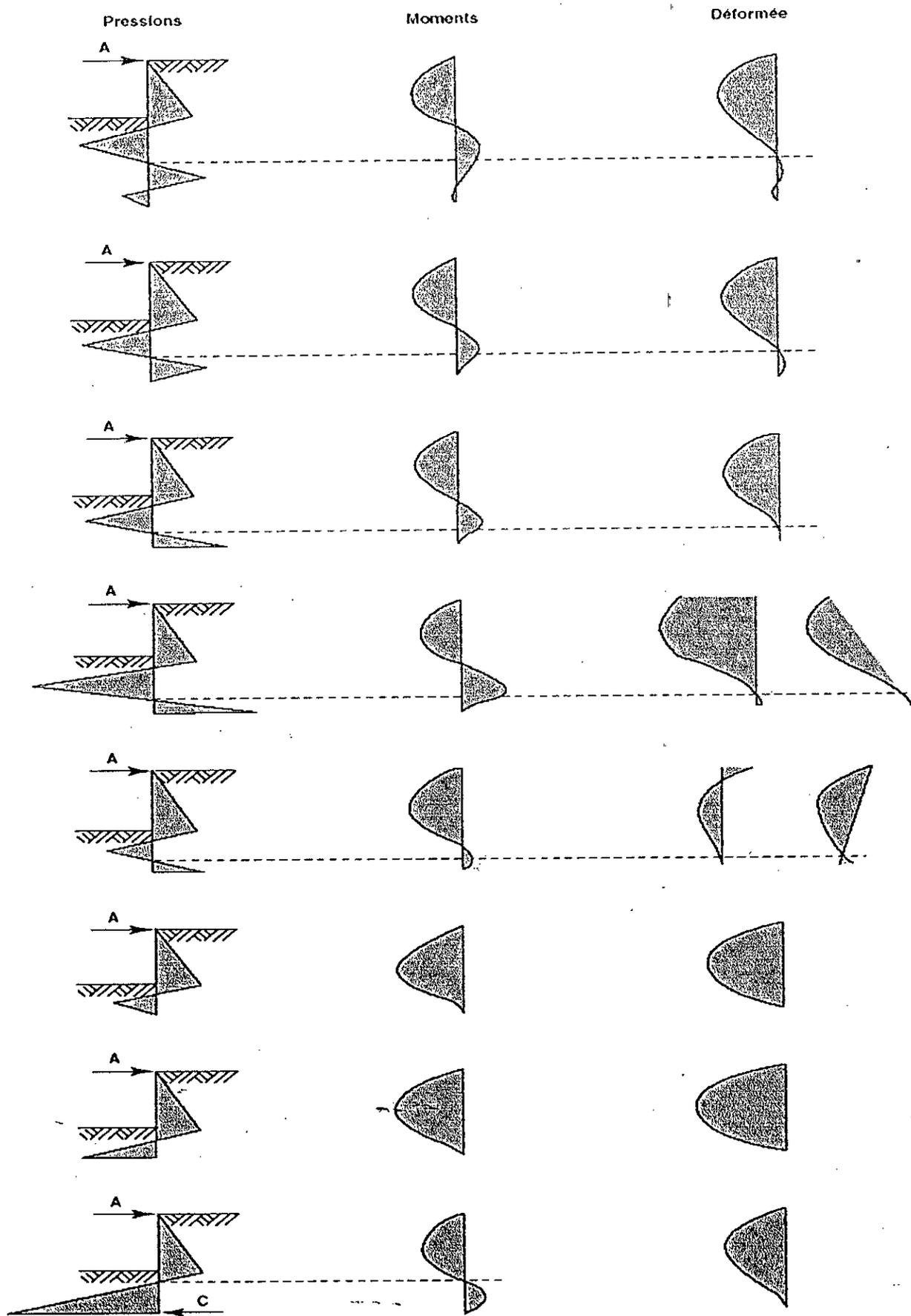
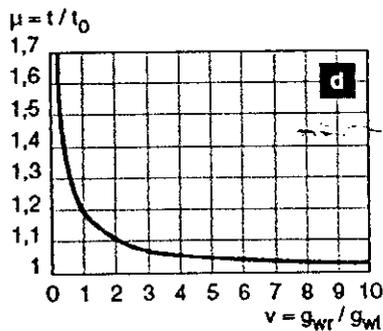
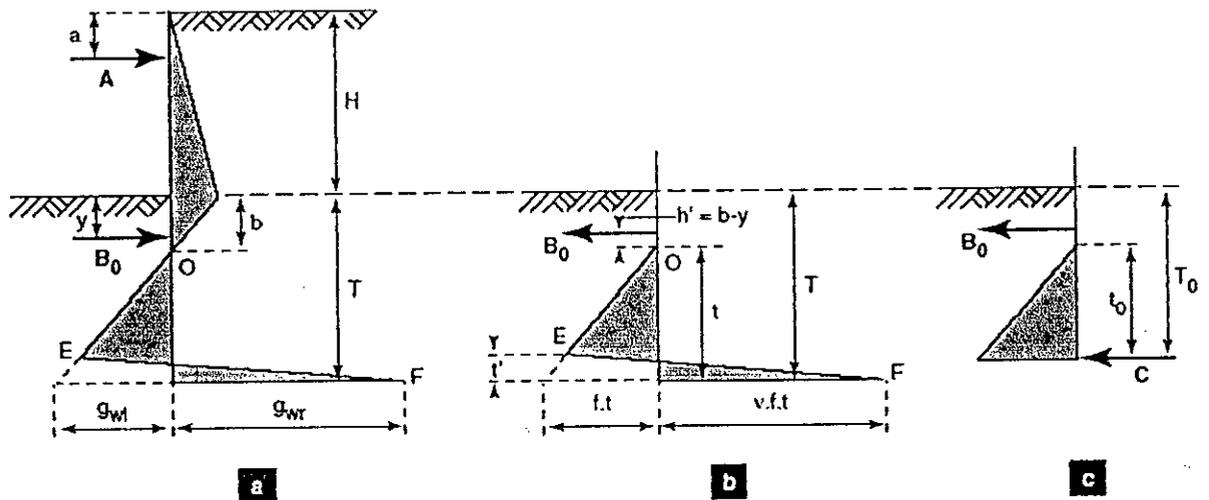


Fig. 3.6. Influence de la longueur de la fiche sur les pressions sur l'écran, les moments fléchissants auxquels il est soumis et sa déformée (d'après Blum, 1931).

Parmi toutes les configurations possibles, Blum estime que le meilleur compromis du point de vue de l'encastrement de l'écran est obtenu pour une fiche telle que la tangente à la déformée en pied de l'écran passe par le point d'ancrage. Les fiches plus grandes ne conduisent pas à une augmentation significative de l'encastrement de l'écran tandis que, pour des fiches plus courtes, on assiste à une chute du moment d'encastrement.

Le problème ainsi posé peut être résolu graphiquement, mais cette résolution reste néanmoins relativement longue. Pour simplifier le calcul, Blum observe que, pour les écrans encastrés, le point de moment fléchissant nul est relativement proche du point de pression résultante nulle. Il propose, en conséquence, de conduire le calcul en considérant que le moment fléchissant est nul au point de pression nulle (« chargement approché » dit de la « poutre équivalente », (Fig. 3.7b). Une telle approximation, compte tenu de la faible différence observée entre la position du point de moment fléchissant nul et la position du point de pression résultante nulle, est supposée ne pas introduire d'erreur significative dans l'estimation du moment fléchissant maximal et de la réaction d'appui.



- H : hauteur libre de l'écran
- T : profondeur en fiche de l'écran
- t : fiche "nette" de l'écran
- y : niveau du point de moment nul
- b : niveau du point de pression résultante nulle
- a : niveau de l'appui supérieur
- $B_0$  : effort tranchant au point de moment nul
- A : réaction de l'appui supérieur
- C : force de contrebutée
- $g_{wl}$  : butée nette en pied d'écran
- $g_{wr}$  : contrebutée nette en pied d'écran
- f : butée nette en pied d'écran rapportée à la profondeur nette en fiche
- v : contrebutée nette en pied d'écran rapportée à la butée nette

Fig. 3.7. Méthode de Blum de calcul des écrans ancrés.

Par ailleurs, dans le souci de simplifier le calcul de la fiche de l'écran, Blum propose de modéliser la distribution des pressions résultantes appliquées à l'écran dans la zone en contrebutée par une force unique, appliquée au centre de rotation de l'écran (Fig. 3.7c). La comparaison entre la fiche obtenue pour ce cas de charge « idéalisé » et celle déduite du cas de charge « approché » montre que leur rapport ne dépend que d'un coefficient  $n$  de mobilisation de la contrebutée (Fig. 3.7d) et conduit Blum à proposer, comme valeur de dimensionnement de la fiche, la solution du cas de charge « idéalisé » majorée de 20 %.

#### 4.2 Tschebotarioff :

Une critique importante que l'on peut faire à la méthode proposée par Blum est d'être formulée sans référence directe à une base expérimentale. A contrario, les travaux menés par Tschebotarioff entre 1941 et 1949 ont essentiellement consisté en des essais, menés sur des modèles réduits d'écrans de soutènement (Tschebotarioff, 1948).

Ces essais portaient notamment sur des écrans souples fichés sur 30 % de leur hauteur totale dans des sables moyennement denses à denses et maintenus en tête par un dispositif d'appui. Les principaux résultats obtenus concernent, d'une part, la distribution des pressions appliquées à l'écran par les terres soutenues et, d'autre part, la distribution des pressions en fiche de l'écran, et ceci pour différentes phases de remblaiement ou d'excavation du soutènement (Fig. 3.8).

Qualitativement, pour les longueurs de fiche expérimentées, les résultats obtenus par Tschebotarioff confirment les hypothèses faites par Blum. Ainsi, on observe bien un encastrement de l'écran dans le sol, résultant d'une forte mobilisation de la butée dans la partie supérieure de la fiche et d'une contrebutée en partie inférieure. Cette dernière reste toutefois beaucoup plus modérée que ne le suggérait Blum dans ses schémas, puisque les valeurs atteintes sont proches de la pression des terres au repos.

Cet encastrement se traduit par un point de moment fléchissant nul qui coïncide davantage avec le niveau du fond de fouille qu'avec le niveau du point de pression résultante nulle (hypothèse de Blum). Ce dernier résultat conduit Tschebotarioff à proposer une nouvelle méthode de dimensionnement des écrans souples ancrés en tête et encastres dans du sable, fondée sur le principe (1) d'une fiche égale à 30 % de la hauteur totale et (2) d'une articulation de l'écran au niveau du fond de la fouille (Fig. 3.9).

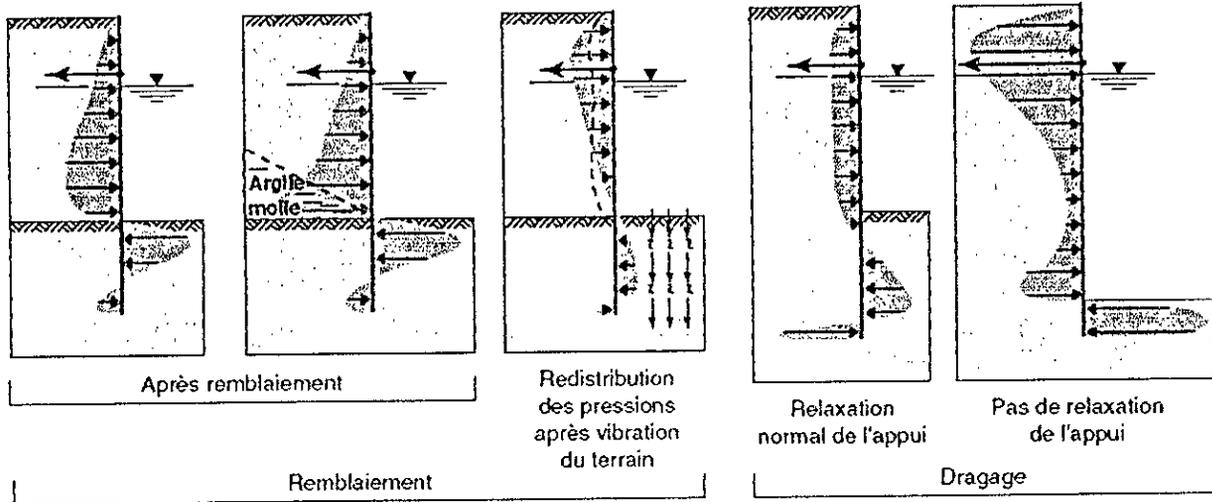
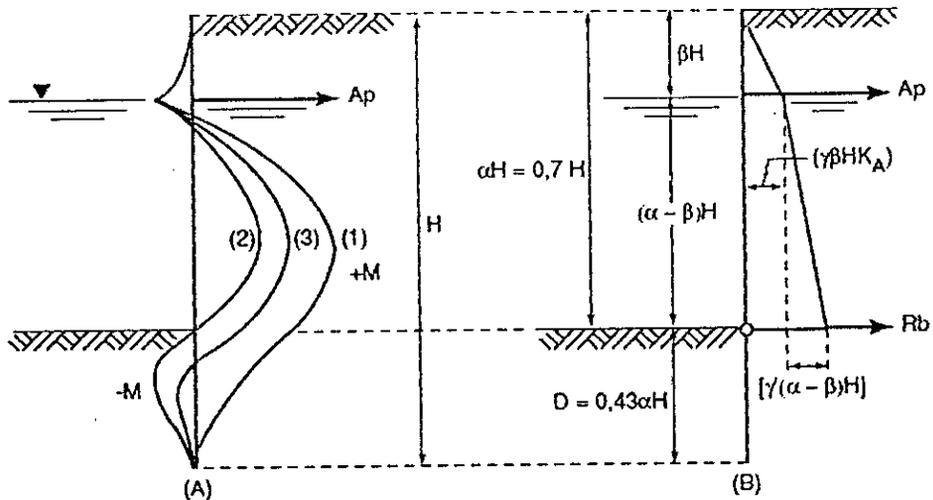


Fig. 3.8 Distributions de pressions mesurées à l'issue de différentes procédures de construction (d'après Tschebotariouff et Brown, 1948).



$H$  : hauteur totale de l'écran  
 $\gamma$  : poids volumique du sol  
 $K_A$  : coefficient de poussée du sol  
 $A_p$  : réaction de l'appui supérieur  
 $R_b$  : effort tranchant au niveau du fond de la fouille  
 (1), (2), (3) : courbes des moments suivant différentes hypothèses d'encastrement de l'écran

Fig. 3.9 Influence du degré d'encastrement de l'écran sur la distribution des moments fléchissant (A) et schéma de principe de la méthode proposée par Tschebotariouff (B), correspondant à la distribution (2) de moments fléchissant.

4.3 Rowe :

Les résultats expérimentaux de Tschebotarioff ont mis qualitativement en évidence le phénomène 'encastrement des écrans souples fichés dans des sables moyennement denses à denses.

Par une série d'essais, également réalisés sur modèles réduits avec des matériaux de différentes densités relatives (graviers, sable, cendres, copeaux de bois), Rowe (1952) s'est attaché à analyser plus en détail ce phénomène. Ses résultats lui permettent de confirmer que, du fait de la mobilisation d'un encastrement en fiche, les sollicitations (moment fléchissant maximal, réaction d'appui) dans les écrans souples sont plus faibles que dans un écran parfaitement rigide (méthode de la butée simple). L'analyse détaillée de ces résultats permet à Rowe de montrer (Fig. 3.10) que, pour des écrans dont la fiche est égale à 30 % environ de la hauteur totale, la réduction de sollicitation est principalement fonction de la flexibilité de l'écran (exprimée par le paramètre où  $H$  désigne la hauteur totale de l'écran,  $E$  son module d'élasticité et  $I$  son inertie) et de la densité relative du sol. De plus, elle est à peu près indépendante des autres facteurs définissant les conditions des essais (angle de frottement et poids volumique du sol, surcharge sur le terre plein, position relative de l'appui en tête d'écran).

Rowe montre, par ailleurs, que ces réductions des sollicitations peuvent excéder celles admises par Blum ou par Tschebotarioff. Ceci le conduit à évoquer des réductions supplémentaires des sollicitations dues à la mobilisation de butée dans le sol au dessus du niveau d'ancrage, à la mobilisation d'une force de cisaillement en pied d'ouvrage et à l'influence de l'ancrage, de la fiche et de la flexibilité de l'écran sur les efforts verticaux appliqués à l'écran.

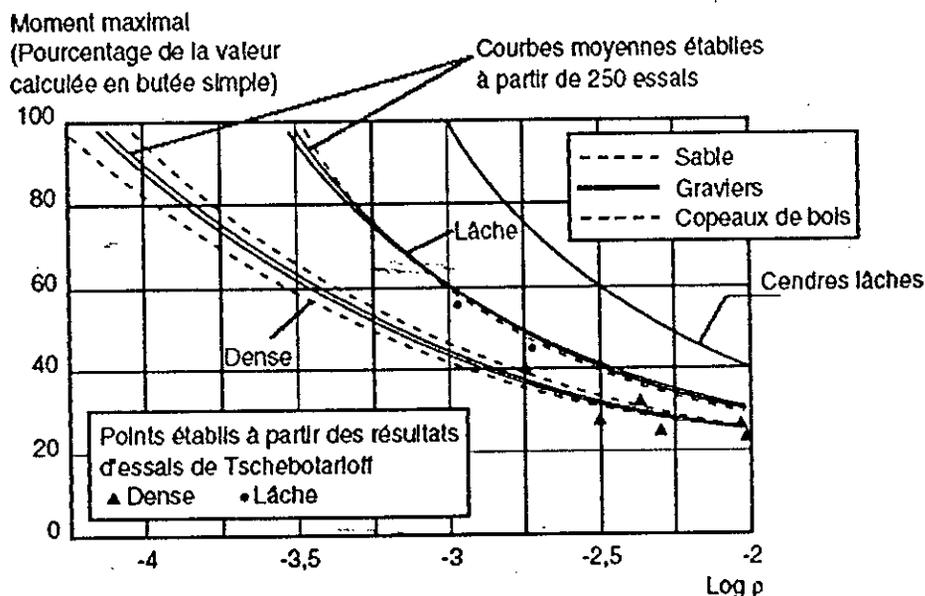


Fig. 3.10. Résultats expérimentaux obtenus par Rowe (1952).

Rowe (1952) en déduit une nouvelle méthode de calcul des écrans encastrés. Cette méthode procède, en premier lieu, d'un calcul en butée simple, modifié pour tenir compte de la mobilisation d'une force de cisaillement en pied (Fig. 3.11). Les sollicitations ainsi déterminées sont ensuite corrigées, à l'aide d'abaques résultant des essais (Fig. 3.10), pour tenir compte de la flexibilité de l'écran et de l'état de densité du sol.

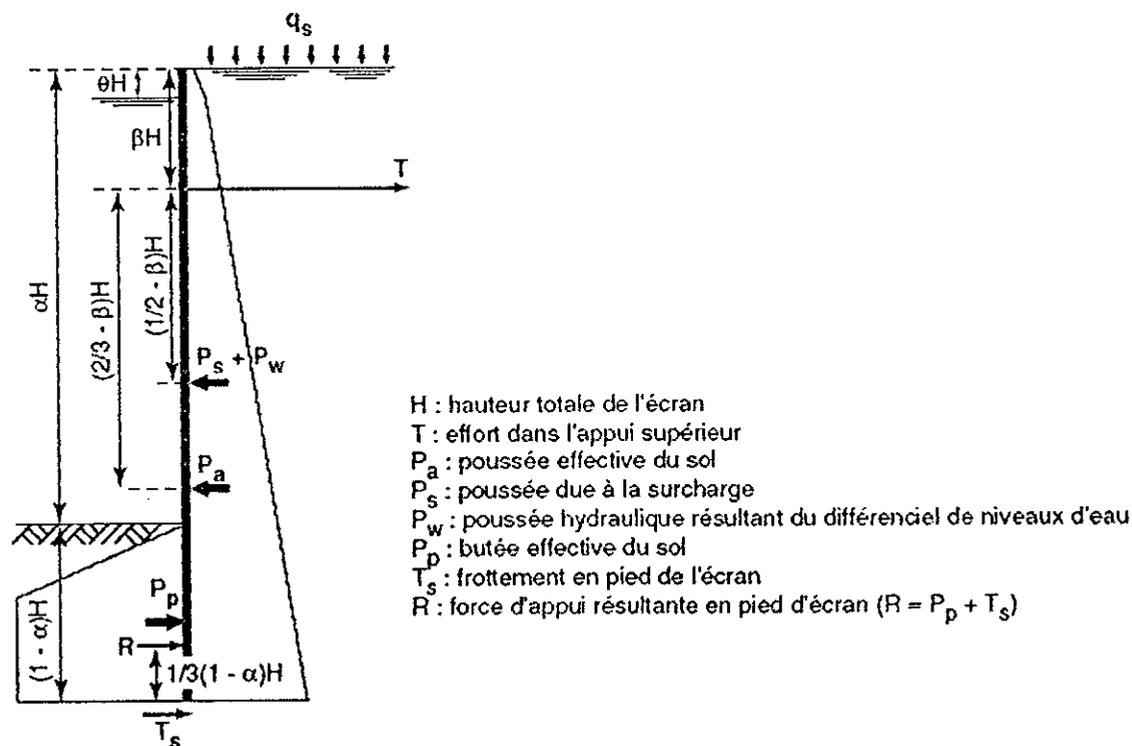


Fig. 3.11. Diagramme de chargement adopté par Rowe pour le calcul en butée simple.

