

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE DE RECTIFICATION
ET DE RECALIBRAGE
DE L'OUED DJEMAA

5 PLANCHES

Proposé Par :

S.E.T.H.Y.A.L

Etudié par : M^{rs}

ALILI Djamel

YOUNSI Salah

Dirigé par : M^{rs}

GUENATRI Kamel

UPPALURI BINDU

PROMOTION : Janvier 88

D E D I C A C E S

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL :

- A LA MEMOIRE DE MON PERE .
- A MA MERE, A MON ONCLE .
- A MES FRERES , A MA SOEUR .
- A TOUTES MA FAMILLE , MES AMIS.

SALAH YOUNSI

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL :

- A TOUTES MA FAMILLE .
- A MES AMIS .

DJAMEL ALILI



REMERCIEMENTS

NOUS REMERCIONS TOUT LE CORPS ENSEIGNANT QUI A CONTRIBUE A NOTRE FORMATION, AINSI QUE Mrs. UPALLURI ET GUENATRI POUR TOUTE L'AIDE QU'ILS NOUS ONT APORTE POUR L'ELABORATION DE CE PROJET.

ENFIN TOUTES NOS RECONNAISSANCES A LA SETHYAL (DPT BARRAGE) ET A L'A.N.R.H (SERVICE HYDROLOGIE).

SOMMAIRE

Première partie
 INTRODUCTION 01

Deuxième partie
 ETUDE HYDROLOGIQUE 05

Troisième partie
 ETUDE GEOLOGIQUE 27

Quatrième partie
 CALCULS HYDRAULIQUE 33

PREMIERE PARTIE

- I. INTRODUCTION
- II. SITUATION GEOGRAPHIQUE, CLIMATIQUE ET PRECIPITATION
 - 2.1 Situation Géographique
 - 2.2 Aperçu Climatique
 - 2.3 Précipitations.

I. INTRODUCTION

La présente étude que nous soumettons ci après rentre dans le cadre du mémoire de fin d'année d'étude.

Elle a pour objet d'étudier les caractéristiques de l'Oued Djemâa et son bassin versant ainsi que les voies et moyens de protéger les abords immédiats contre l'érosion, les routes et village avoisinants contre les inondations. Plus précisément, il s'agira d'une étude de rectification et de recalibrage de l'Oued Djemâa en vue d'assurer à ce dernier un écoulement régulier et rationnel en période de crue.

Préoccupée au plus haut point par les effets dévastateurs des inondations et des phénomènes d'érosion qui menacent de façon certaine et continue aussi bien les zones urbaines (l'Arbâa et Sidi Moussa) que les zones rurales, la Sethyal, à la demande de la D.H.W de BLIDA, a déjà entrepris une étude de protection de cette zone contre les effets néfastes des crues de l'Oued Djemâa.

II. SITUATION GEOGRAPHIQUE CLIMATIQUE ET PRECIPITATIONS :

2.1. Situation Géographique.

La région étudiée est située dans la partie Nord de l'Algérie, dans la plaine de la Métidja ; Elle s'intègre donc dans le bassin d'El-Harrach. l'Oued Djemâa, constitué par la jonction des Oueds Fountâs et Hamidou, coule dans une vallée étroite et profonde et se jette dans l'Oued El-Harrach.

Il possède un développement typique des Oueds à débit solide, avec beaucoup de dépôts dans la tranche en aval à la sortie des monts de l'Atlas, et un lit retréci dans son cours inférieur. La longueur de l'Oued est de 26.0 Km environ.

Les côtes Max. et Min. sont respectivement de 729 m et 55.2 m et la superficie du bassin versant est de 221 Km².

2.2. Aperçu Climatique :

Le climat de la région est caractérisé par un été sec, et un hiver relativement humide.

La température moyenne annuelle varie, dans la plaine de la Mitidja entre 17° C et 18° C.

L'humidité relative de l'air dans la Mitidja et le Sahel varie entre 77 % à 80 %.

2.3. Precipitation :

La pluviométrie moyenne annuelle varie entre 600 et 900 mm. Le bassin versant est donc moyennement arrosé. En Algérie, en raison du manque de pluie durant l'été (Juin, Juillet, Août), l'année pluviométrique, et donc, l'année Hydrologique est considérée à partir du mois de Septembre.

Les précipitations commencent au mois de Septembre, augmentent brusquement en Octobre et Novembre, pour atteindre leurs maximums en Décembre et Janvier. Les précipitations enregistrées de ces 02 derniers mois représentent environ 30 % des précipitations annuelles.

