

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de la ville d'Ain Tedeles (w. Mostaganem) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0013-08

APA Citation (توثيق APA):

Abderrahmani, Badreddine (2008). Alimentation en eau potable de la ville d'Ain Tedeles (w. Mostaganem)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرة المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »**

Département des Spécialités

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

**Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau
Potable**

THEME

**Alimentation en eau potable de la ville de AIN TEDELES
(W. MOSTAGANEM)**

Présenté par :

M^r : ABDERRAHMANI Badreddine

Promoteur :

M^r : AYADI. A

Devant le jury composé de :

Président : M^{me} F. DERNOUNI

Examineurs : M^r Y. DERNOUNI

M^{me} W.MOKRANE

M^{me} L.CHENINI

juillet 2008

Dédicace

Je dédie mon travail à :

- Mes parents, que dieu me les gardes.
- Mes frères, mes sœurs, mes neveux et tout particulièrement AMEL, FARESS, ADNANE et SARAH.
- Mes amis.

Remerciement

Je tiens à remercier tout particulièrement mes parents qui m'ont soutenue tout au long de mon parcours, mes frères et sœurs qui m'ont supporté dans les deux sens du mot, mes amis qui ont fait de mon parcours une véritable partie de plaisir et à tout ceux qui ont participé à ma formation.

ملخص

تشمل مذكرة نهائية دراستنا كل النقاط التي تمس دراسة شبكة التوزيع للمياه الصالحة للشرب لمدينة عين تد لس من أجل الاستجابة من ناحية النوعية الكمية والضغط للطلبات المتزايدة للسكان. دراستنا ستحلل كل جوانب الأزمة على مستوى الشبكة و حلها

Résumé

Notre mémoire de fin d'étude englobe tous les points qui touchent l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Ain Tedeles afin de répondre qualitativement, quantitativement et en pression aux besoins croissant de la population. Notre étude analysera tout les aspects du problèmes au niveau de notre réseau et les résoudre.

Summary

The memory of our last studies include all specific point of water distributing network in town of Ain Tedeles in order to answer qualitatively , quantitatively and under pressure to the growing needs of the population. Our study will analyze all problem aspect on level of our network and resolve them.

Sommaire

<i>Titre</i>	<i>Page</i>
<u>Introduction générale</u>	1
<u>Chapitre I : Présentation de la ville de Ain Tedeles</u>	
I-1- Situation géographique.....	3
I-2- Situation topographique.....	3
I-3- Situation géologique.....	3
I-4- Situation climatologique.....	4
I-4-A- Climat.....	4
I-4-B- Température.....	4
I-4-C- Pluviométrie.....	4
I-4-D- Vent.....	4
I-5- Situation hydraulique.....	4
I-5-A- Ressource.....	4
I-5-B- Réseau actuel.....	4
I-5- C- Adduction.....	4
I-5-D- Ouvrages de stockage.....	5
I-6- Conclusion.....	5
<u>Chapitre II : Les besoins en eau de l'agglomération</u>	
II -1-Introduction.....	6
II -2- Evaluation de la population.....	6
II -3- Catégorie des besoins.....	6
II -4- Estimation des besoins futurs.....	7
II -4-1- Choix de la norme unitaire de la consommation.....	7
II-4-2- Détermination de la consommation moyenne journalière.....	7
II -5- Estimation des besoins en eau pour chaque catégorie de Consommation.....	7
II -5-1- Besoins domestiques.....	7
II -5-2- Besoins sanitaires.....	7
II -5-3- Besoins scolaires.....	8
II -5-4- Besoin commerciaux.....	8
II -5-5- Besoins socioculturels et sportifs.....	8
II -5-6- Besoins publics.....	9
II -6- Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	9
II -7- Conclusion	9
<u>Chapitre III : Caractérisation de la consommation en eau</u>	
III -1- Introduction.....	10
III -2-Coefficient d'irrégularité	10
III -2-1 Coefficient d'irrégularité maximale journalier ($K_{max,j}$)	10
III -2-2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$)	10

III -2-3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$)	11
III -2-4- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$)	11
III -2-5- Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)	11
III -3- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	11
III -4- Détermination des débits horaires	13
III -4-1- Débit moyen horaire.....	13
III -4-2- Détermination du débit maximum horaire	13
III -4-3- Détermination du débit minimum horaire	13
III -6- Conclusion	14

Chapitre IV : Les réservoirs

IV -1- Introduction	15
IV -2- Les rôles du réservoir	15
IV -3- L'emplacement d'un réservoir	15
IV -4- Les différents types de réservoirs	15
IV -5- Comparaison entre le volume calculé et le volume existant	15
IV -6- Aménagement interne des réservoirs	17
IV -7- Equipement des réservoirs	17
IV -8- Matérialisation de la réserve d'incendie	18
IV -9- Entretien des réservoirs	18
IV -10- Recommandation diverses	19
IV -11- Conclusion	19

Chapitre V : le réseau de distribution

V-1-Introduction.....	20
V-2- L'Alimentation en Eau Potable (AEP)	20
V-3- Structure du réseau AEP.....	20
V-4- Schématisation « topologie » du réseau AEP.....	20
V-4-a Les réseaux ramifiés	20
V-4-b Les réseaux maillés.....	21
V-5- Conception d'un réseau.....	21
V-6-Principe du tracé du réseau.....	21
V-7- Détermination des débits du réseau.....	21
V-7-1/ Débit spécifique.....	22
V-7-2/ Détermination du débit en route.....	22
V-7-3/ Les débits nodaux.....	22
V-7- 4/ Répartition arbitraire des débits.....	27
V-7-5/ Détermination des diamètres avantageux.....	28
V-8- Calcul du réseau maille par la méthode de HARDY-CROSS.....	28
A) 1 ^{ière} loi des nœuds (1 ^{ière} loi de KIRCHOFF).....	29
B) 2 ^{ième} loi des mailles (2 ^{ième} loi de KURCHOFF).....	29
V- 9- Principe de la méthode de HARDY-CROSS.....	29

V -10- Calcul de réseau	30
➤ Définition d' EPANET.....	31
➤ Répartition définitive des débits et des pressions.....	31
1. Cas de pointe.....	31
2. Cas de pointe plus incendie.....	33
V-11- Interprétation des Résultats.....	35
V-12- Equipement du réseau de distribution.....	35
V-12- 1- Type de canalisation.....	35
V-12- 2- Appareils et accessoires du réseau.....	35
A) Robinets vannes.....	35
B) Bouches ou poteau d'incendie.....	35
C) Clapets.....	35
D) Robinets de vidange.....	35
E) Pièces spéciales de raccord.....	36
V -13- Gestion et maintenance des réseaux.....	36

Chapitre VI : Adduction

VI -1-Introduction	36
VI -2- Choix du tracé	36
VI -3- Choix des matériaux de la conduite	36
VI -4- Diamètre économique	37
VI -5- Calcul des pertes de charge linéaire	38
VI -6- Détermination des hauteurs manométriques des forages	39
VI -7- Choix des pompes	40
VI -8- Conclusion	41

Chapitre VII : lutte contre le coup de bélier

VII -1- Introduction	42
VII -2- Les risques dus aux coups de bélier	42
a) Risque de forte pression	42
b) Pression négative	42
c) Fatigues des conduites	42
VII -3- Moyens de protection contre le coup de bélier	42
a) Le volant d'inertie	42
b) Les soupapes de décharge	42
c) Cheminée d'équilibre	42
d) Les réservoirs anti-bélier	43
VII-4- Analyse physique du phénomène du coup de bélier	43
a) 1 ^{ière} phase	43
b) 2 ^{ième} phase.....	43
c) 3 ^{ième} phase	43
d) 4 ^{ième} phase.....	43

VII -5-Calcul simplifié du volume du réservoir d'air anti-bélier (méthode de VIBERT)	43
VII -6- Conclusion	46
<u>Chapitre VIII : Lutte contre la corrosion</u>	
VIII -1- Introduction.....	47
VIII -2- Définition de la corrosion.....	47
VIII - 3 - Principaux facteurs influençant la corrosion.....	47
VIII - 4 - Classification de la corrosion	48
VIII-4-A - Aspects morphologique de la corrosion.....	48
a) Corrosion uniforme.....	48
b) Corrosion par piqûre	48
c) Corrosion inter granulaire.....	48
d) Corrosion trans-granulaire.....	48
VIII-4-B- Modes de formation de la corrosion	48
a) Corrosion électrochimique.....	48
b) Corrosion biochimique.....	49
VIII -5- Principe de la corrosion électrochimique.....	49
VIII-6- Méthode de recherche de défauts de revêtement.....	50
VIII-7- Mode de protection contre la corrosion	51
VIII-7-A) Protection passive	51
VIII-7-B) Protection active	51
❖La protection cathodique.....	51
❖Mesure de potentiel	52
<u>Chapitre IX : Organisation de chantier</u>	
IX -1- Introduction	53
IX -2- Pose de canalisation	53
IX-2-A) Principe de pose des canalisations	53
IX-2-B) Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	53
IX-2-C) Pose de canalisation dans un mauvais terrain	54
1/ Cas d'un terrain peu consistant	54
2/ Cas d'un terrain mouillé	54
IX-2-D) Pose de canalisation en galerie	54
IX -3- Consistance des travaux	54
IX -4- Calcul du volume et du coût des travaux	55
IX-/-4-1- Calcul des volumes des travaux du réseau	55
1-Lit de sable	55
2-Déblais d'excavation et remblai	55
IX-5-Planification des travaux	57
IX-5-1) Elaboration du réseau de planification selon la méthode CPM.....	57
XI-5-2) Elaboration du diagramme de GANTT	58

Chapitre X : Protection et sécurité de travail

X -1- Introduction	60
X -2- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	60
X -2- A) Facteurs humains	60
X -2- B) Facteurs matériels	60
X -3- Liste des conditions dangereuses	60
X -4- Liste des actions dangereuses	61
X -5- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	61
X -5- A) Protection individuelle	61
X -5- B) Protection collective	61
1) Equipement de mise en œuvre du béton	61
2) Engin de levage	61
3) Appareillage électrique	62
Conclusion générale.....	63

Liste des tableaux

Tableau n° I-1 : pluie moyenne mensuelle à Ain Tedeles (Période 1969-1998).....	4
Tableau n° I-2 : Caractéristiques des forages alimentant Ain Tedeles.....	4
Tableau n° II-1 : Population de Ain Tedeles pour différent horizon.....	6
Tableau n° II-2 : détermination des besoins domestique.....	7
Tableau n°II-4 : détermination des besoins sanitaire.....	7
Tableau n°II-5 : Détermination des besoins scolaires.....	8
Tableau n°II-6 : Détermination des besoins commerciaux.....	8
Tableau n°II-7 : calcul des besoins socioculturels et sportifs.....	8
Tableau n°II-8 : détermination des besoins publics.....	9
Tableau n° II-10 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	9
Tableau n° III-1 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	10
Tableau n° III-2 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	11
Tableau n° III -3 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants....	12
Tableau n° III -4 : Répartition des débits horaires de la ville de Ain Tedeles.....	13
Tableau n° IV-1 : Détermination de la capacité de réservoir « en pourcentage ».....	16
Tableau n° V-1 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe.....	23
Tableau n° V-2 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie...	25
Tableau n° V-3 : Répartition des débits arbitraires.....	27
Tableau n° V- 4: Les diamètres avantageux en fonction des débits limites.....	28
Tableau n° V- 5: Détermination des diamètres avantageux du réseau.....	28
Tableau n° V- 6: État des Noeuds du Réseau.....	31
Tableau n° V- 7: État des tronçons du Réseau.....	32
Tableau n° V- 8: État des Noeuds du Réseau.....	33
Tableau n° V- 9: État des tronçons du Réseau.....	34
Tableau n° VI-1 : Calcul du diamètre économique des conduites de l'adduction.....	38
Tableau n° VI-2 : Les valeurs de K' , m et β	38
Tableau n° VI-3 : calcul de la perte de charge.....	39
Tableau n° VI – 4 : Hauteurs manométrique des forages.....	40
Tableau n° VI – 5 : Caractéristique des pompes choisies.....	40
Tableau n° IX-1- : Longueur des différents diamètres du réseau.....	54
Tableau n° IX-2- : Travaux constituant le projet.....	55
Tableau n° IX -3- : Calcul du volume de sable nécessaire.....	55
Tableau n° IX -4- Récapitulatif des volumes des déblais à excaver	56
Tableau n° IX -5- : Récapitulatif des volumes des remblais à exécuter	56
Tableau n° IX -6- : Récapitulatif du volume des travaux	57
Tableau n° IX -7- Opérations des travaux (précède, succède)	57
Tableau n° IX -8- Planification selon la méthode de GANTT	58

Liste des figures

Figure n° I-1 : Plan de situation de la ville	3
Figure n° IV-1 : Chicanes pour réservoirs circulaires	17
Figure n° IV-2 : Equipement du réservoir.....	18
Figure n° V-1 : Représentation schématique d'un réseau d'alimentation en eau Potable.....	21
Figure n° VII-1 : Schéma du système d'adduction de l'un des forage.....	45
Figure n° VIII -1 : Effet de la corrosion sur une conduite en acier.....	48
Figure n° VIII -2 : Corrosion métallique du fer dans une eau neutre aérée.....	50
Figure n° VIII -3 : Schéma d'une installation de protection cathodique contre la corrosion d'une conduite.....	52
Figure n° IX -1 : Dimension du tranché.....	56
Figure n° IX -2- : Schéma du réseau à nœud de la méthode CPM.....	58
Figure n° IX -3- : Diagramme de GANTT du projet.....	59

Liste des planches

Planche n° 01 : Plan de masse de la ville de Ain Tedeles.
Planche n° 02 : Plan des réservoirs existants réaménagés.
Planche n° 03 : Profil en long du réseau de distribution.

Introduction générale :

L'eau, élément essentiel à toute forme de vie, a toujours influencé la vie de l'homme, de part son mode de vie et ses activités, la sédentarisation de l'espèce humaine dépendait principalement de la proximité des points d'eau, formant ainsi des communautés qui n'ont cessé de se développer jusqu'à l'état actuel de notre civilisation. L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une demande en eau potable croissante.

Vue que la quantité d'eau disponible décroît d'année en année, nous devons réfléchir à des solutions et des stratégies pour assurer la consommation d'eau journalière nécessaire à tous les consommateurs.

Les quantités d'eau, en Algérie, sont pour l'instant suffisantes grâce à la mobilisation des eaux surfaces, des eaux souterraines et même des eaux conventionnelles, mais à l'avenir, il ne sera plus permis de mal gérer cette ressource. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau en lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude du système d'alimentation en eau potable de la ville de Ain Tedeles (wilaya de MOSTAGANEM).

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en passant par une présentation succincte de la ville, l'estimation des besoins de la ville, l'étude des caractéristiques de la consommation, étude des ouvrages de

stockage, du réseau de distribution et de l'adduction, la protection du réseau contre le coup de bélier et la corrosion, l'organisation des différentes opérations aboutissant à la réalisation du projet et enfin la protection des éléments participants à la réalisation du projet.

Chapitre 1: Présentation de la ville de Ain Tedeles

I-1- Situation géographique :

La commune de Ain Tedeles se situe à 38 Km à vol d'oiseau au nord-est de Mostaganem et à 243 Km d'Alger, et s'étend sur une superficie d'environ 170 hectares (280 hectares y compris la zone d'extension), sur le plan administratif, elle est limitée au nord par la commune de Sidi Bel Attar, à l'est par les communes de SOUR, à l'ouest par la commune de Ain Boudinar et Kheiredine, enfin au sud par la commune de Mansourah.



Figure n° I-1 : Plan de situation de la ville

I-2- Situation topographique :

Les conditions topographiques du centre de Ain Tedeles sont peu favorables aux écoulements gravitaires. La partie Sud du centre est bâtie conformément aux règles générales d'urbanisation, une bonne partie est en contre pente par rapport à la partie Nord.

Le centre est bâti en bordure de la route reliant le centre à la ville de Kheiredine. Les pentes au niveau du centre ne dépassent pas les 4%, tandis que dans la partie extrême Nord, elles sont un peu fortes, surtout en allant vers Sidi Bel Attar, ce qui posera un problème d'insuffisance en pressions dans quelques nœuds du réseau d'AEP dans les zones d'extensions futures.

I-3- Situation géologique :

La ville de Ain TEDELES appartient, du point de vue géologique, au plateau de MOSTAGANEM. La région est essentiellement constituée de grès et de sable

recouvert de marne, au nord de la ville, on trouve principalement des grés or au sud les marnes ainsi que l'argile est plus présente.

I-4- Situation climatologique :

I-4-A- Climat :

Le climat du site se caractérise comme étant un climat semi-aride.

I-4-B- Température :

Les températures moyennes enregistrées sont 27° en été et 10° en hivers (Janviers et Février).

I-4-C- Pluviométrie :

La pluviométrie annuelle moyenne du centre est de 200 mm/an, Le tableau N° I-1 nous donne la répartition moyenne annuelle de la pluviométrie effectuée au niveau de la station de Kheireddine à proximité de la ville de Ain Tedeles dans une période d'étude entre 1969 et 1998.

Tableau n° I-1 : pluie moyenne mensuelle à Ain Tedeles (Période 1969-1998)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev
Pluviométrie (mm)	8	18	18	22	17	18
Mois	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Pluviométrie (mm)	17	16	13	3	1	1

I-4-D- Vent :

Les vents dominants sont généralement Ouest, Nord Ouest et Est.

I-5- Situation hydraulique :

I-5-A- Ressource :

La ville de Ain Tedeles est alimentée actuellement par 04 forages dont les caractéristiques sont retranscrites dans le tableau n° I-2.

Tableau n° I-2 : Caractéristiques des forages alimentant Ain Tedeles

Noms du forage	Débit (l/s)
Belhadri F1	30,3
Belhadri F2	25,8
Belhadri F3	27,7
Tedles F7	40,6

I-5-B- Réseau actuel :

Le réseau de distribution présente de nombreux problèmes dus à sa vétusté selon le rapport du bureau d'étude EGEMO. Il est à noter que tout le réseau est à rénover. La date de sa réalisation remonte à une vingtaine d'année.

I-5- C- Adduction :

Même constat que pour le réseau de distribution. Toute la chaîne de distribution est à rénover.

I-5-D- Ouvrages de stockage :

La ville est dotée de deux réservoirs jumelés sur sol de $2 \times 1000 \text{ m}^3$ situé à une cote radier de 249 m avec une hauteur de l'eau de 4 mètres soit une cote trop plein égale à 253 m. D'après le rapport du même bureau d'étude, il se trouve en bon état. A cette effet, le réservoir avec ses côtes seront prises comme données dans mon projet.

I-6- Conclusion :

Ayant défini les données concernant notre agglomération du point de vue géologique, topographique, géographique, climatique et ouvrage existant ainsi que l'urbanisation, nous pouvons passer à l'étape suivante qui est l'outil nécessaire à la conception de notre projet.

Chapitre 2:

Les besoins en eau de l'agglomération

II -1- Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation vise la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

II -2- Evaluation de la population :

Le nombre d'habitant de la ville de Ain Tedeles a été évalué à 19 237 habitants en 1998 lors du dernier recensement (RGPH), les statistiques de la commune de Ain Tedeles donne une population de 28 778 habitants en 2008 avec un taux d'accroissement moyen annuel de 4,11 %

L'évaluation du nombre d'habitant futur s'effectue à l'aide de la formule empirique suivante :

$$P_n = P_0 * (1 + T)^m \quad \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

P_n : Nombre d'habitant à l'horizon de calcul.

P_0 : Nombre d'habitant à l'horizon de référence.

T : Taux d'accroissement de la population visée.

m : Nombre d'année séparant l'année de référence et celle de l'horizon.

Le tableau n° II .1 représente la variation de la population de la ville de Ain Tedeles sur plusieurs années.

Tableau n° II-1 : Population de Ain Tedeles pour différent horizon

Années	2008	2015	2025	2035
Nombre d'habitant	28 778	43 051	64 404	96 346

II -3- Catégorie des besoins :

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que tend à connaître la ville de Ain Tedeles, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telle que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins publics ;

II -4- Estimation des besoins futurs :**II -4-1- Choix de la norme unitaire de la consommation :**

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

Cette norme est fixée à 100 l/hab.j

II-4-2- Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier au cours de l'année :

$$Q_{\text{moy,j}} = \sum \frac{q_i * N_i}{1000} \dots\dots\dots(2)$$

$Q_{\text{moy,j}}$: Consommation moyenne journalière [m³/j] ;

N_i : Nombre de consommation dans chaque catégorie [hab] ;

q_i : Norme moyenne journalière de la consommation propre à chaque catégorie [l/hab.j] ;

i : Nombre de catégorie.

II -5- Estimation des besoins en eau pour chaque catégorie de consommation :**II -5-1- Besoins domestiques :**

Le tableau suivant déterminer les besoins domestiques.

Tableau n° II-2 : détermination des besoins domestique.

Année	Nombre d'habitant	Dotation moyenne [l/j.hab]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
2008	28 778	100	2 877,8
2035	96 346	100	9 634,6

II -5-2- Besoins sanitaires :

Le tableau suivant déterminer les besoins sanitaires en eau estimatifs.

Tableau n°II-4 : détermination des besoins sanitaire.

Nature de l'établissement	Nombre de lit	Dotation [m ³ /j*lit]	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Salle de soins	290	0,3	87
Centre de santé	310	0,3	93
Hôpital	1500	0,3	450
Total			606

II -5-3- Besoins scolaires :

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau scolaire comme suite :

Tableau n°II-5 : Détermination des besoins scolaires.

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation [m ³ /j*élève]	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Ecoles	6600	0,01	66
Lycées	1500	0,01	15
CEM	1700	0,01	17
Crèches	300	0,01	3
Technicum	500	0,01	5
Total			106

II -5-4- Besoin commerciaux :

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau scolaire comme suite :

Tableau n°II-6 : Détermination des besoins commerciaux.

Type de besoins	Surface	Dotation [m ³ /j*m ²]	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Centre commercial	1600	0,025	40
Commerce privé	850	0,025	21,25
Marché couvert	350	0,025	8,75
ENAFROID	150	0,025	3,75
Total			73,75

II -5-5- Besoins socioculturels et sportifs :

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau scolaire comme suite :

Tableau n° II-7 : calcul des besoins socioculturels et sportifs.

Désignation	Surface ou places	Dotation [m ³ /j*m ²]	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Salle omnisport	1000	0,16	160
Mosquée	750	0,08	60
Cinéma	300	0,005	1,5
Bibliothèque	250	0,005	1,25
Centre culturel	250	0,015	3,75
Stade	450	0,03	13,5
Jardins d'enfants	340	0,04	10,2
Salle polyvalente	480	0,05	24
Aires de jeux	300	0,04	12
Total			286,2

II -5-6- Besoins publics :

Le tableau suivant nous montre les besoins en eau administratifs.

Tableau n°II-8 : détermination des besoins publics.

Nature de l'établissement	Nombre d'employées	Dotation [m ³ /j*unité]	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
A.P.C	165	0,015	2,48
P.T.T	80	0,015	1,20
Daïra	120	0,015	1,80
Protection civile	150	0,015	2,25
Tribunal	80	0,015	1,20
Cité administrative	230	0,015	3,45
Agence bancaire	90	0,015	1,35
CNASAT	80	0,015	1,20
Sûreté de daïra	180	0,015	2,70
Sonelgaz	80	0,015	1,20
Prison régionale	350	0,015	5,25
Gendarmerie	120	0,015	1,80
Total			25,88

II -6- Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau n° II-10 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	9 634,6
Sanitaires	606
Scolaires	106
Commerciaux	73,75
Socioculturels et sportifs	286,2
Publics	25,88
Total	10732,43

II -7- Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins que nous l'avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national.

Le débit journalier de 10732,43 m³/j sera consommé moyennement par la ville de Ain Tedeles à l'horizon 2035. Et ceci nous permet par la suite de calculer dans le chapitre suivant le débit maximal journalier de la consommation.

Chapitre 3:

Caractéristique de la consommation en eau

III -1- Introduction :

Les besoins des consommateurs varient dans le temps. Celle-ci peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend essentiellement du mode de vie de l'abonnée. Ces variations servent à déterminer les rapports entre les besoins maximums journaliers et besoins moyens journaliers et aussi entre les débits maximums horaires et débits moyens horaires. Il faut noter que les fuites et le gaspillage sont pris en considération dans notre étude.

III -2-Coefficient d'irrégularité :**III -2-1 Coefficient d'irrégularité maximale journalier ($K_{max,j}$) :**

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \quad \dots\dots\dots (III-2-1-1)$$

Avec :

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier ;

$Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier ;

$Q_{moy,j}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre **1,1** et **1,3**.

Dans notre cas on prend : $K_{max,j} = 1,3$ (I)

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages et les erreurs de statistique.

III -2-3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le débit de pointe. Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad \dots\dots\dots (III-2-3-2)$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°III-1 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau n° III-1 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1

$$A.N : K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} = 1.12 * 1.2 = 1.34 \quad (II)$$

Ce coefficient de pointe, qui est de 1.34, nous oriente vers le graphique de consommation figurant dans le tableau n° III -3.

III -2-4- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min, h}$):

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min, h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots\dots\dots (III-2-4-3)$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°IV-2 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau n° III-2 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,7

III -2-5- Consommation maximale journalière ($Q_{\max, j}$):

Ce besoin, relatif ou la consommation du jour est maximum pendant l'année, est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution.

Ce débit est calculé comme suit :

$$Q_{\max, j} = K_{\max, j} * Q_{\text{moy}, j} \dots\dots\dots (III-2-5-4)$$

Avec :

- $Q_{\max, j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{\text{moy}, j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière (voir I) donc :

$$Q_{\max, j} = 1,3 * 10732,43 = 13\ 952,16\ m^3/j$$

$$Q_{\max, j} = 13\ 952,16\ m^3/j$$

III -3- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires dans une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau n° III -3 :

Tableau n° III -3 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	3	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisie la répartition variant entre **50 001** et **100 000** hab.et représentant le coefficient de pointe égal à 1.34 comme calculé ci-dessus (voir II)

Tableau n° III -4 : Répartition des débits horaires de la ville de Ain Tedeles

Heures (h)	Variation de la consommation en %	Débits horaires (m ³ /h)
0-1	3,0	418,56
1-2	3,2	446,47
2-3	2,5	348,80
3-4	2,6	362,76
4-5	3,5	488,33
5-6	4,1	572,04
6-7	4,5	627,85
7-8	4,9	683,66
8-9	4,9	683,66
9-10	5,6	781,32
10-11	4,8	669,70
11-12	4,7	655,75
12-13	4,4	613,90
13-14	4,1	572,04
14-15	4,2	585,99
15-16	4,4	613,90
16-17	4,3	599,94
17-18	4,1	572,04
18-19	4,5	627,85
19-20	4,5	627,85
20-21	4,5	627,85
21-22	4,8	669,70
22-23	4,6	641,80
23-24	3,3	460,42

III -4- Détermination des débits horaires :**III -4-1- Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}}/24 \quad \dots\dots\dots \text{(III-4-1-5)}$$

Avec : - $Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en m³/h ;

- $Q_{\text{max,j}}$: débit maximum journalier en m³/j ;

Donc : $Q_{\text{moy,h}} = 13\,952,16 / 24 = 581,34 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$Q_{\text{moy,h}} = 581,34 \text{ m}^3/\text{h} = 161,48 \text{ l/s}$$

III -4-2- Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{\text{moy},h} \dots\dots\dots \text{(III-4-2-6)}$$

- Avec : - $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
 - $Q_{\max,h}$: débit maximum horaire en m^3/h ;
 - $K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

$$Q_{\max,h} = (5,6/4,17) * 581,34 = 781,32 \text{ m}^3/\text{h} = 217,03 \text{ l/s}$$

III -4-3- Détermination du débit minimum horaire

Ce débit joue un rôle important dans le calcul du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \cdot Q_{\text{moy},h} \dots\dots\dots \text{(III-4-3-7)}$$

- Avec : - $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
 - $Q_{\min,h}$: débit minimum horaire en m^3/h ;
 - $K_{\min,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc : $Q_{\min,h} = (2,5/4,17) * 581,34 = 348,80 \text{ m}^3/\text{h} = 96,89 \text{ l/s}$

III -5- Conclusion :

L'apport des forages alimentant la ville de Ain Tedeles est insuffisant pour couvrir la future demande de celle-ci, car la production maximale des forages est estimée à $8956,8 \text{ m}^3/\text{j}$ alors que la demande est estimée à $13952,16 \text{ m}^3/\text{j}$.

On projette de réaliser deux forages supplémentaires afin de combler le déficit, fournissant ainsi $124,9 \text{ m}^3/\text{h}$ pendant 20 heures chacun.

Chapitre 4: Les réservoirs

IV -1- Introduction :

Dans notre projet, nous allons utiliser deux réservoirs jumelés existants avec les caractéristiques suivantes :

- Côte de l'assiette des deux réservoirs jumelés est de 248 m
- Côte radier des deux réservoirs est de 249 m.
- Côte du trop plein des deux est de 253 m.
- Volume des deux est de 2000 m³.

Il convient de souligner que l'existence de ce réservoir est une contrainte pour le projeteur du fait que les côtes sont imposées.

IV -2- Les rôles du réservoir : [4]

Les rôles d'un réservoir se résument comme suit :

- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Assurer une réserve d'incendie.

IV -3- L'emplacement d'un réservoir : [4]

Malgré l'existence du réservoir, son site doit respecter les aspects suivants :

- Etre le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il a à assurer.
- L'alimentation du réseau doit se faire par gravité.
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville ;
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante.

IV -4- Le type du réservoir : [4]

- C'est un réservoir sur sol.
- Construit en béton armé
- Forme cylindrique
- Fonction stockage

Pour l'alimentation de notre réservoir, six stations de pompage sont prévues. Ils refoulent directement vers le réservoir

IV -5- Comparaison entre le volume calculé et le volume existant

Pour satisfaire les besoins de l'agglomération, le réservoir doit avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits refoulés par les six stations de pompage et les débits demandés par les abonnés à toutes heures et en tous points.

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique figurant dans le tableau n° IV.

Le fonctionnement des six forages alimentant les deux réservoirs jumelés se fait pendant 20 heures de quatre heures du matin à minuit d'une façon continue.

Tableau n° IV-1 : Détermination de la capacité de réservoir « en pourcentage ».

Heures (h)	Consommation	Apport	stockage	distribution	Volume du réservoir
0-1	3,0	0	-	-3,00	8.3
1-2	3,2	0	-	-3,20	5.1
2-3	2,5	0	-	-2,50	2.6
3-4	2,6	0	-	-2,60	0
4-5	3,5	5	1,50	-	1.5
5-6	4,1	5	0,90	-	2.4
6-7	4,5	5	0,50	-	2.9
7-8	4,9	5	0,10		3
8-9	4,9	5	0,10		3.1
9-10	5,6	5	-	-0,60	2.5
10-11	4,8	5	0,20		2.7
11-12	4,7	5	0,30		3
12-13	4,4	5	0,60	-	3.6
13-14	4,1	5	0,90	-	4.5
14-15	4,2	5	0,80	-	5.3
15-16	4,4	5	0,60	-	5.9
16-17	4,3	5	0,70	-	6.6
17-18	4,1	5	0,90	-	7.5
18-19	4,5	5	0,50	-	8
19-20	4,5	5	0,50	-	8.5
20-21	4,5	5	0,50	-	9.0
21-22	4,8	5	0,20	-	9.2
22-23	4,6	5	0,40	-	9.6
23-24	3,3	5	1,70	-	11.3

Le réservoir est plein à 24 heures et prêt à satisfaire la distribution pendant toute la durée de la demande des abonnés.

Dans notre cas, la capacité du réservoir se calcule comme suit:

$$V_R = P_{\text{max en r}} * Q_{\text{maxj}} \quad [\text{m}^3] \quad \dots\dots\dots (\text{IV-5-1})$$

Avec :

- V_R : volume du réservoir en m^3 ;
- P_r^{max} : résidu maximum 11,3 % de Q_{maxj} (voir le tableau n° IV-1) ;
- Q_{maxj} : débit maximal journalier= 14 366,3 m^3/j ;

$$V_R = [11,3 (14 366,3) / 100] = 1623,37 \text{m}^3$$

$$V_R = 1623 \text{m}^3$$

A cela s'ajoute la réserve incendie de l'ordre de $60\text{m}^3/\text{h}$ pendant deux heures à raison de $16,67\text{l/s}$. Nous optons pour deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit.

Par conséquent, la capacité totale de notre réservoir est de :

$$\text{Volume} = 1457 + 120 = 1577 \text{ m}^3/\text{h}$$

Remarque :

La capacité totale des deux réservoirs jumelés est de 2000 m^3 , alors que le volume calculé est estimé à 1577 m^3 . La capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

IV -6- Aménagement interne des réservoirs :

Dans un réservoir de stockage d'eau, tout doit être fait pour éviter les zones mortes afin que le renouvellement de l'eau soit le plus homogène possible pour tout le volume. Pour cela, notre réservoir a été conçu selon les critères ci-après :

- éloigner les points d'arrivée et de départ ;
- créer des chicanes (figures 3) ;
- casser les angles horizontaux et verticaux par des goussets (15×15), ce qui facilite de plus les opérations de nettoyage.

Les radiers doivent présenter une forme de pente (1 à 1,5 %) afin d'évacuer totalement les eaux lors des vidanges et des opérations de nettoyage via un puisard.

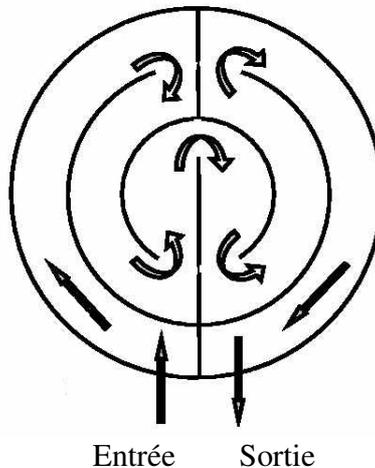


Figure n° IV -1 : Chicanes pour réservoirs circulaires

IV -7- Equipement du réservoir :

Le réservoir doit comporter les équipements suivants :

- dispositifs d'alimentation et de départ ;
- jauges et détecteurs de niveau ;
- trop-plein et vidange ;
- dispositifs anti-intrusion et de contrôle d'accès ;
- évent protégé ;
- robinets de prise d'échantillon en amont en en aval du réservoir.
- trappes d'accès et échelles ;

IV -8- Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Nous proposons d'installer un système de matérialisation d'incendie dans les deux réservoirs jumelés.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, la deuxième vanne située sur la distribution est fermée et la vanne située sur le siphon ainsi que la première vanne sur la distribution sont ouvertes. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau N_{incendie} , le siphon se désamorçe grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas utilisée.

En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir la deuxième vanne tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

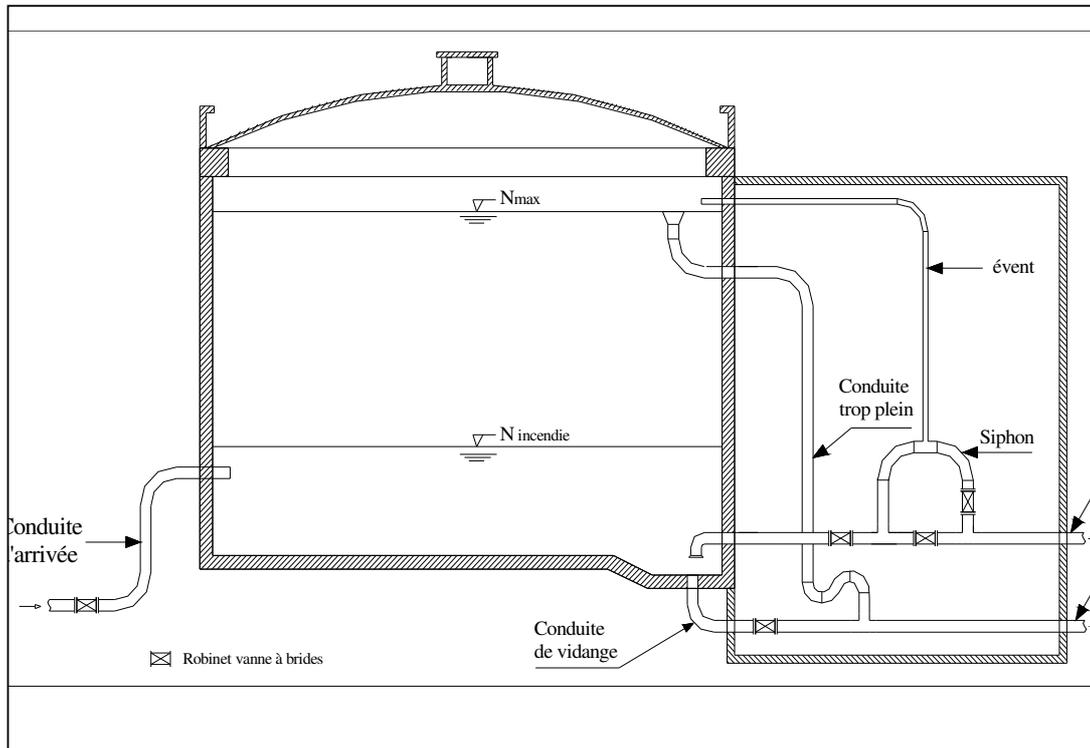


Figure n°IV-02 : Equipement du réservoir

IV -9- Entretien des réservoirs :

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service ;

A noter que le réservoir est le maillon le plus faible de toute la chaîne de distribution parce qu'il met l'eau en contact avec l'atmosphère.

IV -10- Recommandation diverses :

- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues.
- Éviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations.
- Aménager des évacuations pour les eaux pluviales.
- Prévoir des accès au réservoir empruntable par des véhicules en toute saison.

IV -11- Conclusion :

Le réservoir constitue un maillon sensible et important en même temps dans les infrastructures d'alimentation en eau potable. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

Chapitre 5: Le réseau de distribution

V-1- Introduction :

Il s'agit à travers ce chapitre de décrire le fonctionnement hydraulique de notre réseau. L'acheminement de l'eau vers les usagers doit se faire en qualité et quantité et avec des pressions satisfaisantes.

V-2- L'Alimentation en Eau Potable (AEP) :

L'Alimentation en Eau Potable comprend l'ensemble des opérations d'approvisionnement de la population en eau potable, depuis le prélèvement du milieu naturel jusqu'à l'abonné.

Nous distinguons plusieurs étapes dans le processus de production et de d'acheminement de l'eau. La première étape est le *Captage*, qui consiste à recueillir les eaux souterraines. Ensuite l'étape d'*Adduction* qui permet de transférer l'eau de la zone de captage jusqu'au réservoir et enfin vient la distribution vers l'abonné.

V-3- Structure du réseau AEP :

La structure du réseau AEP dépend de la localisation des abonnés, de leur importance et du niveau de demande à assurer. La structure traduit les dimensions des conduites, la capacité des réservoirs, le nombre de pompes et la puissance fournie. La structure du réseau tient compte d'éléments géographiques tels que : la dispersion des abonnés, la présence d'obstacles naturels, la présence de routes, chemin de fer, jardins, d'autres réseaux enterrés.

Tous ces éléments vont permettre au service de l'eau de définir des caractéristiques propres à chaque composant du réseau afin d'assurer son bon fonctionnement. Ces caractéristiques sont détaillées dans ce qui suit :

- un noeud initial et un noeud final
- une longueur donnée L
- un diamètre d
- un coefficient de rugosité traduisant la perte de charge
- une vanne : ouvert, fermé

L'écoulement de l'eau s'effectue du noeud disposant de la pression la plus élevée vers le noeud dont la pression est plus faible. La rugosité traduit la résistance de la conduite à l'écoulement de l'eau. Les parois internes des conduites au contact de l'eau créent un phénomène de friction qui s'accompagne de perte d'énergie due au frottement créant ainsi une perte de charge linéaire.

V-4- Schématisation « topologie » du réseau AEP :

En terme de topologie, nous distinguons :

V-4-a Les réseaux ramifiés :

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du réservoir à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés.

Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

V-4-b Les réseaux maillés :

Comportant un certain nombre d'antennes en boucle et pouvant assurer la distribution en eau, cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés. La présence de boucle ou de maille réduit les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car assurant une redondance dans l'acheminement de l'eau et limitant l'impact d'une rupture sur la desserte en eau. Dans la réalité les deux configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus d'antenne et ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles.

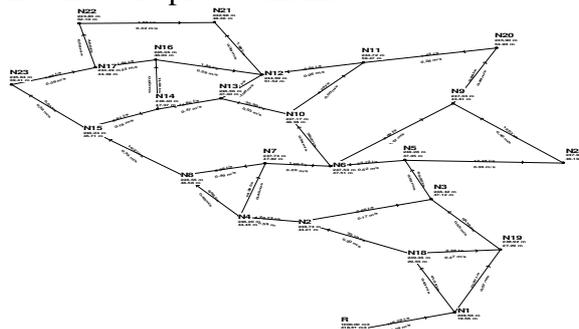


Figure n° V-1 : Représentation schématique d'un réseau d'alimentation en eau potable

V-5- Conception d'un réseau :

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers
- L'emplacement des consommateurs
- Le relief
- Le souci d'assurer un service souple et précis.

V-6- Principe du tracé du réseau :

Le tracé du réseau exige un certain nombre des conditions qu'il faut respecter.

- Tout d'abord, il faut repérer les endroits où les besoins sont importants, c'est-à-dire les quartiers ayant une forte densité de population.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution aux consommateurs.
- Tracer les conduites principales, parallèlement entre elles et doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Les conduites principales doivent être reliées entre elles, par des conduites secondaires pour former des boucles à fin d'alimenter l'intérieur des quartiers.