## V. La méthode du coefficient de réaction (calcul élastoplastique) [2], [8], [10]:

### 5.1 L'encastrement en fiche :

Les précurseurs :

La méthode de calcul des rideaux encastrés proposée par Rowe (1952) constitue un progrès important par rapport à la méthode proposée par Blum (1931) dans la mesure où elle introduit explicitement les deux facteurs qui gouvernent l'encastrement de l'écran, à savoir sa flexibilité et la raideur du sol (liée à sa densité). Ces facteurs interviennent cependant au dernier stade du dimensionnement de l'écran, sous la forme de facteurs correctifs dans un calcul qui, à la base, ne fait intervenir ni la flexibilité de l'écran ni la raideur du sol.

La flexibilité de l'écran et la raideur du sol ne seront réellement mises au centre de la modélisation du comportement en fiche des écrans qu'avec l'introduction de la méthode du coefficient de réaction.

Cette dernière, qui est générale aux interactions entre un solide et un massif encaissant, stipule que la réaction opposée par le massif encaissant au solide est constituée par une distribution de pressions le long de la surface d'interaction, dont l'intensité  $p$  en un point s'exprime par une relation de la forme  $p = ky$ , où  $y$  désigne le déplacement de la surface d'interaction au point considéré et  $k$  est un coefficient de réaction (Winkler, 1867).

Les premières applications de la méthode du coefficient de réaction dans le domaine du génie civil sont dues à Zimmermann (1888) pour le calcul des contraintes dans les traverses de chemins de fer. Le développement de la méthode a ensuite concerné les fondations et les radiers. Elle a été introduite, très tôt, dans le domaine des soutènements par Rifaat (1935) et Baumann (1935). Le développement de cette méthode s'est toutefois heurté au problème pratique de sa mise en oeuvre. Celle-ci, nécessairement analytique avant l'apparition du calcul informatique, a fait l'objet de nombreuses propositions (Rifaat, 1935 ; Blum, 1951 ; Richart, 1957). Les méthodes proposées n'étaient toutefois pas suffisamment directes pour être pratiquées facilement dans l'ingénierie courante, en l'absence de moyen de calcul informatique.

## 5.2 Rowe :

Les premiers résultats réellement pratiques relatifs à l'utilisation de la méthode du coefficient de réaction pour le calcul des ouvrages de soutènement sont en fait dus à Rowe (1955). Ce dernier proposa, pour une large gamme d'écrans, des abaques de réduction des sollicitations par rapport aux sollicitations calculées par la méthode de la butée simple (Fig. 3.12).

Pour le tracé de ces abaques, Rowe (1955) a procédé à l'étude théorique de l'influence de la flexibilité relative d'un rideau ancré sur les sollicitations appliquées à l'ouvrage lorsque celui-ci est implanté en milieu pulvérulent. Cette étude a été faite par le calcul au coefficient de réaction, mis en oeuvre de façon analytique, sur la base des hypothèses suivantes :

- ↓ Les contraintes exercées par le sol sur la hauteur hors fiche sont les contraintes limites de poussée ;
- ↓ La réaction du sol mobilisée en un point de la face avant du rideau a pour expression :

$$p = m \frac{z}{D} y$$

Où

- ✦ m est un coefficient de raideur du sol indépendant des dimensions de l'ouvrage,
- ✦ D, la fiche du rideau,
- ✦ z, la profondeur du point considéré,
- ✦ y, le déplacement de ce point.

Ce qui implique que le coefficient de réaction du sol  $K_h = m \frac{z}{D}$  varie linéairement en fonction de la profondeur sous le fond de fouille.

Rowe n'impose, par ailleurs, aucune limitation aux contraintes exercées par le sol sur la face avant de l'écran, le schéma de comportement « élastoplastique », qui implique que la pression du sol sur l'écran est comprise entre les pressions active et passive, n'ayant été introduit qu'ultérieurement (Haliburton, 1968).

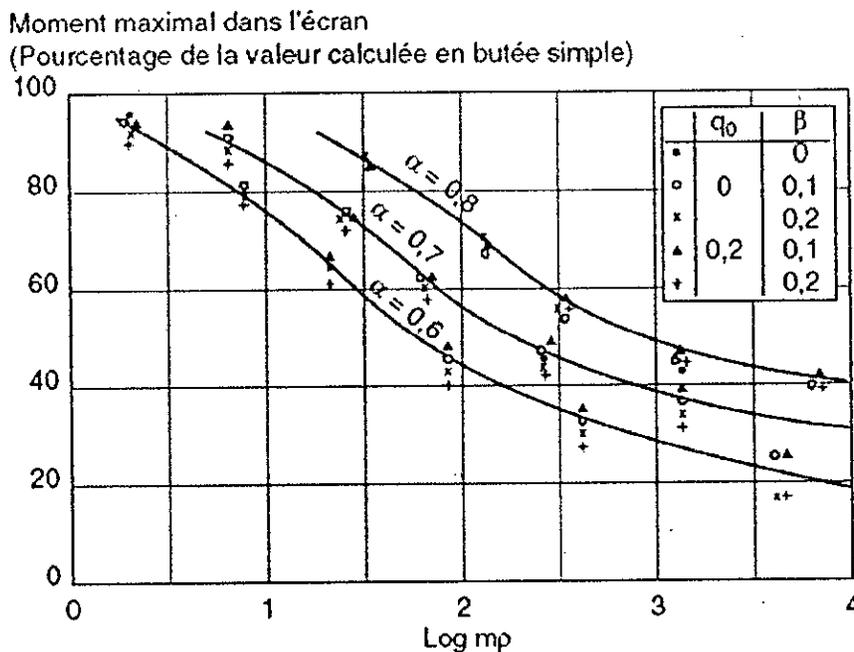


Fig. 3.12. Réductions de moments fléchissant obtenues par Rowe (1955).

Rowe a exprimé les sollicitations ainsi calculées en fonction des sollicitations évaluées par la méthode de la butée simple, de la flexibilité du rideau et de paramètres adimensionnels et (Fig. 3.12) :

- ✦ La flexibilité relative de l'écran est définie par le produit de la raideur m du sol et de la flexibilité de l'écran ;
- ✦ Et caractérisent respectivement le pourcentage de fiche, la position de l'ancrage et l'intensité relative de la surcharge sur la terre pleine.

Les résultats obtenus permirent à Rowe de constater que les paramètres jouant un rôle essentiel dans le comportement de l'écran étaient sa flexibilité relative et le rapport  $\alpha$  de sa hauteur libre à sa hauteur totale, les autres paramètres n'ayant qu'une importance secondaire.

La méthode de calcul proposée comporte alors deux étapes, à l'instar de celle proposée en 1952 sur des bases uniquement expérimentales :

- ✚ L'évaluation des sollicitations dans l'écran par la méthode de la butée simple ;
- ✚ La réduction de ces sollicitations à l'aide des abaques établies à partir de la méthode du coefficient de réaction (Fig. 3.12).

## VI. L'interaction sol écran et appuis écran :

La mise en équation de la méthode du coefficient de réaction conduit à une équation différentielle du quatrième ordre dont la résolution a longtemps été un obstacle majeur au développement de son application au calcul des soutènements.

L'apparition puis le développement dans les années 1960 de l'ordinateur et du calcul informatique, en facilitant l'utilisation de procédures numériques d'intégration des équations, vont changer radicalement les données du problème. D'une part, l'utilisation pratique de la méthode du coefficient de réaction va se trouver facilitée et, d'autre part, il va être possible d'envisager la résolution de problèmes plus complexes que ceux traités jusqu'alors.

### 6.1 L'interaction sol écran et appuis écran :

Les travaux menés jusqu'aux années 1960 portaient sur l'interaction de la fiche de l'écran avec le sol, le problème visé étant de mieux tenir compte de l'encastrement en fiche dans l'estimation des efforts dans la structure. Le développement de nouvelles techniques d'intégration de l'équation d'équilibre de l'écran va autoriser l'application de la méthode du coefficient de réaction à d'autres aspects du problème. Ainsi, Turabi et Balla (1968) complètent la modélisation par la méthode du coefficient de réaction de l'encastrement en fiche par la modélisation de l'action du sol soutenu et des appuis. La poussée des terres sur l'écran est donc fonction du déplacement de ce dernier, valant la poussée au repos pour un déplacement nul de l'écran et diminuant de façon linéaire lorsque ce dernier s'écarte du sol soutenu.

Cette modélisation souffre toutefois d'une déficience importante, relative à la prise en compte des états d'équilibre limites de poussée et de butée. En effet, à l'image des modélisations antérieures de l'interaction en fiche, la pression du sol sur l'écran est simplement modélisée par une fonction linéaire du déplacement de l'écran mais n'est pas limitée par les pressions correspondant aux états d'équilibre limites de poussée et de butée.

Elle peut, en conséquence, prendre des valeurs supérieures aux valeurs correspondant à la mise en butée du sol ou inférieures aux valeurs correspondant à la poussée du sol.

Un tel schéma pouvait, à la rigueur, rester acceptable pour ce qui concerne l'interaction en fiche, compte tenu du fait que, dans les conditions de service prévalant pour une analyse par la méthode du coefficient de réaction, l'ouvrage ne mobilise la butée que sur une hauteur limitée de la fiche. Par contre, pour la modélisation des efforts développés par le sol soutenu par l'écran, ce schéma peut vite devenir inadmissible car l'état d'équilibre limite de poussée est très rapidement atteint, même dans des conditions de service.

L'introduction d'un modèle de réaction non linéaire du sol sur l'écran, intégrant les seuils correspondant aux états d'équilibre limites de poussée et de butée, est due à Haliburton (1968, Fig. 3.13). Le modèle proposé permet en outre de traiter les appuis comme des appuis élastiques ou encore comme des déplacements imposés. Haliburton a ainsi mis en évidence les nouvelles potentialités de l'application de la méthode du coefficient de réaction au calcul des écrans de soutènement. En particulier, cette méthode se distingue alors des méthodes classiques en autorisant la prise en compte de conditions aux limites variées ainsi que de multiples niveaux d'appuis. Elle permet par ailleurs d'analyser les distributions d'efforts obtenues pour différentes configurations de l'ouvrage, le projeteur pouvant jouer sur la longueur de la fiche ou la position des appuis.

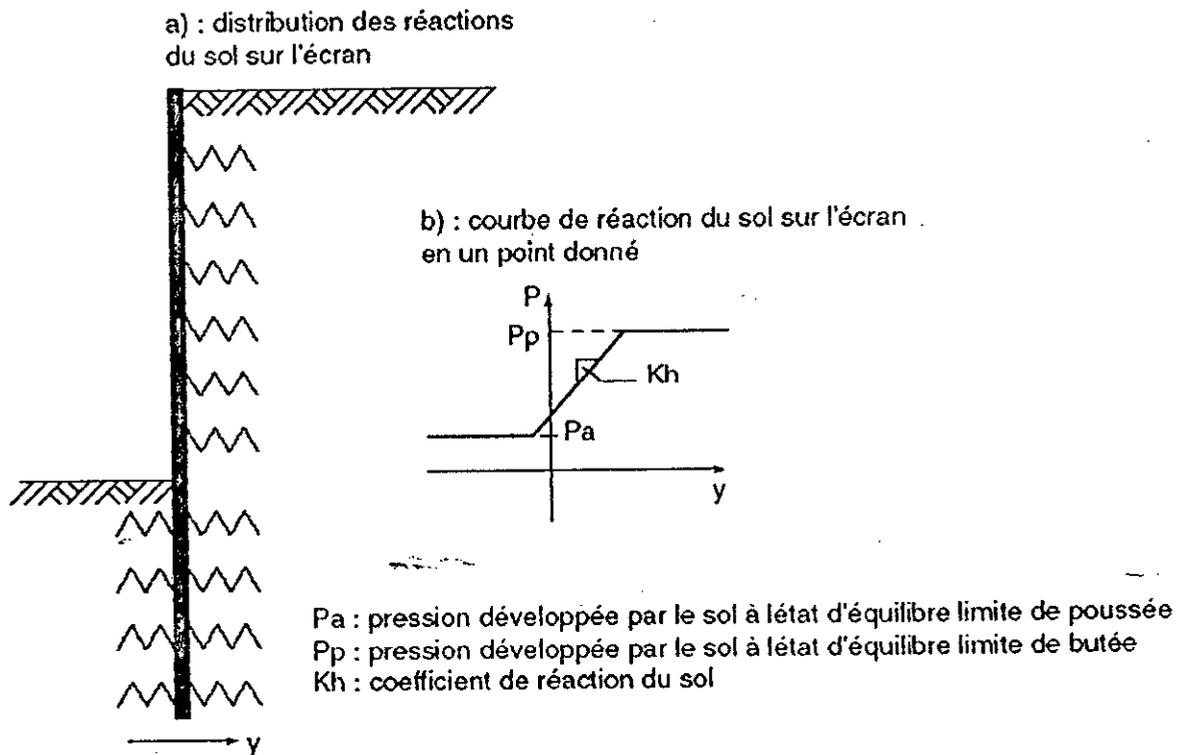


Fig. 3.13. Modèle d'interaction prise en compte par la méthode du coefficient de réaction.

## 6.2 La méthode de référence pour l'ingénierie des soutènements :

Les potentialités de la méthode du coefficient de réaction, qui apparaissent clairement dans les travaux d'Haliburton (1968), furent rapidement mises à profit pour l'étude des ouvrages réels. Ainsi, dès le début des années 1970, Boudier et al. (1970), puis Fages et Bouyat (1971a ; 1971b) et Rossignol et Genin (1973) développèrent des logiciels spécialisés dans le calcul des écrans de soutènement par la méthode du coefficient de réaction.

Il est par ailleurs important de noter que ces développements intéressaient en tout premier lieu le calcul des ouvrages en paroi moulée, par ailleurs souvent ancrées par des tirants actifs n'autorisant pas pleinement le développement des états d'équilibre limites de poussée. La méthode de calcul venait ainsi accompagner le développement de nouvelles techniques de construction (Delattre, 2000) et non pas se substituer aux méthodes de calcul qui prévalaient pour des techniques anciennes.

La généralisation de la méthode, au cours des années 1970, conduisit au développement de nouveaux logiciels d'application, parmi lesquels DENEbola (Balay et Al, 1982). Elle conduisit également à une certaine formalisation des hypothèses de calcul et, en particulier, des règles relatives au choix des valeurs à attribuer au coefficient de réaction (Balay, 1985).

## 6.3 Le choix de la valeur à attribuer aux paramètres du calcul :

L'application de la méthode du coefficient de réaction aux ouvrages de soutènement diffère de l'application qui en est faite aux fondations par le fait que le sol constitue à la fois le chargement et le milieu encaissant, le chargement étant dans le cas général un facteur indépendant du sol pour les fondations.

La mise en oeuvre de la méthode conduit à traiter séparément les deux questions. Ainsi, pour chaque phase de travaux, le chargement appliqué à l'écran est évalué dans un premier temps, son déplacement étant supposé nul. Dans un second temps, sa position d'équilibre est recherchée, compte tenu de la mobilisation des réactions du sol, ces dernières étant décrites par les coefficients de réaction du sol et les seuils correspondant aux états d'équilibre limites de poussée et de butée.

En pratique, la question du chargement appliqué à l'écran renvoie à la notion de coefficients de compression et de décompression du sol, tandis que la question des courbes de réaction se résume à celle des coefficients de réaction, les seuils de poussée et de butée bénéficiant des développements réalisés antérieurement pour les méthodes classiques.

#### 6.4 Coefficient de décompression ou de compression latérale du sol :

Le chargement principal des écrans de soutènement est celui qui est appliqué par le terrain. Partant de la situation initiale d'équilibre qui prévaut lors de l'installation de l'écran, ce chargement comporte deux composantes. Une composante directe réside dans les contraintes appliquées à l'écran par le remblai, ou, inversement, par les contraintes qui se trouvent supprimées du fait du déblai.

Une composante indirecte du chargement est pour sa part transmise à l'écran par le terrain sous jacent au remblai ou au déblai.

L'évaluation de la composante directe de ce chargement suscite peu de discussions. Dans le cas des remblais, ces contraintes, à déplacement nul de l'écran, sont évaluées à partir du coefficient de pression du sol au repos  $K_0$ , tandis que, dans le cas d'un déblai, ces contraintes sont définies a priori.

Concernant les contraintes transmises par le sol de fondation, il est également proposé, dans le cas d'un chargement en remblai (Balay et Harfouche, 1983), d'évaluer le chargement transmis par le sol sous jacent à l'écran à partir de son coefficient de pression du sol au repos  $K_0$ .

Dans le cas du déchargement causé par une excavation, Balay et Harfouche (1983) proposent deux options. La première, qualifiée « d'irréversible », consiste à considérer que la contrainte horizontale n'est pas modifiée tant que celle-ci ne devient pas supérieure à la contrainte de butée. La seconde, qualifiée de « réversible », consiste à considérer que le déchargement s'effectue suivant la pente  $K_0$  du premier chargement (tant que la contrainte ne devient pas inférieure à la contrainte de poussée).

Monnet (1994) propose pour sa part, dans le cas du déchargement, de calculer la diminution de contrainte horizontale comme une fraction de la diminution de contrainte verticale :

$$\Delta\sigma_h = K_d * \Delta\sigma_v$$

Où  $K_d$  désigne un coefficient de décompression du sol.

L'analyse des résultats de travaux menés par différents auteurs sur le comportement du sol soumis à un déchargement en conditions oedométriques conduit Monnet à proposer pour  $K_d$  l'expression :

$$K_d = 1/2(1 - \sin \varphi)(3 - 3^{\sin \varphi}).$$

On remarque que cette expression conduit à considérer un chemin de contrainte linéaire au déchargement, de pente relativement proche de celle considérée par Mayne et Kulhawy (1982) pour le rechargement.

### 6.5 La détermination des coefficients de réaction :

Le dimensionnement d'un ouvrage par les méthodes de calcul classiques nécessite de choisir le diagramme des efforts qui est appliqué à l'écran. Ce choix d'un état de contraintes sur l'écran impose en réalité au concepteur de s'interroger sur les déformations que subit le sol compte tenu des dispositions prévues pour l'ouvrage (rigidité de l'écran et de ses appuis, nature du terrain et procédure de construction de l'ouvrage). C'est en effet en considérant ces dispositions que le concepteur va pouvoir faire l'hypothèse que telle partie du massif de sol reste dans un état voisin de l'état au repos tandis que telle autre se trouve décomprimée et donc voisine d'un état actif.

Par rapport aux méthodes classiques, la méthode du coefficient de réaction permet de ne plus avoir à répondre a priori à ces questions. Les hypothèses ne portent plus sur les déformations, qui deviennent un résultat du calcul, mais sur la distribution des rigidités. C'est en effet cette dernière qui, introduite dans le calcul, détermine l'équilibre.

L'analyse des hypothèses du calcul doit donc porter sur la répartition des coefficients de réaction sur l'écran, de la rigidité des appuis et de la rigidité de l'écran.

#### ↓ Terzaghi

Les deux contributions majeures pour l'évaluation du coefficient de réaction sont le fait de Terzaghi (1955) et de Ménard et Al. (1964).

La discussion d'études expérimentales du comportement de structures encastrees dans le sol (Rifaat, 1935 ; Loos et Breth, 1949), ainsi que de celles consacrées aux autres catégories d'ouvrages de la géotechnique, complétée par des considérations théoriques sur la notion de coefficient de réaction, amenèrent Terzaghi (1955) à formuler des règles générales pour le choix des coefficients de réaction à introduire dans les calculs. Pour le calcul des écrans de soutènement, Terzaghi proposa de considérer un coefficient croissant de façon linéaire avec la profondeur dans le cas d'ouvrages fondés sur du sable et un coefficient de réaction constant dans le cas des argiles raides. Par ailleurs, Terzaghi montra que le coefficient de réaction est d'autant plus faible que le terrain se trouve sollicité sur une surface de grande dimension et que la raideur de ce dernier est faible.

Cette analyse conduisit Terzaghi à exprimer le coefficient de réaction sous la forme :

$$K_h = I_h \frac{z}{D}$$

Dans le cas des sables et sous la forme :

$$K_h = K_m \frac{1}{D}$$

Dans le cas des argiles raides.

Dans ces expressions,  $z$  désigne le niveau considéré de la fiche,  $D$  la « longueur sollicitante », dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage,  $k_h$  une constante caractérisant les sables, compte tenu de leurs états de densité et de la présence d'une nappe d'eau, et  $kh_1$  une constante caractérisant les argiles compte tenu de leur consistance.