DEUXIEME PARTIE ETUDE HYDROLOGIQUE

- I. INTRODUCTION
- II. CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT
- III. PLUVIOMETRIE
- IV. APPORTS ANNUELS
 - 4.1 Pluviometrie Moyenne Annuelle
 - 4.2 Apport Moyen Annuel selon modèles empiriques ??
 - 4.3 Variabilité de l'apport moyen annuel
- V. PREDETERMINATION DES CRUES
 - 5.1 Selon Méthode synthique
 - 5.2 Selon Méthode Empirique
- VI. TRANSPORT SOLIDE

ETUDE HYDROLOGIQUE

I. INTRODUCTION

Cette partie a pour but d'étudier le bassin versant, sous l'influence des affluents de l'Oued, de déterminer l'apport moyen et sa variabilité, les crues fréquentielles et le transport solide. Ces aspects principaux nous faciliteront l'étude du projet d'aménagement de l'Oued.

D'après le réseau hydrographique constituant l'Oued Djemâa, nous remarquons qu'il est nécessaire de travailler avec les sous-bassins dans le but d'éviter un surdimensionnement des ouvrages et donc une surestimation du débit à évacuer.

A partir de cette base, le bassin versant sera subdivisé en quatre (04) sous-bassins. (voir figure 1)

II. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT ET DES SOUS-BASSINS

La superficie du bassin versant et des sous-bassins a été évaluée à partir d'une carte topographique à l'échelle 1/50.000.

Les altitudes H_{min} , H_{moy} et H_{max} ont été déterminées en traçant les courbes $S (\%) = F (H)$.

Temps de Concentration : C'est le temps mis par une particule d'eau provenant du point le plus défavorable, hydrauliquement, pour atteindre l'exécutoire.

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

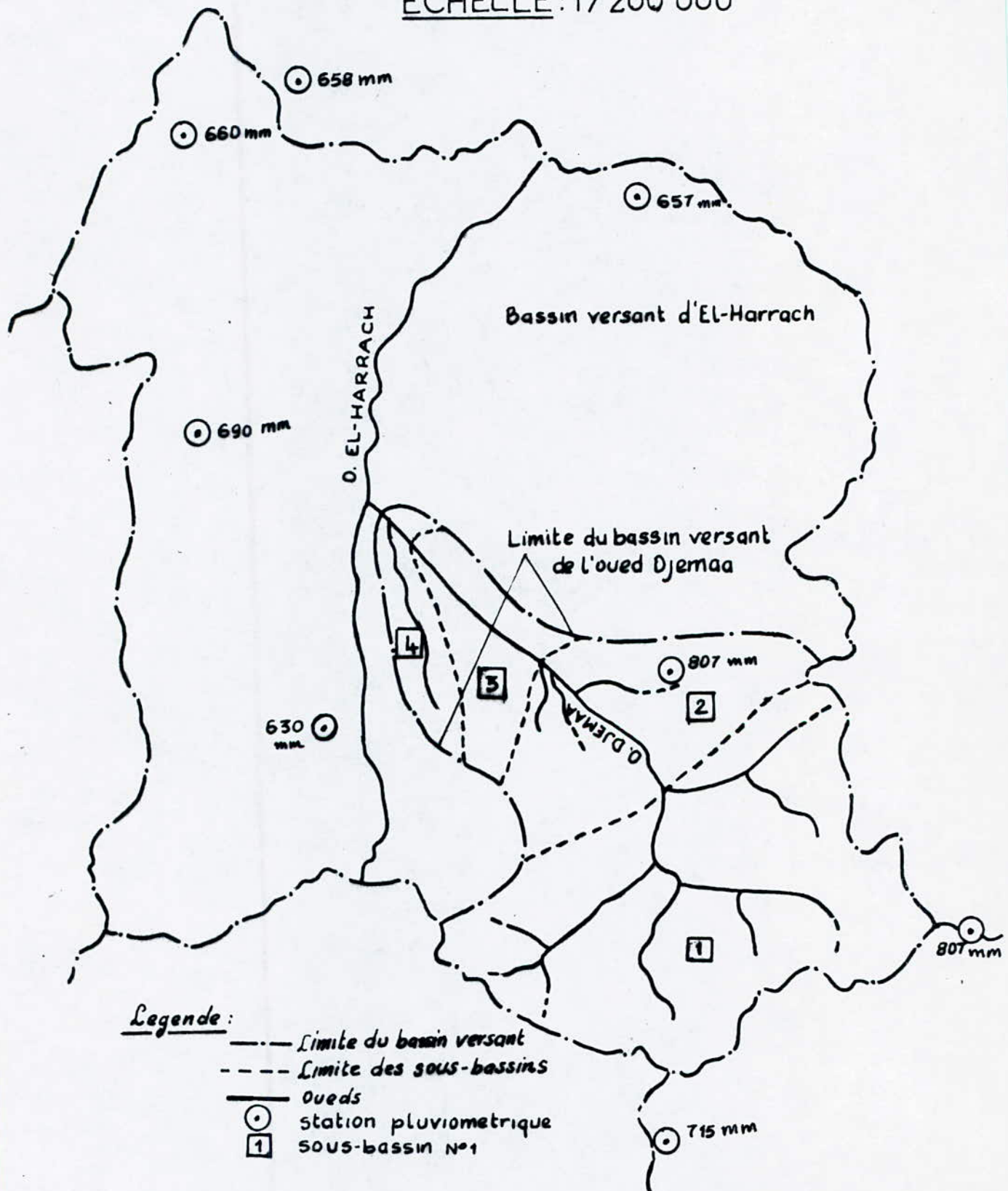
TABLEAU RECAPITULATIF :