V-7- Détermination des débits :

Le système projeté dans la ville de Ain Tedeles est le système de distribution avec un réservoir de tête. IL est caractérisé par les différents cas à savoir une simulation de calcul hydraulique pendant toute la journée C'est-à-dire 24 heures qui seront présentés en annexe.

Dans ce chapitre, nous donnons uniquement les cas heures de pointe et heure de pointe plus incendie.

V-7-1/ Débit spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau de distribution en utilisant le débit spécifique en l/s/ml.

Le débit spécifique qui est fonction du linéaire se calcule comme suit:

$$Q_{sp} = Q_{maxh} / \sum L_i \dots\dots\dots (V-7-1-1)$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml).

Q_{maxh} : débit maximum horaire calculé au chapitre III.

$\sum L$: somme des longueurs du réseau (= 11767 m)

V-7-2/ Détermination du débit en route :

Le débit en route est le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon ;

$$Q_{ri} = Q_{sp} \cdot l_i \dots\dots\dots (V-7-2-2)$$

l_i : longueur du tronçon numéro (i),(m) ;

Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i),(l/s) ;

V-7-3/ Les débits nodaux :

Les débits aux nœuds sont obtenus comme suit :

$$Q_{nd} = 0.5 \sum Q_{ri} \dots\dots\dots (V-7-3-3)$$

Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i),(l/s) ;

Q_{nd} : débit au nœud (l/s).

Les résultats de ses calculs sont représentés dans les tableaux n° V-1 et V-2.

Tableau n° V-1 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe.

N° du nœud	Tronçons	longueur m	Q _{spécifique} l/s/ml	Q _{route} l/s	Q _{nodaux} = 0.5∑Q _r l/s																																																																																																												
1	1-19	516	0.01844	9.52	5,84																																																																																																												
	1-18	117		2.16		2	18-2	533	9.83	10,44	2-4	237	4.37	2-3	362	6.68	3	19-3	424	7.82	8,48	2-3	362	6.68	3-5	134	2.47	4	2-4	237	4.37	10,67	4-7	365	6.73	4-8	555	10.24	5	3-5	134	2.47	4,65	5-6	370	6.82	6	5-6	370	6.82	11,31	6-7	185	3.41	9-6	445	8.21	6-10	226	4.17	7	4-7	365	6.73	8,85	6-7	185	3.41	8-7	410	7.56	8	4-8	555	10.24	13,06	8-7	410	7.56	8-15	451	8.32	9	24-9	613	11.31	13,40	9-6	445	8.21	9-20	395	7.29	10	6-10	226	4.17	11,14	10-11	654	12.06	10-13	328	6.05	11	10-11	654	12.06	13,53	11-12	286	5.28	11-20
2	18-2	533		9.83	10,44																																																																																																												
	2-4	237		4.37																																																																																																													
	2-3	362		6.68																																																																																																													
3	19-3	424		7.82	8,48																																																																																																												
	2-3	362		6.68																																																																																																													
	3-5	134		2.47																																																																																																													
4	2-4	237		4.37	10,67																																																																																																												
	4-7	365		6.73																																																																																																													
	4-8	555		10.24																																																																																																													
5	3-5	134		2.47	4,65																																																																																																												
	5-6	370		6.82																																																																																																													
6	5-6	370		6.82	11,31																																																																																																												
	6-7	185		3.41																																																																																																													
	9-6	445		8.21																																																																																																													
	6-10	226		4.17																																																																																																													
7	4-7	365		6.73	8,85																																																																																																												
	6-7	185		3.41																																																																																																													
	8-7	410		7.56																																																																																																													
8	4-8	555		10.24	13,06																																																																																																												
	8-7	410		7.56																																																																																																													
	8-15	451		8.32																																																																																																													
9	24-9	613		11.31	13,40																																																																																																												
	9-6	445		8.21																																																																																																													
	9-20	395		7.29																																																																																																													
10	6-10	226	4.17	11,14																																																																																																													
	10-11	654	12.06																																																																																																														
	10-13	328	6.05																																																																																																														
11	10-11	654	12.06	13,53																																																																																																													
	11-12	286	5.28																																																																																																														
	11-20	527	9.72																																																																																																														

N° de nœud	Tronçons	longueur m	Q _{spécifique} l/s/ml	Q _{route} l/s	Q _{nodaux} = 0.5∑Q _r l/s
12	11-12	286	0.01844	5.28	12,72
	13-12	379		6.99	
	16-12	297		5.48	
	12-21	417		7.69	
13	10-13	328		6.05	7.59
	13-12	379		6.99	
	13-14	116		2.14	
14	13-14	116		2.14	4.85
	14-16	211		3.89	
	15-14	199		3.67	
15	8-15	451		8.32	10.21
	15-14	199		3.67	
	15-23	457		8.43	
16	14-16	211		3.89	6.58
	16-12	297		5.48	
	16-17	205		3.78	
17	23-17	277		5.11	7.21
	17-22	300		5.53	
	16-17	205		3.78	
18	1-18	117		2.16	6.87
	18-19	95		1.75	
	18-2	533		9.83	
19	18-19	95		1.75	9.54
	19-3	424		7.82	
	1-19	516	9.52		
20	9-20	395	7.29	8.50	
	11-20	527	9.72		
21	12-21	417	7.69	6.68	
	22-21	307	5.66		
22	17-22	300	5.53	5.60	
	22-21	307	5.66		
23	23-17	277	5.11	6.77	
	15-23	457	8.43		
24	5-24	374	6.90	9.10	
	24-9	613	11.31		

Tableau n° V-2 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie.

C'est le même cas que l'heure de pointe sauf qu'on injecte le débit incendie qui est égal à 16,67 l/s dans le réseau c'est-à-dire au nœud le plus défavorable.

N° du nœud	Tronçons	longueur m	Q_{sp} l/s/ml	Q_r l/s	$Q_{nodaux} = 0.5 \sum Q_r$ l/s
1	1-19	516	0.01844	9.52	5.84
	1-18	117	0.01844	2.16	
2	18-2	533	0.01844	9.83	10.44
	2-4	237	0.01844	4.37	
	2-3	362	0.01844	6.68	
3	19-3	424	0.01844	7.82	8.48
	2-3	362	0.01844	6.68	
	3-5	134	0.01844	2.47	
4	2-4	237	0.01844	4.37	10.67
	4-7	365	0.01844	6.73	
	4-8	555	0.01844	10.24	
5	3-5	134	0.01844	2.47	4.65
	5-6	370	0.01844	6.82	
6	5-6	370	0.01844	6.82	11.31
	6-7	185	0.01844	3.41	
	9-6	445	0.01844	8.21	
	6-10	226	0.01844	4.17	
7	4-7	365	0.01844	6.73	8.85
	6-7	185	0.01844	3.41	
	8-7	410	0.01844	7.56	
8	4-8	555	0.01844	10.24	13.06
	8-7	410	0.01844	7.56	
	8-15	451	0.01844	8.32	
9	24-9	613	0.01844	11.31	13.40
	9-6	445	0.01844	8.21	
	9-20	395	0.01844	7.29	
10	6-10	226	0.01844	4.17	11.14
	10-11	654	0.01844	12.06	
	10-13	328	0.01844	6.05	
11	10-11	654	0.01844	12.06	30.53
	11-12	286	0.01844	5.28	
	11-20	527	0.01844	9.72	

N°de nœud	Tronçons	longueur m	Q_{sp} l/s/ml	Q_r l/s	$Q_{nodaux} = 0.5\sum Q_r$ l/s
12	11-12	286	0.01844	5.28	12.72
	13-12	379	0.01844	6.99	
	16-12	297	0.01844	5.48	
	12-21	417	0.01844	7.69	
13	10-13	328	0.01844	6.05	7.59
	13-12	379	0.01844	6.99	
	13-14	116	0.01844	2.14	
14	13-14	116	0.01844	2.14	4.85
	14-16	211	0.01844	3.89	
	15-14	199	0.01844	3.67	
15	8-15	451	0.01844	8.32	10.21
	15-14	199	0.01844	3.67	
	15-23	457	0.01844	8.43	
16	14-16	211	0.01844	3.89	6.58
	16-12	297	0.01844	5.48	
	16-17	205	0.01844	3.78	
17	23-17	277	0.01844	5.11	7.21
	17-22	300	0.01844	5.53	
	16-17	205	0.01844	3.78	
18	1-18	117	0.01844	2.16	6.87
	18-19	95	0.01844	1.75	
	18-2	533	0.01844	9.83	
19	18-19	95	0.01844	1.75	9.54
	19-3	424	0.01844	7.82	
	1-19	516	0.01844	9.52	
20	9-20	395	0.01844	7.29	8.50
	11-20	527	0.01844	9.72	
21	12-21	417	0.01844	7.69	6.68
	22-21	307	0.01844	5.66	
22	17-22	300	0.01844	5.53	5.60
	22-21	307	0.01844	5.66	
23	23-17	277	0.01844	5.11	6.77
	15-23	457	0.01844	8.43	
24	5-24	374	0.01844	6.90	9.10
	24-9	613	0.01844	11.31	

Remarque :

Le cas de pointe plus incendie à un débit horaire égal au débit de pointe plus le débit d'incendie sachant que c'est le débit nécessaire pour lutter contre l'incendie. Il est de 120 m^3 pendant une durée de 2 heures i.e 16,67 l/s. On positionne le débit d'incendie au point le plus défavorable du réseau comme un débit concentré « c'est-à-dire le nœud 11 dans notre réseau ». Il sera fourni par le réservoir de stockage.

$$Q_{\text{maxh+inc}} = 217,03 + 17 = 234,03 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{maxh+inc}} = 234,03 \text{ l/s.}$$

La répartition des débits en route et débits nodaux est similaire à celle du cas précédant sauf pour le nœud le plus défavorable « nœud 11 dans notre réseau » d'où on soutire en même temps le débit nodale et le débit d'incendie de 16,67 l/s.

V-7- 4/ Répartition arbitraire des débits :

La répartition arbitraire des débits selon le cas de pointe est représentée dans le tableau n° V-3.

Tableau n° V-3 : Répartition des débits arbitraires

Cas de consommation de pointe			
Tronçons	Débit transité	Tronçons	Débit transité
1-19	78.57	10 -13	15.51
1-18	78.57	8 -15	26.06
18-19	3.47	11 -12	9.19
19-3	74.94	13 -12	4.93
18-2	69.99	13 -14	4.93
2-4	51.11	14 -16	10.55
2-3	11.11	16 -12	2.33
3-5	79.74	15 -14	9.23
4-7	21.58	16 -17	7.99
5-6	36.87	15 -23	9.23
6-7	0.80	12 -21	2.33
4-8	21.59	5 -24	36.87
8-7	14.19	11 -20	3.74
24-9	30.1	23 -17	4.19
9-6	10.06	17 -22	6.81
6-10	39.32	22 -21	2.64
10-11	15.52	R - 1	217.03
9-20	10.07		

V-7-5/ Détermination des diamètres avantageux dans le réseau :

Pour déterminer les diamètres avantageux (écoulement gravitaire), on se base sur le tableau suivant « tableau n° V- 4 » qui donne les diamètres avantageux en fonction des débits limites « tableau n° V- 5 ».

Tableau n° V- 4: Les diamètres avantageux en fonction des débits limites

Ø (mm)	50	75	100	125	150	200
Q (l/s)	0-2,19	2,2-5,2	5,2-9,1	9,1-13,8	13,8-23,6	23,6-44
Ø (mm)	250	300	350	400	500	
Q (l/s)	44-71	71-103	103-144	144-217	217-505	

Tableau n° V- 5: Détermination des diamètres avantageux du réseau

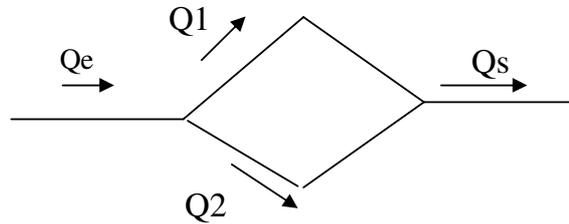
Cas de consommation de pointe			
Tronçons	Diamètre avantageux	Tronçons	Diamètre avantageux
1-19	300	10 -13	150
1-18	300	8 -15	200
18-19	80	11 -12	125
19-3	300	13 -12	80
18-2	250	13 -14	80
2-4	250	14 -16	125
2-3	125	16 -12	80
3-5	300	15 -14	125
4-7	150	16 -17	100
5-6	200	15 -23	125
6-7	80	12 -21	80
4-8	150	5 -24	200
8-7	150	11 -20	80
24-9	200	23 -17	80
9-6	125	17 -22	100
6-10	200	22 -21	75
10-11	150	R - 1	500
9-20	125		

V-8- Calcul du réseau maille par la méthode de HARDY-CROSS :

La méthode de HARDY-CROSS est l'une des méthodes de calcul du réseau maillé ; elle est caractérisée par son ajustement successif qui permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau ainsi que son sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

A) 1^{ère} loi des nœuds (1^{ère} loi de KIRCHOFF) :



Le débit entrant se partage en Q_1 et Q_2 , dans un noeud et qui se rassemble dans un autre noeud pour être un débit sortant :

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s$$

B) 2^{ème} loi des mailles (2^{ème} loi de KIRCHOFF) :

Cette loi propose que sur le parcours d'une maille, la somme algébrique des pertes de charge doit être égale à zéro.

$$\sum \Delta H = 0 \dots\dots\dots (V-8-B-4)$$

R : résistance de la conduite.

En tenant compte de :

- De l'accroissement éventuel de la consommation ;
- De l'incertitude du sens réel de l'écoulement dans un réseau maillé ;
- De la présence possible de dépôt dans certain endroit ;
- Du coefficient de rugosité ;

La deuxième loi de KIRCHOFF peut se traduire par l'égalité suivante :

$$\sum \Delta H_r = \sum RQ^2i \dots\dots\dots (V-8-B-5)$$

Si elle n'est pas vérifiée du 1er coup, donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaction de cette loi.

V- 9- Principe de la méthode de HARDY-CROSS :

Après une répartition arbitraire des débits, ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ère} loi (loi des noeuds), nous arrivons à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ème} loi de KIRCHOFF (loi de maille) par approximation successive.

➤ Détermination du débit correctif :

Nous avons $Q_1 = Q_o + \Delta Q_a$

Avec

Q_1 : Débit corrigé

Q_o : Débit supposé

ΔQ_a : Débit correctif.

Or nous savons que : $\Delta H_T = RQ^2$

R : Résistance de la conduite.

$$\Delta H_T = R (Q_o + \Delta Q_a)^2$$

$$\sum R * (Q_o + \Delta Q_a)^2 = \sum R (Q_o^2 + 2Q_o \Delta Q_a + \Delta Q_o^2) = 0$$

Avec ΔQ_o négligeable par rapport a Q_o

Donc, le calcul du débit correctif nous amènes à déterminer d'abord les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante.

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_L \dots\dots\dots (V-9-6)$$

Les pertes de charges singulières sont estimées a 10% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.10\Delta H_L = 1.10\Delta H_L$$

ΔH_s : pertes de charge singulière

ΔH_L : Pertes de charge linéaire

ΔH_T : Pertes de charge totale.

Les pertes charges linéaires peuvent être calculée par plusieurs formules de DARCY :

$$\Delta H_L = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * D^5} \dots\dots\dots (V-9-10)$$

λ : Coefficient de perte de charge dépendant du matériaux, du régime d'écoulement dans la conduite et du diamètre de la conduite.

L : Longueur de la conduite (en m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (en m³/s).

g : gravité en (m/s²).

D : Diamètre de la conduite en (m)

En tenant compte des approximations définies précédemment nous estimons que

$\Delta Q_o^2 = 0$ (ΔQ_o est très petit par rapport à Q_o)

$$\sum R (Q_o^2 + 2Q_o \Delta Q_o) = 0$$

$$\sum R Q_o^2 = -2 \sum R Q_o \Delta Q_o$$

D'où

$$\Delta Q_o = - \frac{\sum R Q_o^2}{2 \sum R Q_o}$$

Toute branche commune de deux mailles recevra bien entendu les deux corrections correspondantes, et chaque maille est calculée séparément ; les corrections apportées sont :

- Correction propre à la maille considérée avec le même signe de ΔQ_o
- Correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ_o .

Pour pouvoir déterminer le débit Q_{i+1} , il suffit de faire, la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et de l'ajouter au débit Q_i .

$$Q_{i+1} = Q_i + \Delta Q_o$$

Nous reprenons alors le calcul avec les nouvelles valeurs des débits obtenues pour le calcul, par itération successive, la méthode converge rapidement vers la solution. Le nombre d'itération nécessaire varie pratiquement entre 2 et 5 suivant la complexité du problème, la précision désirée est celle de l'approche initiale.

V -10- Calcul de réseau :

On procède à la simulation des différents paramètres du réseau à l'aide du logiciel EPANET ; Les résultats des simulations sont retranscrits par la suite, selon le mode de fonctionnement du réseau ;

➤ **Définition d' EPANET :**

C'est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et

la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour de l'eau et de suivre l'origine de l'eau (voir dépistage de sources).

➤ Répartition définitive des débits et des pressions :

1. Cas de pointe :

Les pressions en chaque nœud sont représentées dans le tableau n° V- 6 ; Ainsi que les débits transitant dans les conduites dans le tableau n° V- 7.

Tableau n° V- 6: État des Nœuds du Réseau

Cas de pointe				
Noeuds	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 1	230.51	5.83	249.62	19.62
Noeud 2	204.53	10.44	247.00	42.47
Noeud 3	201.3	8.48	245.98	44.68
Noeud 4	203.75	10.67	245.30	41.55
Noeud 5	201.23	8.09	245.54	44.31
Noeud 6	200.02	11.30	243.15	43.13
Noeud 7	199.82	8.86	243.83	43.91
Noeud 8	199.97	13.06	240.05	40.08
Noeud 9	203.72	13.40	242.53	38.81
Noeud 10	198.79	11.14	242.02	43.23
Noeud 11	185.25	13.53	234.22	48.97
Noeud 12	193.17	12.71	234.12	40.95
Noeud 13	199.16	7.59	240.06	40.90
Noeud 14	199.03	4.85	239.56	40.53
Noeud 15	200.53	10.21	239.06	38.53
Noeud 16	197.33	6.57	236.25	38.92
Noeud 17	200	7.22	233.51	33.51
Noeud 18	219.91	6.87	249.30	29.39
Noeud 19	221.63	9.54	247.56	25.93
Noeud 24	201.75	9.10	244.47	42.72
Noeud 20	191	8.51	237.98	46.98
Noeud 21	194.62	6.68	228.68	34.06
Noeud 22	191.73	5.60	231.38	39.65
Noeud 23	206.23	6.77	237.14	30.91
Réservoir	249	0.00	251.00	2.00

Tableau n° V- 7: État des tronçons du Réseau

Cas de pointe							
Arc	Longueur	Diamètre	Rugosité (H-W)	Débit	Vitesse	P.d.C Unit.	Concentration moyenne
	m	mm		l/s	m/s	m	(mg/l)
N1 -N18	117	350	106	76.99	0.80	0.32	0.47
N18 -N19	95	80	106	4.44	0.88	1.74	0.46
N1 -N19	516	400	106	134.24	1.07	2.06	0.45
N18 -N2	533	300	106	65.68	0.93	2.30	0.45
N2 -N3	362	80	106	1.61	0.32	1.02	0.39
N19 -N3	424	400	106	129.13	1.03	1.57	0.43
N2 -N4	237	250	106	53.63	1.09	1.71	0.42
N4 -N7	365	200	130	26.73	0.85	1.47	0.40
N3 -N5	134	400	106	122.26	0.97	0.45	0.41
N5 -N6	370	300	106	81.61	1.15	2.38	0.40
N7 -N6	185	80	106	1.86	0.37	0.68	0.38
N4 -N8	555	150	106	16.23	0.92	5.25	0.40
N8 -N7	410	150	106	-16.01	-0.91	-3.78	0.38
N8 -N15	451	200	130	19.17	0.61	0.98	0.35
N15 -N23	457	150	106	10.48	0.59	1.92	0.32
N15 -N14	199	80	106	-1.52	-0.30	-0.50	0.34
N14 -N16	211	150	106	21.35	1.21	3.32	0.35
N16 -N17	205	125	106	12.10	0.99	2.74	0.34
N23 -N17	277	80	106	3.71	0.74	3.63	0.29
N17 -N22	300	125	106	8.59	0.70	2.12	0.31
N22 -N21	307	80	106	2.99	0.59	2.70	0.29
N12 -N21	417	80	106	3.69	0.74	5.43	0.33
N16 -N12	297	80	106	2.68	0.53	2.13	0.34
N12 -N13	379	125	106	-13.21	-1.08	-5.95	0.35
N13 -N14	116	200	130	27.72	0.88	0.50	0.36
N10 -N13	328	250	106	48.52	0.99	1.96	0.37
N6 -N10	226	300	106	71.06	1.01	1.13	0.39
N11 -N12	286	80	106	0.53	0.11	0.10	0.27
N10 -N11	654	125	106	11.39	0.93	7.81	0.36
N6 -N9	445	80	106	1.11	0.22	0.62	0.34
N9 -N20	395	125	106	11.18	0.91	4.55	0.32
N11 -N20	527	80	106	-2.67	-0.53	-3.76	0.30
N5 -N24	374	250	106	32.57	0.66	1.07	0.40
N24 -N9	613	200	130	23.47	0.75	1.94	0.36
R -N1	422	500	106	217.06	1.11	1.38	0.48

H-W : HAZEN et WILLIAMS

2. *Cas de pointe plus incendie :*

Les pressions en chaque nœud sont représentées dans le tableau n° V- 8 ; Ainsi que les débits transitant dans les conduites dans le tableau n° V- 9.

Tableau n° V- 8: État des Nœuds du Réseau

Cas de pointe plus incendie				
Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 1	230.51	5.83	251.21	20.7
Noeud 2	204.53	10.44	248.13	43.6
Noeud 3	201.3	8.48	245.35	44.05
Noeud 4	203.75	10.67	246.12	42.37
Noeud 5	201.23	8.09	244.33	43.1
Noeud 6	200.02	11.30	241.5	41.48
Noeud 7	199.82	8.86	243.58	43.76
Noeud 8	199.97	13.06	239.33	39.36
Noeud 9	203.72	13.40	239.22	35.5
Noeud 10	198.79	11.14	240.12	41.33
Noeud 11	185.25	30.53	220.83	35.58
Noeud 12	193.17	12.71	225.56	32.39
Noeud 13	199.16	7.59	238.07	38.91
Noeud 14	199.03	4.85	237.17	38.14
Noeud 15	200.53	10.21	237.38	36.85
Noeud 16	197.33	6.57	231.97	34.64
Noeud 17	200	7.22	229.3	29.3
Noeud 18	219.91	6.87	250.84	30.93
Noeud 19	221.63	9.54	248.85	27.22
Noeud 24	201.75	9.10	243	41.25
Noeud 20	191	8.51	230.06	39.06
Noeud 21	194.62	6.68	222.35	27.73
Noeud 22	191.73	5.60	226.75	35.02
Noeud 23	206.23	6.77	235.1	28.87
Réservoir	249	0.00	252.8	3.8

Tableau n° V- 9: État des tronçons du Réseau

Cas de pointe plus incendie						
Arc	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	PDC Unit.
	m	mm	(H-W)	LPS	m/s	m/km
1-19	516	400	106	143.96	1.15	4.54
19-18	95	80	106	-4.74	0.94	20.66
18-1	117	350	106	-84.27	0.88	3.22
19-3	424	350	106	139.18	1.45	8.16
18-2	533	300	106	72.65	1.03	5.19
2-3	362	80	106	2.71	0.54	7.34
2-4	237	250	106	59.52	1.21	8.72
4-8	555	150	106	18.28	1.03	11.79
3-5	134	350	106	133.37	1.39	7.54
5-6	370	300	106	88.72	1.26	7.51
6-7	185	80	106	-3.77	0.75	13.53
7-8	410	150	106	17.93	1.01	11.38
6-9	445	80	106	2.25	0.45	5.19
6-10	226	300	106	78.93	1.12	6.05
10-13	328	250	106	49.25	1	6.14
4-7	365	200	106	30.55	0.97	5.15
8-15	451	200	106	23.16	0.74	3.09
15-14	199	80	106	1.4	0.28	2.16
14-13	116	200	106	-30.73	0.98	5.21
14-16	211	150	106	27.26	1.54	24.72
17-16	205	125	106	-11.89	0.97	12.92
16-12	297	100	106	8.82	1.12	22.03
12-11	286	80	106	4.26	0.85	16.98
5-24	374	250	106	36.54	0.74	3.53
24-9	613	200	106	27.41	0.87	6.15
9-20	395	125	106	16.27	1.33	23.1
20-11	527	100	106	7.76	0.99	17.38
13-12	379	100	106	10.9	1.39	32.62
12-21	417	80	106	2.75	0.55	7.53
21-22	307	80	106	-3.92	0.78	14.54
22-17	300	125	106	-9.52	0.78	8.56
17-23	277	80	106	-4.85	0.97	21.6
23-15	457	150	106	-11.57	0.65	5.06
10-11	654	125	106	18.53	1.51	29.4
1-R	422	500	106	-234.06	1.19	3.76

Remarque :

La concentration moyenne figurant dans le tableau n° V – 7 sont les concentrations en chlore dans les conduites avec un taux initial de 0.6 mg/l dans le réservoir pendant l'heure de pointe.

V-11- Interprétation des Résultats :

La simulation du réseau à travers le logiciel EPANET, nous a permis de dégager les différents diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du réseau ; en assurant une pression minimale de 18 m.c.e au niveau de tous les nœuds, sans dépasser les 4 barres à l'heure de pointe ; et en restant en dessous de 6 barres en heure de consommation réduite. Pour les vitesses, nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre la marge de 0.5 à 1.5 m/s « pendant l'heure de pointe » et cela pour éviter : l'accumulation des dépôts solides, l'érosion des conduites et l'effet de régime transitoire. L'annexe n° III montre les diverses simulations le long de la journée.

V-12- Equipement du réseau de distribution :V-12- 1- Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en acier, les diamètres utilisés varient entre 80mm et 500 mm.

V-12- 2- Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

A) Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux « voir annexe n° IV ».

Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » ; celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

B) Bouches ou poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites « d'un diamètre minimale de 100 mm » capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques d'incendies.

C) Clapets :

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

D) Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

E) Pièces spéciales de raccord :

- les Tés : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
- les coudes : utilisés en cas de changement de direction.
- les cônes de réduction : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.

V -13- Gestion et maintenance des réseaux :

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps qui peut soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (changement de pression), soit au chute de rendement de réseau par des coupures intempestives...). Pour cela une gestion et une maintenance régulières sont indispensables.

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

La maintenance, de son côté, est un ensemble des mesures servant à préserver l'état initial ainsi qu'à constater et évaluer l'état réel des dispositifs techniques d'un système d'alimentation en eau potable, en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de remise en état.

Chapitre 6: Adduction

VI -1- Introduction :

L'adduction étant définie, comme le transport des eaux de zone de captage jusqu'au réservoir à condition qu'il n'y ait pas de soutirage le long du parcours.

VI -2- Choix du tracé [5]:

En vue de l'établissement d'une conduite d'adduction, il a lieu de tenir compte de certaines conditions qui doivent être impérativement respectées tel que:

- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible. Celui-ci étant établi, de préférence dans le sens de la rampe dans le cas d'une adduction en refoulement et dans le sens de la pente dans le cas d'une adduction gravitaire.
- Eviter les contre-pentes qui peuvent donner lieu à des bouchons d'air lors de l'exploitation de l'adduction.
- Concevoir un tracé peu sinueux afin de minimiser le nombre de butée.
- Minimiser la longueur du tracé afin de diminuer le coût du projet afin de réduire au maximum la hauteur manométrique totale
- Favoriser l'accotement des routes afin de faciliter l'accès aux engins pendant la réalisation et aidera plus tard le gestionnaire à détecter les fuites dès leur apparition.
- Prendre en considération la nature du sol traversé par le tracé. Il faut qu'il soit le moins possible agressif.
- Eviter au maximum les traversés de massif boisé ainsi que les rivières, les routes et chemin de fer. Leur traversée fait grimper le coût du projet.

VI -3- Choix des matériaux de la conduite :

Le choix du matériau des conduites enterrées dépend aussi bien de leur fiabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- ❖ Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- ❖ Adaptation aux terrains de pose ;
- ❖ Bonne étanchéité ;
- ❖ Facilité d'entretien et de mise en service
- ❖ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement ;
- ❖ De la fourniture et pose ;
- ❖ La disponibilité sur le marché local (de préférence) ;

Généralement les tuyaux les plus utilisés pour l'adduction sont en acier (local) ou en fonte (importée). Concernant les conduites en PEHD « polyéthylène », le marché actuelle ne fournit pas encore de garantie sur la qualité organoleptique et nous ne savons pas si la qualité sanitaire de l'eau potable ne subit pas d'altération pendant son transport

Dans notre projet, nous optons pour l'acier (100%local) et aussi pour les raisons suivantes

- ❖ Les tuyaux en acier sont solides, économiques et disponible sur le marché.
- ❖ Ils permettent une pose beaucoup plus simple, ils sont décomposable, soudables à la demande, ce qui évite d'encombrer le chantier de pièce spéciale coûteuse.

❖ Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite un revêtement intérieur et extérieur.

VI -4- Diamètre économique [5]:

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liées de par l'aspect suivant :

❖ Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation.

❖ Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre de la canalisation augmente, à cause de la diminution des pertes de charge.

De ces deux éléments découle le concept de diamètre économique ; il est possible d'établir une formule donnant le diamètre économique dépendant des variables suivantes :

- Le prix du kilo du matériau de la conduite et du KWH d'énergie électrique.
- L'amortissement du capital d'investissement durant la vie du projet.

Plusieurs formules ont été proposées pour le calcul du diamètre économique, on citera :

- La formule de BRESS : $D = 1,5 \sqrt{Q}$ pour les petits projets « longueur de conduite ≤ 1 Km
- La formule de BONIN: $D = \sqrt{Q}$.

Avec :

D : Diamètre économique de la conduite en mètre.

Q : Débit véhiculé en m³/s.

Ces deux formules sont anciennes et prennent en considération des valeurs révolue pour le calcul du diamètre économique, néant moins elle reste utile dans le cas d'une évaluation approximative de ce diamètre.

- La formule de Vuibert :

$$D_{eco} = 1,547 * \left(\frac{e}{f}\right)^{0,154} * Q^{0,46} \dots\dots\dots \text{(Pompage continu)}$$

$$D_{eco} = 1,35 * \left(\frac{e}{f}\right)^{0,154} * Q^{0,46} \dots\dots\dots \text{(Pompage 10/24)}$$

Avec :

e : Prix du KWH.

f : Prix du Kg de fonte.

- La formule de Meunier :

$$D = (I + 0,02 * n) * \sqrt{Q}$$

D : Diamètre de la canalisation en (m).

n : Nombre d'heurs de pompage.

Q : Débit en m³/s.

Pour évaluer le diamètre économique, nous utilisons la formule suivante :

$$D_{ECO} = E^{0,15} * Q_i^{0,45} * C_i^{0,28} \dots\dots\dots \text{(VI-4-1)}$$

Avec $E = 10 * m * \delta * \gamma$

D_{ECO} : Diamètre économique ;

E : Facteur économique ;

C_i : Facteur exprimant le rapport du débit du tronçon considéré sur le débit à la tête du réseau.

Q_i : Débit du tronçon considéré.

m, γ et δ : Coefficients économiques « $m = 0,45 ; \delta = 0,6 ; \gamma = 0,68$ ».

$$D_{ECO} = E^{0,15} * Q_i^{0,45} * C_i^{0,28}$$

Ces valeurs ne sont valables que pour les prix actuels de l'acier et du KWH d'énergie électrique.

Tableau n° VI-1 : Calcul du diamètre économique des conduites de l'adduction

Tronçons	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	D _{eco} (mm)	DN _{eco}	V (m/s)
F'1-A	419	0.0347	0.177	0.250	0.71
F2-A	110	0.0258	0.143	0.150	1.46
A-B	126	0.0605	0.266	0.250	1.23
F1-B	448	0.0303	0.160	0.200	0.96
B-C	572	0.0908	0.357	0.350	0.94
F3-C	23	0.0277	0.150	0.150	1.57
C-D	133	0.1185	0.434	0.400	0.94
F'2-D	455	0.0347	0.177	0.200	1.10
D-E	1837	0.1532	0.523	0.500	0.78
F7-E	744	0.0406	0.199	0.200	1.29
E-G	5473	0.1938	0.621	0.600	0.69

VI -5- Calcul des pertes de charge linéaire [5]:

On calcul la perte de charge avec la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H = \frac{K' * l * Q^\beta}{D^n} \dots\dots\dots (VI-5-2)$$

Avec :

K', n, β : Invariants dépendant de la rugosité du matériaux de la conduite et du régime d'écoulement.

l : Longueur équivalente de la conduite en « m » estimé à 115% du linéaire de la conduite.

Q : Débit véhiculé par la conduite « m³/s ».

D : Diamètre de la conduite.

Tableau n° VI-2 : Les valeurs de K', m et β

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2

Le calcul de la perte de charge pour chaque tronçon est mentionné dans le tableau n° VI-3.

Tableau n° VI-3 : calcul de la perte de charge

Tronçons	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	D _{Neco} (m)	p.d.c (m)
F1-A	419	0.0347	0.25	1.71
F2-A	110	0.0258	0.15	3.01
A-B	126	0.0605	0.25	1.29
F1-B	448	0.0303	0.2	3.83
B-C	572	0.0908	0.35	2.27
F3-C	23	0.0277	0.15	0.72
C-D	133	0.1185	0.4	0.44
F2-D	455	0.0347	0.2	5.04
D-E	1837	0.1532	0.5	3.19
F7-E	744	0.0406	0.2	11.10
E-G	5473	0.1938	0.6	5.87

VI -6- Détermination des hauteurs manométriques des forages :

Connaissant la côte du trop plein du réservoir, les diamètres des conduites, les débits et les longueurs des tronçons, on peut calculer les pertes de charge entre le forage le plus éloignée F1 et le réservoir par la formule cité au part avant (*). Sachant que :

$$Cp_{\text{Forage}} = CTP_R + \Delta H_{R\text{-Forage}} \dots\dots\dots (VI-6-3)$$

Avec :

Cp_{Forage} : Côte piézométrique du forage F1.

$CTP_{\text{Réservoir}}$: côte de trop plein du réservoir de stockage.

$\Delta H_{R\text{-Forage}}$: pertes de charge entre le forages et le réservoir.

A.N :

$$Cp_{\text{Forage}} = CTP_R + \Delta H_{R\text{-Forage}} = 255 + 19,43 = 274,43 \text{ m} \rightarrow Cp_{\text{Forage}} = 274,43 \text{ m}$$

La hauteur manométrique totale de la pompe immergée F1 est donnée par la formule suivante :

$$H_{m,t} = Cp_{\text{Forage}} - N_d \dots\dots\dots (VI-6-4)$$

Avec :

N_d : niveau dynamique du forage F1.

$H_{m,t}$: Hauteur manométrique totale.

A.N :

$$H_{m,t} = Cp_{\text{Forage}} - N_d = 274,43 - 161,38 = 110,35 \text{ m} \rightarrow H_{m,t} = 113,05 \text{ m.}$$

De la même façon, on détermine la H_{mt} pour chaque forage. Les résultats sont mentionnés dans le tableau n° VI – 4.

Tableau n° VI – 4 : Hauteurs manométrique des forages

Forage	$\Delta H_{R\text{-Forage}}$ (m)	C_p Forage (m)	N_d (m)	$H_{m.t}$ (m)	Débit (m ³ /s)
F1	19,43	274,43	161,38	110,35	0.0347
F2	18.48	273.48	159.58	113.90	0.0258
F'1	16.73	271.73	143.37	128.36	0.0303
F3	11.76	266.76	184.12	82.64	0.0277
F'2	16.21	271.21	176.05	95.16	0.0347
F7	19.51	274.51	168.68	105.83	0.0406

VI -7- Choix des pompes :

Les critères du choix du type de pompe sont comme suit :

- ❖ assurer Q et H_{mt} ;
- ❖ avoir le meilleur rendement possible ;
- ❖ Vitesse de rotation élevée ;
- ❖ Puissance absorbée minimum ;

On utilisera les pompes immergées de marque POVAL dans notre projet ; elles sont représentées dans le tableau n° VI – 5.

Tableau n° VI – 5 : Caractéristique des pompes choisies

Forage	$H_{m.t}$	Débit (m ³ /s)	Type de pompe	η (%)	P_{abs} (kW)
F1	110,35	0.0347	Po-so-160-5/10''	69.45	11.23
F2	113.90	0.0258	Po-so-160-5/10''	59.88	10.82
F'1	128.36	0.0303	Po-so-160-6/10''	65.31	11.53
F3	82.64	0.0277	Po-so-160-4/10''	62.40	10.91
F'2	95.16	0.0347	Po-so-160-5/10''	69.46	11.23
F7	105.83	0.0406	Po-so-160-5/10''	72.95	11.52

Désignation : Po-so-160-5/10

Po	—————>	Pompes submersibles
so	—————>	Moteur submersible
160	—————>	Débit nominale (m ³ /h)
10''	—————>	Diamètre forage (pouce)
5	—————>	Nombre d'étages.

VI -8- Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à un réseau de conduite de diamètres allant du 200 mm au 600 mm qui permettent de véhiculer les débits des différents forages jusqu'au réservoir de stockage.

Nous constatons que le réseau d'adduction peut nous revenir économiquement et techniquement très rentable pour la gestion de ce réseau du fait que nous avons utilisé des produits fabriqués localement. La conduite est produite à REGHAIA et les Pompes à BERROUAGHIA.

Notre projet revient non seulement moins cher mais indirectement nous encourageons la production nationale à mieux faire.

Chapitre 7: Lutte contre le coup de bélier

VII -1- Introduction :

Lors du fonctionnement d'une adduction, l'écoulement ne se fait pas d'une manière permanente mais passe par des phases de transition qui provoquent un phénomène transitoire sous le nom de coup de bélier. Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont l'arrêt ou le démarrage brutal de pompe ; fermeture rapide d'une vanne. Le coup de bélier est une onde de surpression - dépression dont la brutalité peut entraîner la rupture de la conduite d'adduction, des valeurs très élevées de pression peuvent être atteintes jusqu'à plusieurs fois la pression de service dans les réseaux.

VII -2- Les risques dus aux coups de bélier :*a) Risque de forte pression :*

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent engendrer, additionnée à la pression de service, une fissuration de la conduite, dislocation des joints et même un éclatement du tuyau.

b) Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte dépression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à la pression de vapeur de l'eau, il se crée une cavitation ; l'implosion de la conduite devient inévitable, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

c) Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

VII -3- Moyens de protection contre le coup de bélier :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier mais on peut au moins les limiter à des valeurs compatibles avec la résistance des installations.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

a) Le volant d'inertie :

Le volant d'inertie restitue, au moment de la disjonction du groupe électropompe, l'énergie accumulée pendant la marche normale. Il allonge le temps d'arrêt de l'ensemble, ainsi il permet de diminuer l'intensité du coup de bélier.

b) Les soupapes de décharge :

Cet appareil fait intervenir un organe mécanique, un ressort, qui obture un orifice au point à protéger et libère ainsi le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Cette soupape s'ouvre à une pression légèrement supérieure à 5 % à la pression maximale de fonctionnement normale. Les inconvénients de cette soupape sont la perte d'eau due à l'ouverture de la soupape et la perte d'efficacité lors du vieillissement.

c) Cheminée d'équilibre :

La cheminée d'équilibre est un réservoir susceptible de se remplir ou de se vider d'eau suivant que la pression dans la conduite augmente ou diminue. La cheminée d'équilibre, peut être débouchée à l'air libre ou contenir de l'air sous pression.

d) Les réservoirs anti-bélier :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectué à l'aide d'un réservoir d'eau accumulé sous pression dans une capacité métallique raccordée immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air, la pression de cet air équilibre dans la conduite au point considéré en marche normale.

A la disjonction, une partie de l'eau est chassée dans la conduite, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite. Après diminution de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

VII-4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

a) 1^{ère} phase

Après la fermeture, l'eau poursuit son parcours vers le réservoir, mais la conduite n'est plus alimentée, une dépression va se créer de la vanne vers le réservoir, l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre. Le temps mis par l'onde en dépression est de $t = l/a$.

b) 2^{ème} phase

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial, en décontractant par tranches successives du réservoir jusqu'à la vanne, au bout de temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau de la conduite redescend, mais elle va se retrouver arrêté par le clapet anti-retour, qui est bien fermé.

c) 3^{ème} phase

L'eau se percute sur le clapet, ce qui provoque une dilatation de la conduite, l'onde de pression va parcourir la conduite du sens du clapet vers le réservoir. Au bout de temps $3L/a$ depuis l'origine, toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile.

d) 4^{ème} phase

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale, du réservoir vers le clapet. Au bout de temps $4L/a$ depuis l'origine, la conduite se trouve dans la même situation qu'initiale ; le phénomène peut continuer jusqu'à ce qu'il sera amorti par les pertes de charges, résultantes des frottements de l'eau dans la conduite.

VII -5-Calcul simplifié du volume du réservoir d'air anti-bélier (méthode de VIBERT) :

En faisant abstraction des pertes de charge dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, c'est-à-dire en négligeant l'élasticité de la conduite et de la compressibilité de l'eau, on arrive à un calcul simplifié qui peut suffire pour des installations modestes (30 l/s ; 1000 à 1200 m de longueur de refoulement). De plus, il est supposé que le dispositif ne comporte pas d'organe d'étranglement.