#### ✚ Ménard

La contribution de Ménard fait appel à la théorie établie par Ménard et Rousseau (1962) pour le calcul du tassement des fondations superficielles à partir de considérations basées sur la théorie de l'élasticité et d'ajustements empiriques. La transposition des résultats obtenus à la réaction opposée par le sol à la mobilisation en fiche de l'écran conduit à exprimer le coefficient de réaction sous la forme (Ménard et Rousseau, 1962 ; Ménard et Al, 1964) :

$$K_h = E_M / ((\alpha a / 2) + 0.133(9a)^\alpha)$$

Où

- ✚  $E_M$  désigne le module pressiométrique du sol ;
- ✚  $a$  la « longueur sollicitante », dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage ;
- ✚ Et  $\alpha$  un coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.

La généralisation de la méthode, au cours des années 1970, conduisit à une certaine formalisation des hypothèses de calcul et en particulier des règles relatives au choix des valeurs à attribuer au coefficient de réaction (Balay, 1985). Concernant les coefficients de réaction à considérer pour la partie en fiche, ces recommandations reprennent les propositions faites par Ménard et al. (1964), un correctif étant toutefois apporté lorsque la fiche de l'ouvrage est supérieure à sa hauteur libre (ouvrages fortement encastés). Ces propositions de Ménard sont, par ailleurs, étendues à la partie supérieure du soutènement (à la réaction des terrains soutenus), des dispositions particulières étant proposées pour la réaction du terrain concerné par la mise en précontrainte des appuis. Ces dernières dispositions sont tirées de l'analyse, par la méthode des éléments finis, de la réaction d'un massif élastique à une structure chargée ponctuellement et s'appuient sur le comportement observé de plusieurs ouvrages de soutènement (Gigan, 1984).

### ✚ L'alternative de Chadeisson

L'alternative proposée par Chadeisson (in Monnet, 1994) consiste à établir la valeur du coefficient de réaction sur la base de la résistance au cisaillement du sol, caractérisée par la cohésion et l'angle de frottement. Cette proposition, qui prend la forme d'un abaque, ne comporte *a priori* pas d'autre justification que l'expérience. Des éléments de justification ont été apportés *a posteriori* par Monnet (1994), lequel propose, par ailleurs, des développements à ces propositions, tandis que Londez et *al.* (1997) illustrent sur un ouvrage réel l'utilisation de cette abaque de Chadeisson.

### ✚ Les méthodes hybrides

Les limites de la méthode du coefficient de réaction ont conduit certains auteurs à proposer des méthodes hybrides pour lesquelles la réaction du sol sur l'écran est calculée, pour chaque étape de travail, en considérant que le massif de sol se comporte comme un massif élastique. La réaction d'un tel massif au déplacement de l'écran peut alors s'appuyer sur les développements de la théorie de l'élasticité (Vaziri et Troughton, 1992 ; Vaziri, 1995, utilisant les équations de Mindlin et des développements complémentaires ; Papin et Al., 1992, in Potts, 1992 ; Creed et O'Brien, 1991, faisant appel à des méthodes numériques), cette réaction étant bien entendue limitée par les seuils habituels correspondant aux états d'équilibre limites de poussée et de butée.

## VII. Application de la méthode des éléments finis au calcul des parois [10], [15]:

La méthode des éléments finis offre la possibilité d'étudier une paroi, non plus comme une poutre isolée d'épaisseur négligeable mais comme une partie de l'ensemble constitué par le massif de sol, la paroi et le système d'ancrage. Elle permet de calculer les contraintes et les déplacements en tout point de cet ensemble à partir des lois de comportement des matériaux constitutifs (sol, acier des tirants d'ancrage, béton de la paroi). Le calcul fournit notamment les contraintes exercées par le sol sur la paroi (composantes normales et tangentielles), les contraintes dans la paroi, les réactions d'ancrage et les déplacements de la paroi et du sol.

### 7.1 Lois de comportement du sol :

Les lois les plus couramment adoptées jusqu'ici pour décrire le comportement du sol dans les calculs aux éléments finis sont les suivantes :

- La loi élastique linéaire dont l'application nécessite la connaissance du module d'Young  $E$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .
- La loi élastique linéaire-plastique dont l'application exige la connaissance de  $E$ ,  $\nu$  et des paramètres de résistance au cisaillement  $c$  et  $d$ , nécessaires à l'application des critères de Tresca, Coulomb ou Drücker qui définissent les contraintes dans le domaine plastique ;
- La loi de Wong et Duncan (1974), qui admet une relation hyperbolique entre les contraintes et les déformations du sol lors d'un premier chargement et une relation linéaire lors d'un déchargement ou d'un rechargement. L'application pratique de cette loi revient à utiliser les équations de l'élasticité linéaire en tenant compte de valeurs de  $E$  et  $\nu$  qui varient en fonction des contraintes appliquées et du type de sollicitation. Ces valeurs de  $E$  et  $\nu$  sont calculées en fonction des contraintes, à partir des paramètres de résistance au cisaillement et de cinq paramètres caractérisant la déformabilité et la compressibilité du sol. L'application stricte de ces lois de comportement revient à affecter la valeur :

$$K_0 = \nu / \nu - 1$$

Au coefficient de pression du sol au repos qui détermine les contraintes horizontales dans le sol à l'état initial (on admet aussi fréquemment que la construction de la paroi ne modifie pas l'état des contraintes dans le sol, ce qui revient à considérer que la pression initiale du sol sur la paroi est définie par ce coefficient). En fait, la relation précédente entre  $\nu$  et  $K_0$  n'est applicable qu'à un matériau parfaitement élastique et, compte tenu des valeurs généralement attribuées à  $\nu$ , son application à certains sols peut conduire à des valeurs totalement irréalistes de  $K_0$ . Il est donc judicieux de définir l'état

des contraintes initiales dans le sol à partir de valeurs de  $K_0$  déterminées indépendamment de  $\nu$ .

### 7.2 Modélisation du problème :

Deux types de modèles peuvent être envisagés pour le calcul d'une paroi :

- Un modèle reproduisant la géométrie du massif constitué par le sol et la paroi après réalisation des terrassements (Fig. 3.14). L'état initial est alors simulé en appliquant sur la surface du fond de fouille, et sur la face externe de la partie hors fiche de la paroi, les efforts correspondant à cet état initial. Un tel modèle présente l'inconvénient de ne permettre l'étude que d'une seule phase de terrassement.
- un modèle reproduisant la géométrie initiale du massif, les phases successives de terrassement étant alors simulées en "éliminant", au cours du calcul, les éléments du maillage situés au-dessus des niveaux successifs de terrassement. Cette élimination se fait en modifiant les paramètres de comportement des éléments intéressés.

Dans le cas du modèle représenté (Fig. 3.14), il y a également lieu d'appliquer les efforts correspondant à l'état initial sur la plate-forme en contrebas du terrain naturel et sur le parement du talus.

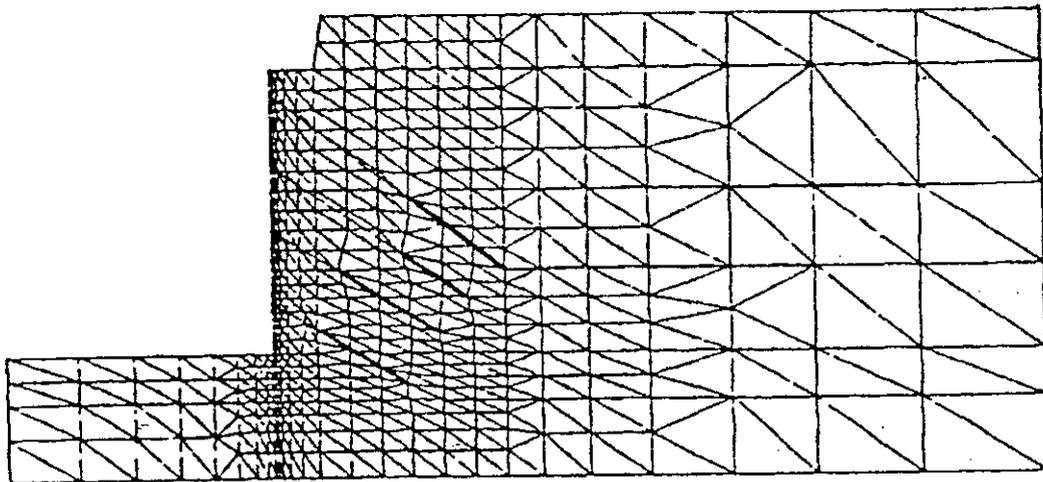


Fig. 3.14. Exemple de modèle utilisé pour le calcul d'une paroi moulée.

Le maillage des zones du modèle représentant respectivement le sol et la paroi est généralement constitué d'éléments triangulaires ou quadrilatères, les nappes de tirants d'ancrage (assimilées à des plaques continues) étant figurées par des éléments linéaires. Ceux-ci ne sont liés aux éléments de sol adjacents que dans la zone de scellement de chaque nappe d'ancrage.

Les conditions sur le contour du modèle sont définies:

- Par les valeurs des contraintes appliquées le long de la ligne délimitant le modèle à sa partie supérieure (ligne figurant le fond de fouille, la face externe de la paroi sur sa hauteur hors fiche, la surface du sol à l'arrière de la paroi) ;
- Par les valeurs des déplacements le long de sa base et de ses limites latérales. On impose généralement des déplacements nuls le long de la base et des déplacements horizontaux nuls le long des limites latérales.

Deux types de conditions peuvent être imposées, en pratique, le long des surfaces de contact entre les zones du modèle représentant le sol et celles représentant respectivement la paroi et le scellement des nappes d'ancrage :

- Soit on impose une liaison rigide entre deux zones contiguës le long de leur surface de contact ;
- Soit on les relie par des éléments permettant de simuler un glissement relatif le long de leur surface de contact.

La méthode employée pour décrire la mise en tension d'une nappe de tirants précontraints (Frank, Thomann, 1979) est schématisée (Fig. 3.15). On applique une force de traction égale à la tension de précontrainte à l'extrémité libre A de la nappe, tout en exerçant une force égale et opposée en un point B de la paroi, voisin de A. Lors de la phase de calcul suivante, les points A et B sont solidarisés par un élément de liaison rigide.

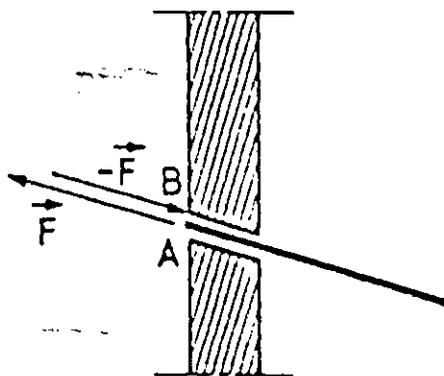


Fig. 3.15. Simulation de la mise en tension d'une nappe de tirants précontraints

## VIII. Conclusions

L'approche par le calcul de l'équilibre en service des écrans de soutènement a accompagné tout au long du XXe siècle le développement et la diversification de cette technique, depuis les écrans rigides aux écrans souples, simplement encastres ou ancrés par une seule nappe de tirants passifs dans un premier temps, aux écrans ancrés par plusieurs nappes.

Cette approche est centrée, depuis le début du XXe siècle jusqu'aux années 1970, sur l'évaluation des sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages. La question des déformations des ouvrages et du terrain avoisinant n'est donc pas abordée, tout au moins de façon explicite.

Les travaux menés dans ce cadre intéressent principalement deux aspects de l'interaction sol écran de soutènement :

✚ D'une part, ils viennent compléter l'analyse des états d'équilibre limite de poussée et de butée du sol entreprise aux XVIIIe et XIXe siècles ; ont ainsi été mis à la disposition des ingénieurs les prolongements des méthodes de Coulomb et de Boussinesq qui permettent l'analyse des états d'équilibre de butée aussi bien que de poussée ;

✚ D'autre part, ils tentent d'apporter une réponse à la question des conditions d'appui de l'écran dans le sol dans la partie en fiche, question déterminante pour l'évaluation des efforts auxquels est soumis l'ensemble de l'écran. Cette réponse, venue progressivement, a donné lieu à un ensemble de méthodes de calcul dont chacune tente d'embrasser un point de vue élargi par rapport aux méthodes précédemment élaborées. Il en résulte que ces méthodes ne sont pas équivalentes du point de vue de leur domaine d'emploi, ce dernier pouvant être relativement restreint pour les méthodes les plus frustes.

Cette approche s'est par contre relativement désintéressée de l'interaction de l'écran avec le sol soutenu.

L'hypothèse restée en usage jusqu'aux années 1970 est celle d'un état d'équilibre limite de poussée du sol soutenu, les actions résultantes sur l'écran étant évaluées à partir des méthodes de Coulomb, de Rankine ou de Boussinesq ou de leurs prolongements. Ainsi, si l'on se réfère aux différentes formes de l'interaction sol-écran de soutènement, on est conduit à observer que ces méthodes de calcul n'ont pas apporté de solution bien établie au problème des effets de voûte sur les écrans souples et à celui de la dépendance des poussées des terres à la cinématique générale de l'écran.

La généralisation de la méthode du coefficient de réaction à partir des années 1970 permet de mettre fin aux errements antérieurs en matière d'encastrement de l'écran dans le sol en proposant une solution tenant compte des propriétés du sol et de l'écran. Elle autorise, par ailleurs, la prise en compte de nouvelles conditions d'interaction de l'écran avec la partie soutenue du massif de sol par rapport au simple schéma de poussée active qui prévalait antérieurement. Le chargement de l'écran dans la partie soutenue peut ainsi résulter d'états du sol intermédiaires aux états d'équilibre limites de poussée et de butée, situation qui apparaît avec le développement des tirants actifs.

Cette généralisation de la méthode du coefficient de réaction ne doit cependant pas faire oublier qu'elle ne traite qu'imparfaitement de l'interaction sol écran de soutènement. Ainsi, à l'instar des méthodes classiques qui l'ont précédée, elle ne va pas jusqu'à intégrer des propositions permettant la prise en compte des effets de voûte au voisinage des appuis ou la cinématique générale de l'écran et elle ne donne accès que de façon très médiocre aux déformations subies par l'ouvrage. L'évaluation des paramètres auxquels elle fait appel (coefficient de réaction et coefficient de décompression, en particulier) reste par ailleurs une réelle difficulté.

Ces aspects imparfaitement traités ou laissés en blanc par les méthodes classiques et la méthode du coefficient de réaction laissent entrevoir le champ occupé parallèlement par les méthodes empiriques et semi-empiriques. Il met également en perspective les apports à attendre de l'application aux écrans de soutènement des méthodes par éléments finis, qui autorisent la prise en compte de davantage de facettes de l'interaction sol structure.

Chapitre IV:

Les logiciennes

## Les logiciels

### I. Introduction :

Ce travail consiste à déterminer les sollicitations sur la paroi moulée et d'étudier son comportement par deux logiciels de calcul.

Premièrement nous allons vous présenter le progiciel Robot Millennium du calcul de la poussée et de la butée sur la paroi moulée.

Par suite, nous allons vous présenter le logiciel PARIS 2, développé par entreprise Soletanche-Bachy

### II. Représentation du Progiciel Robot Millennium :

Le Robot Millennium est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du progiciel Robot sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO),
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread) ;
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier,
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

Le système Robot regroupe plusieurs parties (modules) spécialisées dans chacun des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calculs de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

### III. Hypothèses de calcul des poussées et des contraintes:

#### 3.1 Calculs de la poussée :

Les calculs sont fondés sur la théorie de Coulomb avec les modifications ultérieures. On admet que le coin de glissement est linéaire. Il est possible d'introduire les coefficients de correction qui prendront en compte la forme non linéaire du coin de glissement.

On admet que le diagramme de la poussée est un diagramme linéaire en segments.

On admet que les déplacements généraux  $r$  sont définis de la façon suivante :

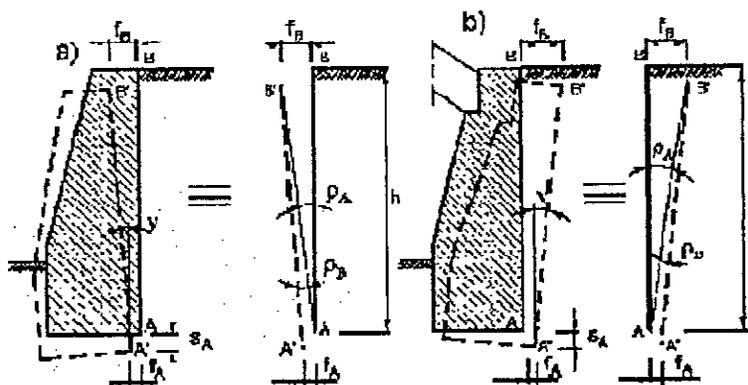


Fig. 4.1. Type de déplacements.

Trois cas limites de poussées sont distingués :

- ✓ La poussée limite active (active, poussée), si le mur s'est décalé du sol d'au moins une valeur ultime à  $\Delta\rho\alpha$  ( $\Delta\rho > \Delta\rho\alpha$ ) ;
- ✓ Equilibre, si aucun déplacement du mur  $\Delta\rho = 0$  n'a lieu ;
- ✓ La butée limite, si le mur s'est décalé dans la direction du sol d'au moins une valeur limite  $\Delta\rho p$  ( $\Delta\rho > \Delta\rho p$ ).

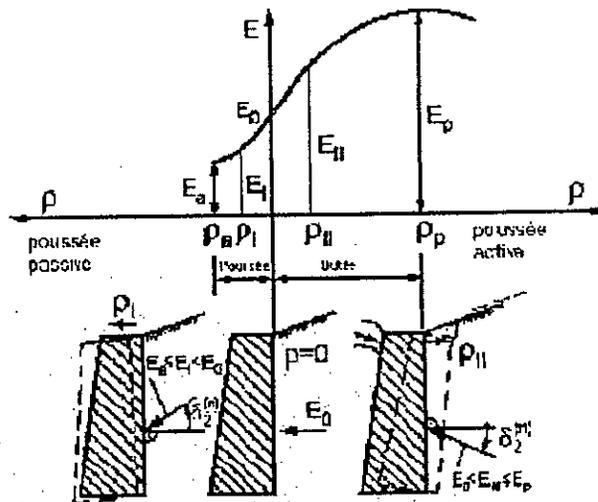


Fig. 4.2. Les états limites.

Dans les cas intermédiaires,  $0 < \Delta\rho < \Delta\rho\alpha$  ( $0 < \Delta\rho < \Delta\rho p$ ), on admet que la poussée intermédiaire active (passive) est une combinaison linéaire de la poussée équilibre et de la poussée limite active (limite passive)

$$E_I(\rho) = \xi(\rho).E_0 + (1 - \xi(\rho)).E_a$$

$$E_I(\rho) = \xi(\rho).E_0 + (1 - \xi(\rho)).E_p$$

$$0 \leq \xi \leq 1$$

La relation entre la poussée et le déplacement est une relation non linéaire, on admet les valeurs suivantes, conformément à l'abaque :

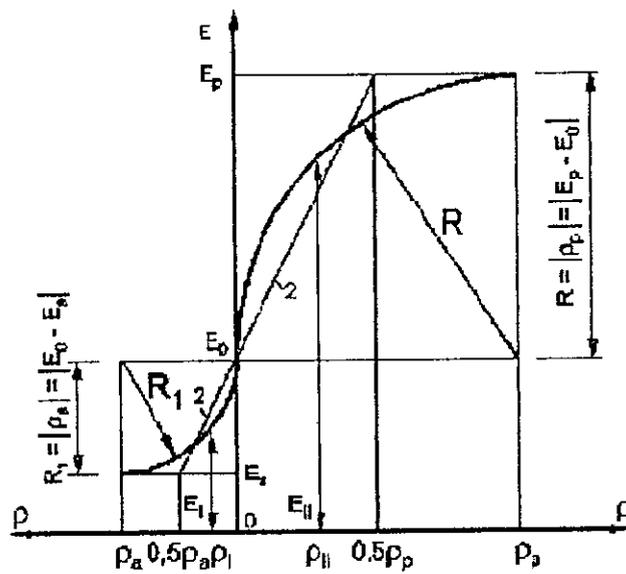


Fig. 4.3. Relation poussée-déplacement.

