

79537

NS 16262

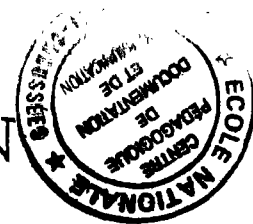
ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES (T.1) (3)

THESE DU DOCTORAT D'INGENIEUR

**RECA, UN MODELE D'AIDE A
LA DECISION DANS LE CHOIX DE
MATERIAUX CONSTITUTIFS
DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT**

par

KIM-ANG SRUN



soutenu le juin 1987

Membres du jury

monsieur J. JACQUET	:	Président
monsieur J. GAILLARD	:	Directeur
monsieur JL. TRANCART	:	Rapporteur
monsieur A. FREROT	:	Examineur
monsieur B. CHOCAT	:	Examineur

AGENCE DE BASSIN
SEINE - NORMANDIE
C.R.E.A.T.E.



SOMMAIRE

	<u>PAGES</u>
<u>AVANT-PROPOS</u>	1
<u>PREMIER CHAPITRE : METHODOLOGIE DU CHOIX DES MATERIAUX CONSTITUTIFS DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT.</u>	
I . GENERALITE.....	5
II. OPTIMISATION PAR LA PROGRAMMATION DYNAMIQUE.....	10
II.1. <u>Rappel de la Programmation Dynamique</u>	10
A. Principe d'optimalité.....	11
B. Décomposabilité.....	11
C. Théorème général.....	12
II.2. <u>Programmation Dynamique et la théorie des graphes</u>	12
III. METHODOLOGIE SPECIFIQUE DE LA PRESENTE APPROCHE.....	15
III.1. <u>Critères du choix de matériaux constitutifs des réseaux d'assainissement</u>	16
A. Le sous-modèle hydraulique.....	16
B. Le sous-modèle de stabilité.....	18
C. Le sous-modèle du coût.....	22
III.2. <u>Optimisation altimétrique des réseaux d'assainissement</u>	28
A. Définition du réseau.....	28
B. Définition du système dynamique.....	29
C. Les procédures conventionnelles de résolution.....	33
C1. Méthode directe.....	33
C2. Méthode indirecte.....	37
D. Les procédures de résolution adoptées.....	42
D1. Programmation Dynamique Conventionnelle Discrète.....	43
D2. Programmation Dynamique Différentielle Discrète.....	51
IV. DISCUSSION ET CONCLUSION.....	56
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	60
<u>DEUXIEME CHAPITRE : ETUDE HYDRAULIQUE DES CANALISATIONS</u>	
I. INTRODUCTION.....	62
II. THEOREMES FONDAMENTAUX.....	64
III. EQUATIONS DES PERTES DE CHARGES.....	67
III.1. <u>L'énergie spécifique et le régime critique</u>	67
III.2. <u>Perte de charge par frottement</u>	70

A. Formules empiriques de frottement.....	71
B. Théorie de Colebrook-White.....	72
C. Importance du coefficient de rugosité.....	76
III.3. <u>Perte de charge singulière.....</u>	80
IV. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES.....	83
IV.1. <u>Formules générales.....</u>	83
IV.2. <u>Limitation des vitesses d'écoulement.....</u>	86
IV.3. <u>Contrôle des niveaux piézométriques.....</u>	87
A. Pente piézométrique.....	88
B. Reflux hydraulique.....	89
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	94

TROISIEME CHAPITRE : CONTROLE DE STABILITE DES TUYAUX ENTERRES

I. INTRODUCTION.....	96
II. RIGIDITE DU SYSTEME TUYAU-SOL.....	99
II.1. <u>Rigidité du tuyau et du sol d'enrobage.....</u>	99
II.2. <u>Critère de rigidité du système.....</u>	101
II.3. <u>Importance des modules d'élasticité.....</u>	103
II.4. <u>Importance des poussées de terre.....</u>	109
III. CHARGES EXTERIEURES.....	114
III.1. <u>Cas de charges.....</u>	114
III.2. <u>Charges des terres du remblai.....</u>	116
A. Constatations expérimentales.....	116
B. Les anciennes approches.....	118
B1. Modèle Marston.....	118
B2. Modèle Spangler.....	124
C. Les nouvelles approches (ex. Modèle ATV).....	126
III.3. <u>Surcharges statiques et dynamiques.....</u>	136
A. Introduction (Théorie de Boussinesq).....	136
B. Application de la théorie de Boussinesq.....	139
C. Charges verticales transmises.....	142
D. Système de surcharges roulantes.....	147
D1. Méthode Fasc. 70.....	148
D2. Méthode ATV.....	150

IV. LES EFFORTS INTERNES, CONTRAINTES ET DEFORMATIONS.....	152
IV.1. <u>Conditions d'appui</u>	152
IV.2. <u>Les efforts internes</u>	153
A. Méthode de calcul.....	153
B. Moment élémentaire dû aux charges uniformément réparties.....	155
C. Moment dû à la pression verticale.....	158
D. Moment dû aux pressions latérales.....	160
E. Moment dû au poids de l'eau.....	161
F. Moment d'essai à l'écrasement (AFNOR).....	161
G. Les efforts normaux.....	163
IV.3. <u>Les contraintes et déformations</u>	165
A. Capacité portante des tuyaux rigides.....	165
A1. Calcul de contrainte.....	165
A2. Calcul de portance (Fasc. 70).....	167
B. Stabilité des tuyaux déformables.....	168
B1. Calcul de déformation.....	168
B2. Importance de la consolidation.....	173
V. DISCUSSION ET CONCLUSION.....	175
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	191

QUATRIEME CHAPITRE : CARACTERISTIQUES FONCTIONNELLES DU MODELE GENERAL

I. PRESENTATION GENERALE.....	194
II. LE MODULE DE TRAITEMENT.....	198
II.1. <u>Caractéristiques organiques de traitement</u>	198
A. Nom du réseau.....	199
B. Numérotation des branches.....	200
C. Nombre maxi. des branches.....	200
II.2. <u>Les hypothèses initiales et les sous-modules de traitement</u>	201
A. 1ère hypothèse : les deux types de conception.....	201
A1. Le sous-module <ALTIMOPT>.....	201
A2. Le sous-module <ALTIMEX>.....	203
B. 2ème hypothèse : les détails de conception.....	204
B1. Le sous-module <METRE>.....	205
B2. Le sous-module <RDM>.....	206
C. 3ème hypothèse : choix de matériaux.....	207
C1. Option "Aide à la Décision".....	207
C2. Option "Au Choix" (Réseau composite).....	208
II.3. <u>Récapitulation des caractéristiques fonctionnelles</u>	210
II.4. <u>Les programmes et sous-programmes</u>	212
A. Structure des programmes.....	212
B. Le programme principal <ALTIM>.....	213

C. Les sous-programmes.....	218
C1. Sous-programme (HYDRO.CALC).....	220
C2. Sous-programme (RDM.CALC).....	222
C3. Sous-programme (METRE/COUT.CALC).....	223
III. LES MODULES DE SAISIE.....	225
III.1. <u>Caractéristiques organiques de saisie</u>	225
III.2. <u>Le module (CRESEAU)</u>	226
A. Structure des données.....	226
B. Caractéristiques physiques et locales des réseaux.....	228
B1. Remarques préliminaires.....	228
B2. Les branches élémentaires.....	229
B3. Les branches réceptrices.....	231
III.3. <u>Le module (CRESEAU)</u>	232
A. Structure des données.....	232
B. Prix de construction des réseaux.....	233
B1. Les terrassements généraux.....	234
B2. Les regards de visite.....	235
B3. Les canalisations.....	237
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	239
<u>ANNEXE : EXEMPLES D'APPLICATION DU MODELE</u>	240

Avant-propos

AVANT-PROPOS

Les canalisations des réseaux d'assainissement sont constituées de tuyaux généralement de forme circulaires et préfabriqués à partir de matériaux variés. Pour un réseau d'assainissement (des agglomérations) donné, chaque type de tuyaux préfabriqué devrait, en principe, faire l'objet d'un examen attentif avant d'être choisi définitivement, compte tenu de ses avantages et limitations traduisant le rapport qualité / prix vis-à-vis de divers facteurs plus ou moins connus. Ces facteurs peuvent être :

- les conditions topographiques du terrain: type de relief et instabilité ou encombrement du sous-sol;
- les propriétés mécaniques propres aux tuyaux et aux matériaux de soutien vis-à-vis de la stabilité de cet ensemble tuyau/sol;
- la capacité d'écoulement hydraulique : diamètre, pente, vitesse, coefficient de rugosité, quantité/qualité de l'effluent, etc...;
- l'érosion et la corrosion par suite d'attaque physico-chimique, voire biologique;
- les conditions d'installation sur chantier liées aux caractéristiques constructives propres à chaque type de tuyau : poids, diamètre, longueur, etc...mais surtout les possibilités de raccordement entre les différents éléments;

Les publications officielles (AFNOR, Avis Techniques, brochures des fabricants) s'attachent à établir les performances des tuyaux disponibles. Ainsi, les tuyaux en :

- Béton (armé ou non),
- Grés,
- Fonte ductile (système Intégral),
- Amiante-ciment (système Evrerite ou Interliss),
- PVC (Polychlorure de Vinyle, normal ou renforcé),

sont reconnus aptes à l'emploi. Il en est de même pour les regards de visite préfabriqués pouvant être en :

- Béton (légèrement armé),
- Fonte ductile,
- Amiante-ciment,

ou à confectionner sur chantier en Béton (armé ou non).

En général, les projets d'assainissement, quelque soit leur type (unitaire, séparatif, etc...), ne considèrent pas avec suffisamment d'attention ces divers facteurs eu égard aux impacts techniques et financiers résultant du choix de ces différents matériaux constitutifs : pour des raisons de sécurité, on a tendance à préférer les matériaux réputés résistants (ou étanches), ou par souci d'économie ceux moins coûteux sont choisis. La diversité de ces facteurs et matériaux constituent autant de contraintes qu'il faut tenir compte lors des phases préliminaires du projet.

De plus, sur une longue période d'utilisation, les canalisations enterrées s'avèrent être des systèmes complexes, et leurs performances initiales se trouvent être réduites hydrauliquement (cf. chapitre II) par suite du changement de l'état de parois ou de la section transversales (attaques physico-chimiques ou biologiques ou incrustations diverses), et mécaniquement par les phénomènes de fatigues et (ou) de consolidation du sol d'enrobage. Ces conditions, combinées ou non à d'autres sollicitations extérieures, conduiraient à des situations pathologiques graves (cf. chapitre III) : contre-pente, fissuration, voire la rupture proprement dite de l'ouvrage. On assiste souvent à un décalage entre les essais sur tuyaux neufs, les calculs prévisionnels, les pratiques d'installations sur chantier et l'évolution réelle des canalisations d'assainissement. Ce décalage est d'autant plus grand si l'on dissocie les propriétés mécaniques des tuyaux de celles du sol d'enrobage, car la rigidité (ou flexibilité), tant du tuyau que du sol, est le principal responsable du comportement des réseaux. D'où l'importance de la stabilité mécanique dans le choix des matériaux.

Les premières réflexions sur la possibilité d'envisager pour un même réseau l'utilisation de plusieurs matériaux ont conduit à la constatation que les incidences techniques et économiques sont relativement perceptibles pour chacune des contraintes pris séparément. Mais cela peut devenir non négligeable lorsque ces

facteurs doivent être considérés simultanément, notamment le coût global de construction dont 60 à 80% provient des coûts de terrassements, des canalisations et des regards. Or, il est certain que ces coûts diffèrent d'un matériau à l'autre. Pour la plupart des conceptions usuelles, on étudie à partir de quelques contraintes, a priori prédominantes, deux ou trois solutions "variantes" résultantes avant d'arrêter un choix définitif sur celle qui paraît la plus économique. L'on sait qu'une solution unique n'existe pas en matière de réseaux d'assainissement. Ce qui reflète déjà la subjectivité de cette meilleure solution variante. Mais le problème devient compliqué s'il faut intégrer toutes les contraintes (physiques ou conventionnelles) vis-à-vis de chaque type de matériaux car il s'agit là d'un système complexe dont la résolution exige une méthodologie scientifique rigoureuse et un matériel informatique performant. Il apparaît alors nécessaire de bâtir un modèle d'aide à la décision capable de fournir rapidement un maximum d'éléments techniques et financiers permettant de juger si la réalisation d'un réseau constitué de matériaux différents présente un intérêt; d'où l'appellation "réseaux composite". Ce qui permet également de juger si un matériau l'emporte sur un autre pour les réseaux homogènes. D'où l'importance de la méthodologie d'optimisation du choix de ces matériaux.

Pour ce qui concerne l'Agence Financière de Bassin Seine-Normandie, ce type d'outil pourrait être utilisé pour un meilleur examen des dossiers d'assainissement sur lesquels ses avis techniques et financiers sont demandés.

Baptisé "RECA" (REseau Composite d'Assainissement), le modèle a été établi en :

- tenant compte de la normalisation et réglementation techniques actuellement en vigueur quant aux caractéristiques constructives des matériaux de tuyaux et de regards de visite ainsi qu'aux méthodes de conception et d'installation des réseaux d'assainissement;
- élargissant ces méthodes (conventionnelles) pour les adapter d'une part à l'évolution des matériaux disponibles, en particulier les tuyaux déformables, et d'autre part à celle des conceptions actuelles tant méthodologiques qu'informatique;
- recherchant la souplesse maximale d'utilisation du modèle dans l'environnement de la micro-informatique.

Le premier chapitre traite de la méthodologie suivie en termes mathématiques et algorithmiques de la procédure d'optimisation des réseaux d'assainissement. Compte tenu du caractère non déterministe de la procédure d'optimisation et du matériel informatique dont nous disposons, deux méthodes de résolution sont adoptées selon le principe d'optimalité de la "Programmation Dynamique". Cette procédure utilise trois sous-modèles dont deux seront détaillés dans deux chapitres distincts : l'étude hydraulique des canalisations et le contrôle de la stabilité mécanique des tuyaux enterrés. Le troisième sous-modèle concerne essentiellement les coûts des travaux sur chantier qui seront développés au premier chapitre.

L'étude hydraulique des canalisations, objet du deuxième chapitre, concerne essentiellement le dimensionnement des réseaux neufs et ~~de~~ le contrôle des réseaux existants (ou déjà conçus par ailleurs). Les concepts relatifs aux pertes de charge et aux énergies spécifiques seront appliqués. La complexité du système nous amène à limiter le dimensionnement au cas des réseaux dont le tracé en plan et les débits sont connus.

Vu l'importance de la stabilité des tuyaux enterrés vis-à-vis des caractéristiques mécaniques différentes des matériaux et des pratiques de leur installation sur chantier, le troisième chapitre développe leurs critères de défaillance en les considérant comme une structure unique en terme de système tuyau/sol. Ces critères constituent notre propre démarche se basant sur les méthodes conceptuelles connues aussi bien anciennes qu'actuelles : théories de Marston, Spangler, ATV, etc...

Le quatrième chapitre expose les méthodes d'analyse et de programmation informatiques; c'est également une récapitulation des approches des chapitres précédents. Des exemples d'application, ci-joint à l'annexe, concrétisent enfin les possibilités fonctionnelles du modèle général.

Premier chapitre

Méthodologie du choix de matériaux
constitutifs des réseaux d'assainissement.

I/ GENERALITE

Problématique...

Dans l'étude des réseaux composites d'assainissement, les matériaux constitutifs occupent une place privilégiée (six types de tuyaux préfabriqués et quatre types de regards de visite). D'autre part, tout réseau d'assainissement peut être considéré comme un ensemble de (x) branches dont chacune est composée de (y) tronçons. Chaque tronçon a un regard qui peut être de l'un des quatre types et est constitué d'une juxtaposition de tuyaux pouvant être ou non du même matériau que les regards.

Du simple point de vue de l'analyse combinatoire, le choix de ces matériaux peut être formulé de la manière suivante : combien y-a-t-il de choix possibles pour un réseau de (x) branches dont chacune possède (y) tronçons? En énumérant toutes les combinaisons possibles, on arrive à $(24)^{xy}$, ce qui fait 576 choix possibles pour une branche de deux tronçons (sans compter le dernier regard). Mais en matière d'analyse des systèmes dont le principe est d'éviter toute énumération, le choix de telle ou telle disposition doit se faire en fonction d'un ensemble de critères bien définis. On cherche donc à établir les lois d'interaction des différents éléments du système de telle sorte que la décision du meilleur choix puisse présenter le caractère le plus plausible possible. Ce qui conduit à fixer l'objectif recherché dans le système en tenant compte des contraintes aussi bien internes qu'externes auxquelles sont soumis les éléments. Dans le cas particulier des réseaux composites d'assainissement, l'objectif est de rechercher le comportement de chaque type de matériaux constitutif vis-à-vis des contraintes locales et conventionnelles et d'en dégager les éléments techniques et financiers permettant de juger si le choix de tel ou tel matériau l'emporte effectivement sur un autre.

Il est donc clair que les réseaux d'assainissement apparaissent comme des systèmes complexes de tracés et de matériaux dont l'optimisation ne peut être réalisée par une démarche énumérative.

Moyen disponible...

La recherche opérationnelle fournit des outils d'aide à la décision permettant la résolution d'un tel système. Il suffit d'adapter convenablement les méthodes

existantes aux caractéristiques spécifiques du système à étudier. Et dans le contexte d'aide à la décision il convient, en outre, de choisir celle qui est la plus fiable en ce qui concerne la procédure de résolution algorithmique. Les trois procédures les plus classiques sont : la programmation "linéaire, non linéaire et dynamique". Mathématiquement, ces méthodes permettent la résolution d'un système d'équations dans lequel on a d'une part, un certain nombre d'équations ou d'inégalités traduisant les interactions des variables X du système et d'autre part, une (ou plusieurs) fonctionnelle (s) F qui représente (nt) l'objectif (s) fixé (s). Sous forme matérielle, tout système s'exprime par :

$$\begin{cases} [A].[X] \equiv [B] \\ [C].[X] \equiv [F] \end{cases}$$

[La relation (\equiv) peut être (\langle), ($=$) ou (\rangle)]

dans lequel la première relation simule ce qu'on appelle les "contraintes techniques" et la deuxième, les "fonctionnelles" (ou fonctions objectif). Les contraintes et les fonctionnelles sont liées par les variables formelles [X].

Selon les cas, ces relations peuvent être linéaires, non linéaires ou fonction d'un facteur assimilé au temps ; ces caractéristiques déterminent le nom du système et sa procédure de résolution.

La résolution du système peut être fastidieuse selon la dimension des matrices des contraintes [A], [B] et [C] ainsi que celle des variables [X] et des fonctionnelles [F] ; c'est ce qui détermine la complexité du système. Dans la pratique, à partir d'un objectif et de quelques critères de choix pré-établis, on a le plus souvent affaire au problème de l'optimisation d'une fonction objectif en fonction de quelques variables et de contraintes physiques. Mais cela n'entraîne pas pour autant une simplification complète du système. Il est donc nécessaire pour un système complexe tel que les réseaux d'assainissement de faire appel aux outils informatiques, leurs performances constitueraient le facteur limitant du modèle. C'est pour cette raison que l'étude d'optimisation des réseaux d'assainissement était initialement réservée aux organismes disposant d'ordinateurs puissants. L'évolution technologique de la micro-informatique permet maintenant de mettre à la portée d'un grand nombre de concepteurs ce type de démarche.

Définition du problème...

Pour définir la fonction objectif et les critères du choix des matériaux constitutifs, il faut prendre en compte les diverses contraintes locales et conventionnelles qui sont normalement considérées dans les études conceptuelles des réseaux d'assainissement. Il convient de rechercher l'équilibre entre la complexité de résolution du système, la performance du matériel informatique disponible et le degré de précision de la solution optimisée. En matière d'assainissement, la fonction objectif est une notion de "priorité" que l'on attribuera à celle des contraintes influençant le plus le système. Le choix d'une fonction de nature économique s'impose, même si souvent des critères socio-politiques interviennent dans les processus de décision en matière de travaux publics. En ce qui nous concerne, la fonction objectif est le coût de construction du réseau dont les variables formelles sont liées aux matériaux constitutifs. Cela implique déjà un premier critère de minimisation des dimensionnements qui se traduira par la minimisation de la fonction économique. Ainsi, cette fonction unique sera optimisée sous le respect des autres contraintes d'ordre technique ; celles-ci ne sont considérées que pour assurer le fonctionnement du système.

De tous les facteurs et paramètres à considérer en assainissement et compte tenu du compromis signalé plus haut, nous nous limitons aux critères relatifs au dimensionnement hydraulique, à la stabilité mécanique des tuyaux enterrés et aux pratiques de la pose des tuyaux sur chantier. Chacun de ces critères sera détaillé dans les trois principaux sous-modèles utilisés par la procédure d'optimisation. Du fait de leur importance relative, les sous-modèles hydrauliques et de stabilité mécanique font l'objet de chapitres distincts (Chapitres II et III).

Méthodologie...

Après examens et tests des différentes procédures de résolution préconisées dans la littérature, il apparaît que c'est la programmation dynamique qui est la plus adaptée aux problèmes des réseaux d'assainissement. Ce fait est lié essentiellement à la nature du système théorique et à la structure caractéristique des réseaux.

Dans la pratique, il est effectivement irréaliste de considérer que le coût de construction d'un réseau quelconque est une fonction linéaire par rapport à chacune des variables du système. Il en est de même pour les relations traduisant les interactions de ces variables compte tenu de la grande diversité des contraintes techniques [A] et [B] et les variables [X]. En outre, le caractère discontinu de certaines variables est déterminant pour un système tel que les réseaux d'assainissement dans lesquels les tuyaux industriels ont les diamètres et les classes de résistance standardisés. Les systèmes linéaires et non linéaires s'adaptent donc mal à l'étude d'optimisation du coût de construction des réseaux. Ces notions de linéarité et de continuité n'ont, par contre, aucune importance pour le système dynamique dont le facteur limitant est uniquement lié à ses divers états évolutifs. Avec ses propriétés de "décomposabilité" et de "récurrence", le problème est considéré comme pratiquement résolu du moment où la fonction économique F et les variables formelles [X] peuvent être connues à chaque étape d'évolution du système.

Initialement développée et appliquée dans le contexte de l'économie et de la recherche opérationnelle, la programmation dynamique est un outil indispensable pour les études prévisionnelles d'optimisation des systèmes économiques (mini ou macro) qui sont censés d'être évolutifs dans le temps; d'où l'appellation "dynamique". Mais depuis le principe d'"optimalité" de R. Bellman (1952), cette technique peut être généralisée à tous les problèmes de gestion dès lors que le processus d'évolution du système se répète d'une étape à une autre en suivant une même loi (récurrence) et qu'à chacune de ces étapes le système prend un état bien précis. Chacun de ces états forme un sous-système identique au système initial, et est caractérisé par sa fonction objectif et par ses deux catégories de variables : les variables d'"état" et de "contrôle" (ou de décision). Dans le cas de la minimisation du coût, la propriété de décomposabilité se traduit par le caractère cumulatif de la fonction économique d'un sous-système à un autre.

Vis-à-vis de la structure des réseaux (ramifié ou non) les propriétés de récurrence et de décomposabilité du système permettent non seulement de résoudre les divers tronçons et branches mais également de s'adapter à la pratique courante qui consiste à diviser le réseau en plusieurs tranches de travaux. Cependant, le système dynamique présente une restriction particulière concernant l'unicité de la solution. Autrement dit, la solution idéalement optimale est une notion purement théorique de sorte qu'il existe plusieurs versions de la procédure de résolution. On est donc conduit à utiliser des techniques telles que la réduction des calculs par "séparation et évaluation", la programmation dynamique

"conventionnelle", "discrète" ou "différentielle". Pour des raisons de clarté des procédures définitivement implantées dans le modèle général, ces différentes versions seront étudiées en détail pour certaines ou récapitulées succinctement pour d'autres.

II/ OPTIMISATION PAR LA PROGRAMMATION DYNAMIQUE

La programmation dynamique est une discipline de la recherche opérationnelle relative à l'analyse optimale d'un système, sa démonstration mathématique rigoureuse est tentée faire encore l'objet de recherches actives (réf. 1.3).

Dans ce qui suit, nous essayons donc de rappeler le principe fondamental d'"optimalité" validé en 1957 par R. Bellman, qui regroupe à la fois les propriétés de "décomposabilité" et de "récurrence" de la programmation dynamique. Afin de concrétiser le principe d'optimalité, nous utilisons également quelques concepts de la théorie des graphes.

II.1/ Rappel de la programmation dynamique

Par définition, le système étudié est supposé évolutif (dynamique) au cours du temps et prendre à chaque instant t un état X_t défini par ses "variables d'état" x_t . L'évolution de cet état est soumise à des contraintes Γ_t dépendant des états précédents X_{t-1} et suivants X_{t+1} , de sorte que l'état en cours X_t est limité dans un domaine à l'intérieur duquel les variables (d'état) x_t sont contrôlées par les variables dites de "décision" d_t qui assurent justement la transition entre X_t et la fonction objectif F_t imposée à cette évolution.

De cette définition, le formalisme mathématique se traduit, pour tout instant t , par :

$$X_t \subset R^m, \Gamma_t : R^m \longrightarrow R^{m'} \quad (m \neq m') \quad \text{-----} \quad (1.1)$$

$$x_t \in X_t \mid X_t = \Gamma_t(X_{t-1}) \cap \Gamma_t^{-1}(X_{t+1}) \quad \text{-----} \quad (1.2)$$

$$d_t \in D_t(X_{t-1}) \mid D_t : R^m \longrightarrow R^{m'} \quad \text{-----} \quad (1.3)$$

$$F_t = F(x_t, d_t) \quad \text{-----} \quad (1.4)$$

x_t et d_t sont des vecteurs de dimension m ou m' (ou bien des scalaires quand m et $m' = 1$; mais en général $m = m'$). Dans les relations 1.1 et 1.2, on voit que X_t est un ensemble borné et que tous les états peuvent être prédéterminés à partir de l'application Γ , indépendamment des décisions et des fonctions objectifs. La fonction de transition D_t de l'équation 1.3 réduit l'ensemble X_t à E_t pour ne choisir que certaines valeurs parmi les m valeurs possibles de x_t , pour lesquel-

les l'application F de l'équation 1.4 permet de déterminer les fonctions objectifs. En remplaçant les instants t par n pour généraliser l'évolution du système en terme de phase, période, date ou étape, le système optimal correspondant s'écrit pour $p \leq m$:

$$F_N^*(x_0, x_N) = \text{OPT}_{x_n} F(x_0, \dots, x_N)$$

Avec les variables x_n ($0 \leq n \leq N$)

$$x_n \in E_n \quad (R^p : E_n = D_n(x_{n-1}) \cap \Gamma_n(x_{n-1}) \cap \Gamma_{n+1}^{-1}(x_{n+1}))$$

système dans lequel le principe d'optimalité de Bellman ne s'applique qu'à condition que la fonction F soit décomposable :

A) Principe d'optimalité :

- Selon Bellman : "Une politique optimale a la propriété que, quels que soit l'état initial et la décision initiale, les décisions restantes doivent constituer une politique optimale vis-à-vis du résultat des décisions précédentes."
- Selon Minoux (réf. 1.3) : "Toute solution optimale ne peut être formée que par des solutions partielles optimales."
- Selon Cruon (réf. 1.2) : "Toute sous-politique $F_j(x_i, x_j)$ extraite d'une politique optimale $F_N^*(x_0, x_N)$ est elle-même optimale de x_i à x_j ."

B) Décomposabilité de la fonction objectif :

On dit que F est décomposable en F_1 et F_2 si F est "séparable" et si, de plus, F_1 est "strictement monotone" par rapport à sa deuxième variable.

- F est séparable : $F(x, y) = F_1(x, F_2(y))$
- F est strictement monotone p/r à sa deuxième variable :

$$\forall x : \begin{aligned} z_1 < z_2 &\Rightarrow F_1(x, z_1) < F_1(x, z_2) \\ z_1 = z_2 &\Rightarrow F_1(x, z_1) = F_1(x, z_2) \end{aligned}$$

Dans la pratique, cette définition se traduit par :

$$F(x_0, \dots, x_N) = F_0(x_0) \cdot F_1(x_1) \cdot \dots \cdot F_N(x_N)$$

où (*) est un opérateur de composition qui doit satisfaire la propriété de monotonie telle que l'addition (+), le produit (X), le (mini) ou (maximum), etc...

C) Théorème général :

Du principe d'optimalité et de la décomposabilité, le théorème général d'optimalité peut être annoncé :

Si F est décomposable telle que $F(x,y) = F_1(x,F_2(y))$, alors on a :

$$\text{OPT}_{x,y} F(x,y) = \text{OPT}_x F_1(x, \text{OPT}_y [F_2(y)])$$

Ce qui se traduit par l'extraction d'une sous-politique (x_0, x_1, x_2) de la politique (x_0, x_1, x_2, x_3) . Si la sous-politique est optimale de x_0 à x_2 , pour trouver la politique optimale de x_0 à x_3 , il suffit de considérer que :

$$F_3^*(x_0, x_3) = \text{OPT}_{x_2 \in E_2} [F_2^*(x_0, x_2) + V_3(x_2, x_3)] \quad (1.5)$$

où $F_2^*(x_0, x_2)$ est la valeur optimale du sous-politique de x_0 à x_2 pour toutes les valeurs possibles de $x_0 \in E_0$ et $x_2 \in E_2$ en passant par toutes les valeurs possibles de $x_1 \in E_1$. $V_3(x_2, x_3)$ est la valeur brute de chacune des politiques entre $x_2 \in E_2$ et $x_3 \in E_3$.

L'équation du théorème général d'optimalité ci-dessus possède en outre la propriété de "récurrence". Pour une fonction objectif exprimant un coût, on a le système dynamique général suivant :

$F_n^*(x_0, x_n) = \text{MIN}_{x_{n-1}} [F_{n-1}^*(x_0, x_{n-1}) + V_n(x_{n-1}, x_n)]$ <p>Avec les variables x_n ($0 \leq n \leq N$ et $p \in N^+$) :</p> $x_n \in E_n \subset R^p : E_n = D_n(x_{n-1}) \cap \Gamma_n(x_{n-1}) \cap \Gamma_{n-1}^{-1}(x_{n-1})$	----- (S.D)
--	-------------

II.2/ Programmation dynamique et la théorie des graphes

Il est intéressant d'interpréter le système dynamique par la recherche du plus

court chemin (ou plus long chemin quand il s'agit de maximiser) d'un graphe particulier dont les valeurs des arcs sont connues (fonctions économiques prédéterminées). Rappelons qu'un graphe $G(X, \Gamma)$ est défini par une extrémité initiale $I \in X$ et une ou plusieurs extrémités terminales $T \in X$ tel que $\Gamma(I) = \{T\}$, où $\Gamma : X \rightarrow X$. Une autre manière de définir un graphe est $G(X, U)$ où U est l'ensemble des arcs $A - T$ pouvant être orientés ou non.

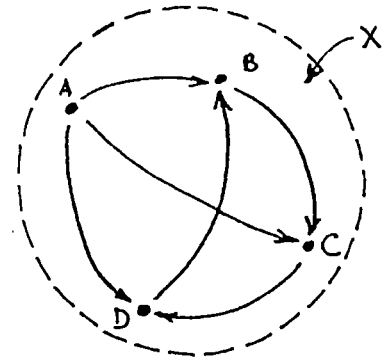


Figure 1.1

Pour le graphe de la figure 1.1, on voit que :

$$\Gamma(A) = \{B, C, D\} ; \Gamma(B) = \{C\} ; \Gamma(C) = \{D\} ; \Gamma(D) = \{B\}$$

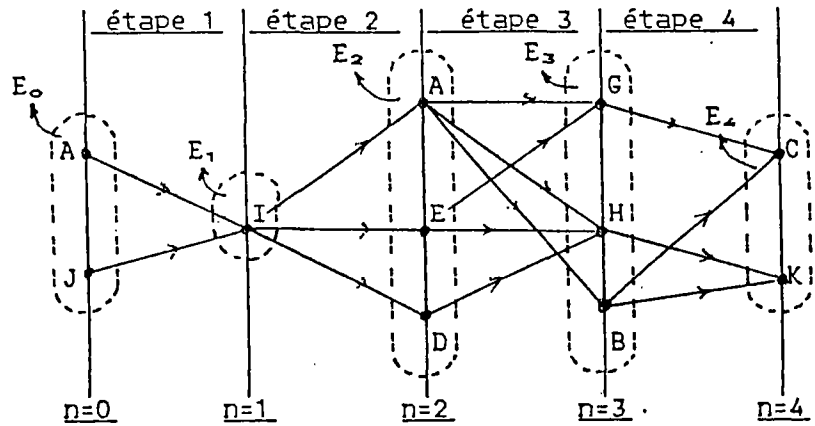
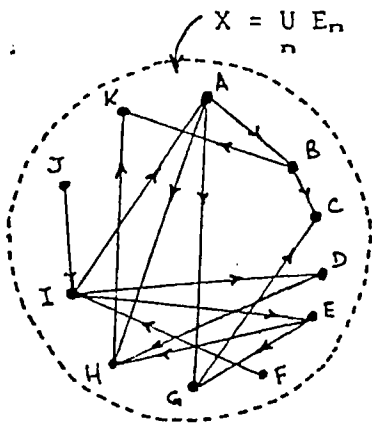
$$U = \{(A, B) ; (A, C) ; (A, D) ; (B, C) ; (C, D) ; (D, B)\}$$

Les concepts suivants sont également nécessaires pour la procédure du plus court (ou long) chemin :

- chemin = suite d'arcs dont l'extrémité terminal de chacun, sauf le dernier, est l'extrémité initiale du suivant.
- longueur d'un chemin = nombre de ses arcs.
- circuit = chemin dont l'extrémité finale coïncide avec l'extrémité initiale.
- On dit qu'un graphe $G(X, \Gamma)$, fini et sans circuit, est séquentiel s'il remplit les deux conditions ci-dessous :
 - . les sous-ensembles des sommets X_n sont strictement ordonnés et forment une partition de $X : \Gamma(X_n) \subset X_{n+1}$.
 - . tous les chemins ont une même longueur .
 (ces conditions sont mises en évidence sur la fig. 1.2).

Les variables d'état et les sommets d'un graphe

De ces définitions, on voit que l'ensemble des sommets d'un graphe X est la réunion de tous les ensembles d'état $E_n \equiv X_n$ du système dynamique (fig. 1.2).



(a) - Graphe $G(X, \Gamma)$

(b) - Système dynamique (E_n, Γ_n)

Figure 1.2 : Analogie graphe — système dynamique (réf. 1.2)

Chacune des composantes x^i_{n-1} du vecteur $x_{n-1} \in E_{n-1}$ du système (SD) correspond à un sommet du graphe. L'application Γ du graphe peut être définie par :

$$\forall x^i_{n-1} \in E_{n-1}(x_0, x_n) : \Gamma(x^i_{n-1}) = \Gamma_n(x^i_{n-1}) \cap E_n(x_0, x_n) \quad (1.6)$$

Autrement dit, chacun des arcs du graphe est défini par (x^i_{n-1}, x^j_n) en joignant les sommets initiaux $x^i_{n-1} \in E_{n-1}$ (X aux sommets terminaux $x^j_n \in E_n$ (X. Il est clair qu'à tout système dynamique correspond un graphe fini, sans circuit et séquentiel. Dans le cas du S.D dit à "avenir certain" (x^j_n sont bien définis) et à "horizon limité" ($n \neq + \infty$) qui s'applique, sauf redondance des x^j_n , au réseau d'assainissement, le nombre d'étapes est la longueur de chaque chemin alternatif ($n = L$), le nombre des valeurs possibles des variables d'état contrôlées est celui des sommets du graphe ($n \times p$), et chaque fonction objectif $V_n(x_{n-1}, x_n)$ est la valeur de l'arc (x^i_{n-1}, x^j_n) .

(La figure 1.2 correspond à un cas simple d'un seul type de variable d'état.)

III/ METHODOLOGIE SPECIFIQUE DE LA PRESENTE APPROCHE

Pour un réseau donné, en partant de son exutoire final, on a globalement un collecteur émissaire puis une ou plusieurs antennes pouvant se subdiviser à leur tour en diverses branches de desserte. Et selon l'importance de l'antenne, ces branches peuvent être qualifiées de principale, secondaire ou tertiaire. En outre, pour des raisons de circonstance locale, un réseau est souvent divisé en tranches de travaux.

Vis-à-vis de la procédure d'optimisation, les réseaux d'assainissement possèdent généralement une structure arborescente d'un graphe $G(X,U)$, fini et sans circuit, orienté suivant le sens d'écoulement de l'effluent et dans lequel chaque sommet est un regard de visite et chaque arc est un tronçon délimité par les regards amont et aval. Cette correspondance analogique a toute son importance dans l'application de la programmation dynamique au cas des réseaux (assainissement ou non) : elle permet d'abord d'explicitier l'évolution du système dynamique en divers états successifs, et ensuite de combiner les deux théories dans l'étude simultanée du tracé et du profil des réseaux. Pour un réseau dont le tracé est imposé, chaque état E_n correspond à l'altimétrie d'un regard et est défini par les sommets $x_n^i \in X_n$ (fig. 1.2).

Cependant, la procédure de cette optimisation présente un caractère heuristique: le gain escompté ne peut pas être fixé a priori et la solution optimisée résultante se plafonne, pour la plupart des modèles existants des réseaux classiques, à 15 % (réf. 1.4, 1.9 et 1.10). Ce fait est lié d'une part, à la solution qui n'est jamais, en théorie, optimale (unicité de la solution), et d'autre part, à l'imperfection relative des sous-modèles utilisés. Comme on le verra plus loin, la recherche raffinée de la solution théoriquement optimale n'est pas toujours nécessaire dans la pratique. Il est en effet inutile de rechercher un gain supplémentaire de 1 à 2 % en faisant varier les variables de contrôle au pas infinitésimal alors qu'on ne sait pas dans quelles conditions les collecteurs seront posés, ni de quelle manière précise les travaux seront rémunérés.

Le nombre de sous-modèles utilisés peut varier selon que l'étude a un caractère globalisant ou non. Il en est de même pour leur précision, puisque, l'on peut choisir des sous-modèles hydrologiques ou hydrauliques résolvant les équations aux dérivées partielles ou de Saint-Venant, des sous-modèles hydrauliques semi-empiriques du type Manning-Strickler, Colebrook-White, etc..., ou

plus simplement encore des sous-modèles de calcul des coûts obtenus à partir de corrélations statistiques. Bien que n'importe quel sous-modèle soit compatible avec la programmation dynamique, il ne faut pas perdre de vue le caractère complexe et aléatoire des phénomènes de ruissellement pluviaux et l'hydraulique des canalisations ainsi que la diversité des travaux sur chantier.

III.1/ Critères du choix de matériaux constitutifs d'un réseau d'assainissement

En réseau composite d'assainissement, l'un des paramètres dominant à considérer dans la procédure de résolution est le type de tuyau. Or les tuyaux font l'objet de standardisation et normalisation officielles.

Les conditions d'installation sur chantier liées à leurs caractéristiques de construction (poids, diamètre, longueur, possibilité de raccordement, regard de visite, etc...) ainsi que les conditions de stabilité mécanique à long terme sont donc des contraintes techniques effectives à prendre en compte. De même, la méthode de dimensionnement hydraulique des canalisations, le contrôle de stabilité mécanique et le mode de rémunération des travaux sont autant de facteurs qui influencent considérablement le calcul de la fonction économique. Comme méthode de résolution des sous-modèles, nous nous basons le plus souvent possible sur les réglementations techniques actuellement en vigueur (réf. 1.11, 1.12). Et pour la clarté de la procédure de résolution, nous rappelons brièvement la façon dont ces sous-modèles sont appliqués, leurs détails théoriques ou explicatifs étant décrits au paragraphe et chapitre suivant.

A) Le sous-modèle hydraulique (cf. chapitre II)

L'écoulement hydraulique est uniforme sur toute la section transversale et permanent dans le temps ; les apports latéraux sont cumulatifs d'un tronçon à un autre. Bien que l'instruction technique (réf. 1.11) préconise la formule de Chezy-Bazin, nous adoptons son expression équivalente bien connue de Manning-Strickler :

$$V = k_{st} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (1.7)$$

Dans laquelle :

V = vitesse moyenne de la section transversale

R = rayon hydraulique

I = pente du radier

k_{st} = coefficient de rugosité de Strickler. On a l'habitude de le considérer globalement comme caractéristique hydraulique du tuyau et de l'effluent transporté.

Pour l'écoulement partiellement rempli des canalisations circulaires, le rayon hydraulique est calculé par :

$$R = S/P = D/4 \cdot (\theta - \sin\theta)$$

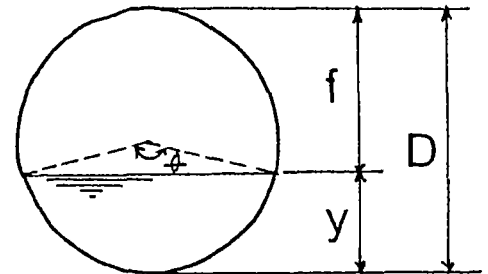


Fig. 1.4

L'expression du dimensionnement pratique s'écrit :

$$Q = 1,59 \cdot \left[\frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \sin\theta) \right]^{5/3} \cdot \left[D \cdot \theta \right]^{-2/3} \cdot k_{st} \cdot \sqrt{I} \quad (1.8)$$

Avec $\theta = 2 \cdot \text{Arcos}(1 - 2Z_D)$

où $Z_D = y/D$ est le taux de remplissage de l'écoulement partiel.

Outre les conditions liées à la topographie du terrain naturel, à l'encombrement du sous-sol ou aux points de passage obligés, etc..., on détermine selon l'équation 1.8 le diamètre D et la pente I de manière à ce que la vitesse minimale V_{min} d'auto-curage et la vitesse maximale V_{max} d'érosion soient respectées. Ce qui se traduit par l'existence de (D_{min}, D_{max}) et (I_{min}, I_{max}) , le coefficient k_{st} étant conventionnellement constant. Ainsi, l'équation 1.8 possède de nombreuses solutions possibles qu'il convient de choisir parmi celles qui donne les gros diamètres pour des pentes faibles et celles des pentes fortes pour des diamètres plus petits (cf. détails au chapitre II).

C'est donc un critère de choix important. Mais du point de vue strictement hydraulique, ce choix et les types de tuyau sont étroitement liés par l'existence du coefficient de rugosité k_{st} dont l'impact économique sur les tuyaux neufs peut facilement faire basculer la décision en faveur des tuyaux a priori lisses.

B) Le sous-modèle de stabilité mécanique des tuyaux enterrés

(cf. détails au chapitre III)

Du point de vue de la pérennité de son fonctionnement, tout réseau enterré doit être étanche. Or cette étanchéité ne peut être assurée que si la capacité portante de chaque élément constitutif du réseau est suffisante vis-à-vis des sollicitations extérieures. Il est donc clair que l'étude hydraulique doit être suivie par un contrôle de stabilité faute de quoi la solution optimale de la programmation dynamique devient invalide.

En effet, selon les approches actuelles concernant le système "tuyau-sol", on considère que l'interaction entre le tuyau et le sol d'enrobage existe en permanence, de sorte qu'on tient compte des caractéristiques de rigidité tant des tuyaux que du sol, avec des critères de défaillance adaptés. Dans ce contexte, compte tenu d'une part de la divergence de conception entre ces approches, et d'autre part, de l'insuffisance du critère de défaillance recommandé par la réglementation technique actuelle (réf. 1.12), nous sommes amenés à préconiser notre propre démarche méthodologique pour le présent sous-modèle. Cette démarche peut être récapitulée comme suit :

B1) Rigidité du système tuyau-sol

Désignons par IR et \overline{IR} respectivement les indices de rigidité du système à étudier et de référence. On dit que le système est "rigide" si $IR \leq \overline{IR}$ sinon il est "flexible".

L'indice de référence est donné par l'équation suivante :

$$\overline{IR} = 133 / \zeta \quad \text{-----} \quad (1.9)$$

Dans laquelle, le nombre 133 résulte des études expérimentales très poussées, effectuées sur de larges gammes de tuyaux industriels, chaque type de tuyaux ayant 2 à 3 classes de résistance. ζ est un coefficient empirique exprimant l'influence de la poussée latérale des terres par suite de la géométrie de la tranchée (B/De) et du degré de compactage du sol d'enrobage (E2/E3).

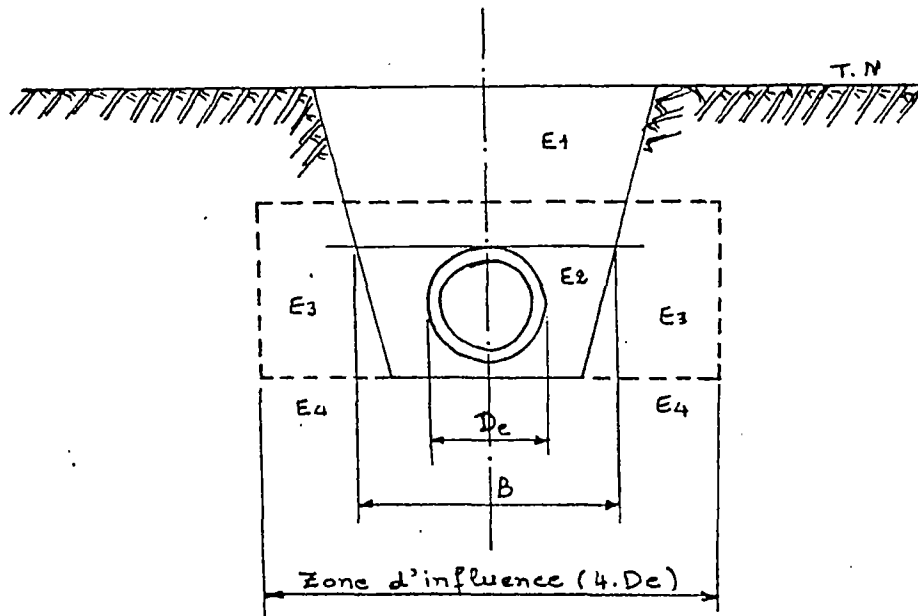


Figure 1.9 : Tranchée théorique

E1, E2, E3 et E4 sont des modules d'élasticité de compression du sol (ML^{-2}). Le coefficient ζ s'exprime selon Léonhart par :

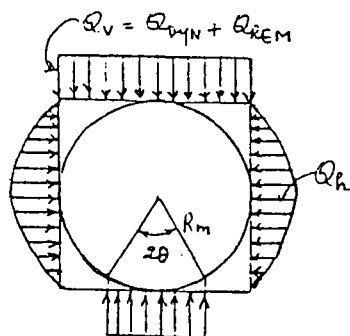
$$\zeta = \frac{1,662 + 0,639.[(B/Dc) - 1]}{[(B/Dc)-1] + \{1,662 - 0,361.[(B/Dc)-1]\}.E2/E3}$$

B2) Détermination des charges extérieures

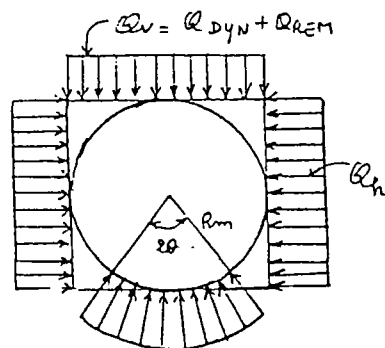
C'est la résolution analytique de la méthode du fascicule 70. Il s'agit de la charge des terres du remblai selon le modèle Marston (Q_{REM}), et de la surcharge roulante du système de convoi-type B_c selon la théorie de Boussinesq-Fröhlich.

B3) Détermination des efforts internes

On détermine les moments de flexion transversaux et les efforts normaux par suite des cas de charge/appui bien précis. Pour les cas courants des collecteurs posés en tranchée, nous préconisons deux cas (fig. 1.10a, 1.10b).



(a)-Système rigide ou flexible
+ pose sur lit naturel



(b)-Système rigide
+ pose sur berceau

Figure 1.10 : Répartition de pression

L'utilité pratique de la détermination des moments de flexion (M) est la connaissance du "coefficient de pose" (m) dépendant des coefficients de moment (m_s) et (m_e) relatifs respectivement aux tuyaux de service et d'essai.

B4) Critère de défaillance (cf. Chap. III)

Le critère de défaillance dépend essentiellement de la rigidité du système (IR) et des conditions de pose (m). On distingue donc deux types de contrôle de stabilité :

a) Pour le système rigide (méthode du fascicule 70) :

Dans ce système, on peut citer a priori les tuyaux en béton (armé ou non), grès et amiante-ciment. Pour un collecteur d'un type de matériau, d'un diamètre et d'une profondeur donnés, le contrôle dit à "la charge mini d'essai" est basé sur l'inégalité :

$$a. \left[\frac{Q_v}{m} \right] \leq Q_r \quad (1.10)$$

Dans laquelle,

a = coefficient de sécurité dépendant essentiellement du mode de rupture.

$m = m_a/m_s$, coefficient de pose dépendant du cas de charge/appui et de l'angle d'appui 2θ .

$Q_v = Q_{DYN} + Q_{REM}$ est la somme des charges verticales des collecteurs de service (ML^{-1}).

Q_r = charge minimale d'essai à l'écrasement de la section transversale d'un élément de tuyau. Q_r est donc connue pour chaque diamètre de chaque classe de résistance de chaque type de tuyau, et est répertoriée dans toutes les publications officielles.

b) Pour le système flexible :

On reconnaît dans ce système les tuyaux à priori déformables tels que les fontes ductiles, les PVC (polychlorure de vinyle), et les thermoplastiques. La déformabilité de ces tuyaux est telle que le contrôle à la charge mini d'essai ne suffit pas. On procède donc au contrôle contradictoire contrainte/déformation.

b1) Contrôle à la déformation :

$$a_s \cdot \left[\frac{\delta x}{D_m} \right] \leq \frac{\overline{\delta x}}{D_m} \quad (1.11)$$

Dans laquelle :

a_s : coefficient de sécurité dépendant essentiellement de la nature du remblai et du degré de compactage du sol d'enrobage.

$\delta x/D_m$: ovalisation horizontale (ou verticale) selon le modèle Spangler
 D_m : diamètre moyen du tuyau).

$\overline{\delta x}/D_m$: ovalisation admissible fixée expérimentalement pour chaque type de tuyau (3 % pour la fonte ductile, 15 % pour la déformation à long terme des PVC).

b2) Contrôle à la charge mini d'essai

$$a. \left[\frac{Q_v}{m'} \right] \leq Q_r \text{ ----- (1.12)}$$

Dans laquelle :

a = idem système rigide

Q_v = idem système rigide

m' = coefficient de pose du système flexible ($m' > m$)

Q_r = charge mini d'essai à l'ovalisation admissible.

Il ressort de l'étude de la stabilité des tuyaux enterrés un troisième critère de choix (des solutions alternatives): le critère de défaillance. Il en ressort également l'importance des conditions de pose qui englobe à la fois les modes d'appui, de compactage et de remblaiement, lesquels auront nécessairement un impact économique non négligeable que l'on soit en système rigide ou flexible. Ces considérations permettent, toutefois, de satisfaire le souci de réalisme de notre approche car, en assainissement, on assiste assez souvent un décalage entre les calculs prévisionnels, les essais d'usine des tuyaux neufs et le comportement réel des tuyaux de service. Des cas pathologiques des réseaux existants en sont la preuve.

c) Le sous-modèle de coût

Dans l'ordre logique de la procédure de résolution, le sous-modèle de coût constitue la dernière étape de chacune des itérations élémentaires d'optimisation de la fonction économique de chacune des solutions retenues par le (ou les) variables (s) de contrôle (ou de décision), compte tenu des contraintes techniques propres au système.

Ce sous-modèle concerne le calcul du coût effectif de construction se basant sur les prix unitaires conformes, pour la plupart, au bordereau des prix-type recommandé à l'annexe n° 7 du fascicule 70 du C.C.T.G. Ces prix sont donc à appliquer aux quantités correspondantes obtenues aux deux sous-modèles précédents.

Cependant, pour des raisons étrangères à la procédure d'optimisation de la programmation dynamique, le présent sous-modèle se limite uniquement à l'altimétrie du réseau dont le tracé est supposé connu auparavant. Cette limitation n'a aucune importance quant à la validité de la solution altimétriquement optimale, car étant invariables, les coûts, disons, planimétriques peuvent être dans ce cas ajoutés aux coûts altimétriques optimisés pour obtenir le coût optimal de l'ensemble du réseau. Ainsi le coût altimétrique, objet du présent sous-modèle, est la somme des coûts des terrassements, des regards et des canalisations.

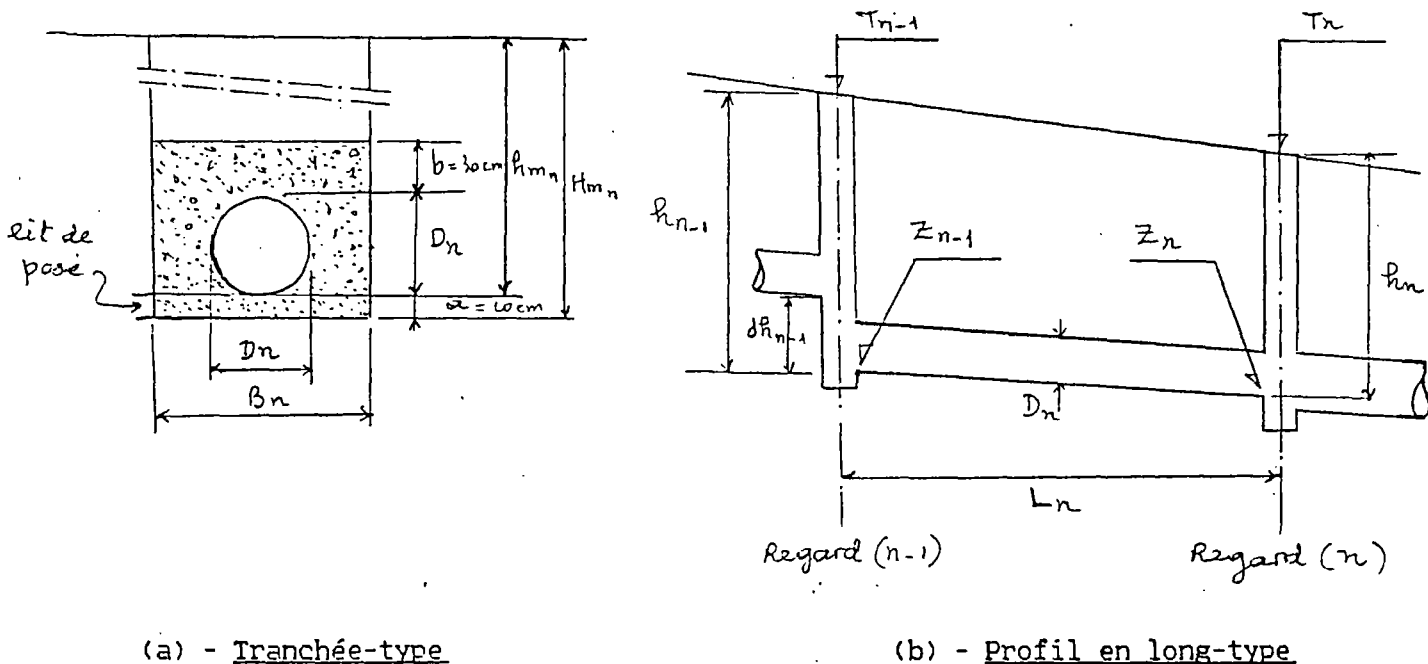


Figure 1.11 : Un tronçon-type

Désignons par $F_n(h_{n-1}, h_n)$ le coût altimétrique d'un tronçon $T(n)$ de longueur L_n comprise entre son regard amont $R(n-1)$ et aval $R(n)$. On a :

$$F_n(h_{n-1}, h_n) = \sum_i (CT_{ni} + CR_{(n-1)i} + CC_{ni}) \quad (1.13)$$

Dans laquelle, l'indice i désigne les différents postes de travaux contenus dans chacun des trois sous-coûts de $F_n(h_{n-1}, h_n)$ (tableaux 1.1 à 1.5). Les diverses contraintes techniques relatives à chacun de ces postes peuvent être pour la clarté de notre démarche méthodologique, regroupées successivement dans chacun de ces sous-coûts, les calculs d'avant-métré correspondants étant détaillés au module "METRE" (cf. chapitre IV).

C1) Le coût des terrassements : CT_{n1}

Tableau 1.1 : Terrassements généraux

N°	T R A V A U X D E T E R R A S S E M E N T	PU (FF)
1	DEBLAI+RMBLAI de travaux en tout terrain sauf ROCHER compact, y compris toute sujétion de terrassement en fouille LE METRE CUBE de déblai.....	
	PLUS-VALUE pour profondeur > 1,30 mètre, y compris toute sujétion	
2	De 1,31 à 4,00m : LE METRE LINEAIRE de protection.....	
3	De 4,01 à 6,00m : LE METRE LINEAIRE de protection.....	
4	PLUS-VALUE pour fouille en ROCHER, y compris toute sujétion d'extraction LE METRE CUBE de ROCHER.....	
5	PALPLANCHE métallique pour tranchée en nappe aquifère, y compris toute sujétion d'extraction LE METRE CUBE de PALPLANCHE.....	
6	EPUISEMENT du fond de fouille, y compris toute sujétion de pompage LE METRE LINEAIRE de collecteur exécuté.....	

Sur la figure 1.11 et le tableau 1.1, le coût de terrassement d'un tronçon T (n) dépend de plusieurs paramètres.

$$CT_n = \sum_1 CT_{n1} = f(h_{n-1}, h_n, L_n, D_n, X_{n-1}, X_n, Y_{n-1}, Y_n) \text{ ----- (1.14)}$$

Au cas où le rocher ou la nappe d'eau sont présents, on en tiendra compte par la détermination de leur profondeur amont et aval : (X_{n-1}, X_n) pour le rocher et (Y_{n-1}, Y_n) pour la nappe.

Pour la largeur de la tranchée, on prévoit les surlargeurs latérales, compte tenu des conditions de manutention et de pose des collecteurs en tranchée, en adoptant des valeurs pratiques du tableau 1.2 en fonction de la profondeur moyenne du tronçon (hm_n) et de son diamètre (D_n).

Tableau 1.2 : Valeur de $B_n = f(hm_n, D_n)$ (selon la DDA du Bas-Rhin)

Diamètre nominal (*)	$hm_n \leq 1,3m$ (**)	$hm_n > 1,3m$ (**)
$200 \leq D_n \leq 600$	$B_n = D_n + 0,5$	$B_n = D_n + 0,8$
$D_n > 600$	$B_n = D_n + 0,6$	$B_n = D_n + 1,0$

(*) D_n est en (mm).

(**) D_n, hm_n et B_n sont en (m).

La largeur B_n sera majorée au cas de blindage de protection (poste $i = 2$ et 3) et de rideau de palplanche d'une sur largeur de 0,30 m.

C2) Le coût des regards = $CR_{(n-1),1}$

Pour chaque tronçon $T(n)$, il s'agit du coût du regard amont. De cette façon tous les regards du réseau peuvent être comptés par la résolution répétitive, sauf le regard exutoire. En général, ce dernier est un ouvrage spécial qu'il conviendra, à la fin, d'ajouter au coût total des regards.

Tableau 1.3 : Regard préfabriqué

N°	REGARD CIRCULAIRE PREFABRIQUE EN AMIANTE-CIMENT (sauf TAMPON)	PU (FF)
	REGARD, y compris toute sujétion de mise en oeuvre	
1	FUT $\varnothing 0,80m$: LA PIECE.....	
2	FUT $\varnothing 1,00m$: LA PIECE.....	
3	FUT $\varnothing 1,20m$: LA PIECE.....	
	PLUS-VALUE pour profondeur $> 1,50m$, y compris toute sujétion	
4	FUT $\varnothing 0,80m$: LE METRE LINEAIRE de surprofondeur.....	
5	FUT $\varnothing 1,00m$: LE METRE LINEAIRE de surprofondeur.....	
6	FUT $\varnothing 1,20m$: LE METRE LINEAIRE de surprofondeur.....	
	EMBASE, y compris toute sujétion de mise en oeuvre	
7	DN 200-400: LA PIECE.....	
8	DN 500-700: LA PIECE.....	
9	DN 800-1000: LA PIECE.....	
10	DN > 1000 : LA PIECE.....	
11	PLUS-VALUE pour système de chute intérieure $> 0,50m$ LA PIECE pour chute.....	
12	ECHELON de descente: LA PIECE.....	

Tableau 1.4 : Regard coulé sur place

N°	REGARD CARRE EN BETON A COULE SUR PLACE (sauf TAMPON)	PU (FF)
	REGARD (section 1mx1m), y compris toute sujétion d'exécution de la cheminée et de l'embase	
1	DN ≤ 800 : L'UNITE.....	
2	1000 ≤ DN ≤ 1400 : L'UNITE.....	
3	DN ≥ 1400 : L'UNITE.....	
	PLUS-VALUE pour profondeur > 1,50m, y compris toute sujtion	
4	DN ≤ 800 :.....	
5	1000 ≤ DN ≤ 1400 :.....	
6	DN ≥ 1400 :.....	
7	PLUS-VALUE pour système de chute intérieure > 0,50m LA PIECE pour chute.....	
8	ECHELON de descente : LA PIECE.....	

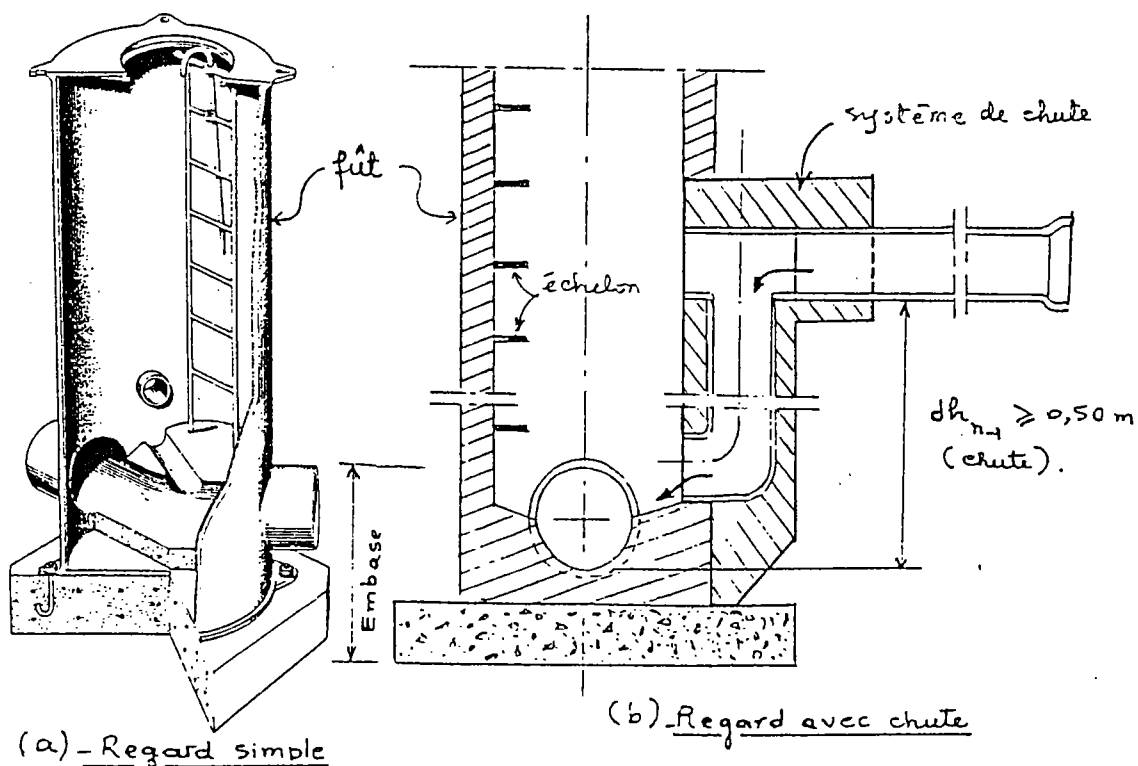


Figure 1.12 : Regard préfabriqué type

Il existe deux types de regard couramment utilisés : les regards coulés sur place généralement en béton plus ou moins armé et de forme carrée et les regards préfabriqués de forme circulaire pouvant être en béton, en amiante-ciment (système Everite ou Interliss) et en fonte ductile (système Intégrale). Des tableaux 1.3 et 1.4, on voit que le coût d'un regard pour chaque tronçon T(n) est une fonction des paramètres suivants :

$$CR_{n-1} = \sum_1 CR_{(n-1),1} = f(TR, D_n, h_{n-1}, dh_{n-1}) \quad (1.15)$$

où TR = type de regard.

D_n et h_{n-1} sont indiqués à la figure 1.11.

dh_{n-1} = hauteur de chute dans le regard amont (n-1). C'est le dénivelé maxi entre les branches d'arrivée et le collecteur de sortie. Pour des raisons de sécurité de l'égoutier, un système de chute intérieure est exigé à partir d'une certaine hauteur. En général, on l'adopte dès que $dh_{n-1} \geq 0,50$ m.

C3) Le coût des canalisations : CC_{n1}

Tableau 1.5 : Tuyau préfabriqué

N° SERIE	C A N A L I S A T I O N E N A M I A N T E - C I M E N T												
	D200	D250	D300	D400	D500	D600	D700	D800	D900	D1000	D1200	D1400	
A2													(*)
SN													(*)
SR													(*)

N.B : Dans chaque série contrôler que les PU augmentent avec les diamètres.
La 2^e et 3^e série sont du type INTERLISS d'ETRINIT (Normal et Renforcé).
(*) : Diamètre dépassant celui recommandé par AFNOR.

Il s'agit du coût des canalisations de chantier comprenant la fourniture et la pose des tuyaux du type à emboîtement ou bout à bout, y compris leur jointement (souple) à l'élastomère (bague ou manchon). Rappelons que ces tuyaux peuvent être en béton (armé ou non), grès, amiant-ciment, fonte ductile, PVC (classique et renforcé alvéolé ou aux fibres de verre) ; les thermoplastiques tels que le polyéthylène haute densité (PEHD) ne sont pas pris en considération compte tenu de leur grande déformabilité.

Du tableau 1.5, le coût de canalisation de chaque tronçon s'exprime par :

$$CC_n = \sum_i CC_{ni} = f(TT, D_n, S_n, L_n) \text{ ----- (1.16)}$$

où TT : type de tuyau.

D_n et L_n sont indiqués à la figure 1.11.

S_n : série de résistance à la charge minimale d'essai à l'écrasement de la section transversale. Pour chaque type de tuyau, on peut avoir deux à trois séries (cf. chapitre III).

En résumé, le coût altimétrique d'un tronçon courant T(n) vaut :

$$F_n(h_{n-1}, h_n) = CT_n + CR_{n-1} + CC_n$$

Soit :

$$F_n(h_{n-1}, h_n) = f(h_{n-1}, h_n, L_n, D_n, X_{n-1}, X_n, Y_{n-1}, Y_n, TR, dh_{n-1}, TT, S_n) \text{ ----- (1.17)}$$

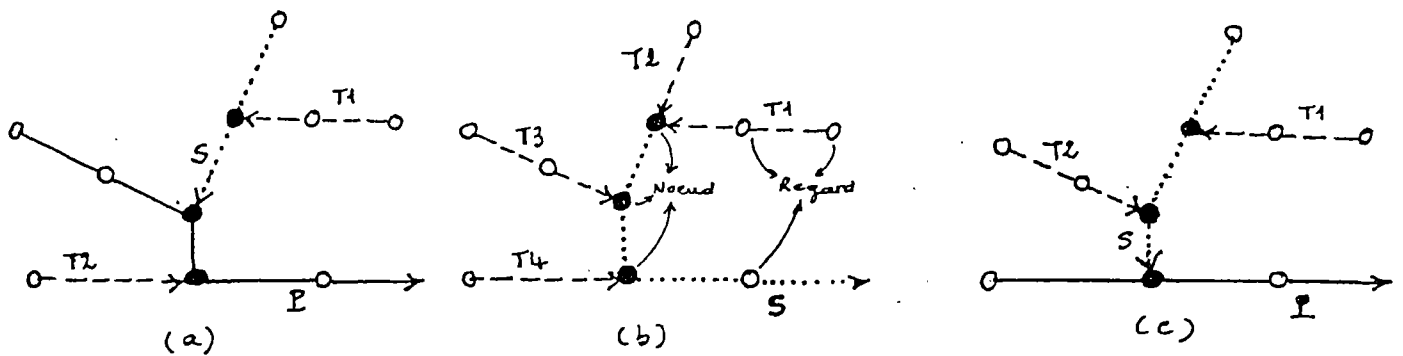
Jusqu'ici, on voit qu'il est difficile d'affirmer que $F_n(h_{n-1}, h_n)$ est une fonction linéaire par rapport à chacune de ces variables.

III.2/ OPTIMISATION ALTIMETRIQUE DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

A) Définition des réseaux

On a vu qu'un réseau d'assainissement peut être défini à partir de ses trois types de branche : principale, secondaire et tertiaire. Lorsqu'il en existe plusieurs dans chacun de ces types, pour éviter les confusions, chaque branche est désignée par le nom des rues qu'elle dessert ou par des chiffres ou des lettres.

Mais dans le contexte de la programmation dynamique, cette définition peut être simplifiée. En vertu de la propriété de "récurrence", toutes les branches peuvent être désignées par leur numéro strictement croissant (ou décroissant), et avec la propriété de "décomposabilité", il convient de distinguer seulement deux types de branche de base : la "branche élémentaire" et la "branche réceptrice". Le premier type concerne toutes les branches tertiaires tandis que le second regroupe à la fois les branches secondaires et principales. De même, la procédure algorithmique de la programmation dynamique ne reconnaît que deux types de regard : le "regard-simple" et le "regard-noeud". Un noeud est un lieu de rencontre d'une ou de plusieurs branches d'arrivée latérales et d'une seule branche de sortie qui ne peut être que réceptrice.



- > Branches tertiaires (ou élémentaires)
 -> Branches secondaires
 - > Branche principale
-] (ou réceptrices)

Figure 1.13 : Réseaux équivalents

A partir de cette définition, il apparaît plusieurs possibilités pour définir un réseau donné (fig. 1.13) ; ce qui permet une grande souplesse pour l'opération de saisie des données physiques du réseau (cf. chapitre IV).

B) Définition du système dynamique

Sans entrer dans les détails des différentes variantes de la programmation dynamique, en particulier celles relatives aux techniques de réduction des calculs (méthodes de séparation et d'évaluation, multiplicateurs de Lagrange, etc...), la procédure de résolution est comparable à des calculs manuels qui seraient poursuivis jusqu'à un niveau de détail tels que les tâtonnements et l'hésitation soient complètement supprimés ; c'est ce qui donne à cette méthode son

caractère rationnel et systématique. En effet, par la méthode manuelle, on détermine, pour un débit donné, le diamètre et la pente du radier en tenant compte des contraintes techniques conventionnelles et locales. Parmi toutes les solutions possibles, la bonne habitude consiste à chercher selon l'équation 1.8 le couple diamètre/pente le plus intéressant possible pour chaque tronçon de la branche étudiée. Or ces possibilités sont nombreuses compte tenu du taux de remplissage résultant ; et même si l'on pousse le calcul un peu plus loin en associant chacun de ces couples au coût de construction selon l'équation 1.17 pour rechercher le couple le moins cher, on n'aura aucune assurance, au niveau d'un tronçon, qu'il fera partie des profils optimaux du système (cf. principe d'optimalité). Il est de toutes les façons hors de question pour les calculs manuels de procéder ainsi.

Par la procédure de la programmation dynamique, il suffit de définir convenablement l'équation d'optimisation de la fonction objectif ainsi que les variables d'état et de décision. Reprenons donc le système (SD) général :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_n^*(x_0, x_n) = \min_{x_{n-1}} [F_{n-1}^*(x_0, x_{n-1}) + V_n(x_{n-1}, x_n)] \\ \text{Avec les variables } x_n \text{ (} 0 \leq n \leq N, p \in N^+ \text{)} : \\ x_n \in E_n \subset R^p : E_n = D_n(x_{n-1}) \cap \Gamma_n(x_{n-1}) \cap \Gamma^{-1}(x_{n-1}) \end{array} \right.$$

Il s'agit ici d'un système à avenir certain et à horizon limité. Pour un réseau donné, chaque branche, élémentaire ou non, est un système dynamique dans lequel :

- i) L'étape (n) qui traduit la composante la plus élémentaire du système est assimilée à un tronçon particulier. Pour la procédure de résolution, l'étape (n) correspond au tronçon délimité physiquement par les regards amont R (n) et aval R (n+1) de longueur (L_n) et transportant un débit (Q_n).