VIBERT arrive à une expression relativement simple qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse v_0 .

En marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 , étant que :

Z_0 : La pression absolue en m.c.e pratiquement égale à : $Z_0 = Hg + 10$ (on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite), avec, Hg : la hauteur géométrique en m.

U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent.

A la fin de la dépression, première phase du phénomène, l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc la plus faible ; soit Z_{min} cette pression absolue. A la fin de la surpression, deuxième phase, l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera Z_{max} .

L'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g \cdot Z_0} \cdot \frac{L \cdot S}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \dots\dots\dots (VII-5-1)$$

Avec :

L : Longueur de la canalisation (m).

S : La section de la conduite (m²).

V_0 : Etant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement.

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log \frac{Z_0}{Z_{min}} \dots\dots\dots (VII-5-2)$$

L'expression donnant U_0 a fait l'objet d'un abaque, la formule a été mise sous la forme :

$$\frac{U_0}{L \cdot S} = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \frac{1}{Z_0} \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

On pose :

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$$

On obtient :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \cdot \frac{L \cdot S}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

Ces expressions se retrouvent sur les trois échelles de l'abaque de VIBERT.

Pour l'application de la méthode de VIBERT, dans notre cas, avec l'hypothèse suivante :

➤ La progression de l'onde de pression se fera sans perte d'énergie au niveau des ramifications.

➤ Le dimensionnement du réservoir anti-bélier se fera pour une seule conduite de forage et sera généralisé aux autres conduites.

La conduite forage 1 au réservoir présentant les caractéristiques suivantes :

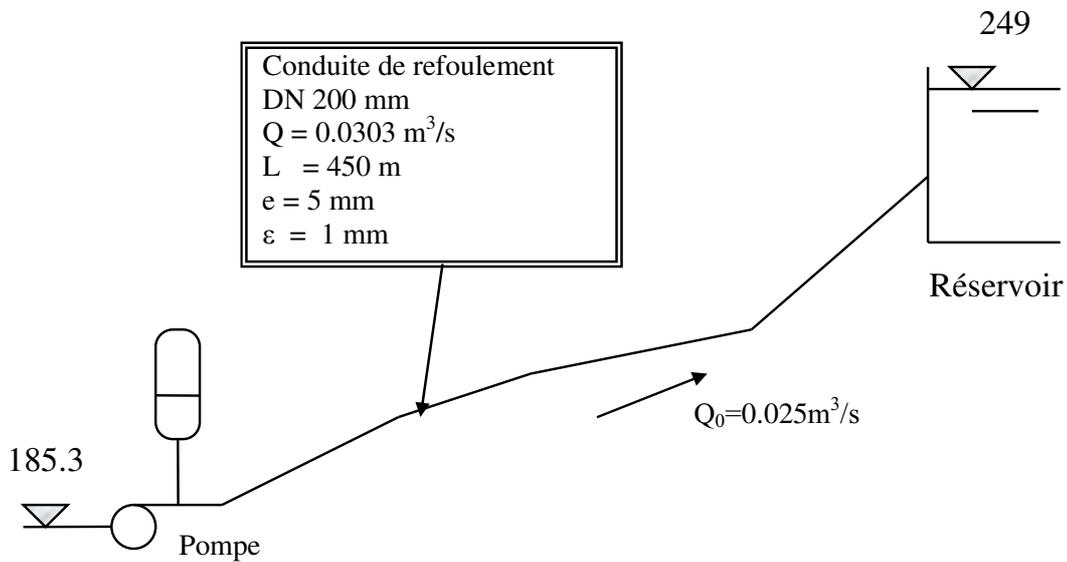


Figure n° VII-1 : Schéma du système d'adduction de l'un des forage

- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.10^9$ à 20° c .
- Longueur : 450 m
- Diamètre : 0.2 m
- Section : 0.0314 m^2
- Volume de la conduite : 14.13 m^3
- Débit : $0.0303 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vitesse d'écoulement : 0.96 m/s
- Hauteur géométrique de refoulement : 16.41 m
- Conduite en fonte d'épaisseur : 5 mm

La valeur de la célérité :

La célérité a est donnée par la relation suivante :

$$a = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{k D}{E e}\right)^{1/2}} \dots\dots\dots \text{(VII-5-3)}$$

$C = a = 1052.68 \text{ m/s}$

Avec :

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.10^9$ à 20° c .

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ Kg} / \text{m}^3$.

E : Coefficient d'élasticité de la conduite, $E = 0,994 * 10^{11} \text{ Pa}$.

e : Epaisseur de la conduite $e = 5 \text{ mm}$.

On majorera la valeur de la célérité de l'onde de 5 % afin de compensé le faite que la conduite est enterré ; $C' = 1.05 * C = 1105.31 \text{ m/s}$

Le coup de bélier peut atteindre la valeur maximale de :

$$(C * V_0)/g = 1105.31 * 0,96 / 9.81 = 108.16 \text{ m d'eau.}$$

De sorte qu'au moment du retour de l'onde, la pression peut atteindre :

$$63.7 + 108.16 = 171.86 \text{ m soit } 17.19 \text{ bars.}$$

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de 7 bars ou 70 m d'eau, le calcul réservoir s'effectuera comme suit :

$$Z_0 = 63,7 + 10 = 73,7 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 70 + 10 = 80 \text{ m}$$

D'où :

$$Z_{\max} / Z_0 = 80 / 73.7 = 1.09$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{0,96^2}{2 * 9.81} = 0,047 \text{ m}$$

$$\text{Et } h_0 / Z_0 = 0,047 / 73.7 = 6.38 * 10^{-4}$$

Les alignements lu sur l'échelle Z_{\max} / Z_0 et 0.00046 lu sur l'échelle de h_0 / Z_0 donnent sur l'abaque de VIBERT :

$$U_0 / LS = 1.7 * 10^{-1} \text{ et } Z_{\min} / Z_0 = 0,92$$

$$\text{Comme } LS = 14.13 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 0,17 * 14.13 = 2.40 \text{ m}^3$$

On en tire :

$$U_{\max} = 2.4 / 0,92 = 2.61 \text{ m}^3. \text{ (Car } U_0 Z_{\max} = U_{\max} Z_{\min} \text{)}$$

Afin qu'il reste encore de l'eau dans ce réservoir, même quand le volume d'air aura atteint sa valeur maximale, il sera calculé pour une capacité d'environ 3.39 m^3 (soit $1.3 * U_{\max}$). Ainsi, en fonctionnement normal, le volume d'air sera de (2.4 m^3)

La considération de la valeur de Z_{\min} / Z_0 permet de trouver la valeur de la dépression à l'origine du refoulement. On lit : $Z_{\min} / Z_0 = 0,92$

Donc :

$$Z_{\min} = 0.92 * 73.7 = 67.8 \text{ m, soit } 68 \text{ m.}$$

La pression restante est donc encore de : $67.8 - 10 = 57,8 \text{ m}$

Il suffira d'examiner si, en raison du profil en long de la conduite, cette dépression ne conduira pas à une cavitation en certains points.

VII -6- Conclusion :

L'étude du phénomène du coup de bélier nous a permis de dimensionner le réservoir anti-bélier qui est de capacité de 4000 l « normalisé » de marque CHARLATTE Hydrofort.

Chapitre 8: Lutte contre la corrosion

VIII -1- Introduction :

Les conduites de notre réseau sont en aciers, ce matériau est très sensible à la corrosion, surtout s'il est mis en contact avec le sol. Dans ce chapitre, on étudiera la corrosion et les moyens de lutte contre celle-ci.

VIII -2- Définition de la corrosion :

La corrosion est la réaction que subit une pièce métallique au contact de son environnement. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde. En d'autres termes, la corrosion est la destruction des métaux qui se produit sous l'effet de réactions chimiques ou électrochimiques, lorsqu'ils sont en contact avec un milieu aqueux ou gazeux.

Les phénomènes de corrosion sont généralement classés en deux grandes catégories :

- La corrosion électrochimique (ou corrosion humide) : elle survient lors d'une exposition à un milieu aqueux contenant souvent des électrolytes ou des gaz dissous.
- La corrosion à haute température (ou corrosion sèche) : elle prend naissance dans un milieu gazeux très oxydants et souvent à de très hautes températures.

Etant donné que notre objectif est d'assurer la lutte contre la corrosion des conduites enterrées, on s'intéressera qu' la corrosion électrochimique.

VIII - 3 - Principaux facteurs favorisant la corrosion [6]:

Les principaux facteurs favorisant la formation de la corrosion sont :

- La présence d'eau liquide en contact à la paroi d'un matériau métallique ;
- La présence et la quantité de particules réductibles dissoutes, de protons « milieu acide », d'oxygène dissous, d'ions chlorures et de particules inhibitrices de corrosion dans le milieu aqueux ;
- Les paramètres physico-chimiques comme la température, le PH et la pression « spécialement la différence de température » ;
- Les conditions hydrodynamiques de l'écoulement ;
- La présence de fissures des parois métalliques ;
- La composition du métal lui-même ;
- La présence de courant vagabond dans le milieu aqueux.
- Aération différentielle d'une paroi métallique.



Figure n° VIII -1 : Effet de la corrosion sur une conduite en acier

VIII - 4 - Classification de la corrosion [6] :

On peut classer la corrosion suivant :

- L'aspect morphologique.
- Les modes de formation.

VIII-4-A - Aspects morphologique de la corrosion:

L'examen à l'œil nu, à la loupe ou au microscope, permet d'identifier quatre types de corrosion qui peuvent coexister dans une même installation.

a) Corrosion uniforme:

Dans ce cas, la corrosion se développe uniformément sur surface du métal, (la vitesse de dégradation est identique en tout point), les caractéristiques des conduites ne s'altèrent qu'à long terme.

b) Corrosion par piqûre :

La corrosion attaque certaines parties localisées du métal, elle peut se propager rapidement, des perforations graves du métal peuvent apparaître. Elles sont dues à des dépôts provoquant une aération différentielle d'où de l'apparition des piqûres.

c) Corrosion inter granulaire :

C'est l'attaque corrosive des joints entre les grains du métal, ce qui provoque une décohésion du métal, et une modifications dangereuses de ces propriétés mécaniques.

d) Corrosion trans-granulaire :

C'est la corrosion la plus dangereuse sur les conduites enterrées, du fait qu'elle caractérise la corrosion sans contraintes. Elle se développe suivant les fines fissures où le métal se dissout. Elle peut se développer très rapidement provoquant des fissures profondes et éclatement des conduites.

VIII-4- B - Modes de formation de la corrosion :

La corrosion se subdivise selon son mode de formation en :

a) Corrosion électrochimique :

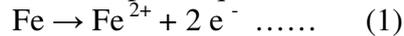
C'est la destruction du métal par des réactions chimiques et électrochimiques lorsqu'il est en contact avec un milieu gazeux ou liquide. Car elle est la plus couramment rencontrée, donc notre étude sera basée sur cet aspect.

b) Corrosion biochimique :

Dans certaines conditions climatiques, la corrosion des structures métalliques enterrées peut être accélérée par l'activité de certaines bactéries, la formation de dépôts adhérents au métal provoque la libération d'agents chimiques agressifs provoquant ainsi la corrosion.

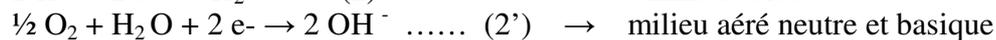
VIII -5- Principe de la corrosion électrochimique :

La corrosion d'un métal comme le fer est la résultante d'un processus qui peut être schématisé par l'équation suivante :



Cette équation signifie simplement que les atomes du métal (Fe) sous l'action d'un processus d'oxydation se transforment en ions positifs (Fe^{2+}) qui quittent le métal pour passer dans le milieu. Il y a changement d'état de la matière lié à la **réaction de dissolution du métal**.

La conservation de la neutralité du milieu impose que les électrons émis par la réaction de dissolution (1) soient consommés dans une deuxième réaction qui peut être par exemple :



La deuxième réaction de réduction (2 et 2') est liée à la nature du milieu avec lequel le matériau est en contact (électrolyte). Cette réaction s'agit de la **décomposition du milieu**.

Lors d'un processus de corrosion, la surface du matériau est donc nécessairement le siège de deux réactions :

- Réaction de dissolution ou d'oxydation (réaction anodique);
- La réaction de décomposition du milieu : « réduction » (réaction cathodique).

Le processus de corrosion, superposition des réactions anodiques et cathodiques, s'accompagne de la circulation d'un courant électrique (circulation d'électrons dans le métal et d'ions dans l'électrolyte) entre les deux zones de l'interface.

Une réaction électrochimique a lieu en présence d'un électrolyte qui est la terre entourant la conduite. Il se forme un élément corrosif comprenant, électrolyte, cathode et anode. Le métal ayant le potentiel le plus faible tend à céder des électrons, par exemple, à l'oxygène présent dans le sol. Malheureusement, ici, c'est la conduite qui est présente un potentiel faible.

Le moteur responsable de l'attaque corrosive est la différence de potentiels d'équilibre des réactions partielles sur l'anode et la cathode. Cependant le différentiel d'équilibre peut augmenter, par exemple par des courants vagabonds définis comme étant les courants provenant d'autres installations, qui accélère la corrosion.

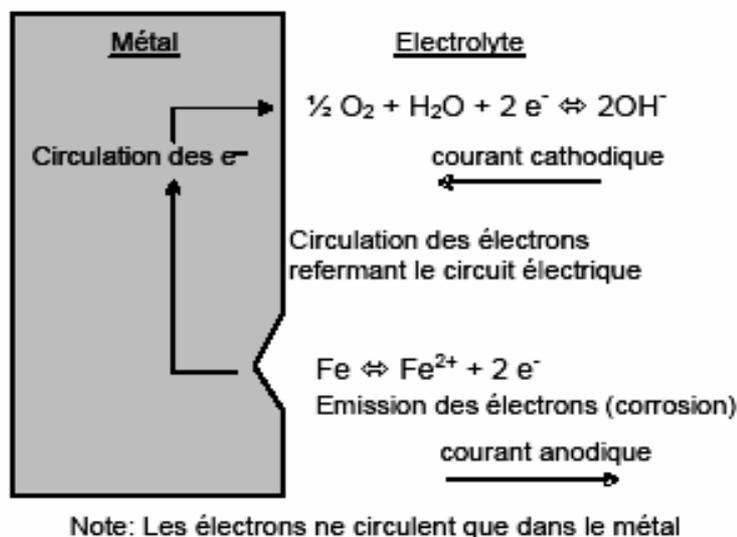


Figure n° VIII -2 : Corrosion métallique du fer dans une eau neutre aérée

VIII-6- Méthode de recherche de défauts de revêtement :

On effectue une recherche de défaut de revêtement dans le cas d'un ouvrage neuf simplement pour localiser les défauts pour les éliminer, pour un ouvrage existant la réponse est plus complexe ; de manière générale, on peut cependant dire qu'il ne s'agit plus de rechercher pour réparer, mais de rechercher pour connaître, analyser, décider de la conduite à tenir vis à vis du revêtement, de l'acier, ou de sa protection cathodique.

Deux méthodes sont exploitées pour cette opération :

- Méthode d'atténuation de signal alternatif, permettant de quantifier la répartition des défauts ;
- Méthode des gradients de potentiel (alternatif ou continu), permettant la localisation précise des défauts.

La méthode d'atténuation consiste à injecter un signal alternatif entre une prise de potentiel et une prise de terre, puis à mesurer à intervalles réguliers de l'ordre de 100 à 1000 m, l'amplitude du champ électrique rayonné par la canalisation. La courbe d'atténuation permet de repérer les zones à fortes pertes de courant, donc ayant de fortes surfaces cumulées de défauts de revêtement. Cette méthode ne permet pas de repérer de petits défauts isolés ; son domaine d'emploi est celui de canalisations ayant un taux de défauts importants ; sa sensibilité est environ hectométrique.

La méthode des gradients de potentiel, connue sous le nom de méthode Pearson en courant alternatif et sous le sigle DCVG (Direct Current Voltage Gradient) en courant continu, consiste à ajouter une signature sur le courant circulant dans la canalisation, puis à rechercher à intervalles réguliers de l'ordre du mètre, les gradients de potentiel engendrés dans le sol par le courant signé qui se concentre au voisinage d'un défaut : la présence d'un gradient de potentiel signale la présence d'un défaut, son importance permet d'évaluer la surface nue. Cette méthode est apte à détecter des défauts isolés, même petits, avec une précision décimétrique ; par contre, en présence

de défauts rapprochés, ou de défauts en phase corrosion (courant sortant), l'interprétation des mesures est complexe et sujette à erreur ; plus gênant, cette méthode n'est pas performante voire inutilisable lorsqu'il n'est pas possible de poser l'électrode de mesure à l'aplomb de la canalisation (large rivière, conduite sous gaine, sol isolant rocheux, goudronné ...).

VIII-7- Mode de protection contre la corrosion :

VIII-7-A) Protection passive :

Elle est constituée par le **revêtement extérieur** dont le rôle est de créer un effet de barrière électrique entre le métal des canalisations et le milieu environnant (par une couche de peinture, de matière plastique, ou par un traitement de surface : nitruration, chromatisation, projection plasma). Les tubes sont livrés isolés sur le chantier. Après avoir assemblé un long tronçon par soudage, les cordons de soudure sont également isolés sur place, ce qui donne finalement un revêtement isolant continu.

Ce revêtement ne constitue cependant pas une protection absolue et définitive en raison des imperfections ou blessures susceptibles de se produire lors de la pose ou au cours de la vie de l'ouvrage. C'est pourquoi on maîtrise ces risques potentiels par l'installation d'une protection active.

VIII-7-B) Protection active :

Elle consiste à amener par des moyens extérieurs et artificiels l'ensemble de la surface extérieure du métal à un potentiel suffisamment négatif pour rendre le métal entièrement cathodique et supprimer ainsi tout risque de corrosion extérieure. Le critère de protection cathodique est la valeur du potentiel au-dessous duquel l'acier ne peut se corroder. Pour l'acier enterré ou immergé, le critère de protection est mesuré avec une électrode de référence Cu/CuSO₄ en contact avec le milieu situé au voisinage immédiat du métal de - 850 mV. Ce n'est qu'à partir d'une certaine valeur de courant que le potentiel nécessaire est atteint.

Pour réaliser la protection cathodique des canalisations enterrées en acier, il suffira donc :

- soit de constituer une pile à l'aide d'un métal plus électronégatif que l'acier (magnésium ou zinc) : c'est la protection par **anode galvanique (sacrificielle)**.
- soit de les relier à une source électrique convenablement connectée de manière que l'acier devient la cathode du système et de vérifier que le potentiel de cette cathode atteint bien le critère de protection en tous points : c'est le **courant imposé (ou soutirage de courant)**.

❖ *La protection cathodique*

La protection cathodique complète de manière absolue la protection passive du revêtement et ceci quelles que soient les modifications de l'environnement des conduites dans le temps :

- blessures des revêtements externes dues à des travaux réalisés par des tiers au voisinage de la conduite ;
- modification de la résistivité du sol à la suite d'une pollution accidentelle, aux variations du niveau des nappes phréatiques, ... ;
- nouvel environnement électrique de la conduite tel que nouveau réseau sous protection cathodique (gaz, pétrole, eau ...) ;
- drainage de courants vagabonds.

Pour un investissement minimum, l'exploitant d'une canalisation sous protection cathodique pourra régulièrement contrôler le niveau de potentiel électrique de la conduite par rapport au milieu environnant et, de ce fait, être alerté de toute dégradation accidentelle ou modification de l'environnement de la conduite : c'est **la surveillance cathodique**. Il assurera ainsi la pérennité de son réseau et de son investissement : c'est l'assurance vie du réseau.

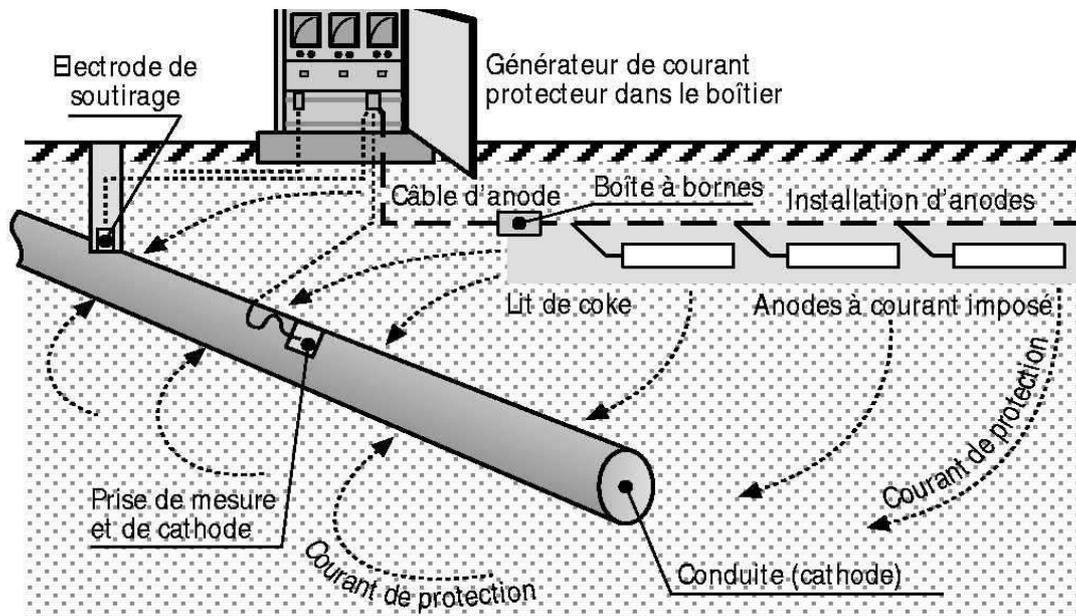
❖ *Mesure de potentiel :*

La mesure du potentiel des canalisations dans le sol est indispensable pour contrôler l'efficacité de la protection cathodique. Or, celles-ci étant assimilables à des éprouvettes plongées dans un électrolyte, on mesure le potentiel par l'intermédiaire d'électrodes de référence. La conduite dans le sol constitue une demi-pile que l'on associe à l'autre demi pile, **l'électrode**.

Les électrodes utilisées sont :

- électrode au calomel (laboratoire),
- électrode au sulfate de cuivre Cu/CuSO_4 (couramment utilisée),
- électrode au chlorure d'argent Ag/AgCl (eau de mer),
- électrode au zinc (eau de mer).

Figure n° VIII -3 : Schéma d'une installation de protection cathodique contre la corrosion d'une conduite.



Chapitre 9: Organisation de chantier

IX -1- Introduction :

S'il est nécessaire pour un ingénieur de savoir calculer les différentes parties des ouvrages qu'il conçoit, il lui est indispensable de connaître les procédés, les moyens et l'organisation à mettre en place pour leurs réalisations.

Avoir une méthode d'ordonnancement des travaux nous permet de décomposer l'ouvrage ou les ouvrages à réaliser en plusieurs opérations ou tâches, de déterminer les relations entre opérations, ainsi connaître les tâches qui sont en amont et celles qui sont en aval d'une opération (la succession chronologique des opérations).

Les travaux à réaliser concernent la mise en place d'un réseau de distribution alimentant la ville de Ain Tedeles. Dans ce chapitre, il nous est demandé en premier lieu, de définir les travaux à entreprendre - pose des conduites du réseau - et calculer leurs volumes. Enfin d'établir l'ordonnancement des opérations constituant l'ensemble des travaux suivant la méthode CPM (critical path method) par réseau à nœuds ou à flèches et d'élaborer le diagramme de Gantt.

IX -2- Pose de canalisation :**IX-2-A) Principe de pose des canalisations :**

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

IX-2-B) Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décante en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des jointe doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours

de fonctionnement Cette épreuve doit durée 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

IX-2-C) Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

1/ Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

2/ Cas d'un terrain mouillé :

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

IX-2-D) Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieure et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

IX -3- Consistance des travaux :

Détermination du volume des travaux de mise en place du réseau de distribution de la ville de Ain Tedeles dans un sol essentiellement en grés.

Ce réseau de distribution est constitué par des conduites de diamètres variables transcrits dans le tableau n° IX -1-.

Tableau n° IX-1- : Longueur des différents diamètres du réseau

Diamètres D (mm)	Longueur L (m)	Diamètres D (mm)	Longueur L (m)
100	824	150	1633
300	1129	250	939
350	117	400	1074
125	1933	500	613
200	1356	80	2345
total		11963	

➤ Définition des travaux du réseau de distribution:

Les tâches constituant les travaux sont présentés dans le tableau IX -2-.

Tableau n° IX-2- : Travaux constituant le projet

Opération	Consistance de l'opération	Engin(s) nécessaire(s)
A	Exécution des tranchées.	Bulldozer
B	Pose du lit de sable.	Pelle et rouleau à main
C	Pose de la canalisation.	« Eventuellement un chargeur »
E	Remblayage des tranchées.	Chargeur et Rouleau

IX -4- Calcul du volume et du coût des travaux:

IX-/-4-1- Calcul des volumes des travaux du réseau :

1-Lit de sable :

Le volume du sable à poser est $V_{\text{sable}} = L * (0,6 + D) * 0,10$, avec une couche de 10 cm de sable. On aura les résultats transcrits dans le tableau n° IX -3-.

Tableau n° IX -3- : Calcul du volume de sable nécessaire

Diamètres (mm)	Longueur (m)	V_{sable} (m ³)	Diamètres (mm)	Longueur (m)	V_{sable} (m ³)
100	824	57.68	150	1633	122.48
300	1129	101.61	250	939	79.82
350	117	11.12	400	1074	107.40
125	1933	140.14	500	613	67.43
200	1356	108.48	80	2345	159.46
Volume total de sable			955.61		

On prend un volume de sable de 959 m³.

2-Déblais d'excavation et remblai :

Les volumes des déblais et des remblais sont donnés par les formules suivantes :

$$b = D + 0,6$$

$$B = b + 2 * h * m$$

$$S_{\text{exc}} = (B + b) * \frac{h}{2}$$

$$V_d = L_i * S_i$$

$$S_{\text{sable}} = e * (0,6 + D)$$

$$S_{\text{cond}} = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$S_{\text{remblai}} = S_{\text{exc}} - S_{\text{cond}} - S_{\text{sable}} \dots \dots \text{(IX-4-1-1)}$$

$$V_{\text{sable}} = S_{\text{sable}} * L$$

Avec :

B : Largeur au miroir du tranché ;

b : Largeur du fond du tranché ;

h : Hauteur du tranché égale au diamètre de la conduite additionné à l'épaisseur du lit de sable et à la hauteur d'enfouissement de 60 cm ;

m : fruit du talus du tranché m = 1 pour un angle de 45° ;

S_i : surface du profil i

S_{i+1} : surface du profil i+1

L_i : longueur des tronçons de diamètres différents.

La figure n° IX -1- représente les diverses dimensions du tranché.

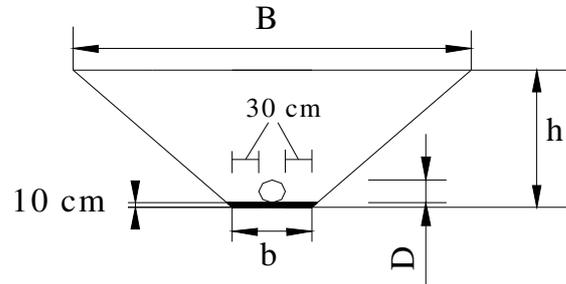


Figure n° IX -1- : Dimension du tranché

Les divers calculs sont présentés dans les tableaux n° IX -4- et n° IX -5-.

Tableau n° IX -4- Récapitulatif des volumes des déblais à excaver :

Diamètres (mm)	Longueur (m)	b (m)	B (m)	h (m)	S_{exc} (m^2)	V_{exc} (m^3)
100	824	0.7	2.3	0.8	1.2	988.80
300	1129	0.9	2.9	1	1.9	2145.10
350	117	0.95	3.05	1.05	2.1	245.70
125	1933	0.73	2.38	0.83	1.28	2471.82
200	1356	0.8	2.6	0.9	1.53	2074.68
150	1633	0.75	2.45	0.85	1.36	2220.88
250	939	0.85	2.75	0.95	1.71	1605.69
400	1074	1	3.2	1.1	2.31	2480.94
500	613	1.1	3.5	1.2	2.76	1691.88
80	2345	0.68	2.24	0.78	1.14	2670.49

Le volume des déblais sera alors : $18\,595,98\,m^3$, donc, on prend $V_d = 18\,596\,m^3$.

Tableau n° IX -5- : Récapitulatif des volumes des remblais à exécuter :

Diamètres (mm)	Longueur (m)	S_{exc} (m^2)	S_{cond} (m^2)	S_{sable} (m^2)	$V_{déb}$ (m^3)
100	824	1.20	0.01	0.07	924.65
300	1129	1.90	0.07	0.09	1963.69
350	117	2.10	0.10	0.10	223.33
125	1933	1.28	0.01	0.07	2307.96
200	1356	1.53	0.03	0.08	1923.60
150	1633	1.36	0.02	0.08	2069.55
250	939	1.71	0.05	0.09	1479.78
400	1074	2.31	0.13	0.10	2238.58
500	613	2.76	0.20	0.11	1504.09
80	2345	1.14	0.01	0.07	2499.24

Le volume des déblais sera alors : 17 134.46 m³

On prend $V_d = 17\ 135\ m^3$

Tableau n° IX -6- : Récapitulatif du volume des travaux :

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantités
1	Excavation	m ³	18 596
2	Lit de sable	m ³	959
3	Pose de canalisation	ML	11963
4	Remblai	m ³	17 135

IX-5-Planification des travaux :

La méthode du réseau à chemin critique est une méthode où les nœuds ou les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, et le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement).

Le diagramme de Gantt est le plus souvent utilisé pour la planification et la coordination des chantiers de bâtiment, de barrage...etc. Cette méthode aussi appelée diagramme à barre. Ce diagramme met en évidence chaque opération et permet de noter l'avancement ou le retard d'un post bien défini.

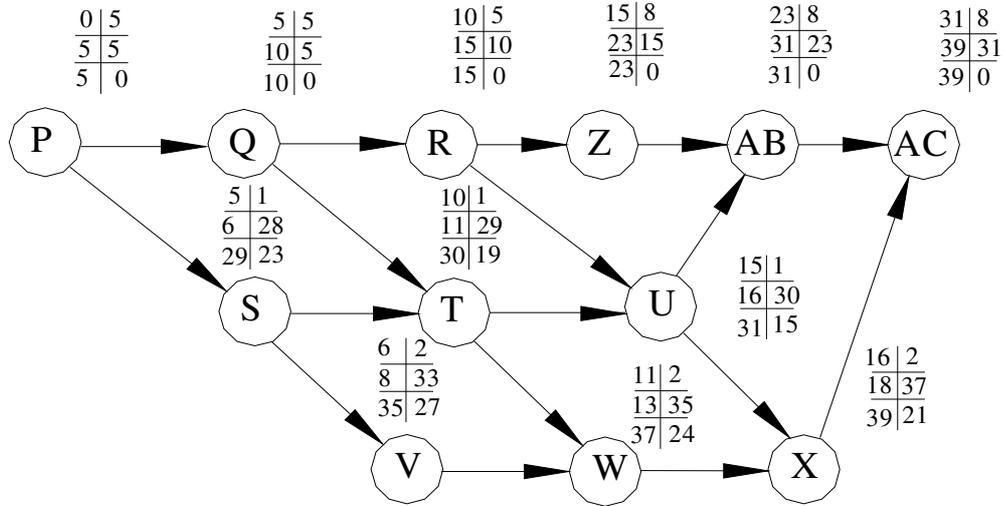
IX-5-1) Elaboration du réseau de planification selon la méthode CPM :

Pour l'élaboration de la planification selon la méthode CPM, on doit tout d'abord répartir les différents travaux en opération ainsi, il est plus facile de les dissocier et de les réaliser.

On effectuera la mise en terre des canalisations en trois tranches de terrain afin de mieux répartir le projet dans le temps.

Tableau n° IX -7- Opérations des travaux (précède, succède) :

Opérations	Consistance de l'opération	Temps de réalisation « jours »	Précède	Succède
P	Exécution des tranchées « tranche 1 »	5	S, Q	C
Q	Exécution des tranchées « tranche 2 »	5	T	P
R	Exécution des tranchées « tranche 3 »	5	U	Q
S	Pose du lit de sable« tranche 1 »	1	V	P
T	Pose du lit de sable« tranche 2 »	1	W	Q, S
U	Pose du lit de sable« tranche3 »	1	X	R, T
V	Pose de la canalisation « tranche 1 »	2	Z	S
W	Pose de la canalisation « tranche 2 »	2	AB	T, V
X	. Pose de la canalisation « tranche 3 »	2	AC	U, W
Z	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	8	AB	V
AB	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	8	AC	Z, U
AC	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	8	--	AB, X



D’après la planification, selon la méthode CPM, on pourra réaliser le projet en 39 jours.

IX-5-2) Elaboration du diagramme de GANTT :

On mentionne les dates de commencement et de finition au plutôt « respectivement DCP et DFP » et les dates de commencement et de finition au plus tard « respectivement DCPP et DFPP », les marges totales « MT » et les temps de réalisation dans le tableau ci après :

Tableau n° IX -8- Planification selon la méthode de GANTT :

Opérations-	Temps de réalisation (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
P	5	0	5	0	5	0
Q	5	5	10	5	10	0
R	5	10	15	10	15	0
S	1	5	6	30	29	23
T	1	10	11	29	30	19
U	1	15	16	30	31	15
V	2	6	8	33	35	27
W	2	11	13	35	37	24
X	2	16	18	37	39	21
Z	8	15	23	15	23	0
AB	8	23	31	23	31	0
AC	8	31	39	31	39	0

Le diagramme de GANTT représente la planification établit ci-dessus dans la figure suivante « en supposant que le projet débutera le premier Avril ».

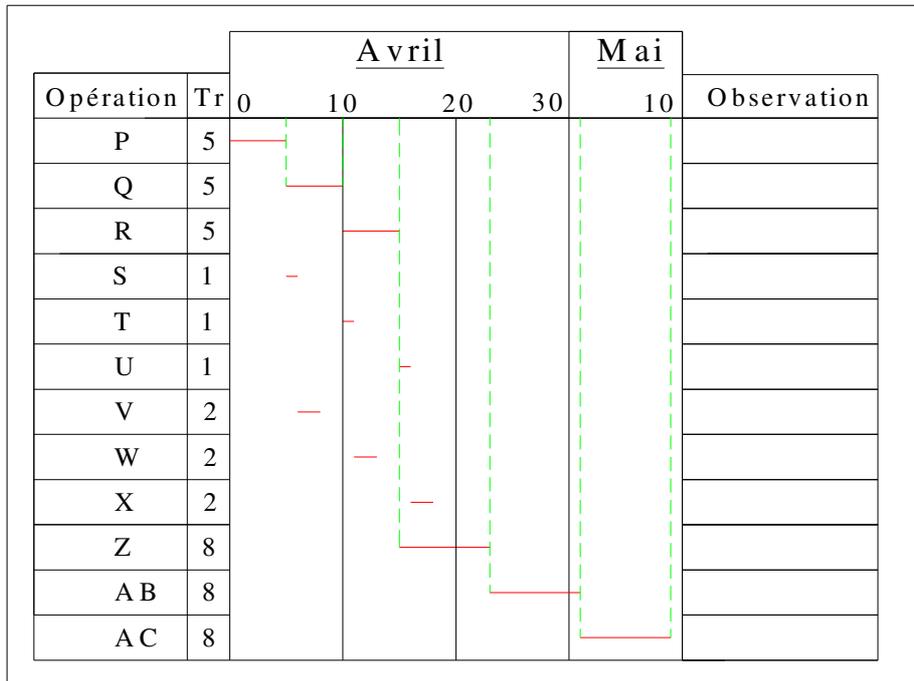


Figure n° IX -3- : Diagramme de GANTT du projet

Chapitre 10: Sécurité de travail

X -1- Introduction :

Les accidents du travail ont une grande incidence sur le plan financier et sur le plan humaine. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions doivent être prises afin de permettre au travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions. Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, dont le domaine hydraulique couvre un large éventail, lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable , différentes types de travaux sont effectuées tel que :

Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).

Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection). Les travaux de construction (génie civil) tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernant l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage peuvent créer des situations dangereuses, pour cela les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre une grande partie des problèmes relatifs à la sécurité et la protection du travailleurs dans leurs études, suivis et exécution des projets.

X -2- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique [3]:

Généralement, les accidents de travail sont imputables à des conditions dangereuses et à des actions dangereuses, ces deux dernières sont causées par deux facteurs principaux :

X -2- A) Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;

X -2- B) Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posé lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque d'accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions ou soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.). Pour mieux éviter ses risques, on établira des listes d'actions et de conditions dangereuses. Ainsi on pourra mieux cerner le problème d'accident du travail.

X -3- Liste des conditions dangereuses [3]:

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.

- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

X -4- Liste des actions dangereuses [3]:

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

X -5- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

X -5- A) Protection individuelle :

Pour mieux protéger les travailleurs contre les dangers pendant l'exercice de leurs activités, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)

Remarque :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus de laisser une distance suffisante entre eux.

X -5- B) Protection collective :

1) Equipement de mise en œuvre du béton :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

2) Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent les postes de travail où la sécurité n'admet pas de négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter du personnel compétent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

3) Appareillage électrique :

Pour éviter les risques d'électrocution par des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être déplacée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion générale :

Les ressources mobilisées par la ville de Ain Tedeles sont insuffisantes pour combler les attentes de l'abonné.

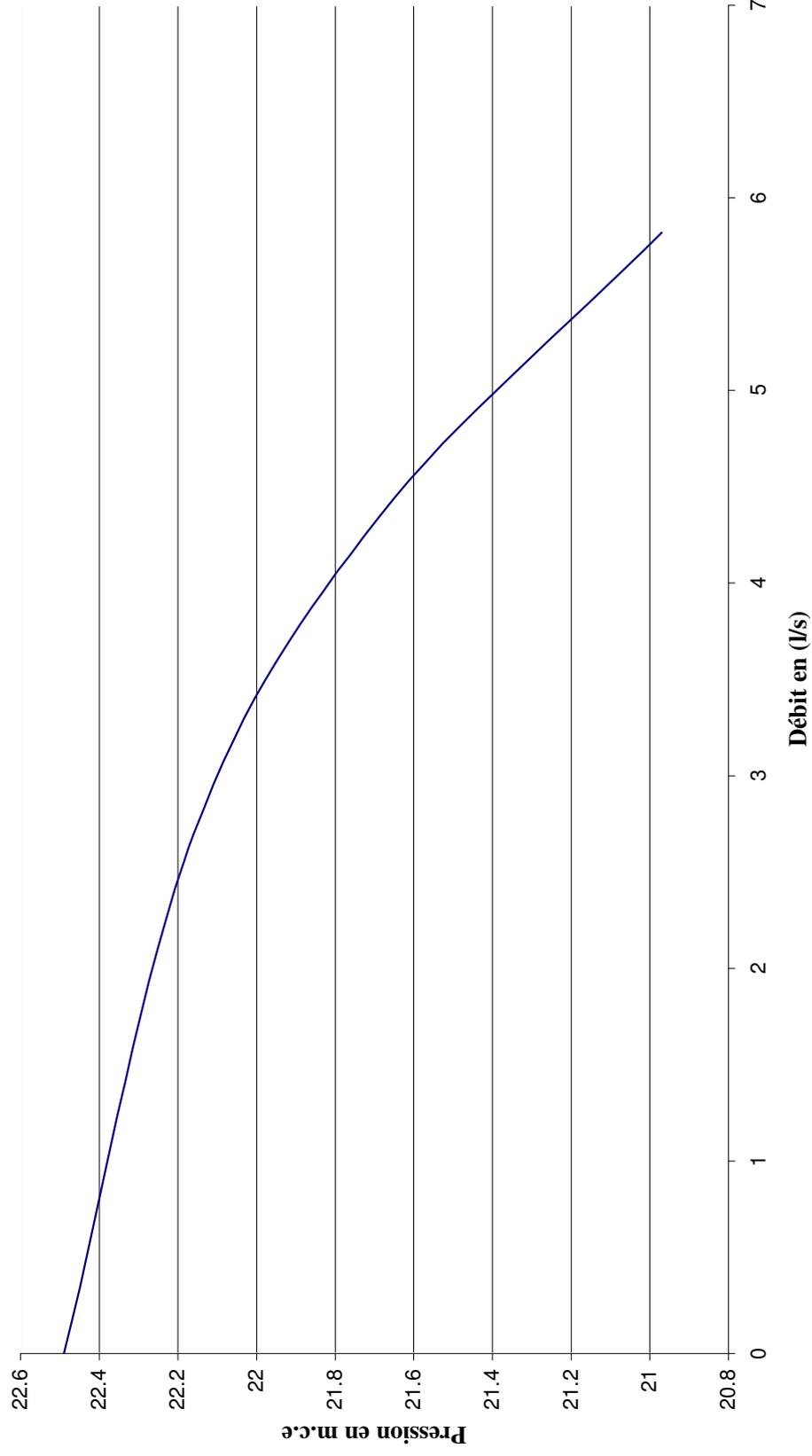
Ce problème de manque d'eau dans cette ville résulte du manque de la ressource, la dégradation du réseau de distribution due à sa vieillesse.

Pour lutter contre ce problème nous avons prévu l'implantation de deux nouveaux forages, en ce qui concerne la ressource, et un nouveau réseau de distributions de type maillé en optant des conduites (Acier). Ce réseau peut répondre aux besoins de la population, au moins jusqu'à l'année 2035. La protection du réseau contre le coup de bélier sera assurée par un réservoir anti-bélier de 4000 l de capacité. Les conduites en aciers enterrées seront protégées contre la corrosion par un système de protection cathodique.