**3.2 Calcul de la butée du sol :**

Principes généraux de calculs de la poussée à l'équilibre :

Valeur de la poussée :

$$e_{at} = \gamma \cdot h \cdot K_0$$

$$K_0 \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1-\nu}$$

**3.3 Calculs de la poussée limite (active) :**

Valeur de la poussée  $e'_a = \gamma \cdot h \cdot K_a \cdot \cos \beta$  (cos ne projette pas de vecteur, il n'est que coefficient de correction)

Composante normale au mur sans prise en compte de la cohésion :

$$e_{an} = e'_a \cos \delta$$

La prise en compte de la cohésion est effectuée après la combinaison entière

Composante tangente au mur :

$$e_{as} = e'_a \sin \delta$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta_2) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_2) \cdot \sin(\phi - \xi)}{\cos(\beta + \delta_2) \cdot \cos(\beta - \xi)}} \right]^2}$$

### 3.4 Calculs de la butée limite (passive) :

Valeur de la poussée  $e'_p = \gamma \cdot h \cdot K_p \cdot \cos \beta$  ( $\cos$  ne projette pas de vecteur, il n'est que coefficient de correction)

Composante normale au mur sans prise en compte de la cohésion :

$$e_{pn} = e'_p \cos \delta$$

La prise en compte de la cohésion est effectuée après la combinaison entière

Composante tangente au mur :

$$e_{ps} = e'_p \sin \delta$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\beta + \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta_2) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_2) \cdot \sin(\phi + \xi)}{\cos(\beta + \delta_2) \cdot \cos(\beta - \xi)}} \right]^2}$$

Conventions de signe comme ci-dessus :

Prise en compte de la cohésion (théorie de J. Ohde (1965) – conforme à PN pour les murs non inclinés) :

Valeur de la poussée

$$\begin{cases} e_c = -c \cdot K_{ac} & \text{pour la poussée} \\ e_c = +c \cdot K_{ac} & \text{pour la butée} \end{cases}$$

Composante normale au mur sans prise en compte de la cohésion :

$$e_{cn} = e_c$$

La prise en compte de la cohésion est effectuée après la combinaison entière

Composante tangente au mur :

$$k_{ac} = \frac{2.(1 + \operatorname{tg}\beta.\operatorname{tg}\varepsilon).\cos\phi.\cos(\beta + \delta).\cos\beta}{1 + \sin(\phi + \beta + \delta - \varepsilon)}$$

### 3.5 Poussée due aux charges :

- ✓ Uniformes ;
- ✓ Les charges uniformes peuvent être traitées comme une couche supplémentaire du sol stratifié à épaisseur.

$$h = \frac{q}{\rho.g}$$

Où :

- ✚  $h$  : hauteur de la couche équivalente
- ✚  $q$  : valeur de la charge
- ✚  $\rho$  : densité de la couche équivalente
- ✚  $g$  : accélération de la pesanteur

Les formules utilisées pour les calculs de la poussée du sol sont obligatoires

**Linéaires :** pour les calculs, elles sont représentées par une charge répartie de largeur peu importante et de valeur  $q = Q / e$ . Les calculs successifs sont analogues aux calculs des charges réparties

**Concentrées :** pour les calculs, la charge concentrée est transformée en charge linéaire agissant de la même façon sur le voile

**Réparties :** elles sont dues directement aux principes de calcul pour les forces concentrées ; le diagramme de la poussée pour la charge répartie est relatif aux angles  $\Theta = 45^\circ + \phi$  et  $\phi$  qui limitent le champ d'actions.

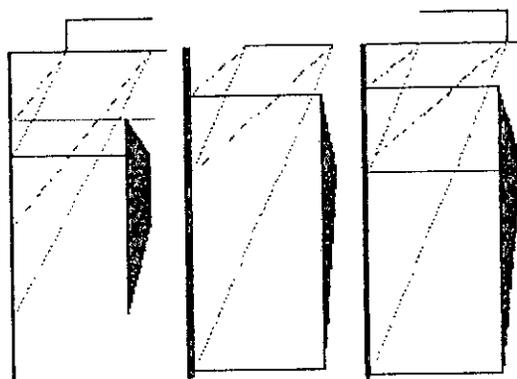


Fig. 4.4. Distribution des charges

**Trapézoïdales :** la charge trapézoïdale est substituée par trois charges réparties qui occupent chacune  $1/3$  de l'espace de la charge trapézoïdale ayant respectivement les  $2/3q_{sr}$ ,  $q_{sr}$ ,  $4/3q_{sr}$

### 3.6 Calcul des Contraintes :

On adopte l'hypothèse que le sol est un milieu élastique qui ne transfère pas de contraintes de traction.

Pour un tel milieu, le principe de superposition n'est pas valide. Les calculs doivent être effectués séparément pour chaque combinaison et pour chaque déplacement du voile (poussées équilibre, intermédiaire et limites)

Les contraintes dans le sol sont calculées à partir de l'équilibre des efforts, de moments dus aux poussées et butées, et de forces appliquées au voile.

#### ❖ Résultats de calculs géotechniques :

Dans le logiciel, on dispose d'un outil de calcul de la poussée du sol sur les éléments de construction enfoncés dans le sol, comme murs de soutènement, voiles, etc. Le logiciel prend en compte : poussée du sol et des forces appliquées à la surface du sol.

La valeur de la poussée du sol peut être modifiée en fonction du mode de travail de l'élément de soutènement :

- ✚ Poussée liée à la présence d'un autre objet dans le cas où un autre objet qui réduit la poussée du sol est présent ;
- ✚ Poussée active poussée réduite dans le cas où l'élément de soutènement s'est déplacé à la suite de l'action des forces extérieures dans la direction conforme à la poussée exercée par le sol ;

⚡ Poussée passive poussée augmentée dans le cas où l'élément de soutènement s'est déplacé à la suite de l'action des forces extérieures dans la direction opposée à la poussée exercée par le sol.

Pour charger la surface du sol, on utilise la répartition linéaire des contraintes dans le sol.

#### ❖ Poussées :

Poussée et butée des terres : conforme aux déplacements du mur Coefficients de poussées et butées limites et équilibres pour les sols:

$$K_a = \frac{\cos^2 \cdot (\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}} \right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \cdot (\beta + \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}} \right)^2}$$

$$K_o = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$K_a \leq K_o \leq K_p$$

#### IV. Le logiciel PARIS 2 de Soletanche-Bachy :

Les calculs ont été fait par le logiciel PARIS 2, développé par l'entreprise. Il est basé sur les théories d'élasto-plasticité.

# Chapitre V: Calcul et Résultats

## Calcul et Résultats

### I. Introduction :

Ce travail consiste à déterminer les sollicitations sur la paroi moulée et d'étudier son comportement par deux méthodes de calcul.

Premièrement nous allons vous présenter les résultats du calcul de la poussée et de la butée sur la paroi moulée présentés par Soletanche-Bachy, ces calculs ont été faits avec le logiciel PARIS 2, développé par cette entreprise.

Par suite, nous allons vous présenter les résultats du calcul de la poussée et de la butée sur la paroi moulée effectuée par le logiciel Robot Millennium.

Enfin on compare globalement les résultats des deux méthodes.

### II. Caractéristiques géotechniques du site :

#### ↓ Niveau d'eau :

D'après les sondages effectués par l'entreprise Hydro-technique ils ont considéré une nappe active sur la hauteur des remblais à 2m de la surface libre. Et en phase des travaux une nappe d'intensité décroissante sur la hauteur des marnes altérées.

Le risque d'une nappe en charge sur la hauteur des pénétrations est considéré dans la phase de calcul pour les phases service après coulage du radier.

#### ↓ Prise en compte surcharges de circulation :

Comme nous sommes accotés d'une zone militaire il est pris en compte de convois militaires de type MC120, ça se résume à considérer une surcharge uniformément répartie de 2.2 t/m<sup>2</sup>.

Les calculs des murs de soutènement sont effectués conformément aux prescriptions des normes françaises suivantes :

- ↳ Paramètres géotechniques : DTU 13.12 ou Fascicule N° 62 Titre ;
- ↳ Ferrailage : BAEL 91 ou BAEL 91 mod.99.

#### ❖ Hypothèses simplificatrices du calcul :

Les caractéristiques des terrains considérées pour le calcul des incréments de poussée dynamique ont été uniformisées pour des simplifications de calcul, pour les deux couches (Remblai, Argile) concernées à  $\Phi = 20^\circ$ ,  $c = 0 \text{ t/m}^2$  et de  $\Phi = 25^\circ$ ,  $c = 0 \text{ t/m}^2$  pour les marnes altérées.

Pour simplifier le calcul, lorsque le niveau de la nappe est nettement au-dessus du toit des marnes altérées, on a considéré pour les marnes altérées les mêmes caractéristiques que celles des remblais  $\Phi = 20^\circ$ ,  $c = 0 \text{ t/m}^2$ .

### III. Nature des travaux :

#### 3.1 Méthode de calcul :

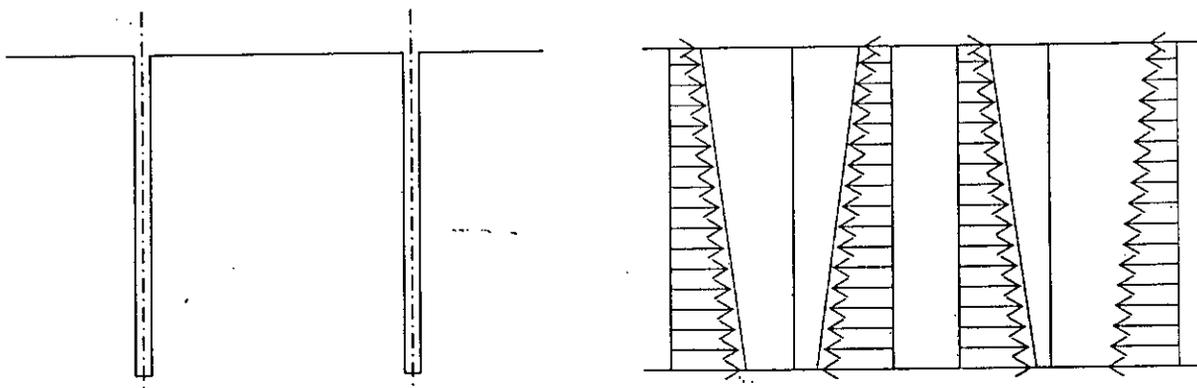
La paroi moulée est calculée comme une juxtaposition de poutres verticales soumises à la poussée, la butée des terres, à l'action de la nappe phréatique.

#### 3.2 Les différentes phases de réalisation :

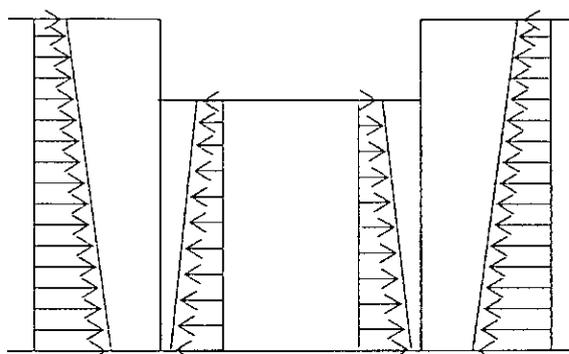
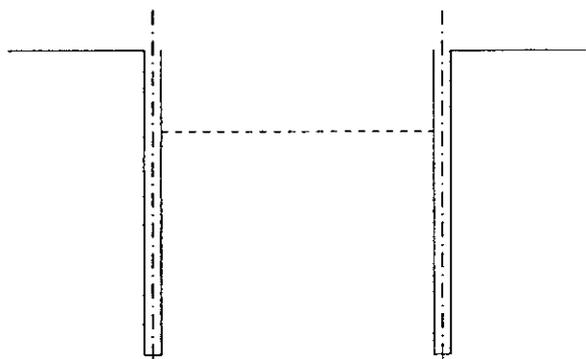
La réalisation d'une paroi moulée passe par plusieurs phases, donc pour le calcul on considère toute phase de réalisation comme une étape de calcul. On distingue les différentes phases suivantes de réalisation de la paroi moulée :

- Chargement du sol
- Chargement du ou poids propre et ou charge d'exploitation

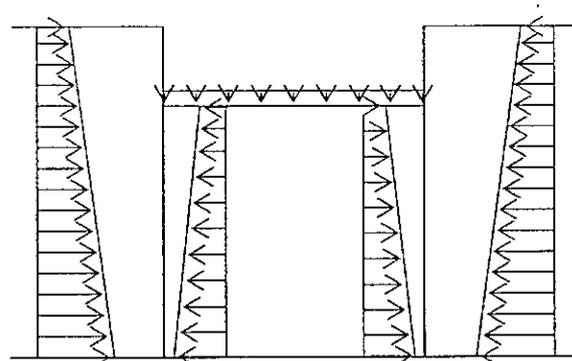
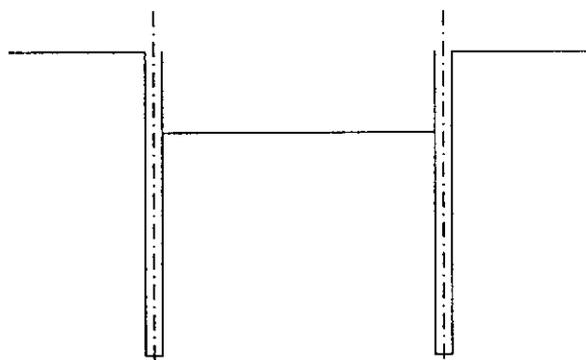
#### ↳ Phase 1 : Exécution de la paroi



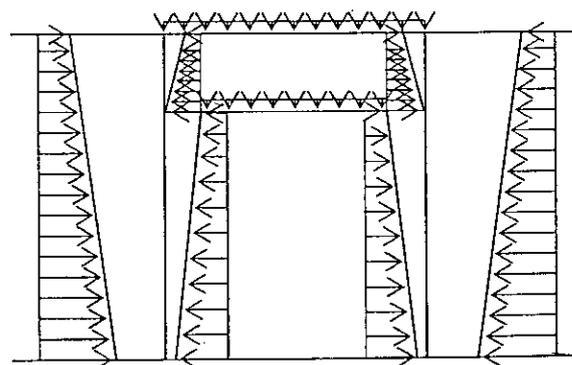
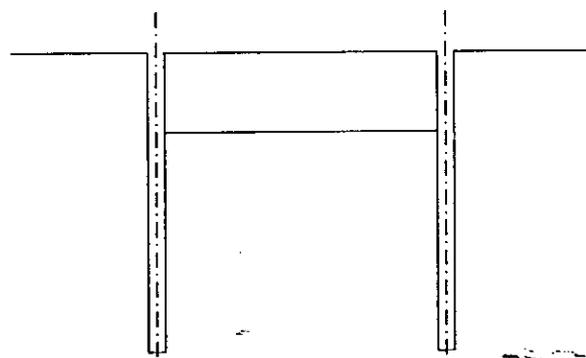
↓ Phase 2 : Terrassement en surface



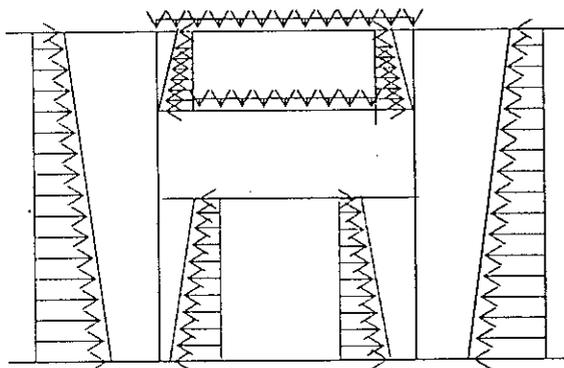
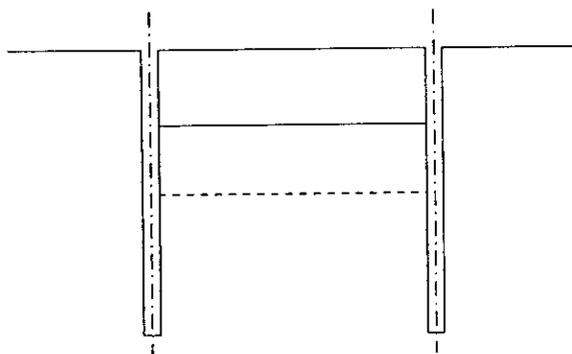
↓ Phase 3 : Réalisation de la 1<sup>ère</sup> dalle



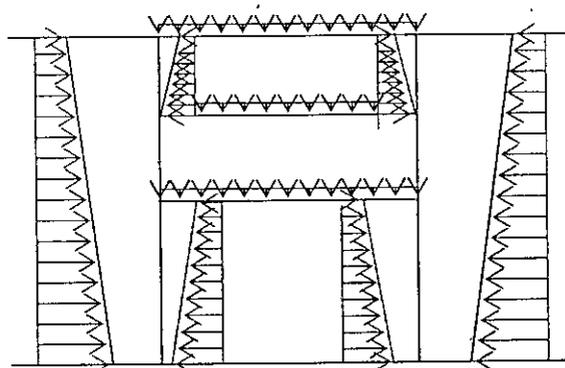
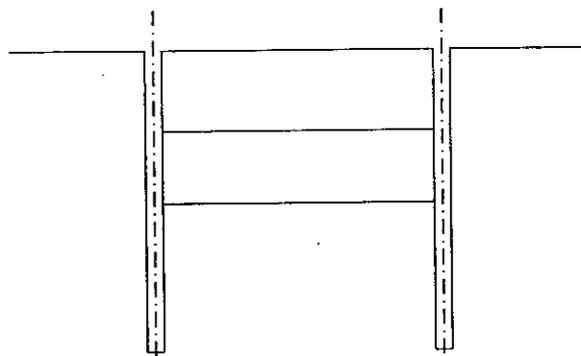
↓ Phase 4 : Remblaiement



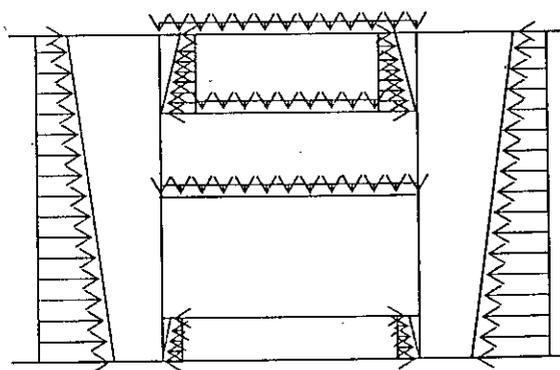
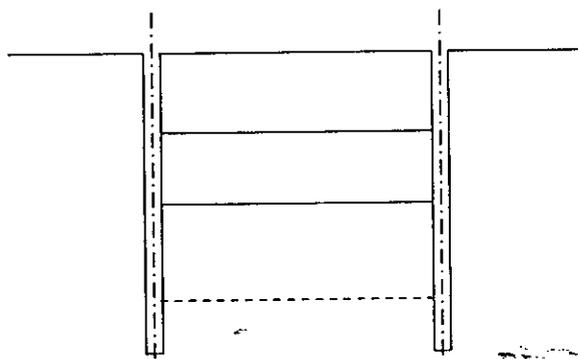
↓ Phase 5 : Terrassement parking



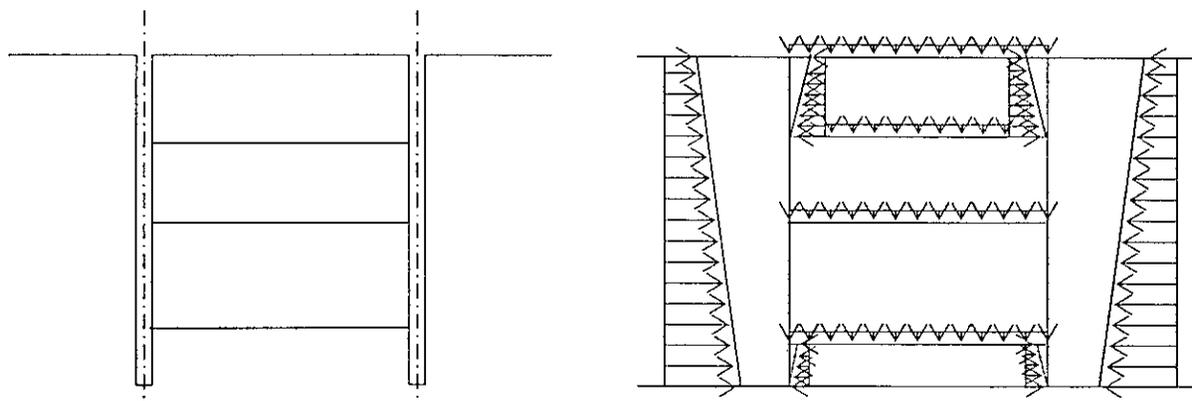
↓ Phase 6 : Réalisation de la 2<sup>ème</sup> dalle



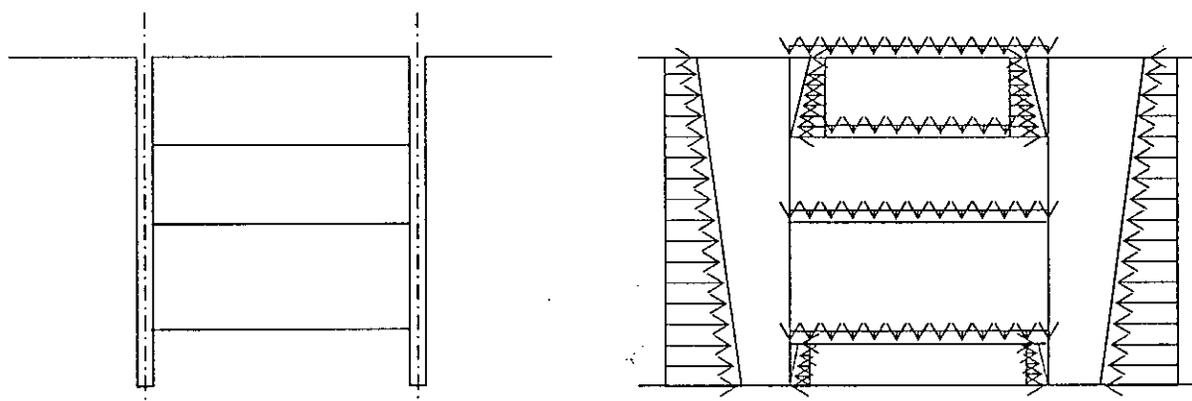
↓ Phase 7 : Terrassement tunnel



↓ Phase 8 : Réalisation du lit de drainage, protection latérale et bétonnage de la 3<sup>ème</sup> dalle