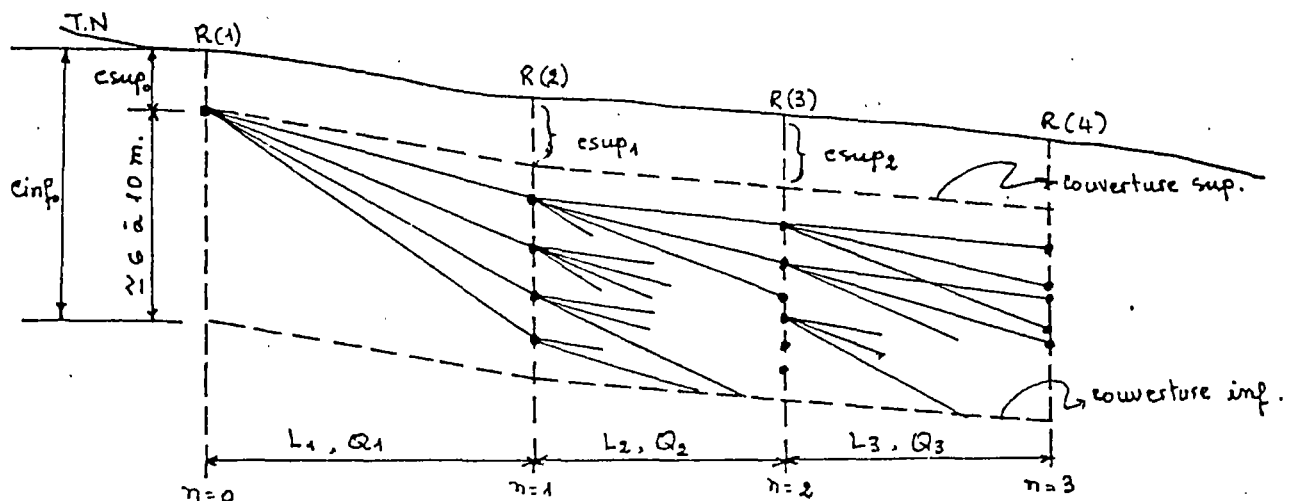


Figure 1.14 : Un système dynamique

ii) A l'intérieur du couloir (ensemble des variables d'état $x_n \in E_n$) délimité par les couvertures supérieure et inférieure, on voit que chaque état (E_n) du système peut être complètement défini si l'on connaît toutes les profondeurs auxquelles il est possible de poser le collecteur. A la manière d'un graphe $G(X, \Gamma)$, en supposant connue la profondeur (h_{n-1}^i) de chaque sommet (i) de l'étape amont ($n-1$), les profondeurs (h_n) correspondantes de l'étape (n) peuvent être déduites de la pente du radier (I_n). Autrement dit, le système possède un seul type de variable d'état (h_n) et un seul type de variable de décision (I_n) tels que :

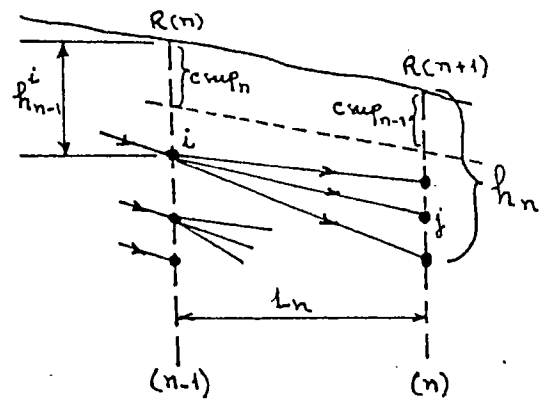


Fig. 1.15

$$(D_n) : h_n = h_{n-1}^i + I_n \cdot L_n \quad (1.18)$$

$$(D_n) : \left\{ \begin{array}{l} csup_n \leq h_n \leq cinf_n \quad (1.19) \end{array} \right.$$

$$(\Gamma_n) : \left\{ \begin{array}{l} I_{min_n} \leq I_n \leq I_{max_n} \quad (1.20) \end{array} \right.$$

$$(\Gamma_n) : \left\{ \begin{array}{l} \sigma_n \leq \bar{\sigma}_n \quad (1.21) \end{array} \right.$$

Avec $(0 \leq n \leq N)$ et $(1 \leq i \leq p)$

- L'équation 1.19 exprime les contraintes des couvertures supérieure et inférieure. La couverture supérieure ($csup_n$) est en principe la profondeur minimale de la génératrice supérieure du collecteur, en-deçà de laquelle il y a risque de gel ou de rupture imprévisible due à la charge roulante. Celle-ci est généralement très élevée aux faibles profondeurs mais difficile de connaître avec exactitude compte tenu de l'accélération du phénomène de fatigue de l'ouvrage (entre $0 < csup_n < 0,80m$). ($csup_n$) doit également permettre les possibilités de raccordement des branchements des particuliers. Au cas où il n'y aura pas lieu de desservir des caves, on recommande généralement $0,80 \leq csup_n \leq 1,50 m$. La couverture inférieure ($cinf_n$) est tributaire de travaux en terrain relativement difficile et du point de passage obligé dû soit à l'encombrement du sous-sol, soit au raccordement imposé au regard exutoire de la branche considérée.
- Du point de vue hydraulique (cf. détails au chapitre II), pour un débit (Q_n) donné, la pente alternative (I_n) peut être calculée en partant d'un diamètre

fixé. Ce diamètre peut être celui d'un tronçon amont existant sinon on se donne a priori une valeur minimale initiale $D_{min,n}$ qui s'incrémentera en fonction des pentes alternatives I_n . Pour le tronçon en tête des branches élémentaires, les diamètres mini recommandés sont $D_{min,o} = 200$ mm pour les réseaux séparatifs EU et $D_{min,o} = 300$ mm pour les EP. En outre, la pente minimale ($I_{min,n}$) correspond à la vitesse d'auto-curage fixée conventionnellement à $V_{min} = 0,30$ m/s en EU et à $V_{min} = 0,60$ m/s en EP ; et la pente maxi ($I_{max,n}$) à $V_{max} = 4$ m/s pour les tuyaux issus de la centrifugation et à $V_{max} = 6$ m/s pour les PVC et les thermoplastiques. Du point de vue de la pratique sur chantier, pour des raisons de possibilité de pose, on admet que $(I_{min,n}) = 2$ pour mille, et $(I_{max,n}) = 10$ % pour des raisons de perte de charge importante et du risque de glissement des gros collecteurs ($D_n > 500$ mm).

Dans le cas du changement de diamètre entre deux tronçons consécutifs, pour des raisons de pérennité des collecteurs, on évite qu'ils soient trop souvent mis en charge au droit du regard où il y a discontinuité de diamètre, par suite du passage des débits de pointe. Ce qui permet de réduire en même temps les reflux dûs aux accumulations des ressauts hydrauliques.

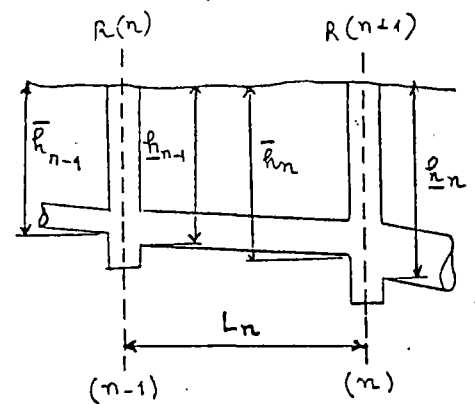


Figure 1.16

Cette dernière considération pratique nous amène donc à distinguer deux profondeurs à chaque étape de calcul : (\bar{h}_n) pour le niveau amont et (h_n) pour le niveau aval. Par conséquent, les variables d'état et de décision deviennent :

$$(D_1) : \bar{h}_n = h_{n-1}^i + I_n \cdot L_n \quad (1.22)$$

$$\bar{h}_n \leq h_n \quad (1.23)$$

$$c_{sup,n} \leq \bar{h}_n \leq c_{inf,n} \quad (1.24)$$

$$(\Gamma_1) : I_{min,n} \leq I_n \leq I_{max,n} \quad (1.25)$$

$$\sigma_n \leq \bar{\sigma}_n \quad (1.26)$$

Avec $(0 \leq n \leq N)$ et $(1 \leq i \leq p)$

- L'équation 1.26 exprime les contraintes de stabilité mécanique du collecteur de service : $\sigma_n = f(\text{TC}, \text{hm}_n, \text{D}_n, e, \text{ER}, \text{EB})$. σ_n traduit, selon la rigidité du système, tantôt l'équation 1.10 tantôt celles 1.11 ou 1.12.

Les paramètres sont (cf. détails au chap. III):

TC = type du collecteur.

$\text{hm}_n = (\underline{h}_{n-1} + \bar{h}_n)/2$, profondeur moyenne du collecteur

D_n = diamètre du collecteur.

e = épaisseur du tuyau.

ER et EB = modules de déformation de tuyau et du sol d'enrobage.

$\bar{\sigma}_n$ est la contrainte/déformation admissible (cf. chapitre II).

- iii) A chaque étape de calcul, on associe le vecteur (I_n, D_n) au vecteur coût $V(x_{n-1}, x_n)$ qui est effectivement le coût de construction $F_n(\underline{h}^i_{n-1}, \bar{h}_n)$ de l'équation 1.17. D'où l'équation d'optimisation de récurrence du système dynamique de l'étape (n) :

$$F^*_n(\underline{h}_0, \bar{h}_n) = \underset{\underline{h}^i_{n-1}}{\text{MIN}} [F^*_{n-1}(\underline{h}_0, \bar{h}^i_{n-1}) + F_n(\underline{h}^i_{n-1}, \bar{h}_n)] \text{ ----- (1.27)}$$

C) Les procédures conventionnelles de résolution

La procédure de résolution de la programmation dynamique peut être développée à partir des équations 1.22 à 1.27. Dans la littérature, on en trouve plusieurs pour lesquelles il est difficile de se faire une idée précise sur les performances respectives. Or cette performance se mesure en terme de "complexité algorithmique" qui exprime la manière dont la procédure est traduite en séquences logiques de résolution pour que le temps de réponse soit le plus rapide possible. Ce temps de réponse et l'allocation de la place mémoire sont moins perceptibles avec les processeurs puissants, mais, par contre, deviennent les facteurs limitants en micro-informatique. Ces exigences se concrétisent à travers les procédures ci-dessous.

C1) Méthode directe

Pour un type de tuyau, un débit donné et pour un diamètre fixé, la pente varie en fonction soit de la vitesse soit du taux de remplissage. Les (csup_n) et

(cinf_n) étant prédéterminées, dans chaque tronçon, on calcule tous les couples (I_n, D_n) pour chaque sommet (i) du regard amont. Chaque couple (I_n, D_n) est soumis aux contrôles des équations 1.24 à 1.26, à la suite duquel chaque coût $F(\underline{h}_{n-1}^i, \bar{h}_n)$ correspondant sera cumulé au coût "optimal" précédemment connu du profil $(\underline{h}_0, \bar{h}_{n-1}^i)$ arrivant sur (i) (fig. 1.14). On obtient autant de coûts ainsi cumulés que de couples $(I_n, D_n) = F_{n-1}^-(\underline{h}_0, \bar{h}_{n-1}^i) + F(\underline{h}_{n-1}^i, \bar{h}_n)$.

L'opération $\text{MIN} [F_{n-1}^-(\underline{h}_0, \bar{h}_{n-1}^i) + F(\underline{h}_{n-1}^i, \bar{h}_n)]$ donne enfin le profil optimal $(\underline{h}_{n-1}^i, \bar{h}_n)$ qu'il convient de rattacher au profil $(\underline{h}_0, \bar{h}_{n-1}^i)$ pour obtenir le profil $(\underline{h}_0, \bar{h}_n)$ passant par (i) de l'étape (n). Pour ce profil, avant de passer au sommet ($i + 1$) suivant, on mémorise $I_n, D_n, \underline{h}_{n-1}^i, \bar{h}_n, F_n^-(\underline{h}_0, \bar{h}_n)$ ainsi que les sommets $i(\underline{h}_{n-1}^i)$ et $j^-(\bar{h}_n)$. Ces références mémorisées serviront de situation amont pour l'étape ($n + 1$) suivante (fig. 1.17, 1.18). En prenant $F_1^-(\underline{h}_0, \bar{h}_1) = 0$ et $i(\underline{h}_0) =$ l'unique sommet de profondeur $\underline{h}_0 = \text{csup}_0$, la résolution répétitive étape par étape de l'équation de récurrence 1.27 permet donc d'obtenir un ensemble de profils optimisés alternatifs dont le nombre est celui des composantes du vecteur \bar{h}_N^- du regard exutoire $R(N + 1)$ de la branche considérée. On mémorise également toutes les valeurs et références de chacun de ces profils qui serviront de situation amont pour une nouvelle branche ayant $R(N + 1)$ comme noeud (fig. 1.19 - A noter que le numéro physique et l'ordre dynamique des regards sont deux choses indépendantes).

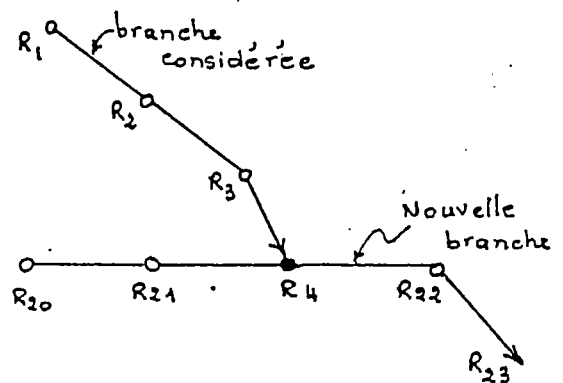


Figure 1.19

Donc, à son dernier regard (dernière étape du système) en triant les profils optimisés alternatifs (états sub-optimaux) on obtient le profil optimal de la branche considéré (système). Il n'est cependant pas certain que ce profil fera partie des sous-profils optimaux de l'ensemble du réseau (cf. principe d'optimalité). C'est pour cette raison qu'il est nécessaire de mémoriser tous les profils sub-optimaux de chaque branche avant de traiter la dernière branche réceptrice principale du réseau.

DONNEES

```

*****
DEBIT (M3/S)                .100
TUYAU                        30
REPLISSAGE INITIAL          .95
  
```

DONNEES

```

*****
DEBIT (M3/S)                .200
TUYAU                        50
REPLISSAGE INITIAL          .95
  
```

RESULTATS

```

*****
DIAM.      I      VC      Z0.
(M)        (-)    (M/S)   (-)
.200       .07444  3.24   .95
.250       .02264  2.08   .95
→ .300     .00855  1.44   .95
*****
.200       .07566  3.36   .90
.250       .02302  2.15   .90
→ .300     .00870  1.49   .90
*****
.200       .08095  3.51   .85
.250       .02452  2.25   .85
→ .300     .00931  1.56   .85
*****
.200       .08995  3.71   .80
.250       .02737  2.38   .80
→ .300     .01035  1.65   .80
*****
.250       .03144  2.53   .75
→ .300     .01189  1.75   .75
*****
.250       .03730  2.72   .70
→ .300     .01411  1.89   .70
*****
.250       .04569  2.95   .65
→ .300     .01728  2.06   .65
.400       .00373  1.16   .65
*****
.250       .05793  3.25   .60
→ .300     .02191  2.26   .60
.400       .00472  1.27   .60
*****
.250       .07622  3.62   .55
→ .300     .02882  2.51   .55
.400       .00621  1.41   .55
*****
→ .300     .03955  2.83   .50
.400       .00853  1.59   .50
.500       .00259  1.02   .50
*****
→ .300     .05698  3.24   .45
.400       .01229  1.82   .45
.500       .00374  1.17   .45
*****
.400       .01877  2.13   .40
.500       .00571  1.36   .40
.600       .00216  .95    .40
*****
  
```

RESULTATS

```

*****
DIAM.      I      VC      Z0.
(M)        (-)    (M/S)   (-)
.300       .06090  2.88   .95
.400       .01313  1.62   .95
*****
.300       .06189  2.98   .90
.400       .01334  1.63   .90
*****
.300       .06622  3.12   .85
.400       .01422  1.76   .85
*****
.300       .07359  3.30   .80
.400       .01587  1.86   .80
.500       .00483  1.19   .80
*****
.300       .09455  3.52   .75
.400       .01823  1.98   .75
.500       .00555  1.27   .75
*****
.400       .02163  2.13   .70
.500       .00658  1.36   .70
*****
.400       .02650  2.31   .65
.500       .00806  1.48   .65
*****
.400       .03359  2.54   .60
.500       .01022  1.63   .60
.600       .00386  1.13   .60
*****
.400       .04419  2.82   .55
.500       .01344  1.81   .55
.600       .00508  1.26   .55
*****
.400       .06064  3.18   .50
.500       .01844  2.04   .50
.600       .00638  1.41   .50
.700       .00307  1.04   .50
*****
.400       .08736  3.65   .45
.500       .02658  2.33   .45
.600       .01005  1.62   .45
.700       .00442  1.19   .45
*****
.500       .04060  2.73   .40
.600       .01536  1.82   .40
.700       .00675  1.39   .40
.800       .00331  1.07   .40
*****
  
```

Figure 1.17 : Pentes possibles (selon Manning-Strickler)

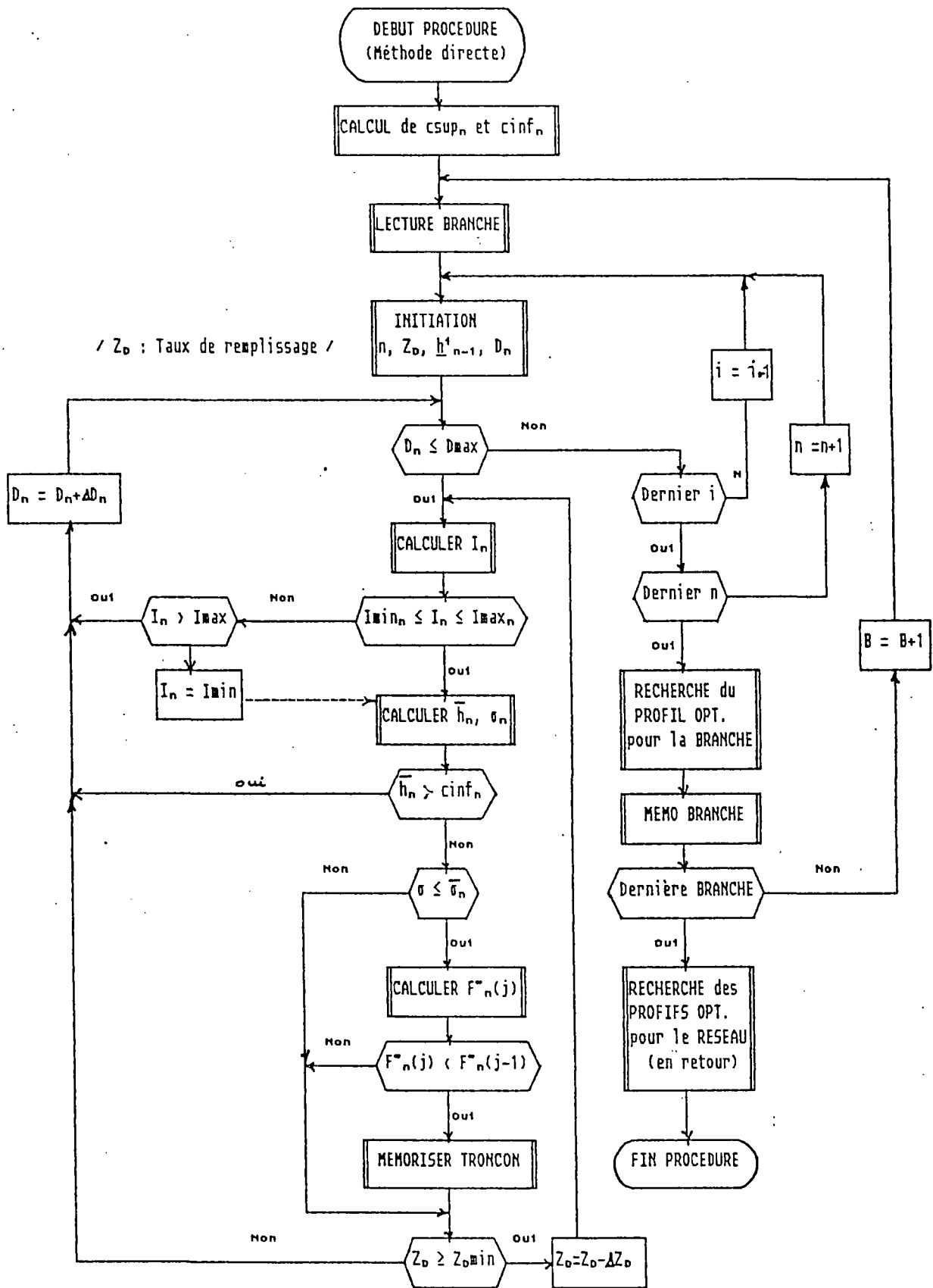


Figure 1.18 : Méthode directe

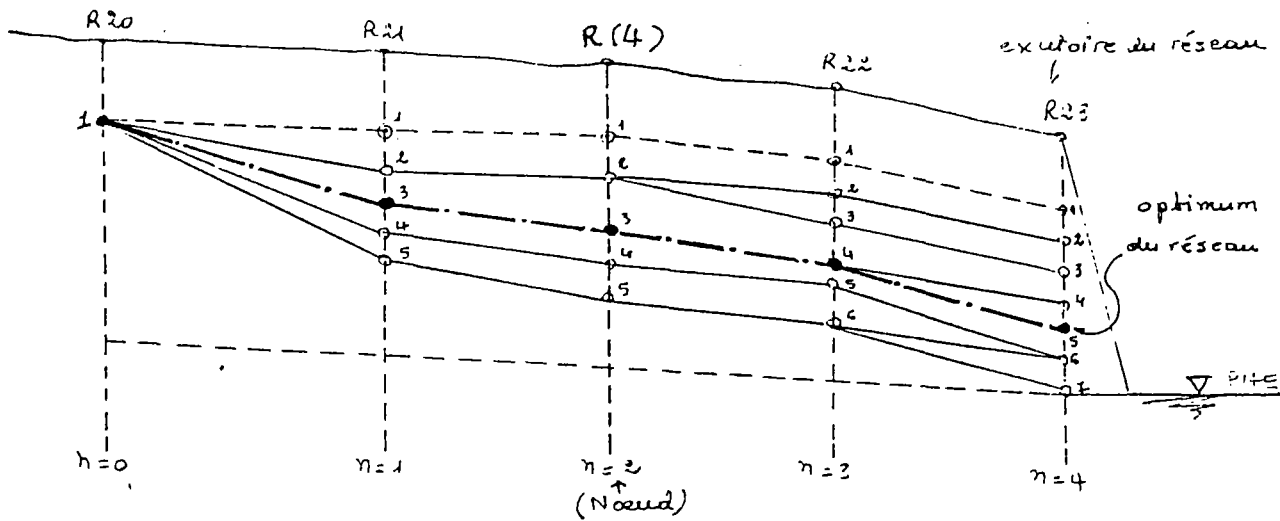


Figure 1.20 : Branche réceptrice principale

Supposons que la dernière branche puisse être représentée par la figure 1.20. En remontant d'aval vers l'amont le long de son profil optimum, on retrouve au droit des noeuds les points de raccordement optimaux des branches latérales. En répétant ce processus à toutes les branches réceptrices, on peut reconstituer tous les profils optimaux du réseau.

Compte tenu de ce qui précède, la méthode directe nécessite de nombreux calculs qui augmentent exponentiellement d'un tronçon à un autre. Dans l'exemple numérique de la figure 1.17, en admettant un seul diamètre (ex.: $D_n = 300$ mm) il y a déjà plusieurs pentes possibles (une dizaine) dont une partie sera certainement éliminée par le biais de c_{inf_n} , I_{max_n} , D_{max} et $\bar{\sigma}_n$ (fig. 1.18). On peut également réduire le nombre des pentes alternatives en augmentant leur pas de variations. D'où une réduction ou une augmentation du nombre des variables d'état (niveaux altimétriques). Merritt et Bogan ont été les premiers à appliquer cette technique au cas des réseaux (réf. 1.8). Selon ces auteurs, malgré la complexité de l'algorithme d'une telle procédure, la solution pourrait quasiment être l'optimum idéal, si bien qu'avec des sous-modèles hydrauliques appropriés cette technique a été par la suite généralisée à l'optimisation de la régulation des lames d'eau en écoulement non permanent ainsi que celle du mouvement des polluants dans les réseaux.

C2) Méthode indirecte

Parmi les modèles de cette catégorie, on peut citer deux tendances : les modèles utilisant les techniques de réduction des calculs et ceux utilisant une techni-

que itérative d'approximation successive.

a) Technique de réduction des calculs

La réduction des calculs des solutions alternatives la plus courante est celle qualifiée de "séparation et d'évaluation". La réduction des calculs consiste à séparer les solutions alternatives pour ne sélectionner que celles qui sont susceptibles de faire partie des sous-politiques optimales. On s'est donc amené à se baser sur des hypothèses et des règles plausibles pour éliminer au cours des décisions dynamiques, les solutions qui ne respectent pas ces critères pré-établis.

Afin d'illustrer cette technique, on peut citer la procédure utilisé par ORTH, NANDY et RABBANI (réf. 1.4). Elle consiste à construire un graphe au moyen des propriétés de la programmation dynamique. Les états sub-optimaux sont déterminés à partir de deux hypothèses :

- i) Pour un débit donné, en fixant le taux de remplissage (ou la vitesse) à une certaine valeur on calcule, quelque soit le diamètre, la pente minimale du tronçon I_{min} .
- ii) Avec la première hypothèse, le couple pente-diamètre est unique pour un débit donné ; notons-le $(I,D)_{min}$. En corrélant ce couple au coût de construction, il s'avère qu'il existe une pente optimale I_{opt} .

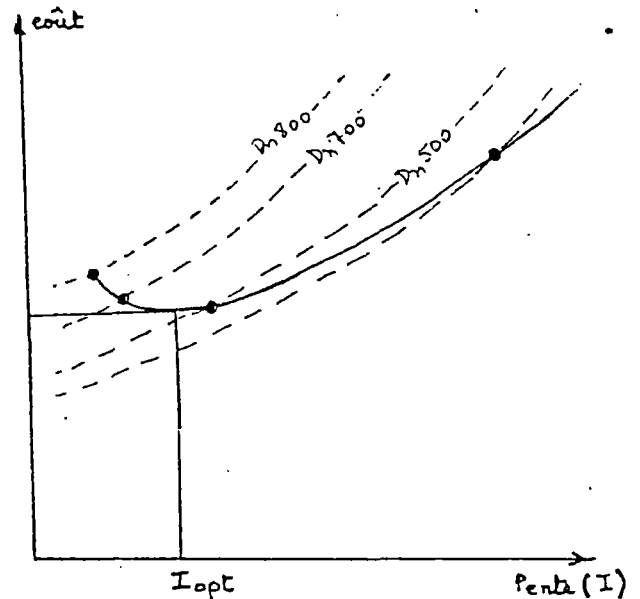


Figure 1.21

Sur la figure 1.21, on voit que pour $I > I_{opt}$, la variation du coût est exponentielle. Il convient, pour les calculs des tronçons alternatifs, de ne retenir que les couples $(I,D)_{min}$ pour lesquels la pente minimale $I \leq I_{opt}$. Comme d'habitude, les couples retenus sont sujets aux contrôles des équations 1.23 à 1.26. Cela permet une réduction importante du nombre de calcul pour chaque tronçon (égal au nombre des diamètres alternatifs qu'on s'est fixé au départ). Autrement dit, en suivant le raisonnement de la procédure de la méthode

directe précédente on n'aura en général que 2 à 3 possibilités de choix pour chaque niveau (h_{n-1}^i).

Cette réduction se poursuit avec les règles d'évaluation des fonctions économiques. Dans l'approche de Orth, Nandy et Rabbani, ces règles sont pour chaque sommet amont i :

$$\bar{h}_n^k > \bar{h}_n^j \text{ ----- (1.28)}$$

$$F_n^*(h_0, \bar{h}_n^k) \geq F_n^*(h_0, \bar{h}_n^j) \text{ ----- (1.29)}$$

L'alternative (i,k) est rejetée si les inégalités 1.28 et 1.29 sont vérifiées. Ce qui se traduit par l'élimination d'un tronçon plus profond et plus onéreux. Et quand l'inégalité 1.29 n'est pas vérifiée, le tronçon plus profond (i,k) peut encore être éliminé s'il est susceptible de causer un moindre coût additionnel δC pour les autres tronçons en aval.

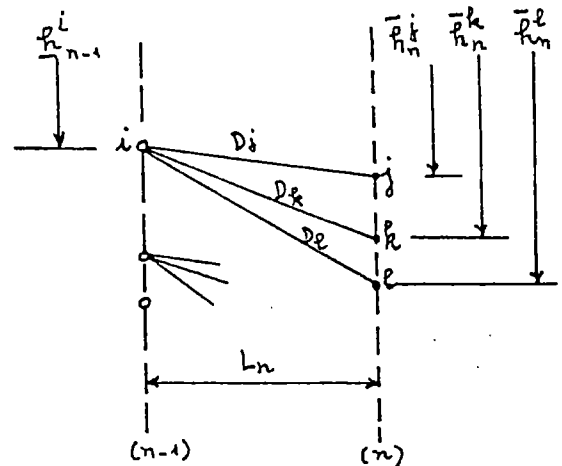


Fig. 1.22

Ce qui s'exprime par l'inégalité suivante :

$$F_n^*(h_0, \bar{h}_n^k) - F_n^*(h_0, \bar{h}_n^j) \geq \delta C \text{ ----- (1.30)}$$

$$\text{où } \delta C = f[\text{Min}(D_j, D_k), \bar{h}_n^k - \bar{h}_n^j, L_n]$$

Ainsi, on voit qu'il y a de forte chance pour que les profils profonds soient éliminés du système ; ce qui paraît vraisemblable dans la pratique. Toutefois cette technique présente de nombreux pièges dûs aux concepts à caractères aléatoires tels que I_{opt} et δC . Comme nous l'avons signalé auparavant, le calcul des coûts de construction d'un réseau par les équations de corrélation n'est valable que pour un certain type de chantier pour lequel ces équations ont été établies.

b) Technique itérative

Dernière variante de la programmation dynamique, la technique itérative est sûre et pratique. La procédure utilisée fait ressortir d'une manière explicite la notion d'unicité théorique de la solution optimale du système dynamique. Appelons-la l'optimum idéal.

Dans la méthode directe, on a vu que le nombre des solutions alternatives élémentaires est directement lié à celui des composantes de chacun des vecteurs d'état. Tandis que la technique de réduction des calculs fait apparaître, au cas où un point de passage profond n'est pas imposé, les profils sub-optimaux peu profonds. De ces considérations, il est clair que la performance algorithmique de la programmation dynamique pourrait être notablement améliorée si l'on pouvait avoir, au droit de chaque regard, une idée de l'étendue altimétrique par où passe vraisemblablement le profil en long de l'optimum idéal. Dans ce cas, il suffit de délimiter ces étendues par les deux couvertures c_{sup_n} et c_{inf_n} , à l'intérieur desquelles s'appliquent ensuite les équations de récurrence de la programmation dynamique. De cette façon, on peut être certain que la solution des solutions est presque l'optimum idéal. Or le profil idéalement optimal ne peut pas être connu a priori.

Cette notion de "convergence" des solutions alternatives a été étudiée par Heidari en 1971 (réf. 1.6). Développée ultérieurement par d'autres auteurs, cette technique est plus connue sous son appellation actuelle de "Programmation Dynamique Différentielle" (PDD). Comme son nom l'indique, le qualificatif "Différentielle" est relatif à la recherche itérative de l'optimum idéal.

En effet, la procédure de la méthode directe a montré que l'optimisation d'un réseau n'est effective que si, en partant d'un regard, la dernière étape de résolution atteint l'exutoire du réseau. A partir duquel le processus de retour en arrière permet de reconstituer tous les profils optimaux précédemment mémorisés aux branches. Dans cette résolution dynamique, étape par étape (équations 1.12 à 1.27) de toutes les composantes (h_n), le nombre de solutions alternatives augmente proportionnellement mais, par contre, le profil optimal se raffine davantage. D'où une considération implicite de la convergence des différents profils alternatifs.

Avec le postulat relatif à l'existence d'une zone (ou couloir) entourant l'optimum idéal évoqué plus haut, Heidari, afin de trouver cette zone, a procédé par approximation successive en utilisant la procédure de la méthode directe. En fait, cette approximation apparaît comme une variante de la technique de réduction des calculs par "séparation et évaluation". En partant d'une situation initiale tout à fait identique à celle de la méthode directe (fig. 1.14 et 1.23), cette variante essai en première approximation (itération) de trouver les premiers profils sub-optimaux. Cela est certainement possible par le biais d'une forte

variation de la pente (variable de "contrôle") ; d'où une réduction du nombre de calculs.

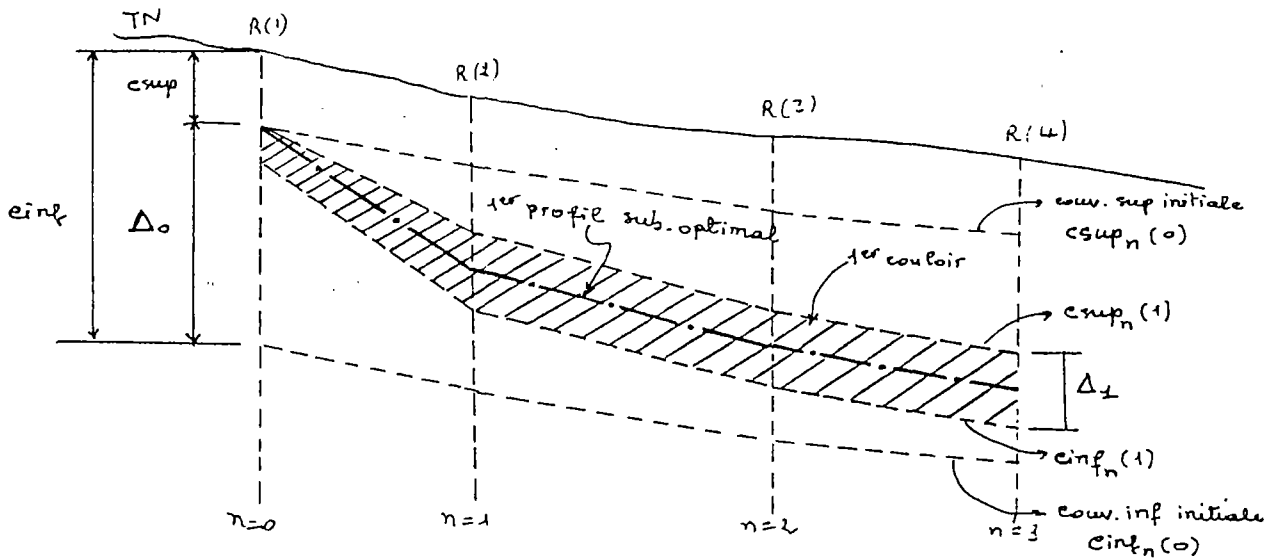


Figure 1.23

Le raisonnement est conduit d'une manière analogue à la procédure générale, où après avoir atteint l'exutoire du réseau, le processus de retour reconstitue tous les premiers profils sub-optimaux ; mais, cette fois, une opération supplémentaire concernant le rétrécissement des couvertures initiales $c_{sup_n}(0)$ et $c_{inf_n}(0)$ est nécessaire pour l'itération suivante. Dès lors, la procédure itérative se poursuit jusqu'à ce que le dernier profil sub-optimum soit presque l'optimum idéal. A ce niveau, on voit qu'un critère de convergence doit être judicieusement prédéterminé en tenant compte des cas triviaux des approximations successives et de l'infiniment petit des variables numériques-machines. Dans le cas où (I_n) devient suffisamment petit, certain tronçon pourrait ne présenter aucune solution en raison de la façon dont le sous-modèle hydraulique est appréhendé vis-à-vis de la contrainte I_{min} .

Outre les conditions de convergence, la procédure itérative présente toutefois des difficultés d'ordre pratique notamment celles liées à la variation de la pente des tronçons qu'il faut évaluer à chaque itération. Or selon l'exemple de la figure 1.17, on voit que cette variation ne peut pas être contrôlée seulement à partir de la vitesse d'écoulement ou du taux de remplissage. Il faut également tenir compte du débit et du diamètre. D'où la séparation, les solutions alternatives à chaque itération apparaît compliquée et non systématique. C'est en raison de ces considérations que d'autres versions améliorées de cette procédure

ont été développées. Parmi lesquelles la plus connue est celle de Mays et Yen (réf. 1.10). Ces auteurs ont baptisé leur méthode sous l'appellation de "Programmation Dynamique Différentielle Discrète". Le qualificatif additionnel "Discrète" exprime toute l'originalité de cette méthode car afin de systématiser la procédure itérative (dans le sens d'approximation) et d'assurer sa convergence, les composantes du vecteur d'état (h_n) sont prédéterminées avec des valeurs discontinues à chaque étape (n).

A la lumière de ces discussions, on voit que la procédure itérative de Mays et Yen, n'est qu'une forme pratique de celle proposée par Heidari dans l'étude de la convergence de la procédure directe. Celle-ci a été initialement conçue et appliquée aux réseaux d'assainissement par Haith (1966), puis a été développée par Merritt et Bogan (1973).

Notre propre approche adaptée à la micro-informatique s'appuie sur celle de Merritt et Bogan pour la prise en compte des risques dûs à la variation trop forte ou trop faible des pentes alternatives et de celle de Mays et Yen pour les performances algorithmiques liées à la technique de discrétisation itérative.

D) Les procédures de résolution adoptées

Quelle que soit la technique adoptée, les procédures d'optimisation des réseaux d'assainissement par la programmation dynamique exigent, pour le matériel informatique utilisé, de la place de mémorisation et du temps de réponse du traitement. Pour la conception au moindre coût, le facteur espace l'emporte largement sur le facteur temps quelle que soit la programmation algorithmique du logiciel. En particulier, l'espace disponible est le principal facteur limitant de la précision de la solution optimale.

Dans une application en micro-informatique, nous sommes amenés à adopter, en la simplifiant, la PDDD de manière à ouvrir le compromis entre la souplesse d'utilisation du modèle et la précision de la solution obtenue. Dans ce contexte, nous utilisons d'une manière distincte les deux méthodes de résolution. Nous appelons donc la méthode directe "Programmation Dynamique Conventiennelle Discrète" (PDCD) et la méthode indirecte itérative "Programmation Dynamique Différentielle Discrète" (PDDD). Tous les détails et les possibilités d'utilisation pratique de ces deux procédures étant décrites au chapitre IV, leurs principes

de base sont décrits ici avec les notations habituelles des équations générales 1.22 à 1.27.

D1) Programmation Dynamique Conventiennelle Discrète

Le caractère discret imposé à chaque composante du vecteur d'état (h_n) permet à la pente alternative (I_n) de jouer pleinement son rôle de variable de contrôle.

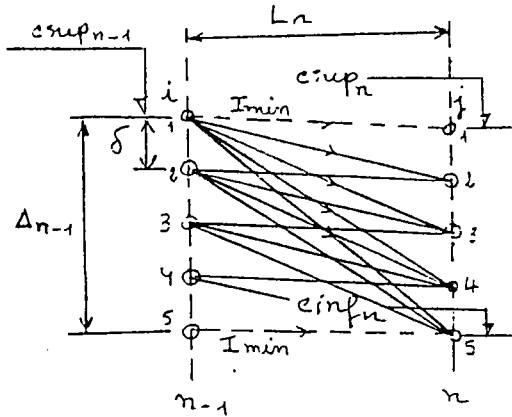


Fig. 1.24

En effet, avant d'appliquer les équations de récurrence générales 1.22 à 1.27, l'unique couloir des couvertures supérieures et inférieures de largeur Δ_n est discrétisé régulièrement en x pas égaux ($x\delta$). Dans le cas général où l'on peut avoir (i) et (j) composantes (niveaux altimétriques) respectivement pour les états (E_{n-1}) et (E_n) (regards amont et aval); i et j étant les numéros d'indice strictement décroissant (ou croissant) des composantes des vecteurs d'état (h_{n-1}) et (h_n). Dans ces conditions, les pentes alternatives s'expriment par :

$$I_n = \frac{\bar{h}_n - h_{n-1}^i}{L_n} = \frac{c_{sup_n} + (j-1).\delta - c_{sup_{n-1}} - (i-1).\delta}{L_n}$$

Soit,

$$I_n = \frac{c_{sup_n} - c_{sup_{n-1}}}{L_n} + \frac{(j-i).\delta}{L_n} \quad (1.31)$$

Rendue a priori indépendante du sous-modèle hydraulique, la pente alternative (I_n) contrôle explicitement les niveaux actuels (\bar{h}_n) à partir des niveaux précédents (h_{n-1}^i).

Ainsi, dans le contexte de la PDCD, la résolution des équations de récurrence 1.22 à 1.27 consiste à déterminer (i) et (j) connaissant (c_{sup_n}) et (c_{inf_n}).

a) Détermination des couvertures supérieures et inférieures

En principe (c_{sup_n}) et (c_{inf_n}) sont tributaires des points de passage obligés (ou points de raccordement). Ces points qui peuvent exister à n'importe quelle étape (n) du système, se trouvent en général soit au niveau d'un noeud, soit au droit d'un obstacle souterrain sinon ce sont des points de raccordement du premier regard de tête ou du dernier regard d'exutoire de la branche considérée.

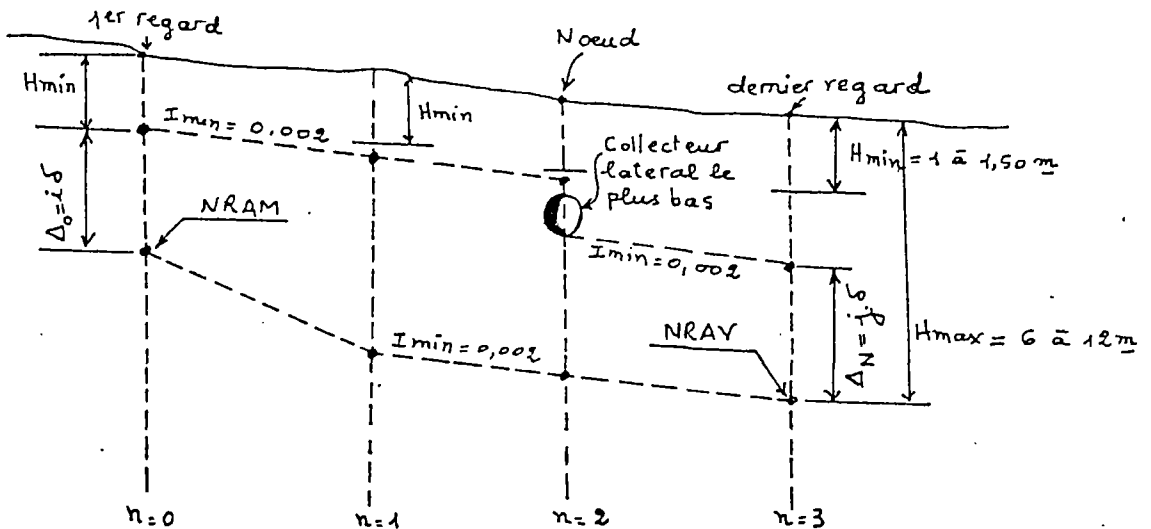


Figure 1.25 : Les couvertures supérieures et inférieures

Compte tenu de la flexibilité de la définition du réseau (cf. fig. 1.13) et de la propriété intrinsèque de décomposabilité du système dynamique, le point de passage obligé entraîné par un obstacle souterrain peut être résolu en réduisant la branche à un seul tronçon dont le regard aval surplombe l'obstacle en question. Il ne reste donc que des points de raccordement dus au noeud et aux regards extrêmes. Le raccordement au noeud est tout simplement calculé d'une manière interne dans la procédure de résolution qui est du type "en avant" ou en terme de recherche opérationnelle "du passé vers l'avenir". En clair, ceci veut dire que les branches élémentaires sont connues avant les branches réceptrices. Il y aura donc une discontinuité de la couverture supérieure au niveau de chaque noeud. Par conséquent, la largeur (Δn) ne dépend plus que de la combinaison des situations suivant :

- le niveau de raccordement initial (NRAM) est imposé et unique,
- NRAM est imposé mais peut prendre plusieurs valeurs,
- le niveau de raccordement final (NRAV) est imposé et unique,

- NRAV est imposé mais peut prendre plusieurs valeurs,
- les niveaux NRAM ou NRAV sont au choix.

A l'aide de la figure 1.25, ces situations sont récapitulées au tableau ci-dessous :

Tableau 1.6 : Niveau de raccordement

NRAM NRAV	IMPOSE et UNIQUE	IMPOSE mais MULTIPLE	AU CHOIX
IMPOSE et UNIQUE	$\begin{cases} \text{csup}_0 = \text{cinf}_0 = \text{NRAV} \\ \Delta_0 = 0 \quad (i=1) \\ \text{csup}_n = \text{cinf}_n = \text{NRAV} \\ \Delta_n = 0 \quad (j=1) \end{cases}$	$\begin{cases} \text{csup}_0 = \text{Hmin}; \text{cinf}_0 = \text{NRAV} \\ \Delta_0 \neq 0 \quad (i>1) \\ \text{csup}_n = \text{cinf}_n = \text{NRAV} \\ \Delta_n = 0 \quad (j=1) \end{cases}$	$\begin{cases} \text{csup}_0 = \text{Hmin}; \text{cinf}_0 = \text{Hmax} \\ \Delta_0 \neq 0 \quad (j>1) \\ \text{csup}_n = \text{cinf}_n = \text{NRAV} \\ \Delta_n = 0 \quad (j=1) \end{cases}$
IMPOSE mais MULTIPLE	$\begin{cases} \text{csup}_0 = \text{cinf}_0 = \text{NRAV} \\ \Delta_0 = 0 \quad (i=1) \\ \text{csup}_n = \text{Hmin}; \text{cinf}_n = \text{NRAV} \\ \Delta_n \neq 0 \quad (j>1) \end{cases}$	$\begin{cases} \text{csup}_0 = \text{Hmin}; \text{cinf}_0 = \text{NRAV} \\ \Delta_0 \neq 0 \quad (i>1) \\ \text{csup}_n = \text{Hmin}; \text{cinf}_n = \text{NRAV} \\ \Delta_n \neq 0 \quad (j>1) \end{cases}$	$\begin{cases} \text{csup}_0 = \text{Hmin}; \text{cinf}_0 = \text{Hmax} \\ \Delta_0 \neq 0 \quad (j>1) \\ \text{csup}_n = \text{Hmin}; \text{cinf}_n = \text{NRAV} \\ \Delta_n \neq 0 \quad (j>1) \end{cases}$
AU CHOIX	$\begin{cases} \text{csup}_0 = \text{cinf}_0 = \text{NRAV} \\ \Delta_0 = 0 \quad (i=1) \\ \text{csup}_n = \text{Hmin}; \text{cinf}_n = \text{Hmax} \\ \Delta_n \neq 0 \quad (j>1) \end{cases}$	$\begin{cases} \text{csup}_0 = \text{Hmin}; \text{cinf}_0 = \text{NRAV} \\ \Delta_0 \neq 0 \quad (i>1) \\ \text{csup}_n = \text{Hmin}; \text{cinf}_n = \text{Hmax} \\ \Delta_n \neq 0 \quad (j>1) \end{cases}$	$\begin{cases} \text{csup}_n = \text{Hmin}; \text{cinf}_n = \text{Hmax} \\ \Delta_n \neq 0 \quad (j>1) \\ \text{csup}_n = \text{Hmin}; \text{cinf}_n = \text{Hmax} \\ \Delta_n \neq 0 \quad (j>1) \end{cases}$

De ces couvertures initiales et finales, on déduit celles des regards courants par :

$$\text{csup}_n = \text{csup}_{n-1} + \text{Imin} \cdot L_n \quad (1.32)$$

$$\text{cinf}_n = \text{cinf}_{n+1} - \text{Imin} \cdot L_{n+1} \quad (1.33)$$

Dans laquelle, Imin est la pente minimale qu'il est possible de poser un collecteur sur chantier, soit Imin = 0,002. Compte tenu des diverses valeurs que peuvent prendre NRAM, NRAV, Hmin, Hmax et le niveau le plus bas des branches latérales, il se pourrait que les deux couvertures supérieures et inférieures se chevauchent. Auquel cas, il convient de réexaminer s'il n'y a pas eu d'erreur commise sur ces paramètres, sinon des remèdes d'ordre pratique seront à envisager tels que hausser ou abaisser les côtes du terrain naturel, augmenter ou diminuer le diamètre imposé initial (Dmin) ou final (Dmax), etc... Si aucun de ces remèdes n'est possible, un poste de relevage ou de refoulement sera inévitable.

b) Détermination des sommets sub-optimaux

Le principe de la PDCD est basé sur deux suppositions :

- a priori, le profil sub-optimal est connu à chaque niveau (i) de l'étape précédente (n-1) ;
- a posteriori, chaque niveau (j) de l'étape actuelle (n) est un lieu de passage d'un seul profil sub-optimum venant du niveau (i).

Pour la clarté du raisonnement, chaque profil sub-optimum peut être défini par son coût sub-optimal cumulé de l'étape initiale à l'étape considérée. Donc en partant d'un coût nul à l'étape initiale (n = 0), par récurrence, on connaît le coût sub-optimal de l'étape (n-1), soit $F_{n-1}^*(h_0, \bar{h}_{n-1}^i)$. Or avec la discrétisation des niveaux (h_{n-1}) et (h_n), on a vu qu'il y a plusieurs pentes alternatives [$I_n = I_{min} + (j-i) \cdot \delta / L_n$].

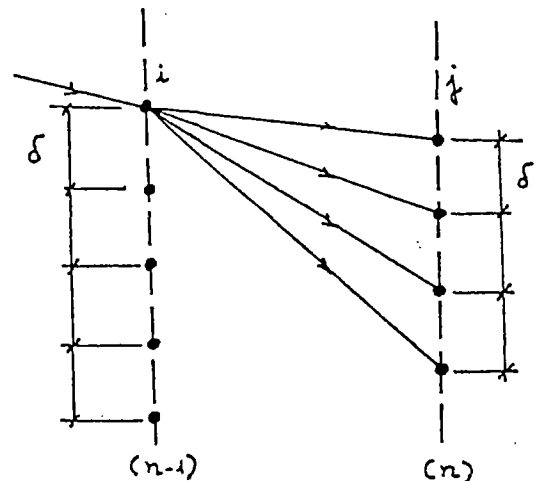


Fig. 1.26

Avec le deuxième postulat, il ne reste plus qu'à appliquer l'opération $\text{MIN} [F_{n-1}^*(h_0, \bar{h}_{n-1}^i) + F_n(\bar{h}_{n-1}^i, \bar{h}_n^j)]$ pour trouver le profil sub-optimum arrivant à l'étape (n) et passant par (i). En d'autres termes, la procédure de la PDCD consiste simplement à déterminer le sommet sub-optimal (j^*) parmi les (j) sommets de l'étape (n), qu'il convient d'associer à son sommet source (i) de l'étape (n-1) pour que le profil sub-optimal correspondant puisse servir du nouveau premier postulat pour l'étape (n+1) suivante. Du point de vue algorithmique, ce principe de base peut être de la même manière que la méthode directe précédente, généralisée à l'ensemble réseau (fig. 1.27 et 1.28). (Les détails relatifs aux options et hypothèses de traitement seront étudiés au chapitre IV).

- SAISIE DU RESEAU
 - SAISIE DES PRIX UNITAIRES
-] / Cf. module de saisie au chap. IV /

Procédure PDCD :

```

▪ INITIATION GENERALE
  B ← 1 / 1ère branche /
  Tant que ( B ≤ Bmax )
    ▪ LECTURE BRANCHE B
    ▪ CALCUL COUVERTURES
      n ← 1 / 1er tronçon /
      Tant que ( n ≤ N ) / N:nombre de tronçons dans la branche B /
        i ← 1 / 1er sommet amont /
        Tant que ( i ≤ imax )
          j ← 1
           $I_n(i,1) \leftarrow I_{min} : \bar{h}_n(i,1) \leftarrow c_{sup_n}$ 
          Tant que {  $I_n(i,j) \leq I_{max}$  et  $\bar{h}_n(i,j) \geq c_{inf_n}$  }
            ▪ sous-modèle hydraulique
            ▪ sous-modèle de stabilité mécanique
            Si {  $\sigma_n(i,j) < \bar{\sigma}_n(i,j)$  }
              ▪ sous-modèle de coût
               $F_n^*(0,j) \leftarrow F_{n-1}^*(0,i) + F_n(i,j)$ 
              Si {  $F_n^*(0,j) < F_n^*(0,j-1)$  }
                j* ← j
                ▪ MEMORISER les VALEURS et REFERENCE  $V_n(i,j)$ 
              Fin
            Fin contrôle
            j ← j+1 / sommet aval suivant /
             $I_n(i,j) \leftarrow I_{n-1}(i,j-1) + \delta/L_n$ 
             $\bar{h}_n(i,j) \leftarrow \bar{h}_n(i,j-1) - \delta$ 
          Fin sommet aval
          ▪ MEMORISER les VALEURS et REFERENCES OPTIMISEES  $V_n(i,j^*)$ 
          i ← i+1 / sommet amont suivant /
        Fin sommet amont
        n ← n+1 / tronçon suivant /
      Fin tronçon
      ▪ RECONSTITUER les PROFILS SUB-OPTIMAUX / IMPRESSION
      ▪ TRIE des SOLUTIONS SUB-OPTIMALES / IMPRESSION
      B ← B+1 / branche suivante /
    Fin branche
  Fin procédure
  
```

Figure 1.27 : Algorithme général codifié en programmation structurée :

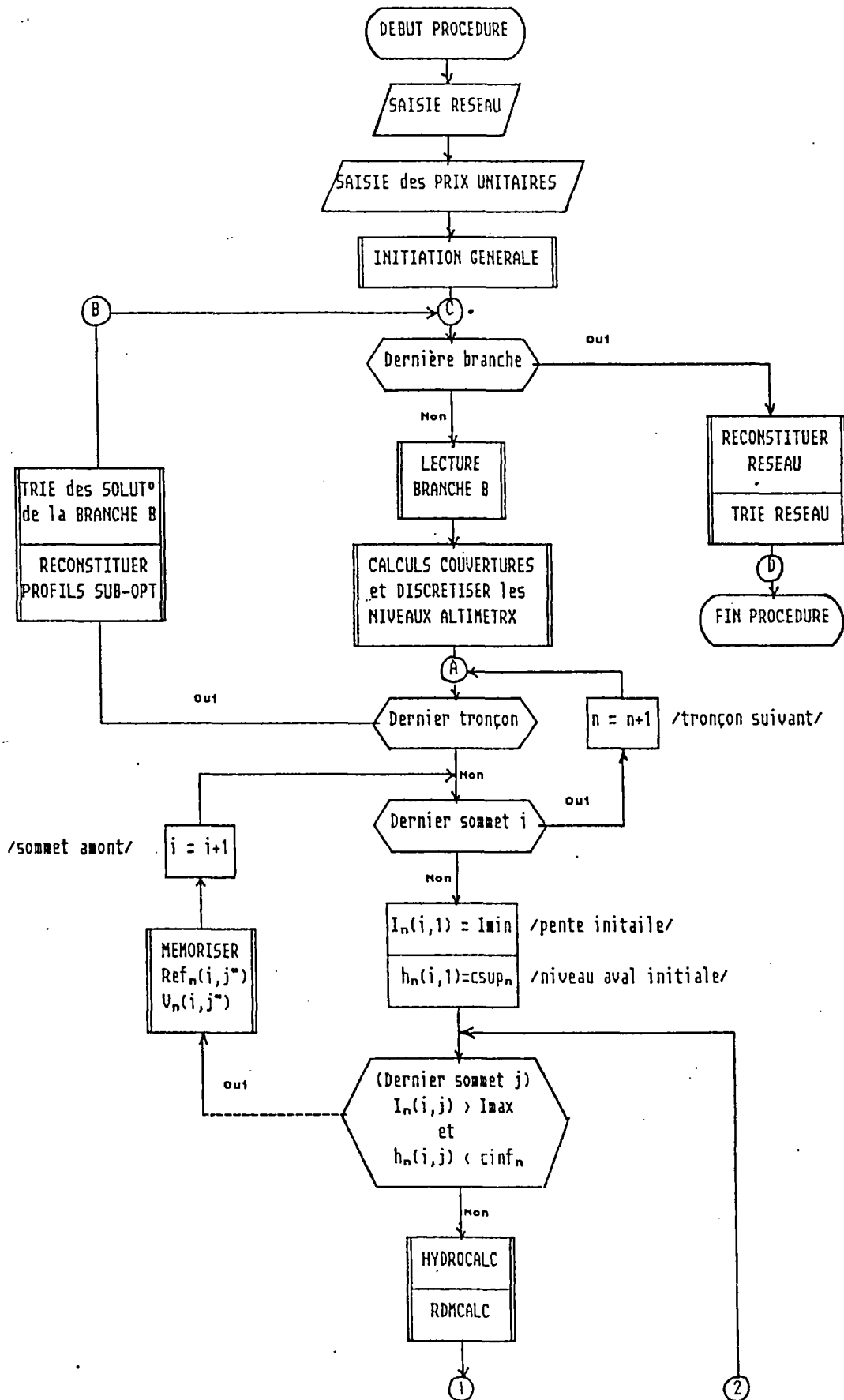


Figure 1.28 : Organigramme de la procédure générale de la PDCO

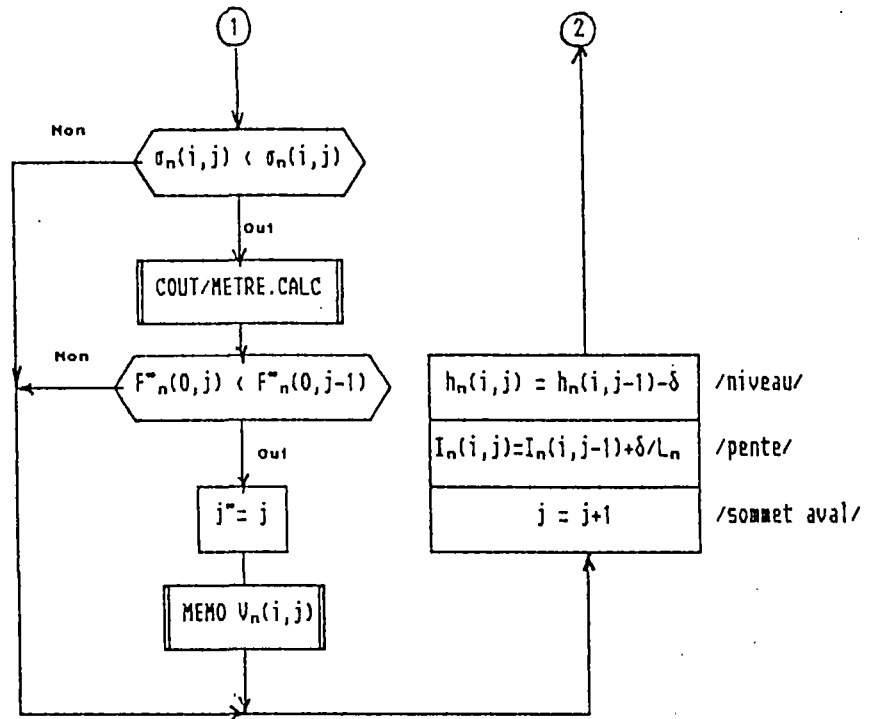


Figure 1.28(suite) : Organigramme de la procédure générale de la PDCD

c) Importance de l'espacement discrétisé (δ)

Sur l'organigramme de la figure 1.28, les opérations de A à B permettent, après reconstitution des valeurs et références mémorisées, de connaître tous les profils sub-optimaux de chaque branche. Jusqu'à présent, le nombre et la précision du meilleur profil de la branche (obtenu après avoir trié les profils sub-optimaux) sont directement contrôlés par l'espacement discrétisé (δ). A ce niveau, la PDCD apparaît comme étant une technique plus fiable que celle de la PD non discrétisée, car les notions à priori abstraites liées à la complexité algorithmique, à la précision de la solution ou à la convergence sont devenues évidentes, voire contrôlables. Néanmoins, l'application pratique de la PDCD a montré qu'il est des cas où les gains sont insignifiants, notamment celui des réseaux EU en terrain de fortes pentes naturelles ($> 5\%$). Nous avons donc testé avec différentes valeurs de (δ) sur plusieurs réseaux. Il en ressort que les faibles gains ne seraient pas dûs vraiment à (δ) qu'on peut toujours réduire à des valeurs infiniment petites, mais surtout à la longueur trop courte de certains tronçons. A ces tronçons, les pentes alternatives sont devenues beaucoup trop fortes par rapport aux autres tronçons plus longs de la même branche (cf. équation 1.31).

Par conséquent, partant d'un diamètre ($D_{min,n}$) égale ou supérieur à celui du tronçon optimisé précédent (D_{n-1}) ces courts tronçons donnent après optimisation un profil sub-optimal qui présente une discontinuité visiblement anormale. C'est en raison de cette anomalie que plusieurs auteurs considèrent (δ) comme une variable qui dépend de la longueur du tronçon ($\delta_n = f(L_{n-1})$) ; ce qui alourdit quelque peu le sous-programme de calcul des couvertures. Or pour une conception astucieuse et compte tenu de la flexibilité de saisie du réseau ainsi que de la possibilité pratique d'ajout de regard sur un tronçon à pente continue, cela revient au même de prendre (δ) constant. D'ailleurs, c'est la raison d'être de l'automatisation des modèles de résolution ou de simulation des phénomènes complexes. Du moment où l'on n'est pas dans un contexte de contrôle des processus, le facteur temps n'est plus à craindre, de sorte qu'en présence de ce type d'anomalie, on pourra toujours rectifier les paramètres mis en jeu et recommencer le traitement. En occurrence, on pourra soit diminuer davantage la valeur actuelle de (δ), soit reprendre l'opération de saisie du réseau de manière à ce qu'il y ait uniformité de longueur des tronçons, ou tout simplement subdiviser, pour ce besoin, la branche en sous-branches où le (ou les) court tronçon en est une. En général, il s'agit des tronçons de 5 à 10 mètres de longueur par suite de la traversée des rues ou des changements de tracé en plan. Auquel cas, on pourrait envisager $\delta = 2$ à 3 cm, mais le problème devient fastidieux. Cependant, pour les cas classiques des tronçons de longueurs relativement uniformes, un espacement $\delta = 10$ à 20 cm serait suffisant pour qu'il y ait effectivement un gain substantiel. En général, les gains supérieurs à 15 % sur l'ensemble des coûts plani + altimétrique du réseau sont pratiquement rares.

Dans ces conditions, comme la largeur Δ du couloir des couvertures varie de 6 à 10 mètres au droit de chaque regard, il arrive qu'on peut s'attendre, au pire des cas, à 60 niveaux alternatifs, soit pour chaque étape de calcul à $[60.60 - (50.60)/2] = 2100$. Et pour une branche qui comprend cinq regards ($n = 4$), cela fait 8400 fois le nombre de calculs (bien entendu, les calculs à effectuer dans les divers sous-programmes de la figure 1.28). D'où une simplification s'avère nécessaire pour l'application de la PDCD en micro-informatique. Là encore, la subtilité et l'expérience de l'opérateur au niveau de la saisie du réseau peut influencer la complexité algorithmique de la PDCD. Autrement dit, dans le cas des terrains plats, compte tenu de l'importance des débits et du réseau, la connaissance approximative des niveaux du meilleur profil joue un rôle important aussi bien dans la complexité algorithmique que dans la convergence vers l'optimum idéal ; d'où un meilleur gain. Dans le cas des terrains fortement vallonnés, bien qu'en général le gain est de l'ordre de 2 à 5 %, une limitation de la cou-

ouverture inférieure à 2 ou 3 mètres permet d'améliorer considérablement la complexité algorithmique. La manière dont ces aspects sont pris en considération par notre modèle général, sera développée plus loin dès que nous aurons étudié notre deuxième méthode de résolution.

D2) Programmation Dynamique Différentielle Discrète

Ayant l'apparence d'une étude de convergence de la PD, la PDDD est en fait définie par Heidari (réf. 1.6) comme une technique itérative qui utilise les propriétés de récurrence de la PD pour améliorer le couloir des couvertures supérieures et inférieures par le biais des sommets prédiscretisés. Elle apparaît donc comme une succession des PDCD avec des couloirs mobiles qui se rétrécissent d'une itération à une autre jusqu'à ce que la convergence vers l'optimum idéal est jugée satisfaisante.

Vu l'importance de l'espacement discrétisé (δ) vis-à-vis de la complexité algorithmique de la PDCD, cette technique s'adapte tout à fait à la micro-informatique. Outre cette complexité, qui par définition, ne peut être qu'améliorée en PDDD, l'espacement (δ) continue, ici encore, à contrôler la précision et la convergence de la solution du système.

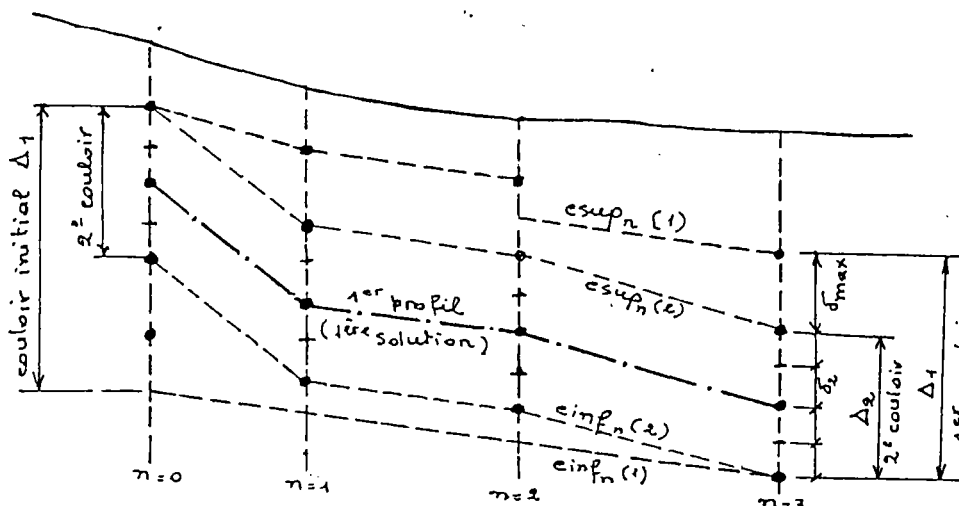


Figure 1.29

Dans le cas d'une branche, la discrétisation du couloir initial en sommets peu nombreux donne rapidement, selon la PDCD, un premier profil optimisé (cf. fig. 1.28, opérations de A à B). En ramenant les deux couvertures initiales de part

et d'autre de ce premier profil, on obtient un deuxième couloir à l'intérieur duquel la deuxième discrétisation reprend avec un espacement plus réduit. Pour éviter qu'il y ait trop de tronçons alternatifs redondants dans chaque itération, l'espacement discrétisé (δ_i) est diminué par un coefficient de réduction (m) par rapport à l'espacement (δ_{i-1}) précédent. En partant d'un espacement initial approprié (δ_{max}), on a :

1ère itération : $\delta_1 = \delta_{max}$

Itération suivante : $\delta_i = \delta_{i-1}/m$ (avec $i > 1$ et $m \geq 2$)

Par souci d'améliorer le temps de réponse, on a tendance à se donner un (δ_{max}) très large. Hélas ceci n'est toujours pas vrai, et ce, à plusieurs titres. D'abord par suite des contraintes relatives aux diamètres mini/maxi, il se peut qu'avec deux ou trois fortes pentes alternatives, il devient impossible de dimensionner hydrauliquement certains tronçons. Ensuite, avec les conditions de convergence ci-dessous, le premier profil optimisé risque de s'écarter d'une manière excessive de l'optimum idéal ; d'où une optimisation non effective. Dans la littérature, on recommande (δ_{max}) entre 0,50 à 1,50 mètres selon que les longueurs des tronçons sont plus ou moins courtes (20 à 100 mètres).

L'espacement initial (δ_{max}) étant fixé, on voit qu'à priori, tant que la solution de l'itération actuelle est moins coûteuse que la précédente, la procédure d'amélioration doit se poursuivre à l'itération suivante avec un couloir de plus en plus réduit ($\Delta_i = 2 m \cdot \delta_i$). Ce type de critère, qui convient bien aux méthodes des approximations successives, est cependant insuffisant eu égard à l'unicité théorique du système dynamique.

En effet, par le processus de rétrécissement du couloir centré sur le profil précédemment optimisé, il se peut qu'à une certaine itération l'optimum idéal soit exclu en partie ou sur tout son profil. Auquel cas, le critère basé sur la comparaison des coûts pourrait conduire à une recherche infiniment longue car l'espacement (δ_i), aussi infiniment petit qu'il soit, n'est jamais nul pour le processeur. D'où un deuxième critère de convergence s'impose.

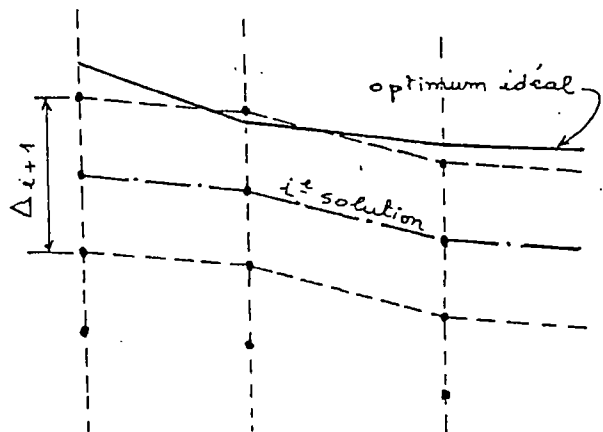


Fig. 1.30

Le facteur temps de réponse étant notre souci principal, le deuxième critère de convergence doit être considéré de manière à ce que la meilleure solution soit la plus proche possible de l'optimum idéal. Ce qui amène nécessairement à fixer une valeur minimale de l'espacement (δ_{min}) au-delà duquel la convergence est supposée atteinte même s'il est encore possible de trouver une autre solution moins coûteuse (à quelque centaine de Francs près). Avec ces critères de convergence, la procédure générale de la PDDD peut être développée pour l'ensemble du réseau.

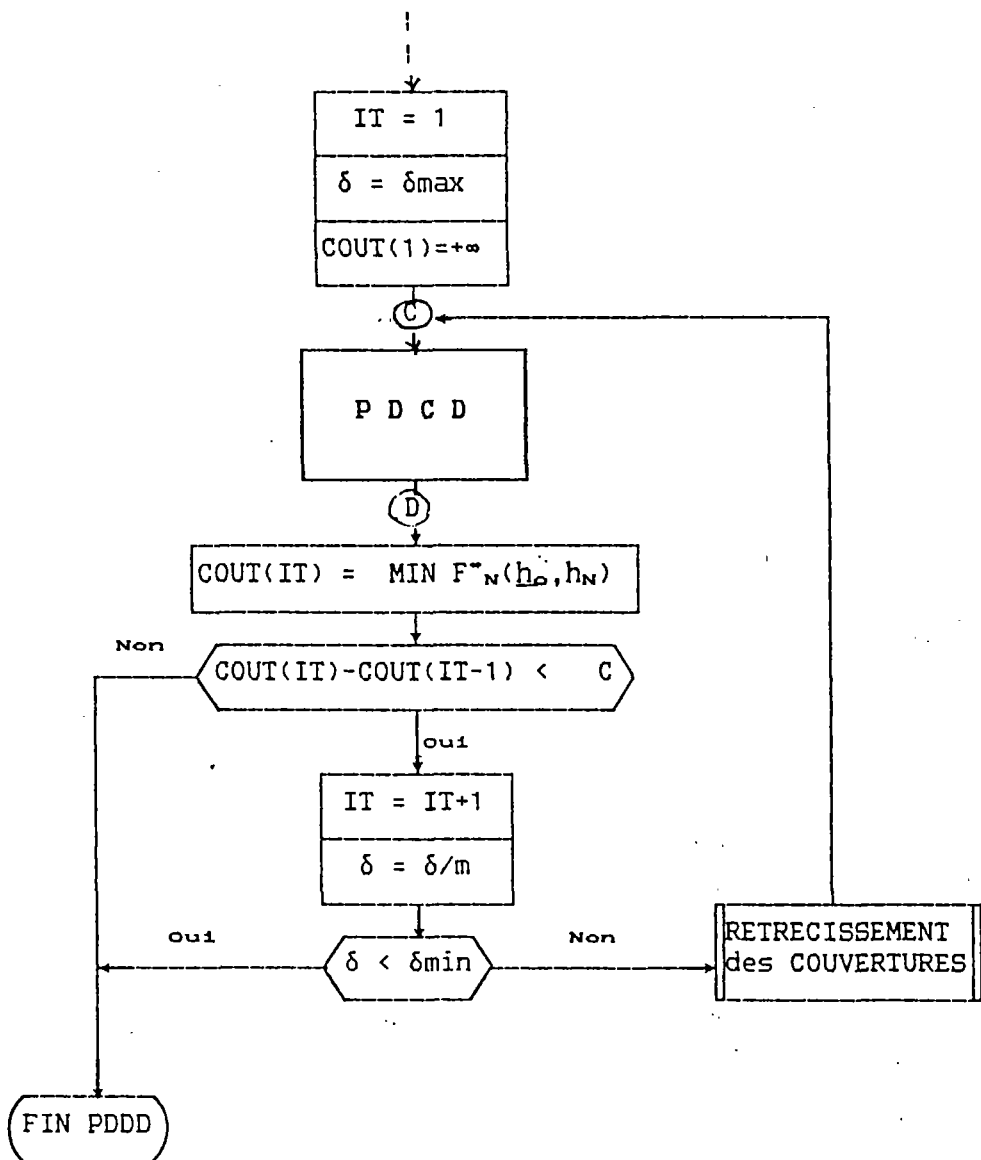


Figure 1.31 : Organigramme de la procédure générale de la PDDD

N.B. : Sur les organigrammes des figures 1.28 et 1.31, les opérations de C à D qui correspondent à une itération de la PDCD, sont à appliquer à toutes les branches du réseau, les unes après les autres jusqu'à l'exutoire final. Du point de vue algorithmique, deux raisonnements équivalents peuvent être adoptés dans chaque itération : raisonnement ascendant et descendant.

- Dans le raisonnement "ascendant", l'ordre physique des branches réceptrices est prédéterminé (lors de la saisie du réseau) de telle sorte que les moins réceptrices sont traitées avant les plus réceptrices. Ce raisonnement consiste donc à traiter d'abord toutes les branches élémentaires ensuite les réceptrices d'ordre 1 puis 2, etc... jusqu'à la réceptrice principale. Dans le cas de l'organigramme de la figure 1.28, on voit qu'il s'agit en fait d'un traitement séquentiel qui consiste à considérer les valeurs et références des branches latérales comme situation amont de tout regard-noeud.
- Dans le raisonnement "descendant" où l'ordre physique des branches réceptrices n'est plus déterminant, la mémorisation des valeurs et références des profils sub-optimaux se fait dynamiquement au cours du traitement de chaque branche. En commençant la procédure avec la branche réceptrice principale, dès qu'un noeud est rencontré on mémorise immédiatement les valeurs et références des tronçons amont de ce noeud. Ensuite, la procédure se transfère sur les autres branches latérales (s'il y en a plusieurs) en répétant le même processus à chaque fois qu'un noeud est rencontré. Dans l'exemple de la figure 1.32, la rencontre du noeud N1 de la branche (B3) fait passer la procédure à la branche (B2). Après mémorisation des valeurs et références relatives au noeud N2, la procédure est à nouveau passée à la branche (B1). Lorsque celle-ci sera traitée, ses valeurs et références seront cumulées à celles du tronçon (R4 - N2) et dès lors la procédure reprendra la branche (B2) à partir du noeud N2. Le même processus se répète au noeud N1 lorsque la branche B3 sera reprise.