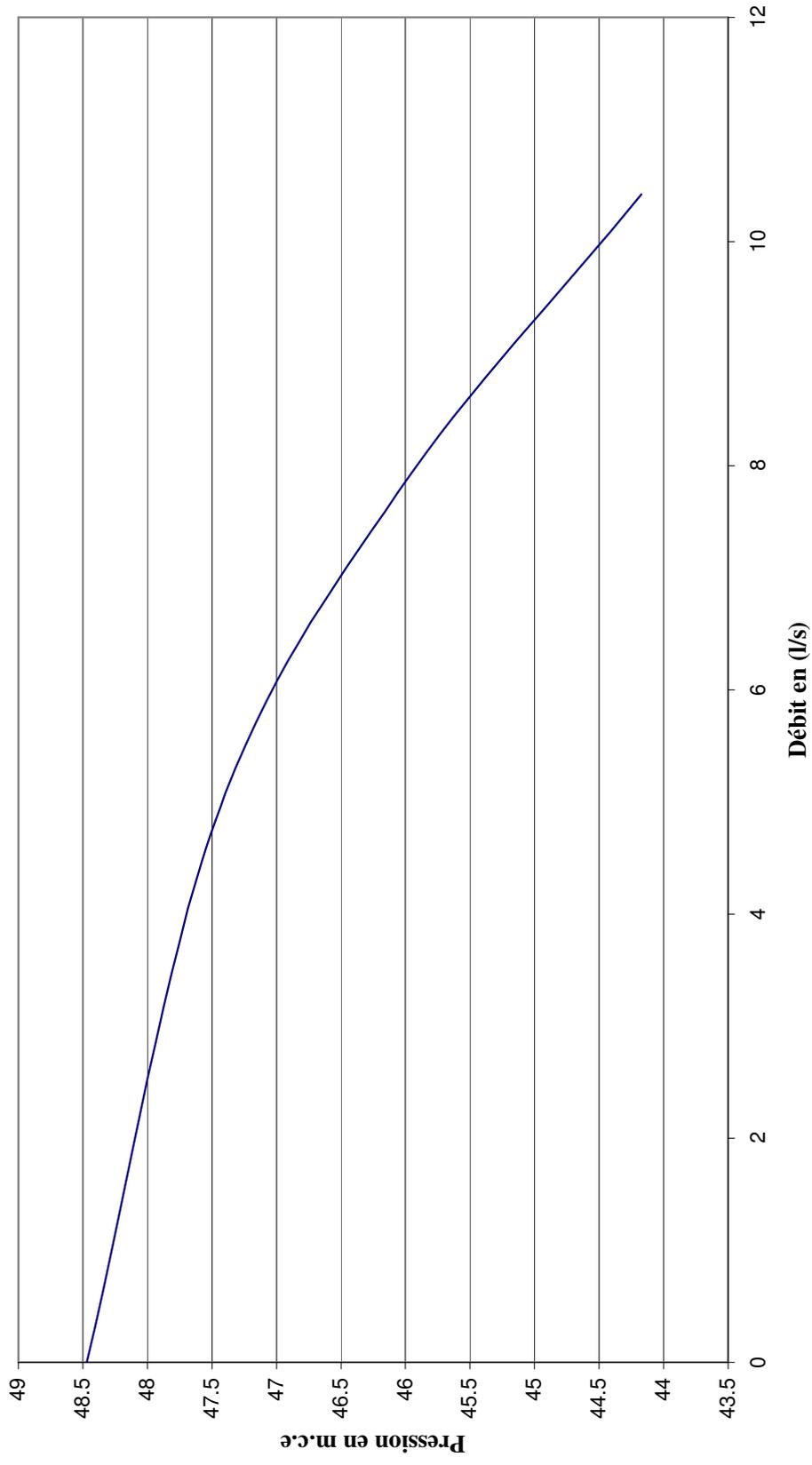
La projection d'un système d'alimentation est certes très important mais celle-ci doit être suivie d'une bonne gestion sinon le projet déperira avant d'arriver à échéance, quelques recommandations ont été fournies dans notre travail à ce sujet et aussi un outil indispensable pour le gestionnaire du réseau « courbe caractéristique des nœuds ».

Enfin, on espère que notre modeste travail pourra servir à l'élaboration d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable pour la ville de Ain Tedeles.