SOUS BASSINS	SUPERFICIE	ALTITUDE			LONGUEUR DU THALWEG PRINCIPAL	TEMPS DE CONCENTRATION
		HMIN	HMOY	HMAX		
N°	Km ²	M	M	M	Km	HEURE
01	132.44	450.00	710.00	1 050.00	11.38	5
02	51.53	97.00	130.00	260.00	6.00	8
03	21.40	45.00	72.00	117.00	7.64	7
04	15.36	43.00	51.00	73.00	7.40	11
BASSIN VERSANT TOTAL	220.73	55.2	134.00	729.00	26.00	12

Figure 1

REPARTITION DES SOUS-BASSINS

ECHELLE: 1/200 000



Remarque : Nous constatons, à partir de ces données, que la superficie du sous-bassin I est une superficie montagneuse par contre elle est plaine pour les autres sous-bassins.

III. PLUVIOMETRIE : (Données Pluviométriques).

Le bassin versant de l'Oued Djemaa comporte trois (03) stations pluviométriques. Pour avoir une bonne estimation de la pluie moyenne annuelle, on a été amené à utiliser des stations pluviométriques avoisinantes au bassin versant.

STATIONS		COORDONNÉES (DEGRÉ)		ALTITUDES	PAN	PJ	b	CV	ANS
CODE	NOM	X	Y	Z (m)	MM	MM	-	-	-
02.06.01	Col des 2 Bassins	-	-	-	807	-	-	-	-
02.06.01	Barrafe Hamiz	3.210 1E	36.3627	130	822	61.8	0.41	0.38	63
02.06.07	KHMIS EL KHACHNA	3.1952 E	36.3904	67	720	56.4	0.39	0.42	12
02.06.18	ROUIBA MONTOYO	3.1656 E	36.4417	13	658	53.1	0.37	0.37	50
02.09.04	CAP CARBON	5.0616 E	36.4633	225	715	56.1	0.39	0.31	50
02.12.19	BOUFARIK CENTRE	2.5448 E	36.3448	48	730	56.9	0.39	0.57	50
02.13.05	CHREA COL	2.5255 E	36.2544	1550	1300	86.8	0.50	0.53	12
02.14.03	EL ARBA	3.0934 E	36.3400	100	807	61.0	0.41	0.47	50
02.14.09	EL HARRACH INR	3.1045 E	36.4243	20	657	83.1	0.37	0.47	50
02.14.19	EL ACHOUR	2.5927 E	36.4403	220	660	53.2	0.37	0.48	12
02.14.22	BIRTOUTA	2.5903 E	36.3820	45	690	54.8	0.38	0.47	50
02.14.31	SAKOMODY	-	-	-	1055	-	-	-	-
02.14.45	CHEBLI	3.0209 E	36.3241	84	630	51.7	0.37	0.48	50

PAN : Pluie Moyenne Annuelle
 PJ : Pluie Journalière Maximale
b : Coefficient Climatique
 CV : Coefficient de Variation.

III. PLUIES JOURNALIERES FREQUENTIELLES

3.1. Pluie Journalière Fréquentielle :

Les précipitations dans les postes pluviométriques sont ajustées par la loi de GUMBEL.

Après avoir estimé la pluie moyenne journalière maximale pour chaque sous-bassin nous déterminerons les Pluies Journalières Fréquentielles Maximales Correspondantes.