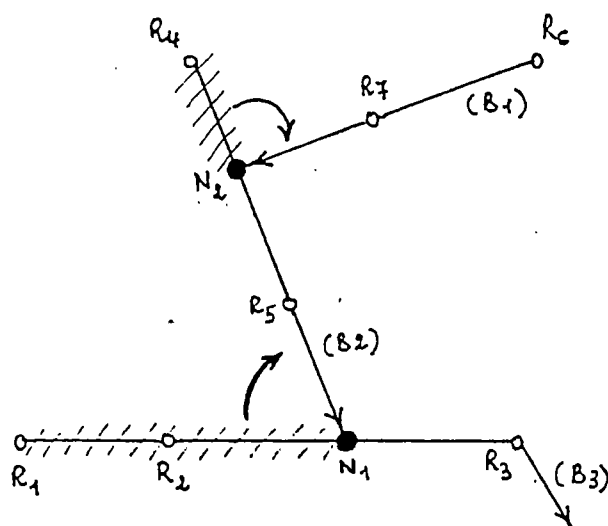


Fig. 1.32

Pour notre approche, ces deux raisonnements reviennent pratiquement au même. Bien que le raisonnement ascendant a été adopté, la flexibilité de définition du

réseau et la souplesse de notre module de saisie sont telles qu'il est toujours possible de considérer toutes les branches situées en amont des premiers noeuds comme branches élémentaires.

IV/ DISCUSSION ET CONCLUSION

A travers les différentes techniques de la programmation dynamique, il apparaît que l'optimisation du coût de construction des réseaux d'assainissement, en occurrence le choix optimal de leurs matériaux constitutifs, est théoriquement non effective mais pratiquement satisfaisante. On a vu d'autre part que le degré de précision de la meilleure solution optimale dépend de la complexité structurale du réseau et de la complexité algorithmique. Dans un contexte où la limitation de la performance du matériel informatique est évidente, ces complexités pourraient prendre des dimensions démesurées si l'on intégrait, en outre, dans le modèle toutes les combinaisons possibles des matériaux. D'autant plus que l'adéquation entre ce choix et la construction au moindre coût constitue l'une des options de notre modèle général (baptisé RECA), il est donc nécessaire non seulement de limiter le degré d'automatisme du traitement, mais également d'apporter des simplifications justifiées à la procédure de résolution adoptée.

Tout en préservant le caractère réaliste et la souplesse d'utilisation du modèle général, nous y parvenons par les considérations suivantes :

- 1- Le jugement et l'expérience de l'utilisateur sont respectés aussi bien au niveau des opérations de saisie que celui du traitement. Autrement dit, la flexibilité de définition du réseau est telle qu'il est possible de diviser le système initial en plusieurs sous-systèmes dont chacun peut être de simples tronçons ou des branches élémentaires ou un réseau simple, ou alors la combinaison de ces éléments. Dans chacun des sous-systèmes, la mobilité des couvertures supérieures et inférieures peut également être définie à volonté au moyen des points de raccordement des deux regards extrêmes (cf. III.2.D1.a). Ce qui permet dans certain cas de réduire la largeur du couloir des couvertures au voisinage de l'optimum idéal ; d'où une amélioration non négligeable de la complexité algorithmique. Au niveau du traitement, la possibilité de choix a priori ou a posteriori (sans ou avec l'intervention de l'opérateur) des types de matériaux perfectionne davantage le temps de réponse.
- 2- En admettant que l'optimum idéal n'est en fait ni trop près du terrain naturel ni trop profond, nous acceptons une optimisation théoriquement partielle en considérant que la meilleure solution optimale de chacun des sous-systèmes peut être obtenue par suite du tri effectué sur ses solutions sub-

optimales (cf. niveau B de l'organigramme de la figure 1.28). Cette simplification concerne les deux procédures de résolution (la PDCD et la PDDD). Ce qui nous a permis de ramener l'occupation-mémoire du module d'optimisation (cf. chapitre IV - Module ALTIMOPT) de 90 koctets à 70 koctets, mais surtout de gagner en temps de réponse dans les deux procédures d'environ 10 fois plus rapide sur l'ensemble du réseau. Du point de vue du rapport précision / temps de réponse, les deux procédures se valent : le temps de réponse de la PDDD est d'environ 5 fois plus rapide que celui de la PDCD, tandis que la précision, qui varie évidemment en fonction de l'espacement discrétisé (δ), est en faveur de la PDCD.

Cette considération est primordiale pour le modèle général car avec l'optimisation complète celui-ci n'est capable de traiter qu'un réseau de huit branches et dix tronçons chacune ; en revanche, avec la simplification, nous arrivons à vingt branches et vingt tronçons. Ce qui permet par le principe de décomposabilité et dans un rapport précision/temps de réponse acceptable, de résoudre les grands réseaux dont la taille n'influence que sur le temps et non sur la capacité de stockage des données et des résultats intermédiaires.

- 3- La complexité algorithmique a été également recherchée au niveau même de la technique de programmation informatique. Les matrices et les tables des diverses variables sont utilisées d'une manière interactive. Nous avons donc évité les sorties temporaires de stockage des résultats intermédiaires sur disque ou disquettes. D'où un gain en temps de réponse non négligeable proportionnellement à la taille du réseau.

Avec ces considérations, le modèle a été testé sur de nombreux cas aussi bien réels qu'imaginaires. Il en ressort que des gains de l'ordre de 5 à 10 % sont fréquents pour les réseaux EP et inférieurs à 5 % pour les EU. Ces gains sont bien entendu comparés avec les mêmes données aux cas des réseaux existants dans lesquels un seul type de matériau est examiné. Dans ces divers tests en faisant varier les matériaux d'une manière systématique, donc automatique, en option "aide à la décision" ou d'une manière conversationnelle en option "réseau composite", on peut connaître non seulement le coût de construction du réseau résultant de ce choix respectif mais également leur performance hydraulique et mécanique ainsi que les quantités estimatifs respectifs de travaux (fig. 1.33).

CHOIX DU MATERIAU

A. AIDE A LA DECISION: VOUS DESIREZ QUE LE MODELE TRAITTE POUR VOUS LES 6 TYPES DE MATERIAU POUR CHAQUE BRANCHE.

B. RESEAU COMPOSITE: VOUS DESIREZ CHOISIR VOUS MEME UN TYPE BIEN DETERMINE DE MATERIAU DE CHAQUE BRANCHE.

LES MATERIAUX ENVISAGEABLES:

1. BETON NON ARME.
2. BETON ARME.
3. GRES.
4. FONTE DUCTILE.
5. AMIANTE-CIMENT.
6. PVC.

NUMERO BRANCHE	NUMERO TUYAU	NUMERO REGARD
1		
2		
3		
4		

LES MATERIAUX ENVISAGEABLES:

POUR CANALISATION

1. BETON NON ARME
2. BETON ARME
3. GRES
4. FONTE-DUCTILE
5. AMIANTE-CIMENT
6. P.V.C

POUR REGARD

1. BETON ARME PREFABRIQUE
2. AMIANTE-CIMENT PREFABRIQUE
3. FONTE-DUCTILE PREFABRIQUE
4. BETON ARME COULE SUR PLACE

Figure 1.33 : Les deux options du choix de matériaux constitutifs

DEUX TYPES DE RESULTAT DE CALCUL

C. LA SOLUTION DES SOLUTIONS ALTERNATIVES D'OPTIMISATION.
(Module PDD)

D. LES SOLUTIONS ALTERNATIVES INTERMEDIAIRES DE CALCUL.
(Module PDCD)

Figure 1.34 : Les deux procédures de résolution

Pour chacune des deux options du choix de matériaux (options A et B), la rapidité du traitement peut être obtenue avec la PDDD sinon la précision supplémentaire peut être recherchée dans la PDCD (fig. 1.34, options C et D).

En conclusion, on peut dire que même si l'optimisation de la fonction objectif paraît relativement faible, la procédure de résolution, en occurrence la programmation dynamique, demeure indispensable comme outil performant d'aide à la décision dès lors que le système présente un caractère à la fois complexe en variabilité et en diversité d'éléments constitutifs interactifs, et fortement combinatoire en alternatives de choix résultant de cette complexité. Dans le cas particulier de notre système lorsque le modèle est judicieusement conçu et implanté dans un matériel informatique de son choix, une décision rationnelle et sûre peut être prise en connaissance de cause et dans un cadre de travail confortable.

Etant conçu pour traduire d'une manière fidèle et systématique la pratique courante de la conception des réseaux d'assainissement, le présent modèle permet avec les divers modules qui sont propres à la procédure d'optimisation et/ou lui sont complémentaires, de tester la sensibilité du coût de construction en faisant varier non seulement les matériaux mais également, pour chacun d'eux, d'autres paramètres. Ce qui est fort utile dans la phase préliminaire d'avant-projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1.1 - R. FAURE
"Précis de Recherche opérationnelle"
C.N.A.M - Ed. Dunod (1984).
- 1.2 - A. KAUFMAN & R. CRUON
"La Programmation Dynamique"
Ed. Dunod (1965).
- 1.3 - M. MINOUX
"Programmation Mathématique, Théorie et Algorithme" - T. 2
Ed. Dunod (1983).
- 1.4 - Proceedings of The Third International Conference On Urban Storm Drainage"
Göteborg, Sweden, June 04/08/1984.
- 1.5 - WALTER, J. R. & KNAPP, J.W.
"Methods For Predicting Urban Drainage Costs"
Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 98., N° Hy 9, Sept. 1972.
- 1.6 - HEIDARI, M. & CHOW, V. T. & KOKOTOVIC, P. V. & MEREDITH, D. D.
"Discrete Differential Dynamic Programming Approach to Water Ressource Sys-
tems Optimization"
Water Ressource - Res. 7(2) - 1971.
- 1.7 - ALAN M. VOORHEES & Associates, Inc.
"Sewer System Cost Estimation Model"
Rep. p.b. 183981, Nat. Tech Inform. Serv., Springfield, Va., April 1969.
- 1.8 - MERRITT, L. B. & BOGAN, R. H.
"Computer Based Optimal Design of Sewer Systems"
Journal of Then Env. Eng. Div., ASCE, Vol. 99, N° EE1 (1973).
- 1.9 - ARGAMAN, V. & SHAMIR, U. & SPIVAK, E.
"Design of Optimal Sewerage Systems"
Journal of The Env. ng. Div., ASCE, Vol. N° EE5, Oct. 1973.

1.10- LARRY, W. MAYS & BEN CHIE YEN

"Optimal Cost Design of Branched Sewer Systems"

Water Ressources Research, Vol. 11, N° 1, Februry 1975.

1.11- "Instruction Technique Relative aux Réseaux d'Assainissement des Agglomérations"

Min. Intérieur - Juin 1977.

1.12- "Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat"

Fascicule n° 70 - Annexe n° 4 - Canalisations d'assainissement et Ouvrages annexes.

Min. de l'Environnement et du Cadre de Vie & Min. des Transports - Circulaire n° 79/24 du 9 Mars 1979 - Ed. Journal Officiel.

Deuxième chapitre

Hydraulique des canalisations

I/ INTRODUCTION

L'étude hydraulique des canalisations est avant tout une nécessité dans la conception des réseaux d'assainissement. Pour le modèle RECA, cette étude intervient au niveau du dimensionnement des réseaux neufs et à celui du contrôle des réseaux existants (ou déjà conçus par ailleurs). Du point de vue hydraulique, ces deux aspects se traduisent par le choix et le contrôle du couple diamètre-pente (D,I) des tronçons constitutifs d'un réseau à partir des débits et du tracé en plan. Mais en fait, le contrôle des réseaux existants n'est qu'un cas particulier du dimensionnement car le couple (D,I) existant est un choix qu'on a décidé auparavant sur l'ensemble des couples alternatifs.

Le problème du choix économique étant du ressort de la procédure d'optimisation (cf. chapitre I), l'étude hydraulique, objet du présent chapitre, concerne donc le dimensionnement de tous les tronçons constitutifs. En d'autre terme, il s'agit du choix technique du couple (D,I) de manière à ce que la performance d'écoulement hydraulique puisse être assurée. Ce qui suppose la prise en compte explicite des conditions d'utilisation des réseaux d'assainissement, donc une conception sécuritaire. Ces conditions sont essentiellement liées aux imprécisions de notre état de connaissance actuel quant aux pertes de charge, linéaire et singulière, et au reflux hydraulique.

Ainsi, nous utilisons les équations des pertes de charge pour choisir le couple (D,I) et celles d'énergie spécifique pour à la fois éviter le retardement d'écoulement dû au reflux excessif et le risque d'inondation dû au niveau piézométrique dépassant celui du terrain naturel.

Cependant, du point de vue de la mécanique des fluides, on distingue plusieurs types d'écoulement dont dépendent la précision et le mode de calcul. En toute rigueur, l'écoulement réel dépend du facteur espace-temps. Les variables hydrauliques telles que la vitesse, le débit ou le niveau piézométrique varient d'un instant à un autre sur une même section et d'une section à une autre pour chaque instant. De même, dans une section donnée, ces caractéristiques varient horizontalement et verticalement de sorte que l'écoulement est di ou tri-dimensionnel. Et entre les sections, l'effluent peut être ou non compressible selon l'importance des impulsions (ou reflux) bien connues du béliet hydraulique des canalisations en charge.

En général, les calculs hydrauliques de l'écoulement multi-dimensionnel du type non permanent dans le temps et non uniforme dans l'espace ne sont justifiables

que si l'on dispose de données suffisamment valables aussi bien en qualité qu'en quantité, notamment celles relatives aux apports latéraux provenant des habitations ou des bassins versants.

Toutefois, pour le dimensionnement courant des réseaux, on se contente malgré tout d'approximations où l'écoulement est supposé unidirectionnel, incompressible, permanent et uniforme. Ce qui peut être considéré comme suffisant du moment où les autres types d'écoulement, en général plus proche de la réalité, ne sont à considérer que pour vérifier le fonctionnement de l'ensemble du réseau ainsi dimensionné.

On a donc affaire à l'écoulement gravitaire pouvant être partiellement ou pleinement rempli suivant les niveaux piézométriques. En occurrence, les deux concepts de base évoqués plus haut seront particulièrement développés : les pertes de charge et l'énergie spécifique.

II/ THEOREMES FONDAMENTAUX

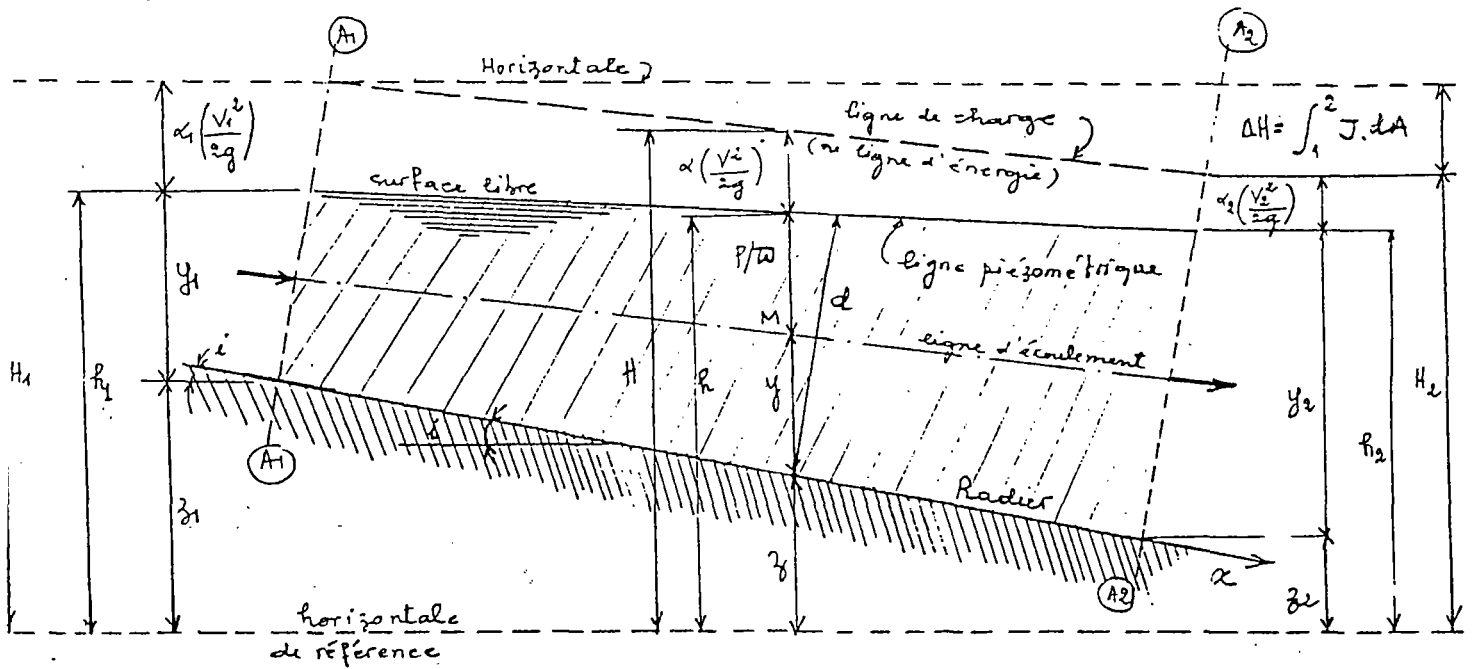


Fig. 2.1

Il s'agit des trois principes ^{fondamentaux} généraux applicables à tous les types de régime d'écoulement : conservation de masse, continuité d'énergie et quantité de mouvement ; desquels l'analyse unidimensionnelle de l'écoulement uniforme et/ou permanent, graduellement varié ou non, fournit des équations simples. Les équations générales plus complexes relèvent des écoulements non uniformes et non permanents, uni, di ou tri-dimensionnels de la mécanique des fluides.

- 1) La conservation de masse exprime la continuité de l'écoulement d'un fluide incompressible telle qu'aucune accumulation de débit Q n'existe entre deux sections A_1 et A_2 :

$$Q = V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2 = \text{cste} \quad (2.1)$$

- 2) En un point quelconque d'une ligne d'écoulement, l'énergie massique ou la charge totale H traduit l'équation d'énergie :

$$H = z + y + P/\bar{\omega} + \alpha \cdot (V^2/2g) \quad (2.2)$$

Pour l'écoulement uniforme et permanent, $V = \text{cste}$ sur une même section. D'où l'équation de Bernoulli entre les sections A_1 et A_2 s'écrit :

. pour les canalisations en charge :

$$H = z_1 + P_1/\bar{\omega} + \alpha_1.(V_1^2/2g) - z_2 - P_2/\bar{\omega} - \alpha_2.(V_2^2/2g) \quad (2.3)$$

. pour l'écoulement à surface libre (fig. 1.1) :

$$H = z_1 + y_1 + \alpha_1.(V_1^2/2g) - z_2 - y_2 - \alpha_2.(V_2^2/2g) \quad (2.4)$$

Sur la figure 1.23, on a :

z, z_1, z_2 : côtes du radier relatives aux sections correspondantes.

y, y_1, y_2 : projection sur la verticale des distances du radier relatives aux lignes d'écoulement correspondantes.

$P/\bar{\omega}$: profondeur du point M ($\bar{\omega} = \rho g$).

α : coef. correcteur de la distribution sur la section de la vitesse V .

ΔH : perte de charge ou d'énergie entre les sections A_1 et A_2 .

H, H_1, H_2 : énergies (ou charges totales) relatives aux sections correspondantes.

h, h_1, h_2 : charges piézométriques (ou hydrauliques) relatives aux sections correspondantes.

La ligne d'énergie (ou de charge) et la ligne piézométrique (ou hydraulique) s'obtiennent en joignant les charges correspondantes. Pour l'écoulement uniforme, la ligne piézométrique se confond avec la surface libre de l'eau ainsi que du profil du radier ; on a donc une même pente pour les trois profils :

$$I = \text{tg } i = H_L/L_{12} = J = \text{perte de charge linéaire entre } A_1 \text{ et } A_2.$$

3) Le théorème d'Euler appliqué à une masse liquide comprise entre les sections A_1 et A_2 et soumis à :

- . son propre poids w ,
- . les pressions latérales p_1 et p_2 ,
- . les frottements des parois et du fond τ_0 ,
- . la résistance de l'air sur la surface libre (négligeable),

donne, tout calcul fait, l'équation de la quantité de mouvement M.

$$M = (Q^2/gA) + y_c.A = \text{cste} \quad (2.5)$$

M traduit la force active de la masse liquide exerçant contre les parois.

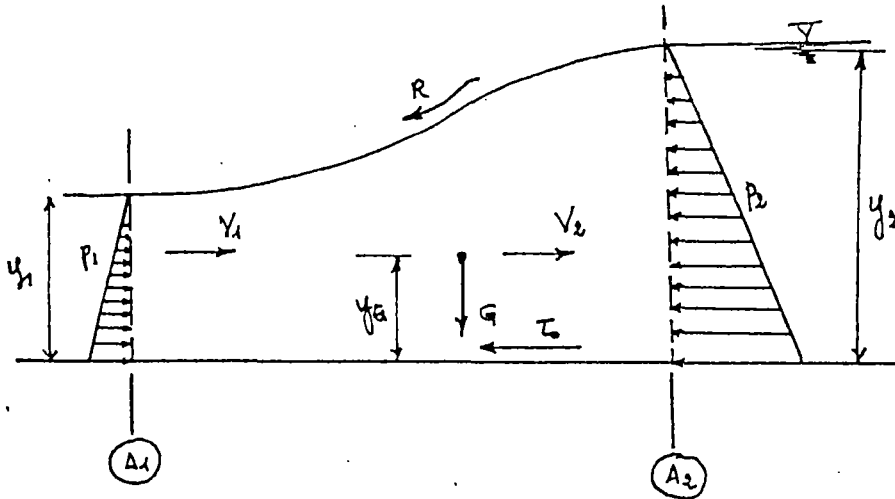


Fig. 2.2

III/ EQUATIONS DES PERTES DE CHARGE

Les applications pratiques des théorèmes précédents à l'écoulement gravitaire des canalisations concernent essentiellement les pertes de charge par suite des situations suivantes :

- changement du régime d'écoulement, tel est le cas des remous hydrauliques. Il s'agit de la détermination de la ligne piézométrique ;
- dissipation énergétique dûe au frottement : c'est la perte de charge linéaire (des irrégularités de paroi) ;
- changement brusque de la section transversale : c'est la perte de charge singulière au droit des ouvrages de jonction ou d'interception, en occurrence, les regards de visite, les déversoirs, les bassins de rétention d'orage, etc...

III.1/ L'énergie spécifique et le régime critique

Pour l'écoulement uniforme sans accélération ni décélération ($V = \text{cste}$) entre deux sections A_1 et A_2 , la ligne piézométrique est tout simplement le profil du radier ; c'est effectivement la perte de charge linéaire.

Mais lorsque le régime d'écoulement devient graduellement varié, la surface libre de l'effluent prend une courbure particulière sur une étendue comprise entre deux régimes existant en amont et en aval. C'est le problème des courbes de remous hydrauliques dont la connaissance résulte de la notion d'énergie spécifique H_E (fig. 2.3).

On a vu que dans une section courantée, l'équation d'énergie s'écrit :

$$H = z + y + \alpha \cdot V^2/2g$$

Ec. uniforme, $\alpha = 1 \Rightarrow H_E = H - z = y + V^2/2g$

Et selon le principe de conservation de masse :

$$H_E = y + (Q^2/2gA) \quad (2.6)$$

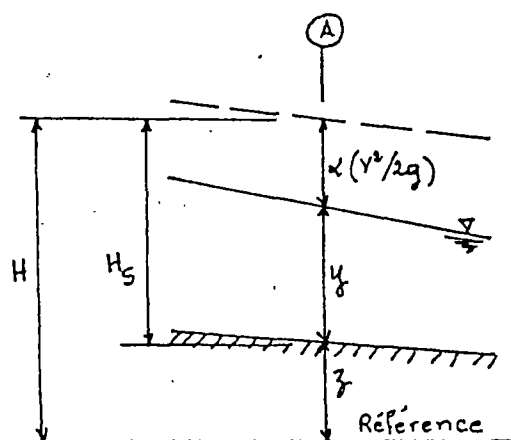


Fig. 2.3

L'énergie spécifique $H_E = f(y, Q)$ est indépendante de tout phénomène de frottement.

a) Courbe $H_s = f(y)$ pour $Q = \text{cste}$

Avec la condition $H = \infty$ quand $y = 0$, on obtient la courbe caractéristique suivante pour un débit $Q = \text{cste}$ et une section $S = f(y)$.

Dans le cas d'une section rectangulaire, on a :

$$y_c = [(Q/L)^2/g]^{1/3}$$

y_c = hauteur critique, autour de laquelle l'écoulement passe du régime torrentiel ($y < y_c$) au régime fluvial ($y > y_c$).

Ainsi, en régime fluvial un débit Q passe avec une faible vitesse $V_1 < V_c$ et avec une grande lame d'eau $y > y_c$, et en régime torrentiel le même débit peut toujours passer avec une vitesse plus grande $V_2 > V_c$ pour une faible lame d'eau $y_2 < y_c$ (fig. 2.4).

La vitesse critique V_c peut être connue en considérant le deuxième cas correspondant à la courbe $y = f(Q)$ pour une énergie spécifique $H_s = \text{cste}$.

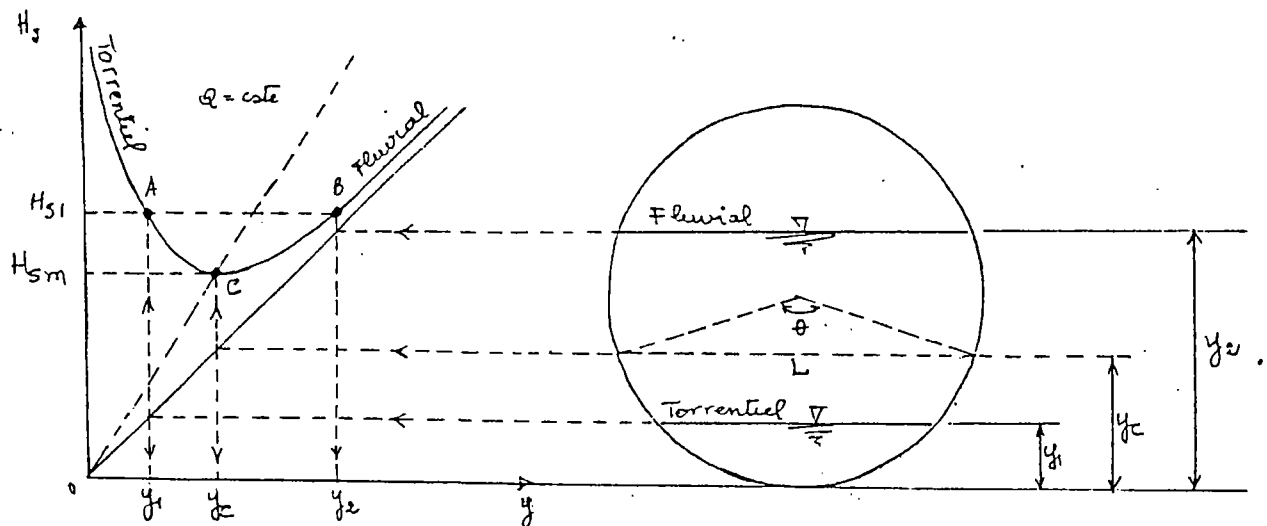


Fig. 2.4

b) Courbe $y = f(Q)$ pour $H_s = \text{cste}$

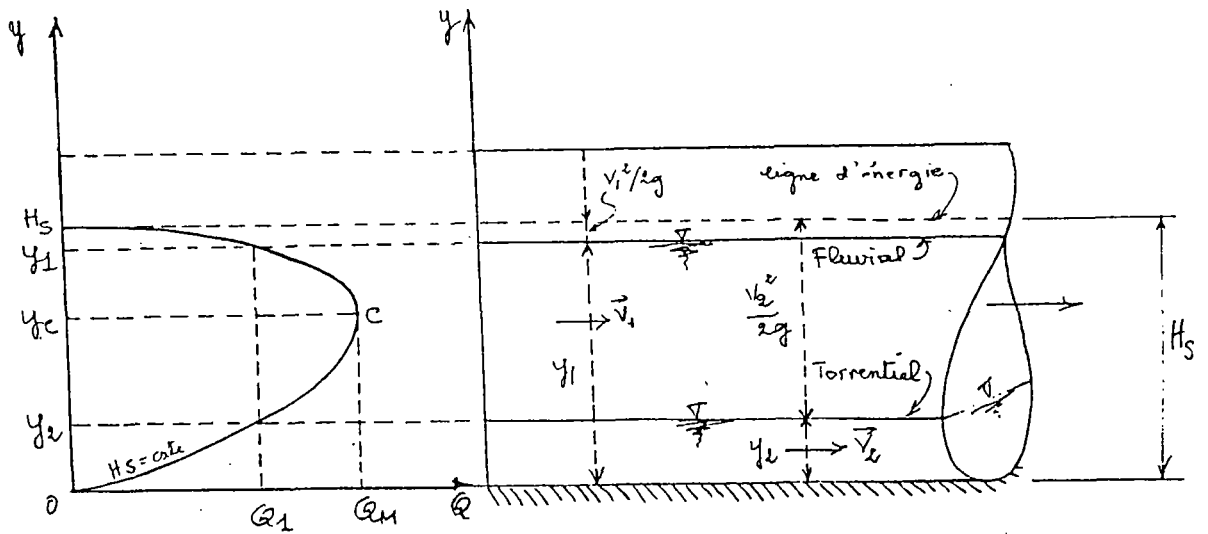


Fig. 2.5 : Diagramme de Silber

On retrouve les mêmes caractéristiques d'écoulement critiques que précédemment. La vitesse s'obtient par $dQ/dy = 0$. Tout calcul fait, on a dans le cas d'une section rectangulaire : $V_c = \sqrt{g \cdot y_c}$.

D'où, le régime d'écoulement lent ou rapide peut être défini également par le nombre de Froude $F_R = V_c / \sqrt{g y_c}$:

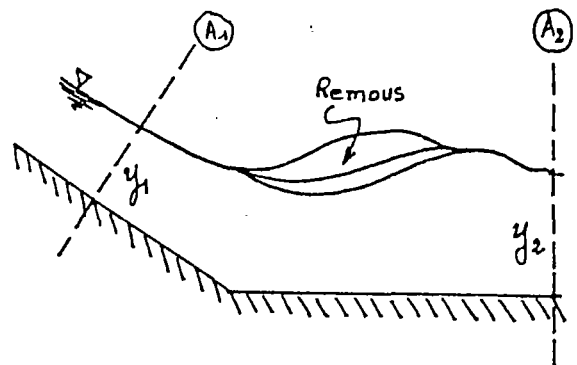
$F_R > 1$ le régime est torrentiel ($V > V_c$ et $y < y_c$) ou supercritique.

$F_R < 1$ le régime est fluvial ($V < V_c$ et $y > y_c$) ou subcritique.

$F_R = 1$ le régime est critique ($V = V_c = \sqrt{g y_c}$ et $y = y_c$).

La fig. 2.5 est souvent appelée "diagramme de Silber", très utile pour la détermination graphique des courbes de remous.

Les remous hydrauliques se produisent dès que l'écoulement devient instable par suite d'un changement brusque de régime d'écoulement :



$Q < Q_m \Rightarrow \exists y_1$ et y_2

$Q > Q_m \Rightarrow$ impossibilité d'écoulement car l'énergie H_s est insuffisante.

Fig. 2.6

III.2/ Perte de charge par frottement

L'étude de la perte de charge par frottement est basée sur l'écoulement permanent des canalisations en charge, et sur l'écoulement uniforme et permanent des canalisations gravitaires. Cependant, la force de frottement τ_0 de la figure 2.2 s'exprime comme suit :

- pour les canalisations en charge : $\tau_0 = \bar{\omega}.R. d/dx.(P/\bar{\omega} + z)$
- pour les canalisations gravitaires : $\tau_0 = R.J.$

L'analyse détaillée de l'écoulement à deux dimensions montre que $\tau_0 = f (V^2)$.

Ce résultat a été proposé par Darcy-Weisbach pour déterminer les pertes de charge par frottement valables pour les deux types de canalisation :

$$J = \lambda.V^2/2gD \quad (2.7)$$

Formule universelle, dans laquelle :

λ : coefficient de frottement exprimant globalement la résistance à l'écoulement.

D : diamètre de la conduite.

R : rayon hydraulique. A pleine section:

$R = D/4$, et pour la section mouillée

partiellement remplie: $R = S_m/P_m$ (S_m et P_m sont respectivement la section et le périmètre mouillé). On a les relations pratiques suivantes pour l'écoulement partiel des conduites circulaires (fig. 2.7) :

$$\left. \begin{aligned} S_m &= D^2/8.(\theta - \sin\theta) \\ P_m &= D.\theta/2 \\ f &= D/2.[1 + \cos(\theta/2)] \\ Z_D &= y/D = 1/2.[1 - \cos(\theta/2)] \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

J : H/L est la perte de charge linéaire. On a vu que $J = I$ pour l'écoulement uniforme et permanent des canalisations gravitaires où I est la pente du radier.

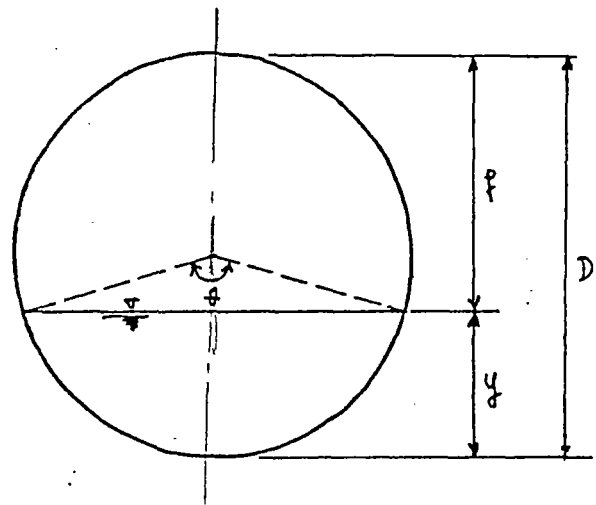


Fig. 2.7

Du fait de l'existence simultanée de J et de λ , la formule Darcy-Waisbach n'a pas d'application immédiate, d'autant plus que le coefficient λ est une notion purement empirique. Faute de mieux, des investigations ultérieures ont malgré tout partagé la simplicité pratique de cette formule de base. Nous en citons

donc quelques-unes qui sont adoptées un peu partout pour non seulement calculer les pertes de charge mais surtout pour dimensionner les ouvrages. Le coefficient de frottement λ est donc devenu le "coefficient de rugosité".



A) Formules empiriques de frottement

A1) Formule de Chezy-Bazin (1768)

En utilisant un coefficient de rugosité C , Chezy exprime la force de frottement par $\tau_0 = RJ = (V/C)^2$. D'où la formule de Chezy :

$$V = C \cdot \sqrt{RJ} \quad \text{-----} \quad (2.9)$$

Pour Bazin, le coefficient de Chezy n'est pas une constante mais varie en fonction du rayon hydraulique R pour un coefficient de rugosité γ donné.

Bazin propose donc :

$$C = 87 \cdot \sqrt{R} / (\gamma + \sqrt{R}) \quad \text{-----} \quad (2.10)$$

Par rapport au coefficient de frottement de Darcy-Weisbach, on voit que :

$$\lambda = 8g / C^2 \quad \text{-----} \quad (2.11)$$

A2) Formule de Kutter (1869)

Très appréciée et pratiquée aux Etas-Unis, la formule de Kutter utilise un coefficient de rugosité n tel que :

$$V = \left[\frac{(1/n) + 23 + (0,00155/J)}{1 + (n/\sqrt{R}) \cdot [23 + (0,00155/J)]} \right] \cdot \sqrt{RJ} \quad \text{-----} \quad (2.12)$$

Par rapport à la formule de Chezy, le terme entre crochets est l'équivalent du coefficient C de Chezy. Par simplification, on peut adopter :

$$C = [(1/n) + 23] / [1 + (23 \cdot n / \sqrt{R})] \quad \text{-----} \quad (2.13)$$

Ce qui est légitime dans la pratique où les réseaux d'assainissement ont en général des pentes $I = J \geq 0,002$.

A3) Formule de Manning-Strickler (1923)

Utilisant le même coefficient de rugosité n , Manning a astucieusement simplifié la formule de Kutter en proposant :

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (2.14)$$

Strickler adopte le coefficient de rugosité $k_{st} = 1/n$ lorsqu'il valida la formule de Manning avec les matériaux de canalisation pour lesquels $70 \leq k_{st} \leq 200$.

Par rapport au coefficient de Chezy, on a :

$$C \equiv R^{1/6} / n = k_{st} \cdot R^{1/6} \quad (2.15)$$

Et par rapport au coefficient de Darcy-Weisbach :

$$\lambda = \frac{8g}{k_{st} \cdot R^{1/3}} \quad (2.16)$$

B) Théorie de Colebrook - White (1939)

Colebrook considère explicitement l'irrégularité microscopique de paroi d'une conduite donnée ainsi que la viscosité de l'effluent transporté. Sa théorie résulte effectivement de l'analyse semi-empirique à deux dimensions de l'écoulement permanent non uniforme (réf. 1.4).

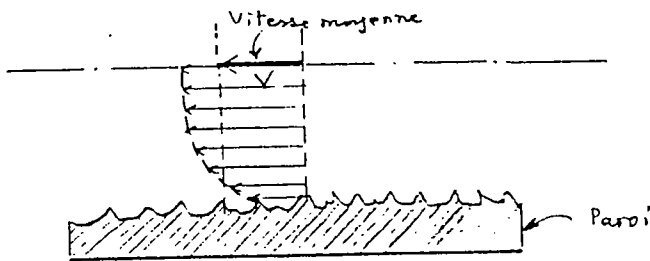


Fig. 2.8(a) - Rugosité d'aspérité

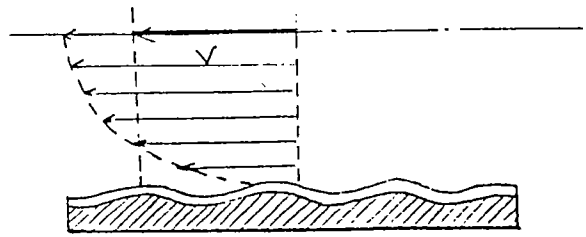


Fig. 2.8(b) - Rugosité d'ondulation

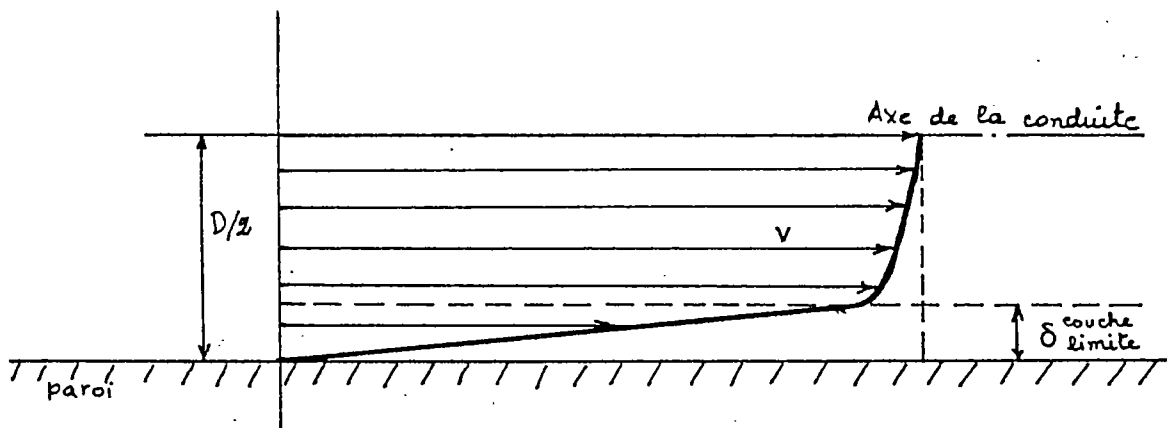


Fig. 2.9 : Distribution en plan des vitesses

La viscosité, directement liée à la nature même de l'effluent transporté, exprime en fait la résistance par frottement moléculaire à l'écoulement infligée soit par les pressions pour les conduites forcées, soit par la pesanteur pour les canalisations gravitaires. Le degré de cette résistance est apprécié en fonction de la vitesse moyenne d'écoulement pour une canalisation donnée, donc du nombre de Reynolds Re .

Rappelons que pour une conduite circulaire :

$$Re = 4R.V / \nu \quad (2.17)$$

$$\text{Avec } \nu = 1,78 \cdot 10^{-6} / (1 + 0,00337 \cdot t + 0,000221 \cdot t^2)$$

Dans lesquelles (R) est le rayon hydraulique et (ν) est la viscosité cinématique

approximative de l'eau en (m²/s) et (t) la température en (°C).

Ainsi, tenant compte de l'irrégularité de paroi et de la viscosité de l'effluent, le coefficient de frottement = f(k/4R, Re) est donné par :

$$1/\sqrt{\lambda} = - 2 \cdot \log_{10} \left[\frac{k}{14,84 \cdot R} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \quad (2.18)$$

Le premier terme est de Nikuradse se rapportant à la rugosité physique (ou absolue), et le deuxième qui exprime le frottement intermoléculaire de l'effluent provient de Von Karman.

Donc, pour les vitesses d'écoulement importantes c'est le premier terme qui l'emporte sur le deuxième. Sur la figure 2.9, quand la couche limite δ atteint son épaisseur minimum l'effet de parois joue pleinement son rôle. Hydrauliquement parlant, on dit que le régime est turbulent rugueux.

Pour les vitesses suffisamment faibles, la situation est inversée car l'écoulement laminaire est tel que la couche limite δ recouvre les irrégularités de paroi qui, de ce fait, semble être lisse vis-à-vis de l'écoulement. On dit alors que le régime est turbulent lisse. Et entre ces deux types d'écoulement, on a donc le régime de transition (fig. 2.10 - Abaque universel de Moody). Bien entendu, la paroi interne de la conduite n'a pas changé physiquement de l'état lisse à l'état rugueux.

En général, le régime d'écoulement des réseaux d'assainissement

($200 \leq D \leq 3000$ et $0,3 \leq V \leq 5$ m/s) se situe dans la zone de transition entre le turbulent lisse et rugueux sur une étendue allant de $Re = 10^5$ à $200 \cdot 10^5$ avec $\nu = 1,301 \cdot 10^{-6}$ (eau à 10°C). Donc, pour dimensionner les réseaux avec la théorie de Colebrook, il suffit de remplacer le coefficient de frottement λ de l'équation 2.18 par celui de Darcy-Weisbach pour obtenir la relation $V=f(R, J, k, \nu)$. Soit :

$$V = - \sqrt{32gRJ} \cdot \log_{10} \left[\frac{k}{14,84 \cdot R} + \frac{1,255}{R \sqrt{32gRJ}} \right] \quad (2.19)$$

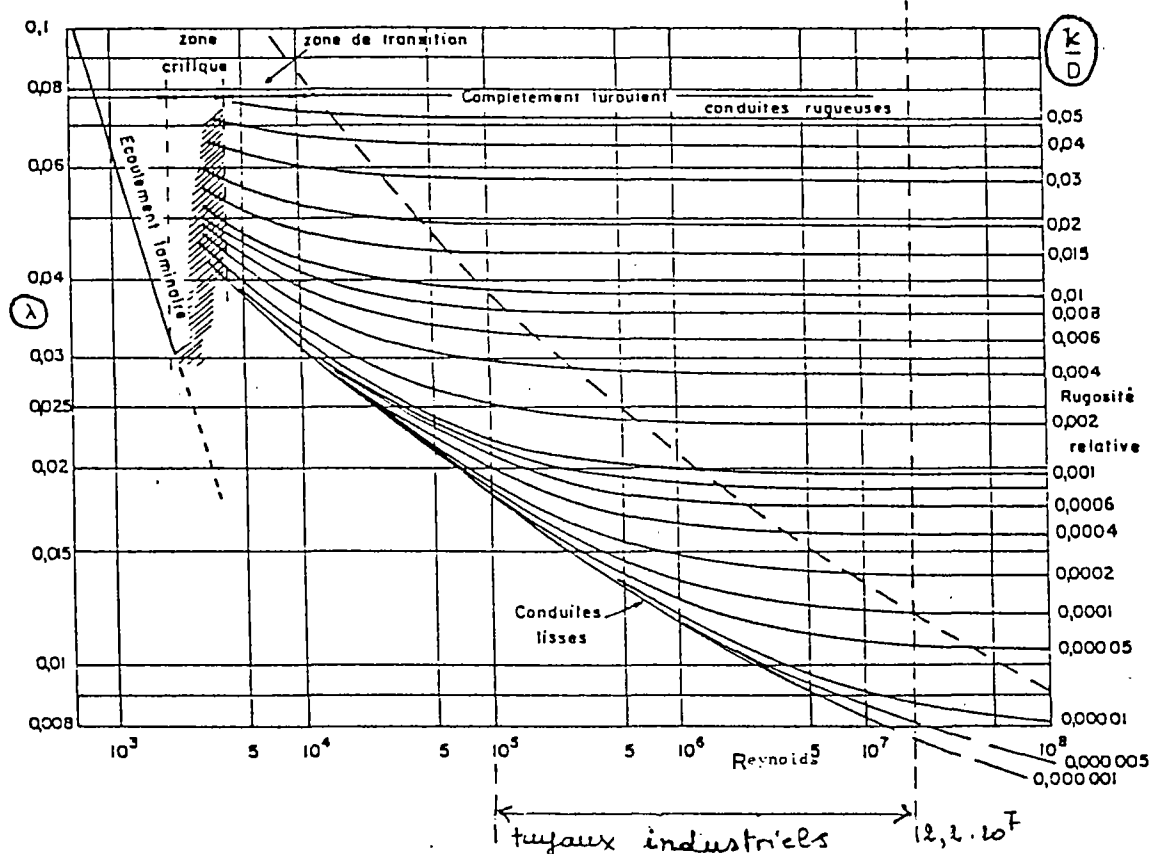


Fig. 2.10 : Abaque de Moody

Au niveau du choix de diamètre d'une canalisation qui doit être posée à une pente bien déterminée, la confrontation permanente des frottements de paroi (k) et de viscosité (ν) apparaît compliquée à appréhender dans la pratique.

Prenons un exemple le plus favorable des petites canalisations : une conduite $\varnothing 100$ transportant une eau propre à 10°C et assurant un débit de $7,854 \text{ l/s}$. Pour une vitesse à pleine section $V = 1 \text{ m/s}$, on a selon l'équation ci-dessus :

- . $k = 0,03 \text{ mm}$: $J = 0,01037 \text{ m/m}$ (canalisation d'usine)
- . $k = 0,10 \text{ mm}$: $J = 0,01163 \text{ m/m}$ (canalisation de service)
- . $k = 2,00 \text{ mm}$: $J = 0,02400 \text{ m/m}$ (canalisation incrustée)

D'où, pour une même canalisation, on peut avoir 12 % d'écart entre les conditions de service et d'usine, et 11 % entre l'écoulement incrusté et normal de service. De l'autre côté, l'élévation de la température fait baisser la viscosité, donc augmenter la vitesse. Par conséquent, avec $k = 0,10 \text{ mm}$, $J = 0,01208$ à $t = 0^\circ\text{C}$ au lieu de $0,01163$ à $t = 10^\circ\text{C}$; d'où un écart de 4 %.

C) Importance du coefficient de rugosité

De toutes les formules de frottement, de Darcy à Colebrook, on voit que la difficulté pratique de dimensionnement des ouvrages d'assainissement réside dans l'attribution des valeurs appropriées aux coefficients de rugosité.

Si ces coefficients peuvent être connus avec plus de précision pour les tuyaux neufs d'usine, il n'en est pas de même pour ceux de service pour lesquels le phénomène de frottement devient aléatoire du fait de l'évolution de l'état des parois. Dans les conditions de service, la rugosité des parois pourrait s'améliorer pour les tuyaux initialement rugueux compte-tenu du revêtement pelliculaire en matière grasse, ou s'aggraver lorsque les phénomènes tels que la corrosion, la sédimentation et les incrustations deviennent prépondérantes. En toute rigueur, on est encore loin de la satisfaction avec les méthodes de dimensionnement actuelles qui, pour tenir compte des imprécisions, consistent à majorer ou à minorer ce coefficient comme c'est généralement le cas des coefficients de sécurité des ouvrages de génie civil (réf. 2.1 et 2.7).

Cependant, les tendances actuelles essaient d'apporter des éléments nouveaux quant à l'attribution rationnelle de ce coefficient. Comme d'habitude, il s'agit des investigations expérimentales sur modèle réduit et (ou) sur chantier. En supposant que les incrustations sont des problèmes occasionnels, le coefficient de rugosité moyen de service peut être connu par corrélation entre les conditions d'usine et de service. On essaie donc de distinguer les types d'imprécision en étudiant les impacts de chaque phénomène, en occurrence, les irrégularités de jointement, les revêtements dépositaires et le frottement moléculaire des matières en suspension. Autrement dit, on reformule la théorie de Colebrook - White pour montrer que la résistance au frottement n'est pas uniquement l'affaire de la rugosité des parois. Ce qui paraît légitime dans la mesure où les vitesses sont plutôt faibles dans les conditions normales de fonctionnement des réseaux bien entretenus ($1 \leq V \leq 2$ m/s). D'autant plus que les pellicules en matière grasse favorisent l'écoulement, c'est plutôt le régime turbulent-lisse qui l'emporte dans l'interaction rugosité/couche limite. D'où l'importance de la viscosité ν .

C1) Effets de jointement et de revêtement dépositaire

Afin d'expliciter ces effets, on peut citer la longue expérience en la matière des travaux de Ackers (réf. 2.8). L'auteur étudiait les effets de jointement et de revêtement dépositaire des réseaux d'assainissement dont les matériaux constitutifs sont d'une part en béton coulé sur place et d'autre part en béton préfabriqué issu de la centrifugation. Le coefficient de rugosité des tuyaux de service augmente avec l'espacement des bouts de tuyaux et de la longueur de leur élément.

L'équation de corrélation des tuyaux préfabriqués suivante est obtenue sur modèle réduit :

$$(ks)_{ex} = k_0 + b.(s^2 / L) \text{ ----- (2.20)}$$

Dans laquelle :

- k_0 = coefficient de rugosité du tuyau neuf
($k_0 \approx 0,3 \text{ mm}$),
- b = coefficient de jointement ($b = 60$),
- s = espacement des deux bouts de tuyaux au niveau du joint ($s \leq 20 \text{ mm}$),
- L = longueur utile de l'élément de tuyaux pouvant prendre des valeurs de 2/2,5/3/4/5 et 7 mètres.

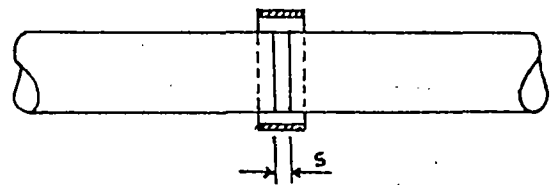


Fig. 2.11(a) : Bouts lisses

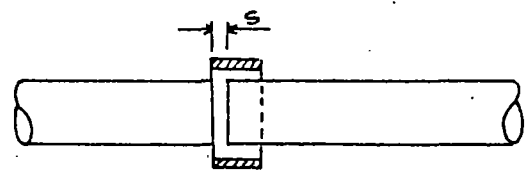


Fig. 2.11(b) : Emboîtement

Comparé aux résultats de mesures effectuées sur plusieurs canalisations coulées sur place avec des espacements s plus réduits ($\leq 10 \text{ mm}$), l'auteur a trouvé que les tuyaux préfabriqués présentent k_s plus élevé de l'ordre + 6 %, et calé par rapport à la formule théorique de Colebrook :

$$(ks)_{th} = 14,84.R.10^{-v/\sqrt{32gRJ}} - (18,62.\bar{7} / \sqrt{32gRJ})$$

l'auteur a obtenu $0,3 \leq (ks)_{th} \leq 1,5 \text{ mm}$ et $0,4 \leq (ks)_{ex} \leq 4,1 \text{ mm}$.

Donc, il apparaît que si les canalisations coulées sur place sont hydrauliquement plus lisses que celles des tuyaux préfabriqués, les formules de calculs prévisionnels sous-estiment la rugosité de ces derniers. Dans ces conditions, il convient de majorer le coefficient de rugosité des tuyaux neufs d'usine (environ 20 à 50 %).

En ce qui concerne le revêtement dépositaire, l'auteur pense que les couches inférieures à 2 mm n'ont aucun effet eu égard à l'importance des jointements. Ces

minces couches reconstituent en quelque sorte un nouvel état de rugosité de paroi équivalent à celui des tuyaux neufs, en occurrence, issus de la centrifugation. Par contre, au-delà de 2 mm la diminution de la performance hydraulique devient évidente du fait de la réduction de la section mouillée.

C2) Effets des matières en suspension

De la même manière que les effets de paroi précédents, ceux des matières en suspension, en particulier les matières minérales, peuvent être illustrées, on peut citer le cas de Urcikan (réf. 2.9) qui s'intéresse aux matières minérales des réseaux unitaires de Bratislava (Tchécoslovaquie). Ces matières sont donc caractérisées par leur densité ρ_s , leur dimension d et leur concentration C . La formule de Colebrook - White étant valable pour les eaux claires à 10°C ($\nu = 1,301 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) et pour les tuyaux neufs ($k = \text{cste}$ pour chaque type de matériau), l'auteur suggère un troisième terme pour tenir compte de la nature de l'effluent des canalisations de service. On a donc :

$$1 / \sqrt{\lambda_m} = - 2 \log_{10} \left[\frac{k}{14,84 \cdot R} + \frac{2,51}{\text{Rem} \cdot \sqrt{\lambda_m}} + \alpha \right] \quad (2.21)$$

dans laquelle,

$$\alpha = \frac{510 \cdot b^{2/3}}{(\text{Rem} - 5000)^{1,25}} - 140 \cdot \left[\frac{k}{0,05 + 4R} \right]^{1,55}$$

Cette équation de corrélation des réseaux existants est obtenue avec les effluents où $1,0 \leq C \leq 11 \text{ kg/m}^3$; $0,5 \leq d \leq 1,5$ et $1000 \leq \rho_s \leq 2700 \text{ kg/m}^3$. Et les matériaux des canalisations sont du type lisse tels que le polychlorure de vinyle (PVC), la fonte ductile et l'amiante-ciment pour lesquels l'auteur adopte un même coefficient $k = 0,0176 \text{ mm}$.

Comparée aux résultats de mesure directe, la corrélation de l'équation 2.21 fait ressortir l'insuffisance de la formule de Colebrook - White (fig. 2.12). Cette insuffisance est d'autant plus manifeste que les matières minérales sont plus lourdes (ρ_s) et plus concentrées (C).

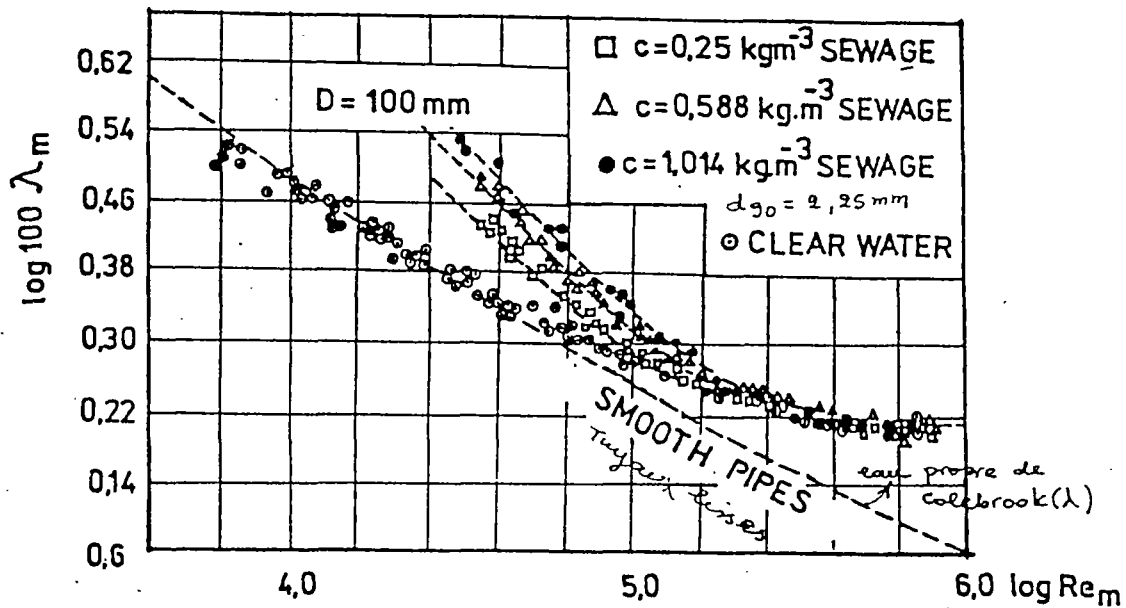


Fig. 2.12 : Effets des matières minérales

Toutefois, les observations suivantes ont été avancées :

*Selon la vitesse d'écoulement et l'importance des matières minérales, il existe quatre zones de turbulence ($5 \cdot 10^4 \leq Re \leq 5 \cdot 10^6$) :

- 1) $\lambda_m \gg \lambda$ correspondant à l'écoulement hétérogène où la vitesse moyenne est plus faible que la vitesse critique ($V < V_c$). La sédimentation est donc importante.
- 2) $\lambda_m > \lambda$ et l'écoulement est encore hétérogène mais les dépôts sont mis en mouvement pour les particules de diamètre $1 \leq d \leq 1,5$.
- 3) $\lambda_m \approx \lambda$ correspondant à l'écoulement pseudohomogène où $V > V_c$ et seulement une faible quantité de matière en suspension se déplace visiblement au fond de la canalisation.
- 4) $\lambda_m < \lambda$ correspondant à l'écoulement homogène où tous les dépôts sont transportés en suspension. C'est le cas des grains de diamètre $d < 1 \text{ mm}$ avec une densité $\rho_s \approx \rho$ de l'eau propre. L'écoulement semble être favorisé par la présence des vases silteuses ou argileuses rendant les parois plus lisses que leur état initial. On a alors un écoulement idéalement lisse.

*En ce qui concerne l'action de la couche de revêtement dépositaire, l'auteur est du même avis que Ackers, mais repousse la limite de la couche défavorable à $\epsilon > 4 \text{ mm}$.

*L'équation de corrélation 2.21 peut également s'appliquer aux eaux usées domestiques, mais quand $\alpha < 0$, on revient à l'équation de référence de Colebrook-White. Ce qui explique la vraisemblance pratique de l'expression de α car, avec une faible concentration en matière minérale, l'effluent pourrait être assimilé à une eau propre, ou bien, selon la théorie de la couche limite, quand la vitesse devient suffisamment élevée, c'est le frottement de paroi qui est prédominant.

III.3/ Perte de charge singulière

Les pertes de charge singulières des canalisations d'assainissement à tenir en compte se rapportent aux ouvrages de jonction, tels sont essentiellement les regards de visite. Ce sont donc des pertes supplémentaires à celles dues au frottement précédentes. Vis-à-vis de la performance hydraulique, leur importance se traduit par le retardement d'écoulement qui peut être excessif si les ressauts hydrauliques viennent s'y mêler d'une manière fréquente. D'où lehaussement des niveaux piézométriques.

Ainsi, à la différence des pertes de charge singulières classiques se produisant à l'entrée ou à la sortie d'un ouvrage (théorème de Bordas), celles des regards résultent de la combinaison de plusieurs phénomènes : décélération amont, élargissement à l'entrée, perturbation de niveau à l'intérieur, rétrécissement à la sortie et accélération aval.

Aussi, à la différence des pertes par frottement, les expériences antérieures et actuelles montrent que le coefficient de perte de charge singulière ξ est une quantité indépendante des aspérités de paroi et de la viscosité de l'effluent. Son expression intrinsèque est :

$$\xi = \Delta H \cdot 2g/V^2 \text{ ----- (2.22)}$$

où ΔH : perte de charge entre deux sections à l'amont et à l'aval de la singularité.

V : vitesse moyenne de l'une des sections.

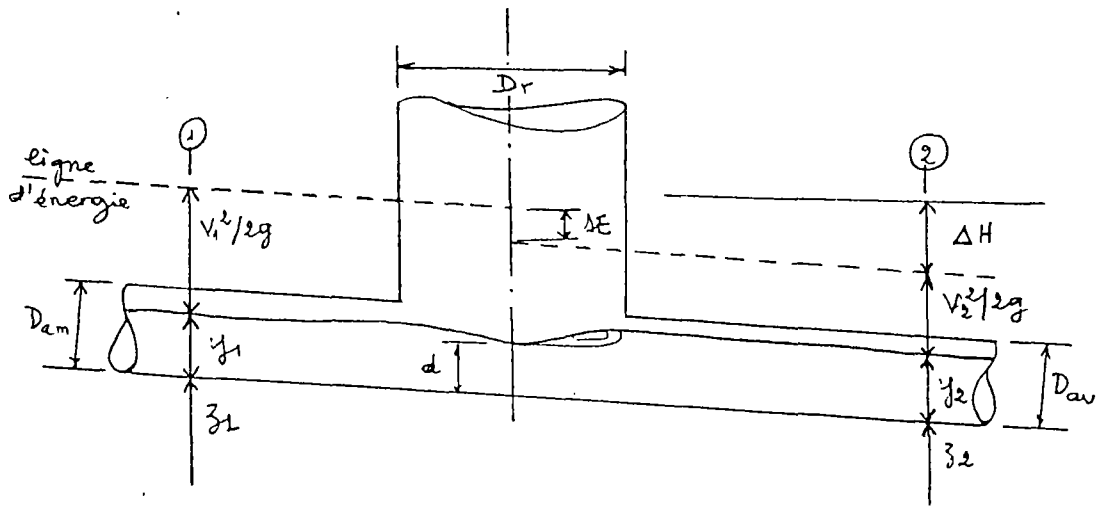


Fig. 2.13 : Perte de charge au regard

Pour l'écoulement uniforme et permanent, on admet par simplification que la perte de charge singulière au regard traduit la différence des niveaux énergétiques sur l'axe du regard. Partant de cette hypothèse, plusieurs auteurs ont tenté de déterminer d'une manière approfondie ce coefficient ξ en fonction des paramètres tels que :

- les diamètres amont (D_{am}), aval (D_{av}) et latéral (D_{lat})
- les dimensions du regard : il s'agit le plus souvent des regards préfabriqués de forme circulaire (D_r) ou coulé sur place de forme carrée (C)
- les débits amont (Q_{am}), aval (Q_{av}) et latéral (Q_{lat})
- les formes des cunettes (fig. 2.14).

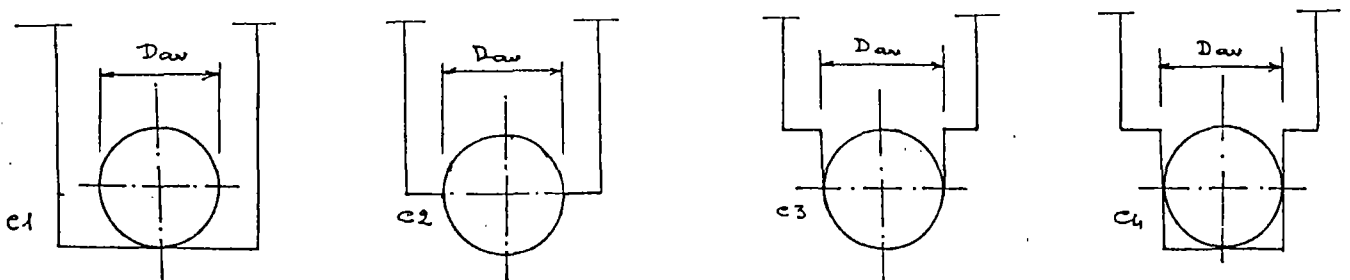


Fig. 2.14 : Les cunettes (selon Marsalek - Réf. 2.10)

Ces investigations ont néanmoins un caractère non exhaustif : les unes s'intéressent uniquement au regard simple sans chute ni branchement (réf. 2.10 - Marsalek), tandis que d'autres font intervenir l'écoulement non permanent (réf. 2.11 - Howarth). Toutefois, les valeurs comprises entre $0,05 \leq \xi \leq 0,20$ semblent

être unanimes. Les faibles valeurs de ξ sont obtenues en tenant compte des cuvettes du type C3 (fig. 2.14) ou quand le rapport D_r/D_{av} est important ou en considérant l'écoulement non permanent. Et ξ augmente quand le rapport d/D est supérieur à 1 pour les canalisations en charge ou lorsqu'il y a présence de ressaut hydraulique causé par un régime torrentiel dans le tronçon amont et fluvial à l'aval.

On peut donc dire que, pour les réseaux gravitaires en écoulement uniforme et permanent, le ressaut hydraulique réduit considérablement la capacité d'écoulement de l'ensemble des canalisations. Si la détermination de la courbe des remous selon les expressions d'énergie spécifique $H_m = f(y)$ et $y = f(Q)$ est un problème de détail intéressant individuellement chaque regard, l'effet de ces remous doit en revanche être considéré dans la détermination des lignes piézométriques. Du point de vue hydraulique, celle-ci constitue une contrainte supplémentaire dans le processus du choix optimal du couple diamètre/pente. Cette considération sera donc développée plus loin.

IV/ DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

IV.1/ Formules générales

Sans entrer dans une démonstration exhaustive des diverses méthodes existantes dont les détails peuvent être retrouvés dans la plupart des manuels d'hydraulique, nous montrons ici celle du sous-modèle hydraulique évoqué au chapitre précédent.

Donc, il s'agit de dimensionner tous les tronçons de manière à assurer le transit des débits mini et maxi. Aux faibles débits, on évite la sédimentation excessive des matières en suspension ou bien on l'accepte pour une courte durée dans l'attente de leur remise en mouvement dès le prochain flot. Et aux grands débits, on évite en revanche la mise en charge excessive des tronçons risquant de causer les inondations ou dépassant leur résistance admissible due à la pression élevée de l'effluent. On veillera également à éviter les vitesses excessives d'érosion des parois dont le processus à long terme est encore mal connu. En outre, les conditions de travaux sur chantier constituent une autre forme de contrainte d'ordre pratique. Dans le cas des terrains instables par suite d'infiltration importante, on évite impérativement de poser des colleurs à des pentes ni trop faibles ni trop fortes. La difficulté de pose et le risque de contre-pente nécessitent une valeur mini d'environ 2 pour mille et le risque de glissement des gros collecteurs (DN > 500 mm) limite la pente maxi à 10 % .

Ainsi, par suite d'étude hydrologique des bassins versants ou démographique des secteurs d'habitat, on connaît les débits des divers tronçons. A partir de ces débits, et compte-tenu des considérations ci-dessus, on détermine le couple diamètre/pente (D,I) selon l'une des équations relatives à la perte de charge linéaire. Comme nous venons de voir, ces équations existent en deux groupes : celui du type Darcy-Weisbach et celui de Colebrook-White. L'adoption d'un type d'équation bien déterminé n'est qu'une question d'expérience du projecteur compte-tenu de la difficulté d'attribution des valeurs des coefficients de rugosité.

Toutefois, l'instruction technique actuellement en vigueur recommande la formule de Chezy-Bazin (équations 2.9 et 2.10). Au terme de cette recommandation, le coefficient de rugosité dépend uniquement du type EP ou EU des réseaux pouvant être ou non bien entretenus. On y néglige donc les matériaux constitutifs des canalisations. De ce fait, nous préférons la formule de Manning-Strickler avec

laquelle il est plus évident de rectifier les imprécisions des calculs hydrauliques par le biais des coefficients de rugosité des tuyaux neufs k_{st} .

Tab. 2.1 : Coefficient de rugosité des tuyaux neufs

Type de tuyau	Béton armé ou non	Grès	Fonte ductile	Amiante cimenté	PVC
k_{st} d'usine	70	80	100	105	120

Cependant, les conditions de fonctionnement des réseaux nous amènent aux considérations suivantes, en faisant abstraction des incrustations :

- Pour les réseaux EU, les tuyaux issus de la centrifugation, et dont les parois sont à base de ciment, peuvent avoir un même coefficient de rugosité compte tenu de l'équilibre probable entre le revêtement en matière grasse, les espacements des joints et la faible densité massique des matières en suspension.

Nous adoptons donc $k_{st} = 80$ pour les tuyaux en béton (armé ou non), en grès, en fonte ductile et en amiante-cimenté, et $k_{st} = 100$ pour les PVC et les thermoplastiques. Ce qui suppose un même état de rugosité des parois et un même régime d'écoulement du type turbulent-lisse (càd un effluent de même viscosité cinématique).

- Pour les réseaux unitaires ou EP, le revêtement dépositaire étant beaucoup plus faible que celui des EU, l'importance des matières minérales ne peuvent que réduire la capacité d'écoulement. D'autant plus qu'en général les grands flots d'écoulement font augmenter les vitesses, les forces de frottement des parois ne peuvent pas être négligées. D'où l'importance de l'état de paroi caractéristique du régime turbulent-rugueux. Dans l'état de connaissance actuel, nous minorons donc les coefficients du tab. 2.1 pour tenir compte de ces conditions.

Tab. 2.2 : Coefficient de rugosité des tuyaux de service pour les réseaux EP

Type de tuyau	Béton armé ou non	Grés	Font ductile	Amiante cimenté	PVC
k_{st} de service	60	65	80	85	95

Les problèmes étant posés, les équations permettant le choix du couple (D,I) à partir du débit imposé Q, s'obtient comme suit :

. En faisant intervenir l'angle de remplissage θ (ou le taux de remplissage Z_D , $Z_D = y/D = 1/2 (1 - \cos \theta/2)$), l'équation initiale de Manning-Strickler s'écrit :

$$V = k_{st} \cdot (D/4 \cdot [(\theta - \sin\theta)/\theta]^{2/3}) \cdot \sqrt{I} \quad (2.24)$$

. Avec le principe de conservation de la masse, l'équation 2.24 devient :

$$Q = 1,59 \cdot [D^2/8 \cdot (\theta - \sin\theta)]^{5/3} \cdot (D\theta)^{-2/3} \cdot k_{st} \sqrt{I} \quad (2.25)$$

On voit donc que le choix du couple D,I dépend également du taux de remplissage Z_D . C'est ainsi que les équations générales 2.24 et 2.25 sont utilisées aussi bien pour dimensionner un réseau neuf que pour contrôler un réseau existant ou déjà conçu par ailleurs.

En effet, pour un réseau existant où aucune alternative n'existe pour le couple D,I, connaissant Q on déduit Z_D et V pour respecter la condition $V_{min} \leq V \leq V_{max}$ (ainsi que les côtes piézométriques à chaque regard). Mais pour un réseau neuf, connaissant Q et en fixant D, deux situations sont alors possibles :

- . en faisant varier le taux Z_D entre Z_{Dmin} et Z_{Dmax} , on déduit I et V
- . en faisant varier la vitesse V entre V_{min} et V_{max} , on déduit I et Z_D

L'une des deux situations peuvent, par ailleurs, être utilisées dans la méthode directe de la Programmation Dynamique (cf. chapitre I). En revanche, dans la méthode indirecte de la Programmation Dynamique Discrète, Conventiennelle ou Différentielle, on part de Q, D et I, et on déduit Z_D et V tels que $Z_{Dmin} \leq Z_D \leq Z_{Dmax}$ et $V_{min} \leq V \leq V_{max}$. D'où plusieurs couples D,I sont possibles pour dimensionner un réseau neuf (ou pour améliorer un réseau déjà conçu).

Dans toutes ces procédures de dimensionnement, il faut noter que la condition relative aux pentes I_{min} et I_{max} doivent également être respectées pour tenir compte respectivement de la possibilité de pose et de l'érosion ou du glissement des collecteurs (cf. plus haut). Au sujet des limites du taux de remplissage, l'assurance de l'écoulement gravitaire, aux débits spécifiquement très variables des réseaux d'assainissement, conduit à fixer $Z_{Dmax} = 0,95$ lorsque le flot atteint sa capacité maximale Q_{max} et $Z_{Dmin} = 0,20$ lorsque les faibles débits Q_{min} doivent correspondre à la vitesse minimale V_{min} d'auto-curage.

IV.2/ Limitation des vitesses d'écoulement

La vitesse d'auto-curage est définie comme étant la vitesse minimale d'écoulement de l'effluent capable d'entraîner les particules en suspension. En principe, cette vitesse est donnée par l'équation de Sheild :

$$V_{minp} = k_{st} \cdot R^{1/4} \cdot [f \cdot (\rho_s - \rho) / \rho] \cdot d \quad (2.26)$$

Dans laquelle :

f : coefficient de Sheild. $f = 0,04$ pour le décollage des dépôts et $f = 0,8$ pour leur entraînement

ρ_s : densité spécifique des particules

ρ : densité de l'effluent assimilable à l'eau

d : diamètre des grains.

Néanmoins, la vitesse d'auto-curage de l'équation 2.26 concerne l'écoulement à pleine section. Ce qui complique quelque peu le contrôle de la vitesse effective de l'équation 2.24 qui est relative à l'écoulement partiel.

D'où une conversion s'impose. En supposant $k_{st} = cste$ et que les forces d'entraînement sont les mêmes pour les deux écoulements, l'équation 2.26 permet d'écrire :

$$V_{min}/V_{minp} = (R/R_p)^{1/4} \Rightarrow V_{min} = V_{minp} \cdot \{D/4 \cdot [(\theta - \sin\theta)/\theta]^{1/4}\} \quad (2.27)$$

En général, on utilise les données suivantes pour calculer V_{minp} selon l'équation 2.26 :

- $\rho_s = 1$ et $d \leq 1$ mm pour les EU
- $\rho_s = 2$ et $d \leq 5$ mm pour les EP

Et pour simplifier, nous adoptons directement (réf. 2.1) :

- $V_{min} = 0,3$ m/s pour les EU
- $V_{min} = 0,6$ m/s pour les EP

En ce qui concerne la vitesse d'érosion des parois, le problème est beaucoup plus compliqué. Des tentatives de corroler les équations de la force d'entraînement du type $\tau = f(V^2)$ aux mesures expérimentales, est encore loin de la satisfaction. On prend $V_{max} \approx 4$ m/s pour les matériaux sensibles à base de ciment et $V_{max} = 6$ m/s pour les PVC et les thermoplastiques.

IV.3/ Contrôle des niveaux piézométriques

Si la minimisation du coût de construction constitue l'aspect économique d'optimisation des réseaux d'assainissement, les lignes piézométriques contribue, parmi d'autres contraintes, à leur performance technique. Comme nous l'avons évoqué à l'introduction du premier chapitre au sujet de la priorité accordée à telle ou telle contrainte technique pour qu'elle soit la fonction objectif d'un système, les côtes piézométriques pourraient bien en être une si le problème d'inondation était recherché. Sinon, elles pourraient être considérées comme un deuxième type de variable d'état du système dynamique où la variable de contrôle est la pente piézométrique. Or comme les côtes du radier et les côtes piézométriques sont liées par les équations des pertes de charge, il devient plus simple, pour la procédure d'optimisation, que ces dernières font partie des contraintes hydrauliques. Ce qui se traduit par le rejet du tronçon (alternatif) qui induit un profil piézométrique dépassant celui du terrain naturel (fig. 2.13).