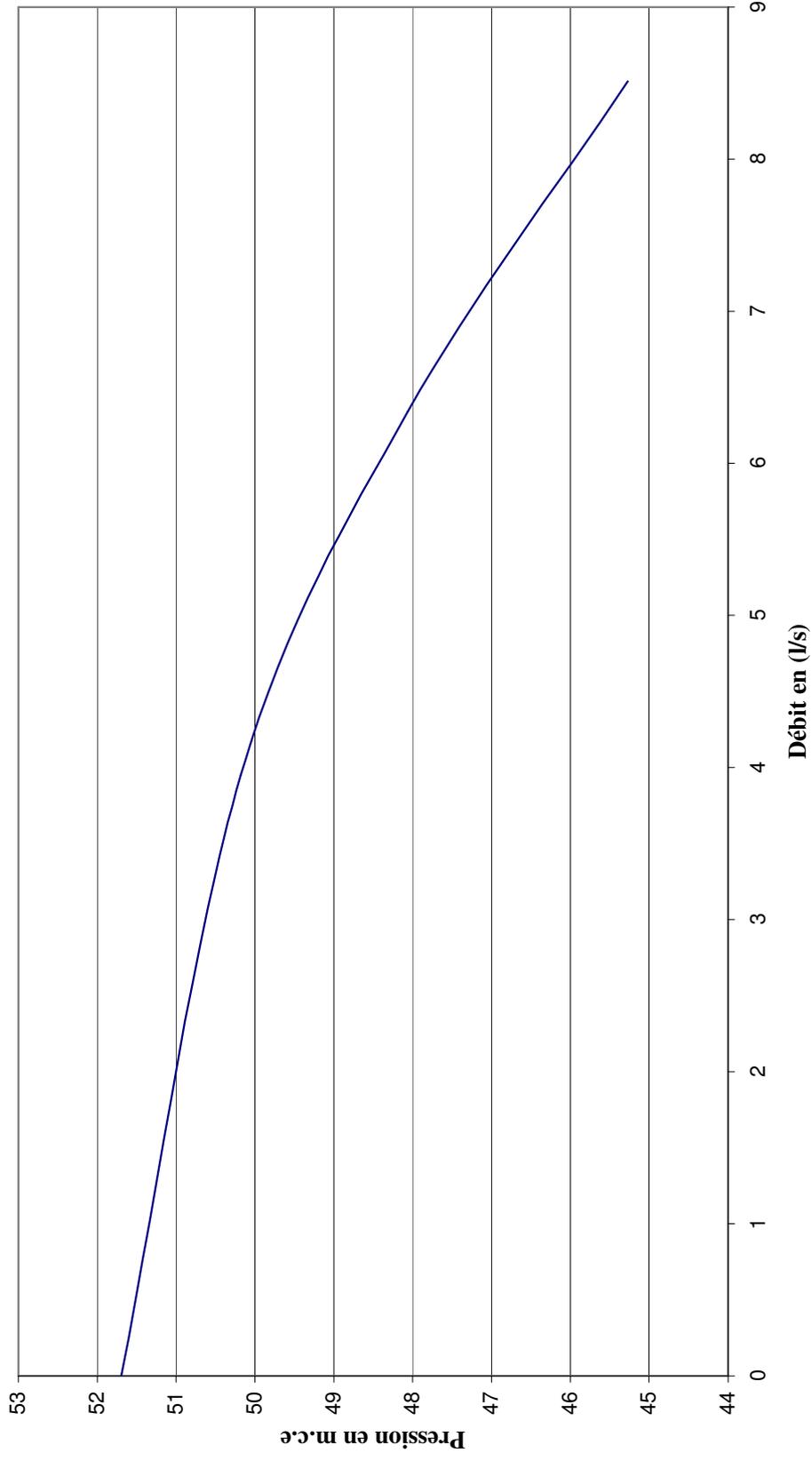
Annexe



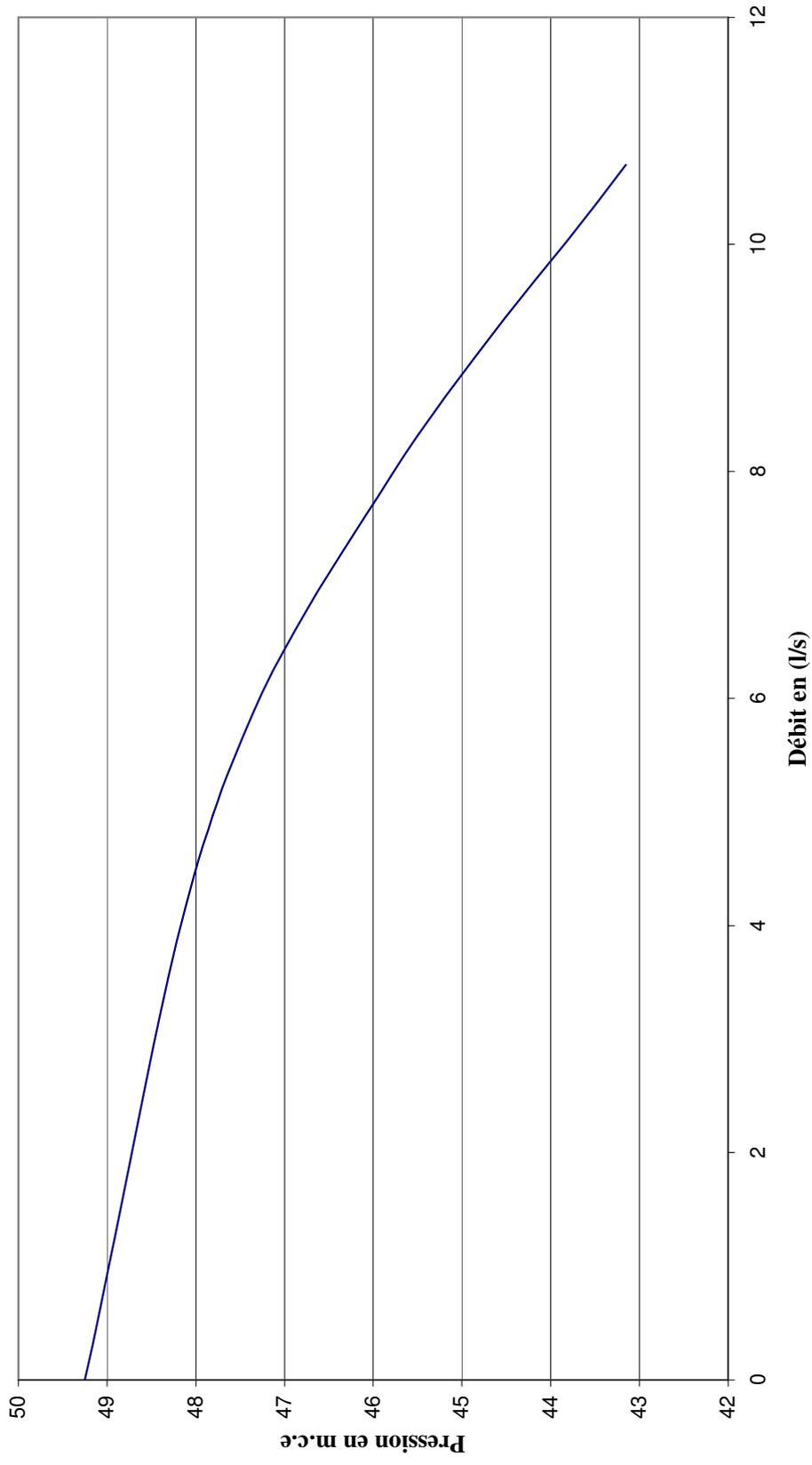
Courbe caractéristique du nœud 1



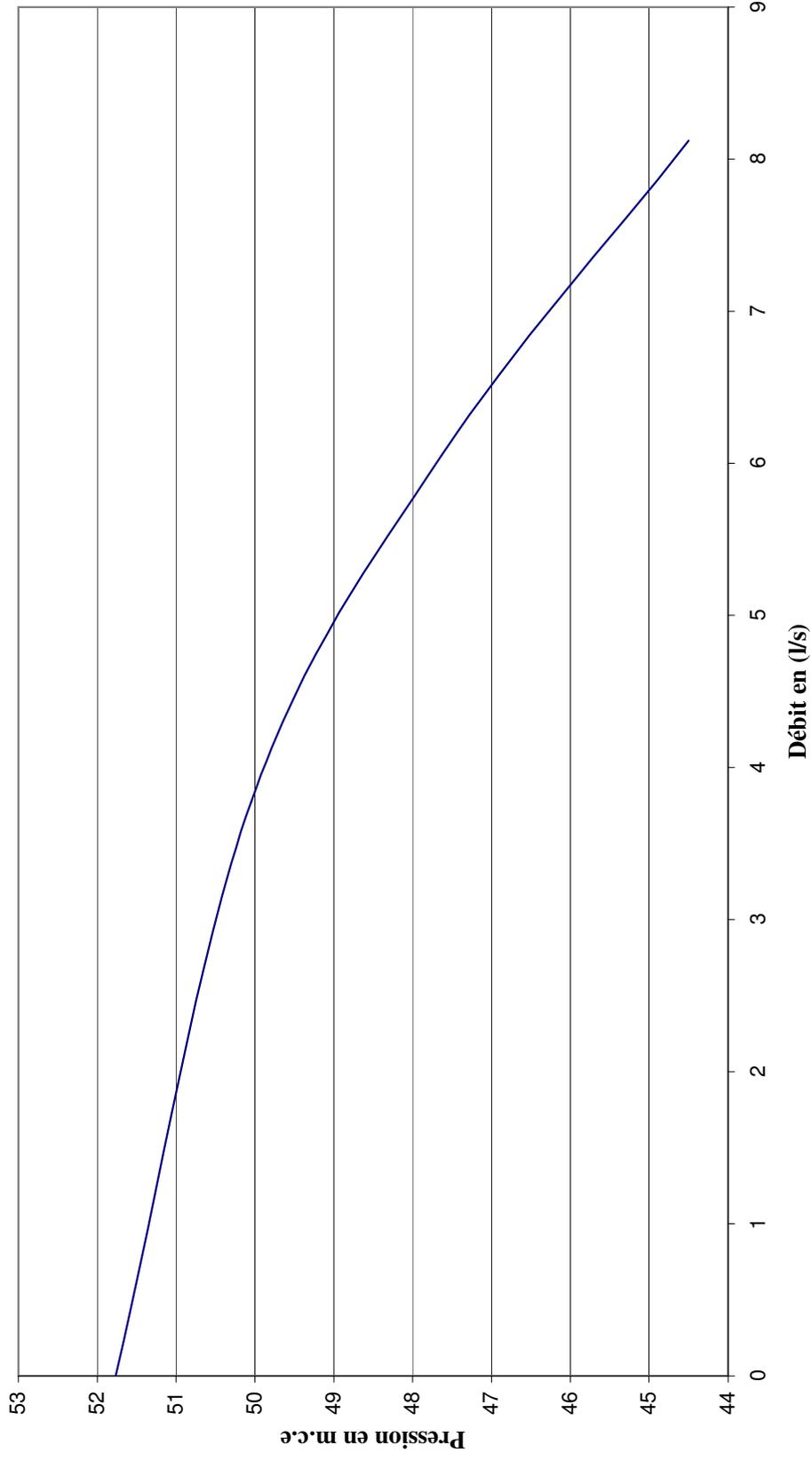
Courbe caractéristique du nœud 2



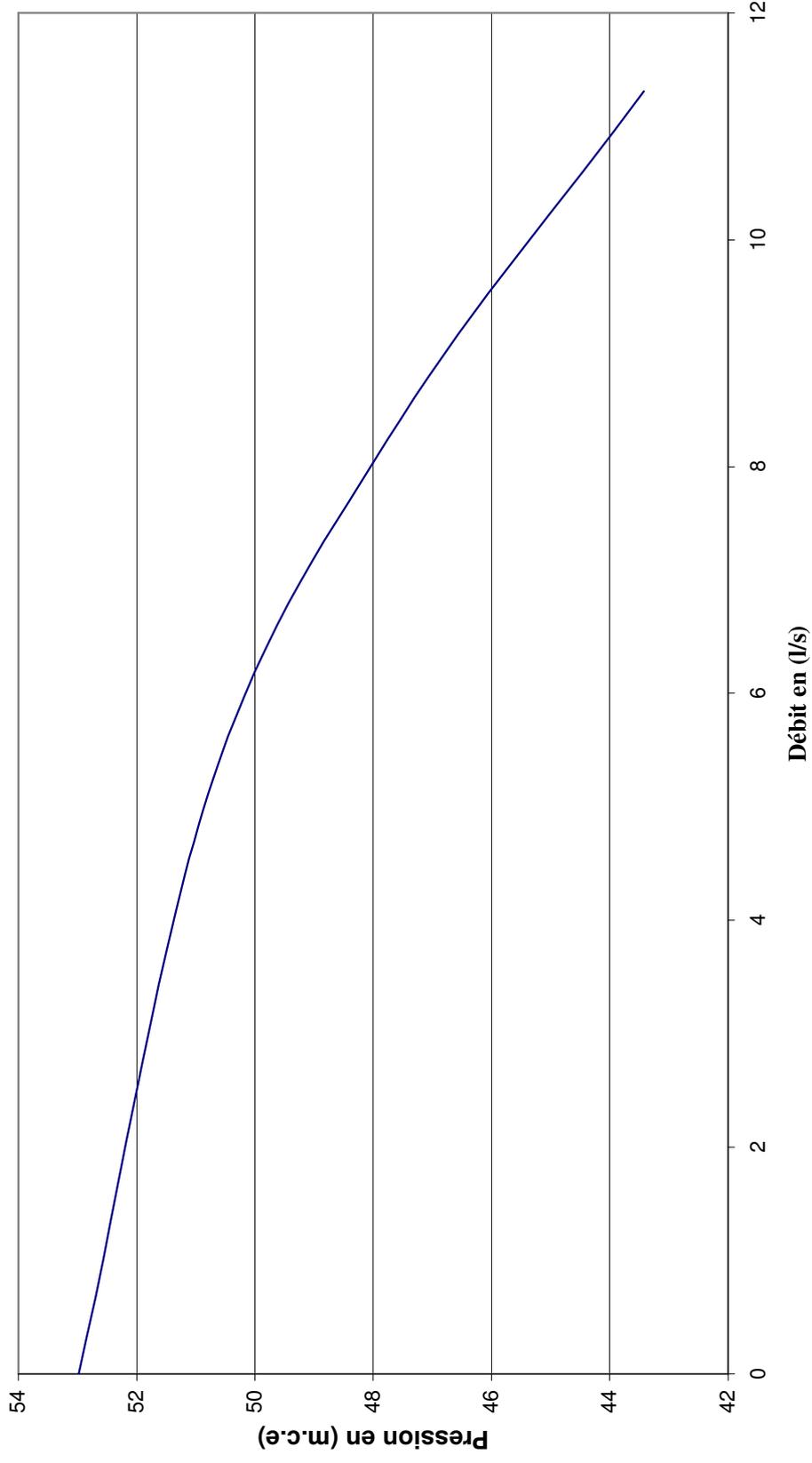
Courbe caractéristique du nœud 3



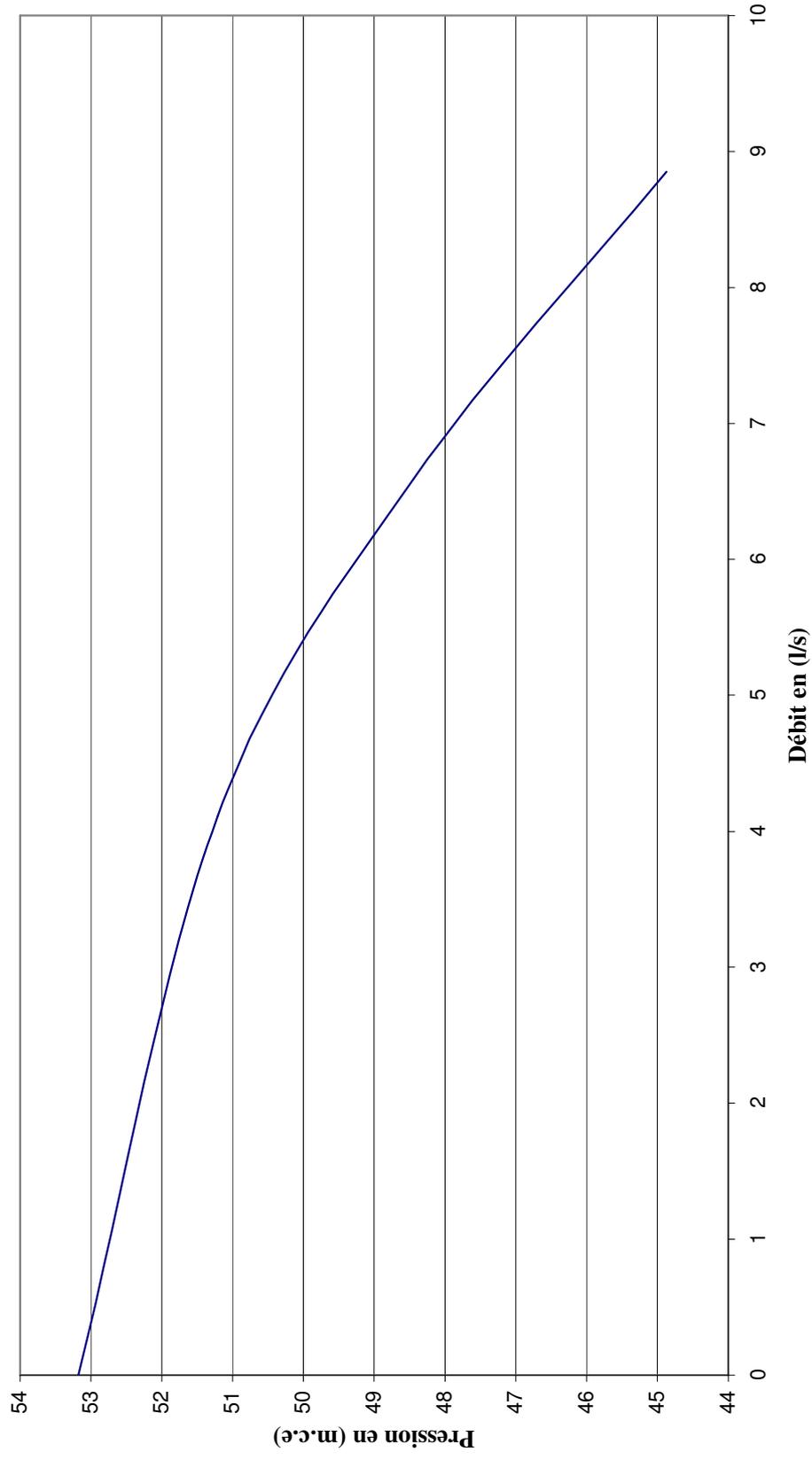
Courbe caractéristique du nœud 4



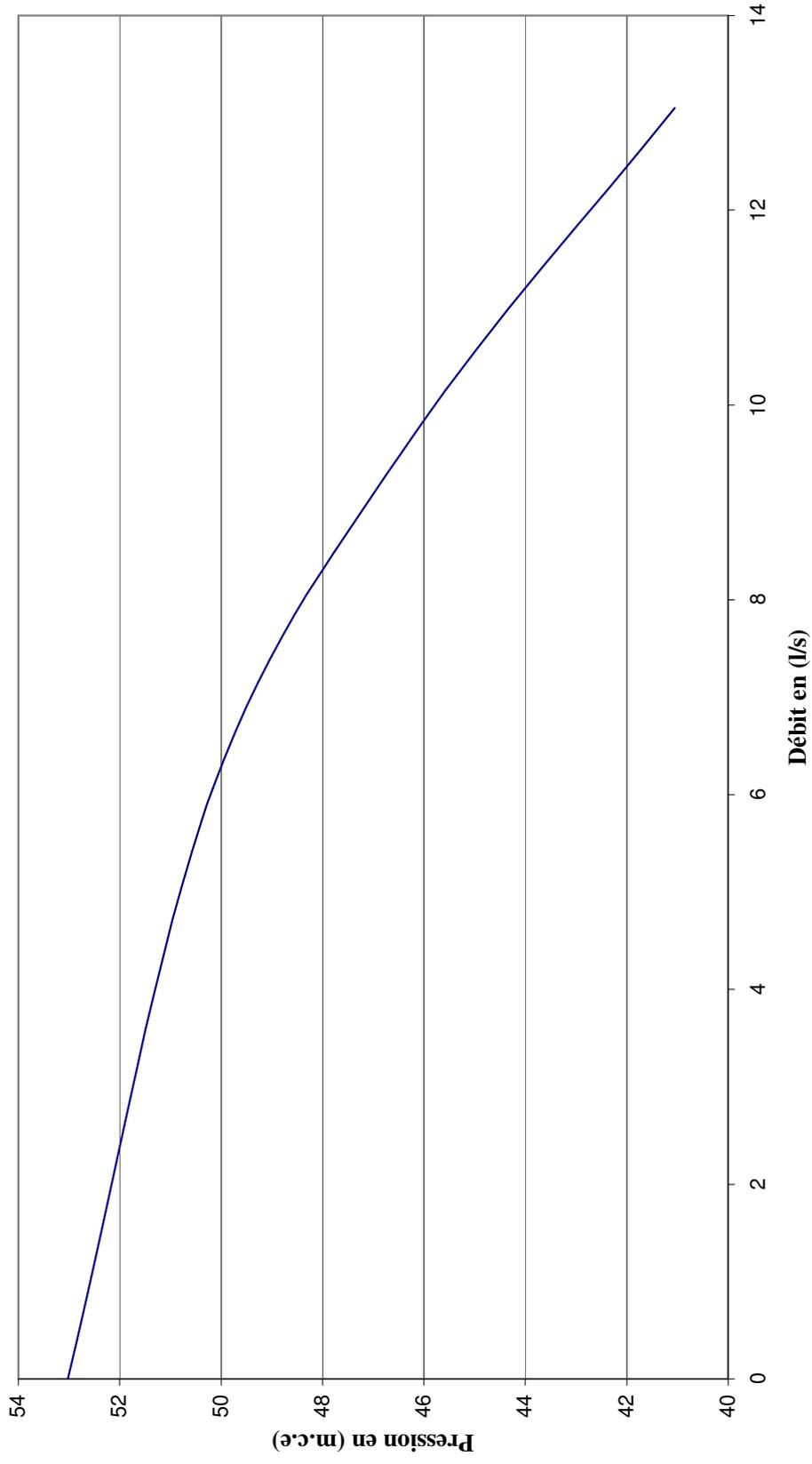
Courbe caractéristique du nœud 5



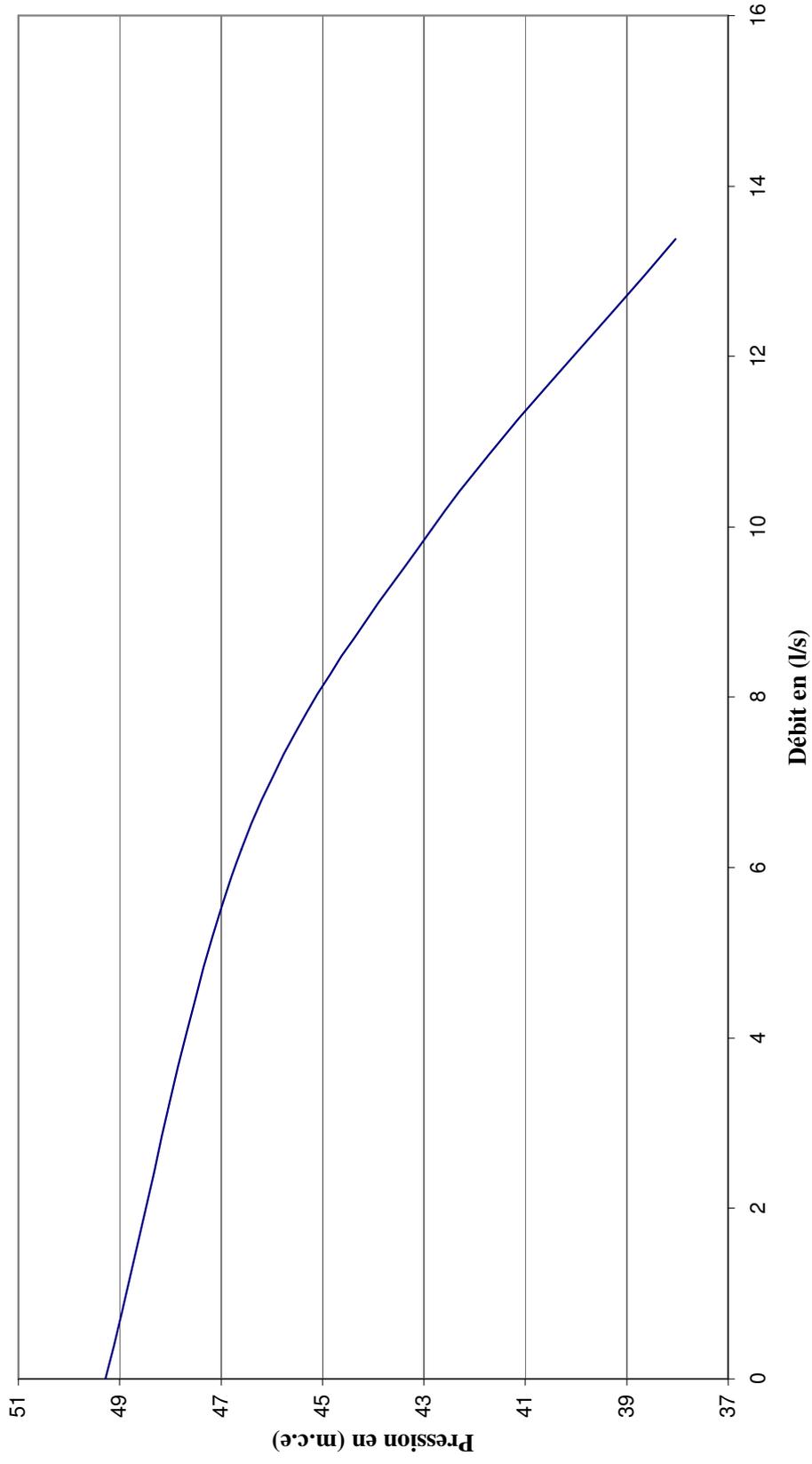
Courbe caractéristique du nœud 6



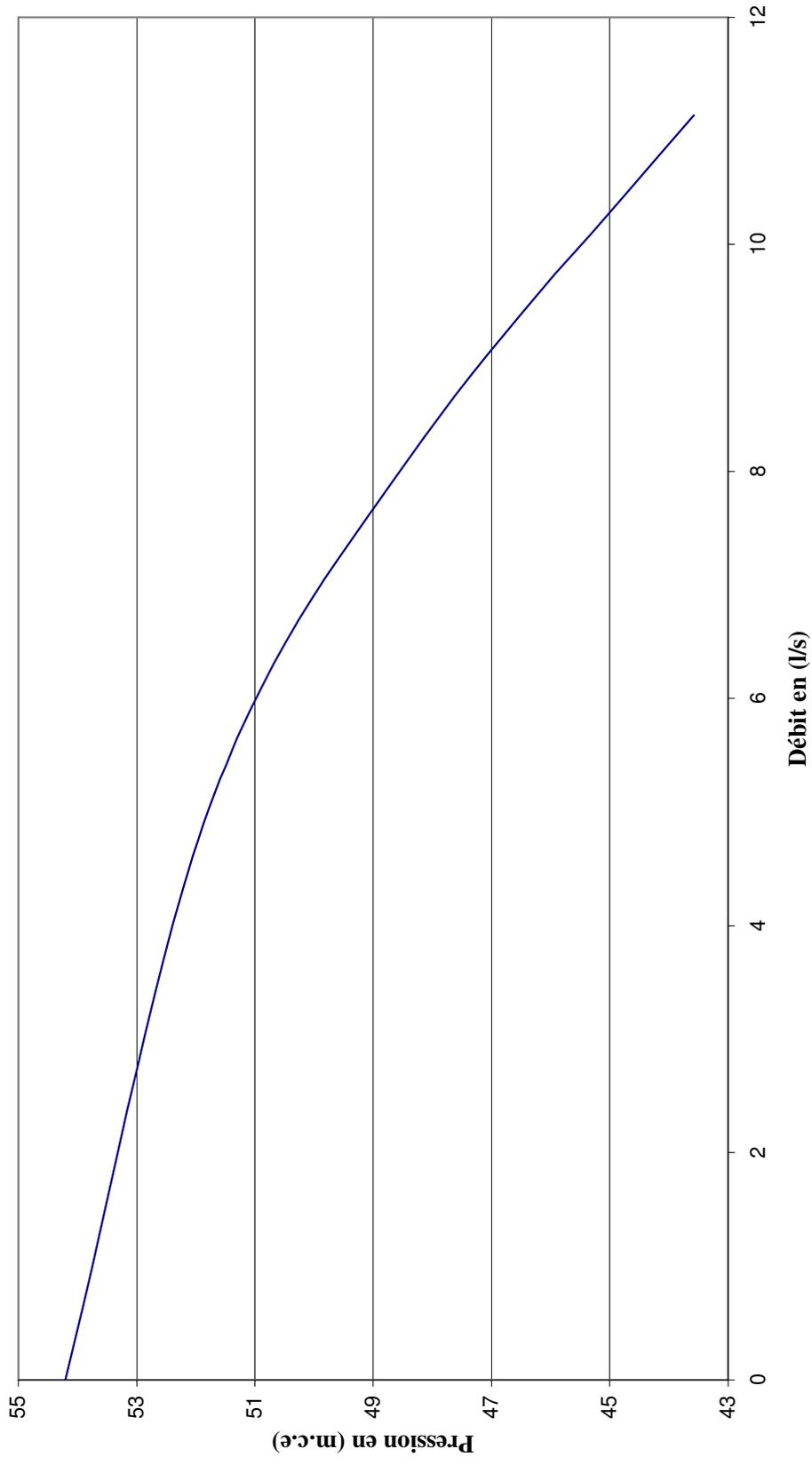
Courbe caractéristique du nœud 7



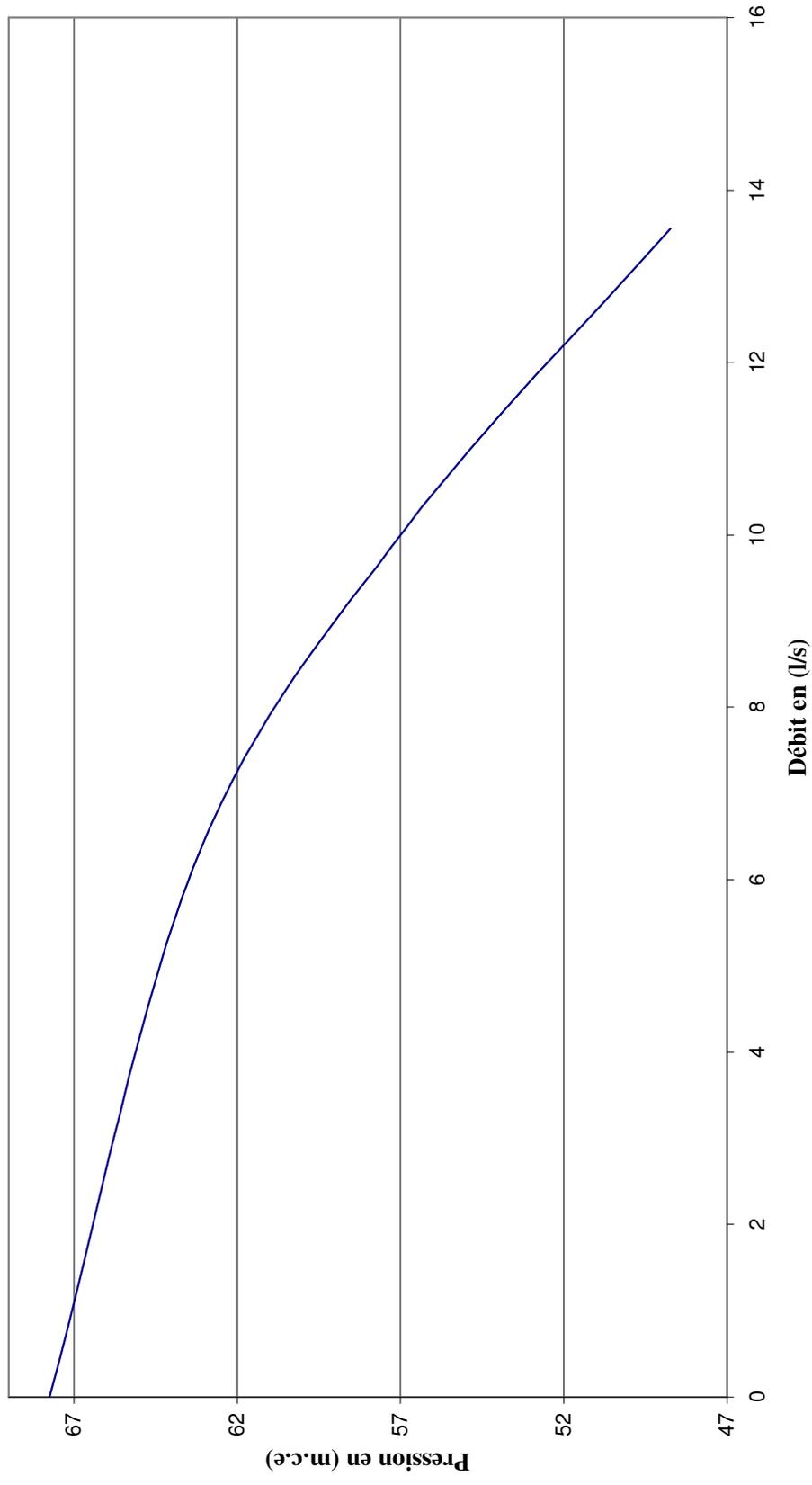
Courbe caractéristique du nœud 8



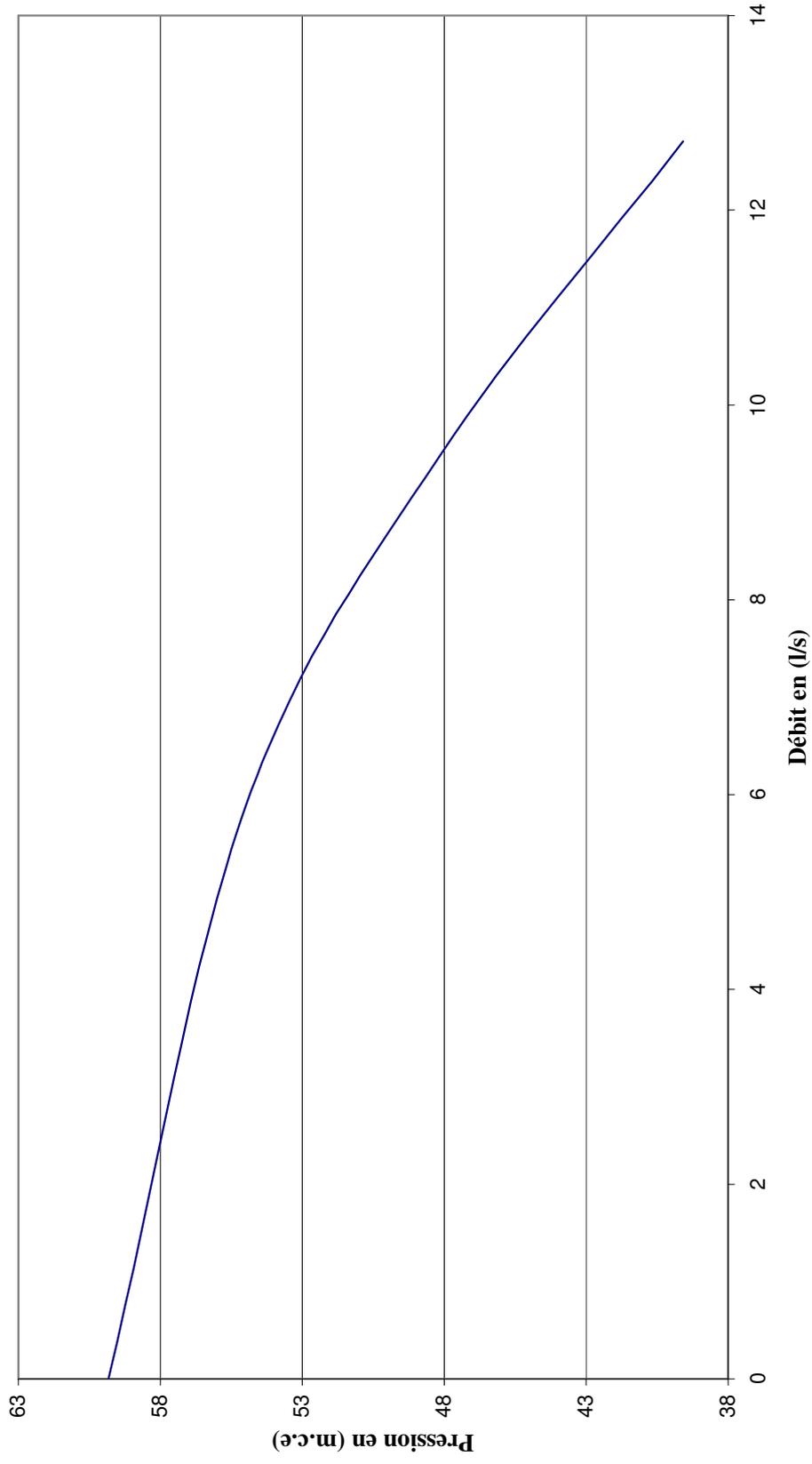
Courbe caractéristique du nœud 9



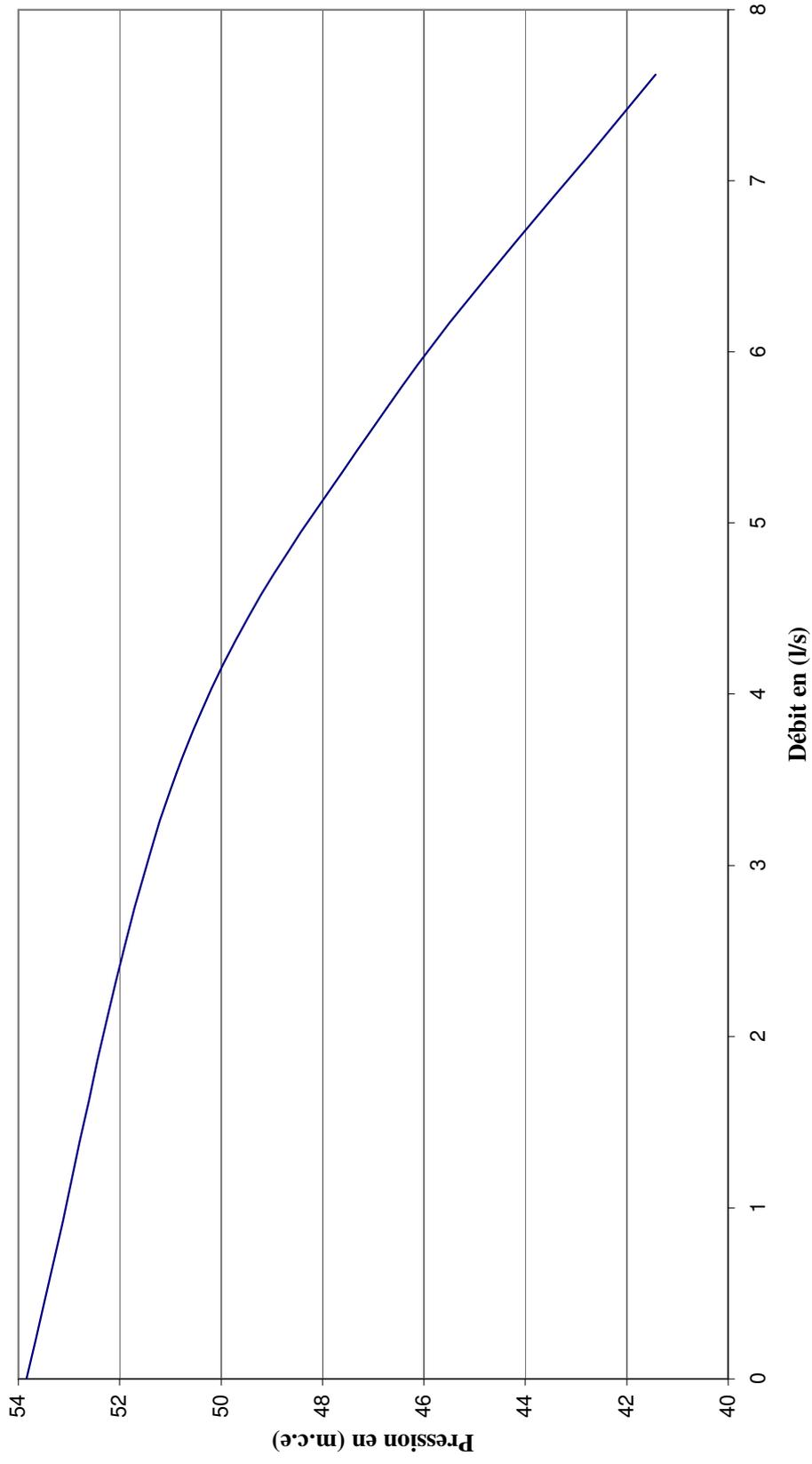
Courbe caractéristique du nœud 10



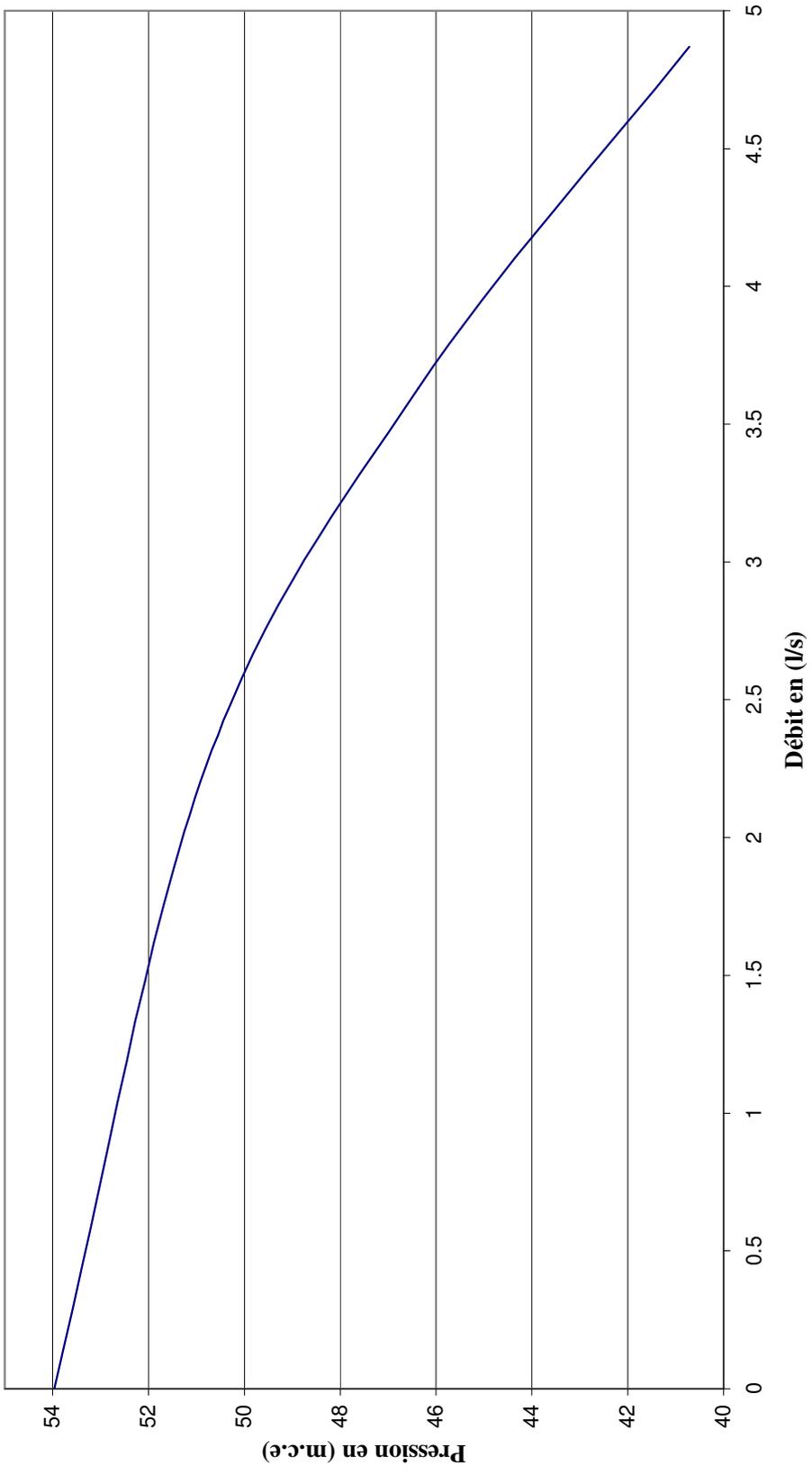
Courbe caractéristique du nœud 11



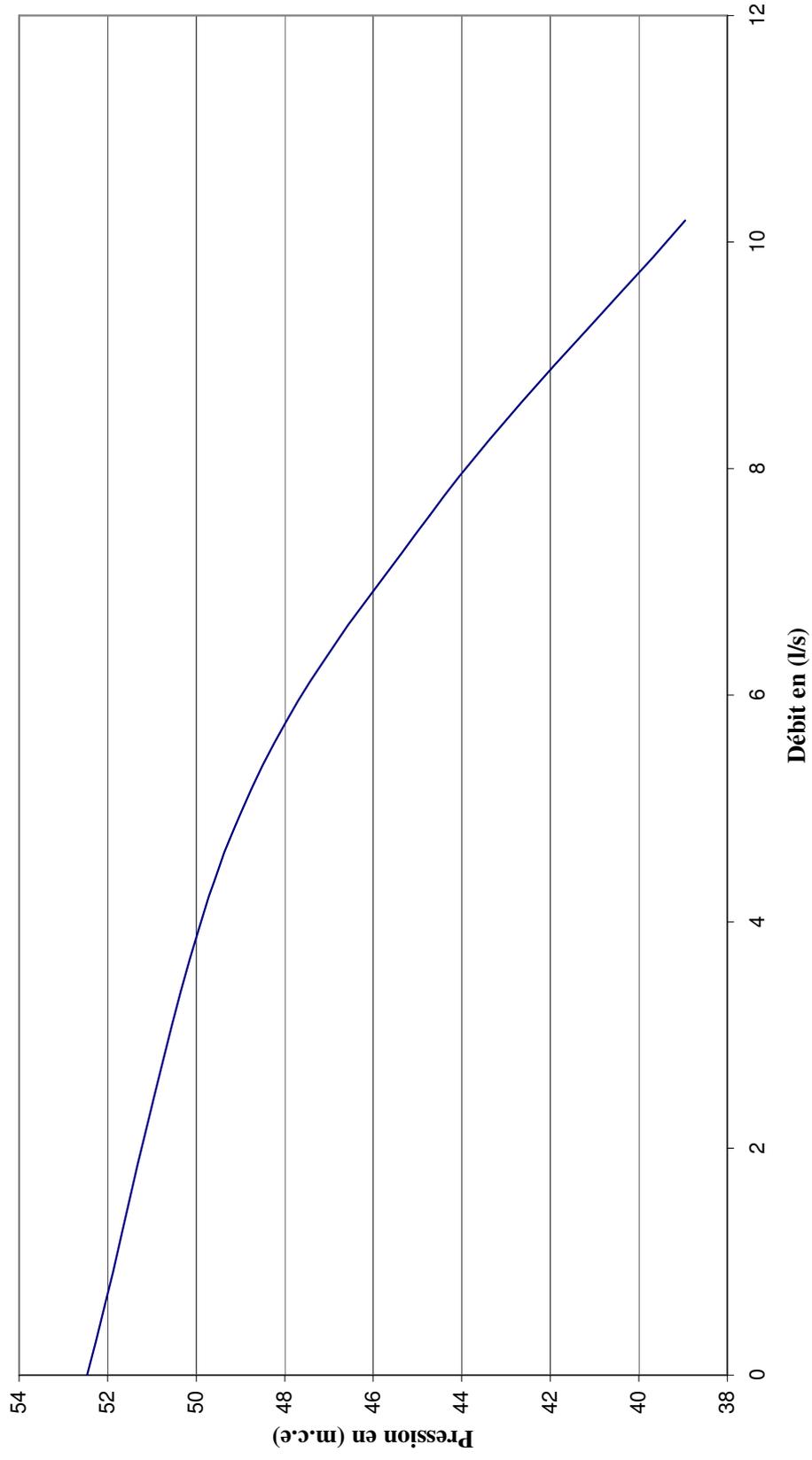
Courbe caractéristique du nœud 12



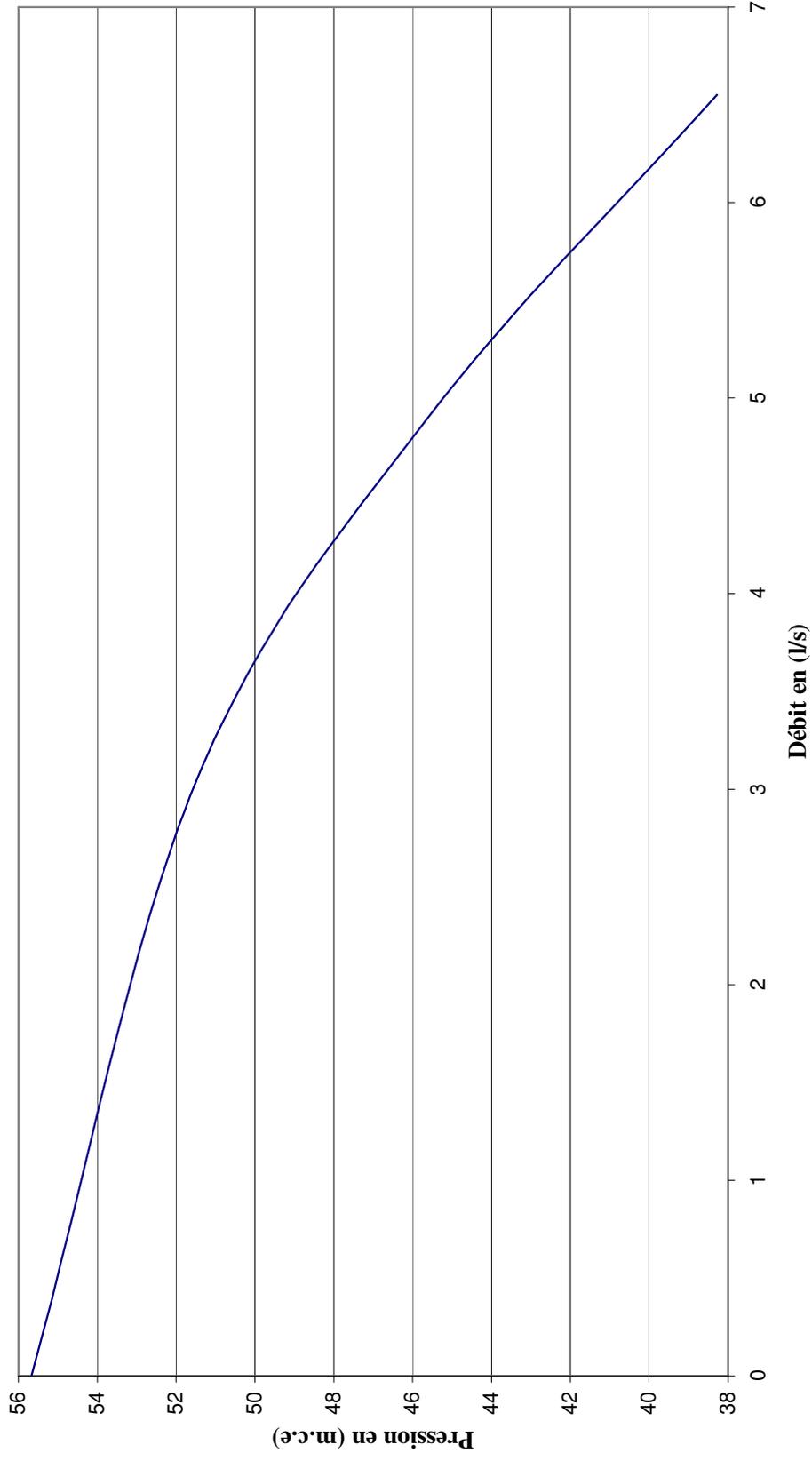
Courbe caractéristique du nœud 13



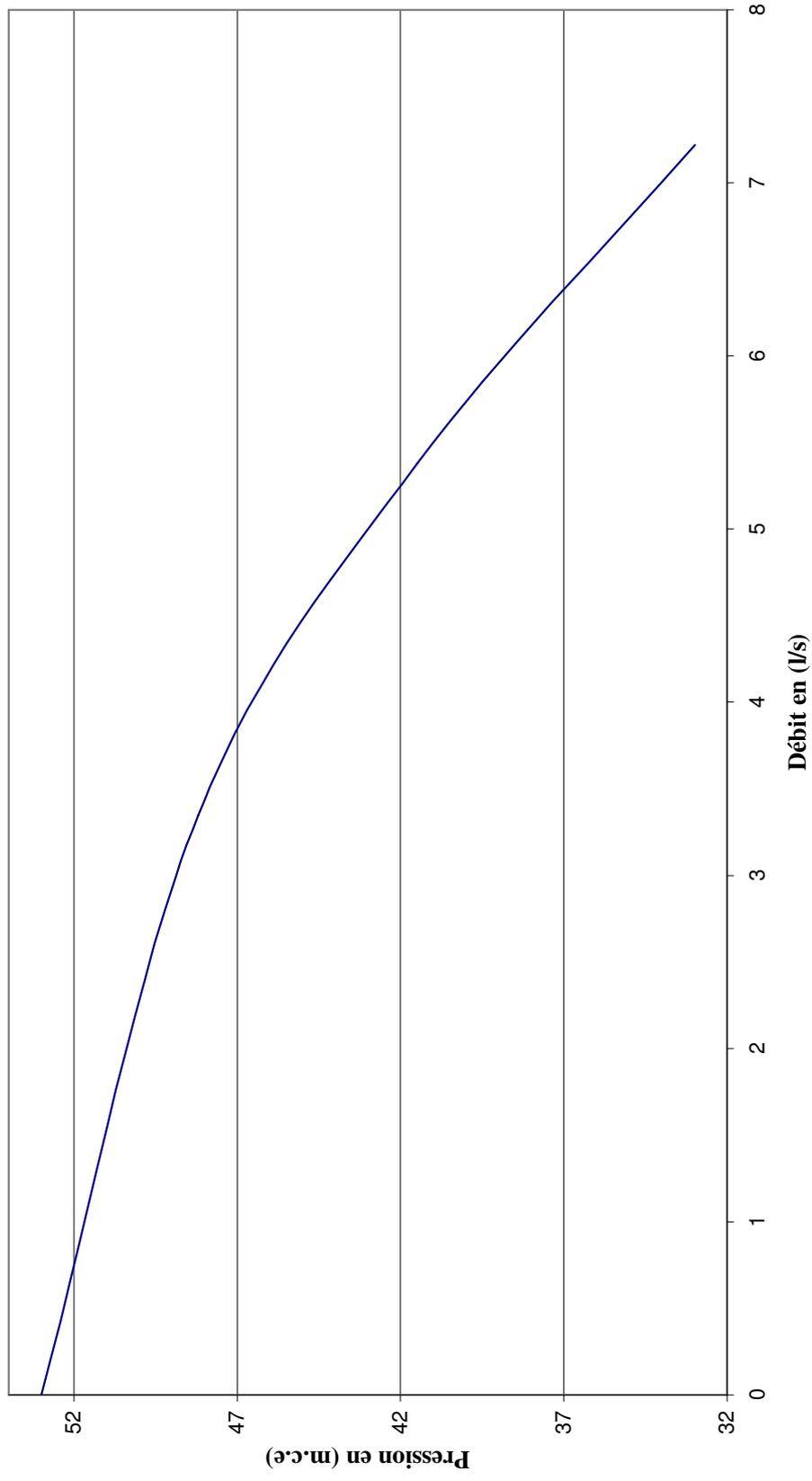
Courbe caractéristique du nœud 14



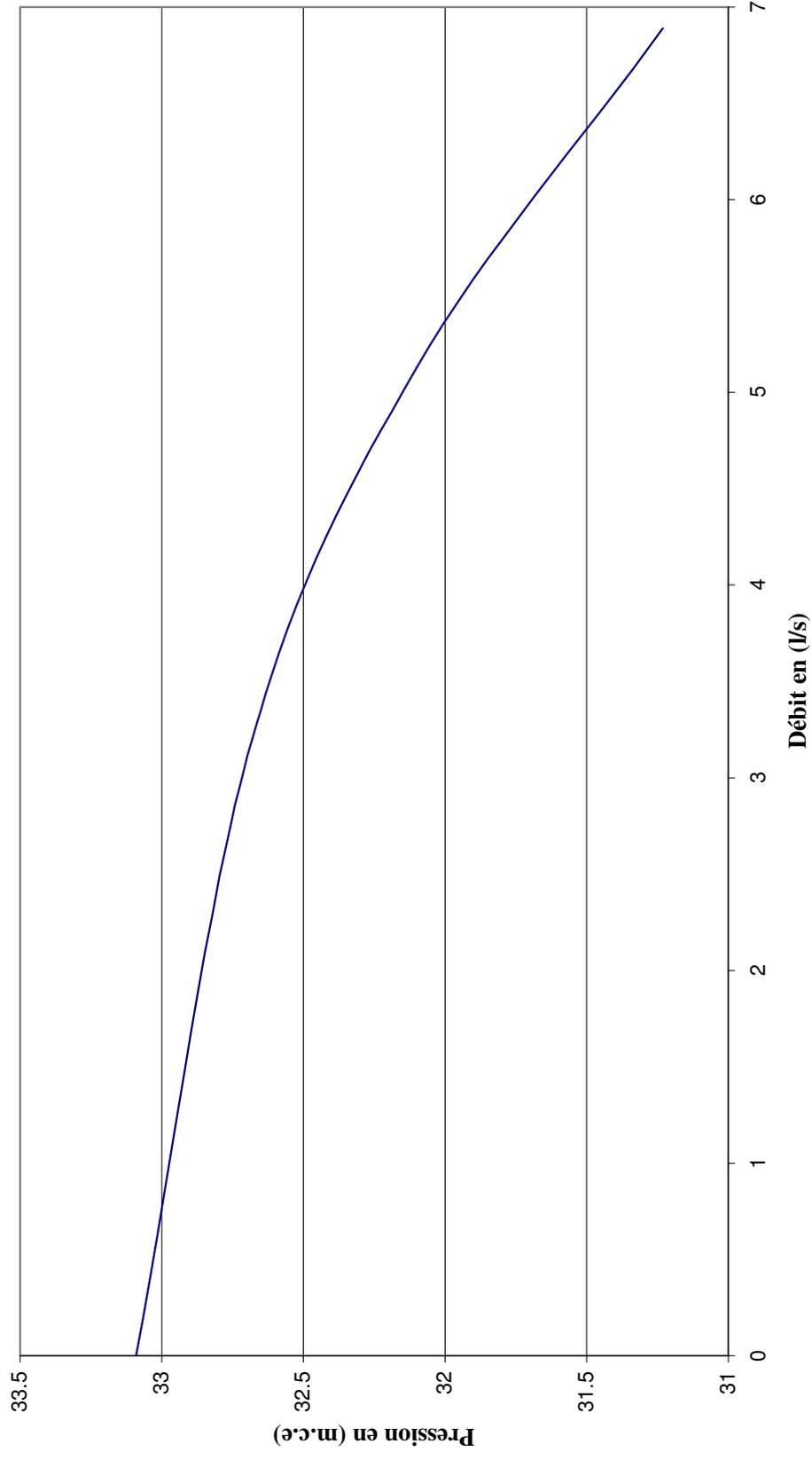
Courbe caractéristique du nœud 15



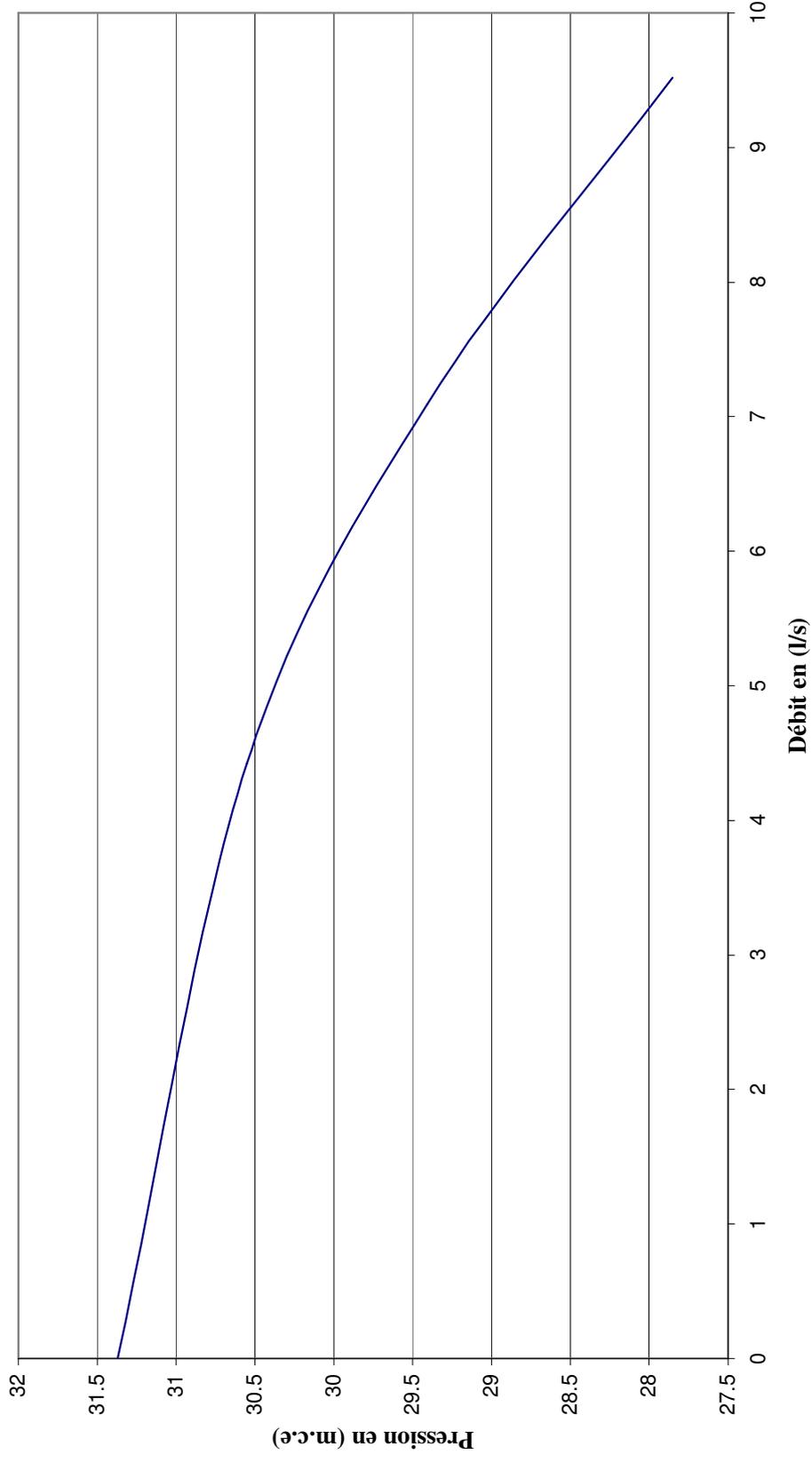
Courbe caractéristique du nœud 16



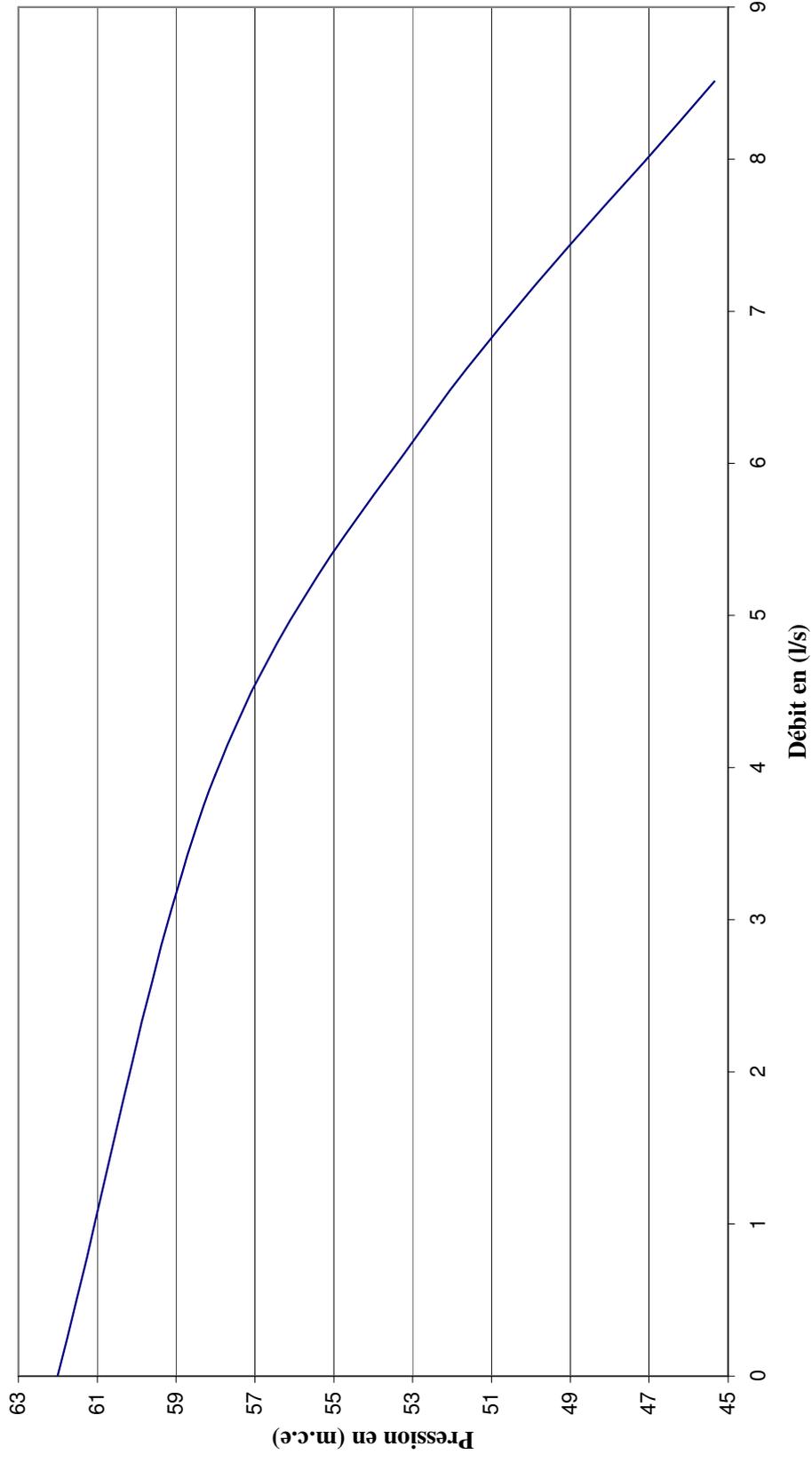
Courbe caractéristique du nœud 17



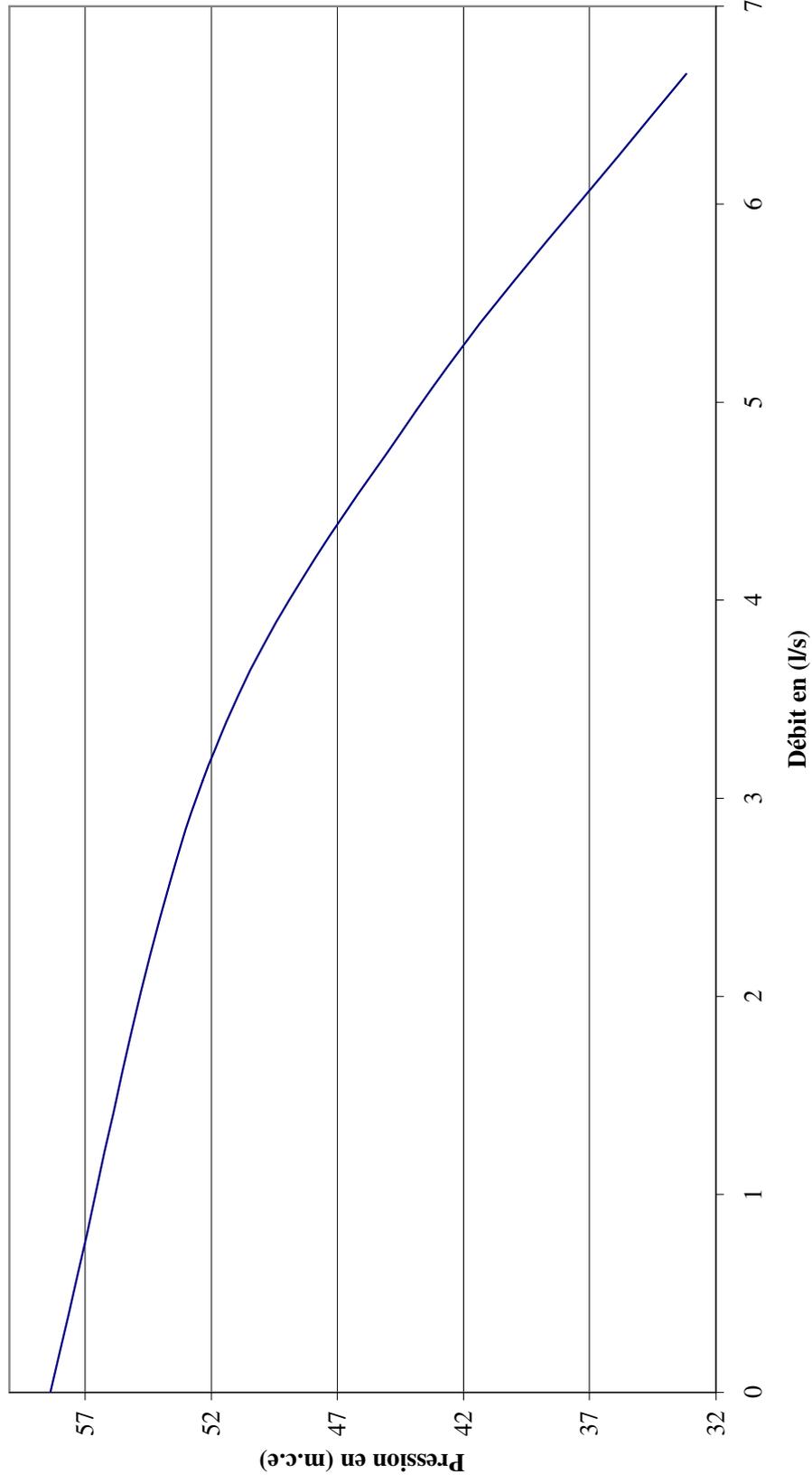
Courbe caractéristique du nœud 18



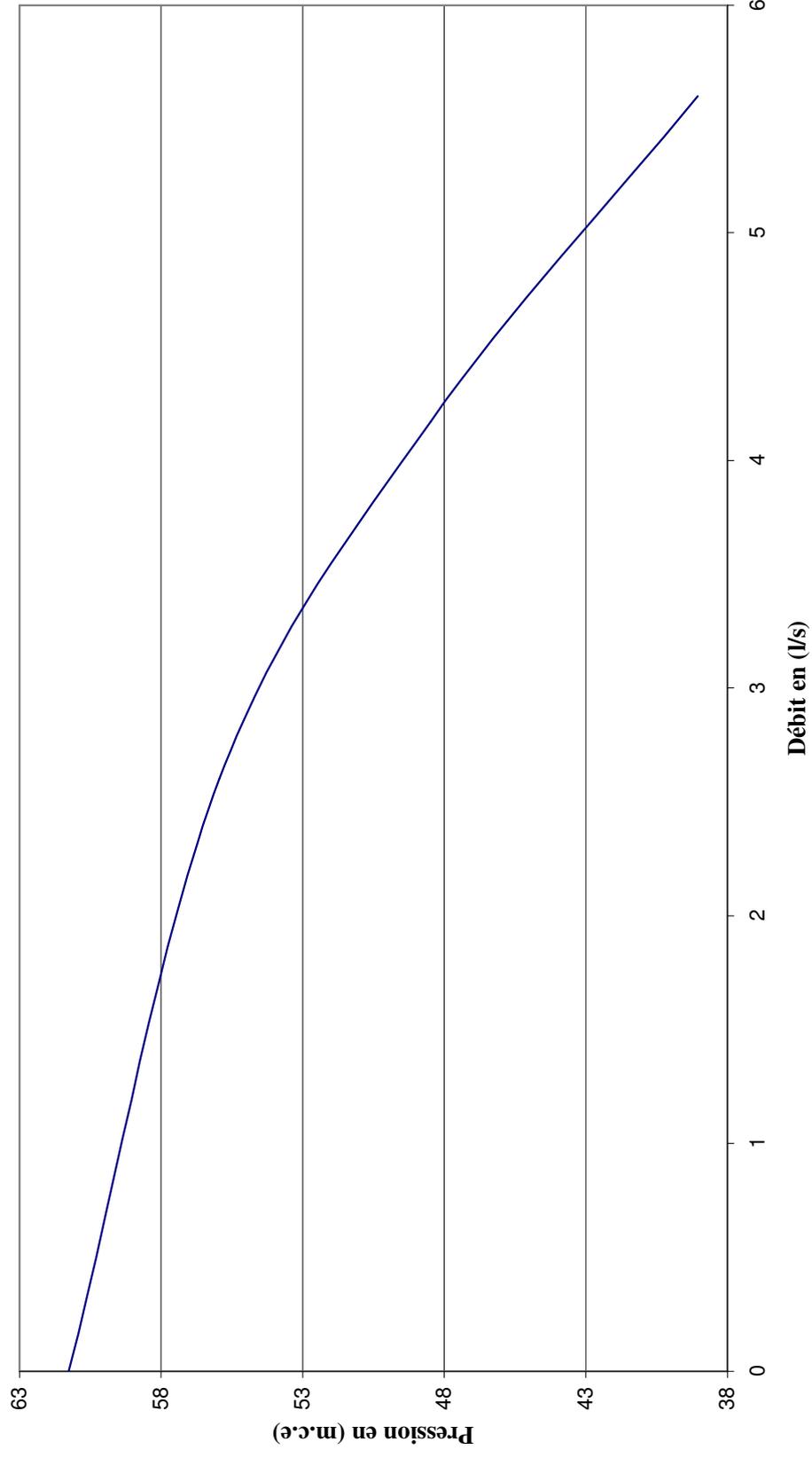
Courbe caractéristique du nœud 19



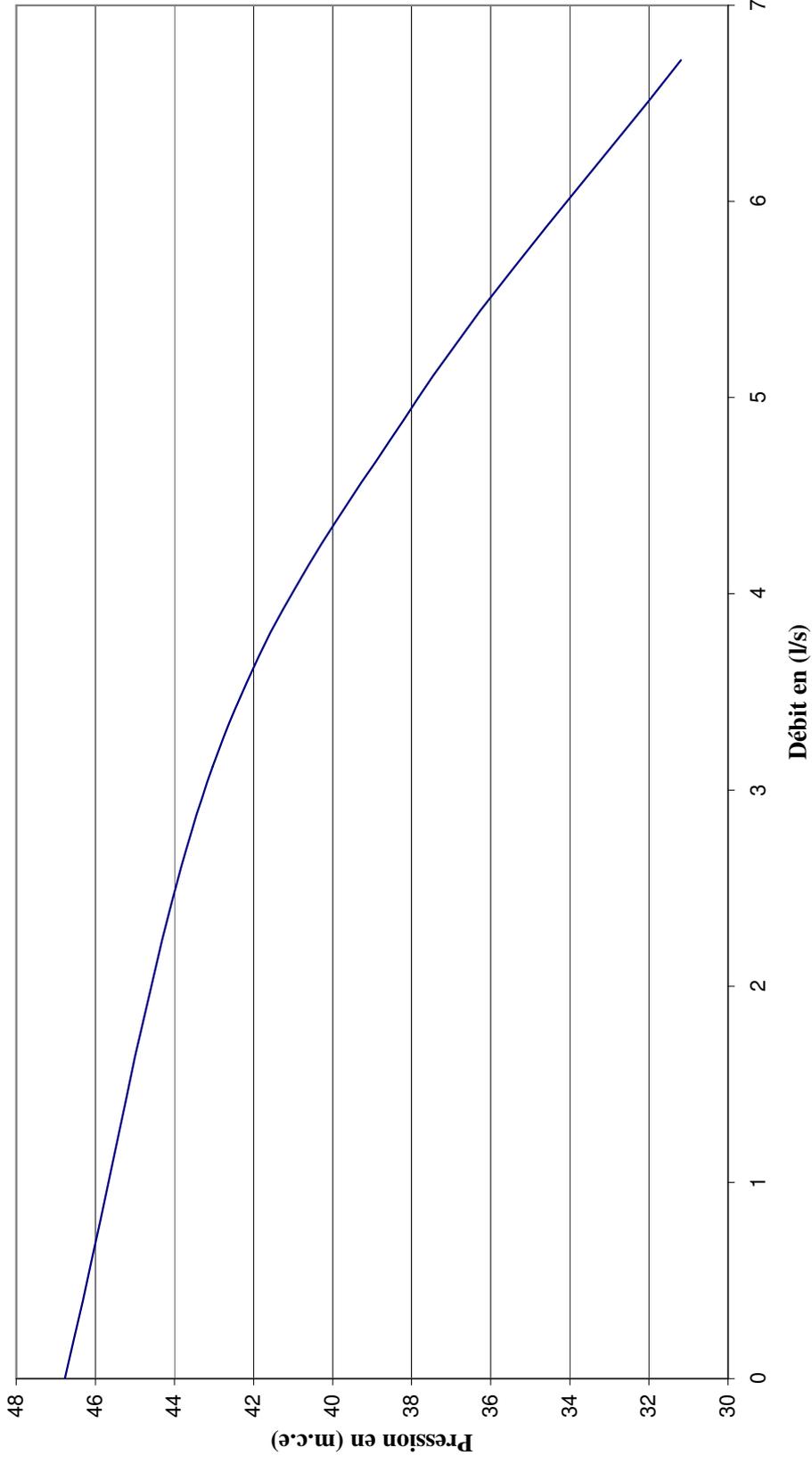
Courbe caractéristique du nœud 20



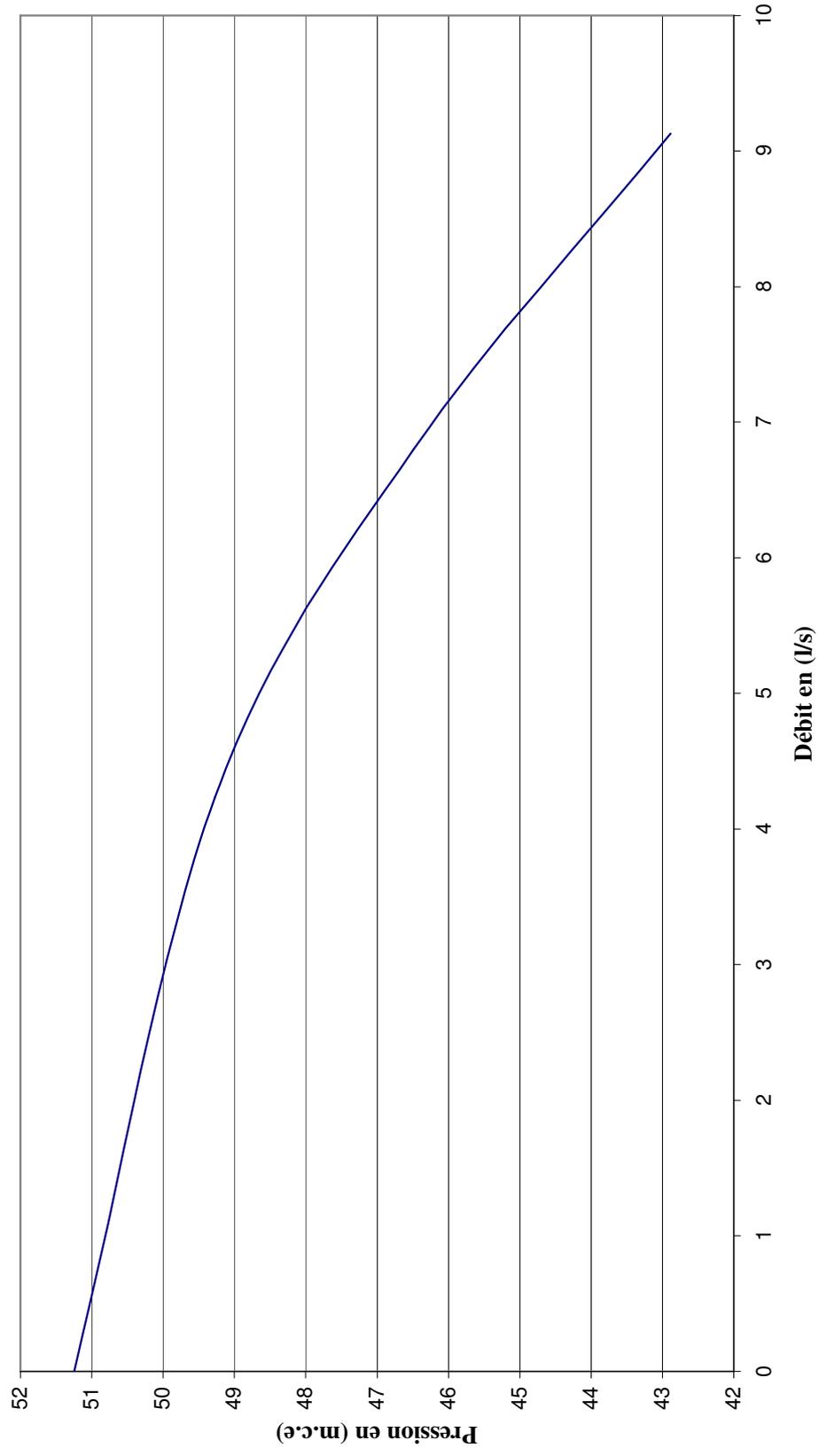
Courbe caractéristique du nœud 21



Courbe caractéristique du nœud 22

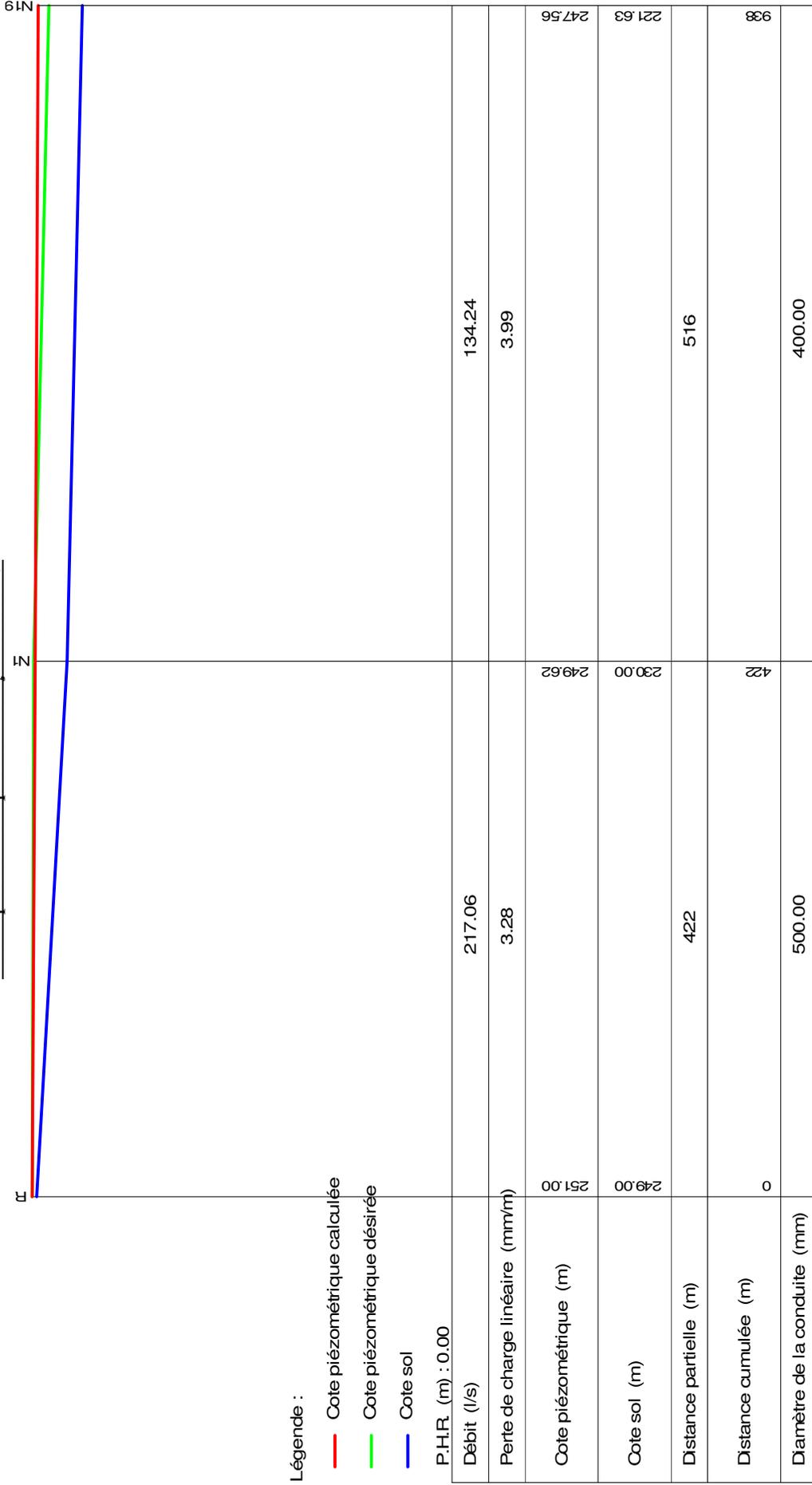


Courbe caractéristique du nœud 23



Courbe caractéristique du nœud 24

Profil piézométrique des tronçons R-1-19