↓ Phase 9 : Mis en service



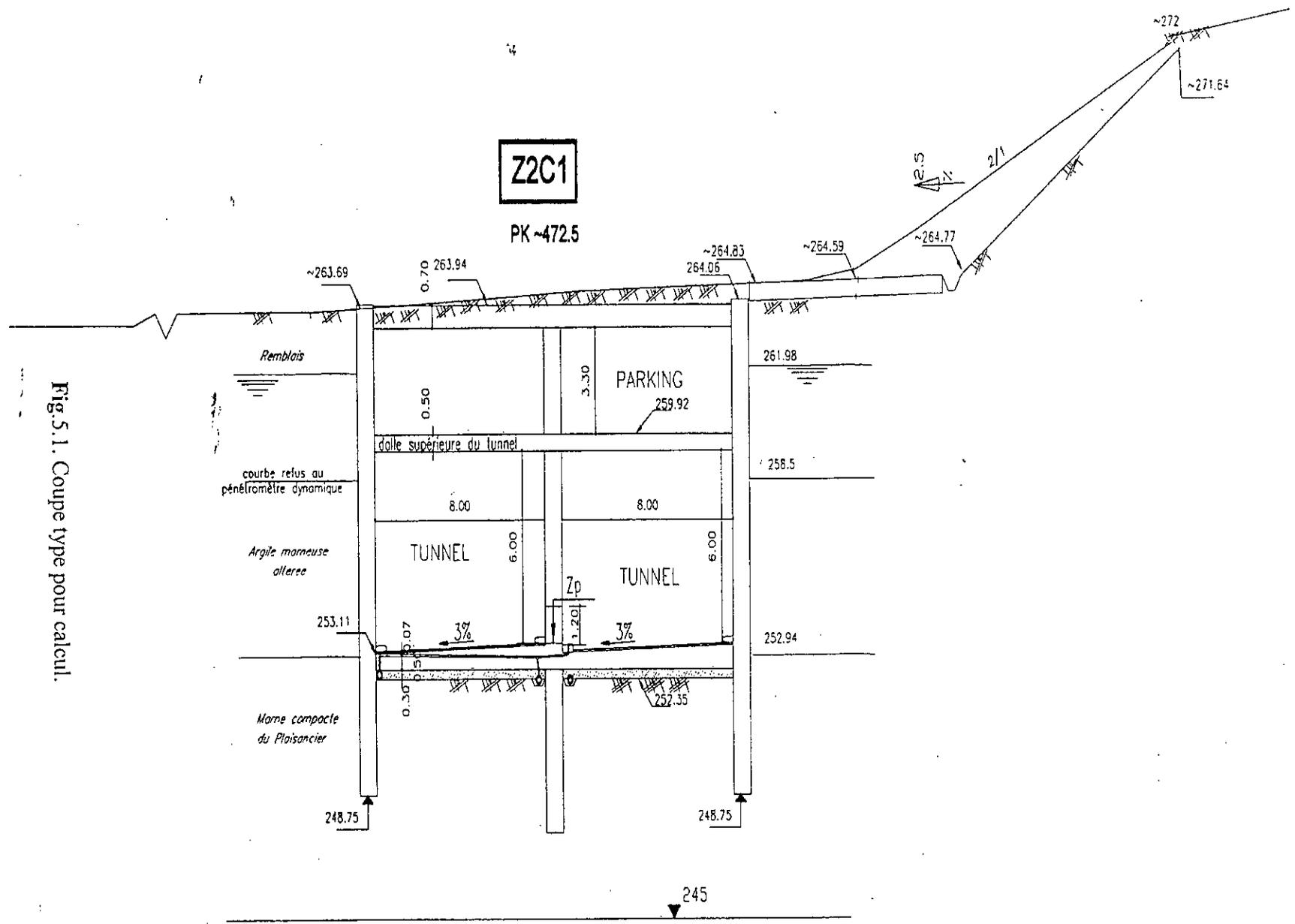


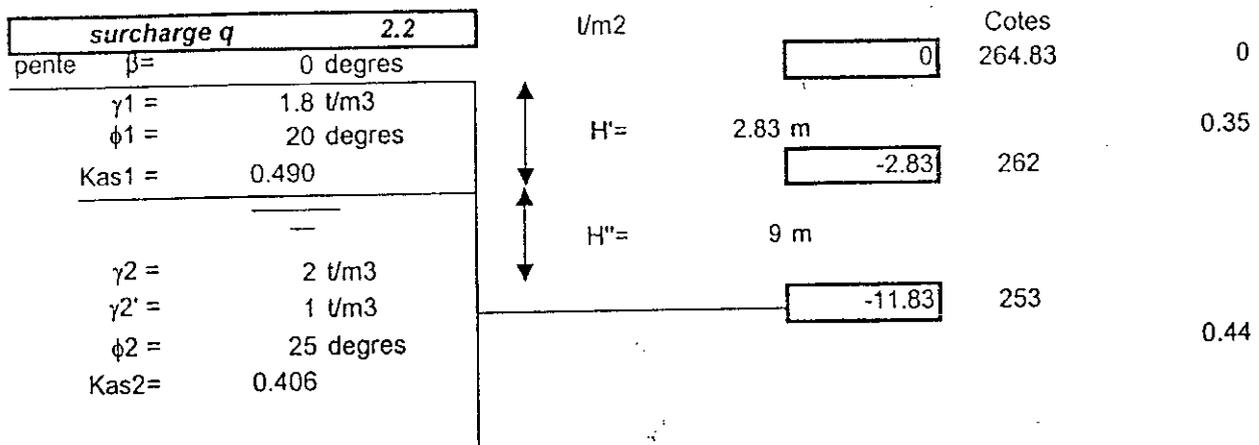
Fig.5.1. Coupe type pour calcul.

### IV. Les principaux résultats de Soletanche-Bachy :

Les calculs ont été fait par le logiciel PARIS 2, développé par l'entreprise. Il est basé sur les théories d'élasto-plasticité, dont les résultats sont les suivants :

Calcul des incréments de poussée pseudo-dynamiques règles PS92.

Affaire	Trémie Chevalley	Zone 2	Coupe 1bis
Coefficient	$A_n = 1.962 \text{ m/s}^2$		$g = 9.81 \text{ m/s}^2$
sigma	$\sigma_h = 0.200$		$K = 1$
	$\sigma_v = 0.060$		$\tau = 1$



Au dessus de la nappe :  $\theta_1 = 0.186 = 10.7^\circ$

Au dessous de la nappe :  $\theta'_1 = 0.361 = 20.7^\circ$

↓ **Calcul de  $K_{ad}$  :**

Au dessus de la nappe :  $K_{ad1} = 0.659$

Au dessous de la nappe :  $K_{ad2} = 0.809$

↓ **Incréments de poussée :**

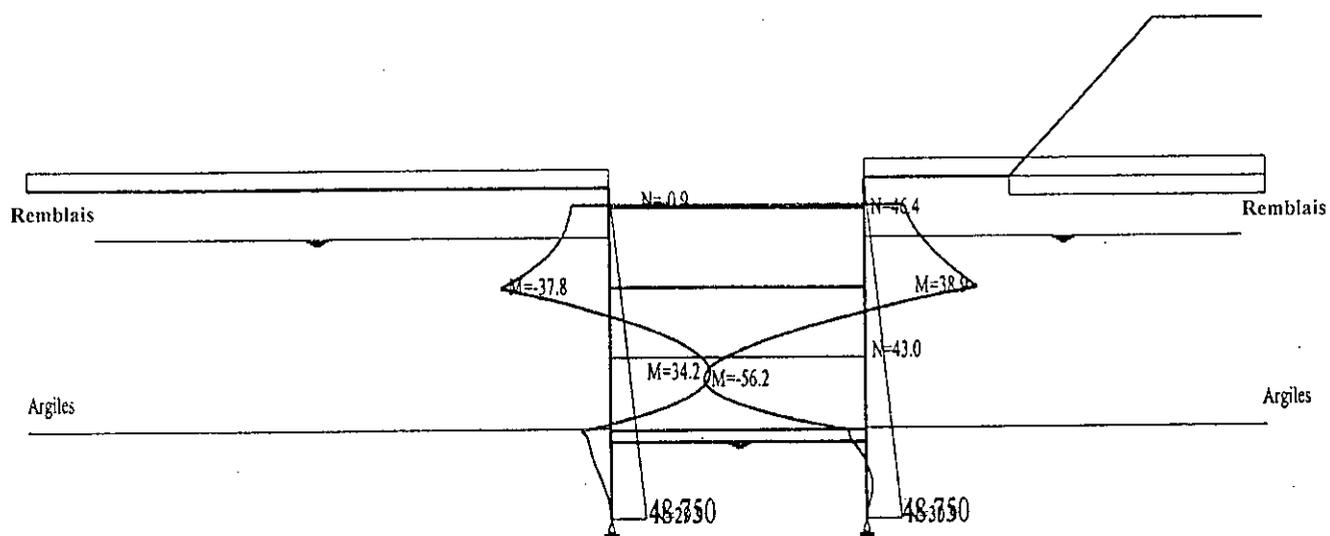
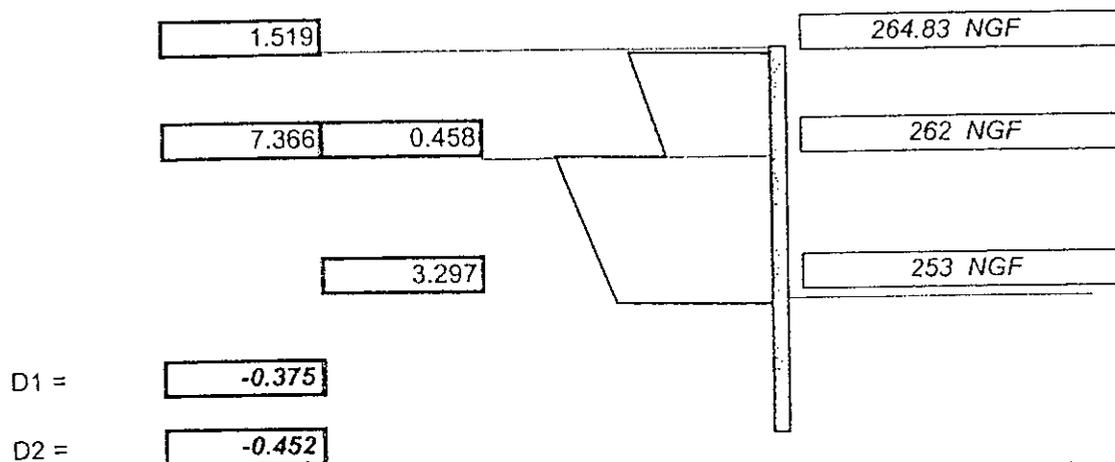
$$\Delta p_{ad}(1) = \gamma_1 H'^2 \cdot ((1 + \sigma_v) \cdot K_{ad} - K_{as}) / 2 = 1.50t / ml$$

$$\Delta p_{ad}(2) = (\gamma_2 - \gamma_w) H''^2 \cdot ((1 + \sigma_v) \cdot K_{ad} - K_{as}) / 2 = 18.31t / ml$$

$$\Delta p_{ad}(q1) = q H' \cdot ((1 + \sigma_v) \cdot K_{ad} - K_{as}) = 1.30t / ml$$

$$\Delta p_{ad}(q2) = (q - \gamma_1 w) H'' \cdot ((1 + \sigma_v) \cdot K_{ad} - K_{as}) = 29.68t / ml$$

↓ Diagramme résultant :



Mame

Mame

V. Les principaux résultats schématisés du Robot Millennium :

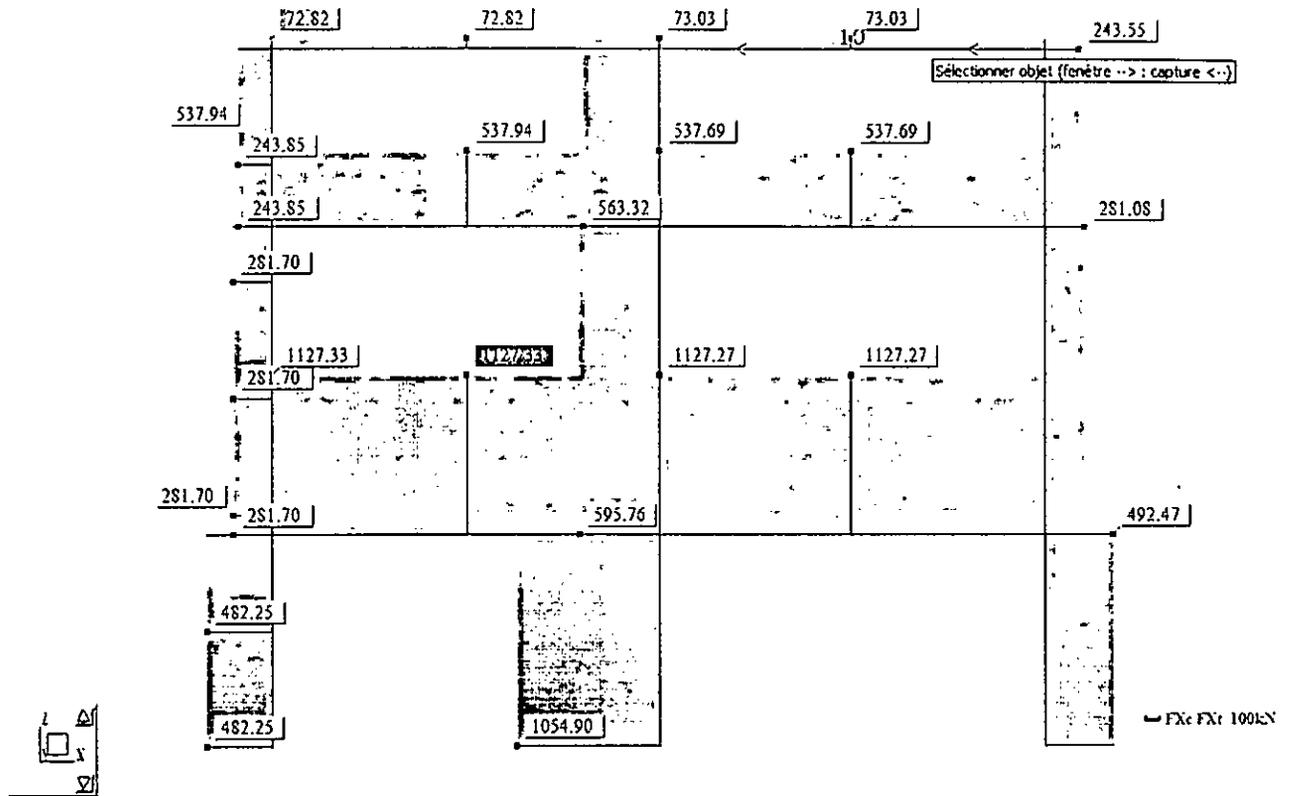


Fig. 5.2. Représentation des forces Fx à ELU.

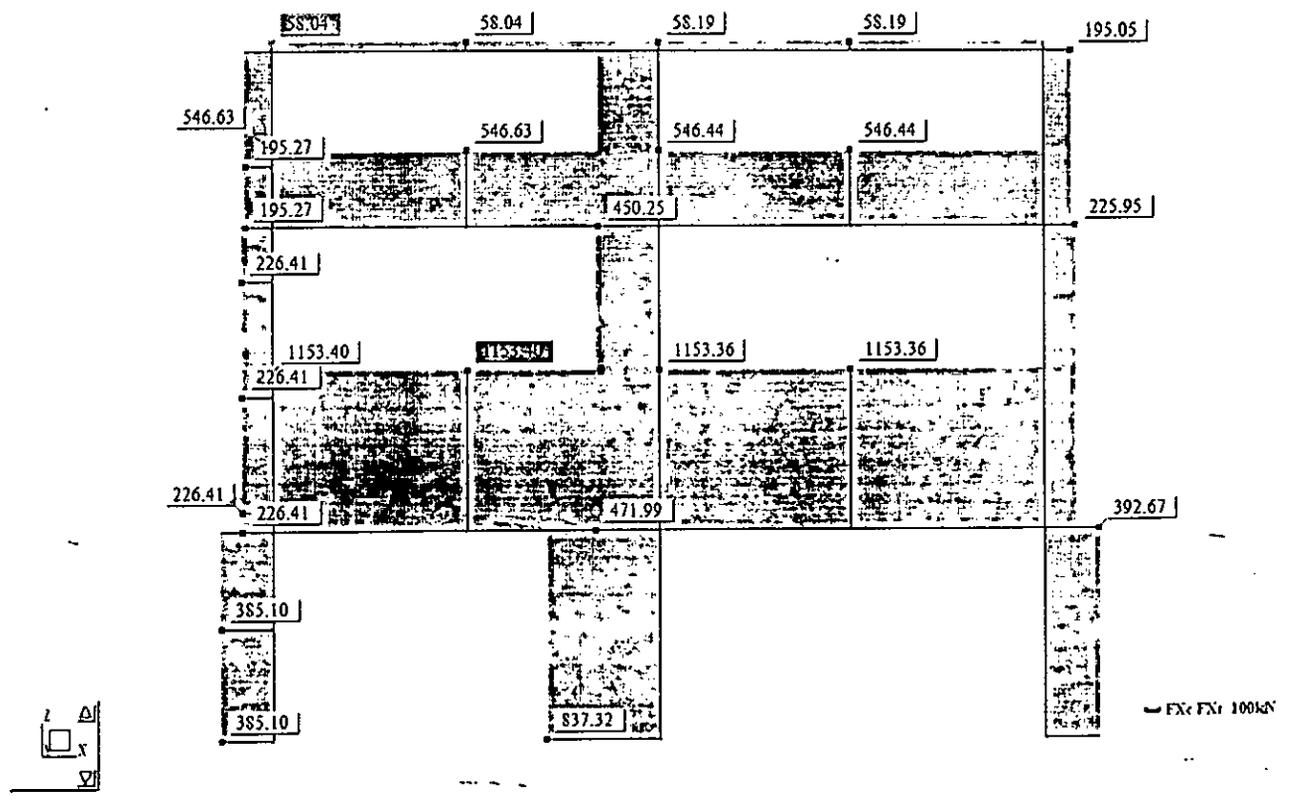


Fig. 5.3. Représentation des forces Fx à ELS.

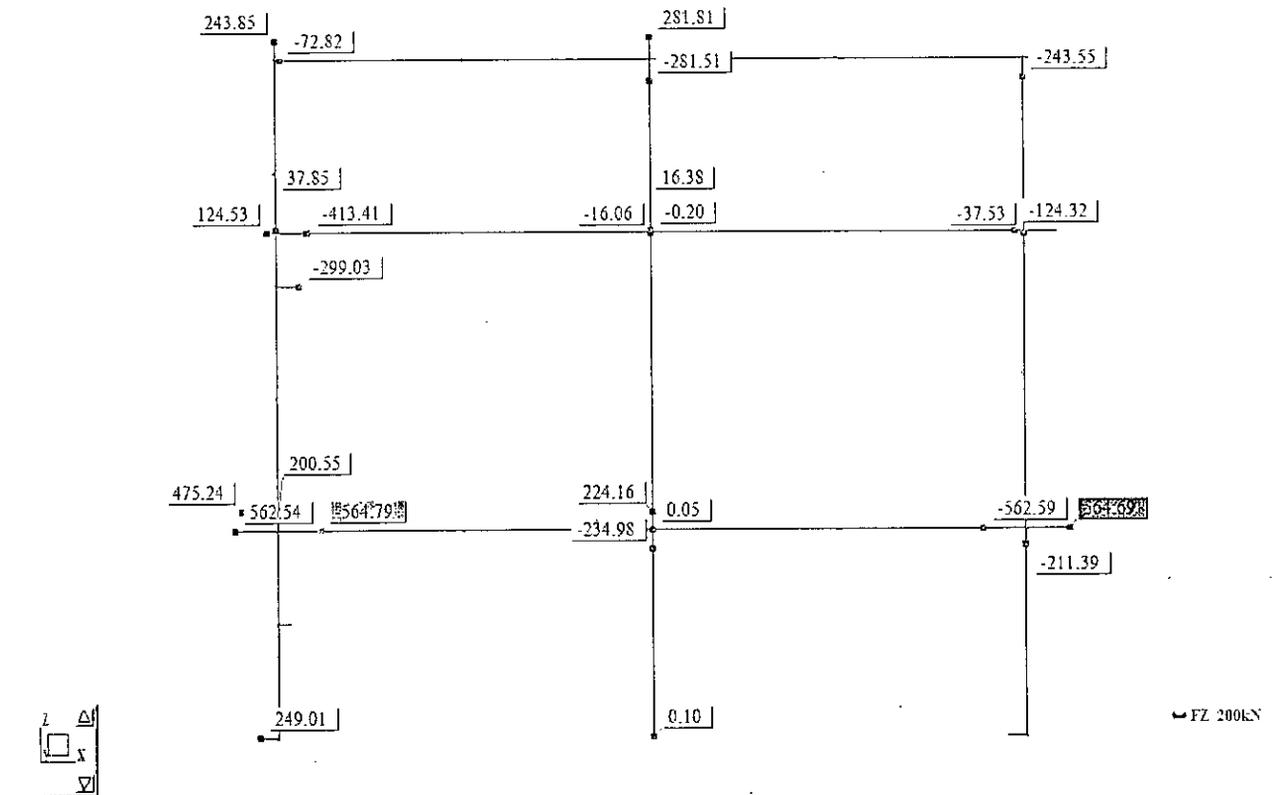


Fig. 5.4 Représentation des forces  $F_z$  à ELU.