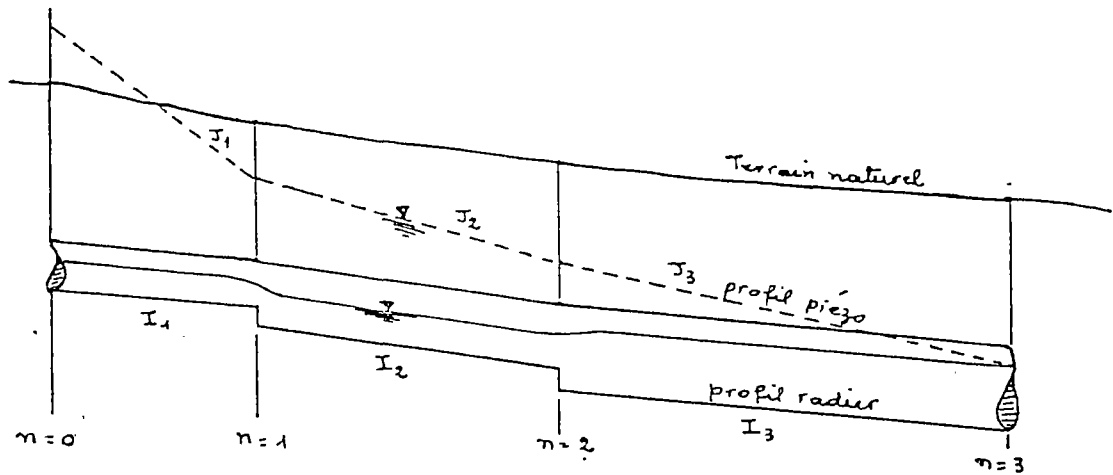


Fig. 2.13 : Ligne piézométrique

A) Pente piézométrique

On a vu que la pente piézométrique J est prise égale à celle du radier I dans le dimensionnement des réseaux gravitaires selon les équations 2.24 et 2.25. Mais la sécurité escomptée du fonctionnement vis-à-vis de l'inondation conduit à déterminer la ligne piézométrique correspondant à un écoulement supposé défavorable. Ces conditions défavorables sont essentiellement dues aux imprécisions des équations des pertes de charges. D'habitude, le calcul des niveaux piézométriques s'effectue, dans chaque branche, de l'aval vers l'amont avec un écoulement supposé à pleine section dans chaque tronçon. D'où la pente piézométrique :

$$J_p = \left[\frac{4^{5/3} \cdot Q}{k_{st} \cdot \pi \cdot D^{8/3}} \right]^2 \quad (2.28)$$

Par cette méthode, les imprécisions de calcul sont incluses dans le coefficient de rugosité k_{st} . Ce qui paraît trop simpliste compte-tenu des pertes de charge au regard et des énergies spécifiques H_s . Les ressauts hydrauliques étant fréquents en écoulement gravitaire, la dissipation énergétique au regard-noeud est susceptible de créer des reflux importants dans les branches latérales. C'est le cas de celles noyées dans la branche principale, dans lesquelles le régime d'écoulement est du type fluvial, mais qui possèdent des niveaux énergétiques plus élevés que celui de la branche réceptrice. Les reflux hydrauliques et les pertes de charge singulière au regard nous amène à préférer le concept dit de "continuité de la surface libre" en écoulement gravitaire. Avec ce concept, les côtes-radier d'un tronçon récepteur sont abaissés à chaque fois que :

- il y a discontinuité dimensionnelle par rapport au tronçon-amont ;

- il y a risque de reflux dans les branches latérales qui présente une côte piézométrique inférieure au niveau d'eau maximal du tronçon récepteur. Ce qui revient à épouser le niveau d'eau maximal de la branche latérale noyée à celui du tronçon.

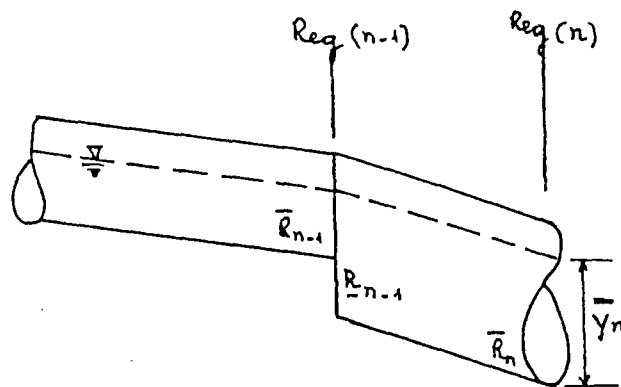


Fig. 2.14 : Continuité de la surface libre

Dans ces conditions, le calcul des niveaux piézométriques selon l'équation 2.28 serait trop sécuritaire. Nous adoptons donc la pente piézométrique relative à l'écoulement partiel avec un taux de remplissage défavorable de $Z_D = Z_{Dmax} = 0,95$. D'où, l'équation 2.25 donne :

$$J = \left[\frac{Q}{0,335 \cdot k_{st} \cdot D^{8/3}} \right]^2 \quad (2.29)$$

B) Reflux hydraulique

Le reflux hydraulique exprime grosso modo la réduction de la capacité d'écoulement par suite des pertes de charge singulière importante. Pour la branche réceptrice, ce reflux est essentiellement dû à l'existence du ressaut hydraulique se produisant au regard. Mais compte-tenu de l'état de connaissance actuel et avec le concept de continuité de la surface libre, le reflux dans la branche réceptrice pourrait, comme c'est généralement le cas, être négligé. Par contre, il en est autrement pour les branches latérales noyées, notamment celles à faible débit et à écoulement lent (régime fluvial).

Ainsi, pour notre procédure de dimensionnement qui consiste à traiter d'abord les branches latérales et ensuite les réceptrices, le contrôle des niveaux piézométriques se fait avec l'équation 2.29 pour les premières et avec la considération supplémentaire du principe d'énergie spécifique pour les secondes.

En effet, au cours du dimensionnement de la branche réceptrice, après avoir choisi un couple D,I, on veillera à éviter le reflux hydraulique dans les bran-

ches latérales. Autrement dit, on détermine d'abord le niveau énergétique minimale parmi les branches latérales noyées à écoulement fluvial. Ensuite, on le compare à celui de la branche réceptrice au droit du regard-noeud en question pour vérifier si la perte de charge existe effectivement, c'est-à-dire, une chute d'énergie de la branche latérale noyée par rapport à celle de la branche réceptrice. Ce qui revient à :

1. Sélectionner les branches latérales noyées qui présentent un régime fluvial.
2. Choisir celle qui est la plus noyée cad $\text{MIN} [\text{RB}(x) + \text{YB}(x)] = \text{PB}(x)$ où $\text{PB}(x)$ = niveau piézométrique le plus bas de la branche n°x.
3. Vérifier si le niveau énergétique $\text{HBmin}(x) > \text{Hmin}$. Si oui, il y a risque de reflux dans la branche latérale n° x qu'il convient d'éviter en abaissant les côtes-radier-amont \bar{R}_n du regard-noeud n° n appartenant à la branche réceptrice en cours de traitement (cf. définition du système dynamique au chapitre I) Hmin est le niveau énergétique minimal du regard-noeud n° n.

Cependant, la côte piézométrique $\text{PB}(x)$ de l'opération 2 est connue auparavant lorsque toutes les branches latérales sont dimensionnées. Les opérations 1 et 3 sont donc fonction de l'énergie spécifique $H_e = f(y)$ à $Q = \text{cste}$. On a vu que les niveaux énergétiques minimaux s'obtient en faisant :

$$\frac{dH_e}{dy} = \frac{d}{dt} (y + V^2/2g) = \frac{d}{dt} (y + Q^2/2gS^2) = 0$$

$$\text{or } S = D^2/8 \cdot (\theta - \sin\theta)$$

$$\text{et } y = D/2 \cdot [1 - \cos(\theta/2)]$$

Ce qui revient donc à résoudre $dH_e/dy = 0$. Tout calcul fait, on obtient :

$$128 \cdot Q^2/g = \sin(\theta/2) \cdot (\theta - \sin\theta)^3 / (1 - \cos\theta) \quad (2.30)$$

La résolution de l'équation 2.30 permet d'obtenir l'angle de remplissage $\theta = \theta_e$ pour lequel le niveau énergétique minimal vaut :

$$\text{Hmin} = y_e + Q^2/2gS_e \quad (2.31)$$

$$\text{où } y_e = D/2 \cdot [1 - \cos(\theta_e/2)]$$

$$\text{et } S_e = D^2/8 \cdot (\theta_e - \sin\theta_e)$$

Selon le principe d'énergie spécifique, si la lame d'eau $y > y_e$, le régime d'écoulement est fluvial, sinon il est torrentiel. Et dans les conditions défavorables d'écoulement, l'importance du reflux est telle que pour les branches latérales noyées :

- quand le régime est fluvial, le reflux n'est pris en compte que si le niveau énergétique minimal de ces branches latérales est supérieur à celui de la branche réceptrice ;

- quand le régime est torrentiel, le reflux est supposé réel quelque soit les niveaux énergétiques minimales H_{min} .

C'est ainsi que nous intégrons le contrôle des niveaux piézométriques au dimensionnement, tronçon par tronçon, de chaque branche réceptrice. La figure 2.16 résume donc la procédure du contrôle des niveaux piézométriques.

On y reconnaît :

- . \bar{R}_n : côte-radier-amont du tronçon n d'une branche réceptrice.
- . \underline{R}_{n-1} : côte-radier-aval du tronçon-amont n-1.
- . \bar{P}_{n-1} et \underline{P}_{n-1} : côte piézométrique respectivement à l'amont et à l'aval du regard n-1.
- . \bar{Y}_n : lame d'eau du tronçon n correspondant au remplissage $Z_{Dmax} = 0,95$.

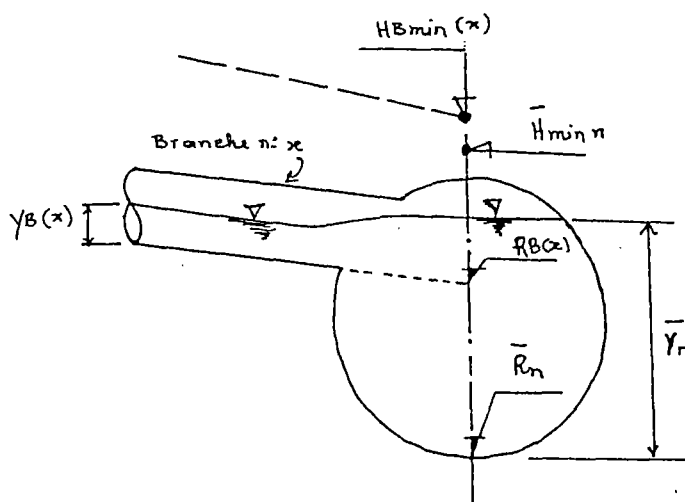


Fig. 2.15

Fig. 2.16

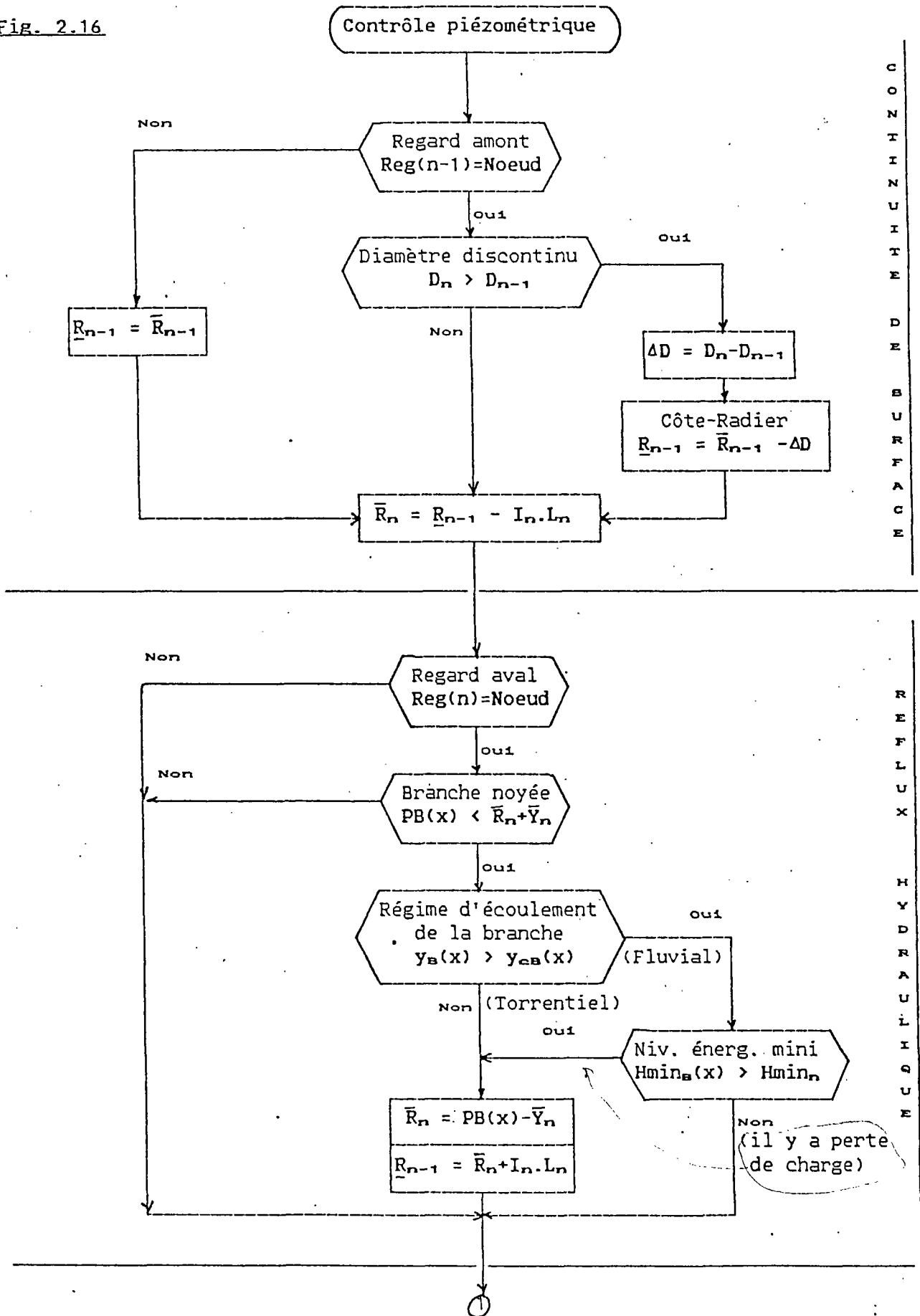
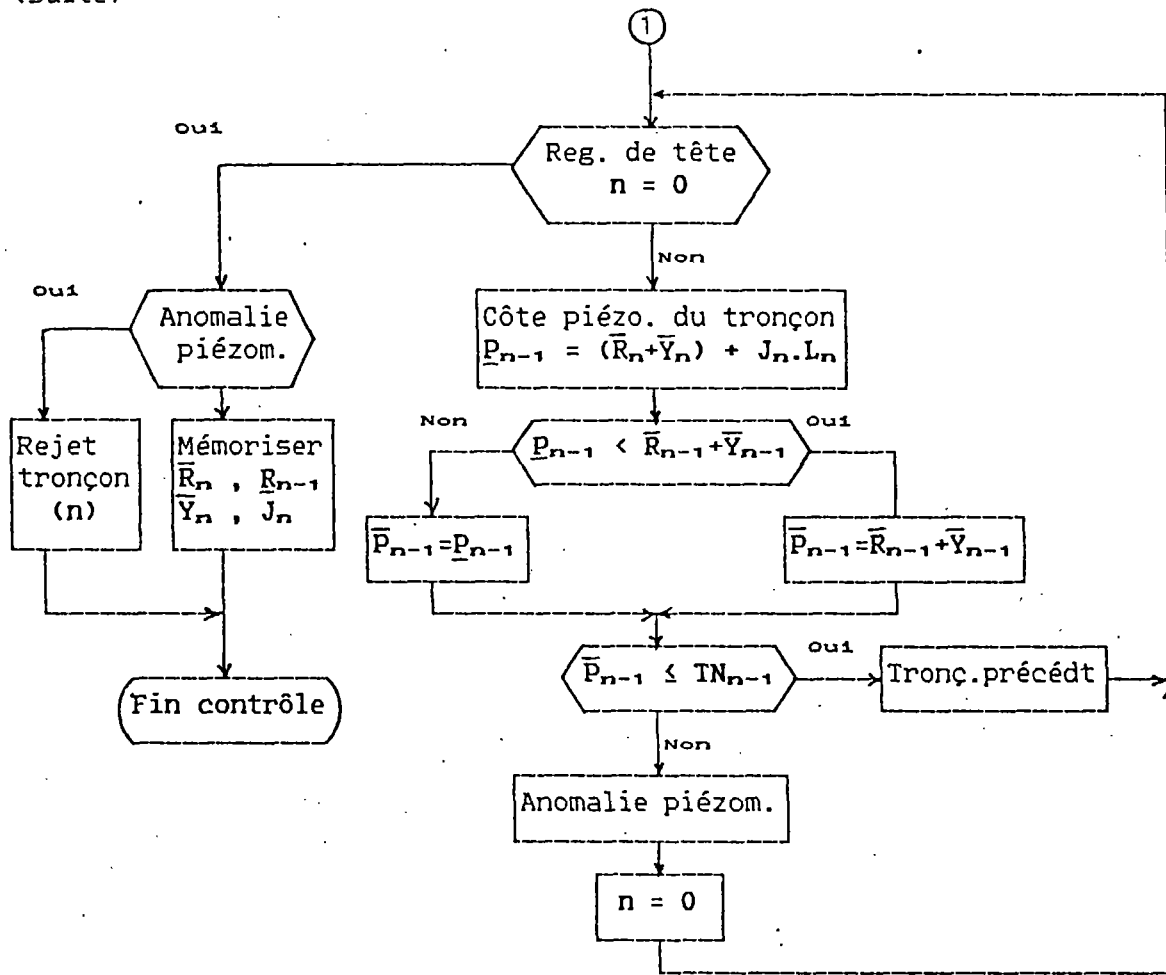


Fig. 2.16
(suite)



CALCUL DES NIVEAUX PIÉZOMÉTRIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 2.1 - "Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations"
Min. de l'intérieur - Ed. Juin 1977
- 2.2 - "Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés de travaux publics pass au nom de l'état"
Fascicule n° 70 - Annexe IV : Canalisation d'assainissement et ouvrages annexes.
Min. de l'Env. et du Cadre de vie & Min. de Transport - Circulaire n° 79-24 du 9/03/79 - Ed. J.O
- 2.3 - "Gravity sanitary Sewer Design and construction"
ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice , N° 60
WPCF Manual of Practice , N° FD5 (1984)
- 2.4 - M. CARLIER
"Hydraulique générale et appliquée"
Ed. Eyrolles - 1980
- 2.5 - R. BOURRIER
"Les réseaux d'assainissement - Calculs, applications, perspectives"
Ed. Tech. et Doc. - 1985
- 2.6 - C. COSTE & M. LOUDET
"Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural"
Ed. Moniteur - 1980
- 2.7 - F. DUTREIL & G. DEGAS
"Détermination des sections des canalisations d'assainissement -
-Incidence des pertes de charges"
CERIB - Publication Tech. n° 65 - Nov. 1983
- 2.8 - ACKERS , P. & PITT , J.D.
"Segment Lined Tunnels Field Scale Test to determine Hydraulic Roughness"
Proceedings of the 3rd International Conference on Urban Storm Drainage
p.147/157 - Göteborg , Sweden , June 4/8 - 1984

2.9 - URCIKAN , D.P.

"Frictional Losses in Pipe Flow of Storm Waters Having Various Concentrations of Sediments"

Proceedings of the 3rd International Conference on Urban Storm Drainage
p.1475/1486 - Göteborg , Sweden , June 4/8 - 1984

2.10 - MARSALEK , J.

"Head Losses at Sewer Junction Manholes"

Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, N° 8, August, 1984

2.11 - HOWARTH , D.A. & SAUL , A.J.

"Energy Loss Coefficients at Manholes"

Proceedings of the 3rd International Conference on Urban Storm Drainage
p.127/136 - Göteborg , Sweden , June 4/8 - 1984

2.12 - GÖSTA , L.

"Head Losses at Surcharged Manholes with a Main Pipe and a 90° Lateral"

Proceedings of the 3rd International Conference on Urban Storm Drainage
p.137/146 - Göteborg , Sweden , June 4/8 - 1984

2.13 - NOVAK , P. & NALLURI , C.

"Incipient Motion of sediment Particules over Fixed Beds"

Journal of Hydraulic Reseach, Vol. 22, N° 3, December, 1984

Troisième chapitre

Stabilité des tuyaux enterrés

I/ INTRODUCTION

L'étude de ^{la} stabilité des réseaux d'assainissement consiste en général à déterminer, à partir des cas de charge connus, les dimensions et la structure interne de l'ouvrage. Pour les réseaux constitués de tuyaux préfabriqués dont les dimensions et le type de matériaux sont imposés, la garantie de la stabilité escomptée se limite au contrôle de leur tenue à long terme. En Résistance Des Matériaux, cette garantie se traduit par le " Critère de défaillance " :

$$a.\sigma \leq \bar{\sigma}$$

Relation dans laquelle,

- . $\bar{\sigma}$ représente la capacité portante limite (contrainte admissible) dépendant des caractéristiques physiques et mécaniques ainsi que de l'homogénéité du matériau de l'ouvrage;
- . σ représente la capacité portante de service (contrainte d'utilisation) exprimant le comportement interne de l'ouvrage vis-à-vis des sollicitations extérieures;
- . a représente les incertitudes résultant des appréciations de σ et $\bar{\sigma}$. Ce coefficient correcteur est communément appelé " Coef. de sécurité ".

Dans le cas particulier des tuyaux préfabriqués, ce critère est plus connu sous l'appellation de " Résistance à la charge minimale d'essai d'écrasement " :

$$a. \left[\frac{Q_s}{m} \right] \leq Q_r$$

On reconnaît donc ,

- . Q_r : Charge minimale admissible connue lors de l'essai à l'écrasement de la section transversale d'un élément de tuyau. Pour les tuyaux rigides (béton, grés, amiante-ciment), Q_r correspond à la rupture proprement dite. Tandis que les tuyaux déformables (fonte ductile, polychlorure de vinyle et les thermoplastiques), il s'agit, en principe, de la charge ayant donné une ovalisation telle que l'étanchement initial est rompu au droit du raccordement entre deux bouts de tuyaux.
- . Q_s : Somme des charges et surcharges verticales d'utilisation. Ce sont des sollicitations extérieures auxquelles sont soumis les tuyaux enterrés, d'une manière permanente ou occasionnelle au cours de leur fonctionnement.

- . m : Coefficient de pose exprimant la similitude entre les conditions d'essai et de service. Ce coef. est le rapport $m = m_e/m_s$;
où m_e et m_s sont les coefficients de moment (de flexion) respectivement d'essai et de service. Pour un cas de charge donné, ces coef. sont tributaires du type d'appui (réaction) et du matériau (rigidité de tuyau).
- . a : Coefficient de sécurité qu'il est à considérer impérativement, compte-tenu des imprécisions des paramètres intervenant dans la détermination des charges Q_r , Q_s et des coef. m_e , m_s .

Cependant, à travers le critère de défaillance, l'avènement des tuyaux déformables fait apparaître des insuffisances dans les méthodes de conception classiques :

- .le modèle Marston (Ref. 3.1) pour le calcul des charges de terres du remblai;
- .la théorie de Boussinesq-Frölich pour le calcul des surcharges statiques et dynamiques;
- .le modèle Spangler (Ref. 3.2) pour la répartition des poussées du sol d'enrobage sur le pourtour du tuyau.

A l'exception de la théorie de Boussinesq-Frölich qui semble être satisfaisante, les modèles Marston et Spangler manquent de souplesse vis-à-vis de l'ensemble de matériaux des tuyaux déformables disponibles sur le marché actuel. Ce qui s'explique par le fait que les seuls tuyaux déformables de l'époque étaient en métal à paroi très mince. De sorte, l'ancien critère de rigidité de tuyaux se limitait à leurs caractéristiques dimensionnelles. Ce qui convenait approximativement au rapport épaisseur/diamètre de 1/10 et 1/20. Or, avec les tuyaux actuels, ce rapport s'accorde mal à cet ancien critère : on peut avoir des tuyaux de matériaux différents qui présentent le même rapport. D'où confusion de rigidité entre les tuyaux.

Une autre forme d'insuffisance des modèles Marston et Spangler peut être attribuée à la mauvaise adéquation entre les conditions d'essai des tuyaux à l'usine, leur conception en réseau et leur mise en place sur chantier. En toute probabilité, cette insuffisance est due à la manque d'informations relatives, d'une part, aux valeurs suffisamment précises des contraintes admissibles, et d'autre part, à celles des paramètres qui dirigent à la fois les calculs prévisionnels et les travaux sur chantier. Or, des cas pathologiques constatés a posteriori sur les réseaux existants (Ref. 3.19) montrent que des fissures et des cassures se sont produites en général parmi les tuyaux rigides, tandis que les

déclivements/déaxements, les affaissements des chaussées et les contre-pentes sont caractéristiques des tuyaux déformables. D'où l'importance de la déformabilité du sol d'enrobage aussi bien dans la zone d'épaulement qu'au niveau de l'appui.

Ces insuffisances sont donc réexaminées avec plus de détails et de rationalisme dans les nouvelles approches. On est amené à considérer explicitement le système tuyau-sol comme une structure unique avec un nouveau critère de rigidité bien précise. Et l'adéquation "essai d'usine - conception - chantier" est basée sur des classifications exhaustives pré-établies reliant les conditions de pose aux hypothèses de calculs prévisionnels. (Par conditions de pose on entend le protocole de la mise en oeuvre du maillon "appui - remblaiement - compactage" en fonction des matériaux du remblai et de la rigidité du système tuyau-sol.)

En ce qui nous concerne, étant donné que le critère de défaillance plus haut est considéré d'une part comme l'une des contraintes techniques pour la procédure d'optimisation, et d'autre part utilisé pour contrôler les réseaux existants, les conditions de pose ne sont considérées que partiellement. D'autant plus que le contexte d'aide à la décision du modèle RECA s'écarte quelque peu de celui d'étude détaillée de la structure du système tuyau-sol, ces conditions de pose se limitent donc à ^{un}son niveau minimal tel qu'il est stipulé à l'annexe IV du Fascicule 70 du CCTG (Ref. 3.20). Nous tenons compte, néanmoins, des propriétés mécaniques tant du sol que du tuyau pour faire intervenir la rigidité du système dans les calculs des charges du remblai et des efforts internes du tuyau.

Afin de montrer au mieux notre démarche méthodologique, nous faisons appel aux concepts du modèle ATV allemand (Ref. 3.4 et 3.5) comme ^{étant} le prototype des approches actuelles. En outre, notre approche étant destinée à être traduite en programme informatique sous forme d'un sous-module de RECA, nous présentons des équations et des formules à caractère général pour une résolution analytique; les abaques explicatifs étant supposés connus par ailleurs. Nous suivons donc la procédure classique d'étude de structure de la RDM, à savoir :

- 1) la définition de la structure;
- 2) le calcul des charges et surcharges;
- 3) le calcul des efforts internes;
- 4) le calcul des contraintes/déformations.

II/ DEFINITION DU SYSTEME TUYAU-SOL

II.4) Rigidités du tuyau et du sol d'enrobage

Dans les conditions d'essai de rupture à l'écrasement effectué au laboratoire, la section transversale d'un tuyau se déforme selon ses caractéristiques physiques et mécaniques. Celles-ci sont définies respectivement par le rapport (e/D_i) et le module d'élasticité (ER). Trois modes de rupture sont observés malgré la grande diversité de tuyaux préfabriqués existants :

- 1) rupture brutale, pratiquement sans aucune fissuration apparente préliminaire;
- 2) rupture précédée de fissuration plus ou moins prononcée, pratiquement sans aucune ovalisation apparente ;
- 3) rupture lente à la suite d'une ovalisation importante pouvant atteindre 15 à 20% avec fissuration de déchirement plus ou moins apparente;

L'ancien critère de rigidité classifiait les tuyaux en trois groupes selon le seul rapport (e/D_i). Il était admis que le tuyau est :

- rigide quand $e/D_i > 1/10$
- semi-rigide quand $1/12 < e/D_i \leq 1/10$
- flexible quand $e/D_i \leq 1/12$.

Cependant, cet ancien critère s'avère incomplet et n'est pas adapté aux tuyaux préfabriqués enterrés, notamment les déformables. La diversification des matériaux constitutifs des tuyaux, ajoutée aux efforts croissants d'amélioration de l'étanchéité des ouvrages nécessite une approche plus détaillée de la notion de résistance mécanique qui doit être élargie à l'ensemble du système tuyau-sol. D'où un nouveau critère de rigidité se rapportant au système et non plus à l'élément tuyau.

Ainsi, la rigidité du système est définie par son indice de rigidité IR qui est le rapport de la rigidité du sol à celle du tuyau.

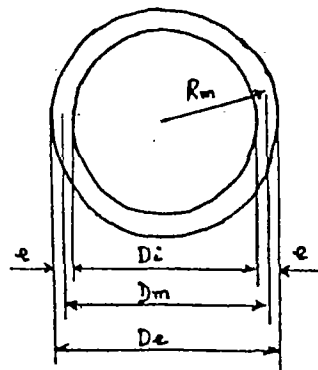


Fig. 3.1

La théorie d'élasticité linéaire distingue donc :

- la rigidité en traction :

$$SR = \frac{ER^* \cdot I}{Dm^3} \quad (3.1)$$

Dans laquelle :

ER^* : module d'élasticité linéaire théorique. Sa valeur pratique correspondante est le "module d'élasticité d'utilisation" ER , obtenu par l'essai de traction effectué sur une pièce standard à déformation latérale libre, on a :

$ER^* = \frac{ER}{\eta}$, où pour les tuyaux à paroi mince le facteur de Poisson est

$$\eta = 8 \Rightarrow SR = \frac{ER \cdot I}{Rm^3} \quad (3.2)$$

avec , $I = \frac{1 \cdot e^3}{12}$

I : le moment d'inertie linéaire de l'anneau d'épaisseur e.
 Rm et Dm : rayon et diamètre extérieurs de l'anneau.

- la rigidité en compression :

$$SR' = \frac{ER^* \cdot e}{Dm} \quad (3.3)$$

En appliquant la théorie d'élasticité linéaire des matériaux homogènes et isotropes, on exprime, faute de mieux, la rigidité du sol d'enrobage par :

$$SB = c \cdot EB^* \quad (3.4)$$

Dans laquelle, (c) est un facteur de proportionnalité complexe qui exprime globalement les propriétés mécaniques du sol, et est fonction de la nature du sol remanié pouvant être le lit de pose, l'enrobage d'épaulement et le remblai de comblement. Autrement dit, (c) est fonction des "conditions de pose" qui s'avèrent être très variées (nature du terrain en place, rigidité et diamètre du tuyau, géométrie de la tranchée).

Comme on le verra au paragraphe suivant, plusieurs auteurs ont proposé des valeurs de ce facteur empirique, celles-ci sont différentes selon les conditions de leur expérimentation. Carström (réf. 3.10) pense que d'une manière générale, $c \leq 1$ pour un sol mal compacté et $c \geq 2$ pour un sol bien compacté.

EB* est le module de compression du sol, obtenu par des mesures oedométriques (ou équivalentes) effectuées soit au laboratoire, soit sur chantier. Or il est bien connu que ces mesures ne tiennent pas compte des déformations latérales; d'où le facteur de Poisson η_s :

$$EB^* = EB / \eta_s \quad (3.5)$$

où EB est le module d'élasticité réel de compression ou de déformation à considérer dans les calculs résultant de la théorie d'élasticité.

II.2/ Critère de rigidité du système tuyau-sol

La considération simultanée des propriétés physiques et mécaniques du système tuyau-sol, n'est qu'un prélude à la conception générale de nouvelles méthodes visant à assurer la pérennité du tuyau. L'association des deux composantes permet de considérer que le système est une structure enfouie analogue à une poutre appuyée sur un support élastique et continu, à ceci près que seuls les efforts internes engendrés dans les parois de sa section transversale sont responsables de la défaillance. Par suite, on exprime la rigidité du système par son indice relatif aux efforts de traction, devenu dominant pour une telle structure. Soit IR cet indice.

Par définition, on a :

$$\left. \begin{aligned} - \text{l'indice de rigidité en traction IRT} &= \frac{EB^*}{SR} \\ - \text{l'indice de rigidité en compression IRC} &= \frac{EB^*}{SR'} \end{aligned} \right\} \implies \frac{IRT}{IRC} = \frac{SR'}{SR}$$

Des Eqs. 3.1 et 3.3,

$$\frac{SR'}{SR} = 12 \cdot \left[\frac{De}{e} \right]^2$$

En remplaçant SR' par l'équation 3.3, et en faisant IR = IRT, l'indice de rigidité devient finalement :

$$\frac{1}{IR} = \frac{1}{12} \cdot \left[\frac{ER^*}{EB^*} \right] \cdot \left[\frac{e}{D_m} \right]^3 \quad (3.6)$$

De l'équation 3.6, plusieurs auteurs ont établi des valeurs limites à partir desquelles le système peut être considéré comme rigide, semi-rigide ou flexible.

Gumbel (réf. 3.8) propose les valeurs suivantes :

Tableau 3.1 : Rigidité du système selon Gumbel

Rigidité du système	Type de tuyaux préfabriqués	Indice de rigidité IR
Rigide	Béton, Grés, AMC	IR < 10
Semi-rigide	AMC, Ft ductile	10 ≤ IR ≤ 1000
Flexible	PVC, PEHD	IR > 1000

AMC = amiante-ciment ; Ft = fonte ; PVC = chlorure de polyvinyle non plastifié ; PEHD = polyéthylène haute densité.

Cette classification correspond assez bien aux valeurs proposées par d'autres modèles prévisionnels. Par exemple, le modèle suisse (ISA-190) considère que le système devient flexible quand IR > 100, sinon il est rigide. En effet, l'indice de rigidité suisse s'écrit :

$$VRB (S) = \frac{2}{3} \cdot \left[\frac{ER}{EB} \right] \cdot \left[\frac{e}{D_m} \right]^3$$

En faisant $\eta = \eta_m$, l'équation 3.6 devient :

$$\frac{8}{IR} = \frac{1}{12} \cdot \left[\frac{ER}{EB} \right] \cdot \left[\frac{e}{R_m} \right]^3 \quad (3.7)$$

$$\Rightarrow VRB (S) = \frac{8}{IR}$$

$$\text{Quand } \underline{IR > 100} \Leftrightarrow \underline{VRB (S) \leq 0,08}$$

En revanche, la réglementation technique allemande (ATV.127) relative à une conception à long terme considère que le système semi-rigide aurait tendance à devenir flexible au bout de quelques années de service. Ce qui correspond à IR = 133. Pour le modèle ATV, l'indice de rigidité est :

$$VRB (A) = SR / SB ;$$

où SR est calculé par l'équation 3.2 et SB = c.EB* (Eq. 3.4).

Avec EB = E2, module de compression du sol d'enrobage latéral

c = 0,6 ζ ; coefficient de proportionnalité (ζ : coef. de Léonhart)

Pour ζ = 1, on retrouve l'équation 3.7. D'où IR > 133 \Leftrightarrow VRB (A) ≤ 0,1

Comme on le verra plus loin, l'indice de rigidité a une signification réelle car les charges des terres causées par le remblai sont différentes selon qu'on est en système rigide ou flexible. Ce qui se vérifie assez bien avec les résultats obtenus dans les anciennes méthodes semi-empiriques.

II.3/ Importance des modules d'élasticité

Les modules d'élasticité à la traction ER du tuyau et d'élasticité à la compression EB du sol d'enrobage sont d'une importance capitale dans l'application des nouveaux modèles prévisionnels des tuyaux enterrés. D'un modèle à l'autre, on trouve le plus souvent des valeurs différentes pour ces paramètres empiriques. Néanmoins pour une conception à long terme, il convient d'adopter pour chacun d'eux les valeurs les plus faibles possibles, d'autant plus que les limites d'élasticité d'endurance leur sont toujours inférieures. Cela permet de retrouver l'homogénéité des valeurs proposées.

Les modules ER sont connus avec plus de précision en raison des caractéristiques normalisées des tuyaux. A partir de la norme AFNOR, DIN et des publications des fabricants, on peut proposer les valeurs suivantes :

Tableau 3.2 : Module d'élasticité en traction des tuyaux ER

Type de tuyaux	Masse volumique γ_g (daN/m ³)	Rigidité SR (daN/cm ²)	ER recensé (daN/cm ²)	ER à adopter (daN/cm ²)
Béton	2300 - 2500	200 - 550	(3 - 5).10 ⁵	3.10 ⁵
Béton armé	2300 - 2500	60 - 200	(3 - 5).10 ⁵	3.10 ⁵
Grés	2300 - 2700	100 - 800	(5 - 8).10 ⁵	5.10 ⁵
Fonte ductile	7000 - 7300	0,4 - 8	17.10 ⁵	17.10 ⁵
Amiante-ciment	2000 - 2300	10 - 40	(25-30).10 ⁵	2,5.10 ⁵
PVC	1300 - 1400	0,05 - 0,20	(17-36).10 ³	17,5.10 ³

γ_g et SR sont reconstitués sur la gamme de diamètre-épaisseur de chaque type de tuyau, tandis que ER semble être une moyenne.

En ce qui concerne les modules oedométriques expérimentaux EB^{*} du sol d'enrobage, l'existence d'évolutions au sein du sol remanié (lié à son comportement élasto-plastique) interdit d'adopter directement les résultats obtenus au laboratoire ou même sur le chantier. En effet, ces mesures ne correspondent qu'à un état initial, les valeurs de EB^{*} obtenues doivent être minimisées pour tenir compte des phénomènes de fatigue qui ont tendance à comprimer le système jusqu'à obtention d'un équilibre (trafic superficiel et consolidation différée du remblai). D'une manière générale, il est recommandé de choisir les valeurs de EB^{*} obtenues à la suite de mesures effectuées sur des terrains similaires après quelques années de service. Pour l'application pratique, on s'assurera en outre qu'il s'agit bien du module correspondant au modèle utilisé compte tenu des conditions d'expérimentation spécifiques dans lesquelles EB^{*} a été déterminé.

Plusieurs auteurs considèrent finalement que les facteurs limitants du module EB^* sont :

- la nature du sol selon le degré de cohésion,
- le compactage selon le degré de Proctor-Standard ou modifié,
- le remblayage y compris le mode de protection des parois de la tranchée.

Il semble qu'on néglige le type d'assise du tuyau bien que le matériau d'assise et l'angle d'appui modifient quelque peu la répartition des réactions d'appui, autrement dit, la rigidité du système. Faute de mieux, on pourra se référer aux valeurs des modèles suivants :

Module EB^* selon ATV (réf. 3.4, 3.6)

$$EB^* = \frac{2,74 \cdot 10^{-7}}{G} \cdot \text{EXP}(0,188 \cdot \text{DPR}) \quad (3.8)$$

Dans laquelle, EB^* s'exprime en (N/mm²).

$1 \leq G \leq 4$, correspondant aux quatre groupes de sol.

$85 \leq \text{DPR} \leq 100$, degré de compactage selon le Proctor-Standard.

La classification du sol en fonction du degré de cohésion est comme suit:

- G1 : sol pulvérulent (gravier, sable) ;
- G2 : sol de faible cohésion (sable ou gravier non stabilisé) ;
- G3 : sol composite de cohésion moyenne (sable graveleux, sable argileux, poudre de roche) ;
- G4 : sol cohérent (argile, limon, glaise).

Tableau 3.3 : Valeurs standards de EB^* (réf. 3.4, 3.6)

C O H E S I O N	Groupe du sol	Densité γ_B (daN/m ³)	Angle ϕ (1) (°)	EB* en fonction de DPR (2)					
				85	90	92	95	97	100
	1	2000	35,0	25	60	90	160	230	400
	2	2000	32,5	12	30	40	80	110	200
	3	2000	25,0	8	20	30	50	80	140
	4	2000	20,0	6	15	20	40	60	100

(1) Angle de frottement interne.
 (2) DPR: Degré de Proctor Standard

→ RIGIDITE DU SOL D'ENROBAGE

N.B. :

- Il s'agit des valeurs déduites de l'équation (3.8), laquelle n'est qu'une corrélation des résultats de mesures expérimentales de l'essai CBR (California Bearing Ratio) utilisant un disque de 700 cm² :

$$EB^* = \frac{1,5}{\pi R} \left[\frac{F}{y} \right]$$

R : rayon du disque

(F/y) : pente à l'origine de la courbe de tassement y, soumis à une charge F

- Les valeurs plus élevées de EB* doivent être considérées pour les sols dont la pression horizontale active Q_R dépasse 1 bar (cf. paragraphe suivant).
- A signaler que la D.D.A du Bas-Rhin a relativisé dans sa note provisoire relative au calcul statique des tuyaux d'assainissement, les quatre groupes de sol ci-dessus par rapport au classement détaillé du RTR (réf. 3.18) :

G1 = D1, D2, D3, D4

G2 = B1, B2, B3, B4, C2, C3

G3 = B5, B6, C1

G4 = A1, A2, A3, A4, B5, B6

Les valeurs standards de EB* du tableau 3 ne tiennent pas compte explicitement des conditions d'enrobage de la canalisation en fond de fouille et du remblaiement d'encomblement de la tranchée. La norme allemande classifie chacune de ces deux conditions en quatre types :

Tableau 3.4 : Type d'enrobage de la canalisation (ATV.127)

Type de enrobage	COMMENTAIRE
B1	Enrobage avec compactage par couches successives sans contrôle du taux de compactage.
B2	Coffrage vertical dans la zone de pose avec madriers ou paplan ches légères à retirer après remblaiement. C'est aussi le cas de blindage métallique dès lors qu'on a assurance que le sol est compacté après le retrait du blindage.
B3	Coffrage vertical à l'aide de palplanches ou de panneaux et sans contrôle de compactage complémentaire après retrait de ceux-ci.
B4	Compactage par couches successives avec contrôle du taux de compactage. Ce type de compactage n'est pas utilisable pour le groupe du sol G4 du fait des difficultés de compactage dans un sol cohérent ou plastique

Tableau 3.5 : Type de remblaiement d'encomblement de la tranchée

Type de remblaiement	COMMENTAIRE
A1	Remblaiement avec compactage par couches successives sans contrôle du taux de compactage.
A2	Remblaiement non compacté ou remblai hydraulique aux parois de tranchée maintenue par des madriers ou palplanches retirées après remblaiement.
A3	Remblaiement aux parois de tranchée maintenues par palplanches engagées puis retirées après remblaiement.
A4	Remblaiement avec compactage par couches successives et avec contrôle du taux de compactage.

La méthode ATV classifie également le module du sol EB^* en quatre sous-modules E1, E2, E3, E4 définis par les figures 3.2 et 3.3 ci-dessous :

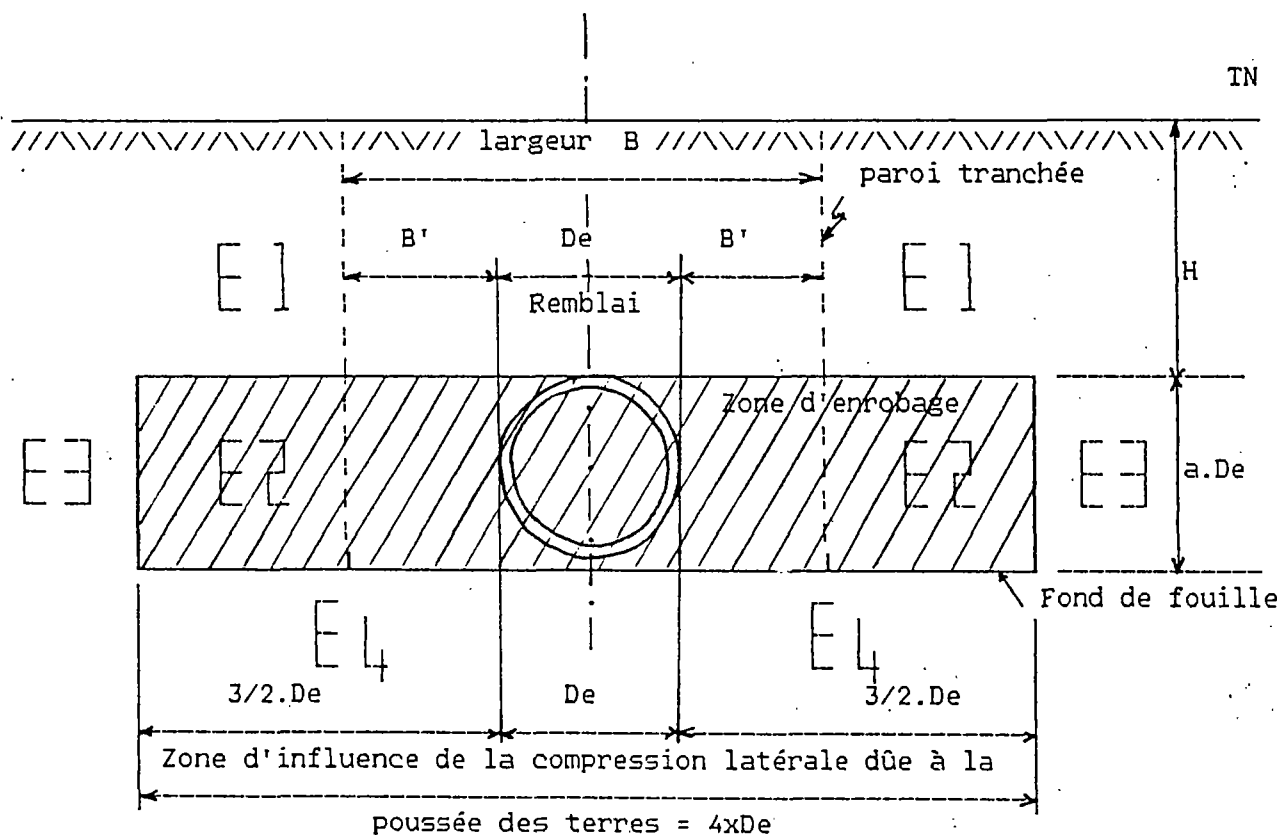
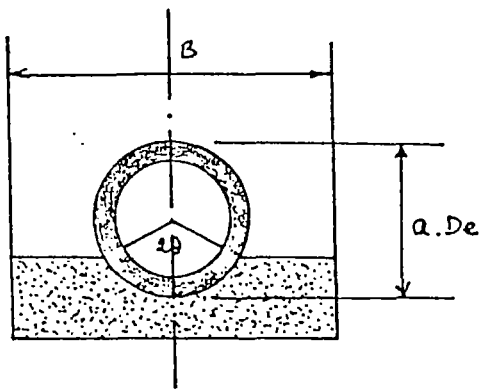
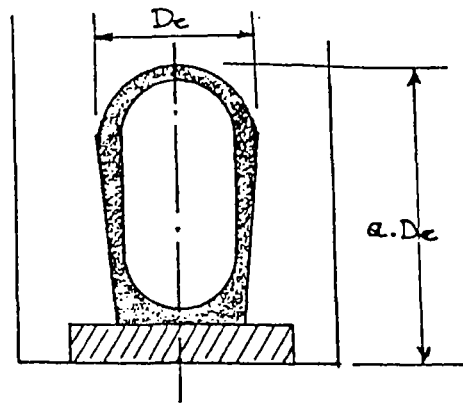


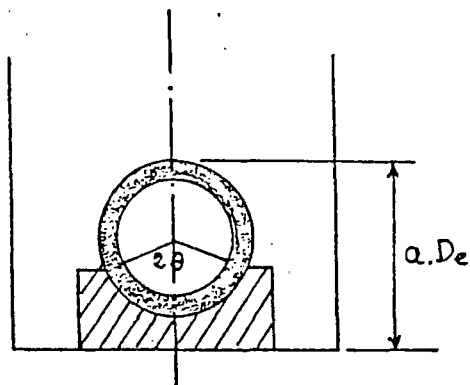
Figure 3.2 : Modules de déformation du sol d'enrobage EB^*



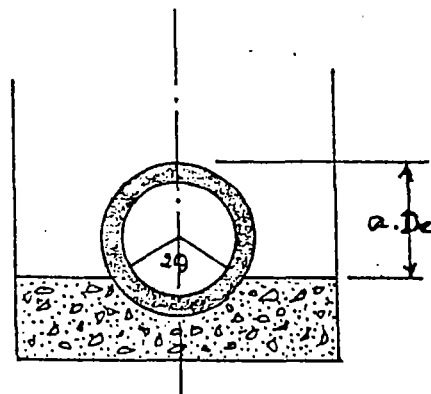
(3a) - lit de pose en sable compacté



(3b) - Berceau en béton



(3c) - Berceau en béton



(3d) - Lit de pose en grave compacté

a : le coefficient de projection (cf. paragraphe III.2.C , modèle ATV).
 D_e: le diamètre extérieur du tuyau.

Figure 3.3 : Coefficient de projection (a)

Tableau 3.6 : Module de déformation E1 et E2 (ATV.127)

C O H E S I O N	Remblaiement	A2 et A3		A1		A4	
	Enrobage	B2 et B3		B1		B4	
	Groupe sol (idem T3.3)	DPR (%)	E1 ou E2 (daN/cm ²)	DPR (%)	E1 ou E2 (daN/cm ²)	DPR (%)	E1 ou E2 (daN/cm ²)
	G1	90	60	95	160	97	230
	G2	90	30	95	80	97	110
	G3	90	20	92	30	95	50
	G4	90	15	92	20	-	-

RIGIDITE DU SOL D'ENROBAGE

E1 et E2 sont sujets à être rectifiés par la présence de la nappe phréatique et par l'influence des pressions latérales du fait de la géométrie de la tranchée.

- La décompression du fond de fouille et l'affaissement de l'enrobage sont à prévoir en présence de la nappe par un coefficient β donné par :

$$\beta = \frac{\text{DPR} - 75}{20} < 1$$

$$\beta = 1 \text{ (sans nappe)}$$

- Comme on le verra au paragraphe suivant concernant le coefficient de poussée de terre (K), les pressions latérales sont étroitement liées au groupe de sol ainsi qu'à sa compacité et à la géométrie de la tranchée. Suivant le type d'enrobage du tableau 3.4, le module oedométrique E_B peut être corrigé par un coefficient α tel que :

$$\alpha = 1 - \left(4 - \frac{B}{D_e}\right) \left(\frac{1 - \alpha'}{3}\right)$$

où α' est donné comme suit :

Tableau 3.7 - Valeur de α'

Enrobage	B1	B2	B3	B4
α'	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{3}$	0	1

II.4/ Importance de la poussée latérale

A/ Rappel

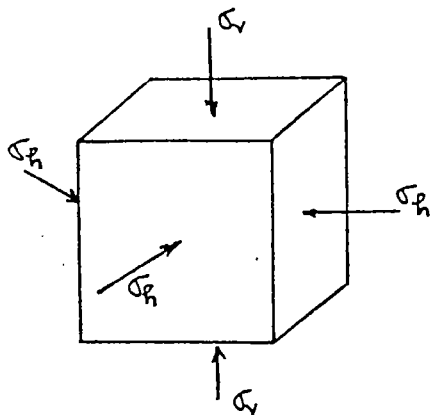


Figure 3.4

Les charges appliquées sont transmises au massif sous forme de pressions (ou contraintes) dont l'intensité varie avec la profondeur et l'état du sol. Il s'agit des charges extérieures globales ; c'est-à-dire que les contraintes engendrées par les charges de la surface du sol s'ajoutent aux contraintes provenant du poids propre des couches du sol comprises entre l'élément et la surface.

Etant donné que l'élément est déformable avec une certaine rigidité (ou flexibilité), on a intérêt à connaître la valeur des contraintes horizontales σ_h . Comme on le verra plus loin, il y a des méthodes de calcul qui prennent en compte l'influence de ces contraintes sur les déformations verticales et horizontales. Si l'élément est rigide, on néglige les déformations horizontales et σ_h s'exprime, selon Rankine, en terme de pression active Q_h du fait de la compression verticale des charges extérieures. Par contre si l'élément est flexible, la déformation horizontale de celui-ci bute sur le massif environnant de telle sorte qu'il se crée, outre des pressions actives, des poussées des terres ; il s'agit dans ce cas des pressions passives des terres Q_h^* (ces notions seront développées plus loin dans le modèle Spangler).

Théoriquement, ces deux pressions horizontales sont directement liées d'une part, aux pressions verticales Q_v d'autre part, aux propriétés mécaniques du sol. En général, on définit le coefficient de poussée par :

$$K = Q_h / Q_v \text{ ----- (3.9)}$$

où Q_h : valeur moyenne de toutes les pressions horizontales

Q_v : valeur moyenne de toutes les pressions verticales.

Le fait que $Q_h = K \cdot Q_v$ ne prouve nécessairement pas que K est une constante. Dans le cas des tuyaux enterrés, outre les propriétés mécaniques intrinsèques des

sols, K est une fonction des conditions de pose (type d'appui, mode de remblaiement et de compactage), de la rigidité du système et légèrement de la géométrie des tranchées. C'est donc un handicap important des connaissances actuelles relatives au coefficient de poussée des terres. On se contente alors de considérer que K peut être évalué par calcul à partir des propriétés intrinsèques du sol en mesurant au laboratoire ou in-situ les valeurs après consolidation de σ_h et σ_v sur des échantillons plus ou moins compactés.

Cependant en mécanique des sols, les calculs s'effectuent, faute de mieux, à partir des lois d'élasticité linéaire des matériaux. Puisque ces lois utilisent un module d'élasticité à déformation latérale libre, alors que le module de déformation du sol EB^* est déterminé par les essais oedométriques (au triaxial ou au C.B.R) où les déformations latérales sont empêchées, le facteur de poisson ν_s , et par conséquent EB^* , doit être corrigé pour exprimer l'action des pressions actives ou passives. Dans les conditions normales d'essai, la déformation horizontale de l'échantillon est donc nulle puisqu'il est freiné par l'anneau rigide de l'oedomètre. Selon les règles de la théorie d'élasticité, la déformation relative horizontale ϵ_h s'écrit:

$$\epsilon_h = \frac{\sigma_h}{EB} - \nu \frac{\sigma_h}{EB} - \nu \frac{\sigma_v}{EB} = 0, \text{ où } \nu = \text{le coefficient de Poisson [-]}$$

$$\text{soit } \sigma_h = \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right) \sigma_v$$

$$\text{Equation 3.9} \quad \Rightarrow \quad \nu = \frac{K}{1 + K} \quad (3.10)$$

Selon les mêmes règles, mais en faisant intervenir le module de déformation oedométrique EB^* , respectivement le module d'élasticité linéaire EB, la déformation relative verticale ϵ_v s'écrit :

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_v &= \frac{\sigma_v}{EB^*} \\ \text{or } \epsilon_v &= \left(\frac{\sigma_v}{EB} \right) - 2 \left(\frac{\sigma_h}{EB} \right) = \frac{1}{EB} (\sigma_v - 2\sigma_h) \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{\sigma_v}{EB^*} = \frac{\sigma_v}{EB} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right)$$

$$\text{Equations 3.5 et 3.10} \Rightarrow \eta_s = 1 - 2 \left(\frac{\nu^2}{1 - \nu} \right) \frac{K^2}{1 + K} \quad (3.11)$$

B/ Coefficient de poussée de terre K

Il est à noter qu'il y a une différence notable entre le coefficient K de l'équation 3.9 et le coefficient K1 de Rankine concernant un sol au repos ; $K1 = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2)$ où ϕ : angle de frottement interne, en radian.

La différence est due aux expressions de Q_v et Q_h qui ne sont pas comparables entre un système tuyau-sol en action et un massif au repos d'une part, et, pour un état de sol donné, entre un système rigide et flexible d'autre part.

* Pour le modèle ATV (réf. 3.4, 3.6) il s'agit du coefficient K2 relatif à la zone d'enrobage du tuyau, qui dépend seulement du groupe de sol et de la rigidité du système :

Tableau 3.8 : Valeur de K2 (ATV)

Groupe du sol	Système rigide VRB > 0,1	Système flexible VRB ≤ 0,1
G1	0,5	0,4
G2	0,5	0,3
G3	0,5	0,2
G4	0,5	0,1

K₁ de Rankine

Sol en butée

Remarques :

. Le système rigide correspond au sol au repos avec un angle de frottement interne $\phi = 19^\circ 5'$ (c'est K1 pour $\phi = 19^\circ 5'$).

. Le coefficient K2 est en principe inférieur à K de l'équation 9. La différence est due au fait que $K2 = Q_h/Q_{vB}$ où Q_{vB} est la charge verticale exerçant sur le sol d'enrobage situé entre le tuyau et la paroi de la tranchée. Comme on le verra plus loin, Q_{vB} est plus élevée que Q_v du fait de l'effet de concentration de charge dans un système flexible.

* Pour GUMBEL (réf. 3.8) le compactage est étroitement lié au coefficient de poussée K (équation 3.9), au groupe de sol (pratiquement analogue à celui d'ATV), et à la profondeur du tuyau.

Pour un sol non compacté, K varie de l'état actif à l'état de repos, compte tenu de la présence élevée des vides dans les groupes III et IV. Pour un sol compacté, la valeur inférieure est le coefficient de Rankine et la valeur supérieure n'excède certainement pas l'unité, bien que le sol est actif (Q_n élevée) pour les faibles profondeurs et que le frottement entre le remblai et la paroi de la tranchée semble être négligés. Pour un groupe de sol donné, un bon compactage fournit une valeur élevée de K et rend le système plus rigide. La déformabilité du tuyau se trouve par conséquent être empêchée ; d'où l'augmentation de la pression passive Q_n^- du fait de la butée accrue, → ou risque de flambage de la section transversale des tuyaux flexibles.

Table 3.9 - Coef. de poussée K (selon Gumbel)

Groupe du sol	Sol non compacté	Sol compacté
G1	0,2-0,4	0,3-1,0
G2	0,3-0,5	0,4-1,0
G3	0,2-0,7	0,5-1,0
G4	0,1-0,8	0,6-1,0

K_1 de Rankine
(massif au repos)

Risque de flambage
des tuyaux déformables

C/ Module d'élasticité réel du sol EB

De la théorie d'élasticité des matériaux (facteur de Poisson η_s) et de la mécanique des sols (pressions latérales), il apparaît que le module d'élasticité du sol (ou de compression ou de déformation) EB intéressant l'environnement immédiat du tuyau, est une notion absolument empirique. Il faut tenir compte de son effet lorsqu'on est auteur d'un projet d'assainissement. La preuve en est que des méthodes et expériences pratiques sont encore permises. Il n'est donc pas étonnant que les nouvelles approches de la stabilité des tuyaux enterrés se basent encore sur les travaux de Marston ou de Spangler. On rend particulièrement hommage à l'approche du modèle ATV qui a pu rationnellement relier la théorie à la pratique des travaux de réalisation sur chantier, au moyen du concept de la zone d'influence des pressions latérales (cf. fig. 3.2).

Au niveau de la conception, cette adéquation est basée essentiellement sur la connaissance du module réel EB du sol d'enrobage. En principe, EB est déterminé selon l'équation 3.5 dans laquelle le facteur de Poisson η_s est déduit du coef. de poussée K et du module oedométrique EB^* .

Par simplification, le sol d'enrobage peut être assimilé au massif au repos.
Alors :

$$K = K_1 = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \delta/2) \Rightarrow \eta_s = 1 - 2 \left(\frac{K_1^2}{1 + K_1} \right)$$

$$\text{D'où } EB = \eta_s \cdot EB^*$$

$$\text{Si } K_1 = 0,5 \Rightarrow \eta_s = 2/3 \text{ et } \nu_s = 0,33$$

(Ce sont les valeurs moyennes proposées généralement dans l'étude des tassements du sol).

Mais quand les parois de la tranchée dans la zone d'enrobage sont en butée, plus la déformation latérale du système augmente plus l'influence de K sera importante (cf. tab. 3.8).

Leonhart a donné l'expression empirique suivante pour exprimer l'influence du facteur de Poisson sur la déformabilité horizontale (càd sur la rigidité du sol) quand la tranchée se trouve à l'intérieur de la zone d'influence (càd $B/De < 4$).

$$\eta_s = \zeta = \frac{0,831 (De/B_1) + 0,639}{1 + [0,831 (De/B_1) + 0,361] (E2/E3)} \quad (3.12)$$

ζ : coefficient de Léonhart, sans dimension (voir notation fig. 3.2).

Autrement dit, le coef. empirique $c = 0,6 \cdot \zeta$ avec $\zeta = f(De/B', E2, E3)$

En général, dans le cas de tranchée étroite, on a $De = 2B'$, ce qui donne $\zeta = 2,3$ quand $E3 = \infty$ (paroi rocheuse), et $\zeta = 1$ quand $E3 = E2$ (cas normal de terrain stable).

On utilise également l'équation équivalente suivante :

$$\zeta = \frac{1,662 + 0,639 (B/De - 1)}{(B/De - 1) + [1,662 - 0,361 (B/De - 1)] \cdot (E2/E3)} \quad (3.13)$$

III/ LES CHARGES EXTERIEURES

III.1/ Cas de charge

Les premières études des charges extérieures agissant sur les tuyaux avaient débuté dans les années 1910 aux Etats-Unis avec les travaux de pionnier de Marston, Curry, Woellmy, Spangler, etc... Ces travaux furent ensuite repris en Allemagne des années 1950 par Wetzorke, Schlick, etc... Depuis, de nombreuses publications de synthèse ou de critique furent apparues et progressivement connues des spécialistes d'assainissement si bien que ces méthodes conceptuelles sont devenues des références sur lesquelles toutes les nouvelles approches s'appuient.

Dans la pratique, les théories de l'élasticité linéaire des matériaux ne s'appliquent pas rigoureusement ; il est de surcroît délicat de confirmer la performance d'une méthode par rapport à une autre car des paramètres plus ou moins empiriques y sont utilisés pour simuler les phénomènes complexes et évolutifs de la mécanique des sols. Néanmoins, un bilan de l'état de connaissance s'avère nécessaire pour justifier notre modèle concernant l'évolution à long terme du comportement des canalisations. Nous nous contentons dans ce contexte de présenter rapidement ces méthodes.

Dans ce paragraphe, il sera fait mention ~~qué~~ des différents cas de charge s'appliquant sur des tuyaux enterrés couramment rencontrés. Le cas de la tranchée mixte comprenant plus d'un tuyau et le cas de tuyau exécuté en galerie profonde ne seront pas évoqués.

De même que :

- la pression intérieure des tuyaux en charge,
- l'effet de retrait des tuyaux à base de ciment ou grès par suite du dessèchement du degré hygrométrique ou de l'abaissement de la température du sol,
- les forces liées à l'hydrodynamique souterraine telles que :
 - . la boulangerie du fond de fouille ayant entraîné l'apparition du "renard hydraulique",
 - . l'entraînement des particules fines du lit de pose,
 - . le glissement du massif en terrain instable,

- le tassement excessif du fond de fouille :
 - . décompression du sol de fondation,
 - . cisaillement du collecteur au niveau de changement du sol de fondation du terrain stable à celui non stabilisé,
- le mouvement du fond de fouille dû aux argiles gonflantes,
- les forces d'explosion des roches avoisinantes ou de tremblement de terre.

Mis à part les deux premières exceptions, les désordres entraînés par les conditions ci-dessus présentent un caractère exceptionnel et ne peuvent être évalués et résolus que "cas par cas" (réf. 3.19).

Pour ce qui nous concerne, les charges extérieures à considérer sont le poids propre du tuyau ainsi que celui de l'eau transportée et la charge des terres du remblai ainsi que les surcharges fixes ou mobiles pouvant exister à la surface. Pour le calcul statique de la résistance et de la stabilité du tuyau enterré, on ne s'intéresse qu'à la répartition des pressions développées autour du tuyau, de sorte que les différentes sollicitations peuvent être considérées globalement comme des charges verticales, horizontales ou radiales.

Leur résultante sur un corps relève du calcul de la superposition des forces et donc de l'examen séparé de chacune d'entre elle. Cet effet peut être le moment de flexion (ou d'ovalisation), les efforts normaux et tranchants, ou les déplacements et rotations (ou déformations) engendrés à l'intérieur du corps. Les réponses du corps aux sollicitations extérieures sont considérées de nature linéaire si l'on applique la théorie d'élasticité linéaire de la résistance des matériaux. Ces efforts internes seront présentés à la fin du présent paragraphe pour expliciter les critères de défaillance du tuyau. Nous y décrirons également les différents modes d'appui en considérant les réactions de l'assise du tuyau comme étant des charges extérieures au même titre que les pressions latérales.

III.2/ Charge des terres du remblai

A/ Constatations expérimentales

D'importantes investigations expérimentales telles que celles de Curral, Marston, Woellmy, Spangler, etc... étaient effectuées sur des tuyaux par des mesures directes. Les tuyaux ont des rigidités variées et sont posés en tranchée étroite (fig. 3.5 & 3.7) et en remblai indéfini (3.6 & 3.8).

Plusieurs études théoriques ont été poursuivies afin de déterminer l'expression algébrique des pressions des terres du remblai en fonction de la pression géostatique $G = \delta H$ (où δ est la masse volumique des terres). On aboutissait donc à l'équation de la charge verticale moyenne $Q = \Gamma.G$, dans laquelle Γ est un coef. de proportionnalité dont l'expression diffère d'un auteur à un autre.

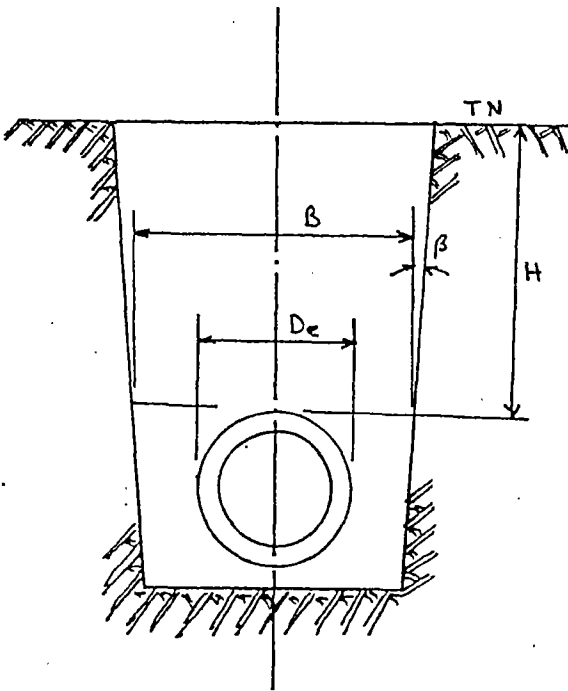


Fig. 3.5 - En tranchée

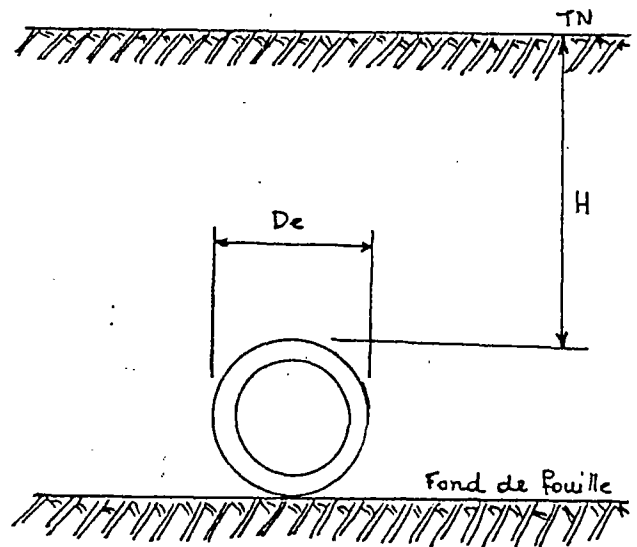
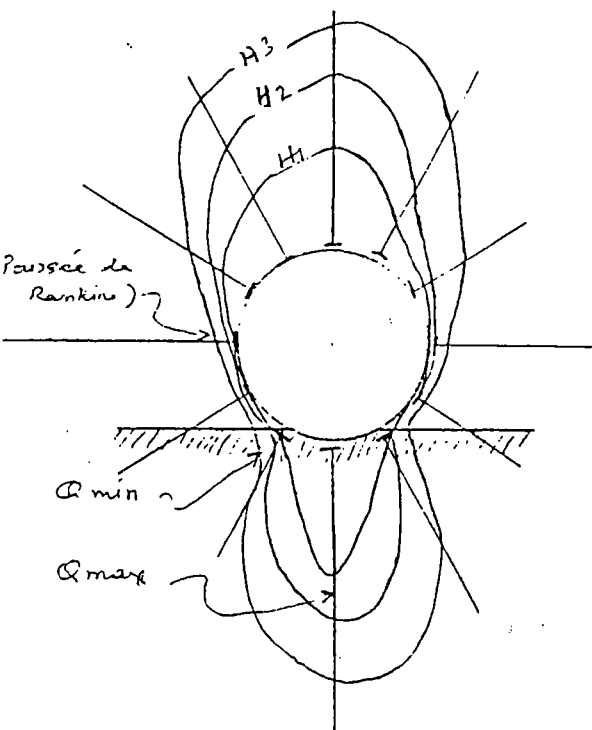
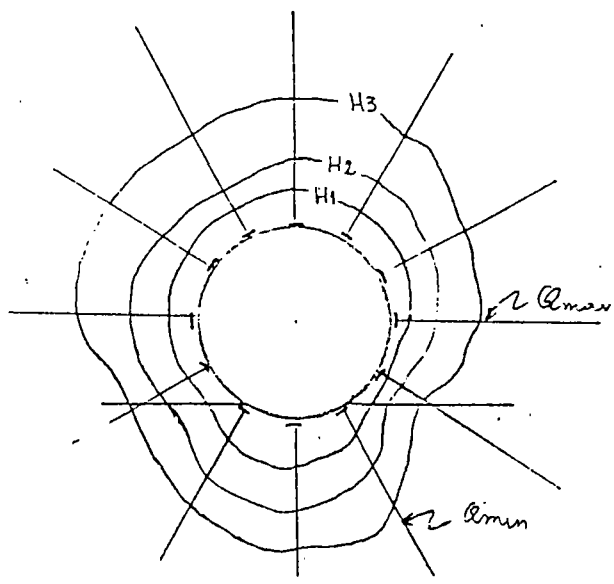


Fig. 3.6 - En remblai indéfini

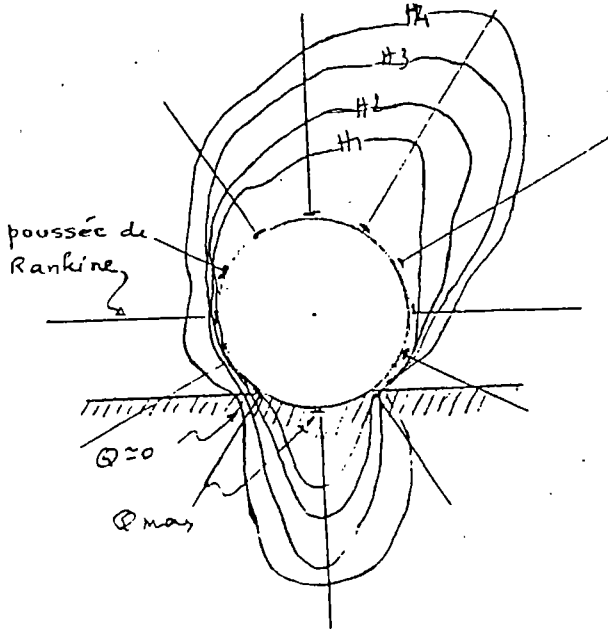


(a) - Tuyau rigide

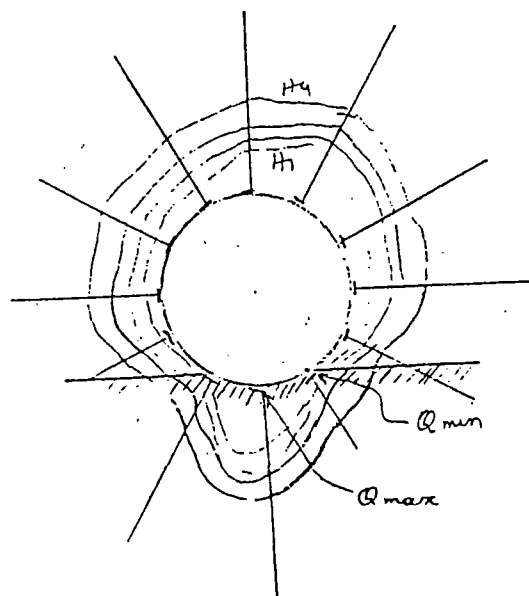


(b) - Tuyau flexible

Fig. 3.7 - Mesures en tranchée



(a) - Tuyau rigide



(b) - tuyau flexible

Fig. 3.8 - Mesures en remblai indéfini

B/ Les anciens modèles.

B1/ Le modèle MARSTON

Fondamentalement basé sur le principe des silos de Reimbert dans lesquels les matières ensilées sont assimilées aux terres du remblai dépourvues de toute cohésion, Marston, tout comme Reimbert, utilise le principe d'effet de paroi (ou effet voûte) pour calculer la pression verticale maximale Q chargeant à l'aplomb de l'axe du tuyau posé en tranchée (fig. 3.9).

L'originalité des travaux de Marston tient dans le fait de considérer les tassements différentiels et relatifs entre le "prisme" du remblai dit "intérieur", les remblais latéraux et le fond de fouille par rapport à la déformation verticale du tuyau posé en remblai indéfini (figs 3.10, 3.11).