Légende :

- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)

217.06

134.24

Perte de charge linéaire (mm/m)

3.28

3.99

Cote piézométrique (m)

251.00

249.62

247.56

Cote sol (m)

249.00

230.00

221.63

Distance partielle (m)

422

516

Distance cumulée (m)

0

422

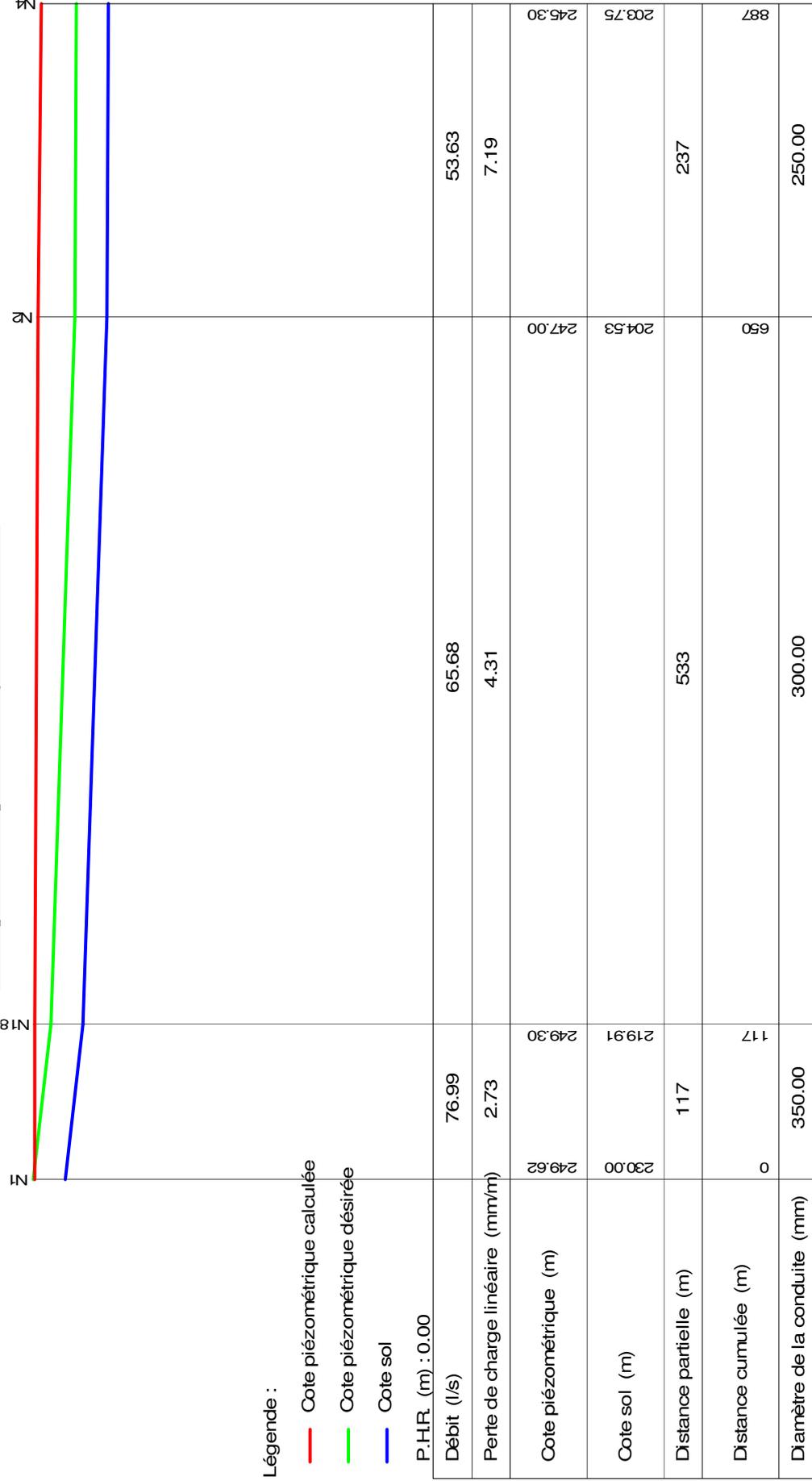
938

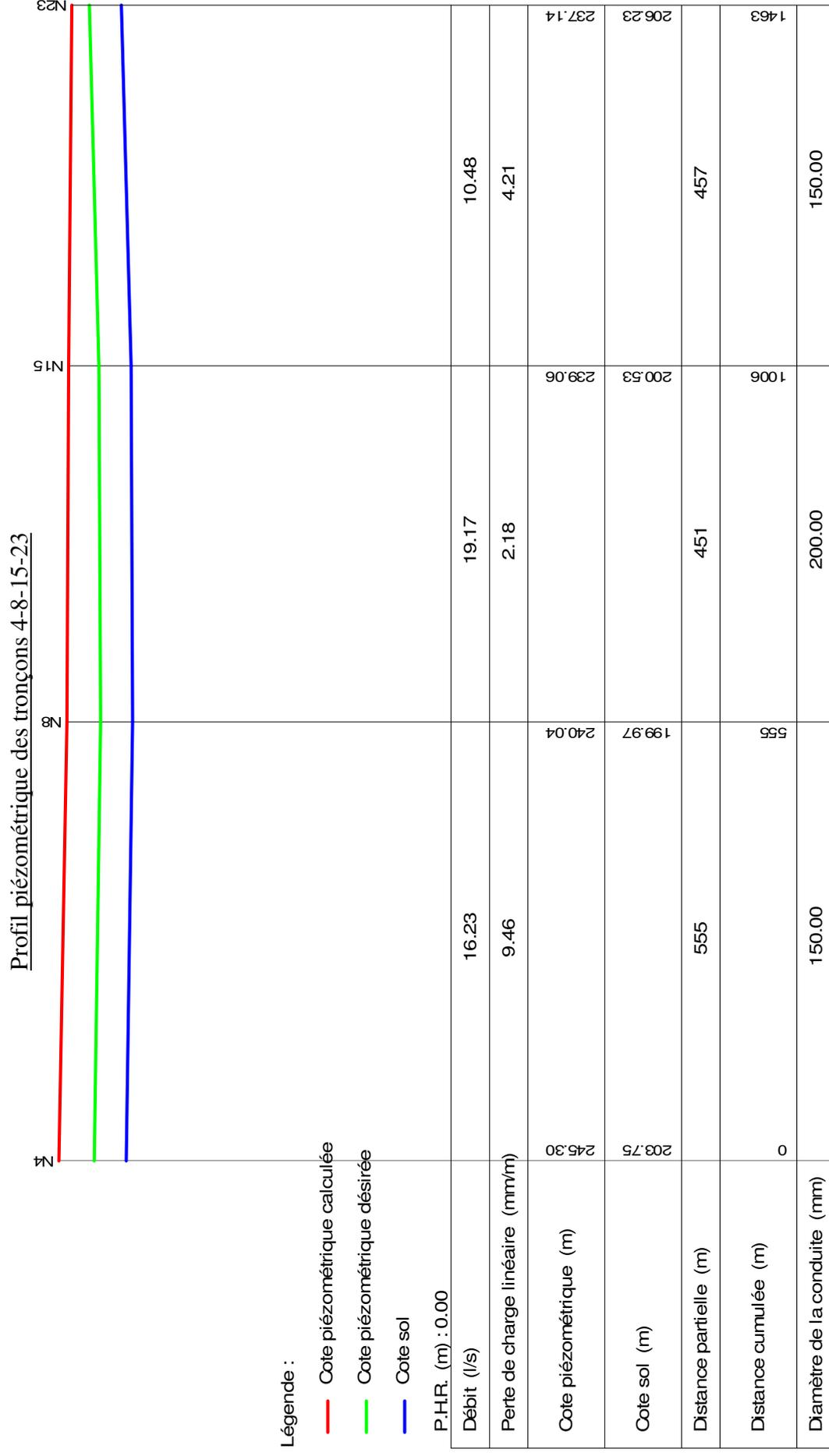
Diamètre de la conduite (mm)

500.00

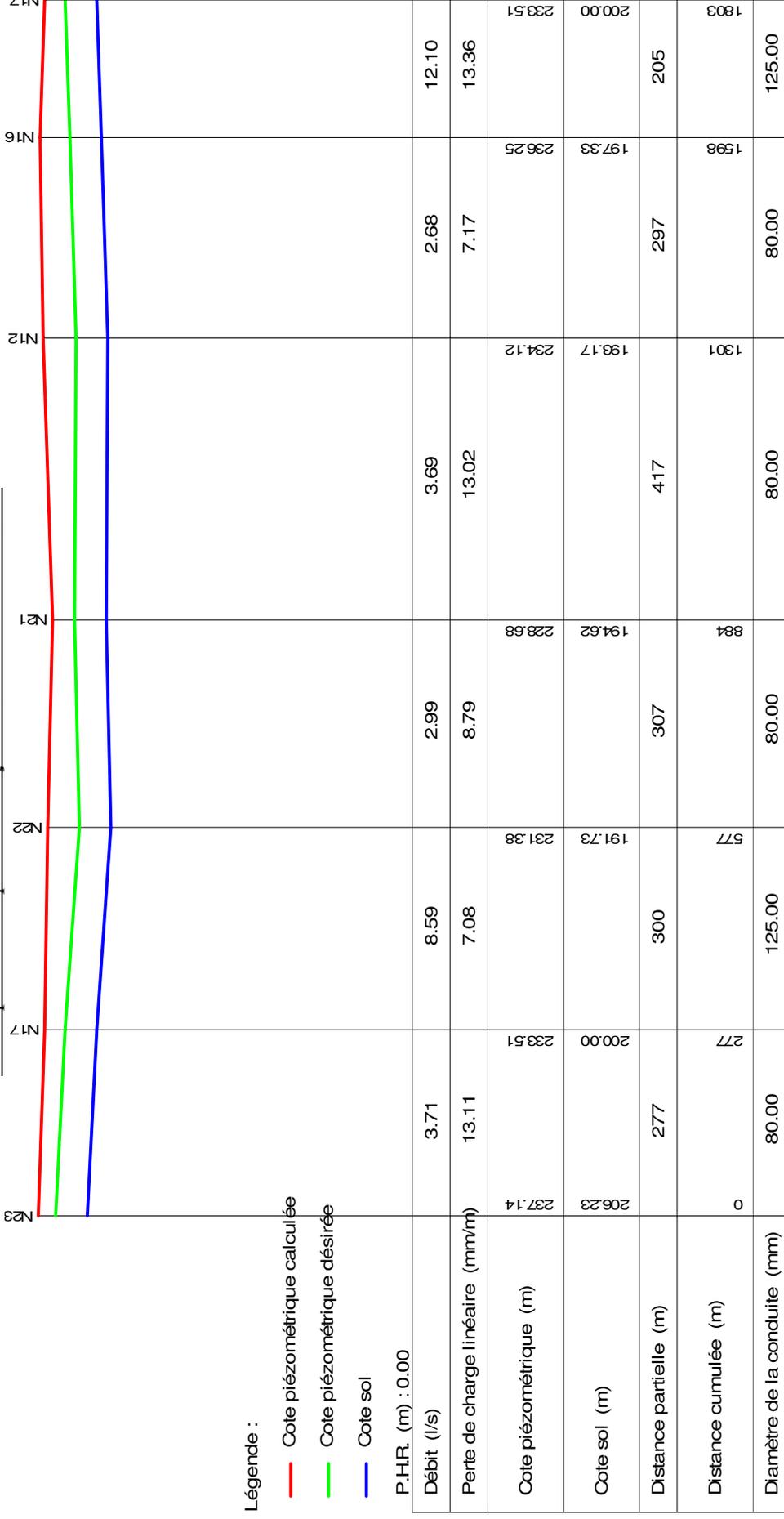
400.00

Profil piézométrique des tronçons 1-19-12-14





Profil piézométrique des tronçons 23-17-22-21-12-16-17



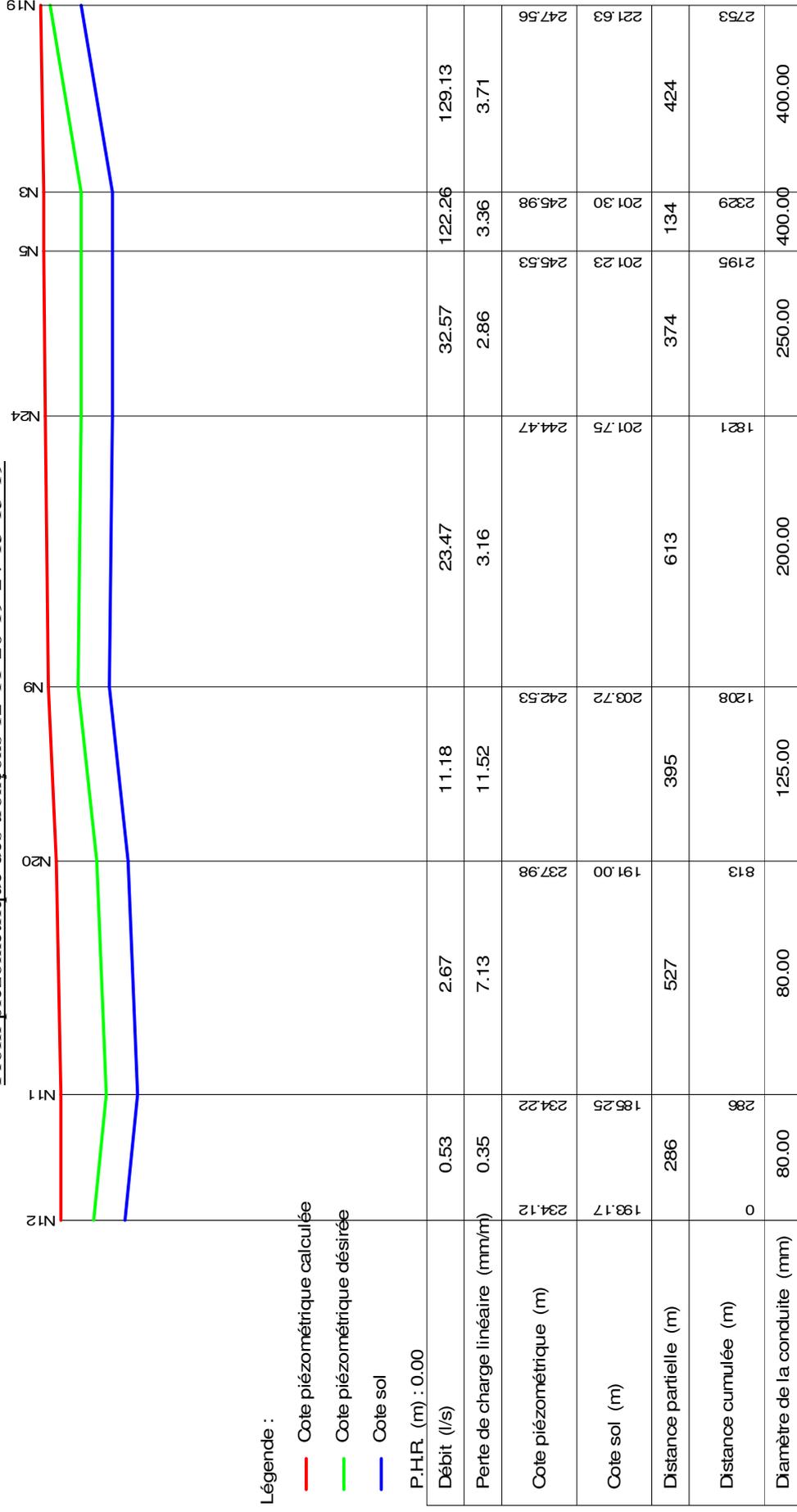
Légende :

— Cote piézométrique calculée

— Cote piézométrique désirée

— Cote sol

Profil piézométrique des tronçons 12-11-20-19-24-15-13-19



Légende :

- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.P. (m) : 0.00

Profil piézométrique des tronçons 12-13



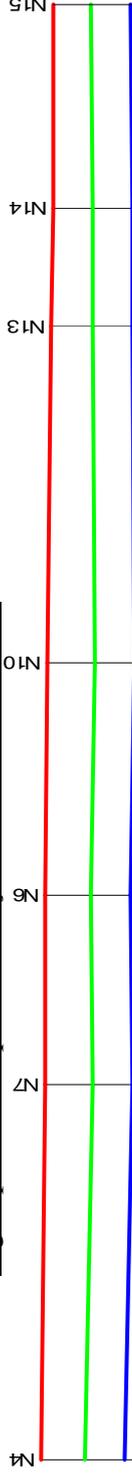
Légende :

- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.P. (m) : 0.00

Débit (l/s)	1.61	
Perte de charge linéaire (mm/m)	2.81	
Cote piézométrique (m)	247.00	245.98
Cote sol (m)	204.53	201.30
Distance partielle (m)	362	
Distance cumulée (m)	0	362
Diamètre de la conduite (mm)	80.00	

Ligne piézométrique des tronçons 4-7-8-10-13-14-15



Légende :

— Cote piézométrique calculée

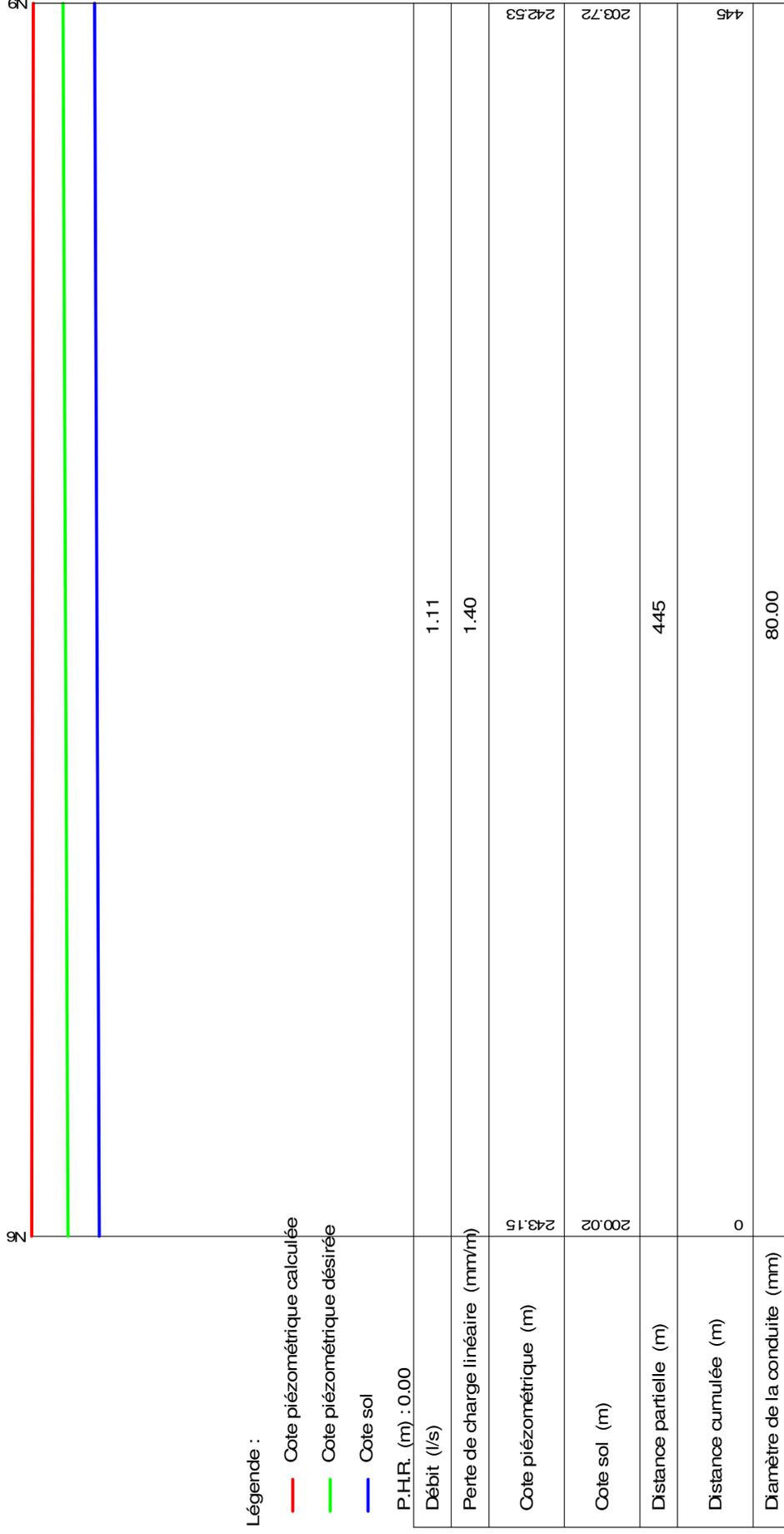
— Cote piézométrique désirée

— Cote sol

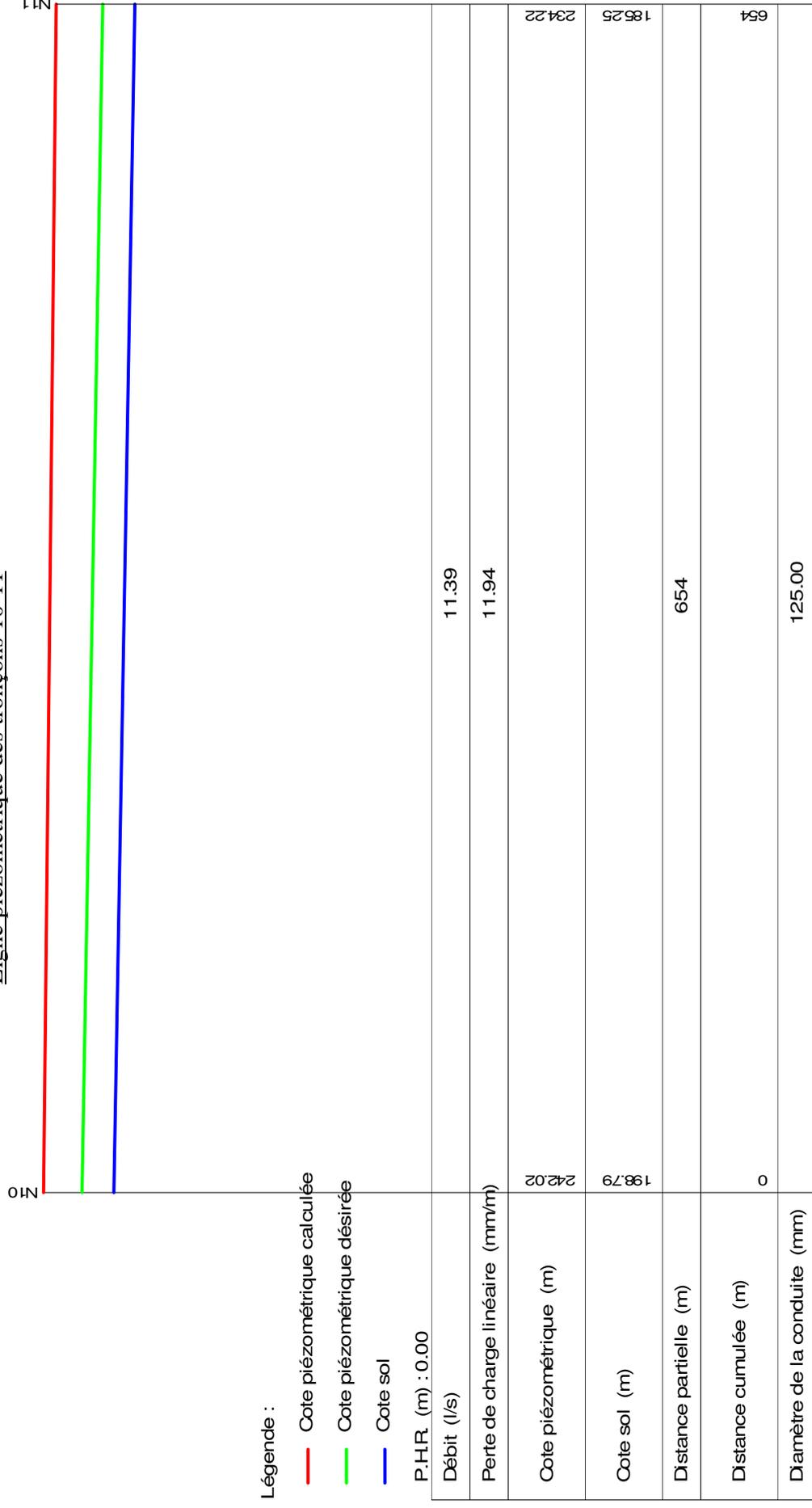
P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	26.73	1.86	71.06	48.52	27.72	1.52
Perte de charge linéaire (mm/m)	4.02	3.66	4.99	5.98	4.31	2.52
Cote piézométrique (m)	245.30	243.83	242.02	240.06	239.56	239.06
Cote sol (m)	203.75	199.92	200.02	198.79	199.03	200.53
Distance partielle (m)	365	185	226	328	116	199
Distance cumulée (m)	0	365	591	919	1035	1234
Diamètre de la conduite (mm)	200.00	80.00	300.00	250.00	200.00	80.00