La Loi de GUMBEL est donnée par :

$$P_j = \frac{P_j \text{ max.}}{\sqrt{Cv^2 + 1}} E^T \sqrt{Ln (Cv^2 + 1)}$$

P_j : Pluie Journalière Fréquentielle Maximale (mm)

$P_j \text{ Max.}$ Pluie Journalière Maximale Moyenne (mm)

Cv : Coefficient de Variation Moyen.

T : Variable de Gauss.

E : ?

Pluie Journalière Maximale Moyenne :

SOUS-BASSINS	I.	II.	III.	IV.
$P_j \text{ Max. (mm)}$	58.55	61.90	56.35	51.70
$C v \text{ Moyen}$	0.39	0.47	0.47	0.48
EXPOSANT CLIMATIQUE : b	0.40	0.41	0.39	0.37

Tableau donnant la Pluie Journalière Fréquentielle Maximale :

FREQUENCE	PROBABILITE DE (Pr) NON DEPASSEE.	0.80	0.90	0.95	0.98	0.99
%	PROBABILITE DE (Pr) <i>dépassée</i>	0.2	0.10	0.05	0.02	0.01
PERIODE DE RETOUR (ANS)		5	10	20	50	100
VARIABLE DE GAUSS : T.		0.841	1.282	1.645	2.057	2.327
P _j max. (m m)	SOUS-BASSIN I.	74.85	88.36	101.30	118.28	130.93
	SOUS-BASSIN II.	81.57	99.33	116.82	140.43	158.43
	SOUS-BASSIN III.	74.38	90.75	106.89	128.72	145.40
	SOUS-BASSIN IV.	68.36	83.56	98.58	118.92	134.47

3.2 Pluies de courtes durées (Pt) :

La répartition statistique des précipitations temporelles (pluies de courtes durées) est calculée d'après la formule suivante :

$$P_t = P_j \text{ Max.} \left[\frac{(t)}{(24)} \right]^b$$

P_j Max : Pluie Journalière Fréquentielle maximale (mm)
Correspondante à une fréquence de probabilité.

b : Exposant Climatique

t : Temps considéré (en heure)

P_t : Pluie de courte durée t de même fréquence que celle de P_j Max.

Dans notre cas on s'intéressera uniquement à la pluie de courtes durée qui correspond au temps de concentration T_c.

$$P_t = P_j \text{ Max.} \left[\frac{(t_c)}{(24)} \right]^b$$

Tableau recapitulatif

SOUS-BASSIN	TEMPS DE CON- CENTRATION Tc (heure)	COEFFICIENT CLIMATIQUE b	PLUIES DE COURTES DUREES Pt (mm)				
			PERIODE 5	DE RETOUR (ANS)			
				10	20	50	100
I.	5.0	0.40	39.97	47.18	54.09	63.16	69.91
II.	8.0	0.41	52.10	63.31	74.45	89.50	100.98
III.	7.0	0.39	46.00	56.12	66.11	79.61	89.92
IV.	11.0	0.37	51.22	62.61	73.86	89.10	100.75

IV. APPORTS ANNUELS

L'insuffisance des données d'observation, nous contraint d'utiliser les modèles et formules empiriques.

L'apport annuel choisi sera la valeur moyenne des apports annuels calculés à partir de ces formules empiriques.

4.1. Détermination de la Pluviométrie Moyenne Annuelle :

4.1.1. Méthode de Thiessen (des polygones).

C'est une méthode arithmétique. On attribue à chaque station pluviométrique, une zone d'influence de manière qu'un point quelconque situé dans cette surface soit plus près en distance horizontale de ce poste que des autres.

Sur la carte, nous situerons les différentes stations que l'on reliera par des droites, dont les médiatrices correspondantes détermineront une surface polygonale autour de chaque poste de mesure. (Voir figure 4.1)

En supposant que la pluviométrie moyenne annuelle à chaque station est uniformément répartie sur le polygone correspondant la lame d'eau moyenne précipitée sur le bassin versant est :

$$P = \frac{\sum P_i S_i}{S}$$

S_i : Surface du Polygone.

P_i : Précipitation moyenne annuelle de la station à l'intérieur du polygone.