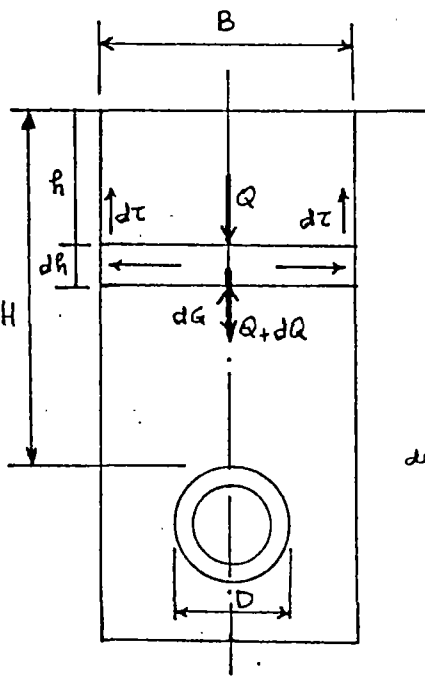


Fig. 3.9

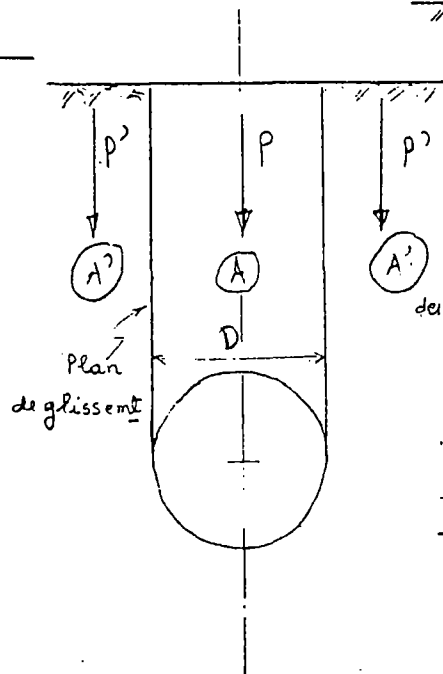


Fig. 3.10

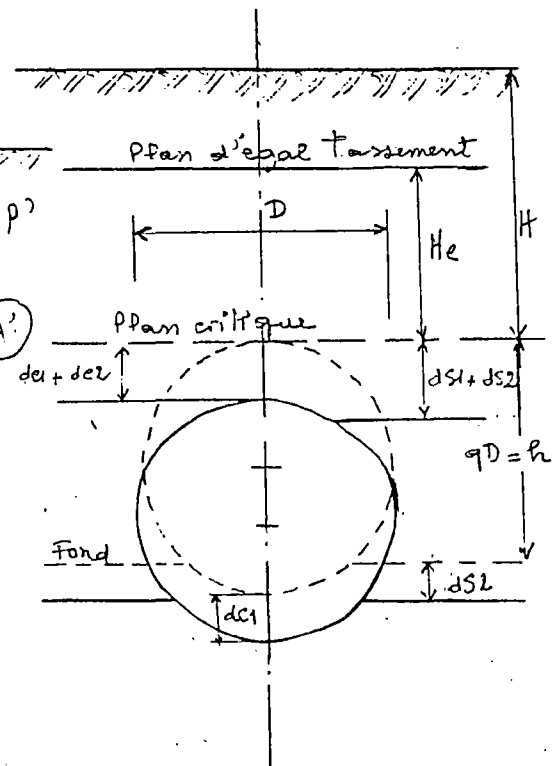


Fig. 3.11

Par ailleurs, l'introduction de la "largeur de transition" entre une tranchée étroite et large à partir de laquelle on passe du cas d'une tranchée au cas d'un remblai indéfini, permet d'appliquer la totalité de la théorie de Marston à toutes les situations couramment rencontrées dans la pratique de l'assainissement.

L'effet d'évasement de la gueule de la tranchée n'est pas explicitement pris en considération, car il est supposé résorber par la transposition du remblai indéfini à celui de la tranchée. En effet, les plans verticaux de glissement tiennent compte de l'action du remblai latéral A' sur le prisme intérieur A, aussi bien en frottement qu'en tassement.

a) Tuyau en tranchée

En admettant le remblai du prisme intérieur parfaitement pulvérulent (cohésion nulle), la variation de la pression dQ exerçant sur l'élément dh fait naître des forces de cisaillement $d\tau$ sur les parois. Selon le concept de la poussée latérale de Rankine, ces poussées horizontales valent par définition $kQdh$, et les cisaillements engendrés $d\tau = (kQdh) \cdot \mu'$, dans lesquels k : coefficient de poussée de Rankine du remblai à l'équilibre (massif au repos) $\mu' = \tan \phi'$ où ϕ' est l'angle de frottement entre le remblai et la paroi. Sous l'action géostatique $dG = \delta \cdot dh$, l'équilibre de l'élément dh s'écrit :

$$B \cdot dQ = B \cdot dG - 2d\tau \quad (\text{signe } + \text{ vers le bas})$$

$$\text{ou bien } B \left(\frac{dQ}{dh} \right) + 2k\mu'Q = \delta B$$

La condition aux limites de cette équation différentielle est $h = 0$ quand $Q = 0$. D'où :

$$Q = \frac{\delta B}{2k\mu'} [1 - \text{EXP}(-2k\mu' H/B)]$$

$$\text{Soit, } \Gamma = \frac{B}{2k\mu'H} [1 - \text{EXP}(-2k\mu' H/B)] \quad (3.14)$$

b) Tuyau en remblai indéfini

Marston a imaginé les plans de glissements et les tassements différentiels pour expliquer les trois phénomènes suivants susceptibles de survenir, à un moment ou un autre, au cours de l'existence des tuyaux enterrés :

- i) Le prisme intérieur (A) de poids P tasse plus vite que les prismes extérieurs (A') de poids P' ; dans ce cas, les plans de glissement transmettent par frottement une fraction du poids P de (A) aux deux (A').

Cette fraction perdue par (A) se transforme en cisaillement dirigé vers le ^{haut}bas pour atténuer le mouvement descendant de (A). C'est ce qu'on appelle l'effet de paroi ou de voûte observé dans les silos de Reimbert.

ii) Le prisme intérieur (A) tasse moins vite que les prismes extérieurs (A') ; dans ce cas (A') chargement (A) par frottement dont les cisaillements se dirigent, pour (A), vers le bas accentuant la pression sur le tuyau.

iii) Les tassements de (A) et (A') sont identiques ; les cisaillements de part et d'autre des plans de glissement s'annulent, et le tuyau n'est écrasé que par la colonne géostatique du prisme intérieur (A).

b1) Coefficient de tassement - Plan critique

Des trois phénomènes précédents, il devient évident qu'il y a adéquation entre les chargements mutuels entre (A) et (A'), et les tassements de (A) et (A') par rapport à celui du tuyau. Marston exprime ces tassements différentiels et relatifs par le coefficient de tassement ρ qui est défini par rapport au plan horizontal passant, avant déformation, par la génératrice supérieure du tuyau :

$$\rho = \frac{dS - dC}{dS_1}$$

où :

$dS = dS_1 + dS_2$ (tassement total du prisme extérieur)

$dC = dC_1 + dC_2$ (déformation verticale totale du tuyau)

dS_i et dC_i sont déterminés par la loi d'élasticité de Hook.

$dS_1 =$ tassement du prisme extérieur à partir du plan critique

$dS_2 =$ tassement du fond de fouille sous l'action de (A')

$dC_1 =$ enfoncement de la génératrice inférieure du tuyau

$dC_2 =$ déformation verticale de la génératrice supérieure du tuyau à partir du plan critique.

Selon le signe de ρ et par suite des expérimentations effectuées sur les tuyaux de rigidités différentes, Marston a trouvé que pour la plupart des tuyaux rigides, ρ est positif, ce qui correspond au phénomène ii où $\Gamma > 1$. De même, ρ est négatif pour la plupart des tuyaux flexibles concernés par le phénomène i où

Γ paraît être inférieur à 1.

b2) Plan d'égal tassement (P.E.T)

La corrélation entre ρ et la rigidité du tuyau a été cependant rationalisée par le concept du "plan d'égal tassement" observé dans le phénomène iii et défini comme étant le plan horizontal au-dessus duquel les tassements des prismes intérieur et extérieur deviennent égaux. De ce fait, les remblais agissant au-dessus de He se comportent comme une surcharge répartie uniformément. Ce plan peut être réel ou virtuel compte tenu des phénomènes i et ii.

En se servant du coefficient de tassement ρ et en réexprimant l'équilibre de l'élément dh de la pose en tranchée, Marston a donc établi des formules applicables en remblai indéfini pour les tuyaux rigides et flexibles suivant la position virtuelle ou réelle du plan d'égal tassement. Mathématiquement, ce plan est défini par :

- pour la plupart des tuyaux rigides où $\rho > 0$:

$$\text{EXP}[2k\mu'(He/D)] - 2k\mu'(He/D) = 2k\mu'q\rho + 1 \quad \text{-----} \quad (3.15)$$

- pour la plupart des tuyaux flexibles où $\rho < 0$:

$$\text{EXP}[-2k\mu'(He/D)] + 2k\mu'(He/D) = 1 - 2k\mu'q\rho \quad \text{-----} \quad (3.16)$$

Une simple résolution des équations 3.15 et 3.16 permet de connaître la position de He à partir des données de :

H : hauteur de couverture, en (m).

D : diamètre extérieur du tuyau, en (m).

k : coefficient de poussée des terres du remblai en équilibre; $k = \text{tg}^2(\pi/4 - \delta/2)$ où δ (en rad) est l'angle de frottement interne du remblai.

μ' : coefficient de frottement remblai-paroi. $\mu' = \text{tg } \delta'$ où δ' (en rad) est l'angle de frottement entre le remblai et le plan de glissement assimilé à la paroi de tranchée,

q : coefficient de projection relatif au fond de fouille p/r à la génératrice supérieure du tuyau. On l'appelle aussi coefficient de décaissement pour

exprimer la partie latérale du tuyau soumise à la pression horizontale du sol d'enrobage. Par définition $q=h/D$. Pour un lit de pose sur berceau $q>1$ car h est l'encaissement compté du fond de fouille jusqu'à la génératrice supérieure. Par contre $q < 1$ pour une pose en lit naturel.

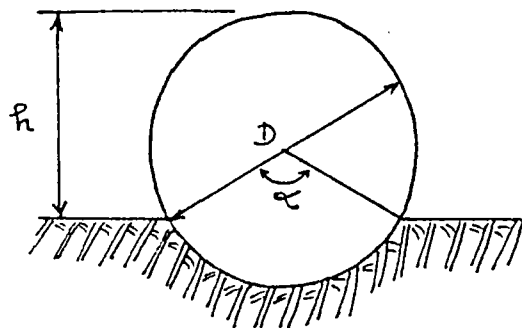


Fig. 3.12

$$q = \frac{1}{2} [1 + \cos(\alpha/2)] \quad (3.17)$$

N.B. :

. En pratique, le produit $q\phi$ est à adopter à priori, au même titre que $k\mu'$ qu'on connaît à partir de la nature du sol.

. Suivant la valeur calculée de H_e , on dit par définition que :

- le P.E.T est réel quand $H > H_e$
- le P.E.T est virtuel quand $H \leq H_e$

. Les équations suivantes du coefficient de proportionnalité des pressions verticales maximales sont différentes selon que le P.E.T est virtuel ou non.

b3) Tuyau rigide en remblai indéfini

- Le P.E.T est virtuel ($H \leq H_e$) :

$$\Gamma = \frac{D}{2k\mu'H} [EXP(2k\mu' \cdot H/D) - 1] \quad (3.18)$$

- Le P.E.T est réel ($H > H_e$) :

$$\Gamma = \frac{D}{2k\mu'H} [EXP(2k\mu' \cdot H_e/D) - 1] + \left(\frac{H - H_e}{H} \right) \cdot EXP(2k\mu' \cdot H_e/D) \quad (3.19)$$

b4) Tuyau flexible en remblai indéfini

- Le P.E.T est virtuel ($H \leq H_e$) :

$$\Gamma = \frac{D}{2k\mu'H} [1 - \text{EXP}(-2k\mu'.H/D)] \quad (3.20)$$

- Le P.E.T est réel ($H > He$) :

$$\Gamma = \frac{D}{2k\mu'H} [1 - \text{EXP}(-2k\mu'.He/D)] + \left(\frac{H - He}{H}\right) \cdot \text{EXP}(-2k\mu'.He/D) \quad (3.21)$$

c) Largeur de transition (B_T)

Comme on l'a vu auparavant, Marston a précisé que l'effet de paroi n'a plus de sens dès lors que la largeur B dépasse une certaine limite B_T à partir de laquelle le calcul de Q doit être révisé pour être justifié physiquement car, avec les mêmes hypothèses, les équations 3.15 à 3.21 donnent des valeurs de la pression du remblai trop élevées pour les tuyaux en tranchée quand $B > B_T$.

D'après les études comparatives des différentes méthodes de calculs des charges dues au remblai des tranchées (réfs. 3.12 & 3.15), le modèle de Marston apparaît néanmoins sécurisant pour une tenue à long terme des canalisations enterrées en tranchée couramment pratiquée en assainissement (à l'exclusion des tranchées mixtes). Or puisque la détermination analytique de la largeur B_T est assez lourde, le calcul manuel actuel consiste à déterminer, quelque soit B_T , d'abord les pressions en tranchée, ensuite en remblai indéfini (fig. 3.13, courbes 1 et 2), et enfin prendre comme solution $Q = \text{Min} (Q_1, Q_2)$. Mais pour un calcul automatique, la détermination analytique de B_T ne se pose plus de problème puisqu'à partir de l'emplacement précis du tuyau (par exemple, sur le profil en long de la canalisation, on connaît H et D), les seules données à considérer sont $k\mu'$ et q_0 dont les valeurs sont connues (réf. 3.1, 3.12, etc...).

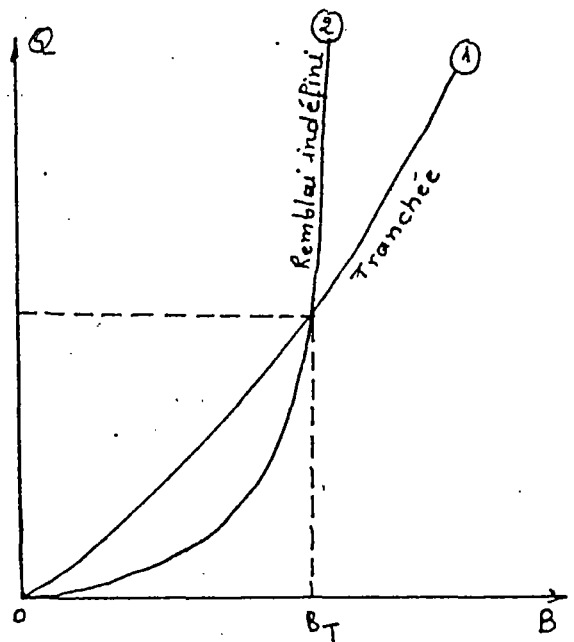


Fig. 3.13

La procédure à suivre peut être comme suit :

- 1) Déterminer la position du P.E.T par l'équation (3.15) ou (3.16) selon que le système est rigide ou flexible => H_e .
- 2) Déterminer le coefficient Γ par l'équation (3.18) ou (3.19) selon la rigidité du système => Γ .
- 3) La largeur de transition s'obtient en remplaçant Γ dans l'équation (3.14) => B_T .
- 4) Comparer la largeur réelle de la tranchée B par rapport à B_T : si $B > B_T$, on a la tranchée étroite, sinon tranchée large.

Une autre manière pratique d'obtenir B_T est d'établir les abaques pour différentes valeurs de $k\mu'$, ayant pour ordonnée le rapport (B_T/D) et pour abscisse (H/D).

B2/ Théorie de SPANGLER

a) Répartition des pressions des terres

La mise en évidence expérimentale et la distinction des pressions horizontales (ou pressions passives latérales) peuvent être attribuées aux travaux de Spangler en 1941 lorsqu'il étudiait le comportement mécanique des tuyaux flexibles enterrés en tôle ondulée. Les grandes déformations de ces tuyaux en-deçà de leur limite élastique, permirent à Spangler d'affirmer la validité de la théorie d'élasticité classique appliquée aux anneaux à paroi mince ($e/D_i \leq 1/20$) dans la détermination des efforts internes de flexion et normaux à partir d'une répartition des pressions autour du tuyau flexible enterré. Cette répartition a été initialement, tout comme pour Currel et Marston, observée sur une grande variété de mesures directes aussi bien au laboratoire que sur chantier. Sa validation définitive (fig. 3.14) a été finalement annoncée en concordance avec trois hypothèses de base suivantes:

- i) La pression verticale est déduite de la théorie de Marston et est presque uniformément répartie sur tout le diamètre du tuyau : $Q_v = Q_{\text{Marston}}$

ii) La réaction verticale du lit de pose sur la base du tuyau est égale à la pression verticale et est presque uniformément répartie sur toute la largeur de l'angle de pose.

iii) Les pressions passives latérales sont réparties paraboliquement sur une largeur faisant un angle de 100 degrés le long des reins du tuyau et dont la pression maximale est égale au "module de la pression passive" du sol enrobant C_0 multiplié par la moitié de la déformation horizontale δx du tuyau.

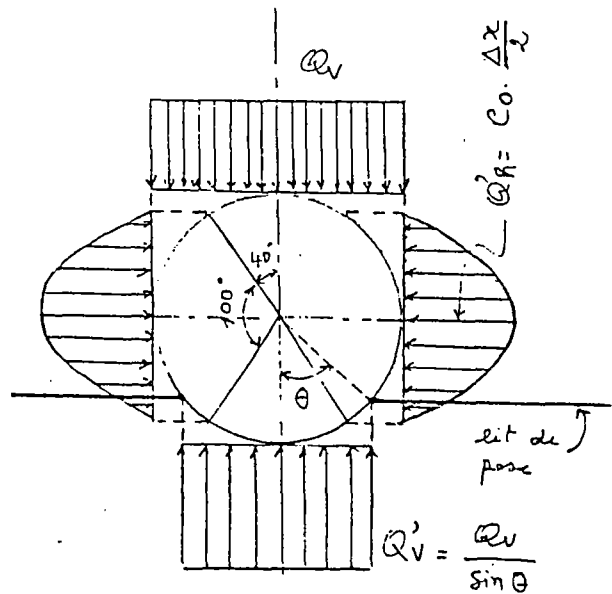


Fig. 3.14 : Répartition de pressions (selon Spangler)

b) Pression passive latérale Q'_h

L'originalité de la théorie de Spangler est due à l'introduction, à posteriori, du module de compression limite C_0 dans son étude ultérieure de contraintes et déformations.

Par définition C_0 est la pression horizontale maximale engendrant une déformation horizontale de δx . C_0 est dès lors une fonction de la densité du sol enrobant, et par conséquent, du taux de compactage.

Plusieurs résultats de mesure de C_0 ont été obtenus en fonction du diamètre et de la nature du sol enrobant non compacté et compacté aux différents taux de Proctor-Standard ; néanmoins, l'auteur n'a pas pu corrélérer l'équation de C_0 correspondante. Cela est probablement dû à la consolidation dont la vitesse est beaucoup plus importante pour un sol non compacté que pour un sol compacté; et à leur densité tendant vers une valeur limite qui est plus élevée que celle obtenue immédiatement après la pose du tuyau. Toutefois, les mesures effectuées par Spangler confirment des valeurs de C_0 d'autant plus importantes que la compacité augmente, ce qui entraîne une diminution des déformations latérales. Des investigations ultérieures effectuées par d'autres auteurs tels que Molin, Léonhart, Carström, etc..., ont confirmé que $C_0 = EB/R_m$. D'où la :

$$Q'_n = EB \cdot \frac{\delta x}{2R_m} = EB \frac{\delta x}{D_m}$$

où EB = module de compression oedométrique d'utilisation. Selon ces auteurs

$EB \approx 2.E_2$, E_2 étant celui des tableaux 3.3 et 3.6.

R_m = rayon moyen du tuyau.

Comme on verra plus loin, Spangler a établi une formule originale pour déterminer la déformation horizontale δx .

C) Les nouveaux modèles

Bien qu'elles s'appuient sur les notions qui viennent d'être exposées, les nouvelles conceptions ont un caractère plus théorique et ont le mérite d'être plus claires en ce qui concerne la détermination de la répartition des pressions des terres. Sans en anticiper tous les aspects, on peut cependant dire que ces conceptions s'appuient sur la notion de "facteur de concentration" imaginée par Fröhlich et Boussinesq dans le cas de surcharge (statique ou dynamique). En outre, la distinction entre les pressions verticales Q_v , les pressions latérales actives Q_n et passives Q^*_n , est également explicitée en tenant compte de l'interaction tuyau-sol qui dépend des flexibilités tant du tuyau que du sol.

En effet, dans les anciennes conceptions (Reimbert, Marston,...) les pressions latérales des terres ont été implicitement négligées car elles ont été dissimulées dans le produit ku' , quelques soient la rigidité du tuyau et le type de tranchée (tranchée étroite ou remblai indéfini). De même, les pressions passives de Spangler intègrent toutes les formes de pressions latérales qu'elles soient actives ou passives.

Or si l'on se place du côté des terres, celles-ci sont dites actives dès lors qu'elles exercent une poussée sur l'ouvrage enfoui, et passives lorsqu'elles sont en butée. En d'autres termes, quand le tuyau s'aplatit sous l'action des pressions verticales, ses déformations horizontales viennent comprimer les ter

res adjacentes, plus ou moins fortement selon la flexibilité du tuyau de telle sorte que celles-ci répondent par une réaction de même intensité et de sens opposé à cette

compression. Evidemment, la terminologie s'inverse si l'on se place du côté du tuyau (fig. 3.15).

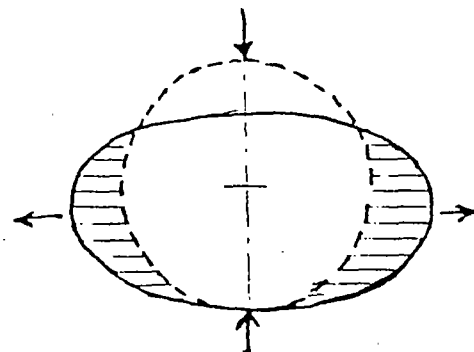


Fig. 3.15

Pour les tuyaux rigides (béton, grès) ou semi-rigides (fonte ductile, amianteciment) posés en tranchée large (ou en remblai indéfini), la pression latérale active d'un sol à son état d'équilibre (massif au repos) peut être déterminée, selon Rankine, par :

$$Q_h = k_1 \cdot \delta \cdot H' \cdot \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2)$$

$$\text{ou } k_1 = \frac{B-D}{B - D \cos \phi}$$

pour tenir compte de l'effet de tassement différé du remblai (fig. 3.16).

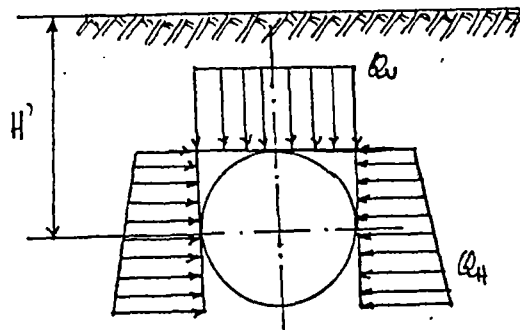


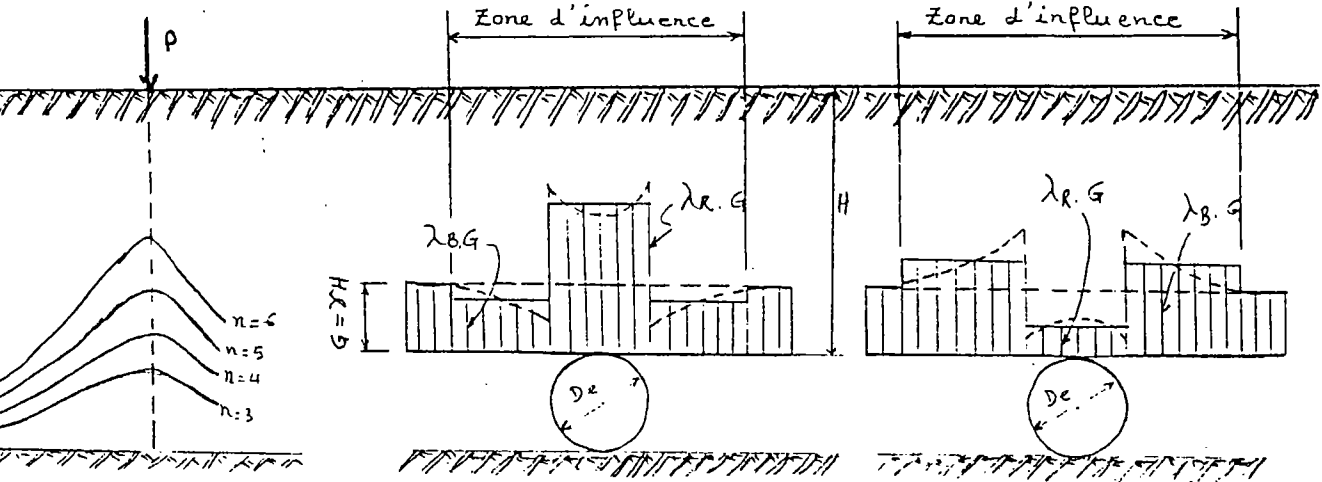
Fig. 3.16

Bien qu'elles n'expriment pas les pressions actives comme ci-dessus, les nouvelles conceptions admettent systématiquement leur existence quelque soit la rigidité du système tuyau-sol, et considèrent les pressions passives comme des réactions horizontales latérales tendant à équilibrer les déformations au niveau des reins des tuyaux flexibles si bien qu'une bonne partie des pressions verticales se trouve résorbée. Ces considérations se vérifient parfaitement par rapport aux anciennes méthodes en ce sens que les pressions verticales chargeant les tuyaux rigides sont toujours plus importantes que celles des tuyaux flexibles pour une même situation de pose. Un cas type des nouvelles conceptions est bien la réglementation technique actuellement en vigueur en Allemagne Fédérale, communément appelée le modèle A.T.V (Abwasser Technische Vereinigung).

Le modèle A.T.V (réf. 3.4)

Outre les considérations relatives aux pressions actives et passives, le modèle A.T.V fait intervenir les facteurs de concentration λ_R et λ_B qui ne sont cepen-

... dant pas identiques à celui de Fröhlich concernant la transmission des surcharges fixes ou mobiles appliquées à la surface, dont l'accentuation se fait, comme on le verra plus loin, dans le sens vertical (courbe en cloche de Boussinesq, fig. 3.17a). C'est en fait une autre forme du coefficient .



(a) - Concentration (selon Fröhlich) (b) - ATV. Tuyau rigide ($\lambda_R > 1$ et $\lambda_B < 1$) (c) - ATV. Tuyau déformable ($\lambda_R < 1$ et $\lambda_B > 1$)

Figure 3.17 : Facteur de concentration

a) Du point de vue de la résistance des matériaux

Les notions de λ_R (relatif au tuyau) et λ_B (relatif au sol d'enrobage) proviennent essentiellement de l'étude de résistance des matériaux en-deçà de leur limite élastique tant du tuyau que du sol, une couche de remblai au-dessus du tuyau étant assimilée à un corps prismatique travaillant au cisaillement (fig. 3.18).

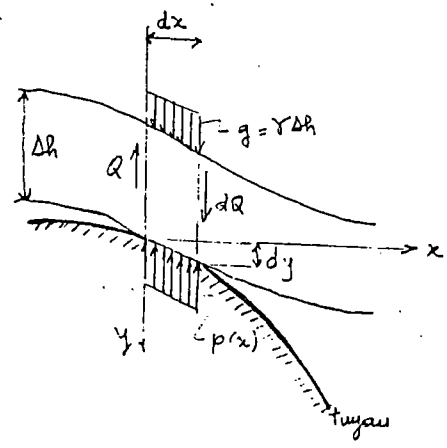


Fig. 3.18

L'étude de l'équilibre du prisme élémentaire δh et de sa déformation dy nécessite l'introduction temporaire des modules de compression limite C_R et C_B , tout comme celui de Spangler, respectivement du tuyau et du sol avec :

$$C_B = \frac{E_2}{a \cdot D_e} \quad (3.22)$$

$$\frac{1}{C_R} = \frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} + \frac{1}{C_3} \quad (3.23)$$

où :

C_3 : module limite du fond de fouille [ML⁻³]

C_2 : module limite du tuyau sous l'action de Q_v [ML⁻³]

C_1 : module limite du sol immédiatement au-dessus du tuyau [ML⁻³]

(les notions des autres variables sont ceux du paragraphe II.2).

Le corps prismatique simulant la couche du sol surplombant le tuyau est comprimé sur une épaisseur de $De/4$; ce qui se traduit par :

$$C_1 = \frac{4E1}{De}$$

Le module du tuyau est par définition :

$$C_2 = \frac{Q_v}{\delta_v}$$

S'agissant du sol naturel non remanié, le module $C_3 = \infty$ vis-à-vis des autres. D'où avec les équations 3.22 et 3.23, on obtient :

$$\frac{C_B}{C_R} = \frac{E2}{4aE1} + \frac{E2}{a.De} \cdot \frac{\delta_v}{Q_v} \quad (3.24)$$

b) Du point de vue de la mécanique des sols

L'apparition de la déformation verticale δ_v du tuyau sous l'action de la pression verticale Q_v amène alors au cas de charges extérieures. Partant d'une intuition éprouvée de la concentration de charge sur une étendue donnée, la procédure d'ATV consiste à prouver son existence au moyen des méthodes classiques de calcul des déplacements d'une structure soumise à une répartition de charges dont l'existence a été révélée auparavant par les travaux de Marston/Spangler. On pose donc les postulats suivants :

$$\lambda_R = \frac{Q_v}{G} \quad (3.25)$$

$$\lambda_B = \frac{Q_{vB}}{G} \quad (3.26)$$

$$K_2 = \frac{Q_h}{Q_{vB}} \quad (3.27)$$

$$K^* = \frac{Q_h^*}{Q_v - Q_h} \quad (3.28)$$

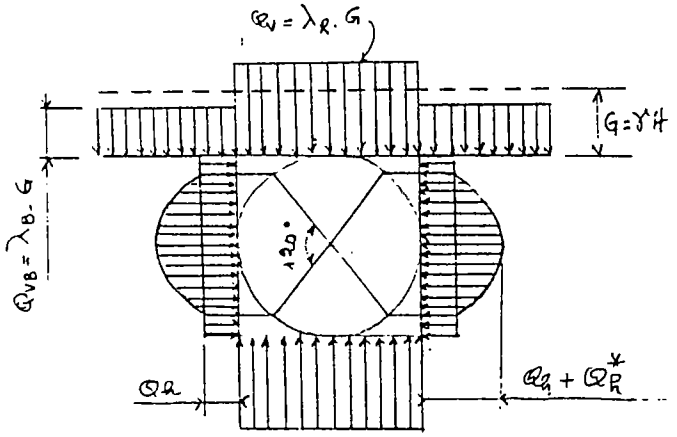


Figure 3.19 : Répartition de pression

Rappelons que :

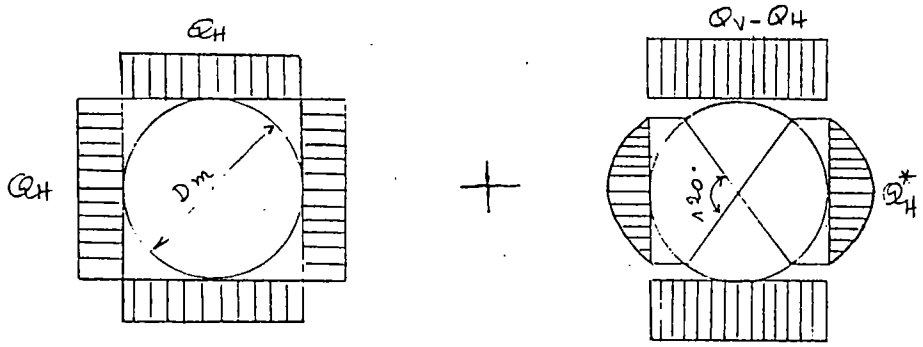
$G = \delta H$, pression géostatique du remblai

Q_{vB} = pression verticale du remblai chargeant le sol d'enrobage latéral

K_2 = coefficient de poussée active sous l'action de Q_{vB}

K^* = coefficient de poussée passive sous l'action de $(Q_v - Q_h)$ ou coefficient de déformation horizontale globale.

Pour une telle répartition de pression, le système est hyperstatique. Utilisant le principe de la "méthode des forces" comme moyen de résolution, M. Leonhart calcule les déformations en décomposant le système en deux sous-systèmes équivalents suivants :



(a)- Répartition uniforme
(statiquement défini)

(b)- Répartition variée
(statiquement indéfini)

Figure 3.20 : Sous-systèmes équivalents

Sous les pressions uniformes de la figure 3.20a, le tuyau est sujet au flambement par suite des efforts normaux de compression. Mais ceci n'intéresse pas les déformations présentement recherchées, qui sont, par contre, à craindre quand la répartition devient variée, car la distorsion de pression ($Q_v - Q_h$) engendre des moments de flexion et des déformations dans la paroi du tuyau. Il se crée alors des pressions passives paraboliquement réparties dont le sommet est Q_h^* . La déformation horizontale δ_h sous les actions de ($Q_v - Q_h$) et de Q_h^* donne (fig. 3.21) :

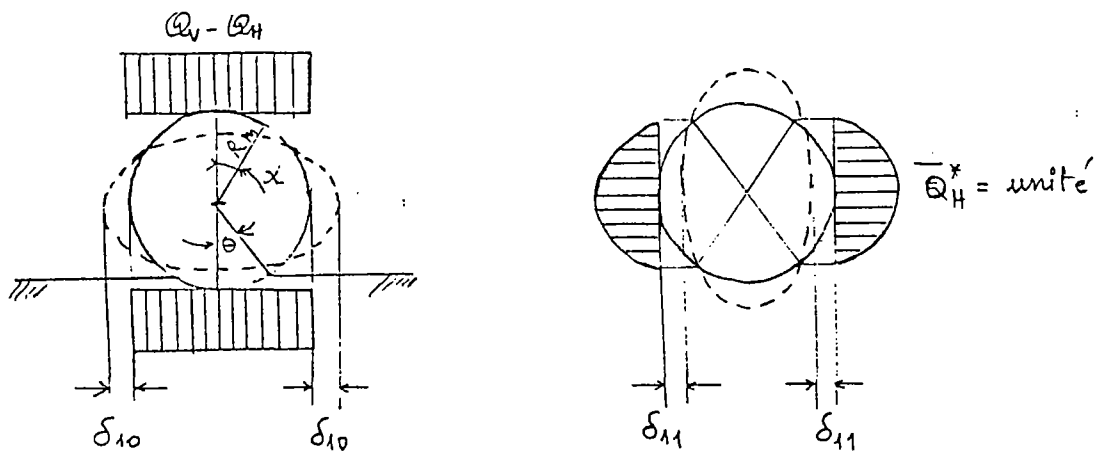


Figure 3.21 : Déformation horizontale

$$\delta_h = \delta_{10} + \delta_{11} \frac{Q_h^*}{\bar{Q}_h^*} \quad (3.29)$$

dans laquelle :

δ_{10} = déplacement horizontal au rein sous ($Q_v - Q_h$)

δ_{11} = déplacement horizontal au rein sous la pression passive fictive

$\bar{Q}_h^* = 1$ (en l'occurrence $\bar{Q}_h^* = 1 \text{ MN/m}^2$).

Dans l'hypothèse de la déformation linéaire connue dans les travaux de Spangler, le module de la pression passive C_h est par définition :

$$C_h = \frac{Q_h^*}{\delta_h} \quad (3.30)$$

Les équations (3.29) et (3.30) donnent :

$$Q_n^- = \frac{\delta_{10}}{1 + \frac{\delta_{11}}{C_n \bar{Q}_n^-}} \quad (3.31)$$

Selon la théorie d'élasticité de la méthode des forces, on a :

$$\delta_{10} = \frac{\int_0^\pi M_1 \cdot M_0 \cdot d\alpha}{ER \cdot I} \quad \text{et} \quad \delta_{11} = \frac{\int_0^\pi M_1 \cdot \bar{M}_1 \cdot d\alpha}{ER \cdot I}$$

M_0 , M_1 et \bar{M}_1 sont des moments de flexion engendrés dans la paroi du tuyau sous les actions de $(Q_v - Q_H)$, Q_n^- et \bar{Q}_n^- .

ER : module d'élasticité du tuyau.

I : moment d'inertie de la section transversale du tuyau.

Soit :

$$\delta_{10} = \frac{(Q_v - Q_H) \cdot Rm^4}{ER \cdot I} \int_0^\pi m_0 \cdot \bar{m}_1 \cdot d\alpha \quad (3.32)$$

$$\delta_{11} = \frac{\bar{Q}_n^- \cdot Rm^4}{ER \cdot I} \int_0^\pi m_1 \cdot \bar{m}_1 \cdot d\alpha \quad (3.33)$$

En remplaçant les variables correspondantes des équations (3.31), (3.32) et (3.33) dans l'équation (3.28), on obtient :

$$K^* = \frac{\int_0^\pi m_0 \cdot \bar{m}_1 \cdot d\alpha}{\frac{ER \cdot I}{Rm^4 \cdot C_n} - \int_0^\pi m_1 \cdot \bar{m}_1 \cdot d\alpha}$$

$$\text{Soit, } K^* = \frac{C_{n1}}{VRB - C_{n2}} \quad (3.33 \text{ bis})$$

dans laquelle :

$$C_{n1} = \int_0^\pi m_0 \cdot \bar{m}_1 \cdot d\alpha = f(\theta), \text{ coefficient de déformation horizontale sous l'action de } (Q_v - Q_H), \text{ donné en table ou en expression algébrique.}$$

$$C_{n2} = \int_0^\pi m_1 \cdot \bar{m}_1 \cdot d\alpha = f(\theta), \text{ coefficient de déformation horizontale sous l'action de } Q_n^-, \text{ donné en table ou en expression algébrique.}$$

VRB = rapport de rigidité du système qui est par définition :

$$VRB = \frac{SR}{SB} \quad (3.34)$$

avec, la rigidité du tuyau :

$$SR = \frac{ER.I}{Rm^3} = \frac{ER}{12} \cdot \left[\frac{e}{Rm} \right]^3 \quad (3.35)$$

et la rigidité du sol d'enrobage :

$$SB = Rm.Ch \quad (2.36)$$

Jusqu'ici, deux remarques auxiliaires peuvent être formulées :

- Pour les tuyaux rigides, il y a absence de l'effet inhibiteur des pressions verticales :

$$(3.4) \quad (3.8) \\ VRB \rightarrow \infty \implies K^* \rightarrow 0 \implies Q_n^* \rightarrow 0 \text{ ou } (Q_v - Q_n) \rightarrow \infty \implies Q_v \uparrow$$

- Ayant introduit Q_n , la pression latérale de Spangler est minorée de 40 % :

$$C_n = 0,6 \cdot \frac{E2}{Rm} \quad (3.37)$$

$$\text{Eqs. 3.36 et 3.37} \implies SB = 0,6.E2 \quad (3.38)$$

En tenant compte de la rigidité du sol constituant les parois de la tranchée (E3 # E2) et de sa géométrie (B'/De), Leonhart recommande de porter une rectification à E2 par le coefficient dit de Leonhart ξ (cf. Eqs. 12 et 13), de sorte que :

$$SB = 0,6.\xi.E2 \quad (3.39) \\ (\xi = 1 \text{ quand } E3 = E2)$$

En ce qui concerne le déplacement vertical, l'auteur obtient :

$$\delta_v = (Q_v - Q_n) \frac{C_v^* . 2Rm}{SR} \quad (3.40)$$

$$\text{avec : } C_v^* = C_{v1} + C_{v2} K^* \quad (3.41)$$

où :

$C_{v1} = f(\theta)$, coefficient de déformation verticale sous $(Q_v - Q_h)$

$C_{v2} = f(\theta)$, coefficient de déformation verticale sous Q_h .

c) Formule du facteur de concentration λ_R

En remplaçant l'équation (3.40) dans l'équation (3.24) avec :

$$\text{et, } a' = \left(\frac{E1}{E2} \right) \cdot a \quad (3.42)$$

on obtient :

$$\frac{C_B}{C_R} = \frac{1}{4a'} + \left(1 - \frac{Q_h}{Q_v} \right) \cdot \frac{|C_{v^*}| \cdot E2}{a \cdot SR} \quad (2.43)$$

Des équations (3.26) et (3.27) on tire :

$$Q_h = G \cdot \lambda_B \cdot K_2 \quad (2.44)$$

Par ailleurs, l'interaction entre les deux facteurs de concentration a été établie par Leonhart :

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.45)$$

En remplaçant (3.45) dans (3.44), l'équation (3.43) devient :

$$\frac{C_B}{C_R} = \frac{1}{4a'} + \left[\frac{1 + \frac{K_2}{3} - \frac{4K_2}{3\lambda_R}}{a \cdot SR + \frac{|C_{v^*}| \cdot E2}{3}} \right] \quad (3.46)$$

En posant :

$$V_B = \frac{a \cdot SR}{|C_{v^*}| \cdot E2} \quad (3.47)$$

Il apparaît que $\lambda_R = f(V_B, K_2, C_B/C_R)$ où C_B/C_R est une fonction complexe dépendant de $E1, E2, E4, a'$ et de H/De . En faisant des approximations successives suivant des conditions aux limites suivantes, Zäschke préconise une valeur de $C_B/C_R = \text{Max } \lambda$ à considérer dans le calcul de λ_R :

$$\text{Max } \lambda = 1 + \frac{a' (H/De)}{4,0 + 2,4(E1/E4) + [0,55 + 1,8(E1/E4) \cdot (H/De)]} \quad (3.48)$$

dont les conditions aux limites :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2 \leq H/De \leq \infty \\ \frac{1}{4} \leq E4/E1 \leq \infty \\ 0 \leq a' \leq 10 \end{array} \right.$$

Compte tenu de ces conditions aux limites ainsi que des équations 3.47 et 3.48, la formule attendue de λ_R devient finalement :

$$\lambda_R = \frac{\text{Max } \lambda \cdot V_{\infty} + V_{S1} \cdot (1 - \lambda_0)^{-1} \cdot \lambda_0 (\text{Max } \lambda - 1)}{V_{\infty} + V_{S1} \cdot (1 - \lambda_0)^{-1} \cdot (\text{Max } \lambda - 1)} \quad (3.49)$$

Dans laquelle les cas extrêmes relatifs à V_{S1} et λ_0 sont :

$$\begin{array}{ll} \cdot C_B/C_R = 1 & \Rightarrow V_S = V_{S1} = \frac{1 - K_2}{1 - (1/4a')} \Rightarrow \lambda_R = 1 \\ \cdot \text{ tuyau très souple} \Rightarrow V_S = 0 & \Rightarrow \lambda_R = \lambda_0 = \frac{4K_2}{3 + K_2} \\ \cdot \text{ tuyau très rigide} \Rightarrow V_S = \infty & \Rightarrow \lambda_R = \text{Max } \lambda \end{array}$$

Apparemment, la détermination du coefficient λ_R paraît compliquée pour les calculs manuels. Par contre, il est de fait que la conception est réaliste et pertinente car on tient compte pratiquement de tous les paramètres, notamment ceux liés aux propriétés géométriques (e , De) et mécaniques (ER) du tuyau ainsi que de son environnement immédiat ; et ce, grâce au concept de la zone d'influence du système tuyau-sol avec les quatre modules $E1$, $E2$, $E3$, $E4$ et les coefficients de proportionnalité des charges λ_R et λ_B . Quant à la sensibilité par rapport aux mesures expérimentales, une attention particulière devrait se porter sur les deux paramètres de la propriété mécanique des sols, à savoir :

- le coefficient de poussée active des terres K_2 ,
- les modules $E1$, $E2$, $E3$, $E4$ du sol, en particulier le module $E2$ car pour les cas courants on a $E1 \approx E2 \approx E3$ et $E4 = 5 \cdot E2$ ($E4 = 10 \cdot E2$ pour un fond de fouille rocheux). A noter qu'il s'agit évidemment du module EB évoqué dans le paragraphe précédent.

III.3/ Les surcharges statiques et dynamiques

A) Introduction

Dans les calculs des charges (ou pressions) transmises au tuyau, les surcharges, fixes ou mobiles, sont considérées comme des charges non permanentes s'appliquant à la surface. Par conséquent, l'effet principal des charges superficielles se traduit, comme celui des charges du remblai, par leur composante verticale Q_v en tenant compte d'une réduction de leur composante latérale par un coefficient de poussée approprié. Q_v est donc une intégrale des pressions élémentaires (ou contraintes σ_y) sur un plan horizontal passant par la génératrice supérieure du tuyau et délimité par une longueur = unité sur une largeur correspondant au diamètre extérieur du tuyau.

Dans ces conditions, on retrouve parfaitement la théorie de Boussinesq relative à la transmission d'une surcharge P à un ouvrage enfoui à une profondeur H . Dans laquelle, P peut être fixe ou mobile, ponctuelle ou répartie sur une surface. En pratique, P peut être assimilé à une longrine ou une fondation d'une construction, ou directement à une ou plusieurs roues du système de surcharge roulant.

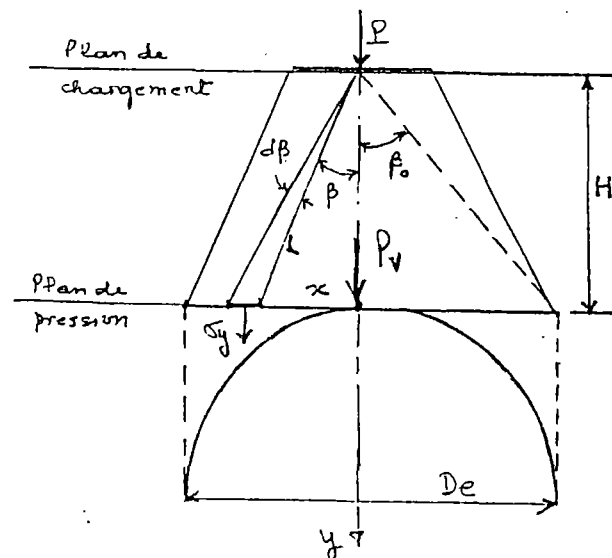


Fig. 3.22

Pour déterminer la pression élémentaire ou contrainte en un point donné, on suppose en première approximation que le sol est élastique, homogène et isotrope, et on se ramène à un calcul d'élasticité linéaire selon la loi de Hook. Boussinesq a appliqué cette théorie dans le cas d'une surcharge ponctuelle verticale agissant sur un plan horizontal illimité sous lequel se trouve le point étudié. Les contraintes principales sont données par :

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{x^2y}{r^5} + \frac{1-2\nu}{3} \left[\frac{1}{r(r+y)} - \frac{(2r+y)x^2}{(r+y)^2 r^3} - \frac{y}{r^3} \right] \right]$$

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{z^2y}{r^5} + \frac{1-2\nu}{3} \left[\frac{1}{r(r+y)} - \frac{(2r+y)z^2}{(r+y)^2 r^3} - \frac{y}{r^3} \right] \right]$$

$$\sigma_y = \frac{3 P y^3}{2 \pi r^5} \quad (3.50)$$

Les contraintes tangentielles sont :

$$\tau_{yz} = \frac{3 P}{2 \pi} \frac{zy^2}{r^5}$$

$$\tau_{yx} = \frac{3 P}{2 \pi} \frac{xy^2}{r^5}$$

$$\tau_{zx} = \frac{3 P}{2 \pi} \left[\frac{zxy}{r^5} - \left(\frac{1-2\nu}{3} \right) \cdot \left[\frac{(2r+y)xz}{(r+y)^2 \cdot r^3} \right] \right]$$

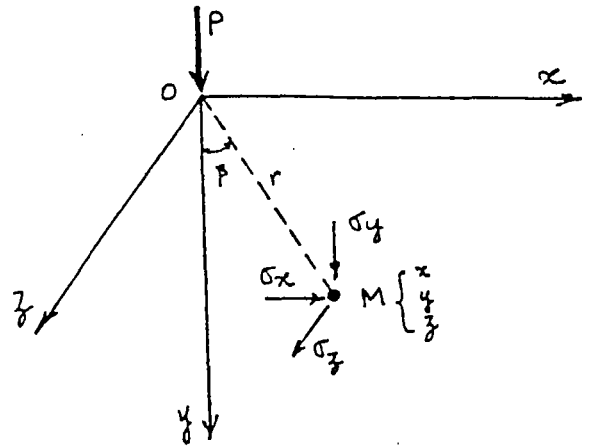


Fig. 3.23

Une analyse plus détaillée de la contrainte principale σ_y donne :

$$\sigma_y = \frac{3P y^3}{2\pi r^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{y^3}{(y/\cos\beta)^5} = \frac{3P \cos^5\beta}{2\pi y^2}$$

ou encore ($y \neq 0$) :

$$\sigma_y = \frac{3C}{2\pi} \frac{P}{y^2} \quad (3.51)$$

$$\text{avec, } C = \left[1 + (x/y)^2 \right]^{-5/2} \quad (2.52)$$

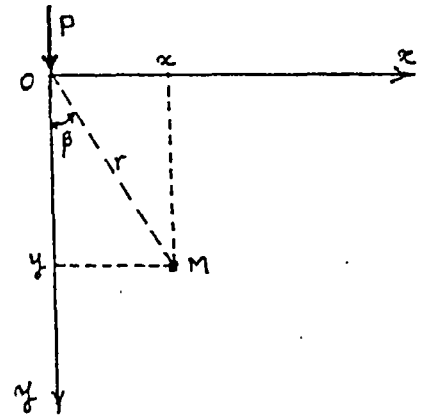


Fig. 3.24

La variation de $\sigma_y = f(x,y)$ pour une charge P donnée montre une diminution rapide quand la profondeur augmente ; cette diminution s'accroît quand on s'éloigne du point d'application de P, c'est-à-dire quand x augmente (fig. 3.25).

Et selon l'Eq. 3.50, les courbes d'égale pression (ou bulbe de pression, ou isobare) s'obtiennent en faisant $\sigma_y = \text{cste}$; d'où $y^3/r^5 = f(\sigma_y)$ de la fig 3.26.

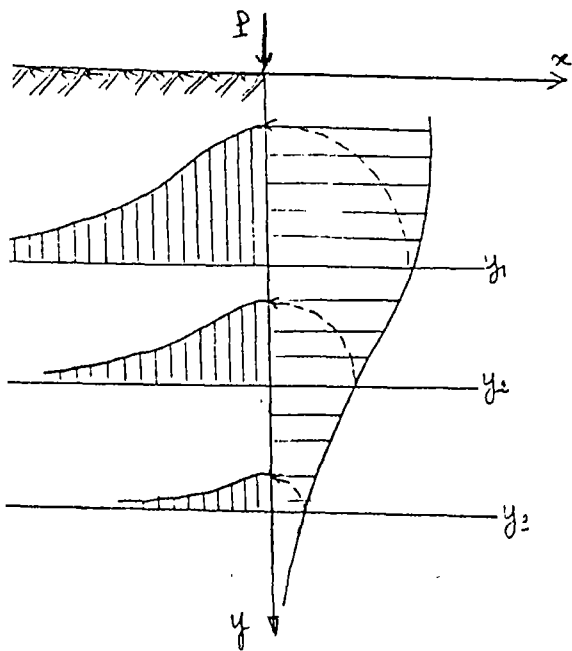


Fig. 3.25 - $\sigma_y=f(x,y)$

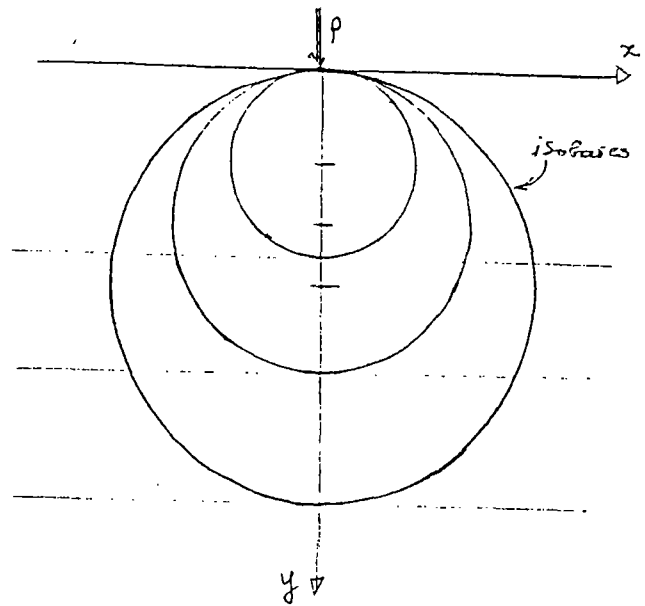


Fig. 3.26 - $(y^3/r^3)=f(\sigma_y)$

Jusqu'ici, le problème est tri-dimensionnel; ce qui entraîne des calculs compliqués pour σ_y suivant les divers cas de répartition de P. En deuxième approximation, on se ramène au problème à deux dimensions. Il suffit en effet de considérer la répartition de la charge sur le plan (xoz) et celle des contraintes engendrées σ_x et σ_y sur le plan (xoy) (cf. fig. 3.23). Dans ce cas, le calcul de Q_v se fera à partir des travaux de Flamant qui considère une charge particulière, N, uniformément répartie suivant l'axe oz (fig. 3.27). On adopte alors les contraintes de Flamant comme suit :

$$\sigma_y = \frac{2N}{\pi r} \cdot \cos^3 \beta \quad (3.53)$$

$$\sigma_x = \frac{2N}{\pi r} \cdot \sin^2 \beta \cdot \cos \beta$$

$$\tau = \frac{2N}{\pi r} \cdot \sin \beta \cdot \cos^2 \beta$$

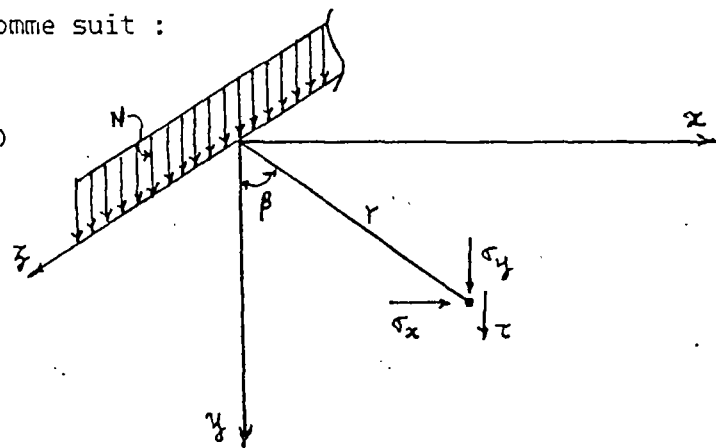


Fig. 3.27

où N : charge répartie sur une longueur infinie et d'épaisseur nulle (ML^{-1}).

B/ Application de la théorie de Boussinesq

Le calage des formules de Boussinesq-Flamant (équations 3.51 à 3.53) aux mesures expérimentales montre qu'il y a fréquemment au voisinage immédiat de l'axe du chargement, des pressions plus élevées que les pressions calculées, ce qui nécessite des corrections. En plus du coefficient de sécurité habituellement considéré en génie civil, on peut essentiellement mentionner les cas où :

- les surcharges ne sont pas appliquées directement à la surface, mais enterrées plus ou moins profondément. C'est dès lors le cas de fondation sur semelle ;
- l'ouvrage est enfoui profondément dans un milieu en terre ferme telle que l'argile, les contraintes σ_y , σ_x sont faibles (fig. 3.25) ; elles ne dépassent donc pas les limites élastiques du sol.

Pour le dernier cas, la théorie reste valable mais, dans la pratique, la nature du sol et l'emplacement de l'ouvrage varient. On doit donc considérer la loi de Fröhlich qui introduit le "facteur de concentration" n pour la charge ponctuelle de Boussinesq, en fonction de la nature du sol.

Selon Fröhlich, on corrige les formules de Boussinesq-Flamant comme suit :

- Equation de Flamant :

$$\sigma_y = K_c \cdot (2N/\pi r) \cdot \cos^3 \beta \quad (3.54)$$

avec,
$$K_c = \frac{n \cos^n \varnothing}{3 \cos^3 \varnothing} \quad (3.55)$$

(\varnothing est l'angle de frottement interne.)

- Equation de Boussinesq :

$$\sigma_y = \frac{nP}{2\pi y^2} \cdot \cos^n \beta \quad (3.56)$$

Pour les cas extrêmes de sol, on a :

- . $n = 3$ pour un terrain argileux (c'est l'équation initiale de Boussinesq),
- . $n = 4$ pour un terrain sableux compactable,
- . $n = 6$ pour un terrain très lâche.

Pour une profondeur donnée, la représentation graphique de l'équation 3.54 ou 3.56 montre que plus n augmente (fig. 3.28), plus grande sera la concentration de σ_y au voisinage du chargement.

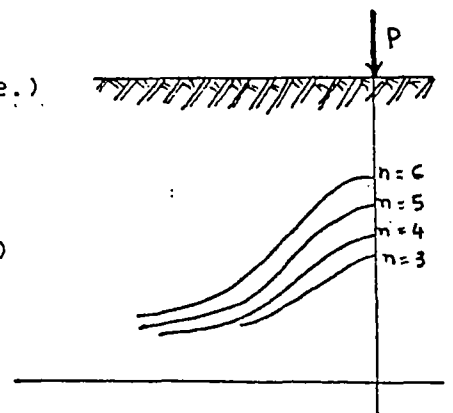


Fig. 3.28

B1/ Cas de plusieurs charges ponctuelles (fig. 3.29)

L'application du principe de la superposition des effets des forces donne :

$$\sigma_y = \sum_{i=1}^3 \sigma_{y_i}$$

Appliqué à l'équation (3.51), on obtient :

$$\sigma_y = \frac{n}{2\pi y^2} (C_1.P_1 + C_2.P_2 + C_3.P_3) \quad (3.57)$$

où $C_i = [1 + (x_i/y)^2]^{- (n-2)/2}$

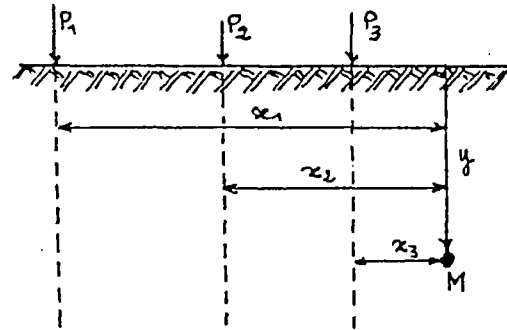


Fig. 3.29

B2/ Cas de charges uniformément réparties sur une surface

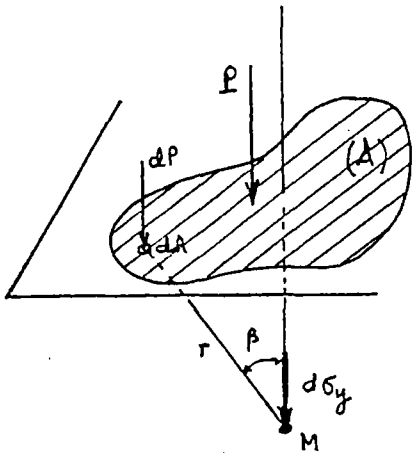


Fig. 3.30

On vient de voir que l'introduction du coefficient de concentration ne change en rien la validité de la loi initiale de Boussinesq ; selon laquelle toute surcharge ponctuelle statique développe à l'intérieur du massif une contrainte σ_y au niveau y . Or la surcharge P n'est en fait qu'une sommation des surcharges élémentaires dP sur toute la surface de répartition A (ou surface de charge).

Par conséquent, on exprime que toute surface dA soumise à une contrainte q développe à un niveau y du massif une contrainte $d\sigma_y$ telle que $dP = q.dA$ où q est une densité de la surcharge P sur la surface A .

D'où,

$$\sigma_y = \int_A d\sigma_y = \frac{nq}{2\pi y^2} \int_A \cos^n \beta . dA$$

Dans le cas d'une surface rectangulaire, on établira les formules suivantes :

a) Selon Boussinesq-Fröhlich

L'intégrale ci-dessus n'a d'intérêt que si elle permet une application pratique.

On retient donc une expression de σ_y sous chaque coin du "rectangle de charge" en faisant $\beta_1 = 0$ ou $\beta_2 = 0$. Soit,

$$\sigma_y = q \cdot I(a/y, b/y) \quad (3.58)$$

où $I(a/y, b/y)$ est le "coefficient d'influence du rectangle de charge A", donné par les abaques. Mais pour un calcul automatique, on préfère ses expressions algébriques suivantes en posant

$$\sqrt{a^2 + b^2 + y^2} = R$$

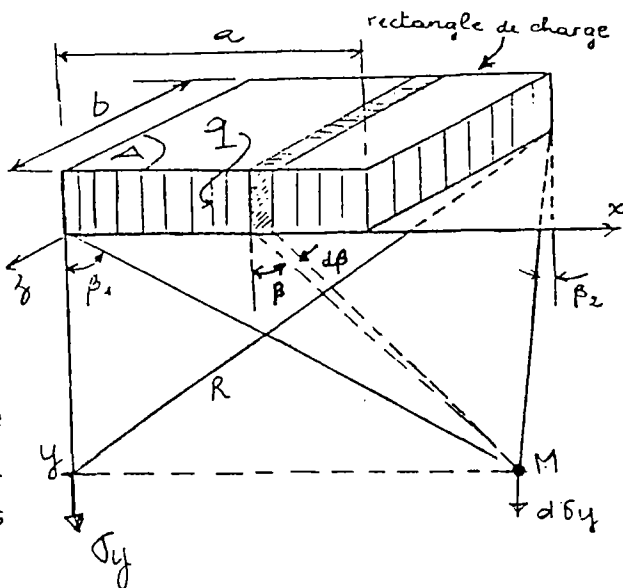


Fig. 3.31

- Pour $n = 3$ (argile)

$$I(n=3) = \frac{1}{2\pi} \left[\text{Artg} \left[\frac{ab \cdot (a^2 + b^2) - 2aby \cdot (R-y)}{y(a^2 + b^2) \cdot (R-y) - y^2 \cdot (R-y)^2} \right] + \frac{aby \cdot (R^2 + y^2)}{R(b^2 + y^2) \cdot (a^2 + y^2)} \right] \quad (3.59)$$

- Pour $n = 4$ (sable)

$$I(n=4) = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{a}{\sqrt{a^2 + y^2}} \left[1 + \frac{y^2}{2(a^2 + y^2)} \right] \cdot \text{Artg} \left[\frac{b}{\sqrt{a^2 + y^2}} \right] + \frac{b}{\sqrt{b^2 + y^2}} \left[1 + \frac{y^2}{2(b^2 + y^2)} \right] \cdot \text{Artg} \left[\frac{a}{\sqrt{b^2 + y^2}} \right] + \frac{aby^2}{2R^2} \left[\frac{1}{a^2 + y^2} + \frac{1}{b^2 + y^2} \right] \right] \quad (3.60)$$

b) Pour Flamant (fig. 3.32)

On a :

$$dN = q dx = qr \frac{dB}{\cos \beta}$$

L'équation 3.54 donne :

$$d\sigma_y = \frac{2qK_c}{\pi} \cdot \cos^2 \beta \cdot dB$$

Soit après intégration :

$$\sigma_y = \frac{K_c \cdot q}{\pi} [\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm \beta_2) - \frac{1}{2} \sin (\pm 2\beta_2)]$$

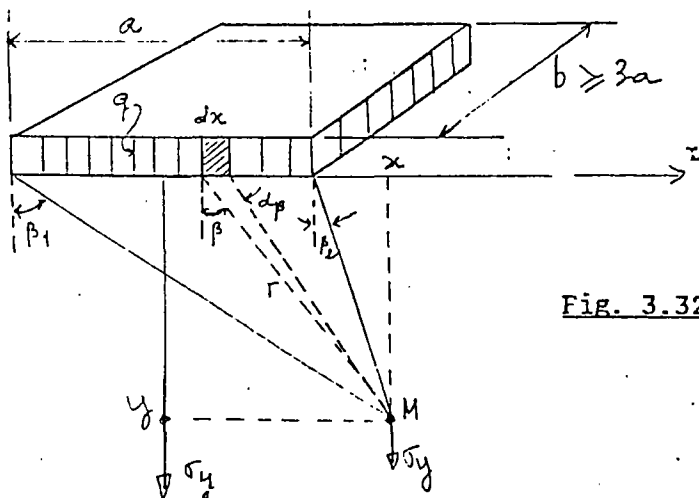


Fig. 3.32

Le signe (+) correspond aux points M situés à l'extérieur de la bande a, et le signe (-) aux points M à l'intérieur. De même que Boussinesq, on retient sa forme pratique qui se trouve au milieu de la bande de charge.

$$\text{Soit } \sigma_y = q \cdot I(a/y) \text{ ----- (3.61)}$$

où $I(a/y)$ est le coefficient d'influence de la bande de charge.

$$I = \frac{K_c}{\pi} (2 \cdot \text{Artg}(a/2y) + \sin [2 \text{Artg}(a/2y)]) \text{ ----- (3.62)}$$

$$\text{avec le facteur } K_c = 0,5 + \frac{2}{3} \cos^2 \phi$$

c) Remarques

1- L'équation (3.61) n'est acceptable que lorsque $b \geq 3a$. Autrement dit, dans le cas des semelles particulières ou filantes, ou encore dans le cas d'une charge roulante du type Be où l'hypothèse de Flamant est vérifiée, on peut utilement appliquer l'équation (3.61).

2- De ces cas particuliers de contraintes transmises, on généralisera les formules 3.59 et 3.60 aux cas très souvent rencontrés de surcharge fixe ou roulante lorsque le coin du rectangle de charge ne se situe pas à l'aplomb du point dont on veut connaître la charge à appliquer à une surface pouvant être plus importante que le rectangle A. Une méthode particulière du calcul de tassement peut alors s'appliquer. C'est le principe de superposition des rectangles de charge, qui est basé sur l'univocité entre le rectangle de charge et son coefficient d'influence, considérés comme des amortisseurs de surcharge.

C) Charges verticales transmises

La détermination de la charge verticale reçue par une surface horizontale tangente à la génératrice supérieure de l'ouvrage ne présente théoriquement aucune difficulté, du moment que la pression verticale élémentaire σ_y a été déterminée. Il suffit de les intégrer sur toute cette surface de forme rectangulaire $c \times d$,

où $d = 1$ unité de longueur (en l'occurrence 1 mètre) et $c =$ largeur de l'ouvrage (en l'occurrence diamètre du tuyau).

$$P_v = \int_S \sigma_y \cdot ds$$

ou bien

$$P_v = \sum \sigma_y \cdot ds$$

Avec la méthode de la superposition des rectangles de charge, le calcul de P_v se généralise indifféremment des dimensions et positions relatives entre (A) et (S).

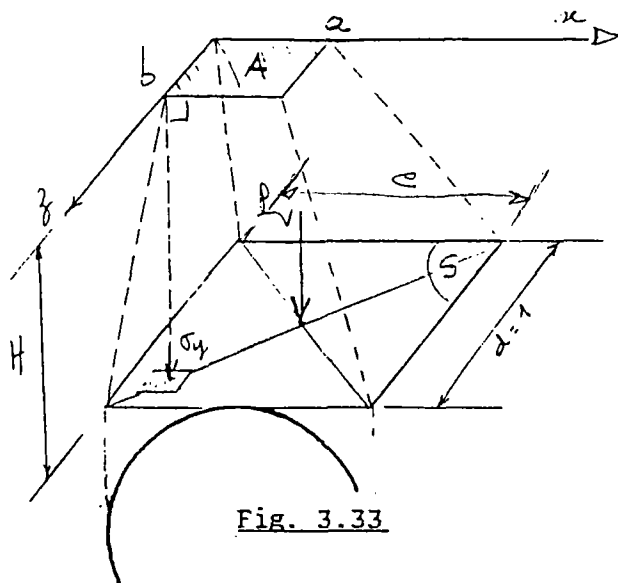


Fig. 3.33

C1) Généralisation de la théorie de Boussinesq-Fröhlich (réf. 3.13)

Dans le cas général de la théorie de Boussinesq à 3 dimensions, on a :

$$P_v = \int_S \sigma_y \cdot ds = \int_S q \cdot I_n(x/y, z/y) \cdot ds$$

Il suffit d'intégrer les coefficients I_i dans la surface $S = c \times d$. Or compte tenu de la position relative de la surface de répartition A p/r à la surface d'action S, la méthode de la superposition des coefficients d'influence s'applique pour les rectangles de charge, puis leur aire et enfin la parité de signe entre les aires et les contraintes.

$$I(ABCD) = I(ONAK) - I(OLBK) - I(ONDM) + I(OLCM)$$

En faisant intervenir les coordonnées :

.selon les aires,

$$I(a,b) = I(x,z) - I(x-a,z) - I(x,b-z) + I(x-a,b-z)$$

.selon la parité de signe,

$$I(a,b) = I(x,z) + I(a-x,z) + I(x,b-z) + I(a-x,b-z)$$

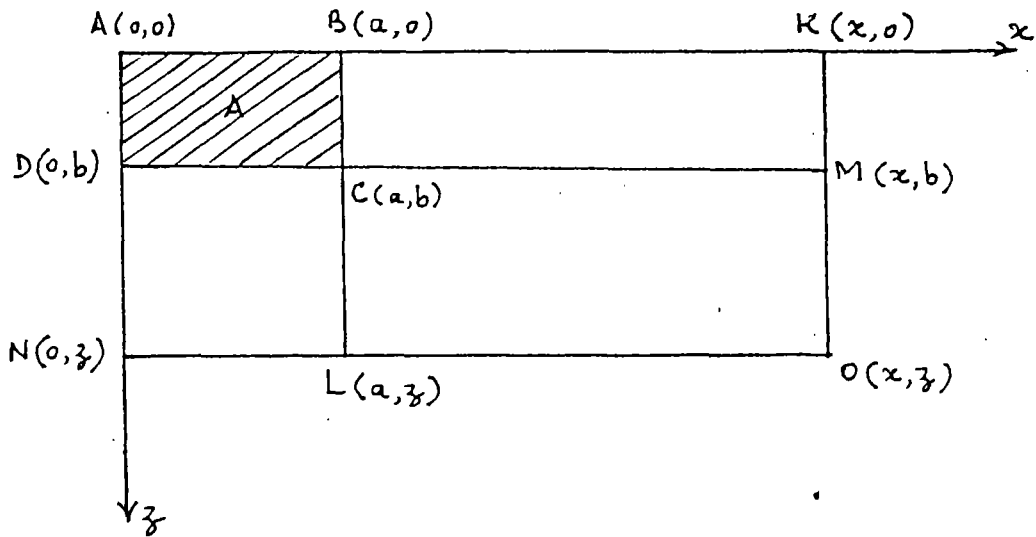


Fig. 3.34

Et chaque coefficient d'influence élémentaire s'obtient selon les équations (3.59) et (3.60) en remplaçant y par H , et a et b respectivement par les abscisses et ordonnées.

Si x_c et z_c sont des coordonnées du centre de gravité de S , on a :

$$P_v = q \int_{x_c - \frac{1}{2}c}^{x_c + \frac{1}{2}c} dx \int_{z_c - \frac{1}{2}d}^{z_c + \frac{1}{2}d} I_n dz$$

Dans laquelle, $I_n = I(a,b)$; $x_c = x_a + \frac{1}{2}a$; $z_c = z_a + \frac{1}{2}b$

En posant, $x_1 = x_c - \frac{1}{2}c$; $x_2 = x_c + \frac{1}{2}c$; $z_1 = z_c - \frac{1}{2}d$; $z_2 = z_c + \frac{1}{2}d$;

$$P_{v1}(x,y) = q \int_{x_1}^{x_2} dx \int_{z_1}^{z_2} I(x,z) dz ; P_{v2}(a-x,z) = q \int_{x_1}^{x_2} dx \int_{z_1}^{z_2} I(a-x,z) dz ;$$

$$P_{v3}(a-x,b-z) = q \int_{x_1}^{x_2} dx \int_{z_1}^{z_2} I(x,z) dz ; P_{v4}(x,b-z) = q \int_{x_1}^{x_2} dx \int_{z_1}^{z_2} I(x,b-z) dz$$

On exprime : $P_v = q.(P_{v1} + P_{v2} + P_{v3} + P_{v4})$

Suivant les valeurs de n , on obtient finalement les formules générales :

a) - Pour $n = 3$ (argile)

$$\frac{2\pi}{q} P_v = \left[x_2 z_2 \cdot \text{Artg} \left[\frac{x_2 z_2}{H \sqrt{x_2^2 + z_2^2 + H^2}} \right] + H \sqrt{x_2^2 + z_2^2 + H^2} \right] - \left[x_1 z_2 \cdot \text{Artg} \left[\frac{x_1 z_2}{H \sqrt{x_1^2 + z_2^2 + H^2}} \right] + H \sqrt{x_1^2 + z_2^2 + H^2} \right] \\ - \left[x_2 z_1 \cdot \text{Artg} \left[\frac{x_2 z_1}{H \sqrt{x_2^2 + z_1^2 + H^2}} \right] + H \sqrt{x_2^2 + z_1^2 + H^2} \right] + \left[x_1 z_1 \cdot \text{Artg} \left[\frac{x_1 z_1}{H \sqrt{x_1^2 + z_1^2 + H^2}} \right] + H \sqrt{x_1^2 + z_1^2 + H^2} \right] \quad (3.63)$$

b) - Pour $n = 4$ (sable)

$$\begin{aligned}
 \frac{2\pi}{q} P_v = & \left[x_2 \left[\frac{2Z_2^2 + H^2}{2\sqrt{Z_2^2 + H^2}} \right] \cdot \text{Artg} \left[\frac{x_2}{\sqrt{Z_2^2 + H^2}} \right] + z_2 \left[\frac{2x_2^2 + H^2}{2\sqrt{x_2^2 + H^2}} \right] \cdot \text{Artg} \left[\frac{z_2}{\sqrt{x_2^2 + H^2}} \right] \right] \\
 - & \left[x_1 \left[\frac{2Z_2^2 + H^2}{2\sqrt{Z_2^2 + H^2}} \right] \cdot \text{Artg} \left[\frac{x_1}{\sqrt{Z_2^2 + H^2}} \right] + z_2 \left[\frac{2x_1^2 + H^2}{2\sqrt{x_1^2 + H^2}} \right] \cdot \text{Artg} \left[\frac{z_2}{\sqrt{x_1^2 + H^2}} \right] \right] \\
 - & \left[x_2 \left[\frac{2Z_1^2 + H^2}{2\sqrt{Z_1^2 + H^2}} \right] \cdot \text{Artg} \left[\frac{x_2}{\sqrt{Z_1^2 + H^2}} \right] + z_1 \left[\frac{2x_2^2 + H^2}{2\sqrt{x_2^2 + H^2}} \right] \cdot \text{Artg} \left[\frac{z_1}{\sqrt{x_2^2 + H^2}} \right] \right] \\
 + & \left[x_1 \left[\frac{2Z_1^2 + H^2}{2\sqrt{Z_1^2 + H^2}} \right] \cdot \text{Artg} \left[\frac{x_1}{\sqrt{Z_1^2 + H^2}} \right] + z_1 \left[\frac{2x_1^2 + H^2}{2\sqrt{x_1^2 + H^2}} \right] \cdot \text{Artg} \left[\frac{z_1}{\sqrt{x_1^2 + H^2}} \right] \right] \quad (3.64)
 \end{aligned}$$

G2) Application pratique des formules générales

Les formules générales de Boussinesq-Fröhlich des surcharges réparties statiques ou roulantes permettent de déterminer analytiquement les charges (ou pressions) sur une étendue horizontale au-dessus d'un ouvrage enterré. Les données nécessaires sont limitées à la densité de surcharge q répartie sur un rectangle de charge, et à la disposition précise de son centre de gravité p/r à l'axe de l'ouvrage dirigé suivant l'axe oz (fig. 3.35).