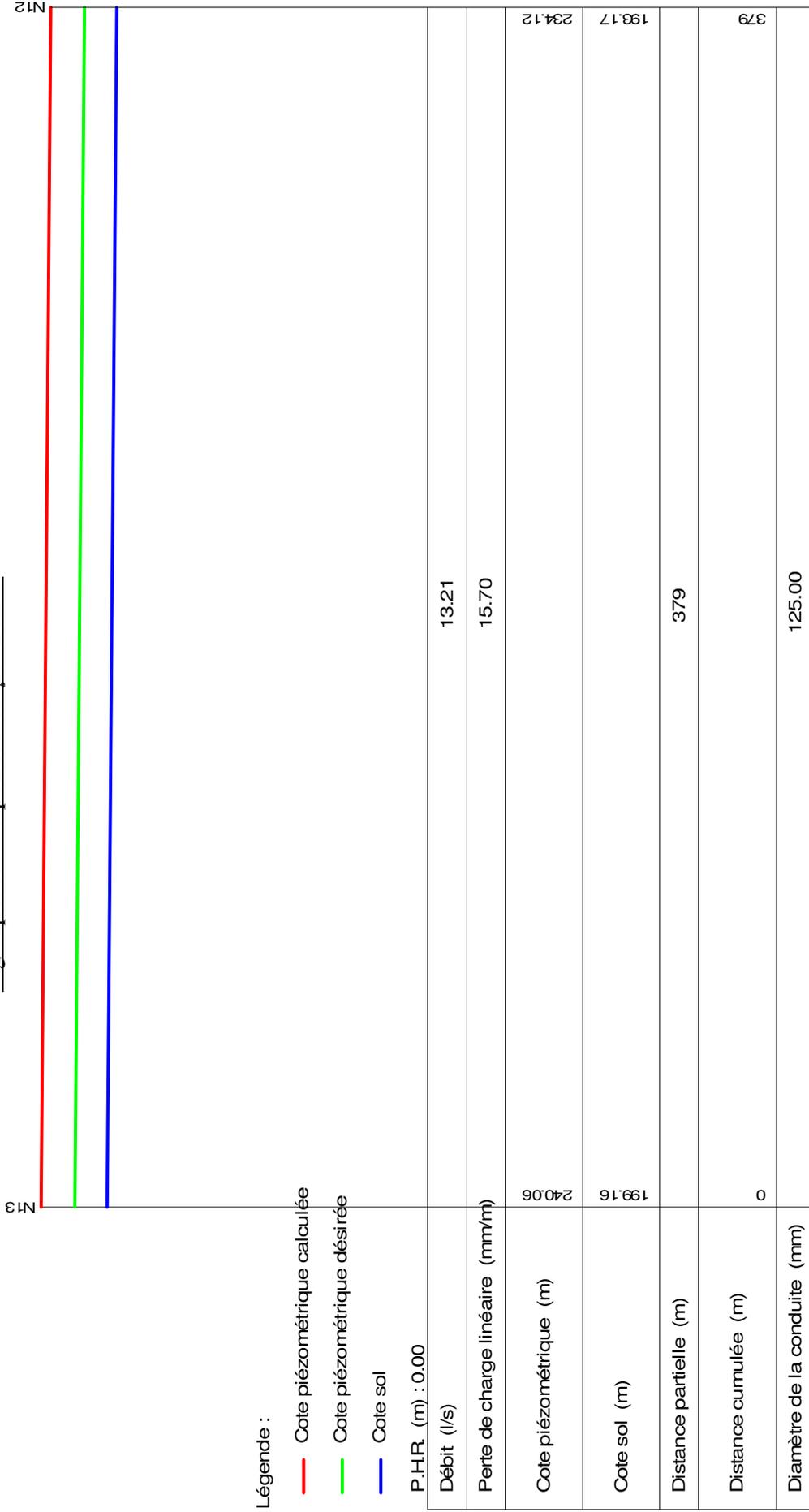
Ligne piézométrique des tronçons 6-9

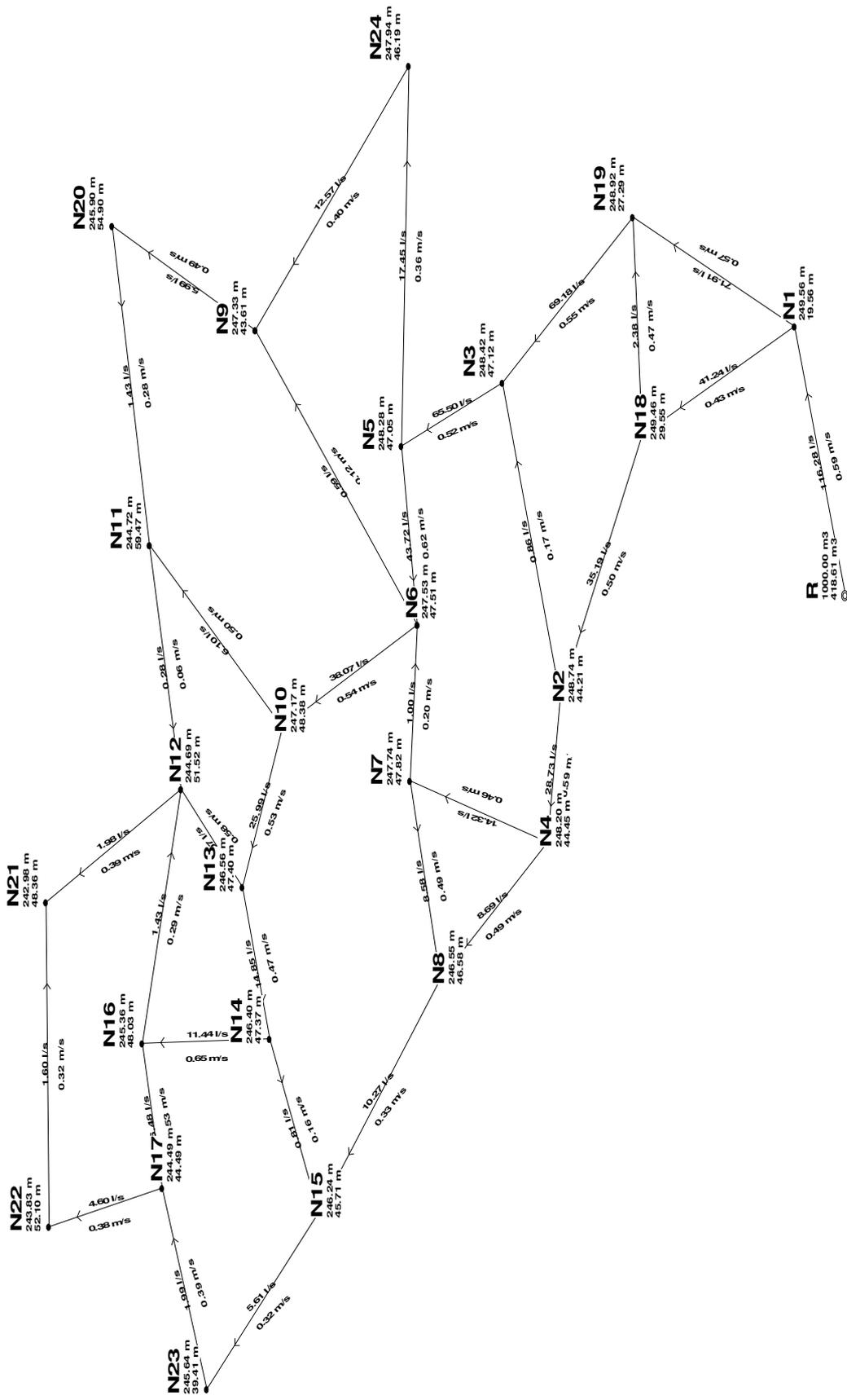


Ligne piézométrique des tronçons 10-11

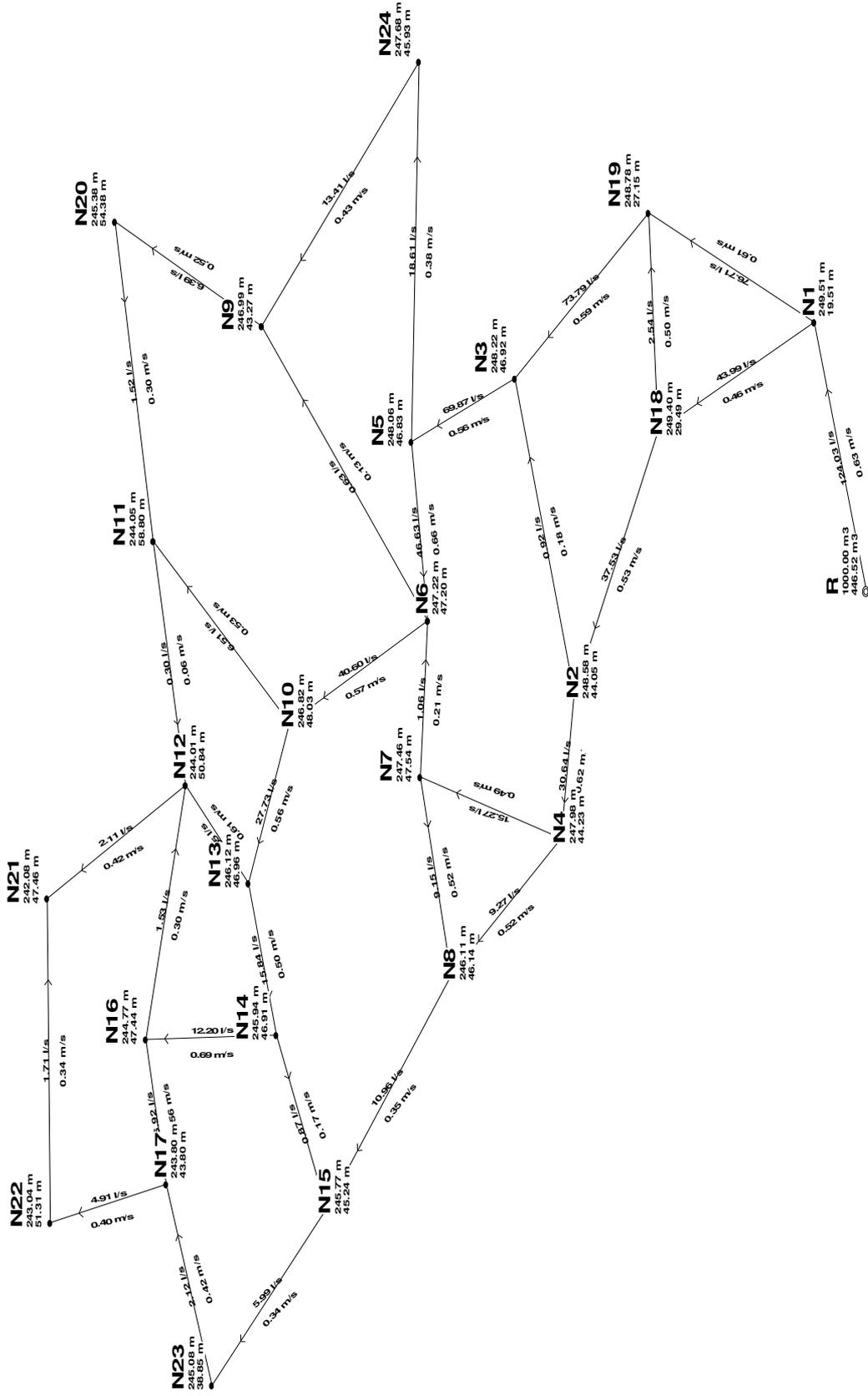


Ligne piézométrique des tronçons 13-12

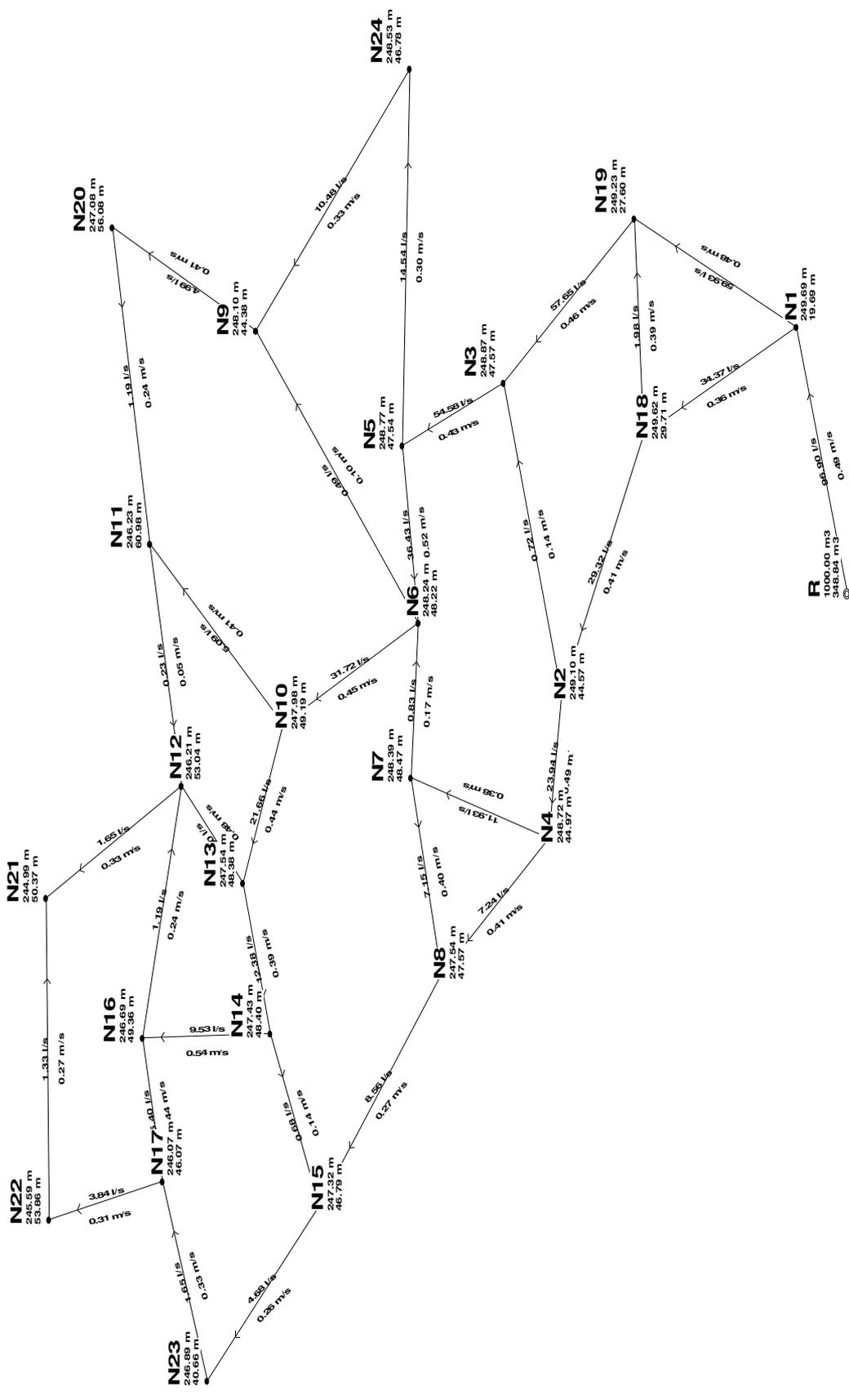




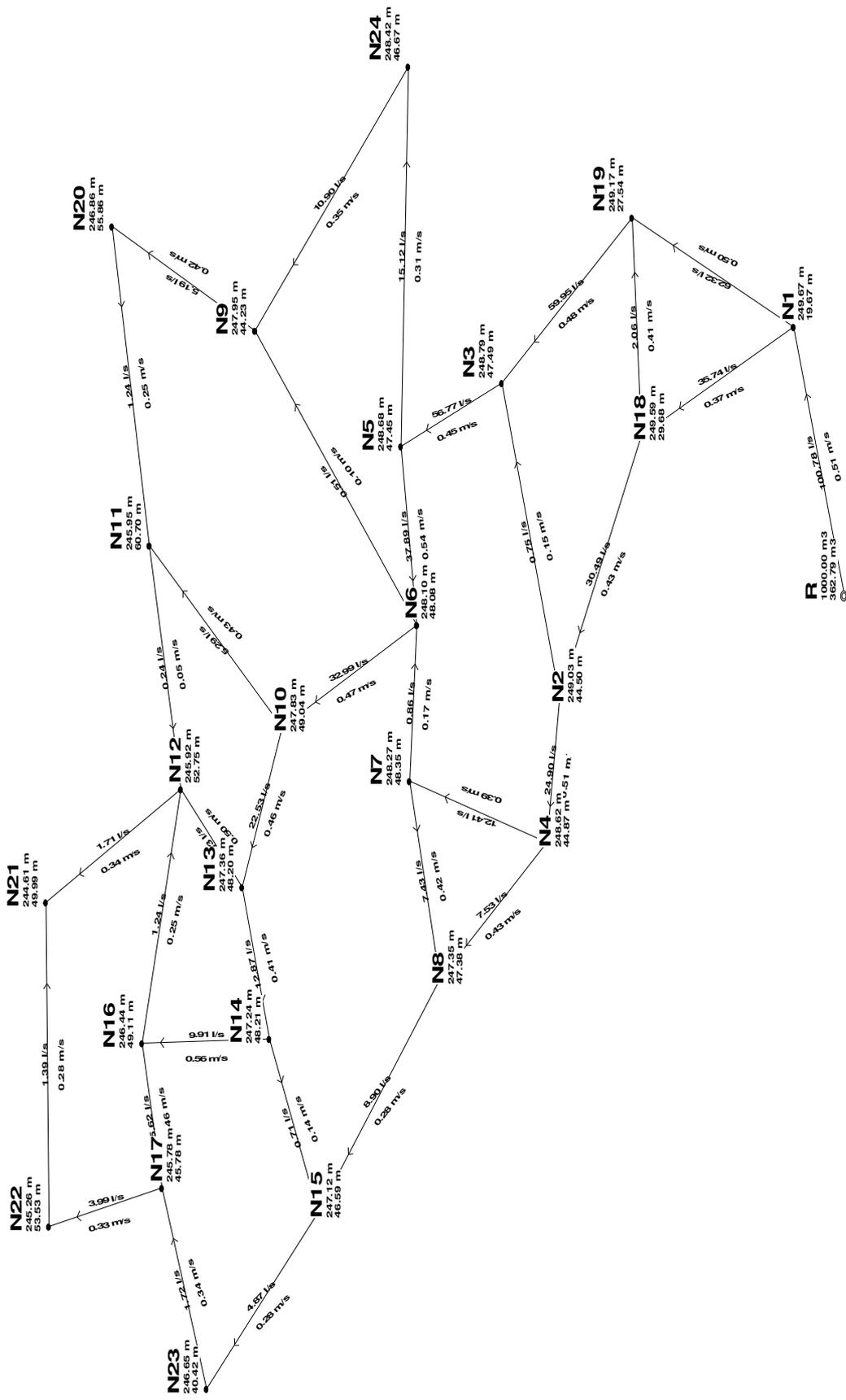
Simulation du réseau entre 00h à 01h



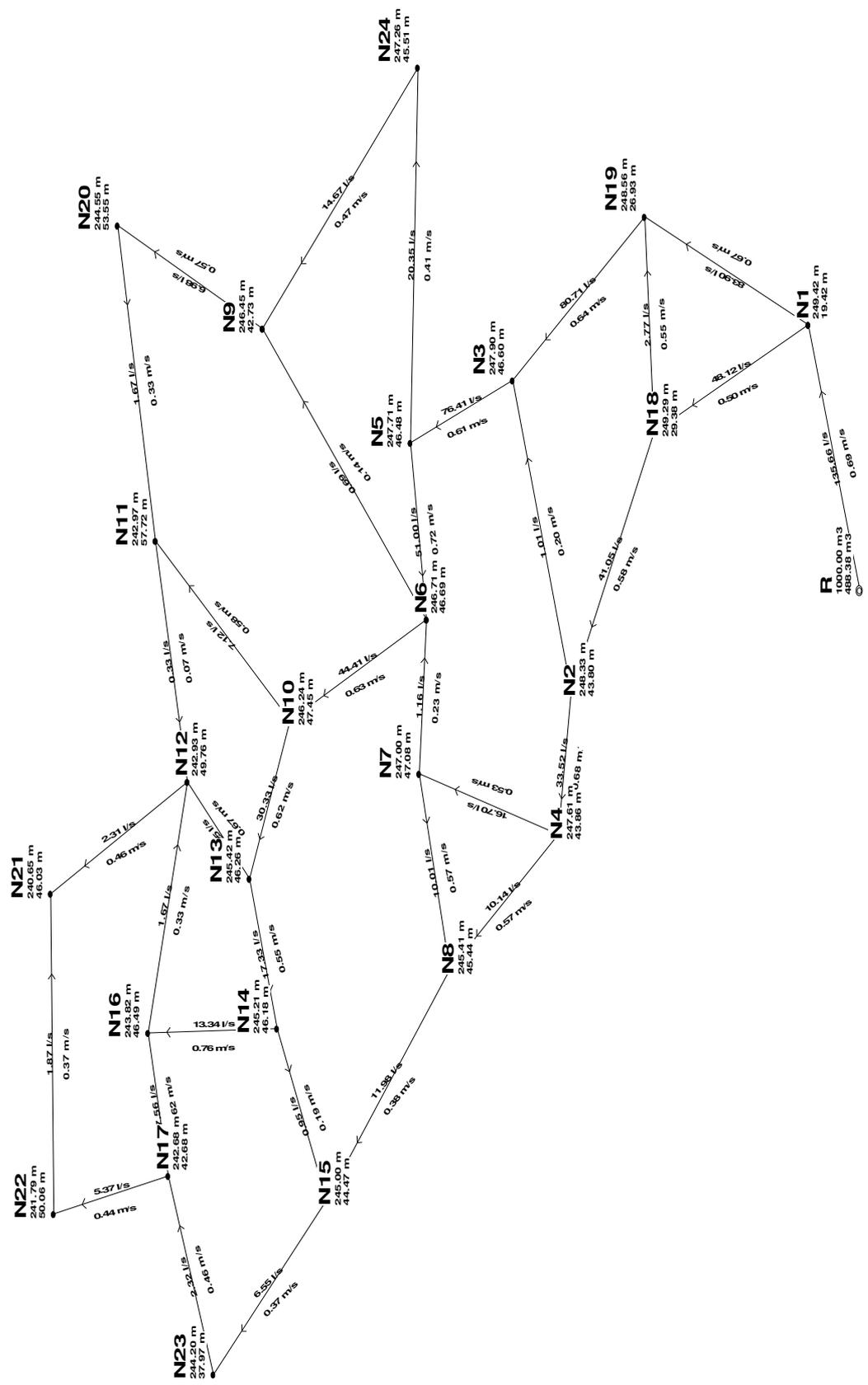
Simulation du réseau entre 01h à 02h



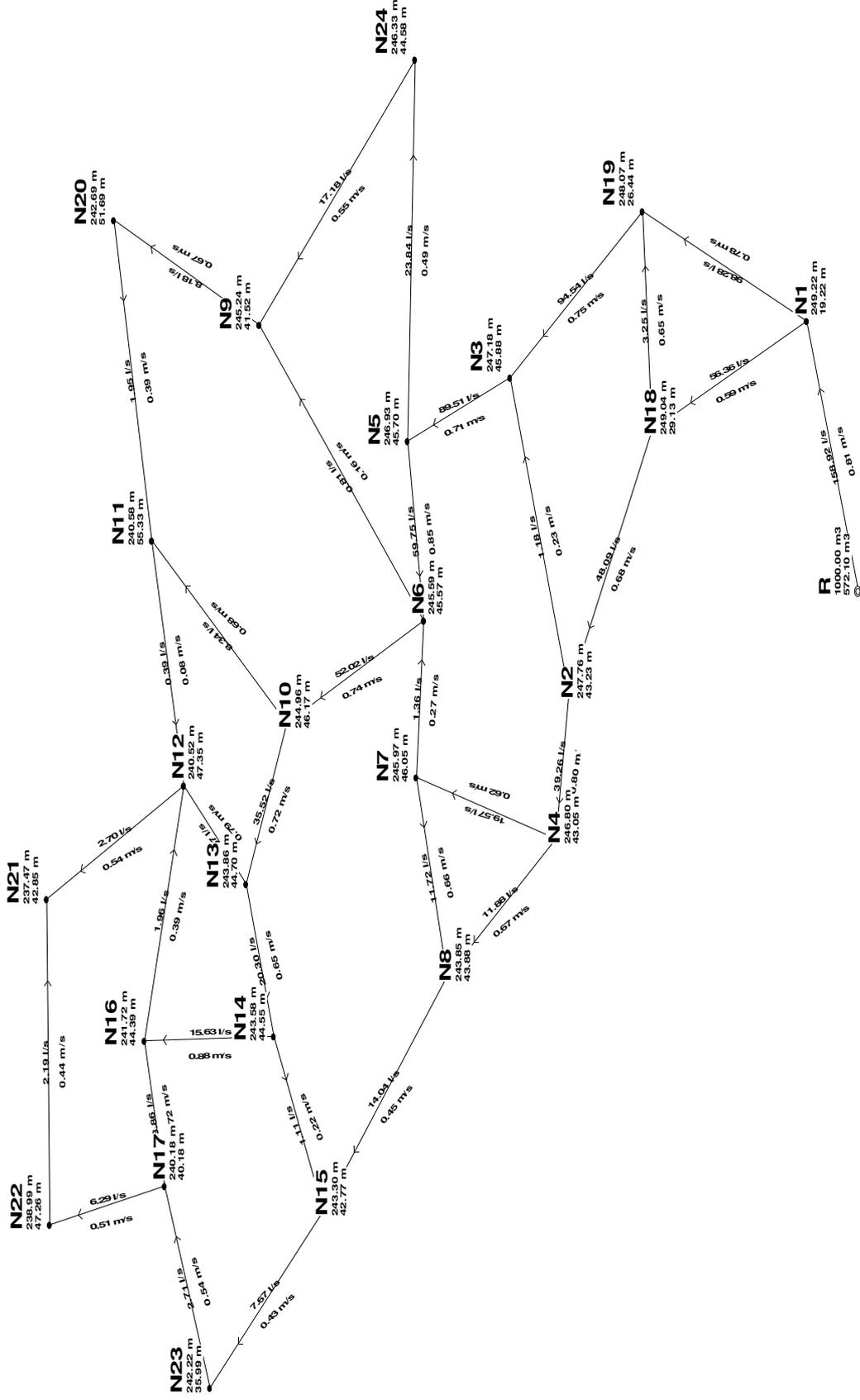
Simulation du réseau entre 02h à 03h



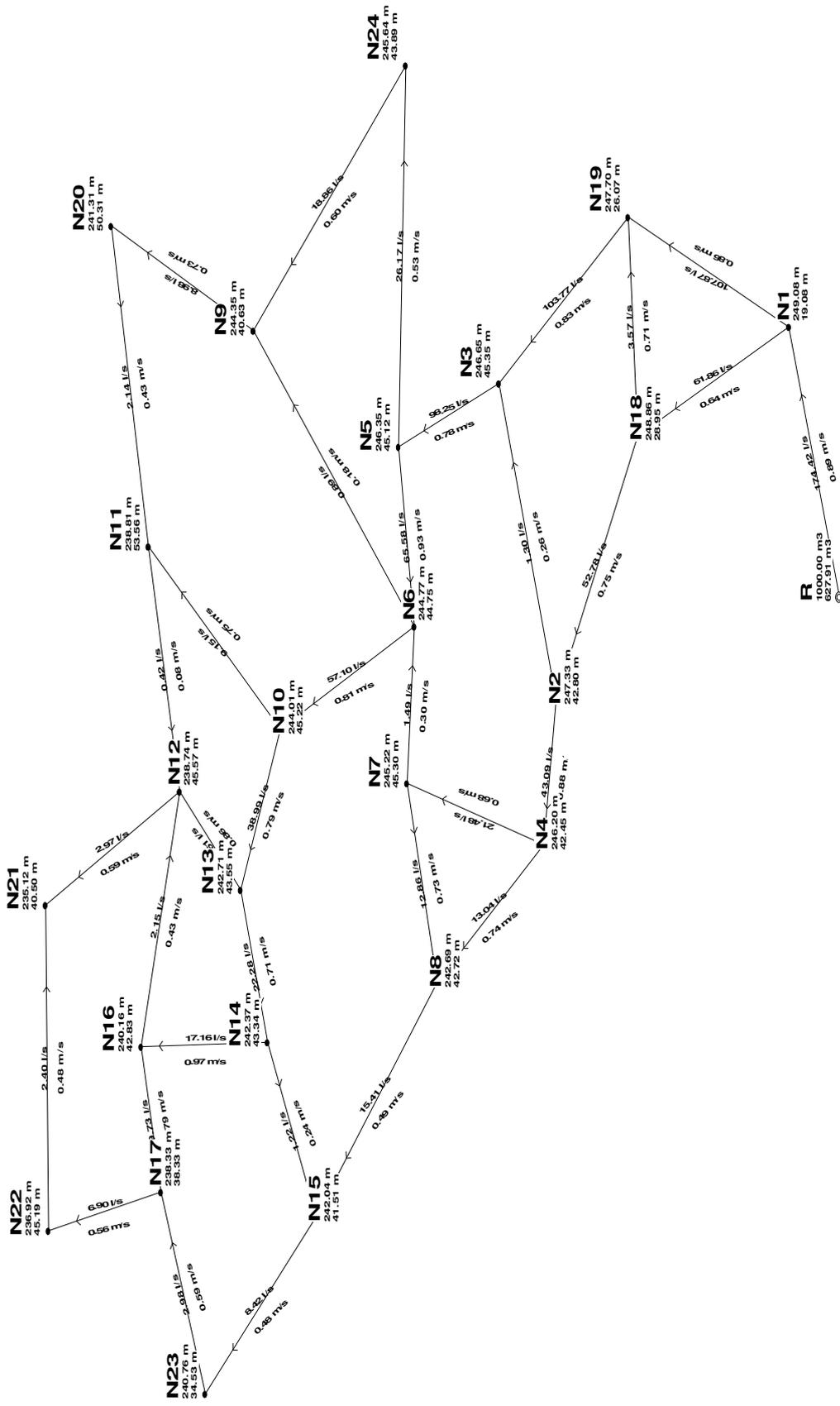
Simulation du réseau entre 03h à 04h



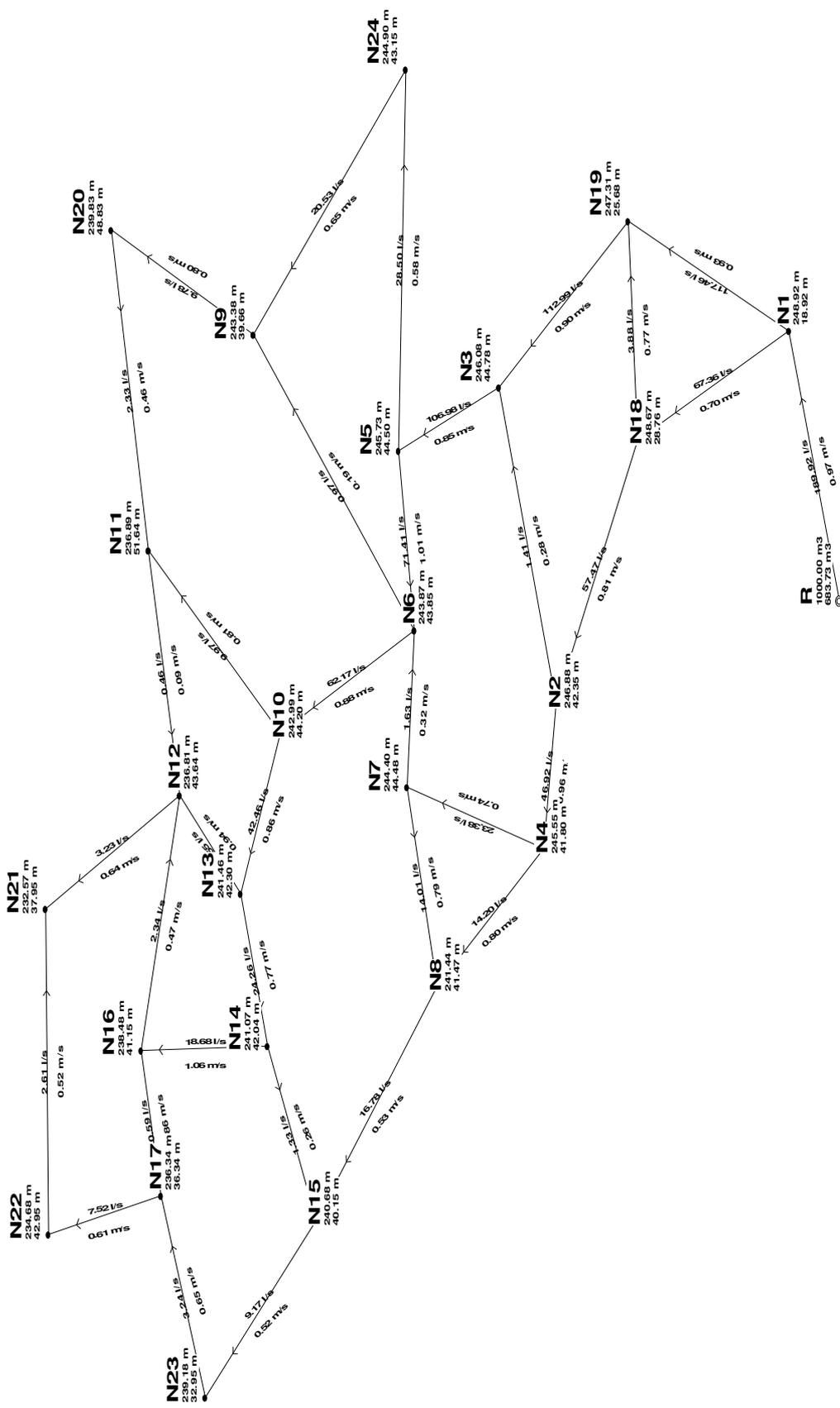
Simulation du réseau entre 04h à 05h



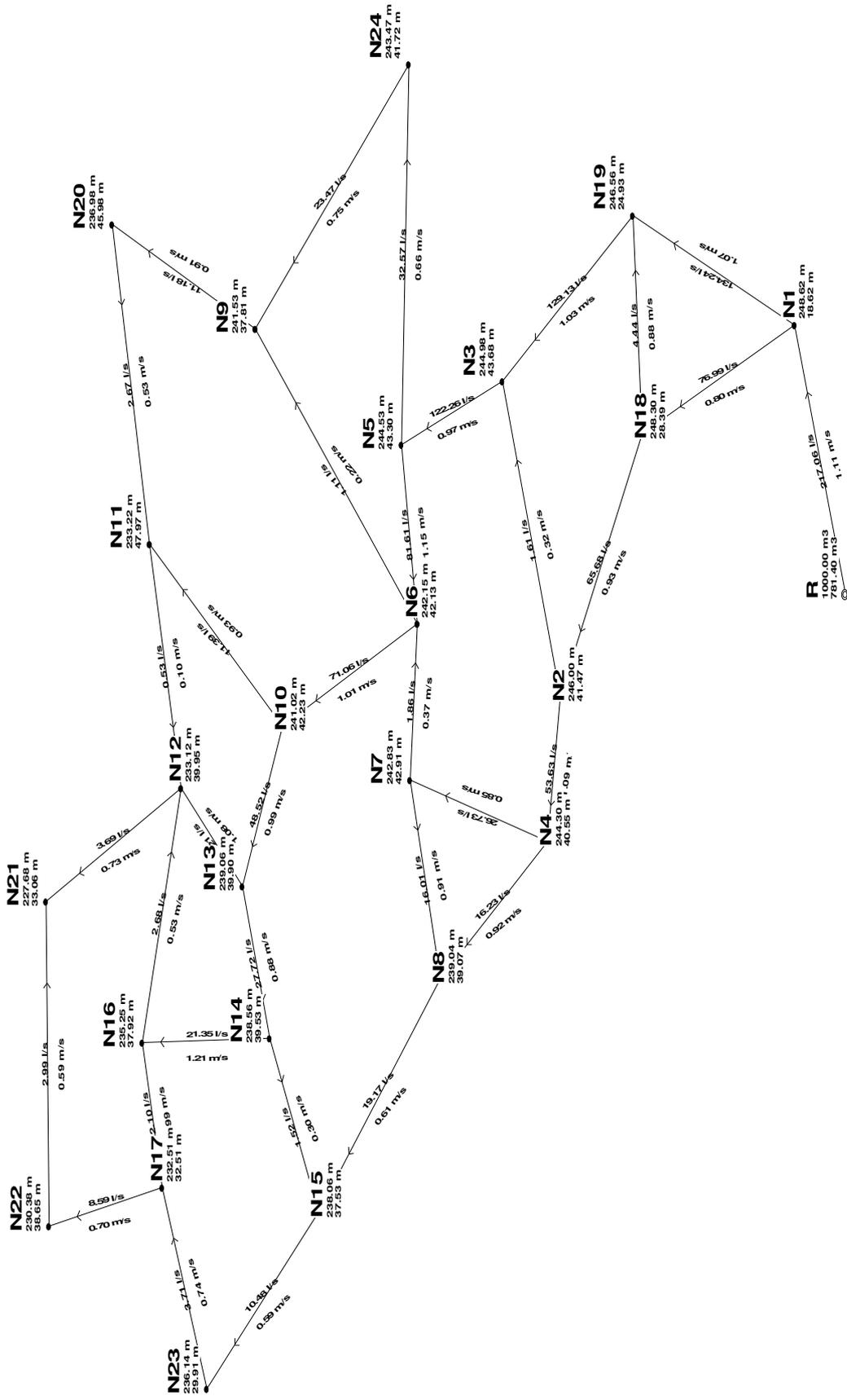
Simulation du réseau entre 05h à 06h



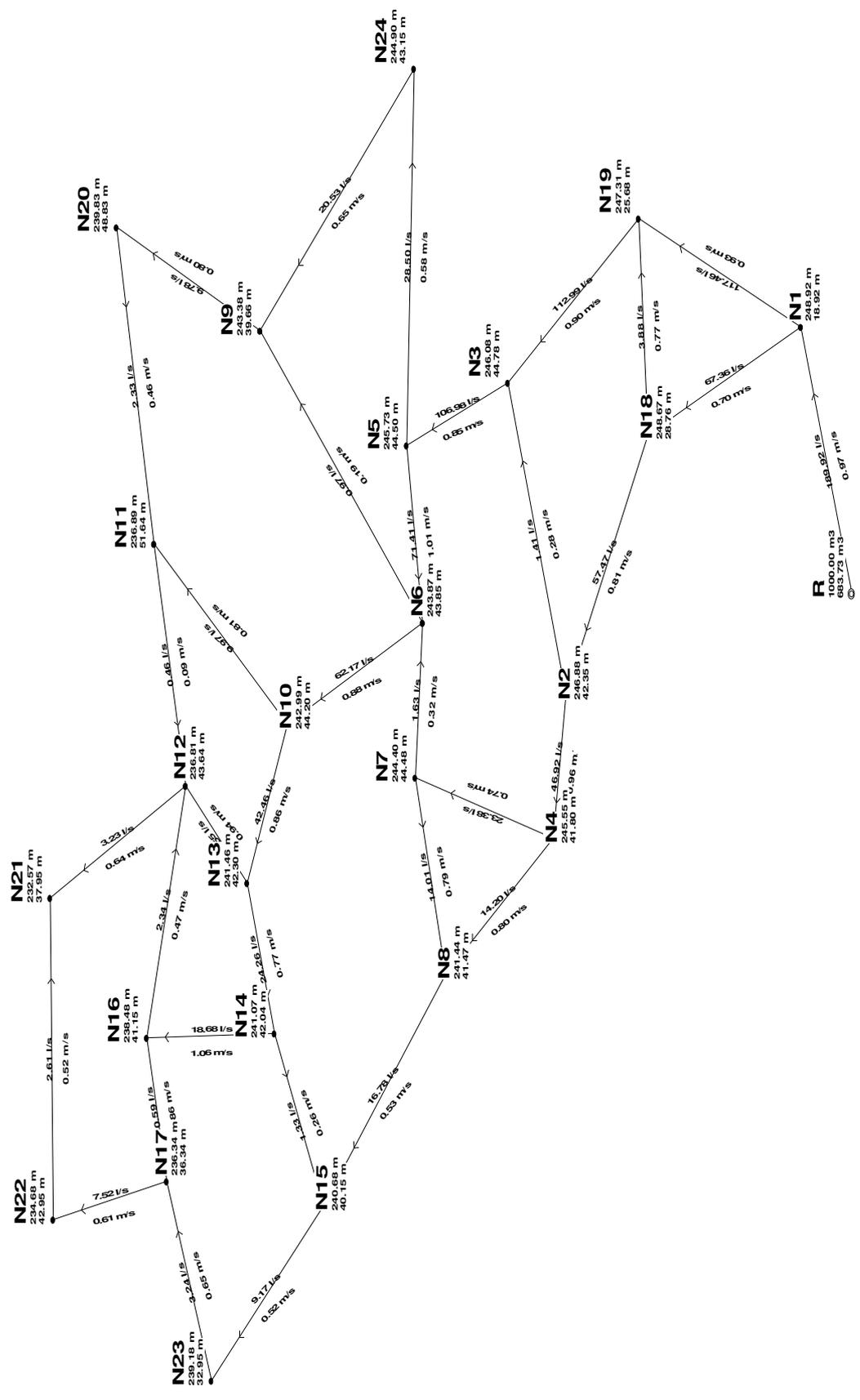
Simulation du réseau entre 06h à 07h



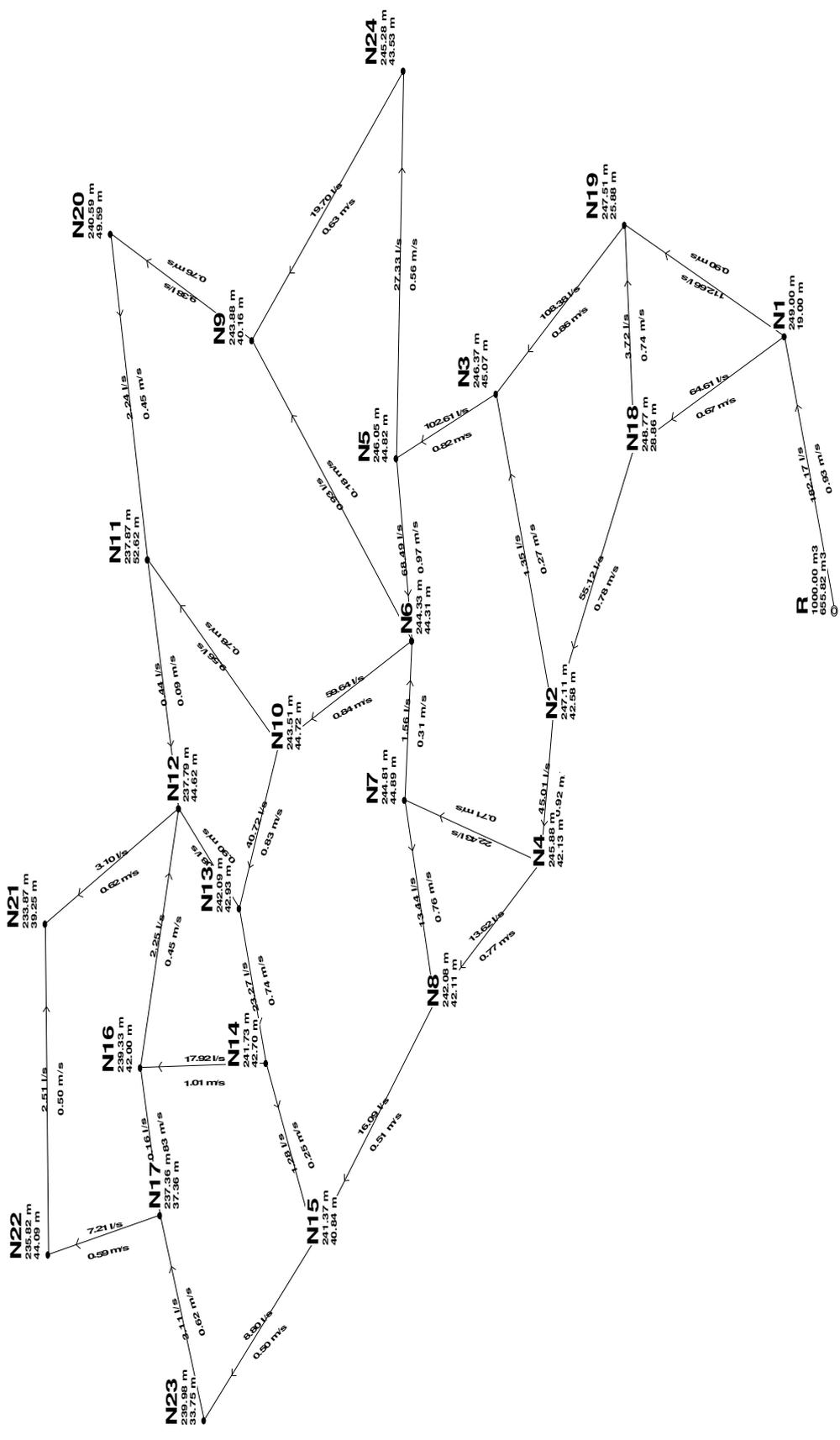
Simulation du réseau entre 07h à 09h



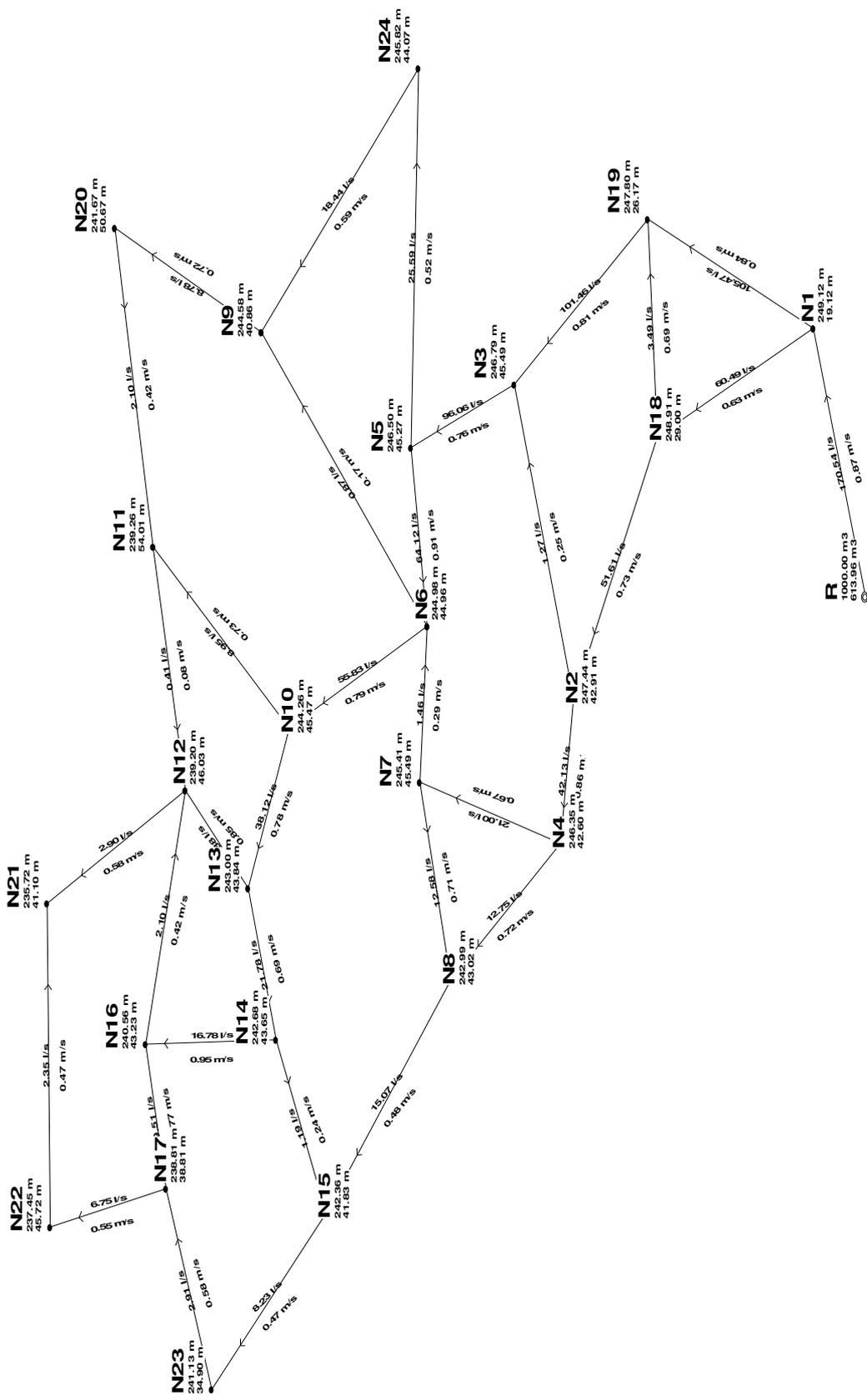
Simulation du réseau entre 09h à 10h



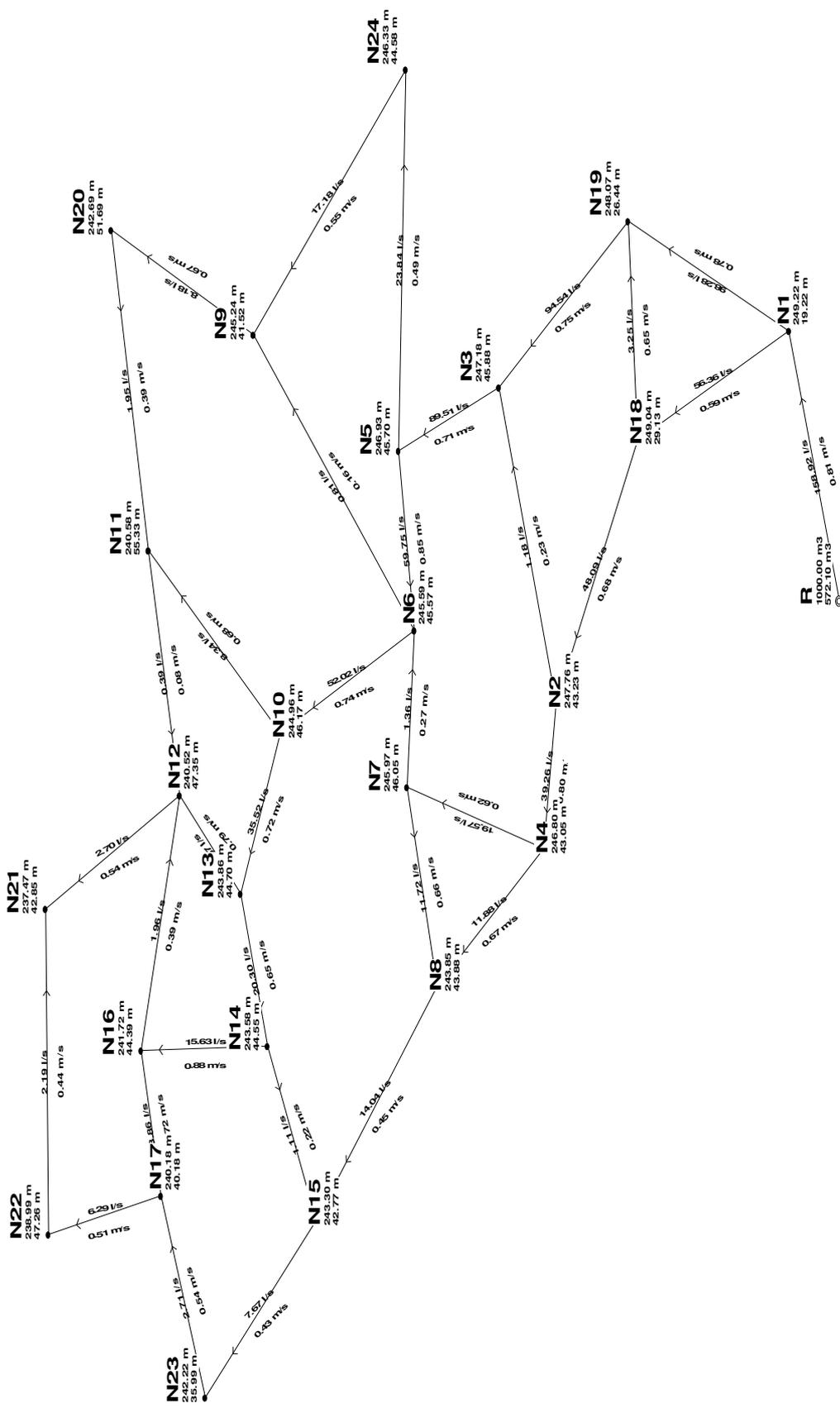
Simulation du réseau entre 10h à 11h



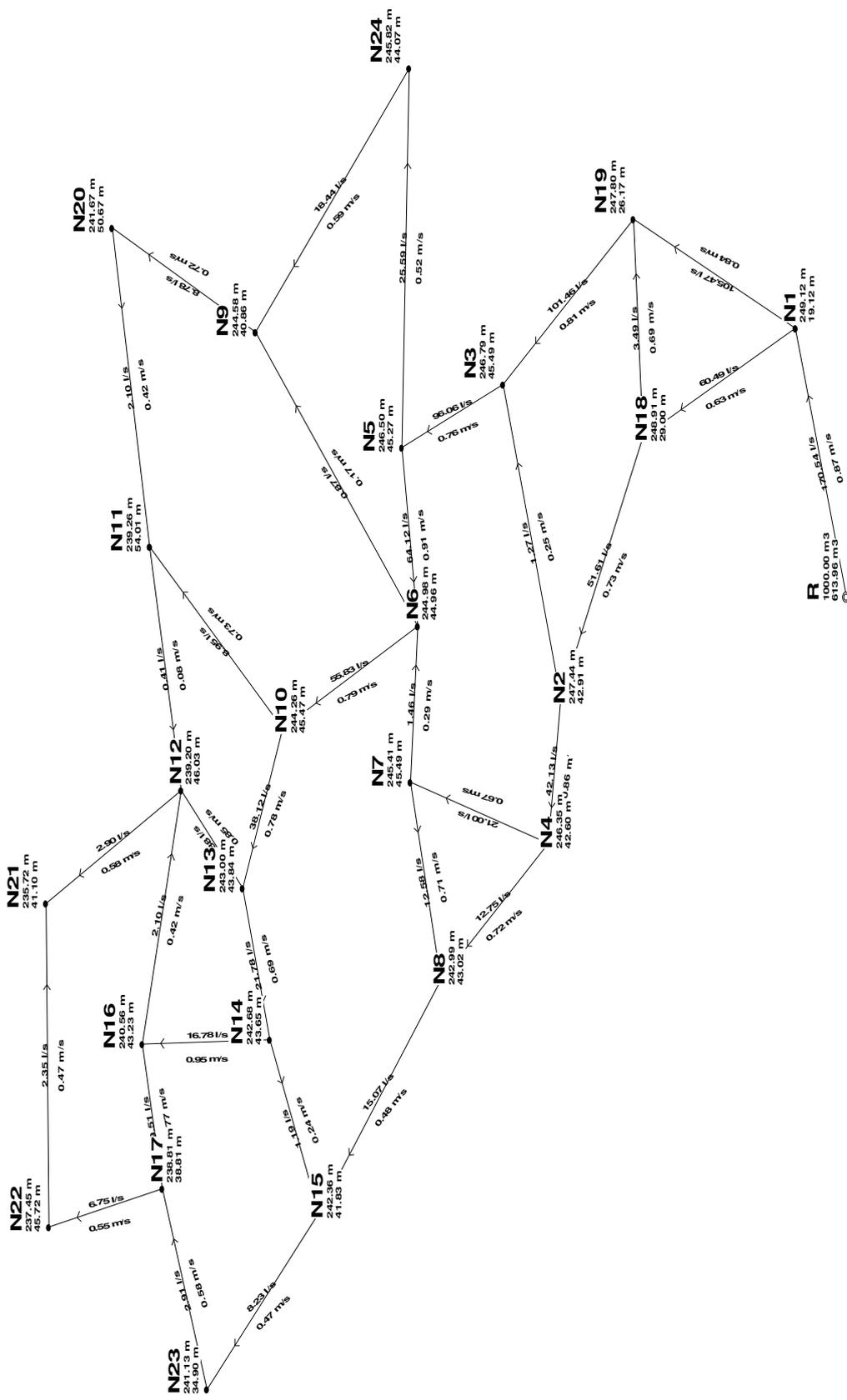
Simulation du réseau entre 11h à 12h



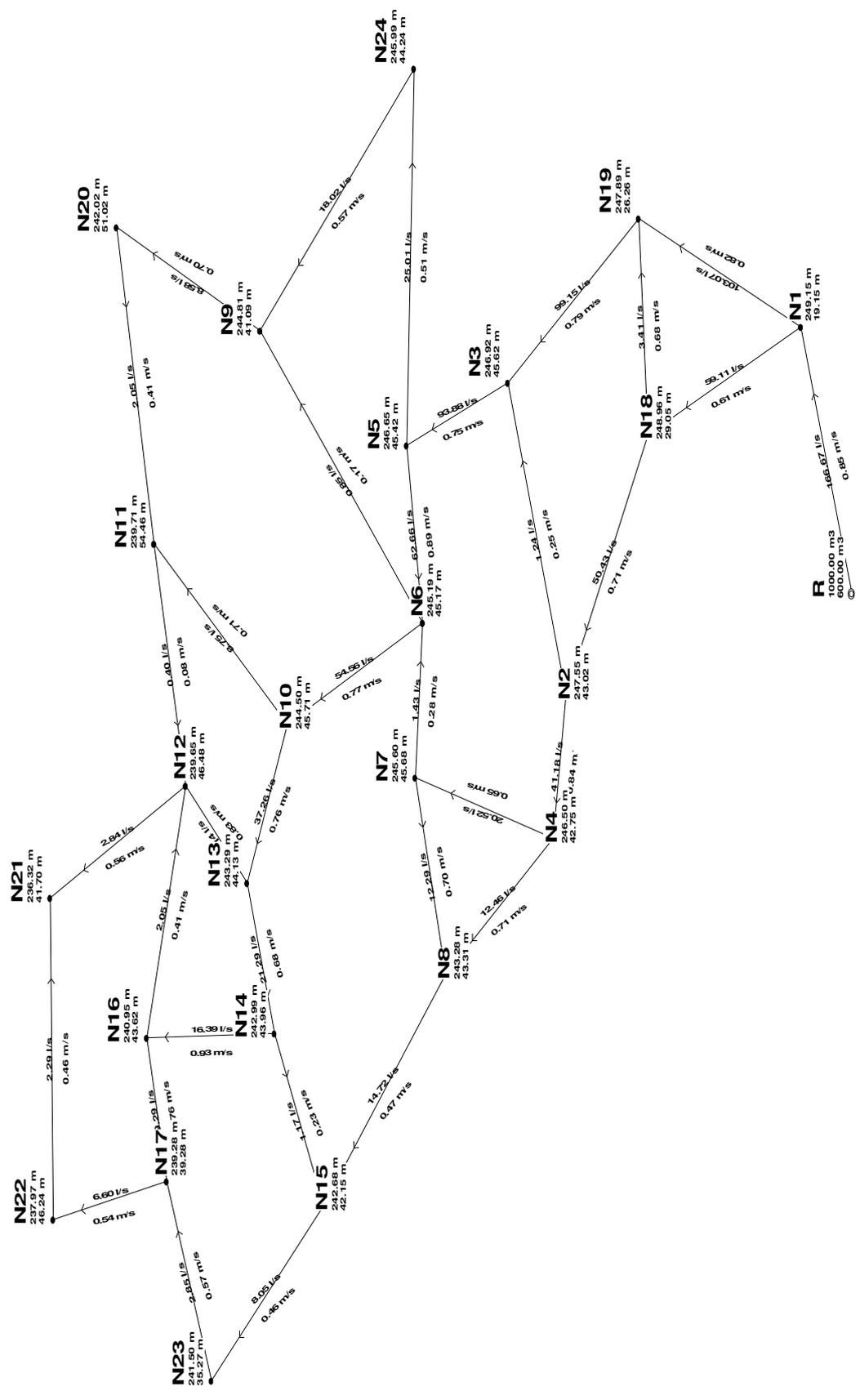
Simulation du réseau entre 12h à 13h



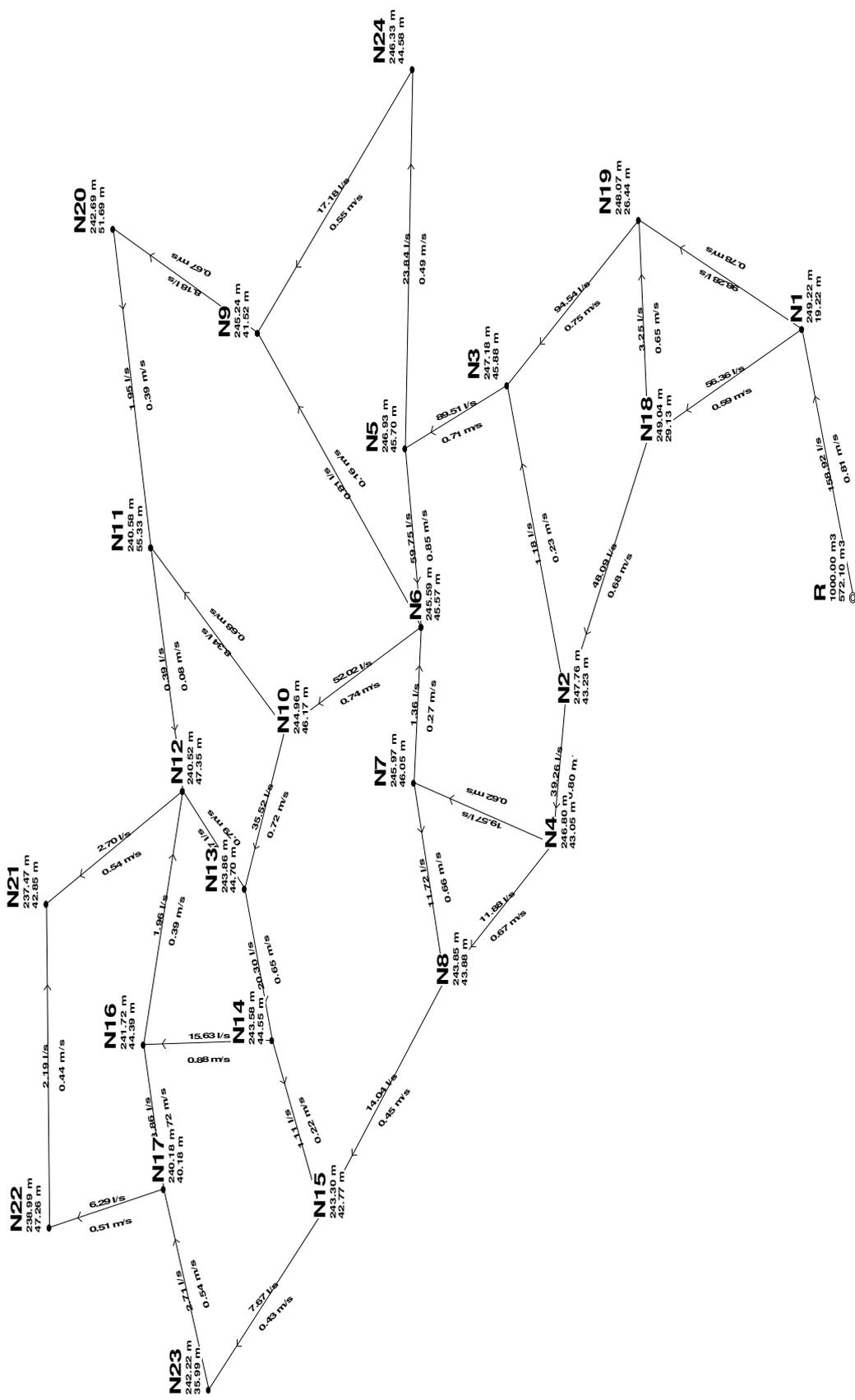
Simulation du réseau entre 13h à 15h



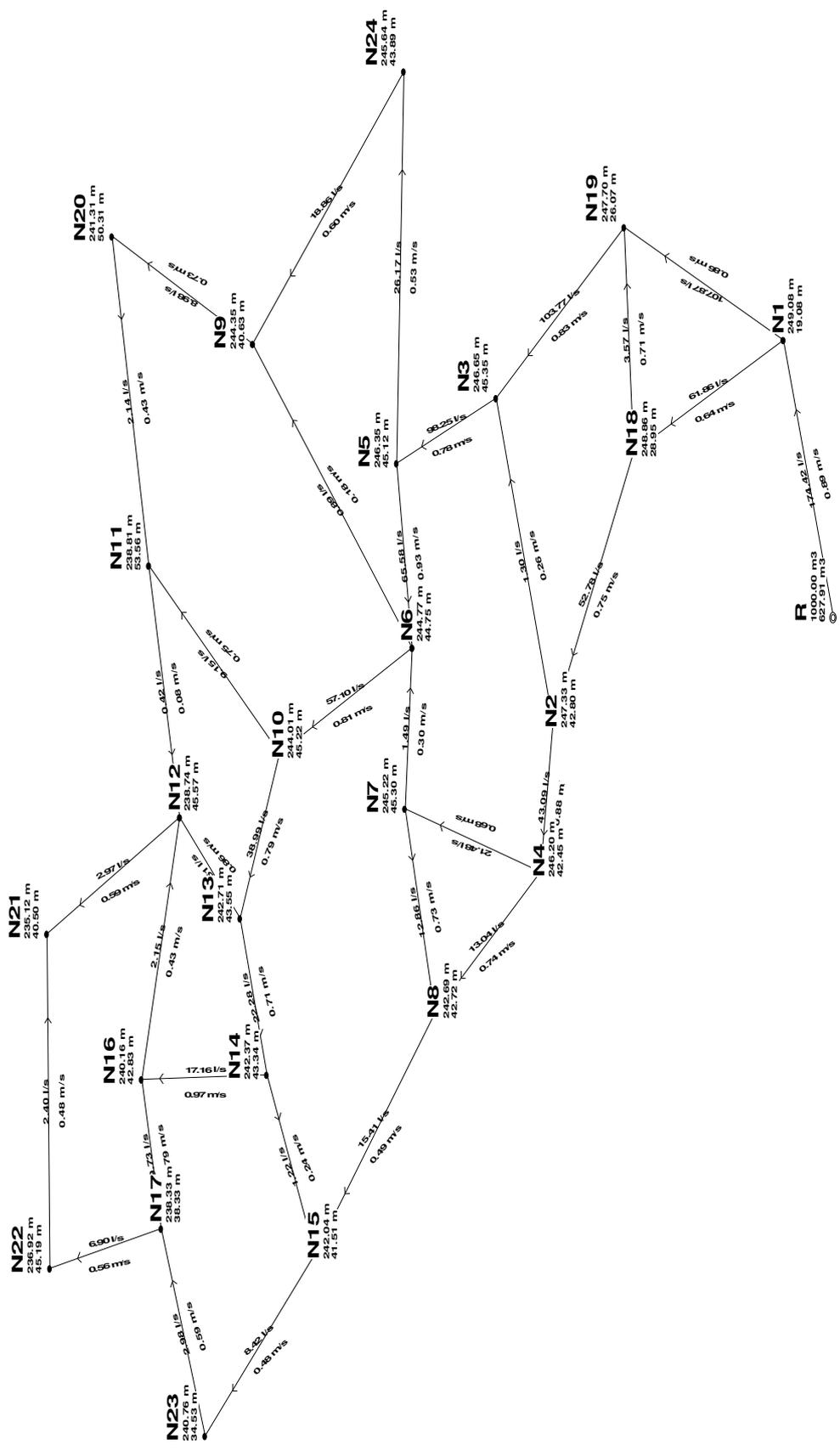
Simulation du réseau entre 15h à 16h