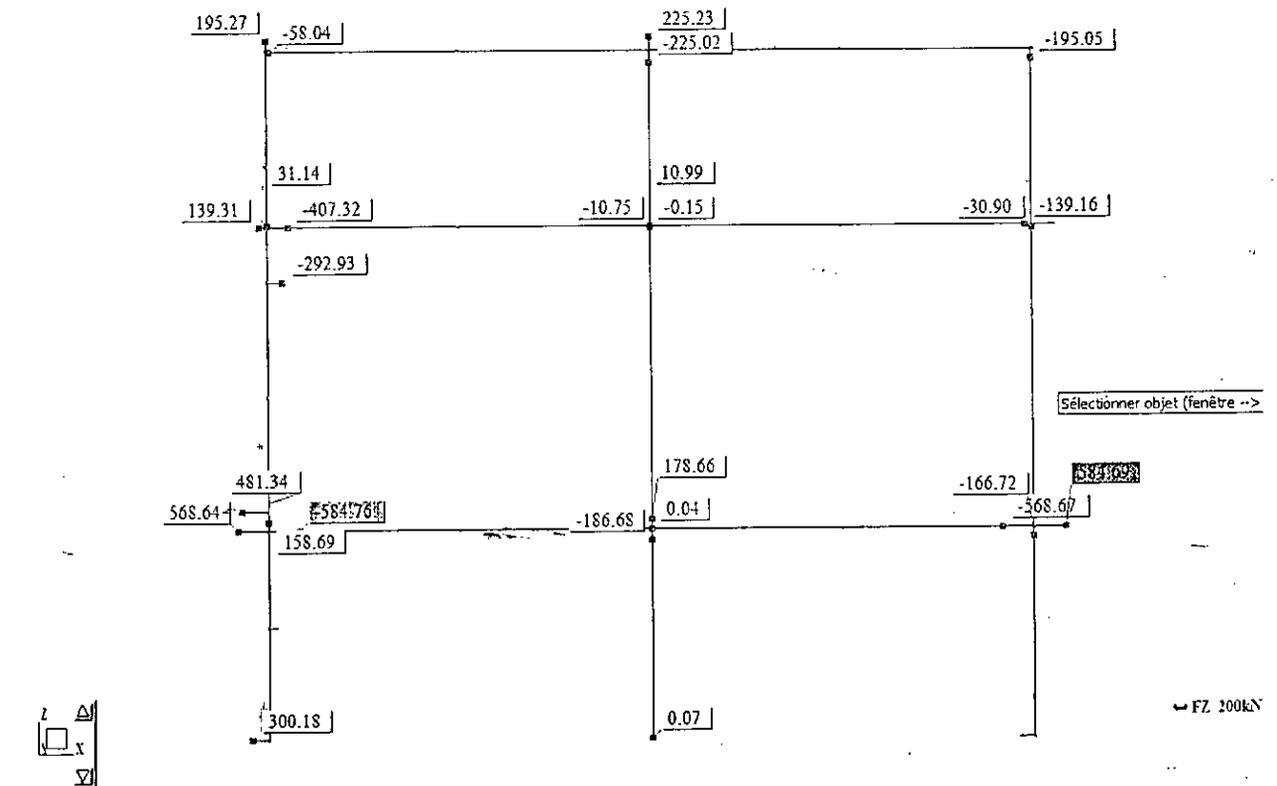


Fig. 5.5. Représentation des forces  $F_z$  a ELS.

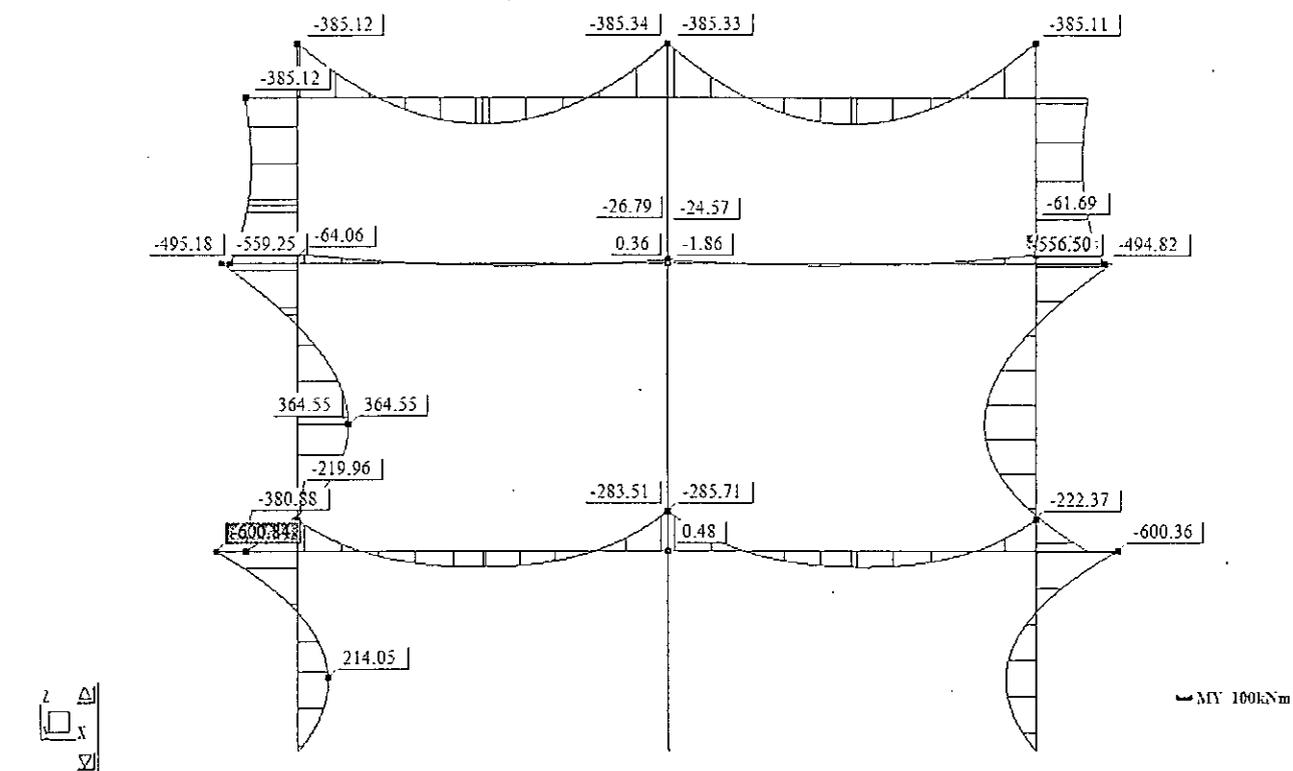


Fig. 5.6. Représentation des moments fléchissent à ELU.

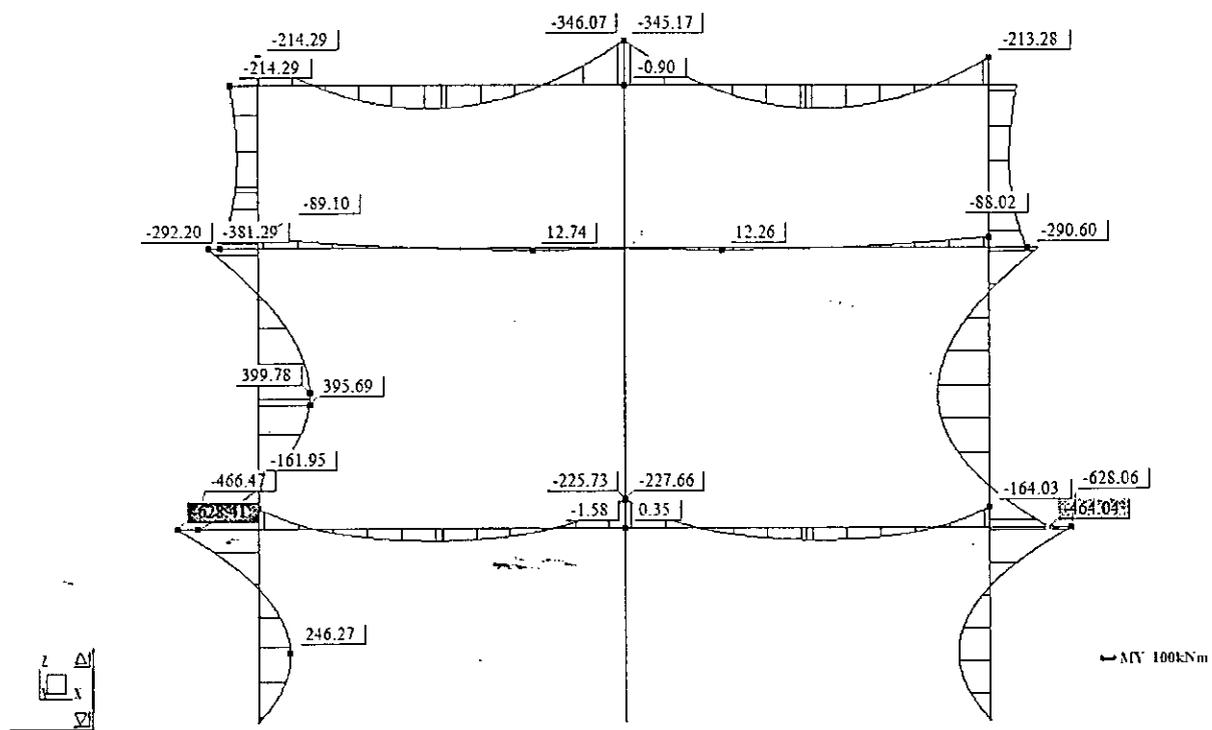


Fig. 5.7. Représentation des moments fléchissent à ELS.

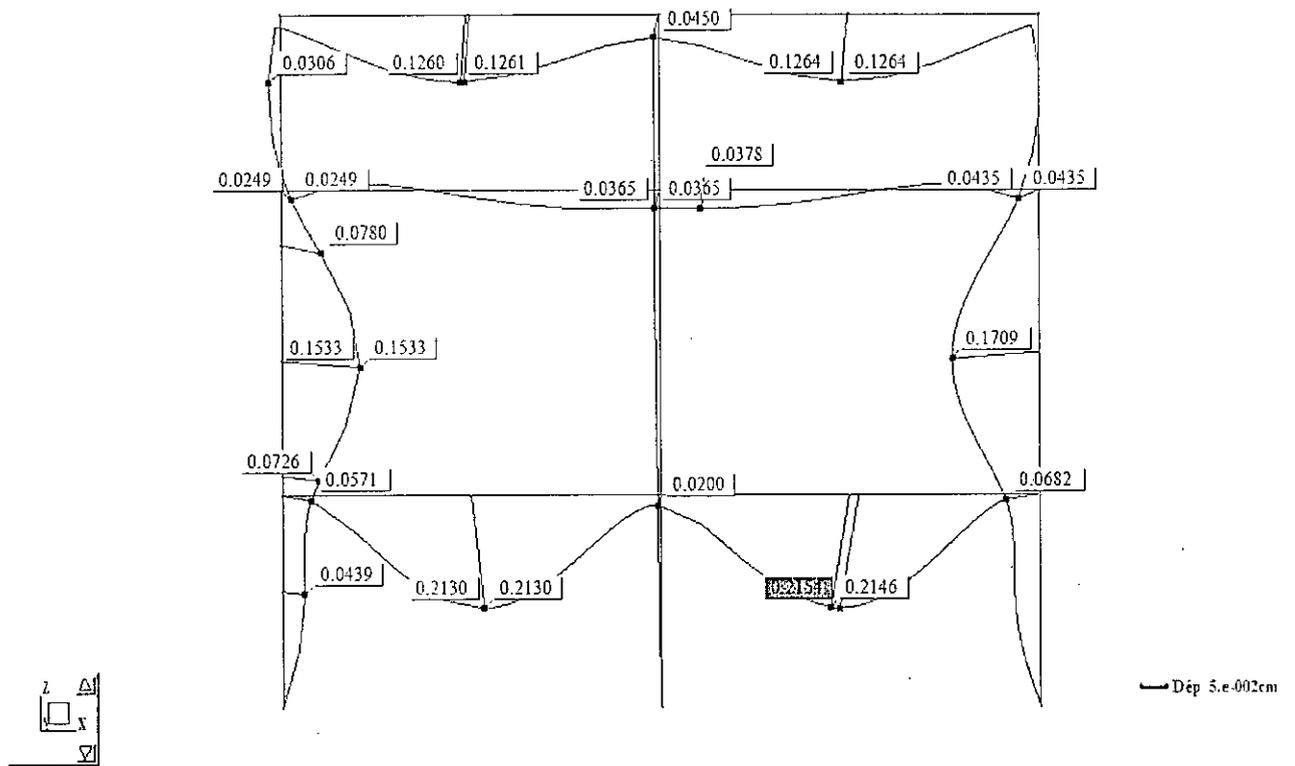


Fig. 5.8. Représentation de la déformée à ELU.

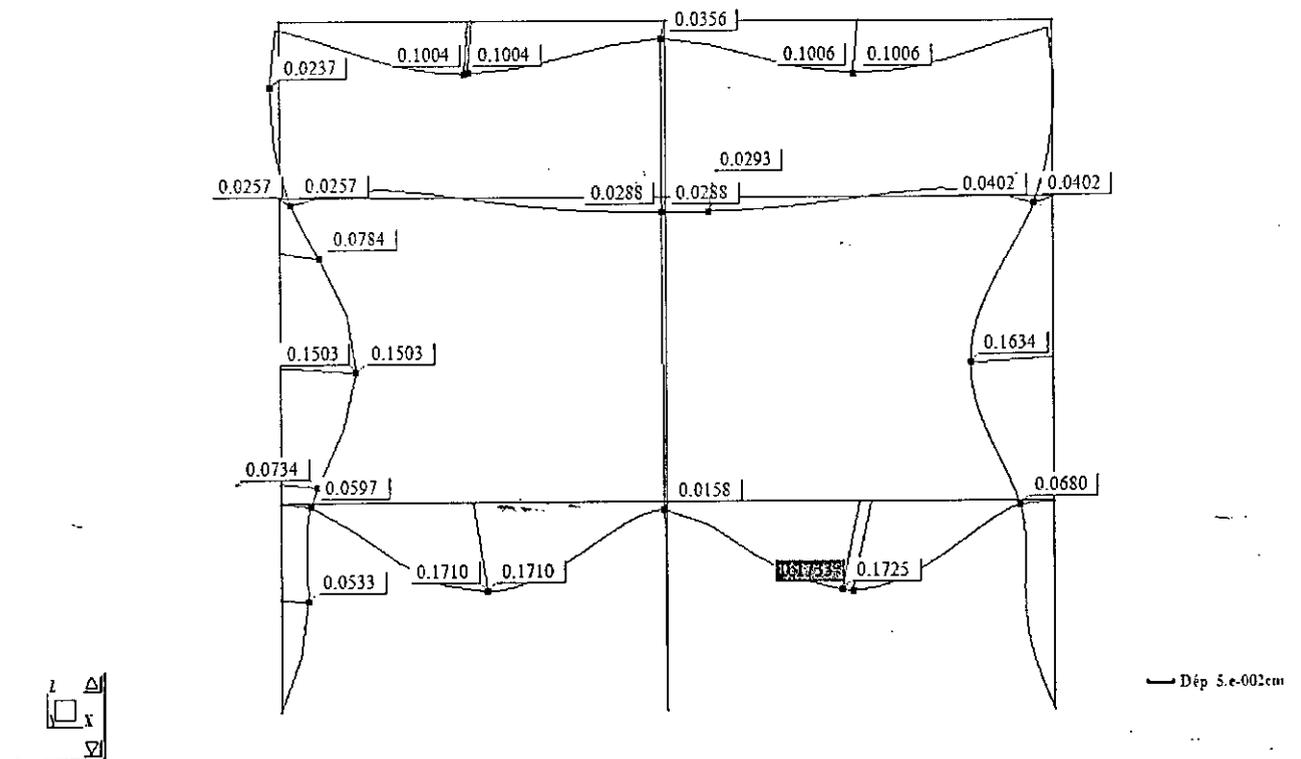


Fig. 5.9. Représentation de la déformée à ELS.

# Conclusion

## Conclusions

↳ D'une part, ils viennent compléter l'analyse des états d'équilibre limite de poussée et de butée du sol entreprise aux XVIIIe et XIXe siècles ; ont ainsi été mis à la disposition des ingénieurs les prolongements des méthodes de Coulomb et de Boussinesq qui permettent l'analyse des états d'équilibre de butée aussi bien que de poussée ;

↳ D'autre part, ils tentent d'apporter une réponse à la question des conditions d'appui de l'écran dans le sol dans la partie en fiche, question déterminante pour l'évaluation des efforts auxquels est soumis l'ensemble de l'écran. Cette réponse, venue progressivement, a donné lieu à un ensemble de méthodes de calcul dont chacune tente d'embrasser un point de vue élargi par rapport aux méthodes précédemment élaborées. Il en résulte que ces méthodes ne sont pas équivalentes du point de vue de leur domaine d'emploi, ce dernier pouvant être relativement restreint pour les méthodes les plus frustres.

Cette approche s'est par contre relativement désintéressée de l'interaction de l'écran avec le sol soutenu.

L'hypothèse restée en usage jusqu'aux années 1970 est celle d'un état d'équilibre limite de poussée du sol soutenu, les actions résultantes sur l'écran étant évaluées à partir des méthodes de Coulomb, de Rankine ou de Boussinesq ou de leurs prolongements. Ainsi, si l'on se réfère aux différentes formes de l'interaction sol-écran de soutènement, on est conduit à observer que ces méthodes de calcul n'ont pas apporté de solution bien établie au problème des effets de voûte sur les écrans souples et à celui de la dépendance des poussées des terres à la cinématique générale de l'écran.

La généralisation de la méthode du coefficient de réaction à partir des années 1970 permet de mettre fin aux errements antérieurs en matière d'encastrement de l'écran dans le sol en proposant une solution tenant compte des propriétés du sol et de l'écran. Elle autorise, par ailleurs, la prise en compte de nouvelles conditions d'interaction de l'écran avec la partie soutenue du massif de sol par rapport au simple schéma de poussée active qui prévalait antérieurement. Le chargement de l'écran dans la partie soutenue peut ainsi résulter d'états du sol intermédiaires aux états d'équilibre limites de poussée et de butée, situation qui apparaît avec le développement des tirants actifs.

Cette généralisation de la méthode du coefficient de réaction ne doit cependant pas faire oublier qu'elle ne traite qu'imparfaitement de l'interaction sol écran de soutènement. Ainsi, à l'instar des méthodes classiques qui l'ont précédée, elle ne va pas jusqu'à intégrer des propositions permettant la prise en compte des effets de voûte au voisinage des appuis

ou la cinématique générale de l'écran et elle ne donne accès que de façon très médiocre aux déformations subies par l'ouvrage. L'évaluation des paramètres auxquels elle fait appel (coefficient de réaction et coefficient de décompression, en particulier) reste par ailleurs une réelle difficulté.

Ces aspects imparfaitement traités ou laissés en blanc par les méthodes classiques et la méthode du coefficient de réaction laissent entrevoir le champ occupé parallèlement par les méthodes empiriques et semi-empiriques. Il met également en perspective les apports à attendre de l'application aux écrans de soutènement des méthodes par éléments finis, qui autorisent la prise en compte de davantage de facettes de l'interaction sol structure.

A la lumière des bases théoriques de dimensionnement des ouvrages de soutènement. On peut conclure que les efforts exercés dépendent fondamentalement des déplacements possibles des ouvrages par rapport aux massifs retenus.

Compte tenu de cette situation, de nombreuses recherches restent à faire dans le domaine du calcul des écrans de soutènement.

- Mesures et constatations sur ouvrages réels ;
- Étude des lois de comportement du sol, in situ et en laboratoire ;
- Calcul des ouvrages expérimentaux par la méthode des éléments finis et la méthode élastoplastique au module de réaction, puis confrontation avec les mesures ;
- Étude des mécanismes de comportement des écrans de soutènement par le calcul aux éléments finis.