Quand la nature du terrain n'est pas connue, on considère la valeur moyenne entre $n = 3$ et $n = 4$ en prenant :

$$P_v = \frac{1}{2} [P_v(n = 3) + P_v(n = 4)]$$

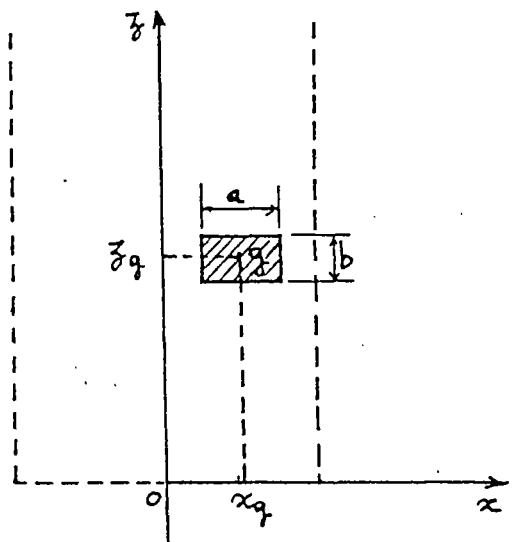


Fig. 3.35

Le nombre de rectangles de charge n'a aucune importance. Chaque rectangle étant défini par sa dimension (x, b) et position (x_g, z_g) , et sa densité de charge (q) , le calcul selon les équations 3.87 et 3.88 se répète autant de fois qu'il y aura de rectangle. La résultante des charges transmises s'obtient tout simplement par sommation :

$$P_v = \sum_{i=1}^N P_{v_i} \quad (N : \text{nombre de rectangles de charge})$$

Bien entendu, quand la nature du terrain n'est pas connue, le calcul doublera selon que $n = 3$ ou $n = 4$.

Par ailleurs, tout cas de surcharge peut être considéré comme étant uniformément répartie. La différence relative entre une surcharge ponctuelle et une surcharge répartie est de l'ordre de 5 à 7 % (réf. 3.15). Pour un traitement automatique, il n'est pas nécessaire de considérer les formules relatives à la surcharge ponctuelle, d'autant plus que celles-ci ne servent qu'à accéder aux formules générales. Cependant, la détermination pratique P_v par les formules générales s'avère si compliquée qu'on préfère leur expression primitive relative à la contrainte σ_y ; ou alors on suppose que la surcharge est simplement ponctuelle.

On établit le plus souvent les abaques correspondant à la formule de l'équation 3.59 ou 3.60 sous leur forme générale ($a = x$; $b = z$; $y = H$). On obtient dans ce cas des valeurs approximatives de la charge (ou pression) transmise. En partant de la surcharge ponctuelle P et du coefficient I , on déduit :

- . $P_v = P \times I$ pour la charge transmise,
- . $Q_v = (P/S) \times I$ pour la pression transmise.

Et, à partir de la surcharge répartie q et du coefficient I , on déduit :

- . $P_v = q.S.I$ pour la charge transmise,
- . $Q_v = q.I$ pour la pression transmise.

Mais quand il y a un grand nombre de surcharges, la méthode approximative ci-dessus devient également compliquée, même en faisant appel au principe de la superposition des charges. Dans ce dernier cas, l'équation 3.57 permet une bonne approximation.

Rappelons que les formules et méthodes présentées jusqu'ici sont valables aussi bien pour une surcharge statique qu'une surcharge dynamique. Cette dernière s'obtient en tenant compte de deux facteurs supplémentaires : l'effet de choc et la hauteur équivalente de couverture H_e .

D) Système de surcharge dynamique

Bien que très complexe, l'effet de la surcharge roulante du véhicule (du train ou du char) a, au même titre que celui des terres du remblai, une importance capitale dans l'étude de stabilité des ouvrages enterrés. En toute rigueur, ce phénomène devrait être inclu dans la théorie de Boussinesq. Pour simplifier, on se contente de lui apporter, a posteriori, des corrections en multipliant la charge (ou pression) transmise par un coefficient exprimant les effets de choc et de l'épaisseur de la chaussée (ou du ballast).

L'effet de la chaussée se traduit par sa rigidité par rapport à celui des terres du remblai. Il s'agit de la rigidité équivalente, compte tenu de plusieurs couches constituantes (fig. 3.36). Lors du calcul de la charge transmise, on considère donc la hauteur équivalente H_e pour la surface (S) au lieu de H, de sorte que $H_e = H + E_q$.

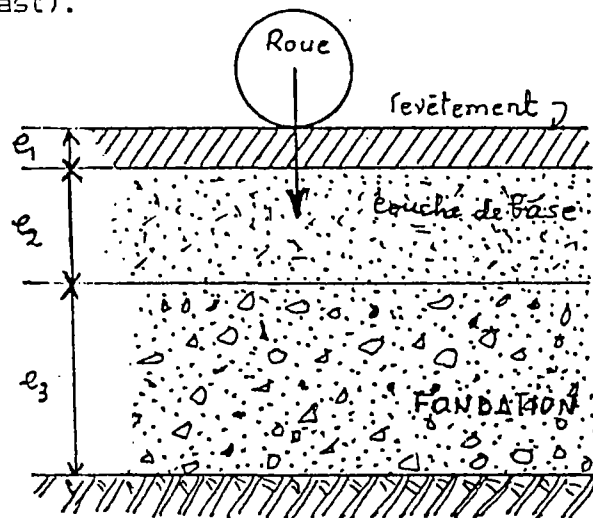


Fig. 3.36 : Structure de chaussée

En principe, on a :

$$E_q = e_1 \cdot (E_{e1})^{1/3} + e_2 \cdot (E_{e2})^{1/3} + e_3 \cdot (E_{e3})^{1/3}$$

Suivant la nature (E_{e1}) et les couches variables (en nombre et en épaisseur e_1) de divers types de la structure de chaussée, on a : $0,10 \leq E_q \leq 1,0$ mètre.

Le facteur de choc traduit globalement le démarrage, le freinage et l'irrégularité de la surface de la chaussée (ou rail). Plusieurs études ont tenté de déterminer le coefficient de choc ϕ ; les uns font abstraction de ce qui se passe à la surface (poids de la surcharge et dimensions de la surface de charge) pour ne le corrélérer qu'à la profondeur et à la dimension de l'ouvrage, tandis que d'autres ne considèrent uniquement que la surface en fonction de la raideur des pneus, du poids du véhicule, de sa vitesse et de l'irrégularité du revêtement. Finalement, on recommande, comme d'habitude, une fourchette de : $1,10 \leq \phi \leq 2,0$.

En fait, tout revient à distinguer trois grandes familles de système de surcharge dynamique compte tenu de l'accessibilité ou de la largeur de la chaussée :

- le système A relatif au véhicule léger,
- le système B relatif au véhicule lourd,
- le système C relatif au véhicule très lourd (engins militaires).

Dans l'étude de stabilité des ouvrages, ces trois systèmes sont indépendants. Le système C ne sera considéré qu'à titre exceptionnel, de sorte que seul le système B sera pris en compte pour le cas courant de chaussée au grand trafic. Le système A pourra être considéré pour les passages particuliers où la vitesse est faible (< 50 km/h) et inaccessibles au poids lourd.

Dans chacun de ces systèmes, on trouve deux à trois sous-systèmes correspondant aux cas défavorables pour l'ouvrage :

1. Une roue-type d'un poids et d'une surface d'impact donnés.
2. Un essieu-type dont le nombre est donné avec le poids et la surface d'impact correspondant.
3. Un convoi-type dont le nombre de véhicule ainsi que celui des roues sont connus avec la disposition, le poids et la surface d'impact de chaque roue.

D1) Méthode du fascicule 70 (réglementation française)

La réglementation française actuellement en vigueur préconise le système B comme surcharge dynamique. Elle recommande, parmi les trois sous-systèmes, le sous-système B_e composé de 2 camions identiques disposés soit en file indienne, soit l'un dépasse ou croise l'autre. L'effet dynamique le plus défavorable de ce convoi-type serait produit quand les trois roues d'un seul camion viennent se placer exactement à l'aplomb de l'axe de l'ouvrage (fig. 2.39). Les données de ce convoi sont les suivantes :

Tableau 3.10 : Système B_r (réf. 3.13)

N° roue	P (t)	a (cm)	b (cm)	x_0 (cm)	z_0 (cm)	ϕ (-)	
1	6	25	25	0	0	2	Roues arrières
2	6	25	25	0	50	1,2	
3	6	25	25	150	0	2	
4	6	25	25	150	50	1,2	
5	6	25	25	0	200	1,2	
6	6	25	25	150	200	1,2	
7	6	25	25	150	250	1,2	Roues avant
8	6	25	25	0	250	1,2	
9	3	20	20	450	200	1,2	
10	3	20	20	450	0	2	
11	3	20	20	450	50	1,2	
12	3	20	20	450	250	1,2	

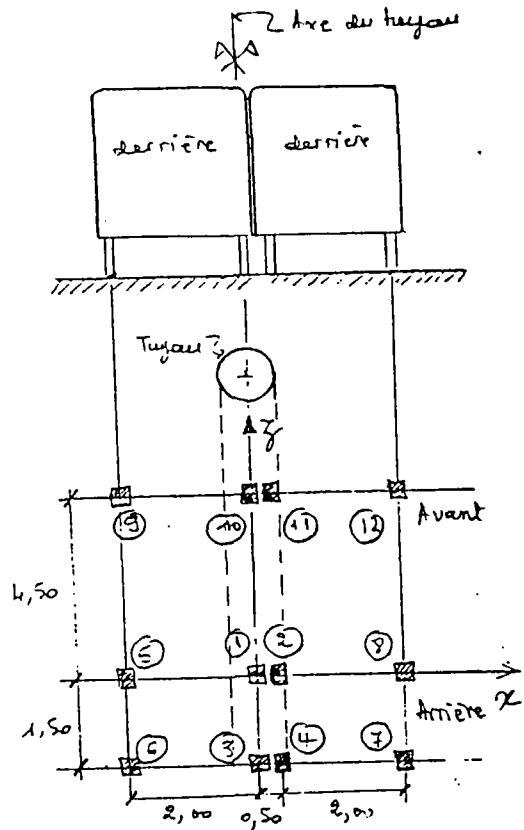


Fig. 3.37

Quant à l'épaisseur équivalente à adopter, on préconise l'équation

$E_q = e_m \cdot C_q$ où e_m et C_q sont donnés au tableau ci-dessous :

Tableau 3.11 : Epaisseur équivalente de la chaussée

Nature de la couche constituante	Epaisseur moyenne	Coefficient d'équivalence	Epaisseur équivalente
Enrobé	6	2	12
Grave-ciment	15	1,45	22
Grave	19	1	19
Fondation	20	0,75	15
TOTAL	60	-	68

Le coefficient d'équivalence vaut $C_q = (E/E_0)^{1/3}$, où :

- . E : module de compression de la couche ,
- . E_0 : module de la couche de base ,
- . e_m : épaisseur moyenne ayant donné le module E ou E_0 .

Dans la pratique, le cas le plus défavorable serait une chaussée classique constituée de 3 couches. On recommande alors une épaisseur équivalente totale $E_q = 80$ cm.

La réglementation recommande le calcul de la charge transmise P_v par les formules générales de Boussinesq-Fröhlich des équations 3.63 et 3.64. En effet, d'a-

près les données des tableaux 3.10, 3.11 et fig. 3.37, les 12 roues du sous-système B₂ nécessitent 12 calculs pour chaque type de sol. Pour éviter de tels calculs, on pourra se servir du tableau C à la page 154 du fascicule 70 qui donne directement $P_v = f(H, D)$ pour une situation moyenne où la nature du sol n'est pas connue et où le diamètre intérieur du tuyau $D = D_e/1,20$ (réf. 3.20).

D2) Méthode ATV (norme allemande)

Avec une légère variante p/r au système de surcharge français, le système B allemand se compose également de 3 sous-systèmes dont chacun correspond à un camion-type. Le cas le plus défavorable causé par chacun de ces camions serait que ses 2 roues avant et arrière viennent se placer exactement sur l'axe de l'ouvrage (fig. 3.38).

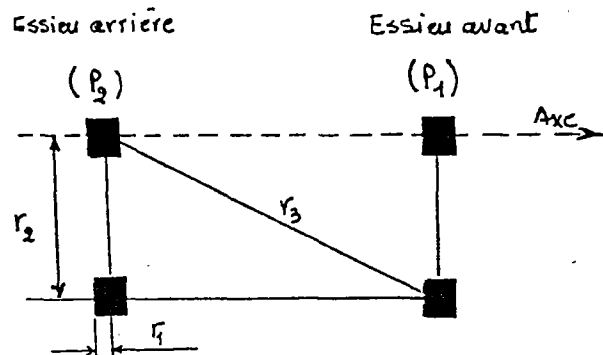


Fig. 3.38 : Système d'essieux

D'après les données du tableau 3.12 relatives à chaque type de camion, on préconise une formule simple pour calculer la pression transmise :

$$Q_v = J \cdot Q_{\max} \cdot \phi \quad (3.65)$$

Dans laquelle,

$$Q_{\max} = \frac{P_1}{\pi r_1^2} \cdot \left[1 - \left[1 + (r_1/H)^2 \right]^{-3/2} \right] + \frac{3P_2}{2\pi r_2^2} \cdot \left[1 + (r_2/H)^2 \right]^{5/2} \quad (3.66)$$

Par suite de l'hétérogénéité due à la rigidité relative (sol-tuyau), une rectification particulière a été apportée à l'équation 3.57 de sorte que Q_{\max} apparaît comme une expression approchée de $\Sigma \sigma_{y1}$ (cf. III.3. C2), engendrée par les surcharges ponctuelles des quatre roues de l'essieu avant et arrière. Les caractéristiques des essieux de chaque camion-type sont données comme suit :

Tableau 3.12 : Système B - ATV (réf. 3.4)

Camion type	P ₁ (t)	P ₂ (t)	r ₁ (cm)	r ₂ (cm)	ø (-)
SLW 60	10	50	25	182	1,2
SLW 30	5	25	18	182	1,4
SLW 12	4	8	15	226	1,5

Avec :

$$J = 1 - \left[\frac{0,9}{0,9 + \left[\frac{4H^2 + H^6}{1,1 \cdot D_m^{2/3}} \right]} \right] \quad (3.67)$$

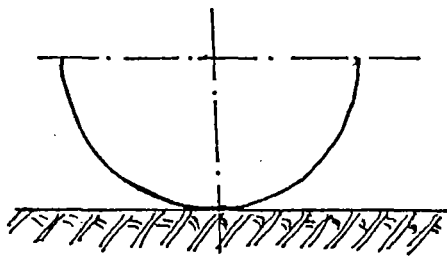
J est un coefficient de correction relative à la concentration des surcharges P₁ et P₂. Il traduit approximativement le coefficient d'influence de la surface de charge. L'équation 3.67 est valable pour une hauteur de couverture H ≥ 0,5 m et un diamètre moyen du tuyau D_m ≤ 5 m.

N.B. : On retrouve pratiquement une équivalence entre le camion-type SLW 60 et le convoi B₂ du fascicule 70.

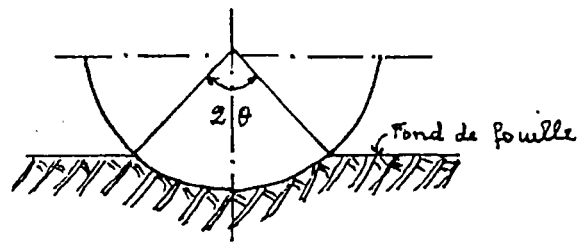
IV/ LES EFFORTS INTERNES, CONTRAINTES ET DEFORMATIONS

IV.1/ Conditions d'appui

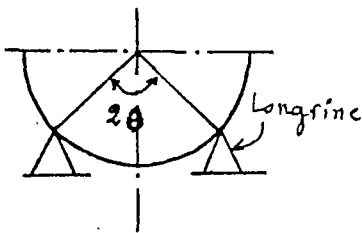
Les conditions d'appui constituent le deuxième aspect de l'interaction du système tuyau-sol. A ce niveau, le sol d'enrobage joue un rôle intermédiaire entre la partie inférieure du tuyau et le fond de fouille non remanié. Sous l'action des charges extérieures, la réaction du fond de fouille (intensité et direction) dépend de la rigidité de ce matériau intermédiaire et de l'étendue du contact.



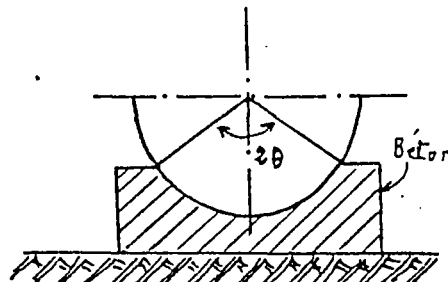
(a)-Appui directe



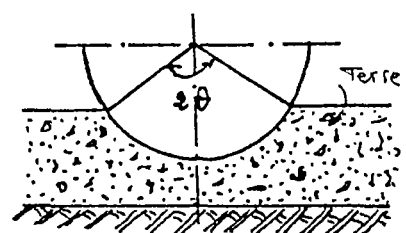
(b)-Appui avec niche



(c)-Sur longrine



(d)-Sur berceau en béton



(e)-Sur lit de sable

Fig. 3.39 : Types d'appui

Pour les calculs des efforts internes développés dans les parois, cette réaction doit être considérée au même titre que les autres charges extérieures. Or, vu la diversité des types d'appui et le comportement effectif du système, sa connaissance théorique s'avère impossible. On se contente donc des approximations tenant compte des distributions de charges constatées expérimentalement (cf. III2.a). Ainsi, en intensité, ces réactions augmentent avec la rigidité du système et présentent un maximum à l'aplomb du tuyau; tandis qu'en direction, elles peuvent être verticales (variable ou constante) ou radiale (variable ou constante). Pour la plupart des auteurs, on considère les réactions radiales si le support est rigide (ex. berceau en béton), sinon elles sont verticales.

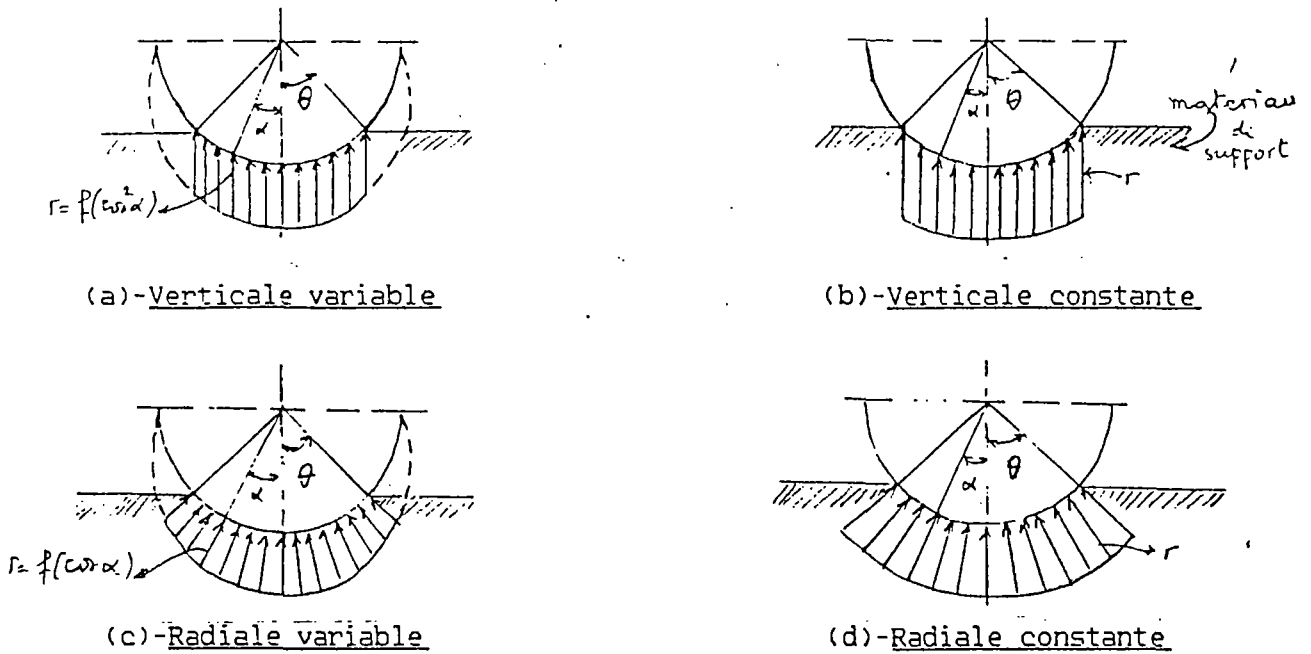


Figure 3.40 : Type de réaction

IV.2/ Les efforts internes

A) Méthode de calcul

Par efforts internes, on entend les moment de flexion et les efforts normaux et tranchants. Ce sont des quantités algébriques à partir desquelles on déduit la capacité portante (contrainte) et les déplacements (déformations) du corps soumis aux actions des charges extérieures. En matière des tuyaux enterrés, les cas de charges courants sont :

- La répartition rectangulaire verticale des charges des terres du remblai, des surcharges (dynamiques ou statiques), du poids propre du tuyau et celui de l'eau;
- La répartition rectangulaire horizontale des pressions actives Q_h et la répartition parabolique des pressions passives Q_h^- .
- La répartition rectangulaire ou circulaire des réactions d'appui pouvant être verticales ou radiales.

Comme il est d'usage, on utilise le principe de la superposition des actions pour simplifier les calculs des efforts internes. On part d'un cas élémentaire

connu pour déterminer, par sommation ou intégration, le cas général recherché.

En ce qui nous concerne, nous utilisons la méthode de LAZARD (ref. 3.15) qui consiste à utiliser la densité massique q du tuyau comme charge extérieure élémentaire uniformément répartie. A cette charge élémentaire q , on associe chaque type d'appui et on déduit, pour chacun de ces couples élémentaires charge / appui, le moment de flexion élémentaire Mq (Il en est de même pour les efforts normaux). On obtient donc un cas élémentaire connu.

On aura ainsi plusieurs cas élémentaires connus selon que les réactions d'appui sont du type :

- 1) verticale constante,
- 2) verticale variable,
- 3) radiale constante,
- 4) radiale variable,
- 5) appui encastré.

Cependant, la détermination théorique de Mq peut être faite avec les équations de déformation de Bresse :

$$\int_0^{\pi} M \, d\alpha = 0 \quad \text{-----} \quad (3.68)$$

$$\int_0^{\pi} M \cos\alpha \, d\alpha = 0 \quad \text{-----} \quad (3.69)$$

$$M = M_0 + N_0 + R_m \cdot (1 - \cos\alpha) + M_e \quad \text{-----} \quad (3.70)$$

En négligeant les efforts normaux, on a:

$$M(\alpha) = -(2/\pi) \cdot (\frac{1}{2}J_1 + J_2 \cdot \cos\alpha) + M_e \quad \text{-----} \quad (3.71)$$

$$J_1 = \int_0^{\pi} M_e \cdot d\alpha \quad \text{-----} \quad (3.72)$$

$$J_2 = \int_0^{\pi} M_e \cdot \cos\alpha \cdot d\alpha \quad \text{-----} \quad (3.73)$$

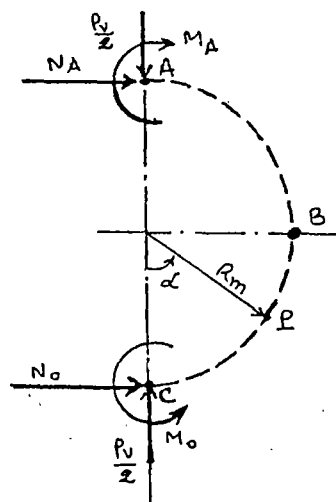


Fig. 3.41

où M : moment de flexion ou d'ovalisation du point courant P .

M_0 et N_0 : moment de flexion et effort normal de l'origine C .

M_e : moment de flexion de la charge extérieure.

A-chaque point courant p, les moments sont comptés positivement dans le sens trigonométrique ; ce qui correspond en fait au parement intérieur tendu. Les efforts normaux sont positifs lorsqu'ils traduisent la compression.

B) Moment élémentaire dû aux charges uniformément réparties

Il s'agit effectivement du moment dû au poids propre du tuyau : $M_c(\alpha)$.

B1) Type d'action 1 (fig. 3.42) : répartition verticale constante

Tous calculs faits, on a $M_c(\alpha) = m_1 \cdot qRm^2$, avec : $q = g \cdot e$
 (g et e sont respectivement la masse volumique et l'épaisseur du tuyau).

avec :

$$m_1 = \frac{1}{2} \theta \sin \theta + \frac{3}{4} \cos \theta + \frac{1}{4} (\theta / \sin \theta) + \cos \alpha \cdot \left[\frac{\sin^2 \theta}{3} + \frac{1}{2} \right] + (\alpha - \pi) \cdot \sin \alpha + m_{10} \quad (3.74)$$

où :

. Pour $0 \leq \alpha \leq \theta < \pi/2$: $m_{10} = -(\pi/2) \cdot \left[\frac{(\sin \alpha - \sin \theta)^2}{\sin \theta} \right]$ (3.75)
 . Pour $\pi/2 \leq \theta \leq \alpha \leq \pi$: $m_{10} = 0$

B2) Type d'action 2 (fig. 3.43) : répartition verticale variable

Dans le cas général où le tuyau repose sur toute sa surface inférieure :

$$M_c(\alpha) = m_2 \cdot qRm^2$$

avec :

$$m_2 = \frac{32}{9\pi} + \frac{3}{4} \cos \alpha - (\pi - \alpha) \cdot \sin \alpha + m_{20} \quad (3.76)$$

où :

. Pour $0 \leq \alpha < \pi/2$: $m_{20} = \sin \alpha \cdot (\pi - 2\alpha - 2\sin 2\alpha)$
 . Pour $\pi/2 \leq \alpha \leq \pi$: $m_{20} = 0$ (3.77)

B3) Type d'action 3 (fig. 3.44) : répartition radiale constante

On distingue la partie inférieure et supérieure :

$$M_a(\alpha) = m_3 \cdot qR_m^2$$

avec :

$$m_3 = 1 + \frac{1}{2} \cos \alpha - (\pi - \alpha) \cdot \sin \alpha + m_{30} \quad (3.78)$$

. Pour la partie inférieure ($0 \leq \alpha \leq \theta < \pi/2$) :

$$m_{30} = \frac{2\pi}{\theta - \sin \theta} \cdot \left[\begin{aligned} & \sin \theta \cdot (1 - \sin \theta \cdot \cos \alpha) - \sin^2 \theta \cdot \cos \alpha \\ & - \alpha \cdot \sin \alpha - \theta/2 (1 - \sin^2 \theta \cdot \cos \alpha + \frac{1}{2} \cos \alpha - 2 \sin \alpha) \\ & - \frac{\sin \theta \cdot \cos \theta}{2} (1 - \frac{1}{2} \cos \alpha - 2 \sin \alpha) \end{aligned} \right] \quad (3.79)$$

. Pour la partie supérieure ($\pi/2 \leq \theta \leq \alpha \leq \pi$)

$$m_{30} = \frac{2\pi}{\theta - \sin \theta} \cdot \left[\begin{aligned} & \sin \theta \cdot (1 + \sin \theta \cos \alpha) + \sin^2 \theta \cdot \cos \alpha \\ & - \alpha \cdot \sin \alpha - \theta/2 \cdot (1 + \sin^2 \theta \cdot \cos \alpha - \frac{1}{2} \cos \alpha - 2 \sin \alpha) \\ & - \frac{\sin \theta \cdot \cos \theta}{2} (1 + \frac{1}{2} \cos \alpha - 2 \sin \alpha) \end{aligned} \right] \quad (3.80)$$

B4) Type d'action 4 (fig. 3.45) : répartition radiale variable

Dans le cas général où le tuyau repose sur toute sa surface inférieure :

$$M_a(\alpha) = m_4 \cdot qR_m^2$$

avec :

$$\left. \begin{aligned} & \text{Pour } 0 \leq \alpha \leq \pi/2 : m_4 = -(4/\pi) \cdot \alpha \cdot \sin \alpha - \cos \alpha \\ & \text{Pour } \pi/2 < \alpha \leq \pi : m_4 = (4/\pi) \cdot \alpha \cdot \sin \alpha + \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (3.81)$$

B5) Type d'action 5 (fig. 3.46) : appui en encastrement

Ce type correspond à l'appui bloqué sur un support rigide où aucun mouvement n'est possible. C'est le cas par exemple d'un tuyau à surface rugueuse posé sur des montants en béton. Pour un point courant P (R_m, α) compris entre le demi-

angle d'encastrement δ et la clé, on utilise la formule générale relative au cas d'encastrement :

$$M_0(\alpha) = \frac{J_1 \cdot \left[\frac{1}{2}(\pi - \delta) - \frac{1}{2} \sin 2\delta \right] + J_2 \cdot \sin \delta + \cos \alpha \cdot \left[(\pi - \delta) \cdot J_2 + J_1 \cdot \sin \delta \right]}{\frac{1}{2}(\pi - \delta) - \frac{1}{2}(\pi - \delta) \cdot \sin 2\delta - \sin^2 \delta} + M_e \quad (3.82)$$

Dans laquelle, pour $\delta \leq \alpha \leq \pi$:

$$M_e = qR^2 \cdot [1 + \cos \alpha - (\pi - \alpha) \sin \alpha] \quad (3.83)$$

$$J_1 = qR^2 \cdot [(\pi - \delta) (1 - \cos \delta) - 2 \sin \delta] \quad (3.84)$$

$$J_2 = qR^2 \cdot \left[\frac{1}{4} \pi - \frac{1}{2} \delta - \sin \delta + \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\delta}{4} \right) \sin^2 \delta + \frac{1}{4} \delta \cdot \cos^2 \delta - \frac{3}{4} \sin \delta \cos \delta \right] \quad (3.85)$$

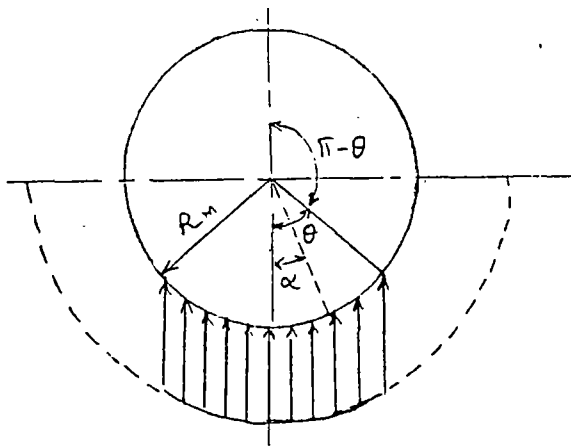


Fig. 3.42

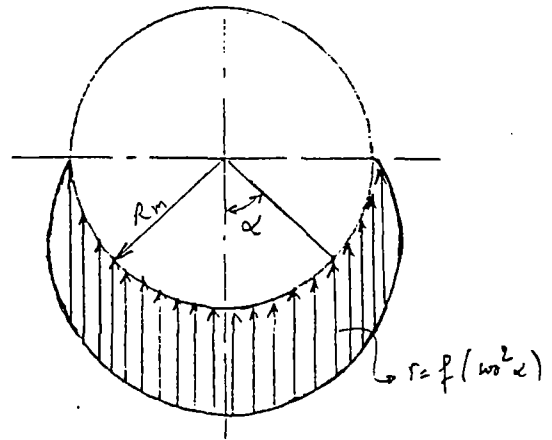


Fig. 3.43

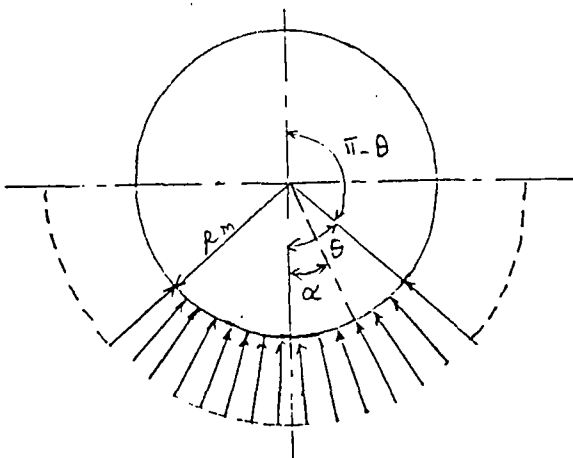


Fig. 3.44

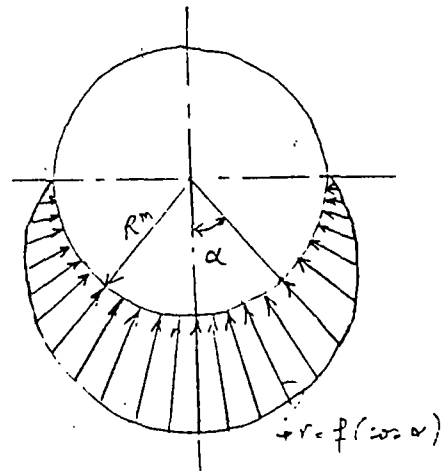


Fig. 3.45

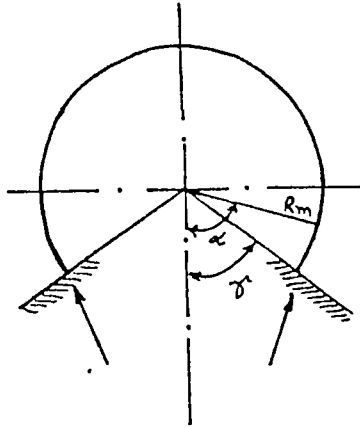


Fig. 3.46

C) Moment de flexion dû à Q_v : $M_{Q_v}(\alpha)$

Considérons le cas général où les pressions verticales sont réparties sur une étendue correspondant au 2ω et les réactions d'appui associées sur 2θ .

Le moment de flexion dû à Q_v résulte de la somme des moments élémentaires de chacun des types d'actions (ou d'appui). Nous établirons ci-après deux formules générales répondant au cas de pose couramment pratiqué.

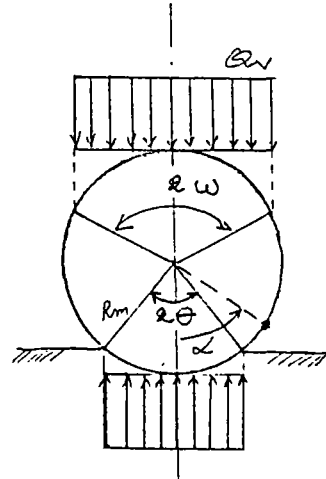


Fig. 3.47

C1) Moment dû à Q_v et au type d'action 1 (fig. 3.47)

Le principe de superposition appliqué aux figures 3.42 et 3.47 donne :

$$M'_{Q_v}(\alpha) = q \cdot R_m^2 \cdot (m_1 + m'_1)$$

Pour la pression Q_v ou la charge linéaire P_v , on a :

$$q \cdot R_m^2 = Q_v \cdot \frac{R_m^2}{\pi} \quad (\text{où } q \cdot R_m^2 = P_v \cdot R_m / 2\pi)$$

m_1 : coefficient de moment de l'équation (3.74)

m'_1 est l'image de m_1 , déduite de m_1 par inversion des réactions en charge et vice-versa, c'est-à-dire $\theta \leftarrow \omega$ et $\alpha \leftarrow (\pi - \alpha)$.

Soit :

$$M_{qv}^1(\alpha) = Q_v \cdot \frac{R_m^2}{\pi} \cdot \left[\frac{\theta \sin \theta}{2} + \frac{3 \cos \theta}{4} + \frac{\theta}{4 \sin \theta} + \frac{\omega \sin \omega}{2} + \frac{3 \cos \omega}{4} + \frac{\omega}{4 \sin \omega} + \frac{\cos \alpha}{3} \right] \cdot [\sin^2 - \sin^2 \theta] - \pi \cdot \sin \alpha$$

$$+ \left[\frac{\pi \cdot (\sin \theta - \sin \alpha)^2}{2 \sin \theta} \right] + \left[\frac{\pi \cdot (\sin \omega - \sin \alpha)^2}{2 \sin \omega} \right] \quad (3.86)$$

(1) pour $0 \leq \alpha \leq \pi/2$ (2) pour $\pi/2 \leq \alpha \leq \pi$

L'équation générale 3.86 est applicable à tous les cas de figure dès lors qu'il s'agit d'une répartition verticale constante de la charge comme de la réaction. Par exemple, dans le cas d'une pression verticale répartie horizontalement sur tout le diamètre du tuyau ($\omega = \pi/2$), posé avec un angle d'appui à 90° ($\theta = \pi/4$), on a les moments de flexion suivants :

- . A la clé : $M'_{qv}(\alpha = \pi) = 0,274 \cdot Q_v \cdot R^2 m$ (le terme 1 n'est pas utilisé.)
- . Au rein : $M'_{qv}(\alpha = \pi/2) = -0,281 \cdot Q_v \cdot R^2 m$ (le terme 1 est utilisé.)
- . A la base : $M'_{qv}(\alpha = 0) = 0,315 \cdot Q_v \cdot R^2 m$ (le terme 2 n'est pas utilisé)

C2) Moment dû à Q_v et au type d'action 3 (fig. 3.48)

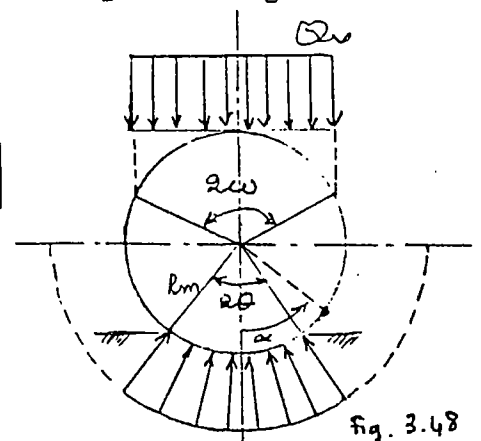
De même que le type précédent, on a :

$$M^3_{qv}(\alpha) = q \cdot R^2 m \cdot (m_3 + m'_3)$$

où m_3 est le coefficient de moment de l'équation 3.78 et m'_3 son image obtenue par inversion des réactions en charge et vice-versa.

$$q \cdot R^2 m = Q_v \cdot \frac{R_m^2}{\pi} \quad \left[= P_v \cdot \frac{R_m}{2\pi} \right]$$

Soit :



$$M_{qv}^3(\alpha) = QvR_m^2 \cdot \left[\frac{1}{\pi} \cdot [2 - 2(\pi - \alpha) \cdot \sin\alpha + m_{30} + m'_{30}] \right] \text{-----} (3.87)$$

. Pour la partie inférieure : du rein non-inclu à la base ($0 \leq \alpha \leq \theta < \pi/2$)

* m_{30} est l'expression de l'équation (3.79).

$$\begin{aligned} * m'_{30} = & \frac{2\pi}{\omega - \sin\omega} \cdot \left[\sin\omega \cdot (1 + \sin\omega \cdot \cos\alpha) + \sin^2\omega \cdot \cos\alpha - (\pi - \alpha) \cdot \sin\alpha \right. \\ & - \frac{\omega}{2} \cdot (1 + \sin^2\omega \cdot \cos\alpha - \frac{1}{2} \cos\alpha - 2\sin\alpha) \\ & \left. - \frac{\sin\omega \cdot \cos\omega}{2} \left(1 + \frac{1}{2} \cos\alpha - 2\sin\alpha \right) \right] \text{-----} (3.88) \end{aligned}$$

. Pour la partie supérieure : de la clé au rein inclus ($\pi/2 \leq \theta \leq \alpha \leq \pi$).

* m_{30} est l'expression de l'équation 3.80.

$$\begin{aligned} * m'_{30} = & \frac{2\pi}{\omega - \sin\omega} \cdot \left[\sin\omega \cdot (1 - \sin\omega \cdot \cos\alpha) - \sin^2\omega \cdot \cos\alpha - (\pi - \alpha) \cdot \sin\alpha \right. \\ & - \frac{\omega}{2} \cdot (1 - \sin^2\omega \cdot \cos\alpha + \frac{1}{2} \cos\alpha - 2\sin\alpha) \\ & \left. - \frac{\sin\omega \cdot \cos\omega}{2} \left(1 - \frac{1}{2} \cos\alpha - 2\sin\alpha \right) \right] \text{-----} (3.89) \end{aligned}$$

N.B. : Les équations ci-dessus relatives au type d'appui 3 sont applicables à la pose sur berceau en béton, ce type de pose, à l'inverse de l'encastrement, ne peut pas être considéré comme étant bloqué compte tenu des mouvements toujours possibles dans un tel appui.

D) Moment dû aux pressions active Q_n et passive Q_n^- : M_{qn} , M_{qn}^-

Dans le paragraphe relatif à la charge des terres du remblai, la pression active horizontale Q_n est répartie uniformément dans un rectangle, tandis que la pression passive Q_n^- se répartie selon une parabole. Mais pour le calcul des efforts internes, il s'agit d'un cas particulier dans lequel l'action et les réactions verticales sont réparties symétriquement, par suite d'une rotation de 90° (fig. 3.49). C'est donc un cas particulier de l'équation (3.86) dans laquelle

. Pour la pression active :

$$\omega = \theta = \pi/2 \quad \text{et} \quad Q_v \leftarrow Q_h$$

. Pour la pression passive :

$$\omega = \theta = \chi \quad (50^\circ \leq \chi \leq 90^\circ \text{ selon les auteurs})$$

$$\text{et} \quad Q_v \leftarrow 3/2 \cdot Q_h^*$$

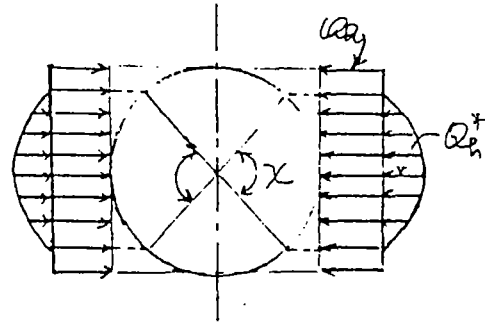


Fig. 3.49

E) Moment dû au poids de l'eau à pleine section : $M_w(\alpha)$

Selon la loi de proportionnalité des moments dûs au poids propre du tuyau à ceux de l'eau à pleine section (sans être en charge), toutes les équations établies pour le poids propre sont également applicables au cas de l'eau. Il suffit tout simplement de remplacer dans ces équations le facteur qR^2 par $\gamma_w R^3/2$, où γ_w est le poids volumique de l'eau ($\gamma_w \approx 1 \text{ daN/m}^3$).

F) Moment d'essai à l'écrasement selon l'AFNOR : $M_E(\alpha)$

Le cas des charges et réactions linéaires intéresse particulièrement le contrôle de résistance à l'écrasement des tuyaux sortant de l'usine. L'essai consiste à écraser progressivement le tuyau avec une charge linéaire P_v jusqu'à une certaine limite de fissuration, d'ovalisation ou de rupture (P_r), le tuyau étant calé horizontalement sur un support fixe. Pour éviter que le tuyau ne glisse latéralement, on pratique en général un calage sur 2 longrines faiblement espacées et diamétralement symétriques (fig. 3.50).

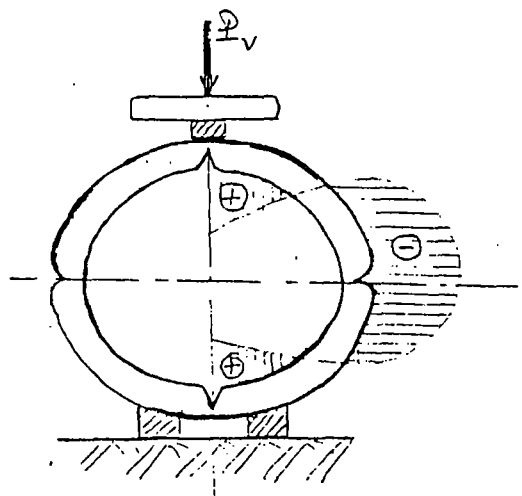


Fig. 3.50

Lors de cet essai, on retient la charge critique P_r . Il convient donc de connaî-

tre les efforts internes correspondants, notamment le moment de flexion (ou d'ovalisation) afin de pouvoir se faire une idée sur la capacité de résistance du tuyau en service.

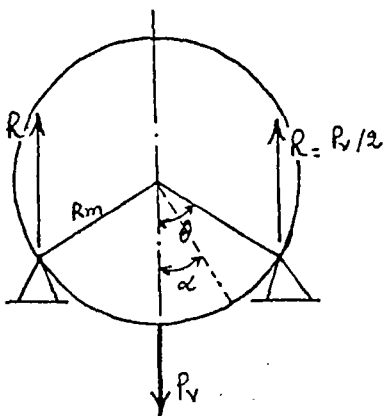
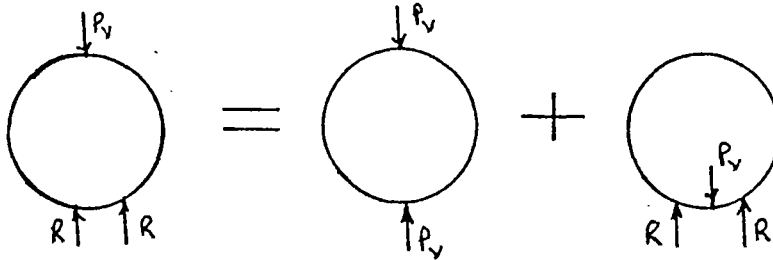
Par le principe de la superposition des effets, on décompose le cas de la fig. 3.50 en deux types d'action élémentaire dont on connaît l'expression des moments. En prenant M_E , M_{E1} et M_{E2} les moments de flexion respectifs, on a :

$$M_E(\alpha) = M_{E1}(\alpha) + M_{E2}(\alpha)$$

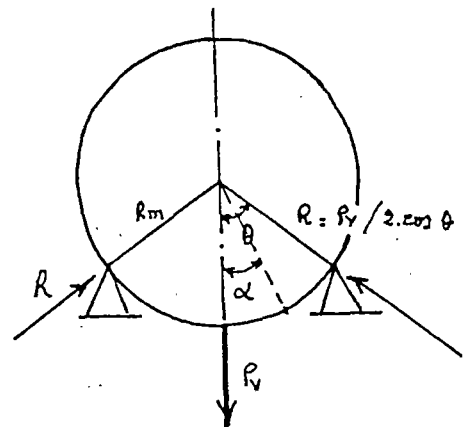
avec :

$$M_{E1}(\alpha) = \left(- \frac{1 \sin \alpha}{\pi} \right) \cdot P_v \cdot R_m \quad (3.90)$$

L'équation 3.90 est déduite de l'équation 3.86 en faisant $\theta = \omega = 0$. $M_{E2}(\alpha)$ est donné par les équations suivantes selon la direction possible de la réaction.



(a) - Direction verticale



(b) - Direction radiale

Fig. 3.51

. Cas des réactions symétriques verticales (fig. 3.51a)

$$M_{E2}(\alpha) = P_v.Rm \left[\frac{1}{2\pi} (\theta \sin\theta + \cos\theta - 1 + \sin^2\theta \cdot \cos\alpha) + m_{E20} \right] \quad (3.91)$$

où :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Pour } 0 \leq \alpha \leq \theta : m_{E20} = -1/2 \cdot (\sin\theta - \sin\alpha) \\ - \text{Pour } \alpha > \theta : m_{E20} = 0 \end{array} \right\} \quad (3.92)$$

Cas des réactions symétriques radiales (fig. 3.51b)

$$M_{E20}(\alpha) = P_v.Rm \left[\frac{1}{2\cos\theta} \cdot \left[\frac{1 - \cos\theta}{\pi} + \frac{\theta \sin\theta}{\pi} \cdot \cos\alpha \right] - m_{E20} \right] \quad (3.93)$$

où :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Pour } 0 \leq \alpha \leq \theta : m_{E20} = -\frac{\sin(\theta-\alpha)}{2\cos\theta} \\ - \text{Pour } \alpha > \theta : m_{E20} = 0 \end{array} \right\} \quad (3.94)$$

On devrait en principe considérer la moyenne des deux cas, la direction réelle étant entre les deux. En pratique, on préfère la sécurité en adoptant le premier cas. Soit :

$$M_E(\alpha) = P_v.Rm \left[\frac{1}{2\pi} \left[\theta \sin\theta + \cos\theta + 1 - \sin^2\theta \cdot \cos\alpha \right] - \frac{\sin\alpha}{2} + m_{E0} \right] \quad (3.93)$$

où $m_{E0} = m_{E20}$ (cf. équation 3.92)

6) Les efforts normaux

Bien que suffisamment faibles pour être négligeables dans le calcul du moment de flexion, les efforts normaux sont à envisager pour les grands diamètres en tuyaux rigides et pour tous les cas des tuyaux très flexibles compte tenu du risque de flambement de leur section transversale.

En suivant la même méthode de calcul des moments, nous reprenons quelques expressions applicables au type d'appui continu avec réactions verticales constantes, associé au même type de charge (fig. 3.47).

G1) Effort normal dû au poids propre et au type d'appui 1 : $N_c(\alpha)$

$$\left. \begin{aligned}
 \text{Pour } \alpha \leq \theta : N_{\alpha}(\alpha) &= qRm \left[\begin{array}{c} 1 \quad 1 \\ - \quad - \quad \sin^2\theta \end{array} \right] \cdot \cos\alpha - \alpha \sin\alpha + \frac{\pi \cdot \sin^2\alpha}{\sin\alpha} \\
 \text{Pour } \alpha \leq \theta : N_{\alpha}(\alpha) &= qRm \left[\begin{array}{c} 1 \quad 1 \\ - \quad - \quad \sin^2\theta \end{array} \right] \cdot \cos\alpha + (\pi - \alpha) \cdot \sin\alpha
 \end{aligned} \right\} \text{ (3.96)}$$

G2) Effort normal dû au poids de l'eau et au type d'appui 1 : $N_w(\alpha)$

$$N_w(\alpha) = \frac{w \cdot R_m^2}{2} \left[- \cos\alpha \cdot \left[\begin{array}{c} 1 \quad 1 \\ 2 \quad 3 \end{array} \right] \sin^2\theta + (\pi - \alpha) \cdot \sin\alpha - 2 + n_{w0} \right] \text{ (3.97)}$$

où :

$$\left. \begin{aligned}
 \text{Pour } 0 < \alpha \leq \theta < \pi/2 : n_{w0} &= \pi \cdot \left[\sin\alpha - \frac{\sin^2\alpha}{\sin\theta} \right] \\
 \text{Pour } \pi/2 \leq \theta < \alpha \leq \pi : n_{w0} &= 0
 \end{aligned} \right\} \text{ (3.98)}$$

G3) Effort normal dû à la charge Q_v et au type d'appui 1 : $N_{qv}(\alpha)$

$$N_{qv}(\alpha) = \frac{Q_v \cdot R_m}{\pi} \left[\begin{array}{c} 1 \\ - \quad \left[\sin^2\omega - \sin^2\theta \right] \cdot \cos\alpha + n_{qvo} \end{array} \right] \text{ (3.99)}$$

où :

$$\left. \begin{aligned}
 \text{Pour } 0 \leq \alpha \leq \theta < \pi/2 : n_{qvo} &= \frac{\pi \sin^2\alpha}{\sin\theta} \\
 \text{Pour } \pi/2 \leq \theta \leq \alpha \leq (\pi - \omega) : n_{qvo} &= \pi \cdot \sin\alpha \\
 \text{Pour } (\pi - \omega) < \alpha \leq \pi : n_{qvo} &= \frac{\pi \sin^2\alpha}{\sin\omega}
 \end{aligned} \right\} \text{ (3.99 bis)}$$

G4) Effort normal dû aux pressions latérales et au type d'appui 1 : N_{qh}, N_{qh}^*

Ce sont un cas particulier de l'équation 3.99 dans laquelle on a :

- Dans le cas de la pression active Q_h : $\omega = \theta = \pi/2$ et $Q_v \leftarrow Q_h$
- Dans le cas de la pression passive Q_h^* : $\omega = \theta = \chi$ et $Q_v \leftarrow 2/3 \cdot Q_h^*$

IV.3/ Les contraintes et déformations

Après avoir décrit complètement tous les cas de charge et surcharge ainsi que les efforts internes, il ne reste plus qu'à vérifier les contraintes ou la tenue d'un tuyau donné.

Pour se faire, une idée chiffrée satisfaisante de la sécurité escomptée du tuyau en service, on se contente selon la procédure classique de la résistance des matériaux, de contrôler que la contrainte et les déformations engendrés aux parois ne dépassent par leur limite admissible, l'effet de l'un n'entraînant nécessairement pas l'autre.

Or, selon le critère de rigidité du tuyau évoqué au paragraphe précédent, le mode de rupture de certains d'entre eux est tel que le critère de défaillance peut être attribué suivant leur rigidité effective, tantôt à la contrainte, tantôt à la déformation. Il convient donc d'en homogénéiser les méthodes de calcul. Les modèles s'accordent à considérer le calcul de la contrainte comme le seul critère de défaillance pour les tuyaux rigides, et la vérification contradictoire des deux effets pour les tuyaux flexibles. Par ailleurs, depuis l'avènement des tuyaux flexibles (ou très flexibles), on recommande d'adjoindre à la vérification contradictoire un troisième critère relatif au flambement transversal.

A) Résistance mécanique des tuyaux rigides (IR < 133)

A1) Calcul de contrainte

Compte tenu des défauts de fabrication et des fissures non apparentes ou retardées (vis-à-vis de la rupture), on adopte, comme il est d'usage dans l'étude de stabilité, un coefficient de sécurité adéquate de manière à ce que :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}/a \text{ ----- (3.100)}$$

où :

- a : Coefficient de sécurité, notion purement empirique. Compte-tenu des imprecisions liées aux charges extérieures et aux mode de rupture des tuyaux, a varie, selon les auteurs, entre 1.20 et 3.0. Toutefois, la réglementation technique du fascicule 70 préconise les valeurs suivantes :

- a = 2,5 pour les tuyaux non agréés;
- a = 1,3 si le tuyau ne présente pas une rupture fragile. C'est pratiquement le cas de l'amiante-ciment et du béton armé;
- a = 1,5 s'il y a rupture fragile et quand DN < 800;
- a = 1,65 s'il y a rupture fragile et quand DN ≥ 800.

σ : contrainte de flexion qui peut être positive si elle traduit une compression ou négative s'il s'agit d'une traction ; σ s'exprime en [ML⁻²].
 Pour les tuyaux circulaires à paroi constante (e = cste), on utilise la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{e} \pm \frac{M}{e^2/6} \quad (3.101)$$

où :

N et M sont des efforts internes définis au paragraphe précédent et sont considérés algébriquement. On retient en général la soustraction des deux termes pour σ en traction.

σ̄ : contrainte admissible de flexion en traction, déterminée selon la quantité du matériau, les caractéristiques géométriques et les conditions d'essai. Faute de mieux, on utilisera les données suivantes :

- tuyau en amiante-ciment :

$$\bar{\sigma} = 0,3 \cdot Fe \cdot \frac{3Di + 5e}{e^2} \cdot 10^{-3}$$

où : Fe : charge de rupture en N/ml

Di : diamètre intérieur en mm

e : épaisseur effective en mm

σ̄ : en N/mm²

- tuyau en béton armé ou non : σ̄ = 60 daN/cm²

- tuyau en fonte ductile : σ̄ = 3370 daN/cm²

- tuyau en PVC : σ̄ = 100 daN/cm²

- tuyau en grès : σ̄ = 50 daN/cm²

A2) Calcul de portance à la charge mini d'essai à l'écrasement

Il s'agit d'une méthode directe limitant le calcul au niveau des charges et des surcharges. En effet, en négligeant légitimement les efforts normaux et tranchants, le moment de flexion d'un tuyau en service est supposé être celui engendré par la charge minimale d'essai à la rupture. En se limitant à la somme des charges verticales (P_v) et pour un type d'appui donné, le moment en service s'écrit :

$$M_s = m_s \cdot P_v \cdot R_m \quad (m_s \text{ étant défini au IV.2.C})$$

Et le moment d'essai à l'écrasement sous une charge mini (P_r) ayant entraîné la rupture, s'écrit :

$$M_e = m_e \cdot P_r \cdot R_m \quad (m_e \text{ étant calculé par l'équation 3.95})$$

En faisant $M_s = M_e$, avec $m = m_e/m_s$, on a :

$$P_r = P_v/m$$

La prise en compte du coefficient de sécurité expérimental (a) donne finalement le critère de défaillance exprimant la "capacité portante" du tuyau. Soit :

$$a \cdot \left[\frac{P_v}{m} \right] \leq P_r \quad (3.102)$$

$m = m_e/m_s$ est appelé "coefficient de pose", fonction du type et angle d'appui, le moment maximum M_e étant à la base du tuyau.

Tableau 3.13 : Coefficient de pose (fascicule 70)

Angle d'appui	m_e	m_s	m
90°	0,1589	0,0784	2,00
120°	0,1589	0,0688	2,30
180°	0,1589	0,0625	2,55

Les coefficients de pose calculés du tableau 3.13 sont à adopter dans tous les cas de pose, sauf au cas d'un contrôle strict de compactage et de remblaiement. Auquel cas, le fascicule 70 considère que le critère de la portance du tuyau suivant l'équation 3.102 doit être plus sévère pour les gros diamètres que pour les petits. De sorte, on préconise finalement :

- m = 2,3 pour les diamètres DN ≤ 500
- m = 2,0 pour les diamètres DN > 500

B) Stabilité des tuyaux déformables (IR ≤ 133)

La rupture survenant le plus souvent pour des contraintes de service inférieures à la contrainte admissible ($a.\sigma \leq \bar{\sigma}$), le critère de défaillance des tuyaux déformables apparaît insuffisant en ne considérant que les équations 3.101 et 3.102. La rigidité des tuyaux déformables est en effet telle qu'une partie non négligeable des pressions transmises se dissipe sous forme de déformation latérale ; d'où la réduction de σ . En outre, lorsque la déformation atteint une certaine valeur, on assiste parfois au phénomène de "striction" (ou diminution progressive) de l'épaisseur de la circonférence. Ce phénomène traduit effectivement la loi contrainte/déformation des matériaux ductiles à rigidité en traction élevée. Il convient par conséquent de limiter d'une part la striction (ϵ_f), et d'autre part, la déformation (verticale et/ou horizontale) ayant entraîné une ovalisation inadmissible pour les tuyaux très souples ou la rupture proprement dite pour les tuyaux simplement déformables (σ).

Signalons, par ailleurs, que dans des conditions de service particulières, la section transversale est sujette au phénomène de "flambement" lorsque les pressions extérieures deviennent uniformes sur tout le pourtour, et dépassent la limite de flambement (q_{cr}).

B1) Calcul de déformation

La quasi-totalité du calcul de déformation actuel est basée sur l'étude semi-empirique de Spangler (réf. 2.2). A partir de la théorie de l'élasticité linéaire, Spangler exprime la déformation en terme de déplacement :

- déplacement (ou déformation) horizontale :

$$\delta x = \frac{R_m^3}{ER.I} \int_0^\pi M \cdot \cos \alpha \cdot d\alpha$$

- déplacement (ou déformation) verticale :

$$\delta y = \frac{R_m^3}{ER.I} \int_0^{\pi} M \cdot \sin \alpha \cdot d\alpha$$

Dans lesquelles, M est le moment interne de flexion défini précédemment selon le cas de charge et le type d'appui associé. On a vu que $M = Q \cdot R_m^3 \cdot m_\alpha$, où Q est une charge uniformément répartie exprimée en terme de pression et le coefficient de moment : $m_\alpha = f(\alpha, \theta, \omega)$.

δx et δy sont respectivement les déplacements diamétralement symétriques horizontaux du rein et verticaux de la clé (fig. 3.52). Le moment de flexion étant déterminé auparavant, l'équation de déformation s'exprime finalement en fonction du coefficient de moment m_α .

$$\left. \begin{aligned} \delta x &= \frac{2QR_m^3}{ER.I} \int_0^{\pi/2} m_\alpha \cdot \cos \alpha \cdot d\alpha \\ \delta y &= \frac{2QR_m^3}{ER.I} \int_0^{\pi/2} m_\alpha \cdot \sin \alpha \cdot d\alpha \end{aligned} \right\} \text{ (3.130)}$$

Dans la littérature, on trouve des expressions de m_α légèrement différentes. Toutefois, rapportée au diamètre moyen D_m , on reconnaît l'expression générale suivante pour tous les modèles se basant sur les travaux de Spangler :

$$\frac{\delta}{D_m} = \frac{A(Q)}{S(R) + B \cdot EB} \text{ (3.104)}$$

où :

$A(Q) = f(Q)$, une fonction de la charge extérieure Q.

B = constante augmentant avec la rigidité du tuyau : $0,0661 \leq B \leq 0,122$.

$S(R) = f(e/R_m, ER)$, rigidité du tuyau.

EB = module de déformation du sol d'enrobage (cf. II.3)

La déformation relative δ/D_m peut être horizontale ou verticale. Lors du calage du modèle ATV, Léonhart a trouvé que $\delta v/\delta h > 1$, et varie inversement proportionnel à la rigidité du système VRB. Par contre, Molin donnait $\delta v/\delta h \approx 1,6$ quand il étudiait le modèle Spangler pour les tuyaux de grande flexibilité du type PEHD. Dans tous les cas, le calcul de déformation se fait généralement suivant deux types de formule :

- Spangler, pour les tuyaux semi-rigides et flexibles à déformation limitée (de l'ordre de 5 %).

- ATV, pour les tuyaux flexibles et très flexibles à déformation verticale importante (de l'ordre de 15 à 20 %).

a) Pour Spangler, $\delta_h = \delta_v$ et sous la forme de l'équation 3.104, on a :

$$A(Q) = K_x \cdot Q_v \quad (3.105)$$

où K_x : coefficient de déformation (ou d'appui). En supposant la flexibilité du sol négligeable devant celle du tuyau ($EB \ll ER$), on a approximativement :

$$K_x \approx \int_0^{\pi/2} mQ \cdot \cos \alpha \cdot d\alpha$$

Soit :

$$K_x = 0,5 \cdot \frac{\sin^2 \theta}{\sin \theta} - 0,082 \cdot \frac{\sin^2 \theta}{\sin \theta} + 0,08 \cdot \frac{\sin^2 \theta}{\sin \theta} - 0,16 \cdot (\pi - \theta) \cdot \frac{\sin^2 \theta}{\sin \theta} - 0,04 \cdot \frac{\sin^2 \theta}{\sin \theta} + 0,318 \cdot \cos \theta - 0,208 \quad (3.106)$$

$$S(R) = SR = \frac{ER}{12} \left[\frac{e}{R_m} \right]^3 \quad \text{et} \quad B = 0,061$$

[Dans ce type de formule, on retrouve les normes suisse SIA et américaine ANSI.]

b) Pour ATV, $\delta_h \neq \delta_v$:

$$\frac{\delta_h}{D_m} = \frac{Q_h^*}{2 \cdot SB} \quad (3.107)$$

Rappelons que :

$$Q_h^* = K^* \cdot (Q_v - Q_h) \quad \text{où} \quad K^* = \frac{Ch_1}{VRB - Ch_2}$$

$$SB = 0,6 \cdot \xi \cdot E2$$

$$\frac{\delta_v}{D_m} = \frac{C_v^* \cdot (Q_v - Q_h)}{SR} \quad (3.108)$$

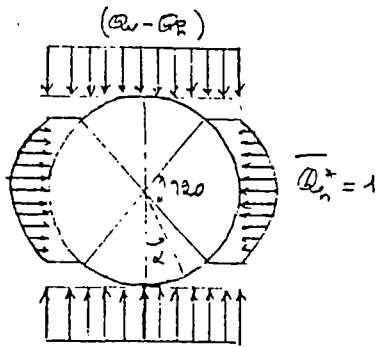
Rappelons que :

$$C_v^* = CV_1 + CV_2 \cdot K^*$$

$$SR = \frac{ER}{12} \left[\frac{e}{R_m} \right]^3$$

Les coefficients de déformation Ch_1 , Ch_2 , Cv_1 et Cv_2 du modèle ATV

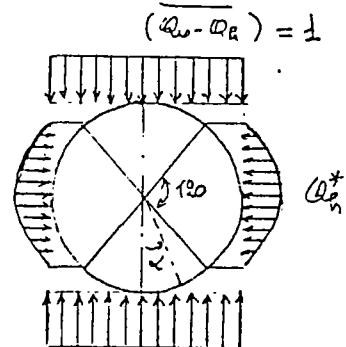
Il faut noter que selon la méthode de calcul des déplacements adoptée par Léonhart pour déterminer les coefficients de concentration λ_R et λ_B (cf. III.2.C1), les coefficients de déformation horizontale Ch_1 , Ch_2 et verticale Cv_1 , Cv_2 n'ont pas les mêmes significations que le coefficient d'appui Kx de Spangler. D'un point de vue analytique, ces coefficients sont calculés à partir des coefficients de moment de l'équation 3.86 selon les cas de charge et les types d'appui. Le cas de charge/appui théorique équivalent est :



Déformation horizontale

$$Ch_1 = \int_0^\pi m(Q_v - Q_n) \cdot m(\overline{Q_n^*}) \cdot d\alpha$$

$$Ch_2 = \int_0^\pi m(Q_n^*) \cdot m(\overline{Q_n^*}) \cdot d\alpha$$



Déformation verticale

$$Cv_1 = \int_0^\pi m(Q_n^*) \cdot m(\overline{Q_v - Q_n}) \cdot d\alpha$$

$$Cv_2 = \int_0^\pi m(Q_v - Q_n) \cdot m(\overline{Q_v - Q_n}) \cdot d\alpha$$

D'après l'équation 3.86, on peut calculer les coefficients :

$$m(\text{charge}) = f(\alpha, \theta, \omega).$$

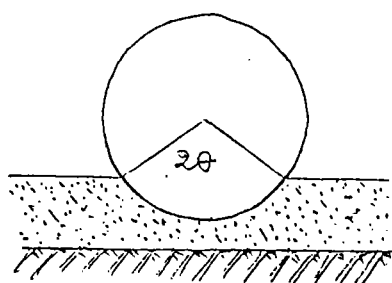
Pour un cas de charge/appui donné, on a : $m(\text{charge}) = f(\alpha)$. Soit :

$$\left. \begin{aligned} Ch_1 &= \int_0^\pi m(Q_v - Q_n) \cdot m(\overline{Q_n^*}) \\ Ch_2 &= \int_0^\pi m(Q_n^*) \cdot m(\overline{Q_n^*}) \\ Cv_1 &= \int_0^\pi m(Q_n^*) \cdot m(\overline{Q_v - Q_n}) \\ Cv_2 &= \int_0^\pi m(Q_v - Q_n) \cdot m(\overline{Q_v - Q_n}) \end{aligned} \right\} \text{ (3.109)}$$

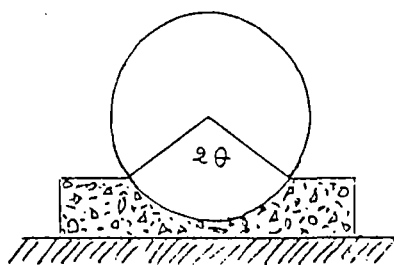
Pour l'application pratique, on propose trois types d'appui dénommés pose 1, pose 2 et pose 3 (fig. 3.53). Dans le cas des tuyaux non rigides, on recommande la pose 3. Pour les calculs manuels, on pourra se référer au tableau 3.14 suivant concernant les valeurs de Ch_1 , Ch_2 , Cv_1 et Cv_2 :

Tableau 3.14 : Coefficient de déformation, pose 1 et 3 (ATV)

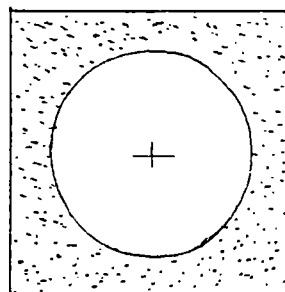
$\theta(^{\circ})$	Cv_1	Cv_2	Ch_1	Ch_2
60	-0,1053	+0,0640	+0,1026	-0,0658
90	-0,0966	+0,0640	+0,0956	-0,0658
120	-0,0893	+0,0640	+0,0891	-0,0658
180	-0,0833	+0,0640	+0,0833	-0,0658



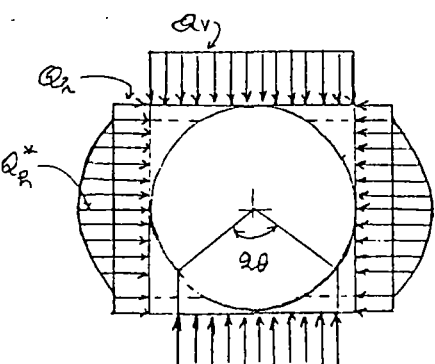
Pose 1



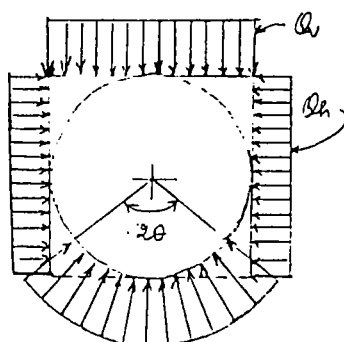
Pose 2



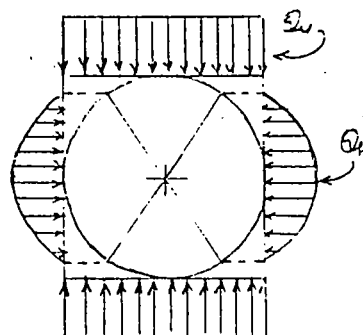
Pose 3



Tuyau rigide ou flexible



Tuyau rigide



Tuyau flexible

Fig. 3.53 : Types de pose et répartition des pressions (ATV)

B4) Importance de la consolidation

L'évolution de la déformation en fonction du temps a été mise en évidence par les mesures in-situ de Spangler. Pour tenir compte de la consolidation du remblai dans la prévision à long terme de la stabilité des tuyaux déformables, Spangler avait suggère d'introduire un coefficient de déformation différée $D_L > 1$ dans sa formule de déformation. Des investigations ultérieures effectuées dans les pays scandinaves sur les tuyaux en PVC ont révélé une corrélation du type $D_L = \alpha \cdot t^\beta$, où α et β sont des coefficients empiriques dépendants de la rigidité du système tuyau-sol. Par conséquent, la déformation relative δ/D_m est une fonction linéaire de $\log_{10} t$ (fig. 3.54). C'est la théorie de la courbe en S distinguant, d'une part, la déformation d'installation à court terme $(\delta/D_m)_c$ de celle à long terme due à la consolidation $(\delta/D_m)_L$, et d'autre part, l'action de la charge du remblai (1) de celle de la charge roulante (2). De ces investigations, le comportement élastique des tuyaux enterrés se résume en quatre phases :

- A : Immédiatement après l'installation, le tuyau se déforme de $(\delta/D_m)_c$, dont la prévision peut être faite à partir des deux types de formule précédents (équation 3.103).
- B : Début de consolidation linéaire du remblai dont la pente β est fonction de la nature du sol d'enrobage et du mode de son remblaiement/compactage: β est faible pour un bon compactage et plus forte pour les sols cohérents (argileux).
- C : Accélération de la déformation par suite des charges roulantes.
- D : Consolidation linéaire selon l'angle β . Au bout de 20 à 50 ans de service, la déformation peut atteindre 20 à 30 % sans rupture.

Il en ressort que le critère de défaillance des tuyaux déformables relève des vérifications contradictoires entre la déformation, la striction et le flambement; la rupture proprement dite étant rare, hormis celle due au gel des tuyaux de très faible profondeur ($H < 0,40$ m). En principe, ce sont la striction et le flambement qui devrait l'emporter sur la déformation, mais compte tenu du caractère récent de ces phénomènes, on se contente encore de se limiter au cri-

tère de déformation. Pour des raisons étrangères à la résistance des matériaux, on recommande une valeur de 5 à 8 % pour la déformation d'installation $(\delta/Dm)_c$, la limite supérieure étant relative aux tuyaux les moins déformables (rigidité $SR \geq 2500N/m^2$). Notons au passage que la recommandation du fascicule 70 fixant une ovalisation limite à 15 % pour les PVC, semblerait correspondre à la déformation à long terme $(\delta/Dm)_L$.

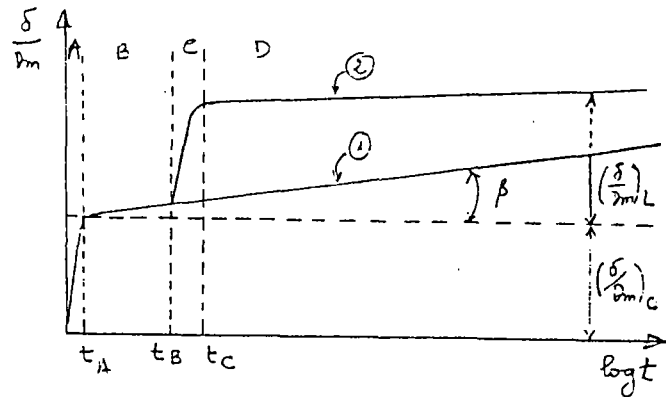


Fig 2.54. consolidation

V/ DISCUSSION - CONCLUSION

Les réseaux enterrés constituent une structure complexe pour lesquels l'assurance du fonctionnement à long terme nécessite une bonne connaissance de l'état du sous-sol. Dans la pratique, la reconnaissance du sous-sol n'est effectuée que dans des terrains d'une stabilité incertaine ou pour des ouvrages susceptibles d'être localement très sollicités afin d'y apporter des solutions de protection particulières. Celles-ci sont en général liées aux cas des charges exceptionnelles qui ont été évoquées au paragraphe III.1 et pour lesquels les modèles prévisionnels deviennent insuffisants.