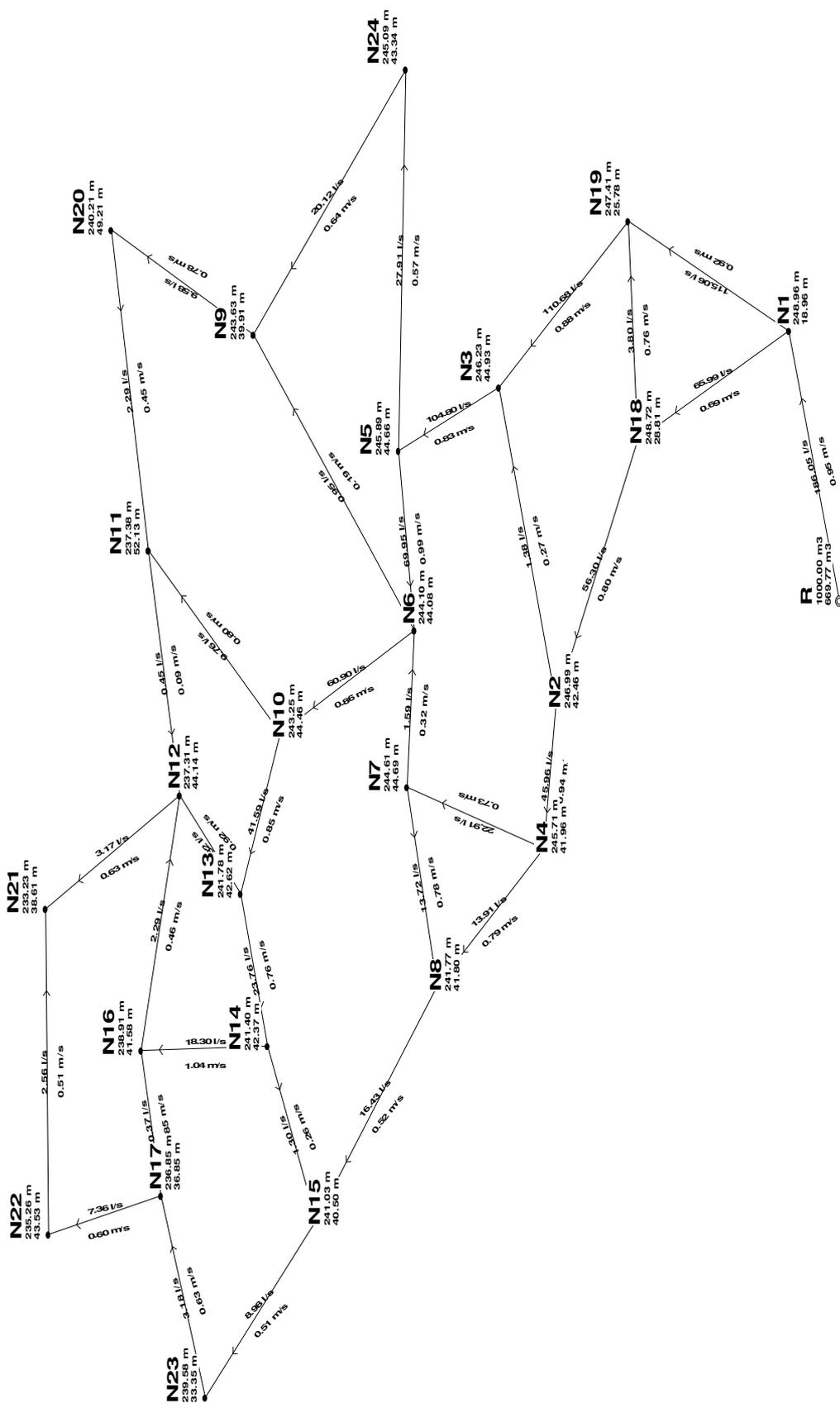
Simulation du réseau entre 16h à 17h



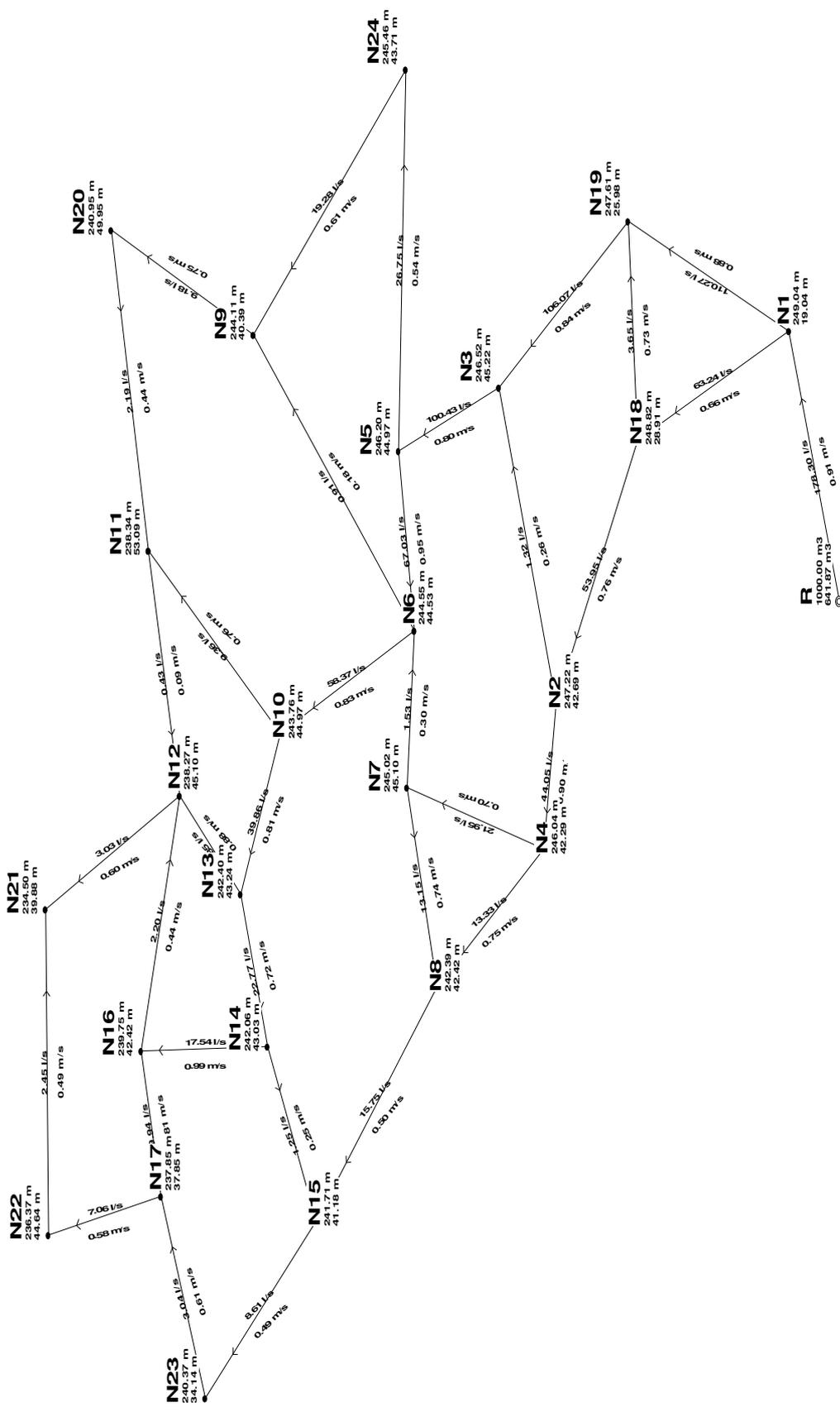
Simulation du réseau entre 17h à 18h



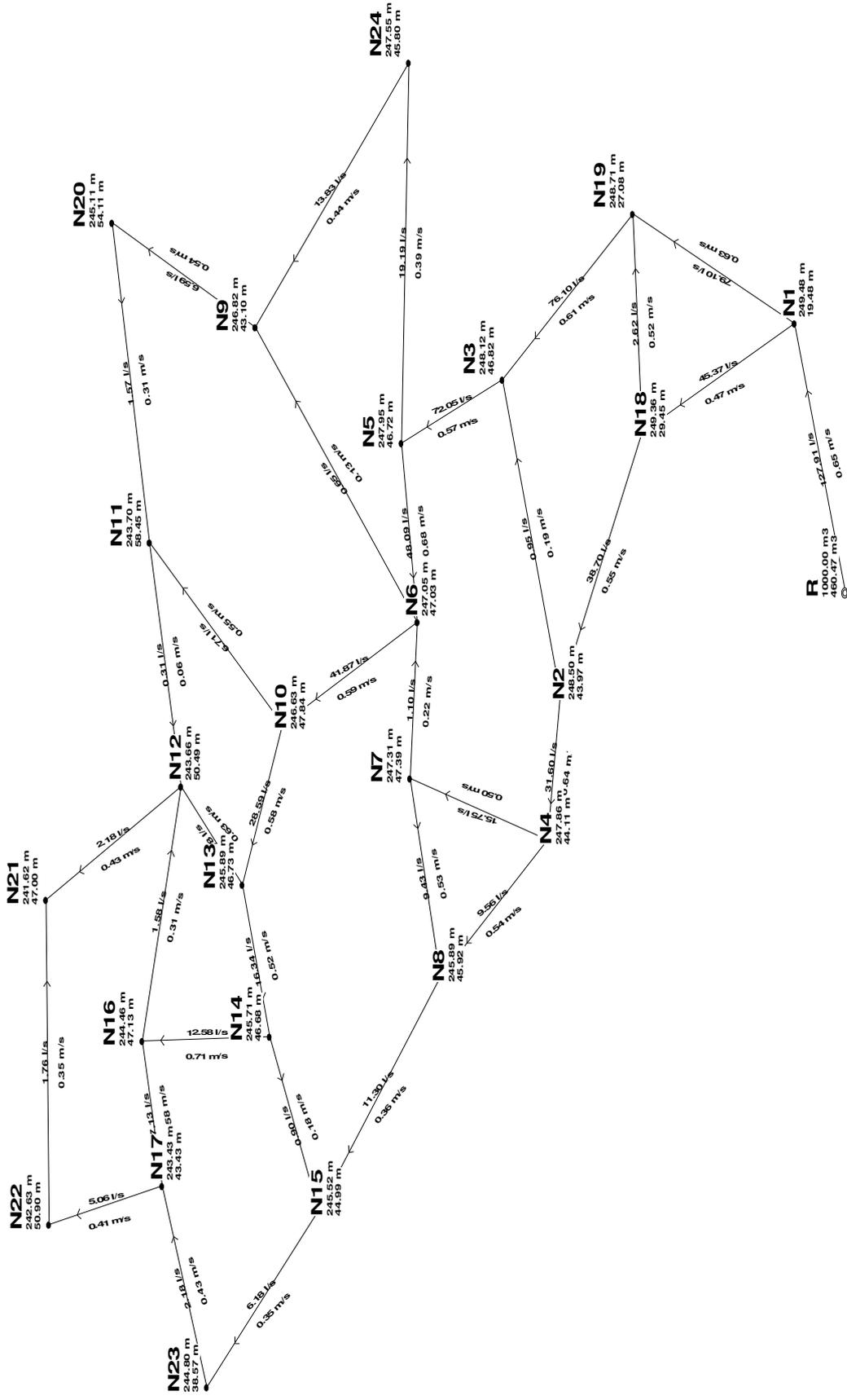
Simulation du réseau entre 18h à 21h



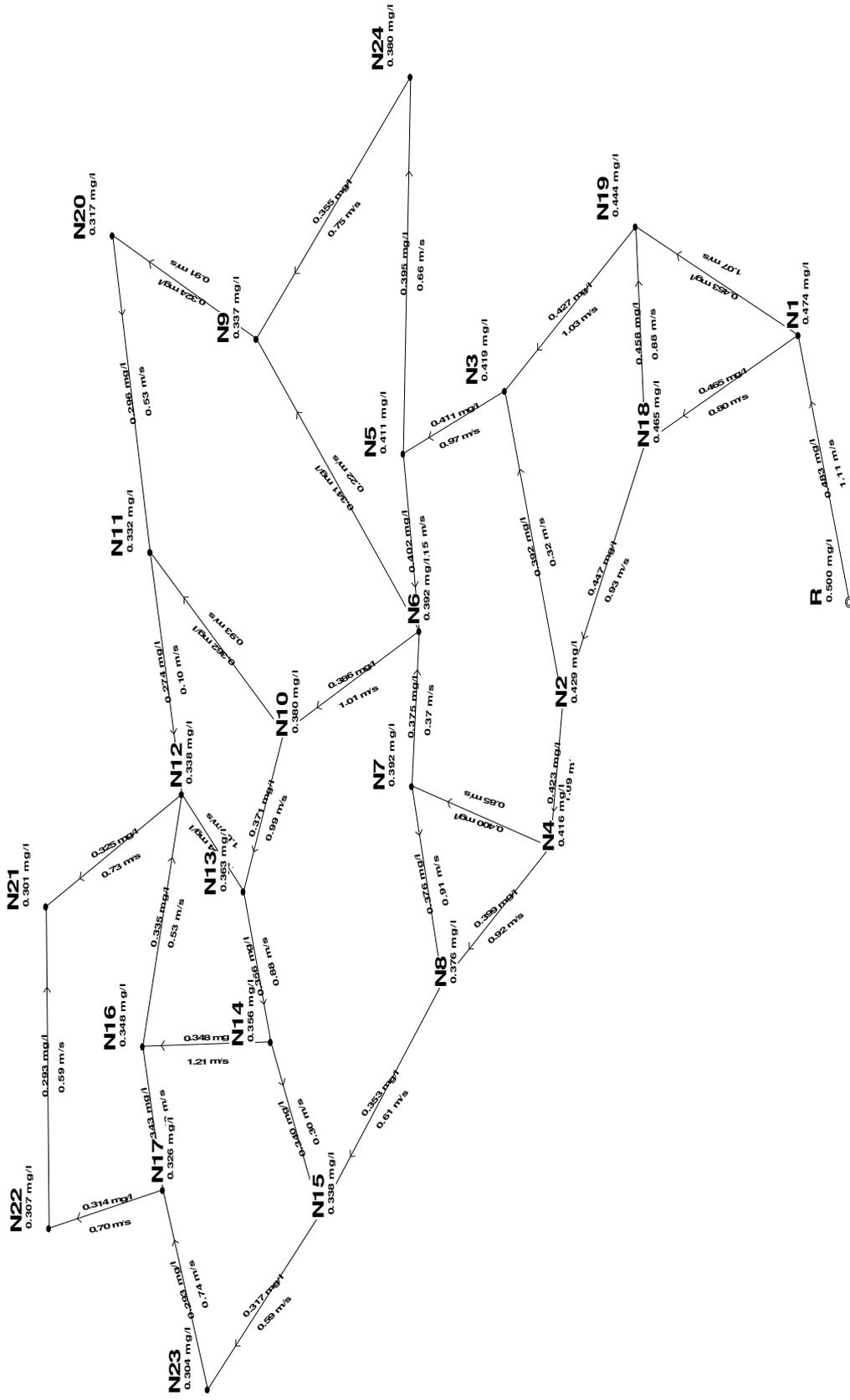
Simulation du réseau entre 21h à 22h



Simulation du réseau entre 22h à 23h



Simulation du réseau entre 23h à 24h



Taux de chlore résiduel dans le réseau à l'heure de pointe

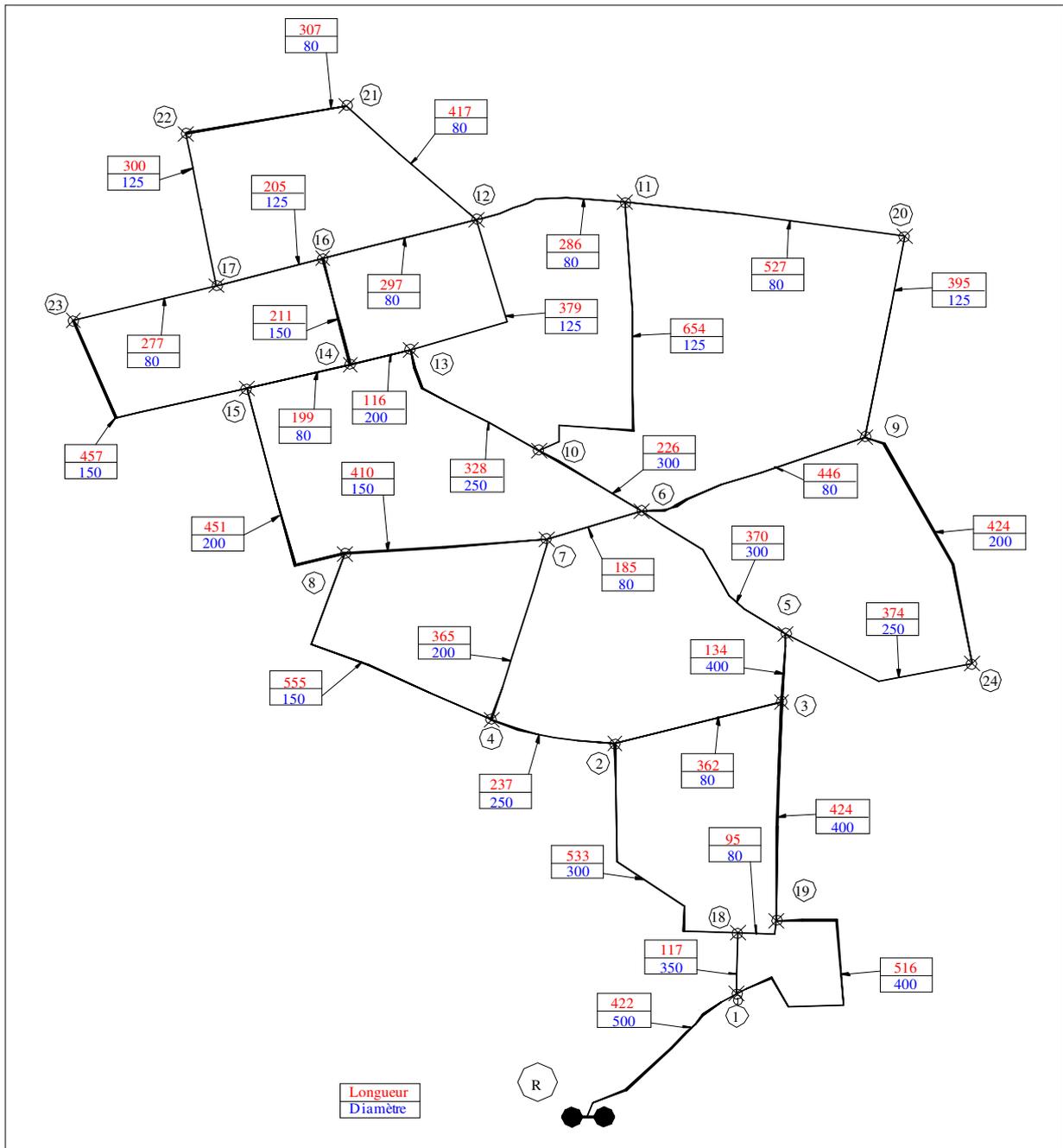


Schéma de la géométrie du réseau de la ville de Ain Tedeles

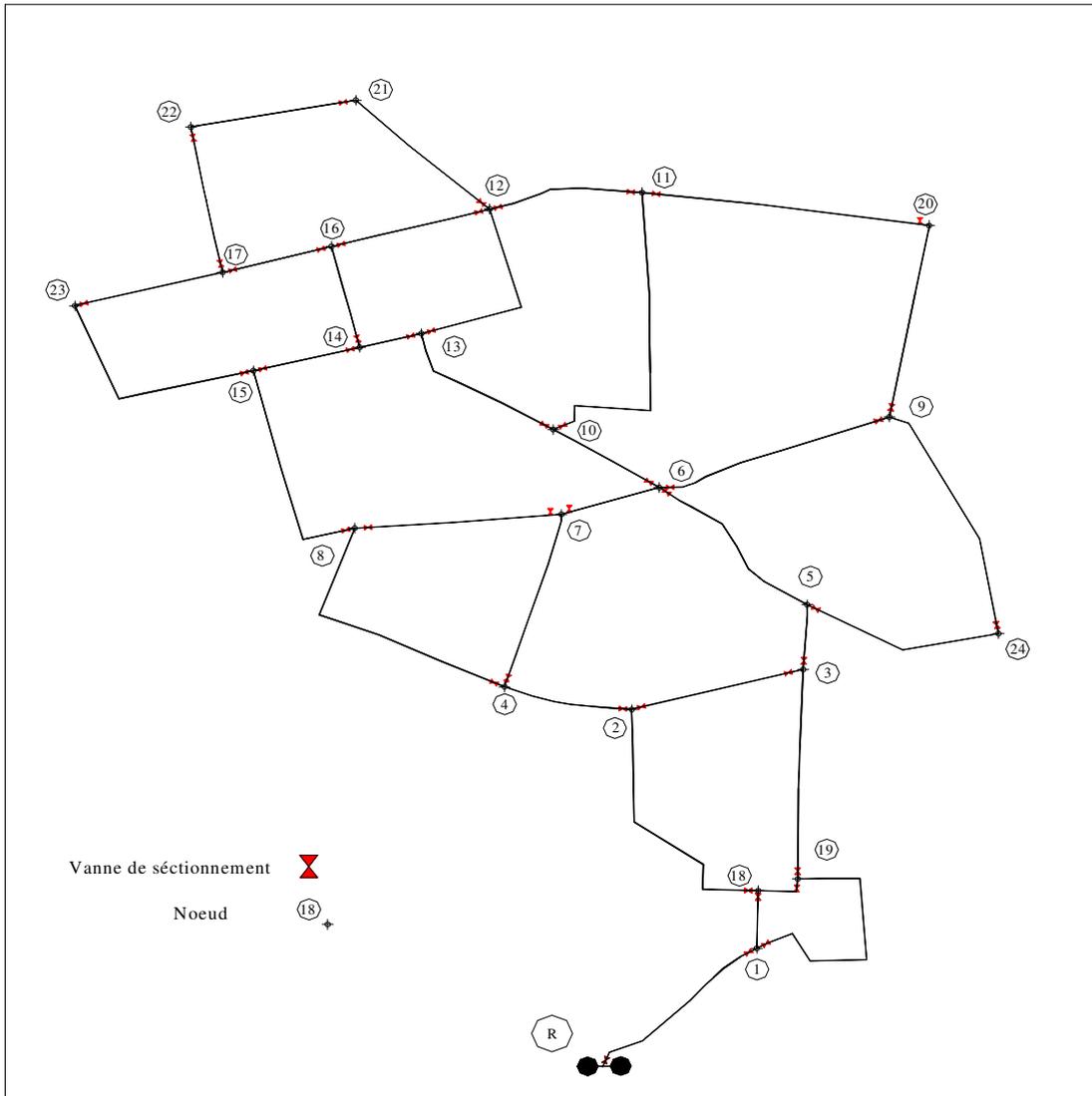


Schéma de l'aménagement des vannes du réseau de la ville de Ain Tedeles

Bibliographie

- [1] DUPONT, A. -*Hydraulique urbaine*- Tome II .Edition Eyrolles, Paris 1988.
- [2] DUPONT, A. - *Hydraulique urbaine*. Exercices et projet. Edition Eyrolles 1980.
- [3] AMBARTSOUMIAN, V. – *Recommandations méthodologiques* – Edition ENSH, Soumâa 1994.
- [4] LYONNAISE DES EAUX, - *Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau potable et de l'assainissement*- Edition Eyrolles, Paris 1978.
- [5] SALEH, B. – *Cours d'alimentation en eau potable* – Edition ENSH, Soumâa 1994.
- [6] Association Générale des Hygiénistes et Techniciens Municipaux- *Les canalisation d'eau et de gaz – corrosion, dégradation et protection*- Edition Technique et Documentation (Lavoisier), Paris 1987.