# Références Bibliographique

## Références bibliographiques

- [1]. « Méthodes d'étude des sols », FASCICULE 3, Ministère de L'équipement et du Logement.
- [2]. **A. ABDELALI** et **G. FARIDE**, « Etude et comportement des parois moulées ancrées », Ecole Nationale Polytechnique, 2001.
- [3]. **A. CAQUOT** et **J. KERISEL** et **E. ABSI**, « Tables de butée et de poussée », Edition GAUTHIER-VILLERS, 1973.
- [4]. **F. KAOUA** et **M. DJERROUD**, « Calcul automatique de palplanches par la méthode élastoplastique », Ecole Nationale Polytechnique, 1986.
- [5]. **F. SCHLOSSER**, « Mur de soutènement », Vol cc1. Edition technique de l'ingénieur, 1991.
- [6]. **F. SCHLOSSER**, « Ouvrage de sol, poussée et butée », Vol cc1. Edition technique de l'ingénieur, 1990.
- [7]. **G. FILLIAT**, « La pratique des sols et fondation », Edition Monteur, 1981.
- [8]. **G. MONGARAY**, « Colloque maîtres d'ouvrage producteurs palplanches métalliques méthodes de calcul », 1976.
- [9]. **HAKAM**, « Note de calcul de ferrailage (accès 1 Dely Ibrahim) », Soletanche-bachy, 2004.
- [10]. **J. COSTET** et **G. SANGLERAT**, « Cours pratique de mécanique des sols tome 2 calcul des ouvrages », Edition Dunod, 1983.
- [11]. **J. BALAY**, « Parois moulées. Ancrages », Vol cc1. Edition technique de l'ingénieur, 1988.
- [12]. **J. PUTATTI**, « Technologie de la construction des bâtiments fondations soutènements », Edition EYROLLES, 1979.
- [13]. **K. GRABA** et **M. ABDESSAMED**, « Calcul automatique de parois moulées, palplanches et murs de soutènement », Ecole Nationale Polytechnique, 1988. 1978.
- [14]. **K. PITILAKIS**, « Etude générale des écrans de soutènement ancrés application de la méthode des éléments finis », Thèse Docteur D'école Centrale des Arts et Manufactures, 1978.

- [15]. **K. TERZAGHI**, « Theoretical soil mechanics », Edition John Wiler and sons, 1943.
- [16]. **K. TARZAGHI** et **R. B. PECK**, « Mécanique des sols appliquée aux Travaux Publics et au Bâtiment », Edition Dunod, 1957.
- [17]. **P. CHOUC**, « Calcul RIDO pour berlinoise profile métallique (Phase 1) ». RAZEL "EEG SIMECSOL", 2002.
- [18]. **P. FORAY**, « Fondation profondes », I.M.G équipe MASTEC, 1977.

**Site web :**

- [1]. [www.equipement.gouv.fr](http://www.equipement.gouv.fr)
- [2]. [www.soletanche-Bachy.com](http://www.soletanche-Bachy.com).
- [3]. [www.terrasol.Com](http://www.terrasol.Com)

Annexe

## MANDRIN DE CINTRAGE

Diamètre D en mm		∅=	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Barres	Ancrages		70	70	100	100	150	150	200	250	300	400
	Coudes		/	/	150	200	200	250	300	400	500	500
Cadres, étriers et épingles	Fe E 400		30	30	40	50	70	100	/	/	/	/
	Fe E 500		30	30	40	50	70	100	/	/	/	/

## - ARMATURES

- HA : Fe E 400 ( $f_e = 400\text{MPa}$ )- DX : Fe E 235 ( $f_e = 235\text{MPa}$ )- BETON : B25 ( $f_{c28} = 25\text{MPa}$ )

NBR = Niveau béton reçu

## RECAPITULATIF ACIERS

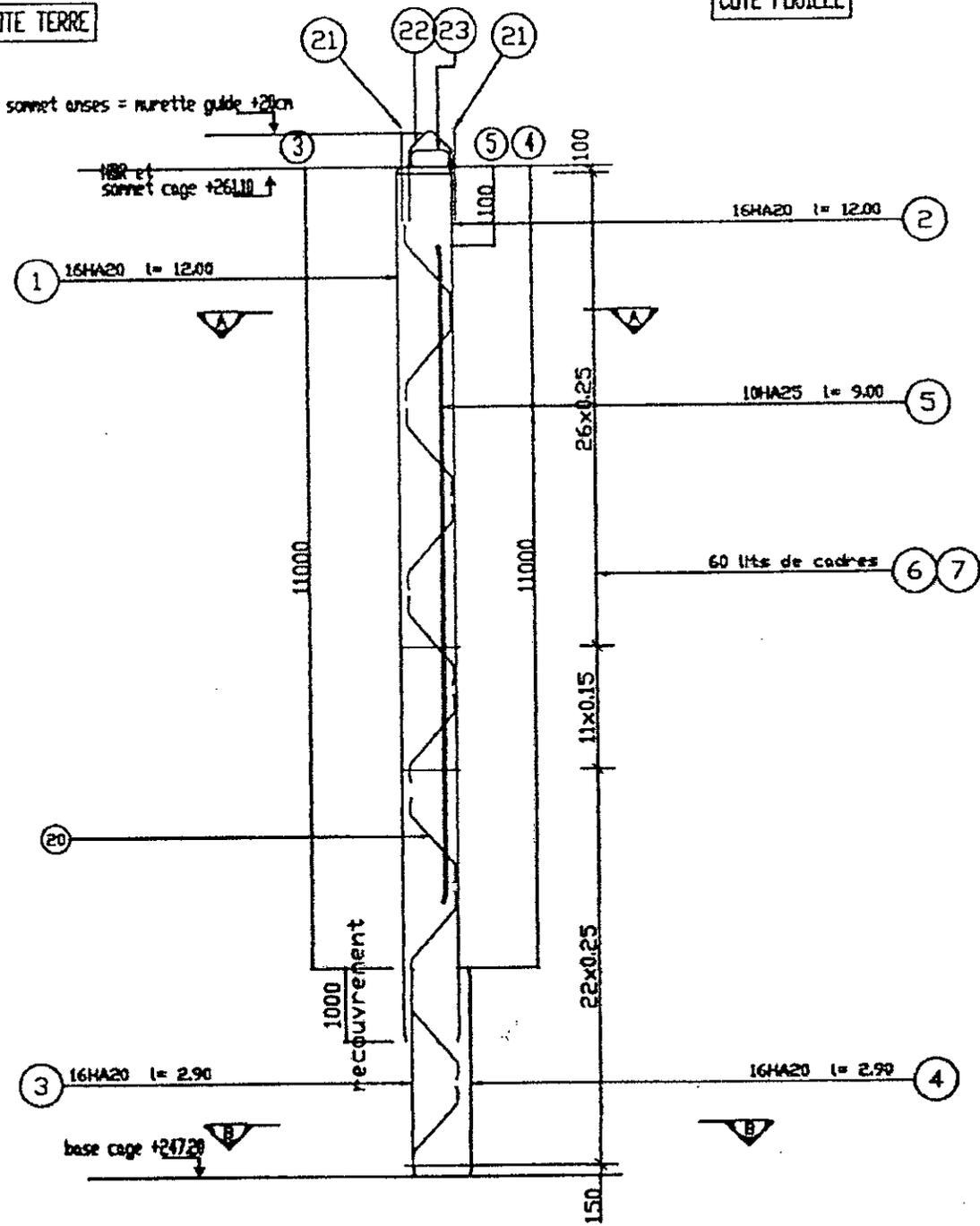
HA	6	8	10	12	14	16	20	25	28	32	36	40	DIAM MOY.
POIDS (kg/ml)	0.222	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.466	3.854	4.830	6.313	7.998	9.864	15.27
LONG. (m)	—	—	583.20	432.00	—	63.68	476.80	90.00	—	—	—	—	TOTAL
POIDS (kg)	—	—	359.83	383.62	—	100.49	1175.79	346.06	—	—	—	—	2366.59

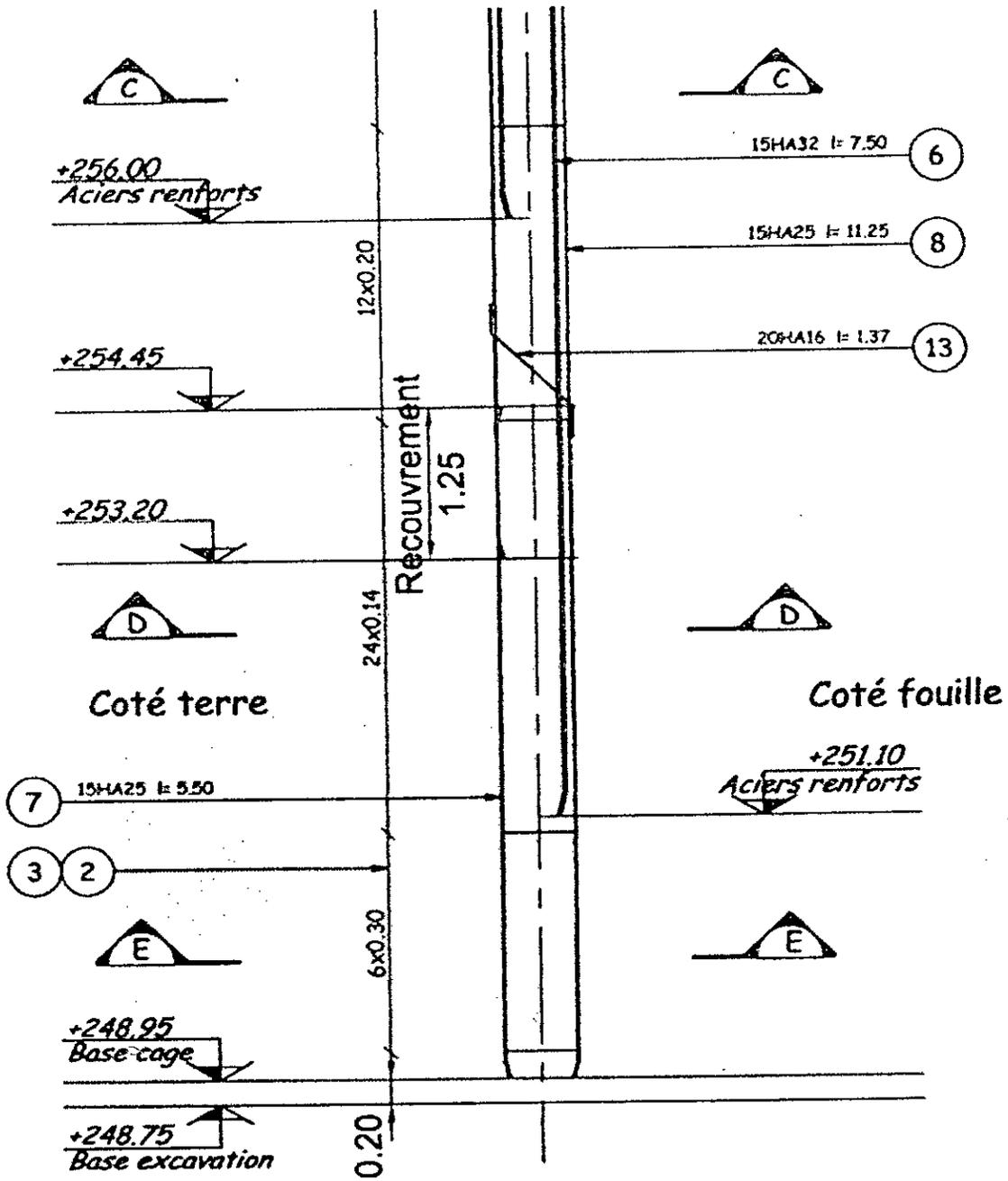
DX	6	8	10	12	14	16	20	25	-	-	-	-	DIAM MOY.
POIDS (kg/ml)	0.222	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.466	3.854	-	-	-	-	22.18
LONG. (m)	—	—	—	—	—	—	11.12	7.66	—	—	—	—	TOTAL
POIDS (kg)	—	—	—	—	—	—	27.42	29.52	—	—	—	—	56.94

DIAMETRE MOYEN :	15.37	POIDS TOTAL (kg) :	2423.53
------------------	-------	--------------------	---------

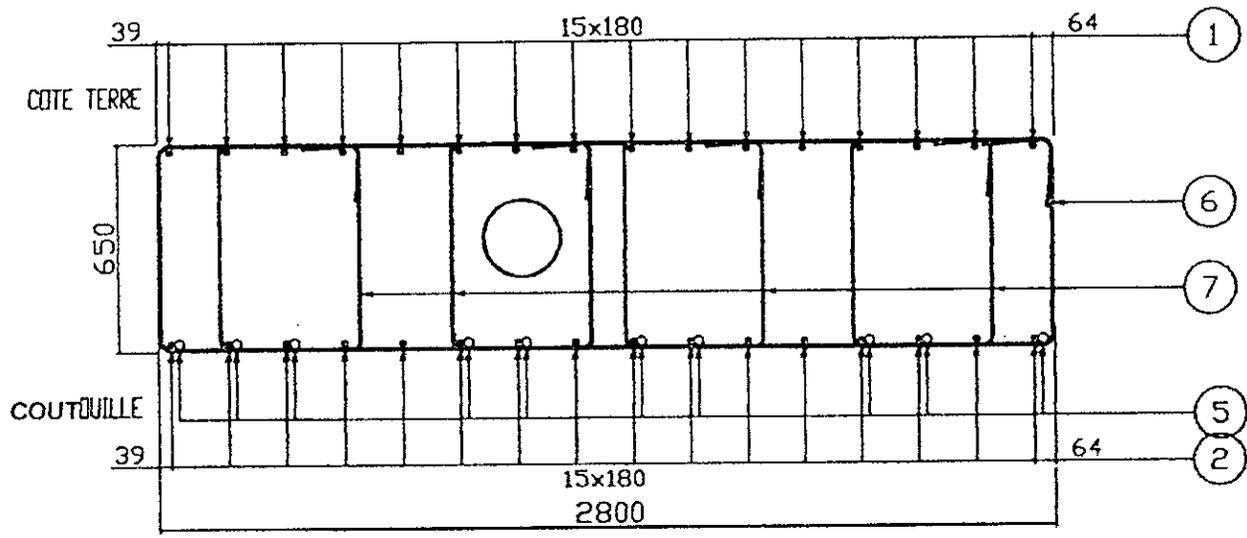
COTE TERRE

COTE FOUILLE

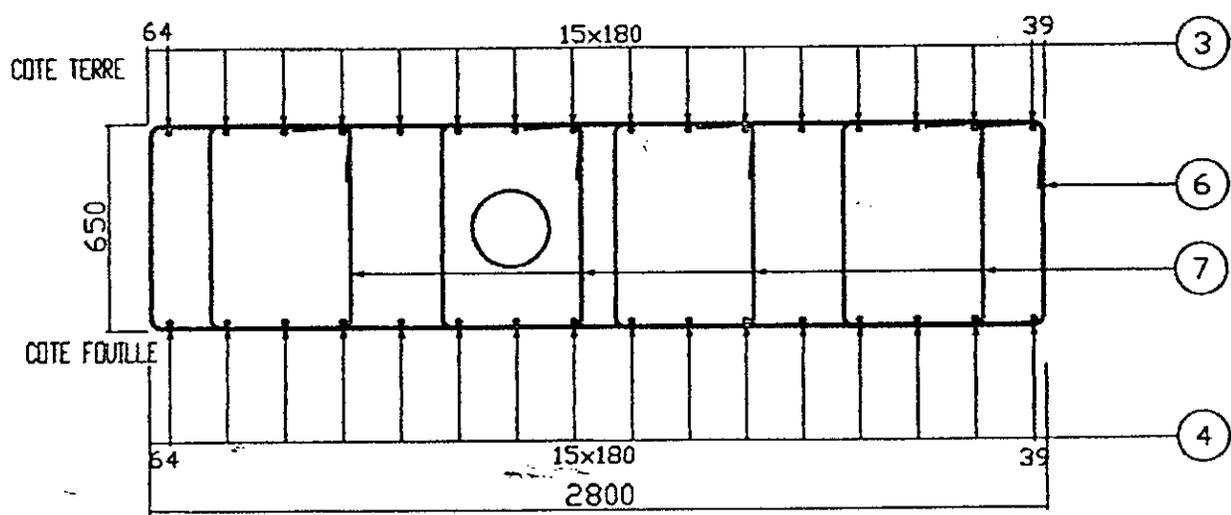




COUPE AA

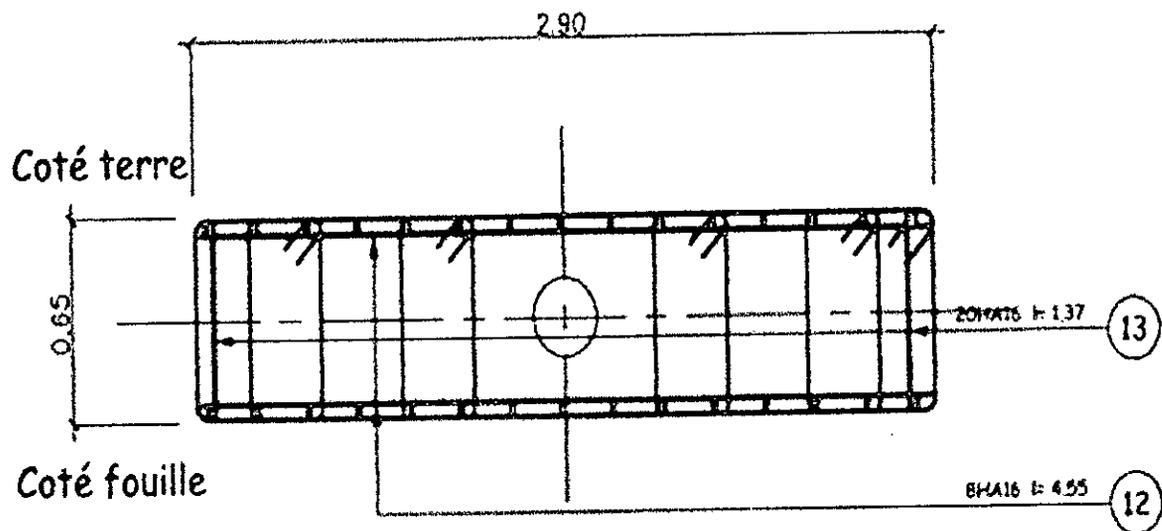


COUPE BB

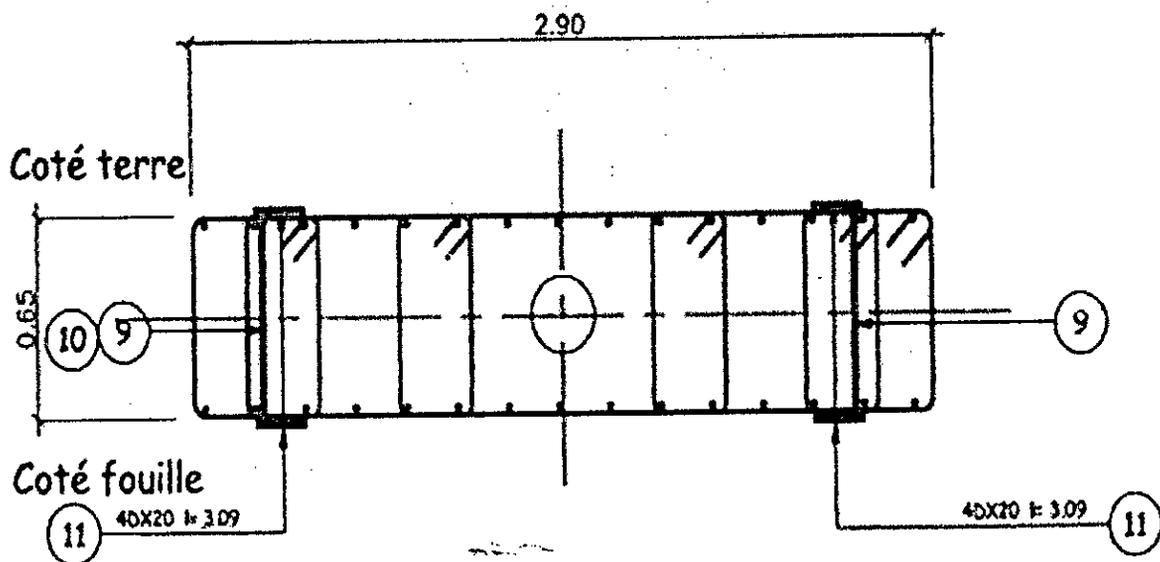


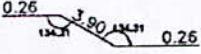
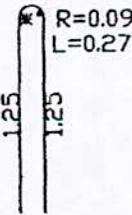
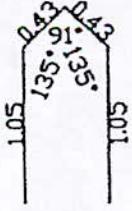
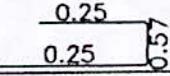