Dans ce contexte, on peut également citer le cas de l'entraînement hydrodynamique des particules fines. Au cours du temps, le matériau du remblai et le lit de pose se dégradent progressivement jusqu'à ce que le tuyau travaille en flexion composée (cas d'une poutre hyperstatique sur appuis espacés). Des solutions pratiques existent dans ce type de situation ; par exemple, pour les tuyaux en béton, il faut prescrire une note de calcul détaillé pour dimensionner le berceau en béton armé ou non, selon l'importance du moment de flexion de la poutre. Néanmoins, les méthodes de calcul de la stabilité des tuyaux enterrés sont applicables dans la plupart des cas, à condition de considérer les mesures spéciales de protection en terrain instable comme un cas particulier et d'admettre sur l'exécution du chantier (lit de pose, remblai) est faite dans les règles de l'art.

Les deux principales approches qui ont été proposées sont celles de Marston et Spangler, et, plus récemment, la méthode ATV. La première a été très utilisée tant que les matériaux rigides occupaient la quasi-totalité du marché (les tuyaux les plus flexibles étant à l'époque en tôle ondulée type ARMC0). L'approche ATV a permis de tenir compte de l'arrivée des tuyaux déformables en PVC ou thermoplastique; elle correspond, de plus, à une vision plus précise des pratiques de chantier et est adaptée à l'automatisation des calculs prévisionnels.

La procédure du modèle ATV apparaît a priori plus convaincante, mais nécessite un plus grand nombre de données concernant les propriétés mécaniques du sol : les coefficients de poussée des terres K_1 , K_2 et les modules E_1 , E_2 , E_3 , E_4 .

Quelle que soit la méthode, les critères de défaillance ne seront valables que si l'on considère la réalité de la répartition des pressions autour du tuyau, en particulier, la charge des terres, la charge roulante et les réactions d'appui. Or cette hypothèse d'une répartition imminente dans le temps n'est pas conforme à la réalité où les paramètres liés au sol sont évolutifs. On peut en effet se

poser la question de la pertinence du coefficient de choc ϕ et de l'application approchée de la théorie de Boussinesq-Fröhlich, alors que dans les couvertures habituelles des tuyaux enterrés, c'est la charge roulante qui s'avère l'emporter. De même, les facteurs de concentration λ_R et λ_B constituent en définitive les coefficients de proportionnalité des charges Γ imaginé par Marston dans le cas de tranchées et de remblais indéfinis. Enfin, les pressions actives Q_n et passives Q_n^* s'apparentent à la pression latérale globale Q'_n utilisée par Spangler pour calculer la déformation des tuyaux flexibles.

Toutefois, il est délicat de conclure à l'imprécision de la méthode Marston / Spangler par rapport à l'ATV sous l'argument que la première ignore implicitement le coefficient K_2 et les modules E_1 . En effet, avec : $0,2 \leq K_2 \leq 0,5$; $30 \leq E_1 \leq 50$ bars ; $K_1 = 0,5$ et $k\mu' = 0,158$, on constate que :

- Pour le système rigide ($IR \leq 133$) dans lequel figurent les tuyaux en béton, grès et une certaine classe et diamètre des fontes ductiles et amiantements, le coefficient Γ est supérieur à λ_R en tranchée large quelque soit la hauteur de couverture H , et $\Gamma < \lambda_R$ en tranchée étroite quand $H < 5$ m.
- Pour le système flexible, l'inégalité semble être variable sur la fourchette habituelle de 4 à 6 m de couverture et pour une même masse volumique du remblai $\delta = 2000$ daN/m³.

A ce niveau de charge des terres, ces constatations demeurent tout de même peu pertinentes ; cela s'explique par l'existence de la largeur de transition B_T spécifique à la méthode Marston. Pour la charge roulante, l'application de la formule générale de Boussinesq-Fröhlich au système B_a telle qu'il est préconisé au fascicule 70, donne une charge supérieure à celle du modèle ATV. Ce qui constitue une sécurité pour la réglementation technique actuellement en vigueur en France en matière de sollicitation extérieure sur les tuyaux rigides. Les déformations quasiment nulles des tuyaux préfabriqués en béton, grès et amiante sont telles qu'il est tout à fait légitime de considérer la charge minimale d'essai comme critère de défaillance (cf. équation 3.103). Quant à l'ovalisation des tuyaux déformables qui couvrent la totalité des PVC, PEHD, etc..., ainsi qu'une grande partie des fontes ductiles, avec les coefficients K_2 de 0,3 à 0,5 et E_B de 30 à 50 bars, l'étude de calage de Carström a bien montré l'existence de valeurs plutôt élevées de la déformation horizontale δ_x ainsi que du coefficient de contrainte D_x du modèle Spangler pour un seuil de rigidité $SR \geq 2500$ N/m² du

système flexible ($IR > 133$). Ce qui convient parfaitement à tous les tuyaux déformables de la norme AFNOR (cf. tableaux 3.22 et 3.23), sauf évidemment les thermoplastiques.

En conclusion, la théorie de Marston/Spangler s'adapte, malgré tout, au calcul de la stabilité des tuyaux préfabriqués enterrés tels qu'ils existent sur le marché actuel. Cependant, afin d'en permettre un développement plus rationnel sur micro-ordinateurs, les considérations suivantes seront à adopter dans notre conception de la stabilité des tuyaux circulaires de la norme AFNOR :

1/ Le critère de rigidité du système tuyau-sol

En accord avec le modèle ATV, nous adoptons l'indice de rigidité du système $VRB = 0,1$ mais en le corrigeant par le facteur de Leonhart $c = 0,6 \cdot \xi$ pour tenir compte, d'une part, de l'influence de la hauteur de couverture H et de la largeur de la tranchée B , et d'autre part, utiliser les modules du sol EB' des tableaux 3.3 et 3.6. D'après le paragraphe II.2, on a :

$$\bar{IR} = 133 / \xi \quad \text{-----} \quad (3.110)$$

Dans laquelle, ξ est calculé par l'équation 3.13. D'où si $IR > \bar{IR}$, le système est flexible sinon il est rigide, IR étant calculé par l'équation 3.6.

2/ Calcul des charges extérieures

La pression verticale des terres en tranchée large ou étroite est calculée par la méthode Marston $Q_{REM} = \Gamma \cdot \delta \cdot H$, la largeur de transition B_T étant déterminée analytiquement ainsi que la position du plan d'égal tassement H_e . Les données utilisées sont celles préconisées au fasc.70 ($\delta = 1800 \text{ daN/m}^3$, $k_{\mu'} = 0,158$). La pression verticale Q_{DYN} transmise par le convoi-type du système de surcharge roulante B_c , est la moyenne des terrains sablonneux et argileux (cf. équations 3.63 et 3.64).

En clair, il s'agit d'une résolution analytique de la méthode du fascicule 70 avec un coefficient de sécurité réglementaire de 1,15.

3/ Calcul des efforts internes

Nous préconisons deux cas de charge/appui : le premier cas est celui de la figure 3.55 ci-dessous, applicable quel que soit la rigidité IR du système. C'est le cas courant de terrain stable où les tuyaux peuvent être posés sur un lit sablonneux et appuyé à 90° pour les diamètres DN > 500 ou à 120° pour DN ≤ 500.

Le deuxième cas (fig. 3.56) correspond au système rigide posé sur berceau en béton dans un terrain instable où il y a risque d'entraînement hydrodynamique des fines, ou d'un tassement différentiel important.

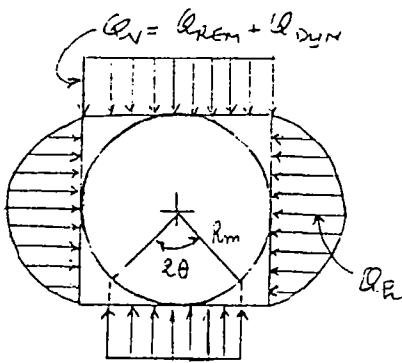


FIG. 3.55 : Pose sur lit

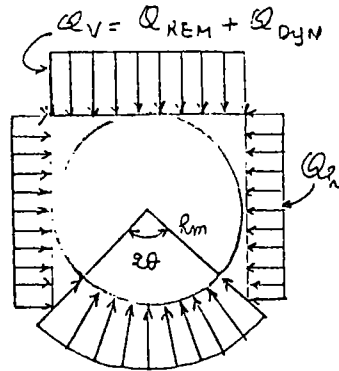


Figure 3.56 : Pose sur berceau

L'expression du moment de flexion est, dans tous les cas de charge / appui, de la forme $M_q = m_q \cdot Q \cdot R_m^2$; dans laquelle Q peut être Q_v ou Q_h et m_q est le coefficient de moment correspondant :

. dans la pose 1, Q_h est la pression latérale globale de Spangler :

$$Q_h = K \cdot Q_v \text{ ----- (3.111)}$$

On reconnaît le coefficient de poussée latérale des terres K (cf. équation 3.9).

De l'avis de Spangler :

$$K = \frac{Kx}{SR + 0,061} \quad \text{où } Kx \text{ peut être calculée par l'équation 3.106,}$$

sinon $Kx \approx Ch$, du modèle ATV (cf. tab. 3.14).

. Les coefficients de moment m_{qv} et m_{qh} sont ceux de l'équation 3.86 pour la pose 1 et de l'équation 3.87 pour la pose 2.

4/ Critère de défaillance

Le mode de rupture étant différent selon que le tuyau est ou non déformable, le critère de défaillance actuellement préconisé au fascicule 70 apparaît insuffisant. Pour un système rigide ($IR \leq 133$), le critère actuel se basant sur la capacité portante du tuyau vis-à-vis de la charge mini d'essai à l'écrasement, est tout à fait acceptable (cf. équation 3.102). Mais dans le système flexible ($IR > 133$), la prise en compte de la déformation est telle qu'il convient de distinguer les tuyaux franchement déformables (ovalisation $\geq 3\%$) de ceux qui ne le sont pas. Dans ce contexte, parmi les tuyaux agréés de la norme AFNOR, seuls les PVC et les fontes ductiles sont capables de s'ovaliser à plus de 3% sans se rompre. Par conséquent, le critère actuel reste valable pour les tuyaux en béton, grès et amiante-ciment.

Ainsi, pour les tuyaux déformables du système flexible, la déformation résulte de la théorie de Spangler. On calcule donc la charge verticale linéaire P_v par l'équation suivante :

$$P_{v1} = \frac{\delta x / D_m}{12 \cdot D_L \cdot Kx} \cdot \left[\frac{8 \cdot ER}{\left[\frac{D_m}{e} \right]^3} + 0,732 \cdot EB \right] \quad (3.112)$$

L'équation 3.112 est directement applicable à tous les tuyaux déformables non composites tels que les PVC et PEHD, sinon des considérations supplémentaires s'avèrent nécessaires compte tenu des contraintes développées dans la paroi, par suite du moment de flexion, qui ne sont pas de même nature. Un cas typique est bien la fonte ductile dont la situation la plus défavorable est qu'à la base du tuyau la couche extérieure en fonte travaille en compression et la couche intérieure en ciment allumineux subit une traction.

On a dans ce cas (fig. 3.57) : $\sigma = \sigma_c + \sigma_F$

En négligeant les efforts normaux et en supposant $e \approx e_1$, la contrainte totale devient :

$$\sigma = \frac{M_c}{e^{2/6}} - \frac{M_F}{e^{2/6}}$$

Or les moments de flexion sont de la forme $M = P_v \cdot R_m \cdot m$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{3D_m \cdot P_{v2}}{e^2} \cdot (m_c - m_F)$$

Soit :

$$Pv2 = \frac{\sigma}{\frac{3Dm}{e^2} \cdot (m_C - m_F)} \quad (3.113)$$

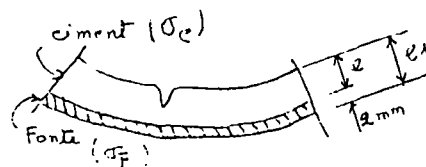


Fig. 3.57

Pour tenir compte de la déformabilité de la fonte ductile, la norme américaine ANSI A21.50 préconise l'expression suivante pour m_F :

$$m_F = \frac{D_L \cdot Kx}{\frac{3ER}{EB \cdot \left[\frac{Dm}{e} \right]^3} + 0,732} \quad (3.114)$$

Le coefficient de moment m_C peut être déterminé par l'équation 3.86 avec $\omega = \pi/2$ et $\alpha = 0$ (à la base du tuyau) pour divers angles d'appui θ .

Tableau 3.15 : Valeurs de m_C et Kx

Appui 2θ (°)	m_C	Kx
60	0,1886	0,1026
90	0,1568	0,0956
120	0,1376	0,0891
180	0,1250	0,0833

N.B: Dans la littérature, on écrit également Kb pour désigner le coef. de moment m_C .

Dans ces conditions, le critère de défaillance des tuyaux déformables du système flexible s'exprime par l'équation suivante :

$$a_s \cdot \left[\frac{\delta x}{Dm} \right] \leq \frac{\bar{\delta x}}{Dm} \quad (3.115)$$

Le coefficient de sécurité (a_s) est choisi en fonction de la nature du sol et du degré de compactage, mais ne doit dépasser les limites $1,25 \leq a \leq 2$.

Le critère ci-dessus peut concerner aussi bien l'ovalisation à court terme (d'installation) que celle à long terme (de consolidation). De même le coefficient de consolidation (D_L) doit être choisi dans la fourchette suivante :

- $1,25 \leq D_L \leq 1,5$ pour les sols cohérents
- $1,25 \leq D_L \leq 2,5$ pour les sols sablonneux
- ($D_L = 1$ pour une conception à court terme)

Selon les publications officielles des fabricants, l'ovalisation admissible peut être :

- pour le PVC : $\left[\begin{array}{c} \overline{\delta x} \\ -- \\ Dm \end{array} \right]_e = 5 \% \quad \text{et} \quad \left[\begin{array}{c} \overline{\delta x} \\ -- \\ Dm \end{array} \right]_L = 15 \%$

- pour la fonte ductile, la conception ne peut être qu'à court terme du fait de la tenue de la couche de ciment. On prendra donc :

$$\left[\begin{array}{c} \overline{\delta x} \\ -- \\ Dm \end{array} \right]_e = 3 \% \text{ sur l'épaisseur } e_1.$$

L'ovalisation de conception $(\delta x/Dm)$ est en tout cas déterminée par l'équation 3.112 avec $P_{V1} = (Q_{REM} + Q_{DYN}).Dm$, Q_{REM} et Q_{DYN} étant connues auparavant. Une alternative équivalente à l'équation 3.115 peut être considérée :

$$a_s.P_v \leq \overline{P}_v \quad (3.116)$$

. Pour le PVC, $\overline{P}_v = \overline{P}_{V1}$ (cf. équation 3.112) avec $(\delta x/Dm) = (\overline{\delta x}/Dm)_e$ aussi bien pour la conception à court qu'à long terme.

. Pour la fonte ductile, $\overline{P}_v = \text{Min}(\overline{P}_{V1}, \overline{P}_{V2})$, avec $(\delta x/Dm) = (\overline{\delta x}/Dm)_e = 3 \%$ et $\sigma = \overline{\sigma} = 33,7 \text{ daN/mm}^2$ sur l'épaisseur e (cf. fig. 3.57).

Cependant, dans un souci de conformité au fascicule 70 qui préfère la pratique d'essai à l'ovalisation, le critère de l'équation 3.115 doit être reformulé pour tenir compte de la déformabilité du système tuyau-sol. C'est effectivement le critère contradictoire contrainte/déformation. On assimile alors la charge de service à celle issue de l'essai à l'ovalisation du laboratoire, compte tenu d'un coefficient de similitude dit coefficient de pose (m').

Or, $m' = m_o/m'_e$ (cf. IV.3.A2). Et, selon la norme AFNOR, les conditions d'essai à l'écrasement sont quasiment identiques (cf. fig. 3.50) pour tous les types de tuyau (déformables ou non). Par conséquent, le coefficient de moment m_o est celui de l'équation 3.95 (cf. tab. 3.13). Du même avis que la norme ANSI A21.50, le coefficient de moment m'_e des tuyaux déformables peut être déterminé par l'équation 3.114 (càd $m'_e = m_F$). Donc, si P_r désigne la charge ovalisante ayant donné 15 % de déformation pour le PVC ou 3 % pour la fonte ductile, le critère contrainte/déformation devient finalement :

$$a. \left[\frac{P_v}{m'} \right] \leq Pr \text{ ----- (3.117)}$$

Le coefficient de sécurité (a) est celui du paragraphe IV.3.A2 (càd fasc.70). Donc, avec les données actuelles relatives à P_r , la conception du PVC ne peut être qu'à long terme ; d'où m'_s sera majoré par le coefficient $D_L > 1$. Pour la fonte ductile, l'insuffisance de données sur P_r nous amène, faute de mieux, à considérer l'équation 3.116 comme critère de défaillance (cf. tab. 3.23).

5) Module d'élasticité de compression du sol

La première considération relative au critère de rigidité du système et la quatrième relative au critère de défaillance des tuyaux déformables du système flexible, sont étroitement liées aux modules du sol d'enrobage (EB). Pour nos calculs, nous adopterons les valeurs suivantes :

- Dans le système rigide ($IR \leq 133$), (EB) sont ceux préconisés par le modèle ATV (cf. II.4). On tiendra compte également des corrections dues aux poussées latérales globales (K) par suite du facteur de Poisson (η_s), à la géométrie de la tranchée (α, α'), et à la présence réelle de la nappe phréatique. Notons au passage que le facteur de Leonhart (ξ) influence sur la rigidité globale du sol (SB) et non pas sur (EB).
- Dans le système flexible ($IR > 133$), les valeurs ci-dessous sont à considérer pour la conception à court terme des tuyaux en fonte ductile, compte tenu des essais très poussés les concernant (réf. 3.7).
- Pour les types de tuyau déformable du système flexible ($IR > 133$), les valeurs du tableau 3.17 sont à considérer pour une ovalisation entre 2 et 4 %. La conception à long terme pourra se faire par la prise en compte du coefficient de consolidation $D_L > 1$.

Tableau 3.16 : Valeur de EB pour les tuyaux en fonte ductile (IOWA - ASTM - ANSI)

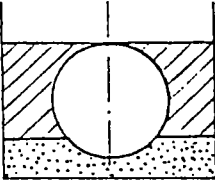
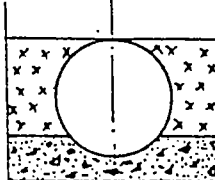
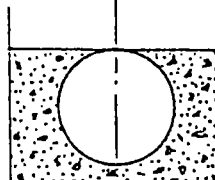
Description générale	Appui 2θ(°)	EB (Bar)
 <p>Lit de pose sur 10cm mini en matériaux réemployés débarassés de gros éléments rocheux ou d'origine volcanique. Enrobage légèrement damé à 70% du Proctor-Standard jusqu'à la génératrice supérieure.</p>	60	28,12
 <p>Lit de pose sur 10cm mini en sable, gravier, pierre cassée. Enrobage légèrement compacté par couches successives à 75% de Proctor-Standard jusqu'à la génératrice supérieure.</p>	90	35,15
 <p>Lit de pose en matériaux granuleux compactés jusqu'aux reins. Enrobage en matériaux de même qualité à ceux sélectionnés sur place, soigneusement compacté à 95% de Proctor-Standard jusqu'à la génératrice supérieure.</p>	150	49,21

Tableau 3.17 : Valeur de EB pour les tuyaux thermoplastiques (ASTM-AASHO)

Matériau type pour lit de pose	Non compacté mais damé	DPR < 85%	85 ≤ DPR ≤ 95%	DPR ≥ 95%
		$\gamma_r < 40\%$	40 ≤ γ_r ≤ 70%	$\gamma_r \geq 70\%$
Sol fin non plastique LL < 50 en argile ou silt inorganique contenant moins de 25% de fines.	3,52	14,06	28,12	70,30
Sol fin non plastique LL < 50 en - argile inorganique plus de 25% fines. - sable graveleux plus de 12% de fines.	7,03	28,12	70,30	140,60
Sol de faibles cohérences en sable graveleux, argileux ou silteux, moins de 12% de fines.	14,06	70,30	140,60	210,90
Tout-venant concassé ou rocheux.	70,30	210,90	210,90	210,90
Tolérance d'ovalisation initiale	± 2%	± 2%	± 1%	± 0,5%

LL : Limite de liquidité - EB sont en bar (daN/cm²) - γ_r : densité relative.

Les valeurs des tableaux 3.16 et 3.17 sont directement applicables, sauf en cas de la présence de la nappe phréatique, auquel cas une minoration d'environ 30 à 50 % sera à envisager.

Pour les situations intermédiaires, on prendra la valeur de la catégorie inférieure pour être pessimiste, sinon c'est la moyenne des deux catégories proposées.

6/ Caractéristiques physiques et mécaniques des tuyaux

Les caractéristiques récapitulées aux tableaux 2.20 à 2.25 proviennent entièrement des sources officielles de la norme AFNOR et des publications des fabricants. Nous nous limitons donc aux tuyaux en béton (armé ou non), grès, amiante-ciment, PVC et fonte ductile.

Tableau 3.18 : Tuyaux préfabriqués en béton non armé
(AFNOR - P 16.341 - Octobre 1971)

DIAMETRE INTERIEUR NOMINALE	SERIE 60B		SERIE 90B		SERIE 135B	
	Epaisseur de paroi mini(mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)	Epaisseur de paroi mini(mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)	Epaisseur de paroi mini(mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)
150	27	1900	27	2400	27	3200
200	30	2000	30	2500	32	3500
250	36	2100	36	2600	40	3800
300	45	2200	45	2700	48	4050
400	50	2800	52	3600	60	5400
500	60	3500	65	4500	70	6750
600	70	4100	80	5400	85	8100
800	85	5000	105	7200	130	10800
RIGIDITE	18 à 60 MN/m ²		31 à 60 MN/m ²		55 à 60 MN/m ²	

N.B. : . Les séries 60B, 90B et 135B correspondent à une charge minimale à l'écrasement de 60, 90 et 135 kN rapportée à la surface diamétrale intérieure du tuyau de référence DN 1000.

. Les épaisseurs indiquées sont des épaisseurs moyennes destinées à faciliter l'identification de la série à laquelle appartient le tuyau. Les épaisseurs réelles sont laissées au choix des fabricants.

$$P_r = \frac{\text{charge de rupture } R \text{ (daN)}}{\text{longueur utile du tuyau } L_u \text{ (m)}}$$

. Le module d'élasticité en traction $E_R = 3000 \text{ daN/mm}^2$

Tableau 3.19 : Tuyaux préfabriqués en béton armé
(AFNOR - P 16.341 - Octobre 1971)

DIAMETRE INTERIEUR NOMINAL (mm)	SERIE 60A		SERIE 90A		SERIE 135A	
	Epaisseur de paroi mini (mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)	Epaisseur de paroi mini (mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)	Epaisseur de paroi mini (mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)
300	37	3800	37	3800	37	4050
400	43	3800	43	3800	45	5400
500	50	4000	50	4500	53	6750
600	56	4300	58	5400	62	8100
800	68	4900	74	7200	80	10800
1000	80	6000	90	9000	100	13500
1200	92	7200	105	10800	120	16200
1400	105	8400	120	12600	140	18900
1500	113	9000	128	13500	148	20250
1600	118	9600	135	14400	155	21600
1800	130	10800	150	16200	170	24300
2000	140	12000	160	18000	180	27000
(2200)	200	13200	200	19800	200	29700
(2500)	225	15000	225	22500	225	33750
(2800)	250	16800	250	25200	250	37800
(3000)	270	18000	270	27000	270	40500
(3200)	290	19200	290	28800	290	43200
(3500)	315	21000	315	31500	315	47250
RIGIDITE	6 à 20 MN/m ²		9 à 20 MN/m ²		11 à 20 MN/m ²	

165A 200A 250A

N.B. : . Mêmes conditions d'essai à l'écrasement que les tuyaux non armé.

. Les diamètres entre parenthèses ne figurent pas à la présente norme et seront dimensionnés selon les cas de charge réels de service.

. Module d'élasticité en traction ER = 3000 daN/mm².

Tableau 3.20 : Tuyaux préfabriqués en grès (AFNOR - P 16.321 - Mai 1970 et fascicule 70)

DIAMETRE NOMINAL DN (mm)	DIAMETRE INTERIEUR Di (mm)	SERIE 60		SERIE 90		SERIE 135	
		Epaisseur e (mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)	Epaisseur e (mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)	Epaisseur e (mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)
100	97	-	-	15	1500	15	2800
125	122	-	-	16	1500	16	2800
150	146	-	-	17	1500	17	2800
200	195	-	-	20	2100	20	2800
250	244	22	2400	22	3000	33	4500(R)
300	294	24	2400	24	3200	36	5000(R)
400	393	29	2800	29	3600	44	6000(R)
500	492	35	4000	52	6000(R)	-	-
600	590	39	4000	59	7000(R)	-	-
800	790	68	7000(R)	-	-	-	-
RIGIDITE SR		10 à 18 MN/m ²		25 à 80 MN/m ²		30 à 50 MN/m ²	

N.B. : . (-) : indisponible en grand lot de fabrication

. (R) : renforcée

. La classification en série de résistance a été proposée par le fascicule 70.

. Le module d'élasticité en traction ER = 5000 daN/mm².

. La série 60 est citée pour mémoire.

Tableau 3.21 : Tuyaux préfabriqués en amiante-ciment (AFNOR - P 16.304 - Mai 1981 et Septembre 1985)

DIAMETRE INTERIEUR OU NOMINAL (mm)	ANCIENNE SERIE (*)				NOUVELLE SERIE (**)			
	6000 (ou A1)		9000 (ou A2)		NORMALE		RENFORCEE	
	Epaisseur fût e (mm)	Charge de rupture Pr (daN/m)	Epaisseur fût e (mm)	Charge de rupture Pr (daN/m)	Epaisseur fût e (mm)	Charge de rupture Pr (daN/m)	Epaisseur fût e (mm)	Charge de rupture Pr (daN/m)
100	-	-	7,5	1700	8	2000	-	-
125	-	-	8	1700	8	2000	-	-
150	-	-	8	1700	8	2000	11,5	2700
200	-	-	9	1900	9	2400	13	3400
250	-	-	12	2250	12	2800	15	4250
300	-	-	14,5	2700	14,5	3300	17	5100
400	16	2800	19,5	3600	19,5	4200	26	6800
500	20	3500	24,5	4500	24,5	4500	32	7000
600	24	4100	29	5400	29	5400	38	8400
(700)	28	4700	34	6300	34	6300	-	-
800	32	5000	39	7200	39	7200	-	-
(900)	36	5600	44	8100	44	8100	-	-
1000	40	6000	49	9000	49	9000	-	-
1200	48	7200	58	10800	58	10800	-	-
1400	52	8400	-	-	-	-	-	-
RIGIDITE	0,6 MN/m ²		1 à 1,5 MN/m ²		1,5 à 1,8 MN/m ²		3 à 4 MN/m ²	

N.B. : . La nouvelle série est relative aux tuyaux d'ETERNIT système INTERLISS PLUS (ou Normale) et INTERLISS CHANTIERS SPECIAUX (ou Renforcée).

. - : consulter les fabricants.

. () : diamètre déconseillé par l'AFNOR.

. (*) : séries de la norme AFNOR P 16.304 - Mai 1981).

. (**): la série normale (ou INTERLISS plus d'ETERNIT) a fait l'objet de la norme AFNOR P 16.304 - Septembre 1985. La série renforcée (ou INTERLISS chantiers spéciaux) est extraite de la publication officielle de la société ETERNIT (système INTERLISS, Ed. 2/85).

. Le module d'élasticité en traction ER = 2500 daN/mm².

Tableau 3.22 : Tuyaux préfabriqués en PVC (polychlorure de vinyle non plastifié)

DIAMETRE EXTERIEUR NOMINAL (mm)	SERIE I		SERIE II		SERIE III	
	Epaisseur mini e (mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)	Epaisseur mini e (mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)	Epaisseur mini e (mm)	Charge de rupture Pr(daN/m)
110	3	1400	-	-	-	-
125	3	1700	-	-	-	-
160	3,5	2100	3,2	1600	-	-
200	4,7	3240	3,9	1800	-	-
250	6	4320	4,9	2250	-	-
315	7,5	5310	6,2	2835	-	-
400	9,6	6910	(7,8)	(3600)	6,3	2400
500	12,2	9070	(9,8)	(4500)	7,8	3000
(630)	15,4	11340	(12,3)	(5670)	(9,8)	(3780)
(710)	17,4	12780	(13,9)	(6390)	(11,1)	(4260)
(800)	19,6	14400	(15,7)	(7200)	(12,5)	(4800)
(1000)	24,5	18000	(19,6)	(9000)	(15,6)	(6000)
RIGIDITE	18000 N/m ²		9300 N/m ²		4650 N/m ²	

N.B : . Les charges de rupture ci-dessus correspondent à celles nécessaires pour atteindre la déformation d'ovalisation d'un élément de tube, égale à 15 % de DN.

. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux dont les caractéristiques sont indiquées entre parenthèses.

. La série I correspond à la série 135 classique.
 La série II correspond à la série 90 classique.
 La série III correspond à la série 60 classique.

. Les tuyaux à paroi alvéolée correspondent pratiquement à la série I (avis technique n° 17/80-11).

. Le module d'élasticité en traction ER = 175 daN/mm².

Tableau 3.23 : Tuyaux préfabriqués en fonte ductile
Charge admissible des tuyaux en fonte ductile
 (tuyaux du type K7 de Pont-à-Mousson - Système Intégral)

DIAMETRE INTERIEUR Di (mm)	DIAMETRE EXTERIEUR De (mm)	Epaisseur mini e (mm)	Charge admissible Pv (daN/m)
150	170	3,1	2808
200	222	3,4	3595
250	274	3,7	4378
300	326	4,0	5161
350	378	4,3	5464
400	429	4,6	5792
450	480	4,9	6157
500	532	5,2	6549
600	635	5,8	6010
700	738	6,4	6688
800	842	7,0	7391
900	945	7,6	8107
1000	1048	8,2	8832
1200	1255	9,4	10307
1400	1462	10,6	11799
1600	1668	11,8	13297
1800	1890	13,0	14870
2000	2190	14,2	16809
RIGIDITE	(35,3 à 825).10 ³ N/m ²		

N.B. : e (mm) = épaisseur de la fonte déduite de la relation :

$$e = K (0,5 + 0,001.DI) - (1,3 + 0,001.DI) \quad \text{où } K = 7.$$

P_v (daN/Ml) = charge admissible à l'ovalisation de 3 % due au moment de flexion transversal, relative au tuyau K7 d'une part, et à l'angle de pose $\alpha = 120^\circ$ pour $DI \leq 500$ et $\alpha = 90^\circ$ pour $DI > 500$ d'autre part (réf. ANSI et fasc. 70).

Module d'élasticité en traction ER = 17 000 daN/mm².

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

3.1 - MARSTON, A.

"The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments."

Bull. 96, IOWA Eng. Exp. Stat. - 1980.

3.2 - SPANGLER, M.G.

"The structural design of flexible pipe culverts."

Bull. 153, IOWA Eng. Exp. Stat. - 1941.

3.3 - ANSI/AWWA - C950 - First edition 1981.

3.4 - ATV - Regelwerk (AbwasserTechnische Vereinigung E.V.)

Richtlinie für die statische Berechnung von - Entwässerungskanälen und-leitungen (Draft 1978).

3.5 - LEONHART, G.

"Soil loads on pipes with different degrees of stiffness."

European Conference for the construction and maintenance of pipelines p. 99/103, Europipe'82.

3.6 - ISO/TC/77

Projet de norme internationale ISO/DIS 2785 (Revision de l'ISO 2785-1974)
Ed. Organisation internationale de Normalisation - 1984.

3.7 - ASCE - WPCF

"Gravity sanitary sewer design and construction." ASCE manuals and reports on engineering practice n° 60 - WPCF manual of practice n° FD-5, 1984.

3.8 - GUMBEL, J.E - O'REILLY, M.P. - LAKE, L.M. - CARDER, D.R.

"The developpement of a new design method for buried flexible pipes."

European Conference for the construction and maintenance of pipelines, p. 87/98, Europipe'82.

3.9 - GLENNIE, E.B. - PAUL, P.N.

"Guidelines for the design and installation of GRP pipes."

European Conference for the construction and maintenance of pipelines. p. 17/24, Europipe'82.

3.10 - YOUNG, D.C and SMITH, J.H.

"Simplified tables of external loads on buried pipelines." Building Research Establishment - Department of Environment - 1970.

3.11 - CARLSTROM, B.

"Calculation of circumferential deflections and flexural strains in underground GRP pipes used for non-pressure applications."

European Conference for the construction and maintenance of pipelines - p. 25/40, Europipe'82.

3.12 - DUTRUEL, F.

"Calcul des sollicitations extérieures agissant sur les conduites enterrées."

C.E.R.I.B - Monographie n° 3, Juillet 1970 (2ème Ed., Mars 1979).

3.13 - DUTRUEL, F. et DEGAS, G.

"Logiciel permettant le choix des classes de résistances des canalisations en béton manufacturé."

Pub. Tech. n° 60, Sept. 1982.

3.14 - TIMOSHENKO, S.

"Résistance des matériaux." Tome 2, Ed. DUNOD - 1968.

3.15 - GUERRIN, A.

"Traité de béton armé" - Tome 8, Ed. DUNOD - 1970.

3.16 - CURTIS, D.J.

"Discussion of the circular tunnel in elastic ground."

Muirwood, A.M- Geotechnique, p. 231/237 - 1976.

3.17 - CHENEY, J.A.

"Buckling of thin-walled cylindrical shells in soil." - Department of the Environment, Transport and Road Research Laboratory Report SR204, Crowthorne - 1976.

- 3.18 - "Note technique sur le compactage des remblais de tranchées."
S.E.T.R.A., L.C.P.C. - Ed. Janvier 1981.
- 3.19 - "Influence des conditions géotechniques sur le comportement des
canalisations d'assainissement." 1ère partie - Enquête sur les
dégradations - A.F.L.B., L.C.P.C. - Etude Inter-Agences, Mars 1985.
- 3.20 - "Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés de tra-
vaux publics passés au nom de l'Etat"
Fascicule n° 70 - Annexe n° IV - Canalisations d'assainissement et ouvra-
ges annexes.
Min. de l'Env. et du Cadre de Vie & Min. des Transports, circulaire n°
79/24 du 9 Mars 1979 - Ed. Journal Officiel.

Quatrième chapitre

Caractéristiques fonctionnelles du modèle

I/ PRESENTATION GENERALE

RECA (Réseaux Composites d'Assainissement) est un modèle à la fois conversationnel et modulaire, et présente un caractère souple laissant diverses options à l'utilisateur. Le mode conversationnel n'est pas du type question-réponse comme c'est généralement le cas du traitement d'un problème ponctuel, mais apparaît à l'écran sous forme de tableaux synoptiques classés par catégories aussi bien pour faciliter les opérations de saisie que pour offrir les choix d'hypothèses de traitement selon un contexte de conception bien déterminé. Ces caractéristiques organiques et fonctionnelles s'articulent autour de trois modules indépendants de base dont deux se rapportent aux opérations de saisie et le troisième à la résolution altimétrique des réseaux.

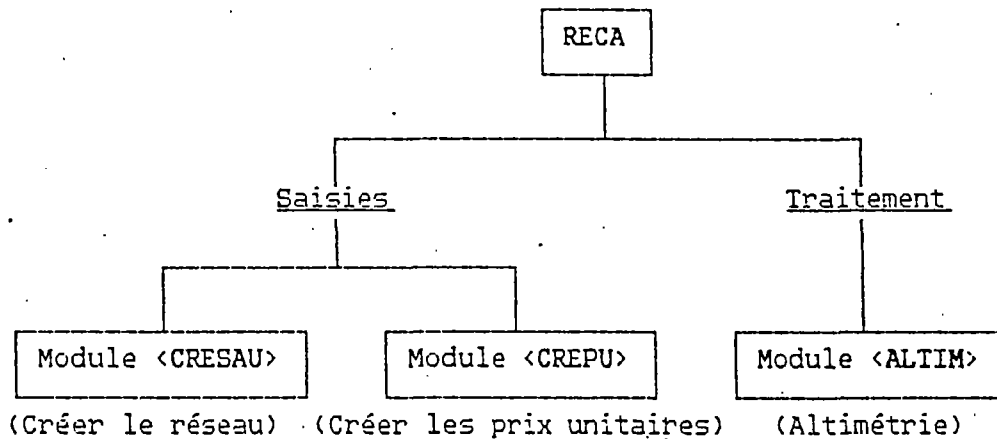


Fig. 4.1 : Modules de base

Conçu pour être opérationnel sur les micro-ordinateurs de la génération d'IBM-PC, la taille des réseaux et la complexité algorithmique de la procédure d'optimisation font que le module de traitement général (<ALTIM>) intègre plusieurs sous-modules selon des structures de programmation informatique appropriées. Ce qui suppose des structures des données et des programmes tels que cette intégration soit possible dans un environnement interactif. Comme outil d'aide à la décision en matière de choix de matériaux constitutifs des réseaux, RECA utilise deux modules de saisie concernant d'une part, les caractéristiques physiques locales des réseaux (<CRESEAU>) et d'autre part, les modules de rémunération des travaux de construction (<CREPU>) faisant intervenir les différents types de matériaux tant des regards que des canalisations.

Cependant, au niveau de l'utilisation dès que le sigle "RECA" est introduit, un menu général du modèle apparaît à l'écran invitant l'opérateur à choisir l'option désirée. Les options ci-contre ne sont autre chose que les trois modules de bases de la figure 4.1. Autrement dit, le choix de chaque option fait charger le module correspondant en mémoire centrale du micro-ordinateur. Dès lors, l'opérateur pourra commencer à travailler en séance bien précise. Ce menu caractéristique réapparaît donc à chaque fois que se termine chacune de ces séances. En première approche, ces options peuvent être résumées comme suit :

1 SAISIE DU RESEAU

2 ACTUALISATION PU

3 RESEAU COMPOSITE

FFIN.....

ENTREZ LE CARACTERE CORRESPONDANT:

1. <CRESEAU> (créer le réseau) :

Module de saisie permettant la création du fichier des réseaux dit <RESO.FIC>. Ce fichier mémorise les caractéristiques physiques et locales de chaque réseau à traiter ultérieurement.

2. <CREPU> (créer les prix unitaires) :

Module de saisie permettant la création et la mise à jour du fichier dit <PU.FIC>. Comme son nom l'indique, ce fichier stocke les prix unitaires de tous les postes de travaux relatifs à l'altimétrie du réseau à traiter. Ces prix sont d'une importance capitale pour la procédure d'optimisation ou pour le contrôle d'un projet déjà conçu par ailleurs. A ce niveau, l'opérateur est le seul maître de la précision des résultats de traitement.

3. <ALTIM> (altimétrie du réseau) :

Module de traitement regroupant plusieurs sous-modules. Du point de vue de la décomposition fonctionnelle, ces sous-modules apparaissent comme des programmes et sous-programmes du type interne selon leur niveau fonctionnel et du type externe selon leur implantation physique. D'où les possibilités d'extension ultérieures du module de traitement. De sorte, compte tenu des fonctions relatives de chacun des sous-modules, on peut dire que le module de traitement général <ALTIM> est constitué d'un programme principal regroupant tous les sous-modules du niveau supérieur et des sous-programmes correspondant aux sous-modules du niveau inférieur (fig. 4.2).

Dans le sous-module <ALTIMOPT>, on reconnaît les deux versions de la procédure d'optimisation : la Programmation Dynamique Différentielle Discrète (PDDD) et Conventionnelle Discrète (PDCD). C'est la fonction principale de RECA. Ce sous-module d'optimisation occupe de ce fait une place privilégiée vis-à-vis de son

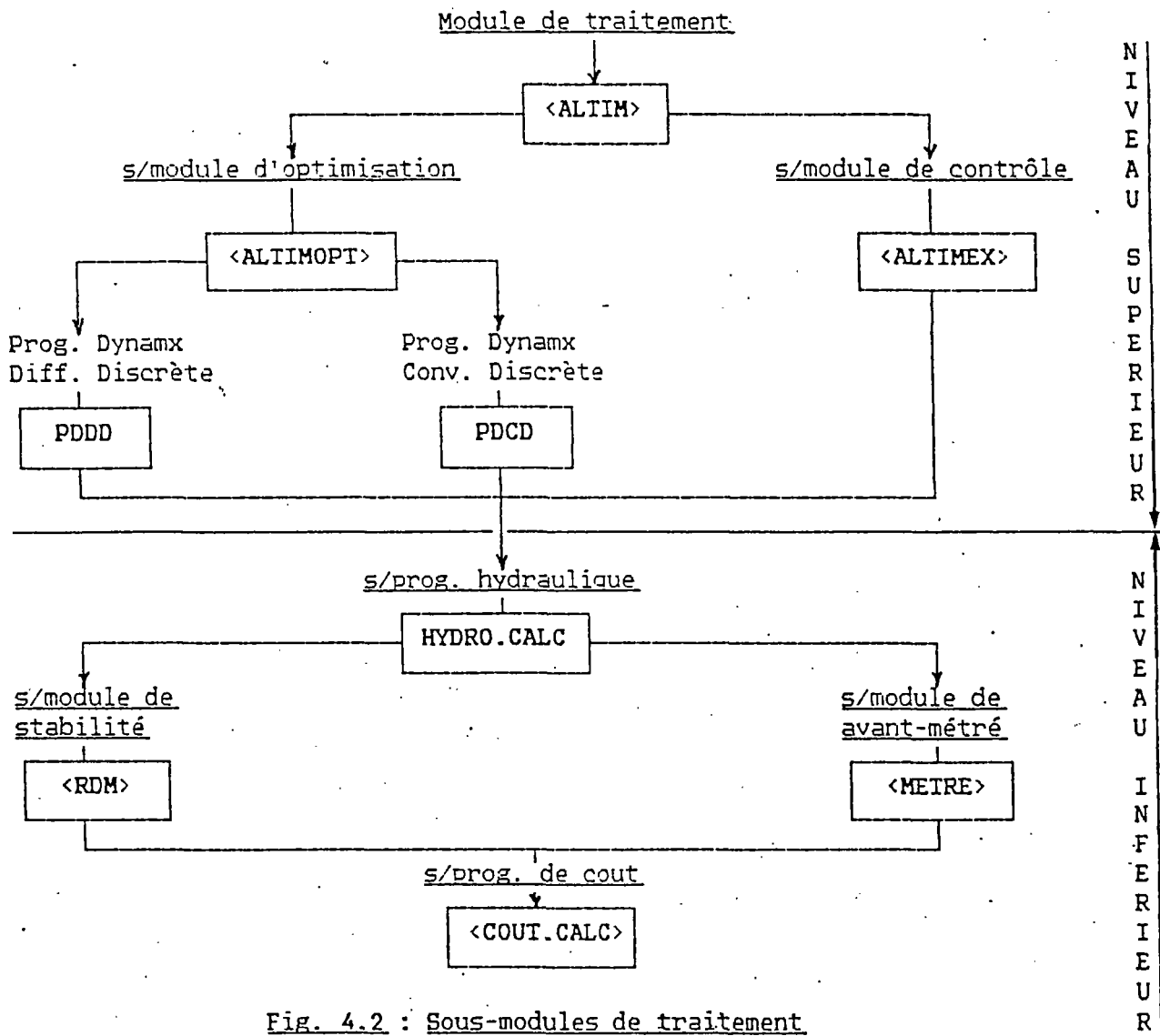


Fig. 4.2 : Sous-modules de traitement

complément, le sous-module <ALTIMEX> dont le rôle est de contrôler un réseau existant ou déjà conçu par ailleurs.

Ces deux sous-modules font constamment appel aux sous-programmes dont les principaux sont "HYDRO.CALC", "RDM.CALC", "METRE.CALC" et "COUT.CALC". Le premier et le dernier de ces sous-programmes sont implantés d'une manière interne par rapport au programme principal, et les deux autres proviennent des sous-modules <RDM> et <METRE>. Comme son nom l'indique, le sous-programme hydraulique (cf. chapitre II) traduit une forme particulière du modèle bien connu de MANNING-STRICKLER. Le sous-programme de calcul des coûts (cf. chapitre I) utilise les prix unitaires du fichier <PU.FIC> pour les appliquer aux quantités d'avant-mètre déterminées par le sous-module <METRE>. Ces coûts concernent :

- les terrassements généraux des travaux en tranchées,
- les regards de visite pouvant être en matériaux constitutifs différents,
- les canalisations constituées de tuyaux préfabriqués pouvant également être en matériaux constitutifs différents.

Du point de vue de la durabilité, les réseaux ainsi dimensionnés (et estimés) ne sont valables que par suite du contrôle de leur stabilité mécanique (cf. chapitre III) effectué par le sous-module <RDM> (Résistance Des Matériaux). Ce sous-module est nécessaire non seulement pour la détermination des classes de résistance mécanique mais également pour ses options des cas de surcharges roulantes (système B) ainsi que pour les conditions de pose des collecteurs sur chantier (matériau du remblai, compactage et les modes d'appui).

Toutefois, les détails techniques suivants peuvent être utiles pour le fonctionnement normal de RECA. Le matériel informatique sur lequel RECA est conçu et testé est le microprocesseur d'INTEL 8086/8087 spécifique de l'IBM-PC tournant sous le système d'exploitation MS-DOS version 2.11. En outre, le langage utilisé est le GWBASIC qui est l'équivalent du Basic Avancé d'IBM, le BASICA. La performance en temps de réponse a été nettement améliorée sous le contrôle du compilateur associé, le compilateur GWBASIC version 2.01.

En clair, on peut dire que RECA est écrit en GWBASIC compilé tournant sous le système MS-DOS, version 2.11 (ou plus) des micro-ordinateurs IBM-PC.

II/ LE MODULE DE TRAITEMENT : <ALTIM>

II.1/ Caractéristiques organiques de traitement

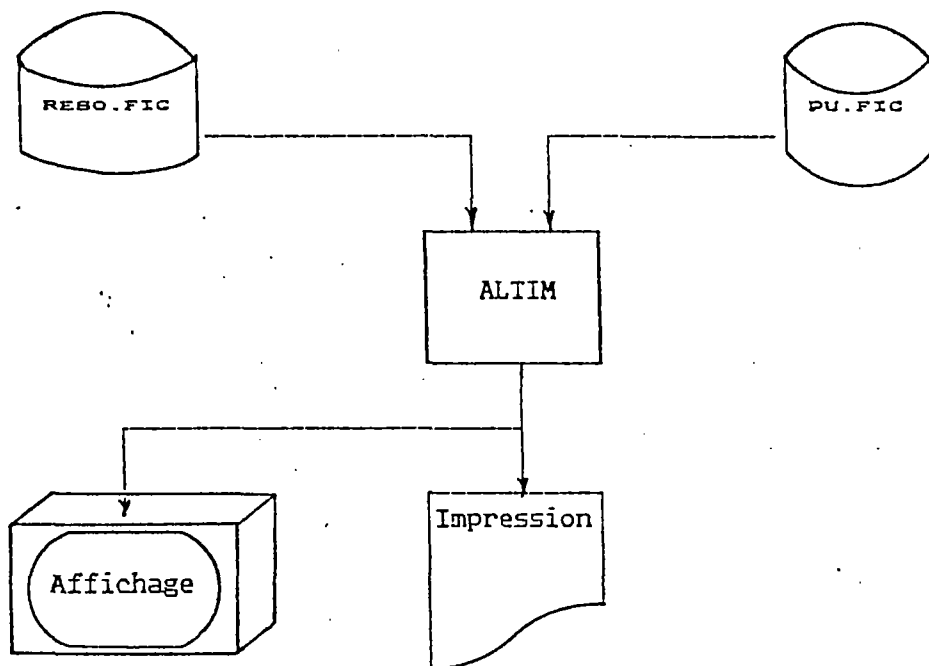


Fig. 4.3 : Schéma organique du module <ALTIM>

Le module de traitement <ALTIM> résolve séquentiellement tous les réseaux (ou sous-réseaux) dont chacun a fait l'objet d'une saisie préalable (cf. paragraphe III). Ces données ont été stockées d'une part, dans le fichier <RESO-FIC> pour les caractéristiques physiques locales du réseau à traiter, et d'autre part, dans le fichier <PU.FIC> pour les prix unitaires actualisés de ses différents postes de travaux.

Plusieurs niveaux d'interruption sont également prévus soit au cours du traitement pour les affichages (écran) et/ou les impressions (imprimante) des diverses solutions intermédiaires ou des messages d'anomalie, soit à la fin de chaque branche et de chaque sous-réseau pour les détails des profils en long et la récapitulation des coûts de construction. En cas d'anomalie grave où il y a impossibilité de poursuivre le traitement, un bruit sonore se fait entendre et un message correspondant apparaît à l'écran pour indiquer la/les cause (s) d'anomalie ainsi que des dispositions qui en résultent.

Ainsi la résolution séquentielle d'un réseau commence naturellement par sa définition qui se traduit, avant le traitement, par l'appel de ses deux fichiers. Les trois opérations de cet appel sont affichées comme indique le tableau ci-

dessous qu'il suffit de valider.

Tab. 4.1 : Définition du réseau

POUR CONSULTER LE FICHER RELATIF A CHAQUE BRANCHE RECEPTRICE (N° LE PLUS ELEVE) DU RESEAU (OU SOUS-RESEAU) A ETUDIER DONNEZ:	
1. UN NOM ALPHANUMERIQUE AU RESEAU (Nom principal du fichier avec ou sans l'unité magnétique).....	██████████
2. LE NUMERO DE LA BRANCHE RECEPTRICE DU RESEAU (Entier de 1 à 20)	██████
3. LE NOMBRE MAXI. DE REGARDS PARMIS TOUTES LES BRANCHES (Entier de 1 à 20).....	██████

A) Nom du réseau

Les deux fichiers <RESO.FIC> et <PU.FIC> ont le même nom principal, c'est celui attribué au réseau lors de la saisie. L'unité centrale du microprocesseur reconnaît donc les huit premiers caractères qui suivent le nom de l'unité magnétique du lecteur de disque ou disquette. Selon les versions du PC (Personal Computer) ces unités peuvent être l'un des sigles suivants :

A:, B:, C:, D:

Ceci suppose que les deux fichiers du réseau à étudier sont présents simultanément sur l'une de ces unités. Par exemple, si le nom du réseau est "GARONORD" et si ses deux fichiers associés se trouvent sur l'unité C:, la première opération du tableau 3.1 consiste à introduire

C: GARONORD <J

Au cas où l'unité magnétique n'est pas introduite, le microprocesseur considère par défaut qu'il s'agit de l'unité courante. Auquel cas si les deux fichiers n'y sont pas présents, un message d'anomalie apparaîtra pour inviter l'opérateur à redéfinir le réseau, sinon l'unité courante est celui du travail durant tout le traitement.

B) Numérotation des branches

Le raisonnement des procédures de résolution du module <ALTIM> étant du type "ascendant" (cf. chapitre I), le traitement de chaque réseau se déroulera séquentiellement des branches élémentaires (ou tertiaires) aux branches réceptrices (secondaires ou principales). Ce qui suppose une numérotation d'ordre strictement croissant de toutes les branches. Par conséquent, la branche réceptrice principale aura un numéro le plus élevé et, de ce fait, apparaît comme le deuxième élément de la définition du réseau.

Avec cette technique, le réseau sera entièrement étudié lorsque le traitement atteindra la branche réceptrice principale. Autrement dit, dans un réseau où il existe plusieurs branches réceptrices principales, chacune d'elles représente, selon notre définition du réseau (cf. chapitre I) un sous-réseau à l'intérieur duquel la numérotation ci-dessus doit être respectée. Et d'un sous-réseau à un autre aucune branche ne doit avoir un même numéro. Le traitement se terminera tout simplement lorsque la branche ayant le numéro le plus élevé dans l'ensemble du réseau sera atteinte.

La flexibilité de cette technique peut être généralisée au cas particulier d'un réseau où les branches sont indépendantes les unes des autres. Du type élémentaire, ces branches qui peuvent être de simples tronçons, seront donc traitées les unes après les autres jusqu'à celles portant le numéro le plus élevé de toutes.

Pour des raisons liées notamment au(x) point(s) de raccordement, chaque branche, réceptrice ou non, peut également être décomposée en sous-branches où celle d'aval aura nécessairement un numéro plus élevé que celle d'amont.

C) Nombre maximal de regards

Comme on peut le constater dans le tableau 3.1, le nombre maxi de branches et celui de regards sont, pour chacun, limité à vingt. Cette restriction est due essentiellement à deux raisons.

La première est liée à la complexité simultanée d'une part, du réseau lui-même qui présente, quelque soit le contexte d'étude, de nombreuses contraintes locales caractéristiques (cf. modules de saisie), et d'autre part, de la procédure algorithmique de la Programmation Dynamique. La deuxième est d'ordre technique

propre à chaque microprocesseur, en particulier celui d'IBM-PC pour lequel la longueur maxi de chaque "enregistrement" des fichiers à "accès direct" est limitée à 32 767 octets (\approx 32 Ko).

Etant donné que le fichier <RESO.FIC> est du type accès direct dont chaque enregistrement correspond à une branche du réseau, le nombre de tronçons la constituant doit être limité en conséquence ; d'où celui de regards de la branche la plus informatiquement significative.

En clair, ceci veut dire que le nombre maxi de regards à introduire dans la troisième opération du tableau 3.1, est celui de la branche qui possède le plus de tronçons que toutes celles faisant partie d'un même réseau (ou sous-réseau) dont le nom a été précédemment introduit lors de la première opération.

Il convient donc de distinguer le nombre total de regards que comporte le réseau du "nombre maxi de regards parmi toutes les branches" du réseau. Toutefois, en cas d'erreur un message d'anomalie s'affichera à l'écran pour une redéfinition plus correcte du réseau.

II.2/ Les hypothèses initiales et les sous-modules de traitement

Trois groupes d'hypothèses initiales sont prévus pour que le choix de matériaux constitutifs puisse se faire dans plusieurs contextes couramment rencontrés en matière de conception des réseaux d'assainissement. Pour la souplesse d'utilisation du modèle, chaque groupe d'hypothèse s'affichent successivement, écran par écran, et est composé d'options pouvant être ou non compatibles (tab. 4.2 à 4.4). Pour un contexte de conception bien déterminé, l'opérateur dispose donc de plusieurs options et sous-options pour choisir convenablement ces matériaux.

A) Première hypothèse : les deux types de conception (tab. 4.2)

A1) Le sous-module <ALTIMOPT>

L'accès au sous-module <ALTIMOPT> se fait avec la première option qui traduit la conception d'optimisation par les deux versions de la Programmation Dynamique : la P.D. Différentielle Discrète (PDDD) et la P.D. Conventionnelle Discrète (PDCD). La procédure de résolution de ces deux versions d'optimisation ainsi que

leur complexité algorithmique (temps de réponse/capacité-mémoire) étant étudiées en détail au premier chapitre, leur application pratique se concrétise ici par une optimisation approfondie avec la version PDCD et par une optimisation itérative d'approximation successive plus rapide avec la PDDD.

Ces deux sous-modules sont donc choisis en fonction de la précision du coût optimal altimétrique de construction qui comprend les coûts de terrassements généraux, de regards et de canalisations (cf. module de saisie des prix unitaires <CREPU>), et en fonction du temps dont on dispose.

Dans cette conception d'optimisation, en version PDDD ou PDCD, tout réseau neuf ou déjà conçu par ailleurs peut être traité. Par exemple, dans le cas d'un réseau déjà conçu par ailleurs, il peut être intéressant d'examiner, avec les mêmes données, les gains supplémentaires qu'on pourrait en tirer, et, en faisant varier certaines données notamment les matériaux constitutifs, s'il existe d'autres solutions encore plus meilleures qu'on pourrait également envisager pour ce réseau. Pour des raisons de clarté, ces deux versions d'optimisation apparaîtront au dernier moment lorsque toutes les hypothèses initiales seront validées. (tab. 4.5). A partir de ce moment, le traitement séquentiel branche par branche se démarre sans interruption, sauf évidemment en cas d'anomalie ou au cas où l'intervention de l'opérateur est sollicitée, en occurrence celle relative au contrôle du réseau déjà conçu (existant ou non).

Tab. 4.2 : 1ère hypothèse - Types de conception

LES DEUX TYPES DE CONCEPTION <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> 1. CONCEPTION D'OPTIMISATION. 2. CONTROLE DU RESEAU DEJA CONCU. <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> N.B : CHAQUE BRANCHE DE L'OPTION 2 DOIT ETRE SAISIE AVANT SON TRAITEMENT.
--

Tab. 4.3 : 2ème hypothèse - Détails de conception

■ CONTROLE DE STABILITE MECANIQUE DES CANALISATIONS (O/N)?	<input type="checkbox"/>
■ AVANT-METRE QUANTITATIF DES TRAVAUX (O/N)?	<input type="checkbox"/>

Tab. 4.4 : 3ème hypothèse - Choix de matériaux

CHOIX DE MATERIAUX	LES MATERIAUX ENVISAGEABLES:	
	POUR CANALISATION	POUR REGARD
A. <u>AIDE A LA DECISION</u> : VOUS DESIREZ QUE LE MODELE TRAITÉ POUR VOUS LES 6 TYPES DE MATERIAUX POUR CHAQUE BRANCHE.	1. BETON NON ARME	1. BETON
B. <u>RESEAU COMPOSITE</u> : VOUS DESIREZ CHOISIR VOUS MEME UN TYPE BIEN DETERMINE DE MATERIAU DE CHAQUE BRANCHE.	2. BETON ARME	PREFA.
	3. GRES	2. AMC PREFA
	4. FONTE-DUCTILE	3. Ft PREFA
	5. AMIANTE CIMENT	4. BETON
	6. P.V.C	COULE

Tab. 4.5 : Les deux versions de la procédure d'optimisation

DEUX TYPES D'OPTIMISATION POUR CHAQUE BRANCHE
C. LA SOLUTION DES SOLUTIONS D'OPTIMISATION (PDDD)
D. LES SOLUTIONS D'OPTIMISATION ALTERNATIVES (PDCD)

A2) Le sous-module <ALTIMEX>

Dans cette deuxième option, le traitement est interrompu à chaque branche pour inviter l'opérateur à la saisir avant que <ALTIM> ne passe "la main" au sous-module <ALTIMEX> dont le rôle est de contrôler avec les mêmes caractéristiques dimensionnelles (tab. 4.6), la valabilité d'un réseau existant ou déjà conçu, étant entendu que ses données ont déjà été saisies et disponibles dans les fichiers <RESO.FIC> et <PU.FIC>. Le sous-module <ALTIMEX> est utile non seulement pour contrôler le dimensionnement hydraulique du réseau mais surtout pour s'assurer, vis-à-vis du sous-module d'optimisation <ALTIMOPT>, de la validité des bases d'optimisation d'un réseau existant ou déjà conçu. Autrement dit, il serait aberrant de chercher à optimiser ce réseau en utilisant ses données alors que le contrôleur <ALTIMEX> a prouvé que ses caractéristiques dimensionnelles ne sont pas valables tant du point de vue hydraulique que celui de la résistance mécanique aux actions des remblais et/ou de la charge roulante, ou qu'elles ne le sont pas eu égard à l'un de ces deux critères (tab. 4.7)

Tab. 4.6 : Saisie du sous-module de contrôle <ALTIMEX>

N°	NUMERO REGARD	COTE-RADIER (NGF)		DIAMETRE (M)
		AMONT	AVAL	
1				
2				
...				
n				

■BRANCHEN°...
 ■CANALISATION EN
 ■REGARD EN

Tab. 4.7 : Le résultat-type du sous-module d'optimisation <ALTIMOPT> et du sous-module de contrôle <ALTIMEX>

CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DE LA BRANCHEN°...						
■CANALISATION :				■REGARD :		
N° TRONCON R.AM / R.AV	COTE DU RADIER AMONT / AVAL	DN (m)	CLASSE DE RESISTANCE	PENTE (-)	VITESSE (m/s)	REPLIS- SAGE

B) Deuxième hypothèse : les détails de conception

Dans cette hypothèse, on peut accéder au sous-module de calcul de stabilité des tuyaux enterrés en vue de déterminer leur classe de résistance et de définir les conditions de leur pose sur chantier, et ainsi qu'au sous-module de calcul d'avant-mètre des quantités de travaux. Baptisés respectivement sous le nom de <RDM> et <METRE> ces deux sous-modules sont, comme on peut le constater, compatibles l'un de l'autre de sorte qu'ils peuvent être appelés indifféremment par les deux options du tableau 4.3.

Tab. 4.8 : Résultat-type du sous-module <RDM>

RÉSISTANCE A LA RUPTURE DE LA BRANCHE.....N°... (slon Fasc.70/CCTG)								
■CANALISATION EN.....					■REGARD EN.....			
N° TRONCON	DN	HREC	LTR	CHARGE DU REMBLAI	CHARGE ROULANTE	CHARGE DE FISSURAT°	CHARGE AD -MISSIBLE	CLASSE DE RESISTANC
R.AM/R.AV	(M)	(M)	(M)	(daN/M)	(daN/M)	(daN/M)	(daN/M)	(-)
/								
/								
.								
.								
/								

DN:Diamètre nominal ■HREC:Hauteur de recouvrement ■LTR:Largeur de la tranchée

Tab. 4.9 : Résultat-type du sous-module <METRE>

AVANT-METRE QUANTITATIF DES TRAVAUX DE LA BRANCHE.....N°....									
■CANALISATION EN.....					■REGARD EN.....				
N° TRONCON	DN	HAUT. R.AM	LONGUEUR TRONCON	PROF. MOY.	V O L U M E (M)			SURFACE PALPLA- NCHE (M²)	LONGUE. EPUISE- MENT (M)
					DEBL- AI	REMBLAI PRIM.	DEBLAI SEC.D. ROCHER		
R.AM/R.AV	(M)	(M)	(M)	(M)					
/									
/									
.									
.									
/									

■TOTAL BRANCHE
 ■REGARD ø0.80m=..... ■REGARD ø1.00m=..... ■REGARD ø1.20m=.....
 ■SURPROF.ø0.80m=..... ■SURPROF.ø1.00m=..... ■SURPROF.ø1.20m=.....
 ■EMBASE DN200-400=..... ■DN500-700=..... ■DN800-1000=..... ■DN>1000=.....
 ■SYSTEME DE CHUTE > 0.50m=..... ■ECHELON de DSCENTE=.....

B1) Le sous-module <METRE>

Faisant suite aux options précédentes, ces nouvelles possibilités de traitement s'avèrent fort utiles lorsqu'elles leur sont adjointes. En particulier, le sous-module <METRE> peut être utilisé de plusieurs façons différentes. D'abord, les deux sous-modules d'optimisation <ALTIMOPT> et de contrôle <ALTIMEX> font constamment appel à ce sous-module <METRE> dans leurs calculs des coûts. Ensuite, dans le contexte de la conception d'un réseau neuf, les coûts altimétriques issus de la résolution du sous-module d'optimisation, en PDDD ou en PDCD, ne peu-

vent pas être extrapolés, moyennant quelques coefficients de majoration, au coût global plani/altimétrique du réseau si l'on veut apporter un maximum de précision dans cette estimation. Ce n'est donc qu'en se basant sur des quantités détaillées telles qu'elles sont figurées au tab. 4.9 qu'on pourra arriver à un coût global plus précis. Enfin, pour un réseau existant (ou déjà conçu) dans lequel il n'est pas rare que le bordereau de prix/quantité estimatifs, qui accompagne son dossier technique, se présente sous une forme tellement récapitulative que toute reconstitution aveugle des divers postes de travaux ainsi que des prix unitaires associés s'avère fastidieuse, en se référant essentiellement au bordereau des prix-type tel qu'il est stipulé à l'annexe 7 du fascicule 70 du CCTG. Or, cette reconstitution des prix unitaires est primordiale pour la précision des procédures d'optimisation qui s'appliqueront à ce réseau juste après son contrôle par le module <ALTIMEX>. D'où la nécessité d'ordre pratique de connaître les quantités les plus détaillées possibles, d'autant plus que les prix unitaires ainsi reconstitués doivent être mis à jour.

B2) Le sous-module <RDM>

En ce qui concerne le sous-module de stabilité mécanique des tuyaux (<RDM>), son importance en matière d'assainissement (cf. chapitre III) est telle que cette résistance des matériaux doit être considérée à son juste titre:

S'exprimant en terme de classe de résistance des tuyaux et de rigidité du système tuyau-sol, cette RDM apparaît comme l'un des paramètres qui influence à priori sur les coûts des canalisations et des terrassements généraux.

Mais en tant que contrainte technique d'optimisation des réseaux (critère de défaillance), cette même RDM devient, quelque soit le contexte de conception, le facteur limitant du module de traitement <ALTIM>. Vis-à-vis du sous-module de contrôle <ALTIMEX>, grâce à ses critères de défaillance ce facteur est effectivement du premier ordre qui valide ou non un réseau dimensionné. Et dans le contexte d'optimisation, la portance des tuyaux enterrés, exprimée en terme d'ovalisation ou de résistance à l'écrasement, peut être considérée comme la deuxième variable de contrôle (ou de décision) qui élimine ou non les divers tronçons alternatifs de n'importe quelle étape de la procédure de la Programmation Dynamique (cf. chapitre I).

De ces considérations, il est clair que le sous-module <RDM> contribue nécessairement au réalisme et à la pertinence du module de traitement général. En outre, avec son rôle de contrôleur des contreurs, <RDM> devient enfin le complément indispensable des sous-modules <ALTIMOPT> et <ALTIMEX>.

C) Troisième hypothèse : choix de matériaux constitutifs (tab. 4.4)

Au premier chapitre, on a vu que du point de vue strictement combinatoire, un réseau de x branches dont chacune est composée de y tronçons peut présenter $(24)^{xy}$ choix possibles sur l'ensemble de 6 types de tronçons et 4 types de regards (tab. 4.4). Bien qu'envisageable théoriquement, ce point de vue devient complètement aberrant sur le plan pratique, et ce, à plusieurs titres. D'abord, étant donné que chaque choix de matériaux se fait au niveau de chaque branche et que l'optimisation la plus rapide est la PDDD qui demande quant à lui d'environ une minute pour traiter un tronçon, cela fait donc $xy \cdot (24)^{xy}$ minutes pour traiter ce réseau. Ensuite, les solutions redondantes sont nombreuses dans ce genre de combinaisons, en occurrence, celles des matériaux économiquement voisins. C'est notamment le cas des tronçons combinés d'une part, au regard en béton coulé sur place et d'autre part, au regard en fonte ductile. En général, les prix des regards ne se diffèrent pas d'une manière fondamentale pour que le coût de construction du réseau soit perceptible d'une manière significative d'un type de regard à un autre. D'ailleurs, le coût des regards du même type ne représente que 10 à 15 % de l'ensemble des coûts du réseau, tandis que celui des tuyaux varie entre 20 à 30 %. Enfin, du point de vue de l'organisation de travaux sur chantier, il est certainement très compliqué de construire une branche constituée de matériaux différents d'un tronçon à un autre et d'un regard à un autre, et à fortiori, inadmissible pour tout le réseau. En outre, de réels problèmes existent au niveau de raccordement regard/tuyau lorsque les matériaux sont différents, notamment pour les tuyaux en PVC dont les diamètres extérieurs ne correspondent pas aux dimensions de l'embase des regards préfabriqués d'un autre matériau. Ce qui nécessiterait des confections supplémentaires de raccordement sinon l'adoption des regards en béton à couler sur place.

Ainsi, en recherchant l'équilibre entre ces réalités d'ordre pratique et la souplesse d'utilisation maximale du modèle RECA, il en ressort que le choix de matériaux constitutifs se rapporte à chacune des branches du réseau, étant étendu qu'un tronçon peut également être une branche. Ce qui nous amène à préconiser deux options relatives à ce choix.

C1) Option Aide à la décision

Dans cette option, six choix possibles sont systématiquement affectés à chacune des branches. Et en évitant la lourdeur d'optimisation (en temps) par suite des

énumérations combinatoires des regards, chaque choix de matériaux est associé à chaque couple tronçon/regard de matériaux courants. C'est ainsi que chaque branche est affectée de la façon suivante selon la codification du tableau 4.4 :

Tab. 4.10 : Choix de matériaux de l'option Aide

CHOIX DE MATERIAUX (AIDE)	TRONCON	1 (Bt)	2 (BA)	3 (Grés)	4 (Ft)	5 (AMC)	6 (PVC)
	REGARD	1 (Bt)	1 (Bt)	1 (Bt)	3 (Ft)	2 (AMC)	1 (Bt)

Avec l'option Aide au choix de matériaux, les résultats-type des tableaux 4.7 et 4.9 sont obtenus successivement pour chaque couple tronçon/regard (tab. 4.10). Autrement dit, on obtiendra six fois les résultats de ces types pour chaque branche ; d'où un temps de réponse relativement long pour l'ensemble du réseau. Toutefois, avec ce mode de choix systématique, l'opérateur pourra se faire une idée générale, aussi bien technique qu'économique, de la performance relative de chacun des couples tronçons/regards ainsi affecté. Néanmoins, comme on peut le constater au tableau 4.10 ci-dessus, cet éventail de choix systématiques ne pourrait pas répondre à toutes les possibilités pratiques qui sont susceptibles de se présenter. Par exemple, les regards en béton armé ou non à couler sur place ne sont pas pris en compte dans ce mode d'affectation. Il en est de même pour les autres combinaisons possibles telles qu'entre le tronçon en PVC et le regard en béton à couler sur place, ou entre le tronçon en fonte ductile et le regard en béton préfabriqué, etc... D'où l'insuffisance pratique de l'option Aide.

C2) Option AU CHOIX (ou réseau composite)

Sur le tableau 4.4, cette option est désignée de réseau composite par opposition à l'option Aide précédente avec laquelle le caractère composite du réseau n'apparaît pas d'une manière explicite, et l'intervention de l'opérateur est totalement absente. En outre, le temps de réponse est relativement long pour un éventail de choix limité ; d'où l'intervention de l'opérateur s'impose.

La possibilité de réduire une branche quelconque à un simple tronçon (cf. module <CRESEAU>) et celle de lui affecter les couples tronçons/regards dont les matériaux sont "au choix", permettent donc d'étudier en détail la sensibilité du coût optimal de construction des réseaux. Dans ce contexte d'intervention, la décision dans le choix de matériaux n'est finalement qu'une question d'appréciation et d'expérience de l'opérateur. En effet, la résolution du sous-module

d'optimisation <ALTIMOPT>, en option PDDD ou PDCD, ainsi que celle de ses sous-modules complémentaires fournissent toujours une solution au réseau étudié dès qu'un choix de matériaux est affecté pour chaque branche.

Tab. 4.11 : Choix de matériaux de l'option "au choix"

NUMERO BRANCHE	NUMERO TUYAU	NUMERO REGARD	LES MATERIAUX ENVISAGEABLES :	
			POUR CANALISATION	POUR REGARD
1			1. BETON NON ARME	1. BETON ARME PREFA.
2			2. BETON ARME	2. AMIANT-CIMENTE PREFA.
.	.	.	3. GRES	3. FONTE-DUCTILE PREFA.
.	.	.	4. FONTE-DUCTILE	4. BETON ARME COULE SUR PLACE.
.	.	.	5. AMIANTE-CIMENT	
.	.	.	6. P.V.C	
n				

En principe, tant que les (24)^{xy} solutions possibles n'ont pas été traitées par cette procédure, la meilleure solution théorique ne peut pas être connue. Donc l'étude devient vite onéreuse si une telle solution doit être recherchée car, outre le mode d'affectation des couples tronçons/regards, l'opérateur est amené à décomposer le réseau en plusieurs sous-réseaux formés uniquement de tronçons. Or, comme nous l'avons remarqué précédemment, une telle complication est non seulement très long à traiter mais surtout inadmissible pour la profession. Donc, le "degré de composite" à attribuer aux réseaux relève essentiellement de la compétence de l'opérateur.

Dans ce contexte de réseaux composite, on peut procéder à plusieurs tests de sensibilité qualité/coût d'un réseau dont le tracé est imposé. A la suite desquels une décision systématique et suffisamment justifiée pourra être prise de manière à ce que le réseau composite résultant présente un aspect acceptable sur le plan pratique.

II.3/ Récapitulation des caractéristiques fonctionnelles

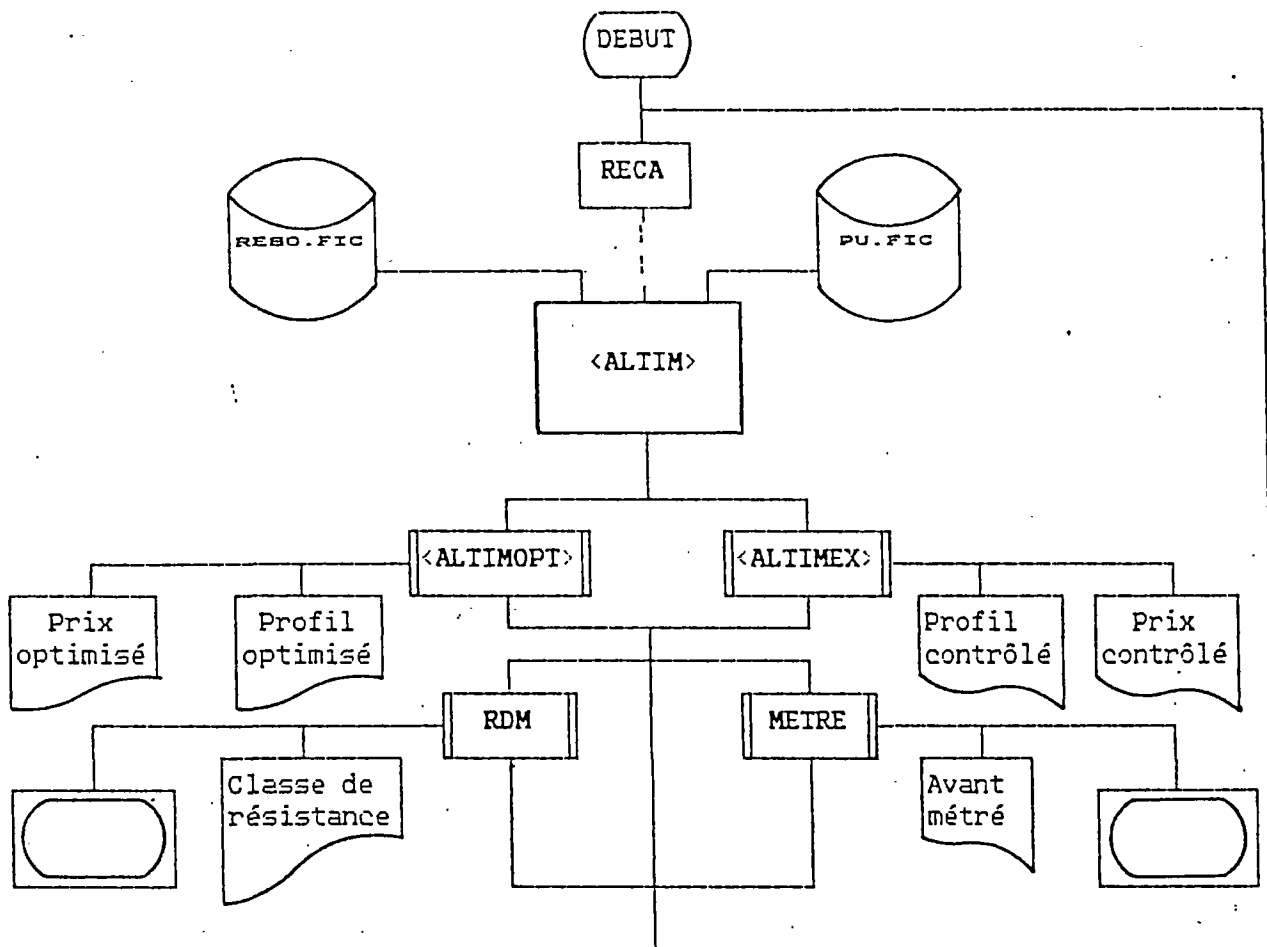


Fig. 4.4 : Schéma fonctionnel du module <ALTIM>

Avec les trois groupes d'hypothèses et les quatre sous-modules, les différentes possibilités du modèle RECA peuvent être récapitulées (fig. 4.2). On distingue donc le niveau supérieur de traitement qui regroupe les sous-modules d'optimisation <ALTIMOPT> et du contrôle <ALTIMEX>, tandis que les sous-modules <RDM> et <METRE> occupent le niveau inférieur. Dans le sous-module d'optimisation, on a en outre les deux versions de la programmation dynamique discrétisée, la PDDD et la PDCD.

On a vu également que ces sous-modules, dont chacun joue un rôle bien précis, sont aisément accessibles à travers les huit options des hypothèses initiales qui se présentent successivement par groupe de deux et sous forme de tableaux que l'opérateur est invité à valider selon ses besoins dans le choix de matériaux constitutifs des réseaux d'assainissement. Ces possibilités et caractéristiques sont donc récapitulées au tableau ci-dessous.

Tab. 4.12 : Les hypothèses initiales

1ère hypothèse TYPE DE CONCEPTION	Optimisation (PDDD)	< ALTIMOPT > (PDCD)	Contrôle < ALTIMEX >
2ème hypothèse DETAIL DE CONCEPTION	< RDM > et/ou/néant < METRE >	< RDM > et/ou/néant < METRE >	< RDM > et/ou/néant < METRE >
3ème hypothèse CHOIX DE MATERIAUX	(AIDE) ou (AU CHOIX)	(AIDE) ou (AU CHOIX)	(AU CHOIX)

De ces caractéristiques fonctionnelles, il apparaît que tout réseau, neuf ou existant ou déjà conçu par ailleurs, peut être traité par RECA dans plusieurs contextes de conception différents.

Pour chacun de ces contextes, les résultats-type obtenus se présentent sous un format pratiquement identique, à quelques variantes près. Ces résultats, qui sont directement visualisés, peuvent être ou non impressionnés selon les besoins de l'opérateur.

Sauf en cas d'anomalie, en suivant l'ordre logique de leur sortie, ces résultats se rapportent à :

1. Un rappel des caractéristiques physiques de chaque branche (tab. 4.13)
2. Caractéristiques dimensionnelles de chaque branche (cf. tab. 4.7).
3. La résistance à la rupture de chaque branche (cf. tab. 4.8).
4. L'avant-mètre quantitatif des travaux de chaque branche (cf. tab. 4.9)
5. La récapitulation générale des coûts des terrassements généraux, des regards et des canalisations, aussi bien pour chaque branche que pour l'ensemble du réseau (tab. 4.14).

Tab. 4.13

RAPPEL DES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DE LA BRANCHE.....

```

*****          *****          *****          *****          *****          *****
N° TRONCON      LONGEUR          DEBIT          COTE DU TAMPON      NAPPE          ROCHER
R.AM / R.AV     (M)              (M³)          AMONT / AVAL        (O/N)         (O/N)
*****          *****          *****          *****          *****          *****
/               /               /               /               /               /
/               /               /               /               /               /
.               .               .               .               .               .
/               /               /               /               /               /
/               /               /               /               /               /

```

Tab. 4.14

RECAPITULATION

 ■CHOIX DU MATERIAU:..... ■SOLUTION:.....

N° BR	TYPE DE LA BRANCHE	M A T E R I A U		LONGUEUR (M)	C O U T D E T R A V A U X (FF)		
		TUYAU	REGARD		TERRASSEM	REGARD	CANALISAT
1							
2							
.
.

■TOTAL RESEAU " "
 ■TOTAL LINEAIRE

II.4/ Programme et sous-programmes

A) Structure des programmes

Au niveau de la programmation informatique, le module <ALTIM> est le programme principal de traitement ou, plus exactement, le programme "appelant" qui possède en outre un aspect modulaire. De ce fait, tous les autres sous-modules apparaissent comme des programmes "appelés", donc des sous-programmes. Mais sur le plan strictement de programmation, ces programmes appelant et appelés utilisent nécessairement d'autres sous-programmes de niveaux inférieurs pour résoudre d'autres tâches supplémentaires mais indispensables pour l'efficacité et le bon fonctionnement de l'ensemble.

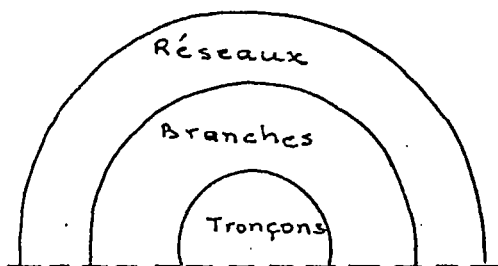
Sans entrer dans ces détails d'ordre secondaire, le fonctionnement interactif de ces programmes (appelant et appelés) peut être concrétisé sous forme d'organigrammes à caractère globalisant. Et afin de rendre ceux-ci plus compréhensibles, la plupart des variables y sont utilisées avec les mêmes notations que celles des chapitres précédents, étant entendu que ces notations peuvent être symbolisées d'une manière indifférente selon le langage informatique utilisé et le désir du programmeur.

Dans ces conditions, les sous-modules d'optimisation <ALTIMOPT> et de contrôle <ALTIMEX> constituent essentiellement le corps du programme principal (fig. 4.3 et 4.5). Les trois sous-programmes sont :

- HYDRO.CALC (fig. 4.7) qui correspond au sous-modèle hydraulique de MANNING-STRICKLER adapté d'une part au contexte d'optimisation et d'autre part à celui de contrôle d'un réseau déjà conçu.

- RDM.CALC (fig. 4.8) qui valide ou rejette les tronçons dimensionnés par HYDRO.CALC. Ce sous-programme traduit donc le sous-modèle de stabilité mécanique étudié au 3ème chapitre qui est une combinaison des formules de Marston/Spangler et des considérations tenant compte des conditions de pose des collecteurs en système tuyau-sol.
- METRE/COU.T.CALC (fig. 4.9) qui applique directement les prix unitaires des travaux du fichier <PU.FIC> aux quantités calculées par le sous-programme METRE.CALC. Le sous-programme METRE/COU.T.CALC intègre donc la plupart des contraintes techniques relatives aux pratiques courantes de chantier telles qu'elles ont été analysées au premier chapitre au sujet du sous-modèle de coût.

Du point de vue de la décomposition fonctionnelle, ces trois sous-programmes constituent le noyau du module de traitement, donc du modèle RECA. Tous les détails aussi bien de calculs que de comportements du modèle peuvent être connus à tous les niveaux de traitement, en particulier à son niveau le plus bas relatif au tronçon. Des interpréteurs d'erreurs sont prévus à cet effet de sorte qu'en cas d'anomalie, l'opérateur dispose des moyens d'intervention suffisamment précis pour savoir exactement pourquoi et d'où l'anomalie est survenue. Avec une telle



structuration, le programme du niveau supérieur gère et surveille celui du niveau inférieur et ainsi de suite. C'est en effet le cas des programmes et sous-programmes du module de traitement <ALTIM>.

B) Le programme principal

Dans l'ordre de la décomposition fonctionnelle, le programme principal occupe les deux premiers niveaux du module de traitement. Le niveau le plus supérieur que nous appelons programme "ALTIMRESO" (fig. 4.5) regroupe toutes les hypothèses initiales et le traitement enchaîné de toutes les branches que comporte le réseau en cours. Sauf anomalie, ce réseau sera complètement traité lorsque l'opération I sera atteinte. A ce moment, le programme est suspendu en attente

qu'un nouveau réseau soit entré sion la séance de traitement prend fin et le menu général réapparaîtra.

Immédiatement après ce premier niveau, se trouve donc le programme "ALTIMBRANCHE" qui ne s'intéresse que du traitement de la branche que son superviseur "ALTIMRESO" lui demande de le faire. C'est à ce niveau que s'intègrent toutes les bases conceptuelles du modèle RECA car, comme on peut le constater sur les figures 4.6 et 4.7, les opérations de F à G regroupent tous les sous-modules de traitement général, à savoir, les deux types de conception et les trois sous-programmes. D'où le caractère à la fois intégré et modulaire de RECA.

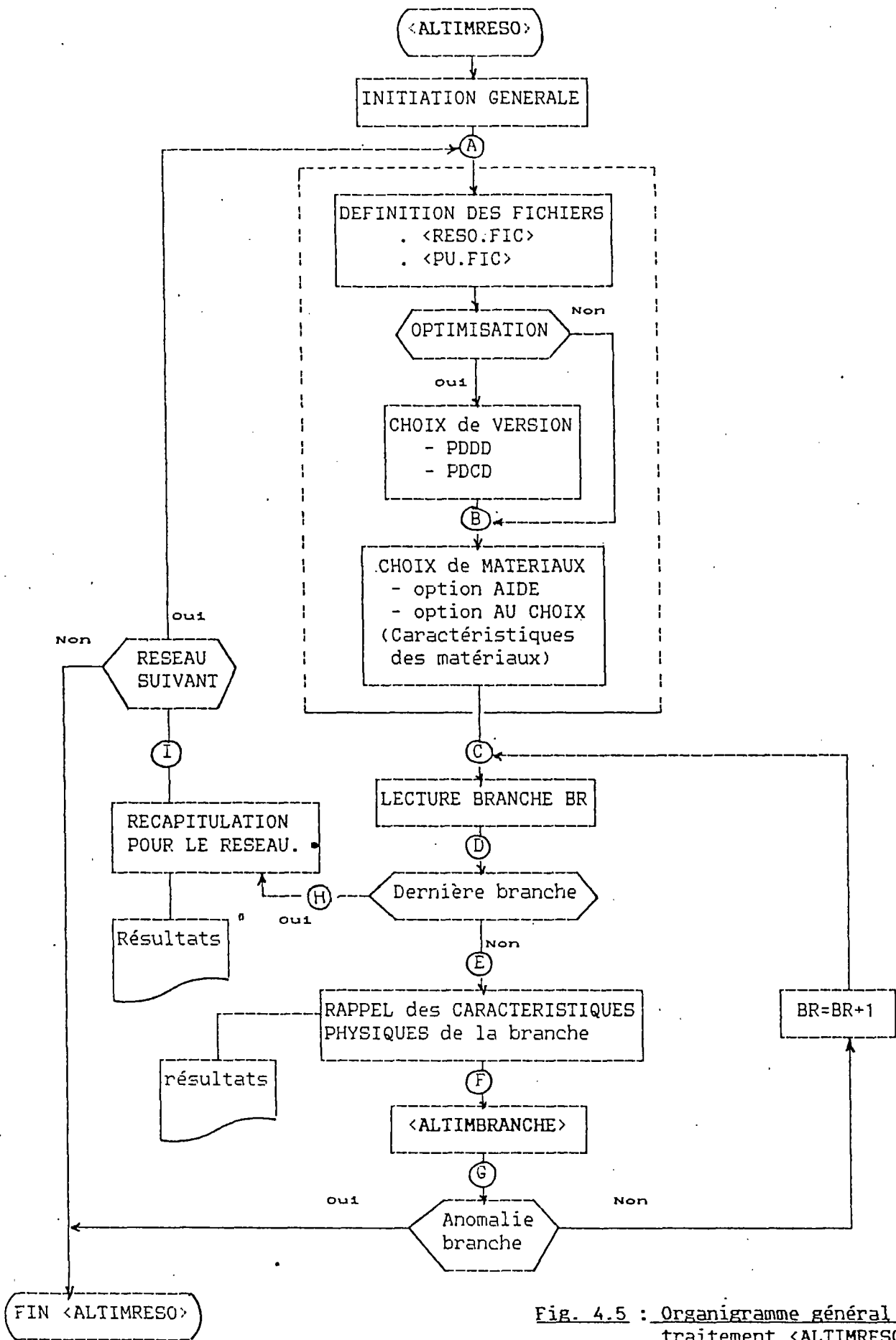


Fig. 4.5 : Organigramme général du traitement <ALTIMRESO>

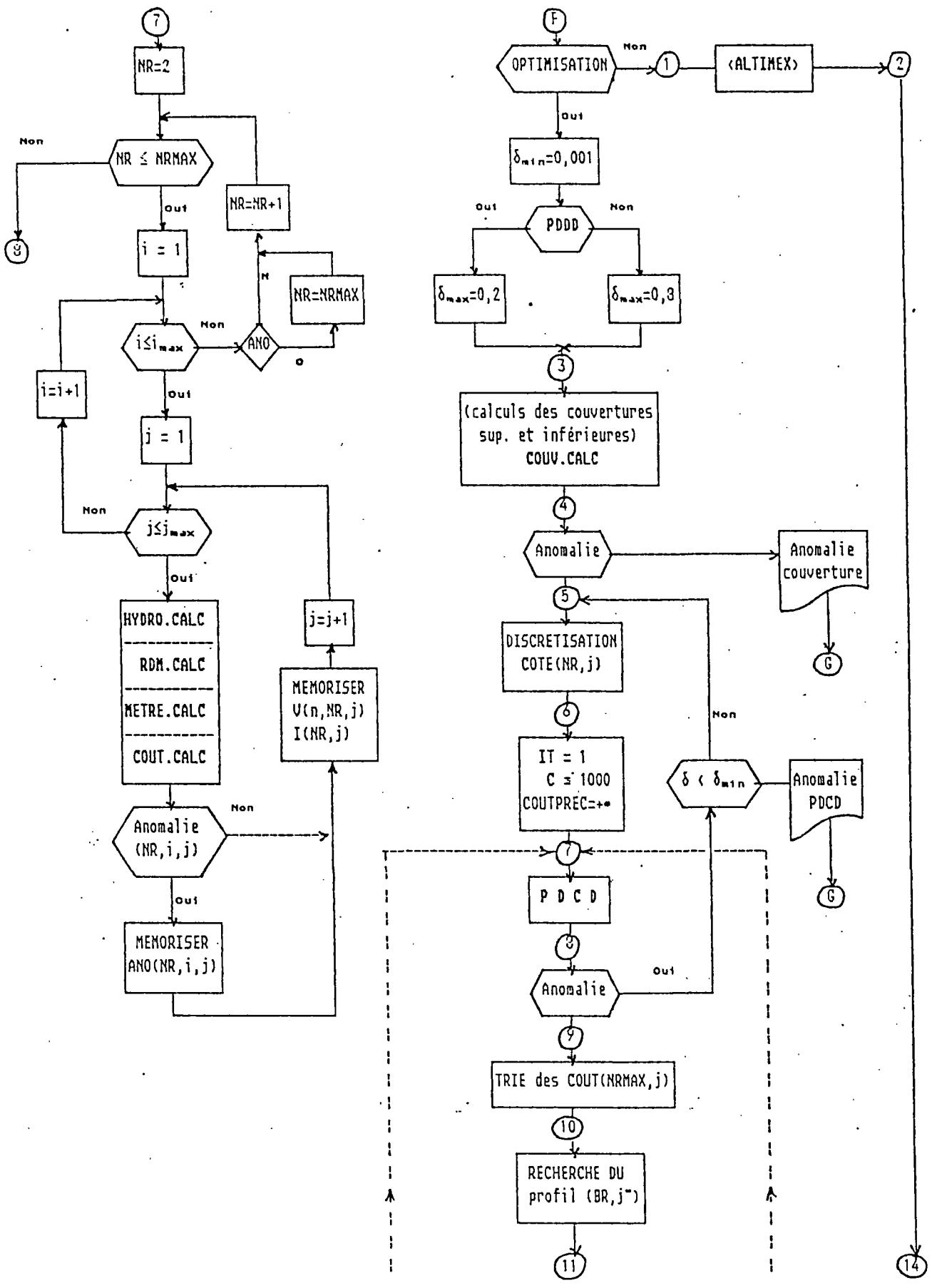


Fig. 4.6 : Organigramme général du traitement (ALTIMBRANCHE) (voir suite fig. 4.7)

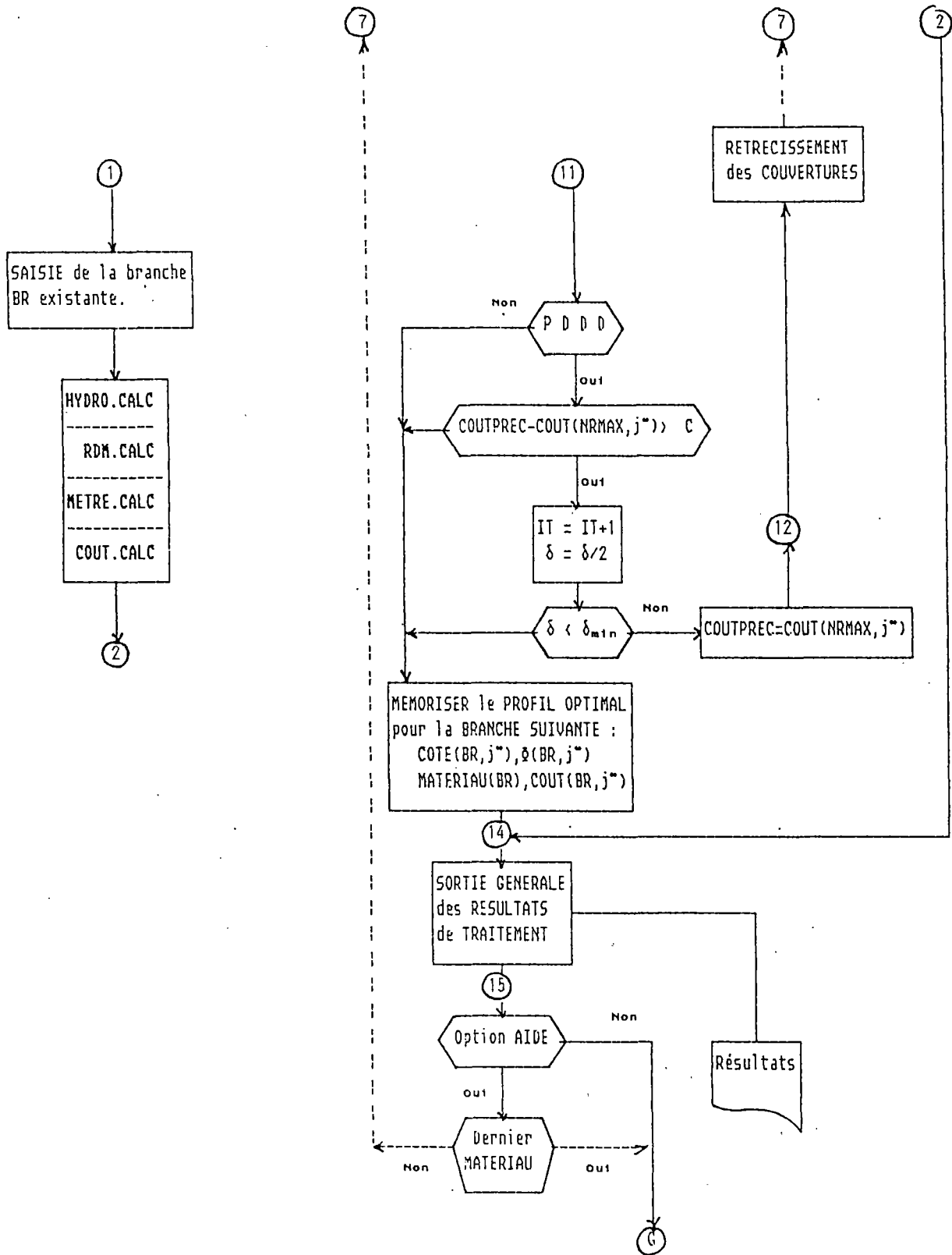


Fig. 4.7 : <ALTIMBRANCHE> (suite)

C) Les sous-programmes

En vue de compléter le schéma des interactions fonctionnelles des différents sous-modules de traitement, les organigrammes de ces sous-programmes sont donc présentés avec leurs opérations principales. Selon la structure du programme principal, les trois sous-programmes occupent les niveaux les plus bas qui correspondent au traitement des tronçons. Pour la procédure d'optimisation, ces tronçons sont chacune des solutions alternatives les plus élémentaires, et pour l'étude de contrôle d'un réseau, ce sont ceux que l'opérateur a saisi dans la deuxième option de la première hypothèse initiale. En outre, dans l'ordre logique d'exécution séquentiel, le sous-programme HYDRO.CALC se place en tête ensuite RDM.CALC et enfin METRE/COU.CALC.

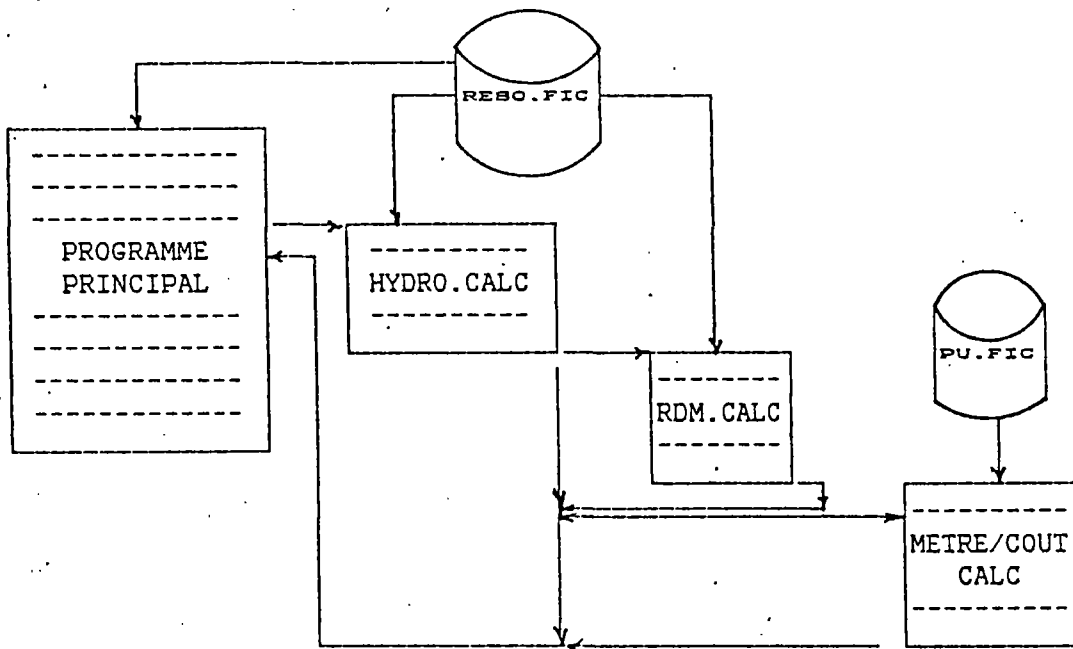


Fig. 4.8 : Les programmes et sous-programmes

Donc au niveau de la programmation, les remarques suivantes peuvent être signalées au sujet de la passation des paramètres. En effet, afin d'éviter les entrées/sorties intermédiaires qui pourraient, à chaque appel de programme, retarder inutilement le temps de traitement, nous adoptons le mode de transmission des informations le plus primaire : la passation par valeur/résultat. Avec ce type d'appel, les seules entrées/sorties se limitent strictement à la lecture des fichiers <RESO.FIC> et <PU.FIC> et les indispensables affichages/impressions des résultats de traitement. Autrement dit, dès que le module de traitement est chargé en mémoire, le programme principal et les trois sous-programmes y sont présents simultanément de sorte que lors de l'appel les transmissions des infor-

mations se passent d'une manière interne, donc transparentes pour l'opérateur. Cet appel et cette passation peuvent concerner aussi bien le maillon appelant/appelés que celui des appelés entre eux. Pour le sous-modèle hydraulique, ses données proviennent d'une part, du fichier <RESO.FIC> et d'autre part, de l'opération 5-6 du programme ALTIMBRANCHE. Et en suivant l'ordre logique des sous-programmes, les données de RDM.CALC sont dans le fichier <RESO.FIC> et sont transmises par l'HYDRO.CALC. Tandis que celles du sous-programme METRE/COUT.CALC sont dans les deux fichiers <RESO.FIC> et <PU.FIC> et sont transmises par les deux sous-programmes HYDRO.CALC et RDM.CALC. Ces interactions fonctionnelles peuvent être présentées au schéma ci-dessous.

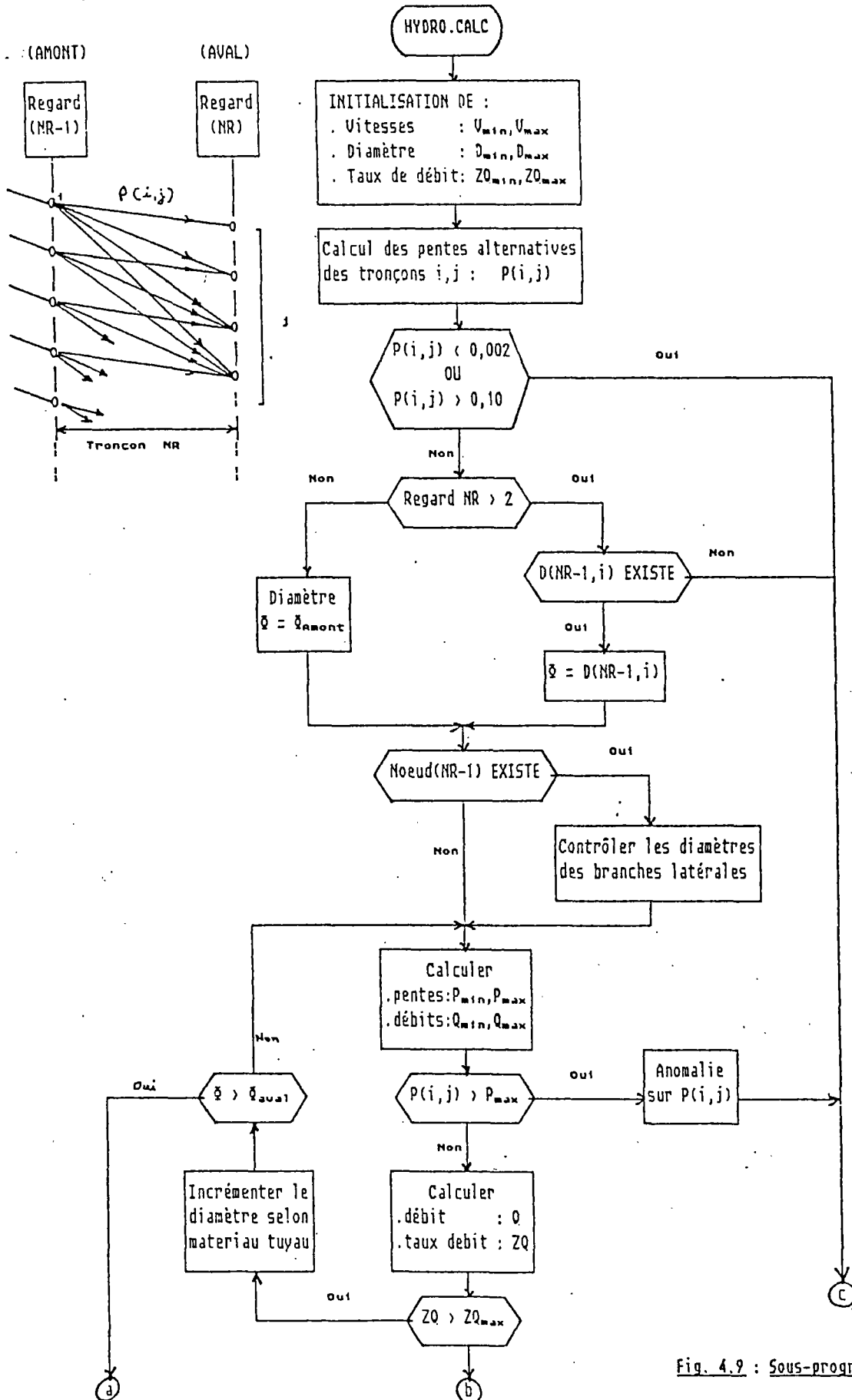


Fig. 4.9 : Sous-programme HYDRO.CALC

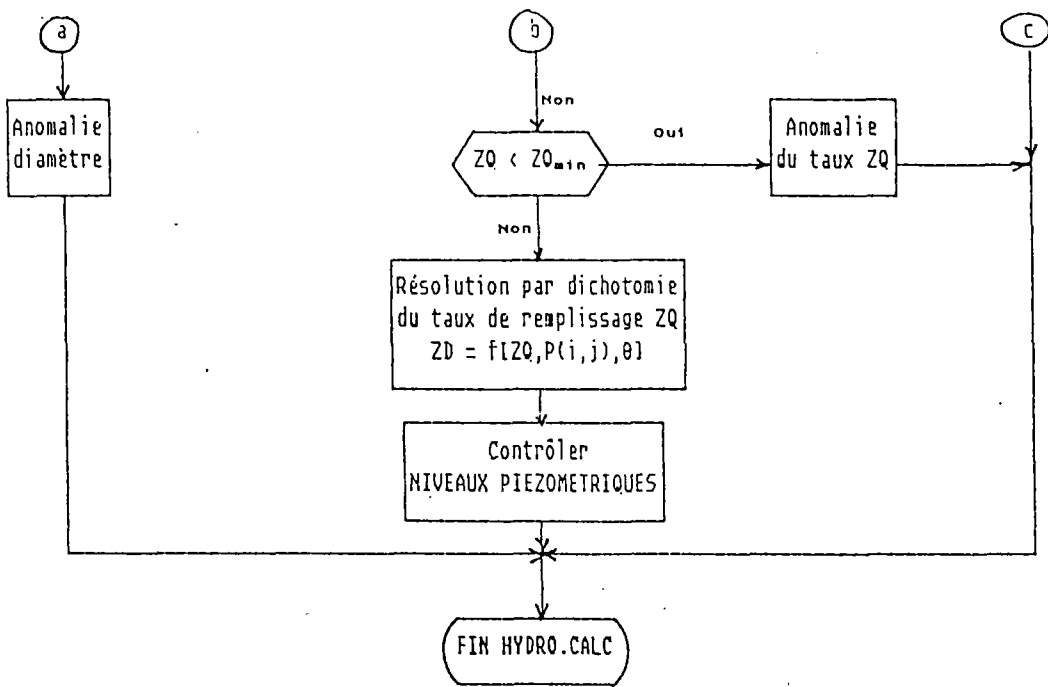
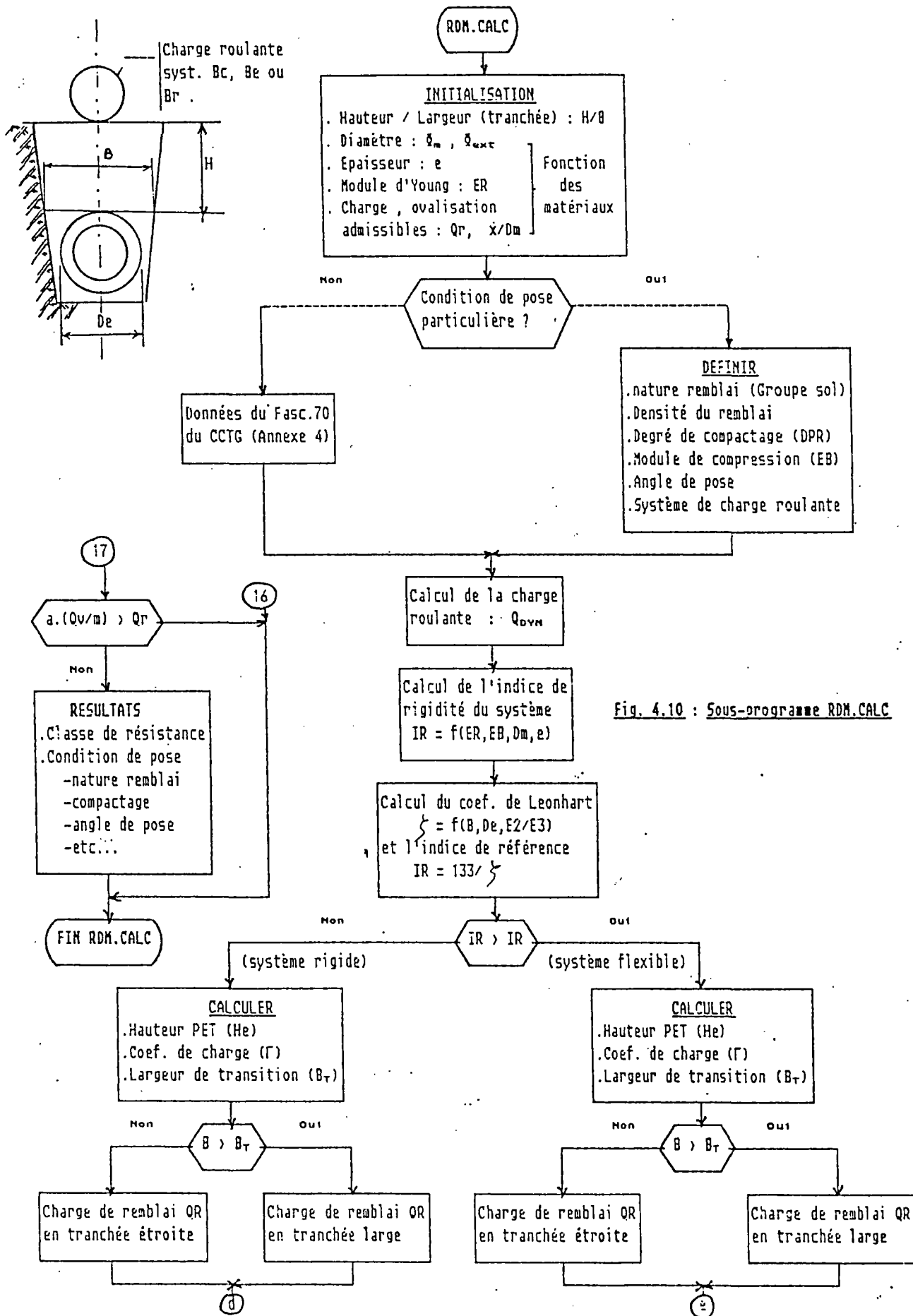


Fig. 4.9 : Sous-programme HYDRO.CALC (suite)



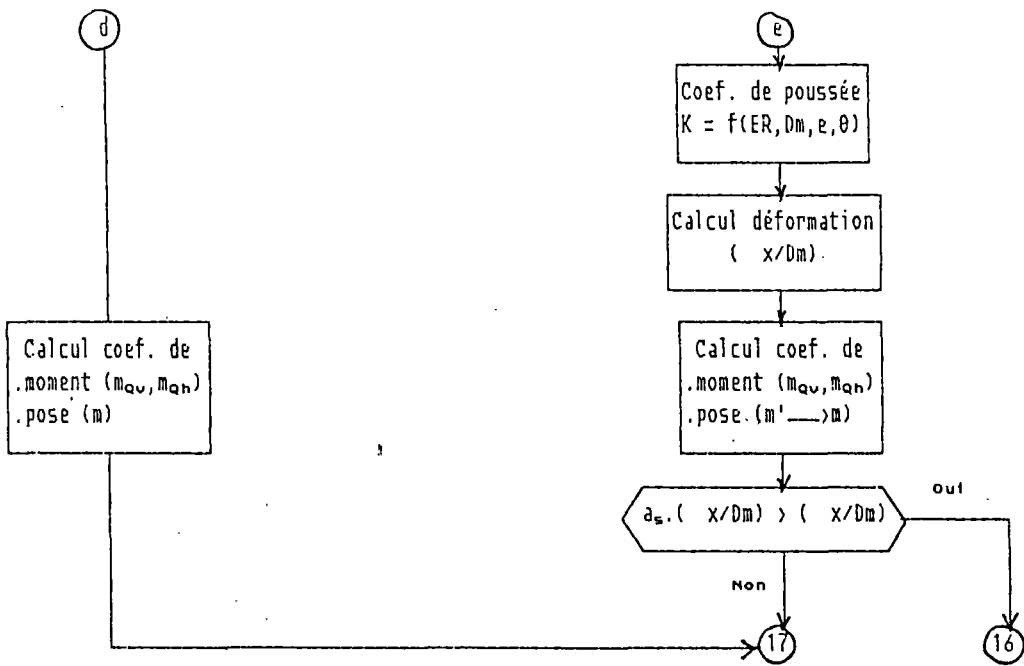


Fig. 4.10 : Sous-programme RDM.CALC (suite)

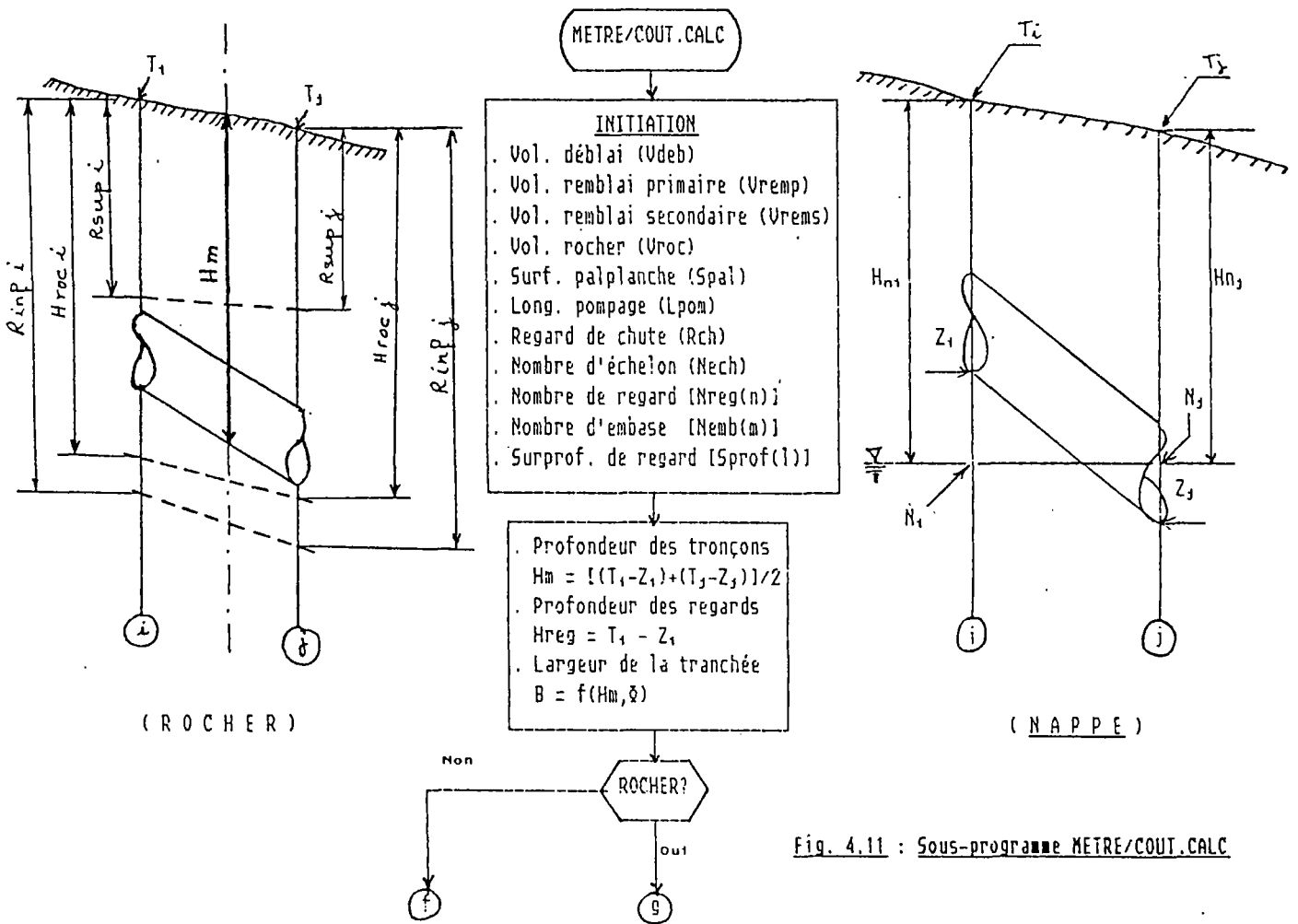


Fig. 4.11 : Sous-programme METRE/COUT.CALC

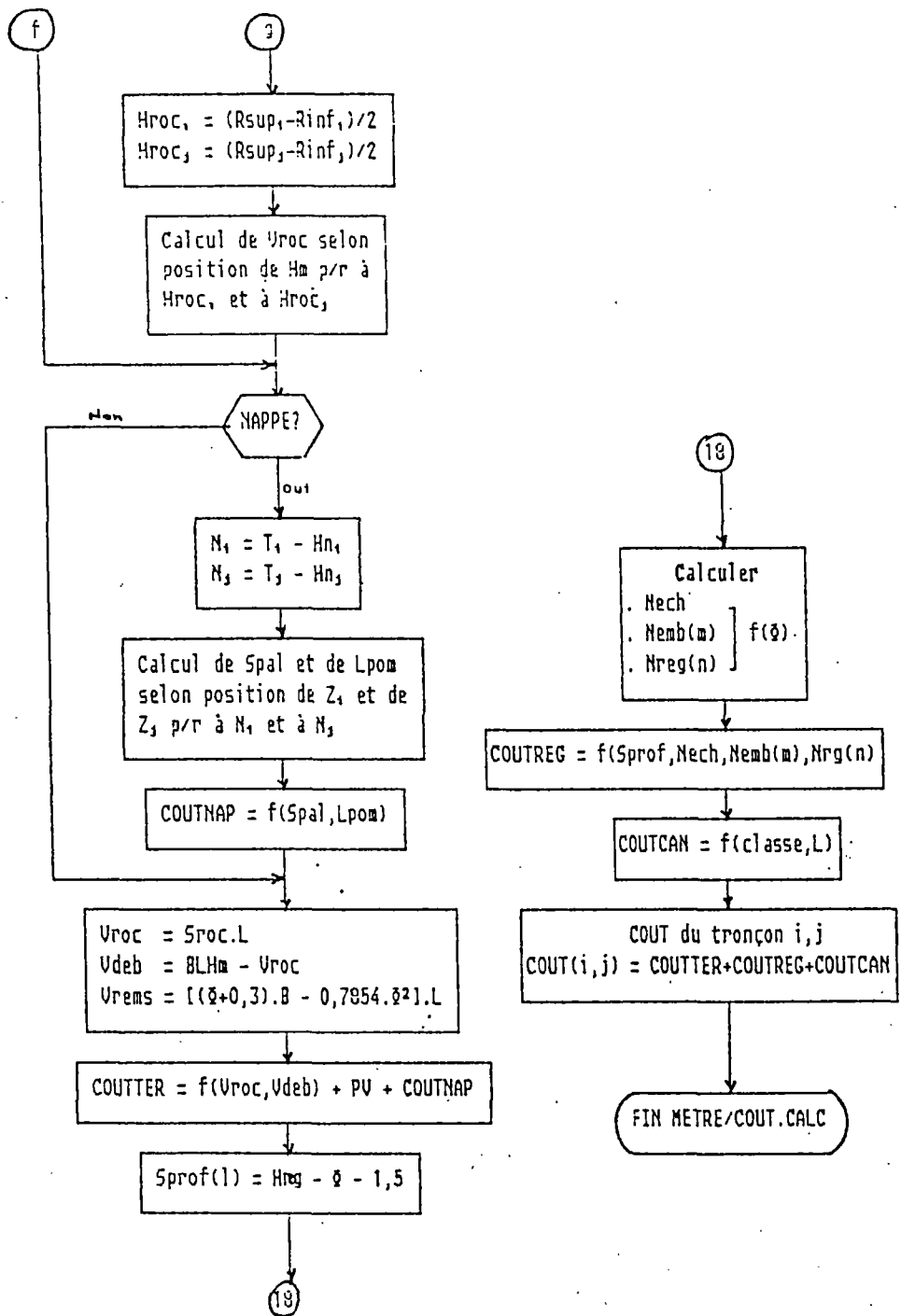


Fig. 4.11 : Sous-programme METRE/COUT.CALC (suite)

III/ MODULES DE SAISIE

III.1/ Caractéristiques organiques de saisie

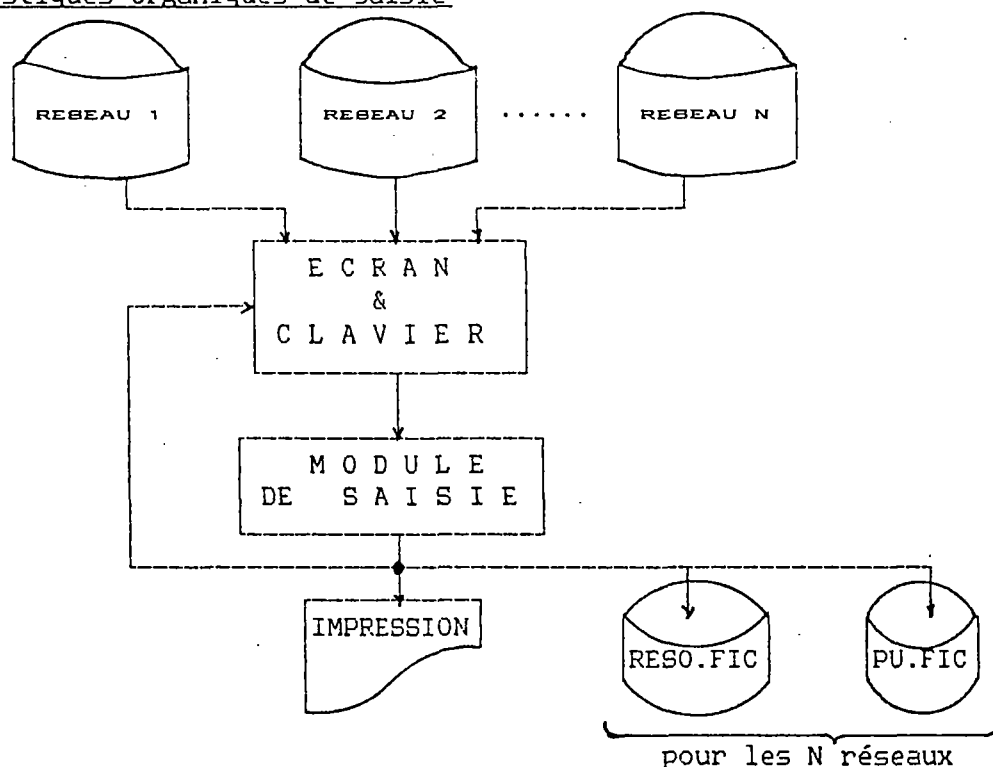


Fig. 4.12 : Schéma organique de saisie

Les deux modules de saisie <CRESEAU> et <CREPU> sont accédés par le choix des deux premières options du menu général de RECA. Le choix de la première option fait charger dans la mémoire centrale le module <CRESEAU> pour la saisie des caractéristiques physiques et locales du réseau dont on veut ultérieurement traiter. De même, la deuxième option fait charger le module <CREPU> pour la saisie des prix unitaires des différents postes de travaux.

En fait, ces deux modules permettent respectivement la création des fichiers <RESO.FIC> et <PU.FIC> qui peuvent se trouver sur disque dur ou disquette. Les deux modules étant indépendants, la saisie de ces données se déroule en séances différentes de sorte que l'un des fichiers peut être créé avant ou après l'autre ou placé dans des unités magnétiques différentes. Par contre, au moment du traitement, il est indispensable que ces deux fichiers soient non seulement présents sur une même unité magnétique mais également désignés sous un même nom principal. Ces règles simples se préciseront à travers les opérations de saisie.

III.2/ Le module <CRESEAU>

A) Structure des données

La séance de création du fichier <RESO.FIC> commence par un rappel général (tab. 4.15) concernant la définition du réseau adaptée aux caractéristiques fonctionnelles de RECA. Immédiatement après cette prise de connaissance, le tableau de définition du réseau apparaît avec ses trois opérations exactement identiques à celles qu'on a vu précédemment au module de traitement.

Ici, ces opérations sont doublement utiles. Elles permettent, au niveau externe, à l'opérateur de nommer le réseau comme il l'entend, et, au niveau interne, au système d'exploitation de disque/disquette de définir la structure des données du fichier <RESO.FIC>. Ces opérations sont donc suffisantes pour cette structuration car <RESO.FIC> est du type accès direct dont chaque enregistrement logique représente une branche physique. En effet :

- 1- La première opération désigne à la fois l'unité magnétique et le nom principal du fichier.
- 2- La deuxième opération sert, d'une part, à limiter la longueur logique du fichier, et d'autre part, à lui donner un deuxième nom d'extension. Ce nom secondaire est exactement le numéro de la branche réceptrice principale du réseau.
- 3- La troisième opération dimensionne enfin la longueur de chaque enregistrement logique de <RESO.FIC>.

Donc, au niveau interne les trois types de branche physique (tableau 4.16) sont toutes enregistrées sous une même structure. Afin de faciliter leur mise à jour et d'assurer l'adéquation "branche physique / branche logique / système dynamique", la longueur de chaque enregistrement s'exprime en fonction du nombre maximal de regards introduit lors de la troisième opération. Autrement dit, elle est constante pour un réseau donné, et est largement suffisante pour contenir chacune des branches logiques qu'elle soit du type élémentaire (ou tertiaire) ou réceptrice (secondaire ou principal). La figure 4.13 illustre la structure logique des données du fichier <RESO.FIC>.

Tab. 4.15 : Présentation générale et définition du réseau

La présente saisie concerne l'étude altimétrique d'un réseau d'assainissement du type UNITAIRE ou non. Cette étude repose sur trois principes de base :

1. le principe d'optimalité de la Programmation Dynamique ;
2. une forme particulière du modèle hydraulique Manning-Strickler ;
3. un calcul de prix effectifs des canalisations + regards + terrassements

La présente saisie suppose que la planimétrie de l'ensemble du réseau et des débits des tronçons sont déjà résolus auparavant.

Toutefois, la résolution altimétrique se fait BRANCHE par BRANCHE en commençant par l'ensemble des branches TERTIAIRES puis ceux des SECONDAIRES. Ces dernières peuvent exister ou non. Chaque réseau (ou sous-réseau) est caractérisé, d'une part, par son NOM alphanumérique et, d'une part, par sa branche RECEPTRICE. Celle-ci peut être du type secondaire ou tertiaire, mais son numéro dans le réseau doit être le plus élevé de toutes.

La numérotation des branches peut se faire indifféremment sur l'ensemble du réseau, mais elle ne doit, en aucun cas, être répétée; et les numéros des branches secondaires doivent être plus élevés que ceux des tertiaires. Chaque branche en cours de traitement (désignée de branche choisie) est composée de tronçons consécutifs dont chacun est limité par son regard amont et par son regard aval. Les regards qui ne font pas l'objet de rencontre des branches latérales sont dénommés REGARDS SIMPLES, sinon ce sont des NOEUDS.

POUR LA CREATION DE FICHER RELATIF A CHAQUE BRANCHE RECEPTRICE (N° LE PLUS ELEVE) DU RESEAU (OU SOUS-RESEAU) A SAISIR, DONNEZ :

1. UN NOM ALPHANUMERIQUE AU RESEAU : nom principal du fichier avec ou sans l'unité magnétique.....
2. LE NUMERO DE LA BRANCHE RECEPTRICE DU RESEAU (ENTIER de 1 à 20)..
3. LE NOMBRE MAXI. DE REGARDS PARMI TOUTES LES BRANCHES (ENTIER de 1 à 20).....

Tab. 4.16 : Type de branche et type de sa mise à jour

LES TROIS TYPES DE BRANCHES A SAISIR :

- T . POUR LA BRANCHE TERTIAIRE
- S . POUR LA BRANCHE SECONDAIRE
- P . POUR LA BRANCHE PRINCIPALE

LES 4 TYPES DE MISE A JOUR DE LA BRANCHE CHOISIE :

- C . POUR LA CREATION
- M . POUR LA MODIFICATION
- S . POUR LA SUPPRESSION
- F . POUR FINIR LA SEANCE

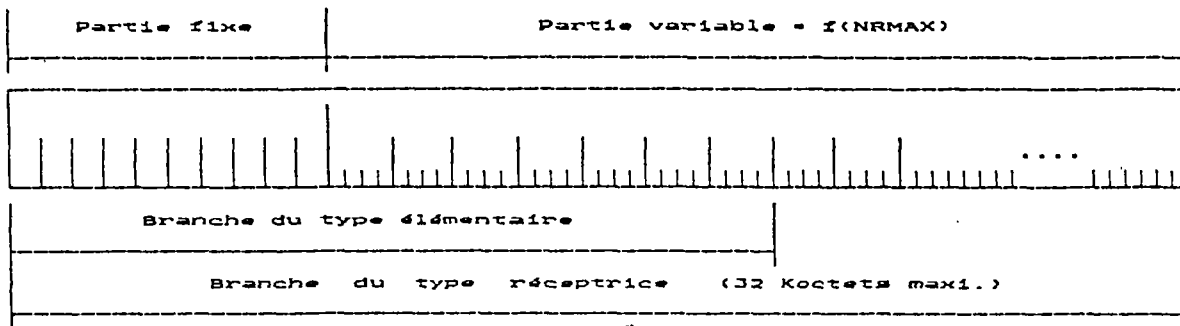


Fig. 4.13 : Structure des données du fichier <RESO.FIC>

B) Caractéristiques physiques et locales des réseaux

B1) Remarques préliminaires

Pouvant être un ensemble de systèmes dynamiques, chaque réseau à traiter est décomposable, d'une manière arborescente, en plusieurs sous-réseaux : tronçons, branches élémentaires, petits réseaux simples ou un mélange de ces éléments. Les niveaux de cette arborescence ne relève que du jugement et de l'expérience de l'opérateur (compte-tenu de plusieurs facteurs tels qu'ils sont signalés aux chapitres précédents). Au besoin, le réseau peut donc être décomposé soit :

- 1) en tranches de travaux effectivement prévues ;
- 2) en sous-réseaux dont chacun est constitué de matériaux pouvant être ou non homogènes ;
- 3) en sous-branches lorsqu'on veut avoir des matériaux constitutifs différents pour chacune d'elles. Ce type d'éventualité peut être envisagée en cas de présence d'un obstacle souterrain sur le parcours de la branche. Ce point de passage obligé peut être physiquement réel, sinon, il ne pourrait provenir que des anomalies détectées dans les calculs des couvertures supérieure et inférieure (cf. module de traitement).

Hormis la première, les autres décompositions ne sont que fictives que l'opérateur est amené à considérer subtilement suivant le cas; le tracé initial du réseau étant resté physiquement le même.

Ainsi, la saisie branche par branche est divisée en deux parties: la première concerne les branches élémentaires et, la seconde, les branches réceptrices. Aussi, étant donné que le fichier <RESO.FIC> est du type accès direct, l'ordre de saisie de chaque branche, élémentaire ou non, n'a aucune importance.

Les types de branches et ceux de leur mise à jour réapparaissent à l'écran (tab.

4.16) aussi longtemps qu'il reste des branches à saisir. Lorsque toutes les branches du réseau seront saisies, l'opérateur a la possibilité de poursuivre la séance à un autre réseau (ou sous-réseau) sinon le menu général de RECA réapparaîtra pour une nouvelle tâche.

B2) Les branches élémentaires (ou tertiaires)

Toutes les caractéristiques physiques et locales propres à chaque branche élémentaire doivent être introduites selon le formulaire type ci-dessous.

Tab. 4.17 : Saisie de la branche tertiaire

1.	LE NUMERO DE LA BRANCHE CHOISIE (1 ENTIER NON NUL).....	■
2.	LE NOMBRE MAXI. DE REGARDS DE LA BRANCHE (AMONT ET AVAL INCLUS).....	■
3.	LA BRANCHE EST-ELLE SOUS-CHAUSSEE (0/N).....	■
4.	LA BRANCHE CHOISIE EST-ELLE DU TYPE EAU PLUVIALE (0/N).....	■
5.	LE REGARD EXUTOIRE EST-IL UN REJET (STEP, MILIEU NAT.).....	■
6.	LA COTE DU POINT DE RACCORDEMENT AMONT (AU REGARD DE TETE!).....	■
7.	LA COTE DU POINT DE RACCORDEMENT AVAL (AU REGARD-EXUTOIRE).....	■
8.	LE DIAMETRE EXISTANT AMONT (en mètre).....	■
9.	LE DIAMETRE EXISTANT AVAL (en mètre).....	■

Tab. 4.18 : (T... suite...)

N°	NUMERO REGARD	PNAPPE (M)	PROF.ROCHER		COTE TN (NGF)	LONGEUR (M)	DEBIT (M ₃ /S)
			SUP(M)	INF(M)			
1							
2							
...							
n							

Vis-à-vis du module de traitement, les données de ce formulaire-type ont un sens très précis. Une connaissance plus détaillée serait donc souhaitable.

- . 1 à 4 : ces données sont comprises textuellement.
- . 5 : si aucune branche latérale et aucun point de passage ne sont exigés au dernier regard du type "rejet", la profondeur de la couverture supérieure de ce regard n'est plus considérée comme une contrainte. En général, il s'agit d'un ouvrage d'émissaire particulier qu'il convient d'ajouter son coût à ceux des autres regards de la branche.
- . 6 et 7 : A priori ces côtes fixent les points de passage obligés respectivement au premier regard de tête et au dernier regard de la branche. Mais pour la procédure d'optimisation, elles servent à déterminer le couloir initial des couvertures supérieure et inférieure (cf. chapitre I).
- . 8 et 9 : En cas de raccordement au réseau existant en amont et/ou en aval, l'opérateur peut ajuster les diamètres de manière à ce que l'homogénéité dimensionnelle de l'ensemble soit respectée. Par ailleurs, le temps de traitement du module <ALTIM> peut être considérablement réduit en partant d'un diamètre-amont suffisamment proche de celui de calcul quand le débit transporté est relativement important.
- . Les données tributaires de regards :
 - Aucune règle de numérotation de regards n'est exigée. L'opérateur peut leur attribuer des numéros en alphanumérique ou en chiffre comme il l'entend.
 - Les profondeurs des nappes phréatiques et ceux des rochers sont utiles non seulement pour être conforme à la réalité du chantier mais surtout pour la précision de calcul des coûts de terrassements généraux. Si les renseignements les concernant ne sont pas disponibles, l'opérateur introduit le caractère "I" comme inconnue.

- En principe, les côtes N.G.F. du terrain naturel et les longueurs des tronçons sont connues au réseau initial. Or, pour la procédure d'optimisation, des cas triviaux éventuels peuvent survenir dans des tronçons trop courts (5 à 10 m). On veillera donc à ce que ces longueurs soient relativement suffisantes, quitte à supprimer les regards trop rapprochés. En général, ces précautions sont à considérer à postériori après un premier essai de traitement du réseau saisi normalement.
- Les débits transportés sont ceux des bassins versants pour les réseaux EP ou ceux des secteurs d'habitation pour les réseaux EU. Ces débits sont donc supposés connus au même titre que le tracé du réseau ainsi que ses caractéristiques plus haut.

83) Les branches réceptrices (secondaires ou principales)

De la même manière que les branches élémentaires, les caractéristiques des tableaux 4.17 et 4.18 concernent également les branches réceptrices. Au niveau de la saisie, les données relatives aux regards-noeud confèrent à celles-ci leur caractère réceptrice.

Tab. 4.19 : (S... suite...)

N°	NOEUD (O/N)	NBR BRL	NUMERO DES BRANCHES LATERALES					
			1ère	2è	3è	4è	5è	6è
1								
2								
...								
n								

Sur le tableau 4.19, on reconnaît trois catégories de données au noeud :

- la deuxième colonne indique si un regard est un noeud ou non ;
- la troisième colonne donne le nombre de branches latérales (NBR BRL) qui existent au noeud ;
- les colonnes 4 à 9 précisent le numéro de chacune des branches latérales.

Il est prévu que chaque noeud peut recevoir jusqu'à six branches latérales.

III.3/ Le module <CREPU>

A) Structure des données

Le module <CREPU> permet la saisie des prix unitaires des différents postes de travaux concernant les terrassements généraux et la mise en oeuvre selon les règles de l'art des regards de visite et des canalisations. Ces deux dernières catégories de travaux font intervenir un large éventail de matériaux qu'il est possible d'envisager pour les réseaux d'assainissement.

Tab. 4.20 : Nomination du fichier <PU.FIC>

LES PRIX UNITAIRES DES TRAVAUX PROPOSES CI-APRES S'APPLIQUENT A UN RESEAU DONT ON VEUT ETUDIER L'ALTIMETRIE. ENTREZ :
LE NOM ALPHANUMERIQUE DU RESEAU: nom principal du fichier réseau avec ou sans l'unité magnétique

Tab. 4.21 : Types de mise à jour du fichier <PU.FIC>

<p>Les prix unitaires des travaux ci-après sont à titre indicatif. Leur actualisation est nécessaire pour l'étude altimétrique d'optimisation du réseau composite d'assainissement.</p> <p><u>Ces prix concernent les travaux de :</u></p> <p>A. TERRASSEMENT EN FOUILLE</p> <p>B. REGARD DE DIFFERENTS MATERIAUX</p> <p>C. NANALISATION DE DIFFERENTS MATRIEAUX</p>
--

• Pour un réseau donné, ces prix sont globalement saisis puis stockés dans un seul enregistrement logique qui constitue le fichier <PU.FIC> lui-même. La fonction principale du module de saisie des prix est essentiellement la mise à jour automatique du fichier <PU.FIC>.

Autrement dit, dès que le module <CREPU> est présent en mémoire centrale, la nomination du fichier <PU.FIC> selon l'indication du tableau 4.20 fait charger en même temps tous les prix unitaires prédisposés. Si <PU.FIC> existe déjà, ce sont les prix de sa dernière mise à jour sinon il s'agit des prix de base qui sont

proposés à titre indicatif. Ainsi, la structure des données du fichier <PU.FIC> se présente comme un enregistrement dont la longueur dépend uniquement du nombre des postes que comporte chacune des trois catégories de travaux.

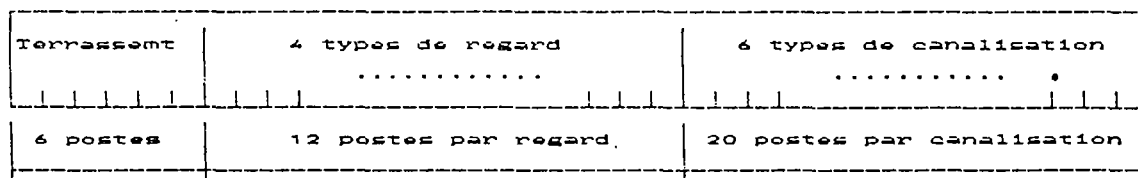


Fig. 4.14 : Structure des données du fichier <PU.FIC>

B) Prix de construction des réseaux

La structuration des données telle qu'on vient de voir s'adapte particulièrement au type accès direct du fichier correspondant. La souplesse de saisie est telle que la mise à jour des prix de chaque catégorie de travaux peut se faire d'une manière indifférente et conversationnelle sous forme de tableaux synoptiques. L'opérateur a donc la possibilité d'actualiser un prix quelconque ou, sinon, de consulter simplement ceux précédemment actualisés.

De la même manière que la séance de saisie des branches précédentes, celle des prix se déroulera aussi longtemps qu'il y a des prix à actualiser ou à consulter. Cette séance est divisée en trois parties correspondant respectivement aux travaux de terrassements généraux, de regards et de canalisations. Bien entendu, il s'agit des travaux sur chantier courant tels qu'ils sont stipulés à l'annexe VII du fascicule 70 du CCTG. Ce qui suppose que les modes de rémunération correspondants sont standardisés de telle sorte que tout réseau puisse généralement s'y adapter. D'autre part, étant donné que ces prix concernent uniquement l'altimétrie des réseaux, leur coût global de construction s'obtiendra par cumulation aux prix planimétriques supplémentaires qu'il convient de considérer en cas de besoin selon les quantités estimatives au sous-module de traitement <METRE>.

B1) Les terrassements généraux

Tab. 4.22 : Terrassements généraux

N°	T R A V A U X D E T E R R A S S E M E N T	PU (FF)
1	DEBLAI+RMBLAI de travaux en tout terrain sauf ROCHER compact, y compris toute sujétion de terrassement en fouille LE METRE CUBE de déblai.....	
2	PLUS-VALUE pour profondeur > 1,30 mètre, y compris toute sujétion De 1,31 à 4,00m : LE METRE LINEAIRE de protection.....	
3	De 4,01 à 6,00m : LE METRE LINEAIRE de protection.....	
4	PLUS-VALUE pour fouille en ROCHER, y compris toute sujétion d'extraction LE METRE CUBE de ROCHER.....	
5	PALPLANCHE métallique pour tanchée en nappe aquifère, y compris toute sujétion d'extraction LE METRE CUBE de PALPLANCHE.....	
6	EPUISEMENT du fond de fouille, y compris toute sujétion de pompage LE METRE LINEAIRE de collecteur exécuté.....	

Les terrassements généraux comprennent six postes de travaux qui sont compris de la manière suivante par le module de traitement.

- .1 : Les travaux d'excavation et de comblement des tranchées en terrain normal. Il s'agit des volumes du lit de pose et ceux dit primaires et secondaires.
- .2/3: Les blindages de protection pouvant être en bois, en béton préfabriqué ou métallique lorsque la profondeur de fouille dépasse 1,30 m.
- .4 : L'extraction des obstacles assimilables aux rochers durs nécessitant des matériels de chantier appropriés.
- .5/6: Les travaux en présence d'eau des nappes nécessitant la mise en place des fiches de palplanches et l'assèchement du fond de fouille. Au cas où ces travaux ne sont pas à envisager, tout autre disposition peut leur être assimilée ; l'important étant les prix unitaires correspondants. C'est le cas notamment d'épuisement qui peut être rémunéré de plusieurs manières différentes en fonction soit du débit évacué, soit du nombre d'heure d'évacuation, etc...

En aucun cas, un prix nul ne peut être accepté par le module <CREPU>. Si un de ces prix n'est pas connu, l'opérateur pourra toujours valider ou actualiser celui proposé à titre indicatif selon les particularités ou le facteur spatio-temporel du chantier.

B2) Les regards de visite

Le menu des regards ci-dessous réapparaît à la fin de la mise à jour des prix de chacun des quatre types de regard. Cependant, on distingue deux catégories de regard : ceux issus de la préfabrication et ceux à confectionner sur chantier. La première catégorie, dont les dimensions sont standardisées et équivalentes d'un type de regard à un autre, sont en béton, en amiante-ciment (système Everite ou Eternit) et en fonte ductile (système Intégral). La deuxième concerne essentiellement les bétons, armé ou non, qui sont traditionnellement adoptés dans la plupart des réseaux.

Tab. 4.23 : Les quatre types de regards

LES MATERIAUX ENVISAGEABLES :
1. BETON LEGEREMENT ARME
2. AMIANTE-CIMENT
3. FONTE (type INTEGRAL)
4. BETON COULE SUR PLACE
<u>N.B :</u> Les regards de 1 à 3 sont préfabriqués et circulaires. Le regard 4 est de forme carrée

Compte tenu des habitudes constatées dans divers bordereaux des prix, les modes de rémunération relatifs au regard sont différents d'un chantier à un autre. Pour les réseaux déjà conçus par ailleurs, l'opérateur est donc amené à convertir ou à assimiler les divers prix de manière à ce que l'équivalence puisse être retrouvée avec ceux figurés aux tableaux 4.24 et 4.25. En occurrence, bien que recommandé, le système de chute n'est pas toujours présent dans la plupart des regards existants ou non. Auquel cas, l'opérateur pourra ici introduire un prix nul pour faire savoir au module de traitement d'ignorer ce poste. Par contre, la règle d'équivalence est à considérer pour les autres prix.

Tab. 4.24 : Regards préfabriqués

N°	REGARD CIRCULAIRE PREFABRIQUE EN AMIANTE-CIMENT (sauf TAMPON)	PU (FF)
	REGARD, y compris toute sujétion de mise en oeuvre	
1	FUT Ø0,80m: LA PIECE.....	
2	FUT Ø1,00m: LA PIECE.....	
3	FUT Ø1,20m: LA PIECE.....	
	PLUS-VALUE pour profondeur > 1,50m, y compris toute sujétion	
4	FUT Ø0,80m: LE METRE LINEAIRE de surprofondeur.....	
5	FUT Ø1,00m: LE METRE LINEAIRE de surprofondeur.....	
6	FUT Ø1,20m: LE METRE LINEAIRE de surprofondeur.....	
	EMBASE, y compris toute sujétion de mise en oeuvre	
7	DN 200-400: LA PIECE.....	
8	DN 500-700: LA PIECE.....	
9	DN 800-1000: LA PIECE.....	
10	DN > 1000: LA PIECE.....	
11	PLUS-VALUE pour système de chute intérieure > 0,50m LA PIECE pour chute.....	
12	ECHELON de descente: LA PIECE.....	

Tab. 4.25 : Regards à confectionner sur chantier

N°	REGARD CARRE EN BETON A COULE SUR PLACE (sauf TAMPON)	PU (FF)
	REGARD (section 1mx1m), y compris toute sujétion d'exécution de la cheminée et de l'embase	
1	DN ≤ 800 : L'UNITE.....	
2	1000 ≤ DN ≤ 1400: L'UNITE.....	
3	DN ≥ 1400 : L'UNITE.....	
	PLUS-VALUE pour profondeur > 1,50m, y compris toute sujtion	
4	DN ≤ 800 :	
5	1000 ≤ DN ≤ 1400:	
6	DN ≥ 1400 :	
7	PLUS-VALUE pour système de chute intrieure > 0,50m LA PIECE pour chute.....	
8	ECHELON de descente : LA PIECE.....	

B3) Les canalisations

En général, les modes de rémunération de cette catégorie de travaux se ressemblent pour la plupart des chantiers. Mais, compte-tenu du rapport qualité/prix des matériaux et de l'importance des travaux de leur mise en oeuvre, la sensibilité du coût global du réseau est telle qu'une attribution incorrecte des prix unitaires dans chacun de ces matériaux pourrait conduire à une décision non objective. D'autant plus que ce coût varie proportionnellement aux linéaires des collecteurs ; il convient donc d'être prudent dans les opérations de la présente saisie (tab. 4.27 et 4.28).

Tab. 4.26 : Les six types de canalisations

C A N A L I S A T I O N					
Les prix unitaires ci-après concerne la fourniture et la pose de canalisation selon les prescriptions du Fasc. 70 et du CCTP, y compris leurs accessoires de jointement (au bague ou manchon), sauf les raccords tels que Té, Cône, Culotte, etc...					
Ces prix se rémunèrent au mètre linéaire de collecteur en :					
1	BETON NON ARME	2	BETON ARME	3	GRES
4	Fonte ductile	5	AMIANTE-CIMENT	6	PVC

De la même manière que la saisie des regards, celle des canalisations se déroule par type de matériaux sous forme de tableaux synoptiques en fonction des classes de résistance et des diamètres. Ces caractéristiques sont conformes aux normes AFNOR actuelles ainsi qu'aux publications officielles (avis techniques et brochures des fabricants). Deux de ces matériaux sont donc montrés aux tableaux 4.27 et 4.28 dans lesquels les remarques suivantes peuvent être formulées.

- Compte-tenu des mises à jour fréquentes effectuées sur un même fichier des prix (recopie de fichier d'un réseau à un autre), il se peut que certains prix oubliés ne suivent pas l'ordre de variation de l'ensemble. Ainsi avant de valider chacun de ces tableaux, l'opérateur veillera à ce que les prix augmentent avec les diamètres et avec les classes de résistance.
- Les diamètres qui dépassent ceux recommandés par l'AFNOR font l'objet d'une consultation auprès des fabricants concernant leur charge admissible à l'écrasement pour les tuyaux rigides ou à l'ovalisation pour les déformables

(fonte ductile et PVC). L'opérateur veillera donc à vérifier que ces charges admissibles soient supérieures aux charges de service déterminées lors du traitement par le sous-module <RDM>.

- Dans le groupe des tuyaux en PVC, ceux dit "alvéolés" peuvent également être envisagés. Selon l'avis technique n° 17/80-11, ces tuyaux sont les équivalents de la série n° I des PVC normaux (tab. 4.28).

Tab. 4.27 : Saisie des canalisations en amiante-ciment

N°	C A N A L I S A T I O N E N A M I A N T E - C I M E N T												
	SERIE	D200	D250	D300	D400	D500	D600	D700	D800	D900	D1000	D1200	D1400
A2													(*)
SN													(*)
SR													(*)

N.B. : Dans chaque série contrôler que les PU augmentent avec les diamètres.
 La 2è et 3è série sont du type INTERLISS d'ETRNIT (Normal et Renforcé).
 (*) : Diamètre dépassant celui recommandé par AFNOR.

Tab. 4.28 : Saisie des canalisations en PVC

N°	C A N A L I S A T I O N E N P V C												
	SERIE	D200	D250	D315	D400	D500	D630	D710	D800	D900	D1000	D1200	D1400
III							(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
II							(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
I							(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

N.B. : Dans chaque série, contrôler que les PU augmentent avec les diamètres.
 Diamètre réglementairement indisponible.
 (*) : Diamètre dépassant celui recommandé par AFNOR.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

4.1- B. MEYER & C. BAUDOIN

"Méthode de programmation"

Coll. EDF - N° 34 - Ed. Eyrolles, 1980.

4.2- MS. GW-BASIC Compiler under MS-DOS

User guide. Code 4021580F (1)

Ed. Olivetti, 1986.

4.3- MS-DOS User guide (code 4001410G)

Ed. Olivetti, 1986.