### Disposition des anses

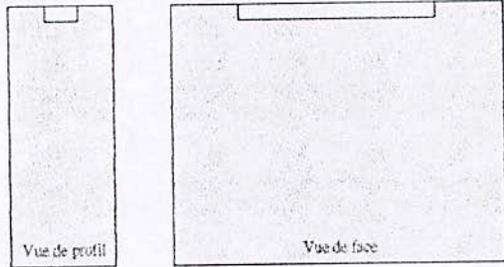


N°	TYPE	Ø	NOMBRE			Esp	Long. Unitaire	SCHEMA	Long. TOTALE
			Par Elément	d'éléments	TOTAL				
1	HA	20	16	1	16	0.18	12.00	192.00	
2	HA	20	16	1	16	0.18	12.00	192.00	
3	HA	20	16	1	16	0.18	2.90	46.40	
4	HA	20	16	1	16	0.18	2.90	46.40	
5	HA	25	10	1	10		9.00	90.00	
6	HA	12	60	1	60			432.00	
7	HA	10	240	1	240			583.20	
19	HA	16	8	1	8			34.88	
20	HA	16	20	1	20			28.80	
21	DX	20	4	1	4			11.12	
22	DX	25	2	1	2			5.76	
23	DX	25	2	1	2			1.90	

x̄ : Longueur moyenne

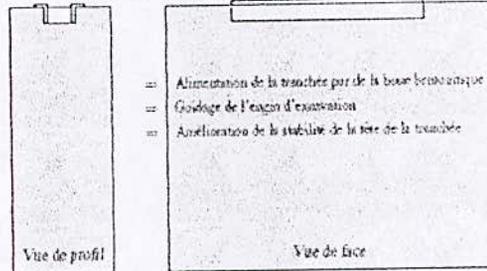
Méthode d'exécution de la paroi

1. Exécution d'une avant-tranchée de faible profondeur



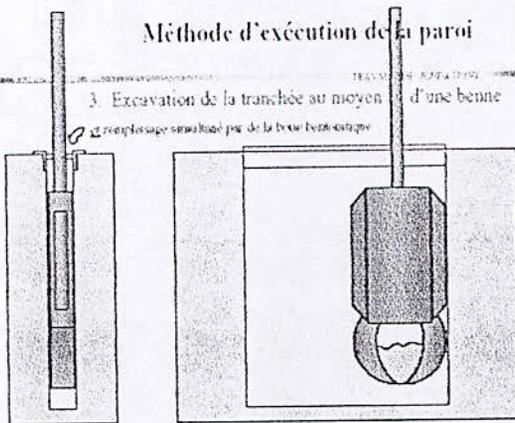
Méthode d'exécution de la paroi

2. Exécution de murs-guides



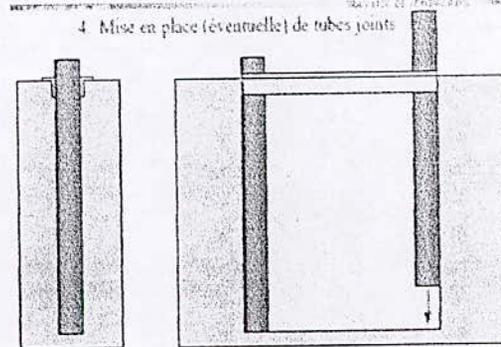
Méthode d'exécution de la paroi

3. Excavation de la tranchée au moyen d'une benne



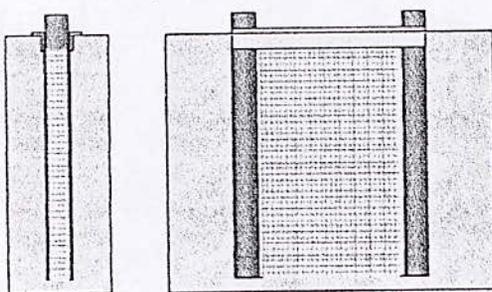
Méthode d'exécution de la paroi

4. Mise en place (éventuelle) de tubes joints



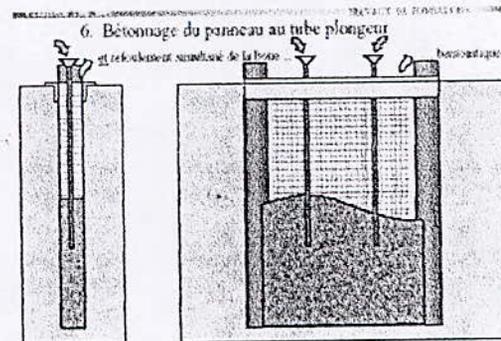
Méthode d'exécution de la paroi

5. Mise en place de la cage d'armatures



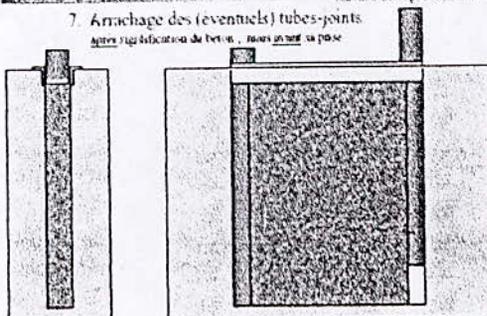
Méthode d'exécution de la paroi

6. Bétonnage du panneau au tube plongeur

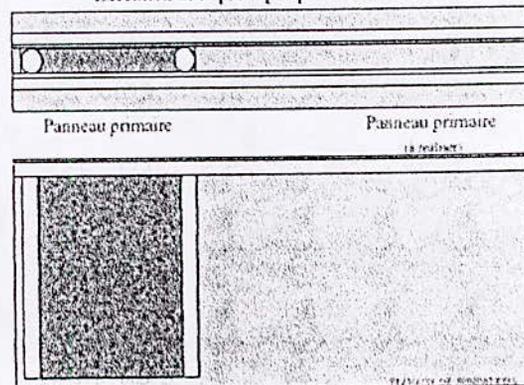


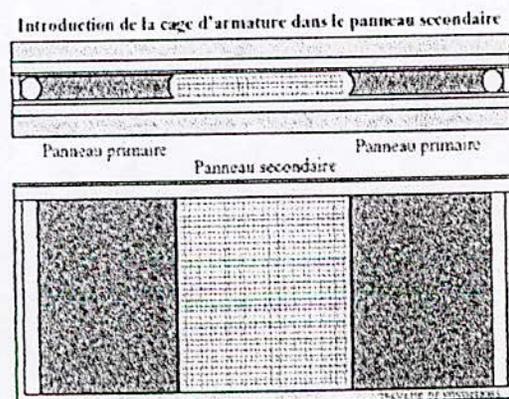
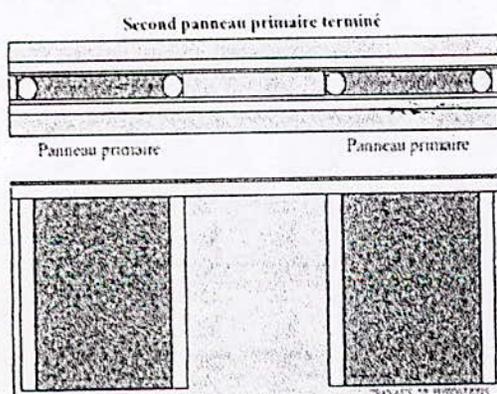
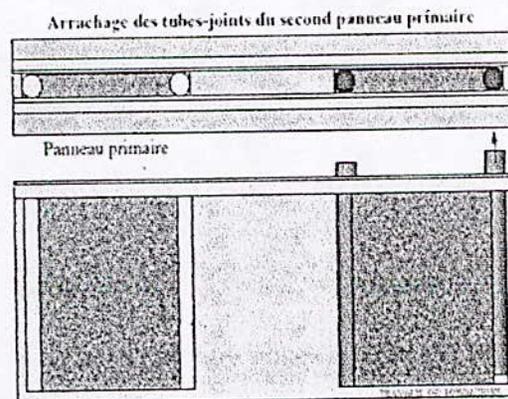
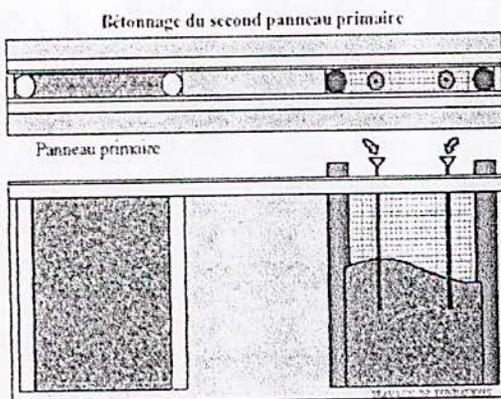
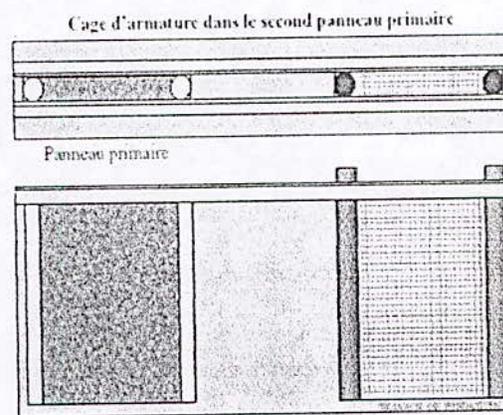
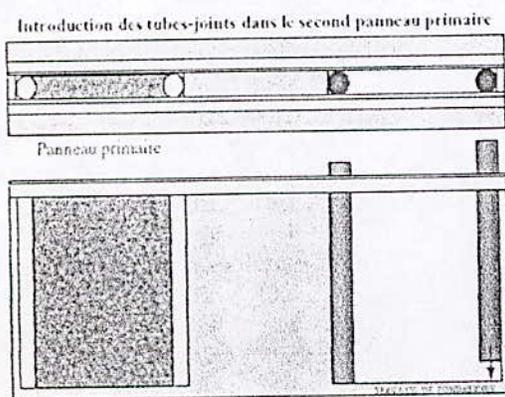
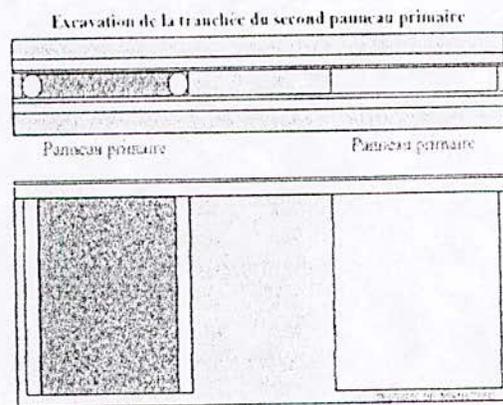
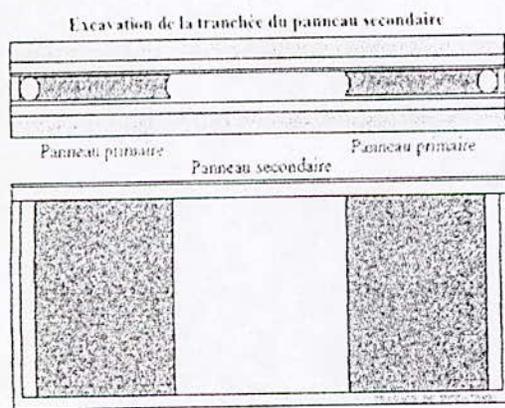
Méthode d'exécution de la paroi

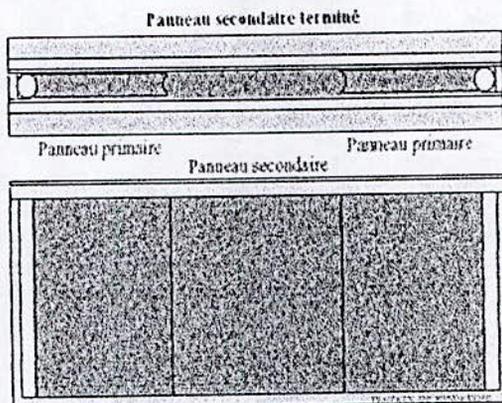
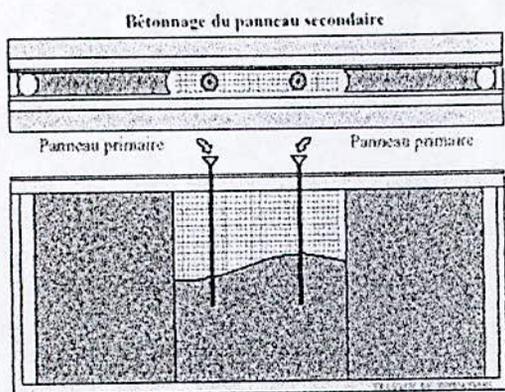
7. Arrachage des (éventuels) tubes-joints



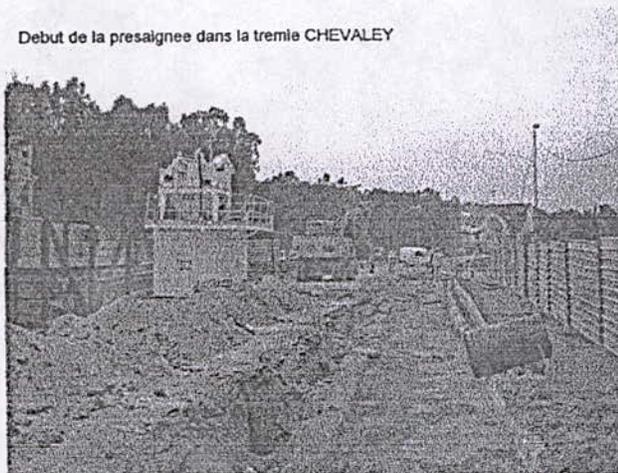
Exécution de la paroi par panneaux alternés







Debut de la presaigee dans la tremie CHEVALEY



A. Exécution d'une avant-tranchée de faible profondeur.



B. Coffrage, mise en place de la cage armature et bétonnage.



C. Murets guide réalisés.

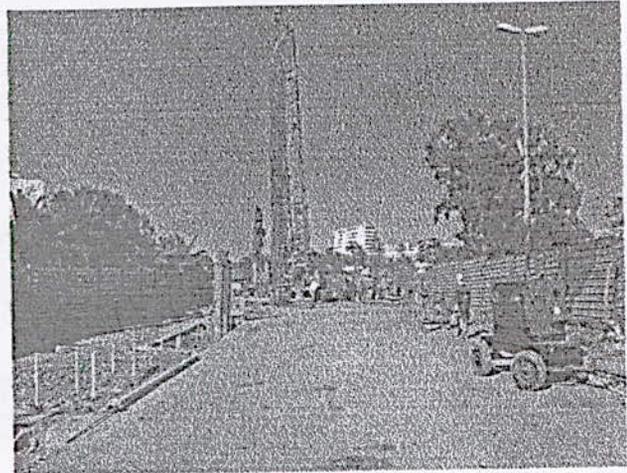
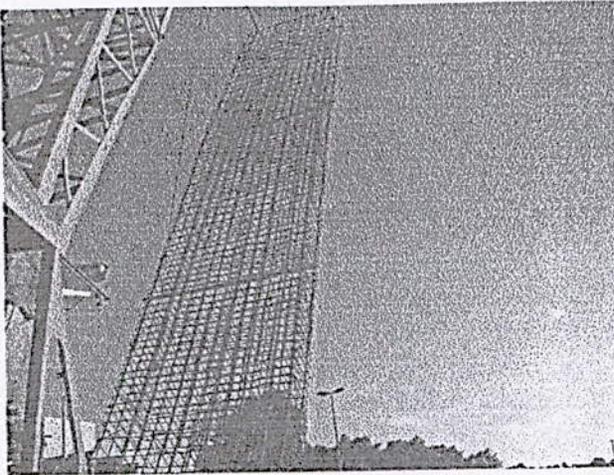
Fig. 1.1. les étapes de réalisation des murets guides



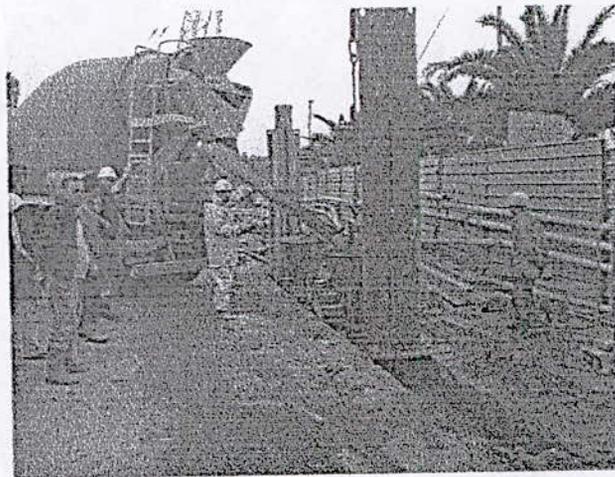
A. Excavation et remplissage avec de la boue



B. Mise en place de tubes joints



C. Mise en place de la cage d'armature.



D. bétonnage

Fig. 1.2. Les étapes de réalisation d'une paroi moulée.



Fig. 1.3. Les patins

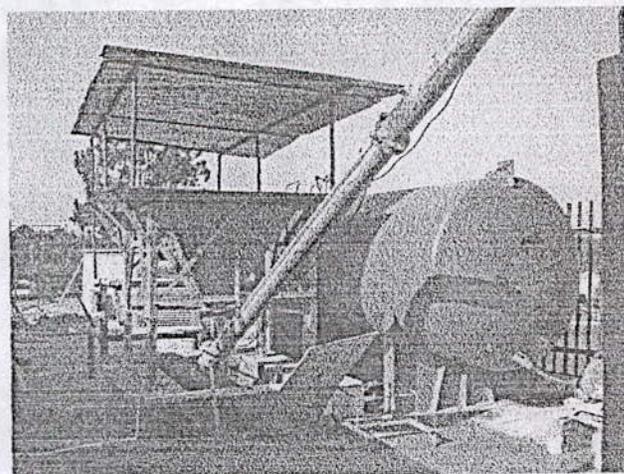
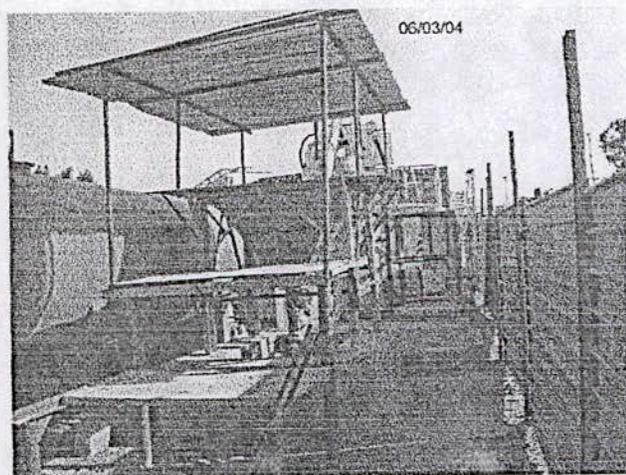


Fig. 2.1. Centrale a béton.

A



B

C

Fig. 2.2. Centrale a boue (A, B et C).

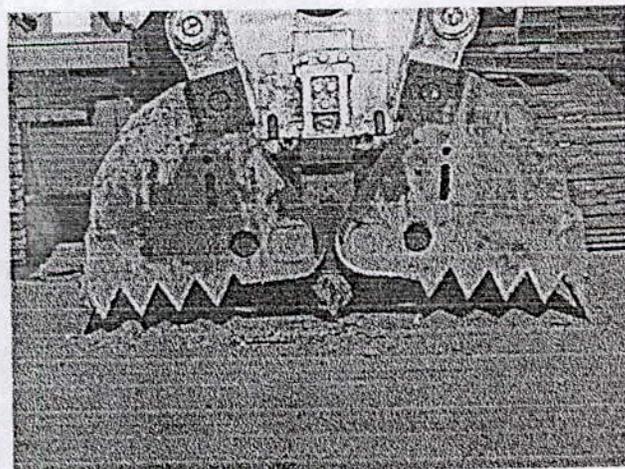
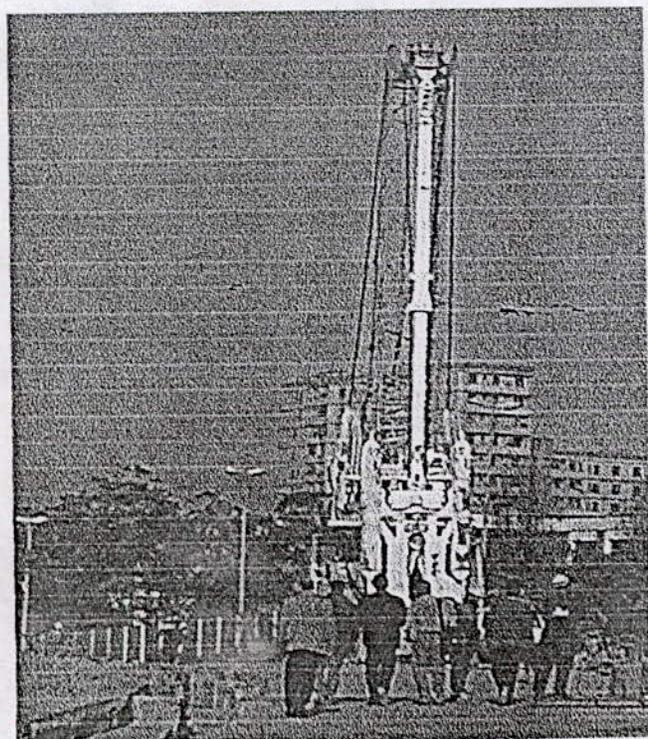


Fig. 2.3. Benne preneuse.