Figure 4.1

METHODE DE THIESSEN

ECHELLE:1/200 000

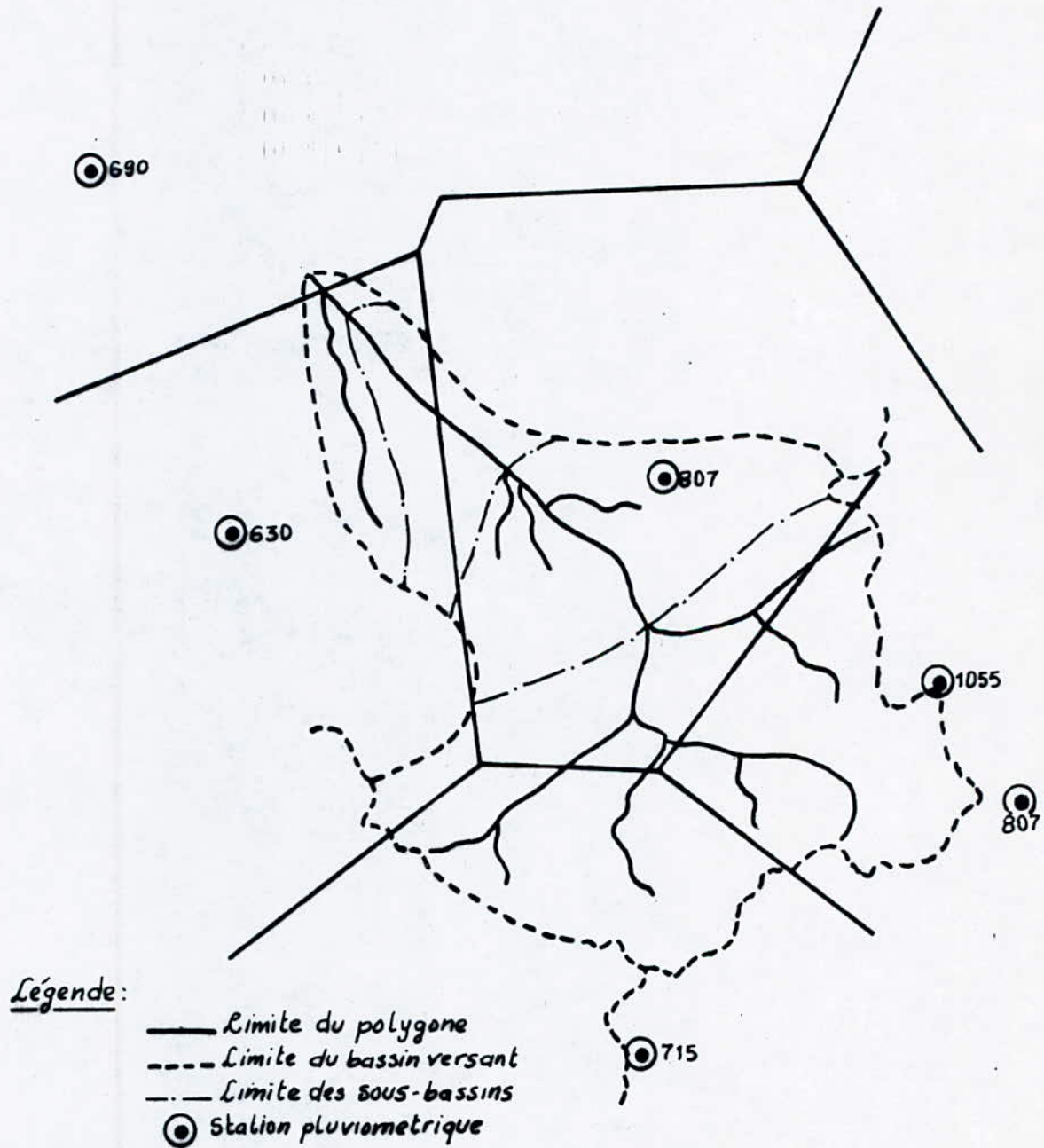


Tableau Recapitulatif

	Pi (mm)	Si (Km ²)	Pisi 10 ⁶ m ³	PLUIE MOY. ANNUEL (mm)
SOUS-BASSIN I.	715	45.24	32.3446	P1 = 863
	630	4.74	2.9862	
	1055	50.06	52.8330	
	807	32.40	26.1768	
	TOTAL 1.	132.44	114.4971	
SOUS-BASSIN II.	807	51.53	41.5766	P2 = 807
	TOTAL 2.	51.53	41.5766	
SOUS-BASSIN III.	630	14.62	9.1980	P3 = 686
	807	6.78	5.4553	
	TOTAL 3.	21.40	14.6533	
SOUS-BASSIN IV.	630	14.66	9.2232	P4 = 633 mm
	690	0.70	0.4692	
	TOTAL 4.	15.36	9.6924	

4.1.2 Méthode des Isohyetes :

L'estimation de la lame d'eau moyenne tombée sur une région par cette méthode est la plus rationnelle, car elle tient compte des variations des pluies avec l'altitude et l'éloignement de la mer.

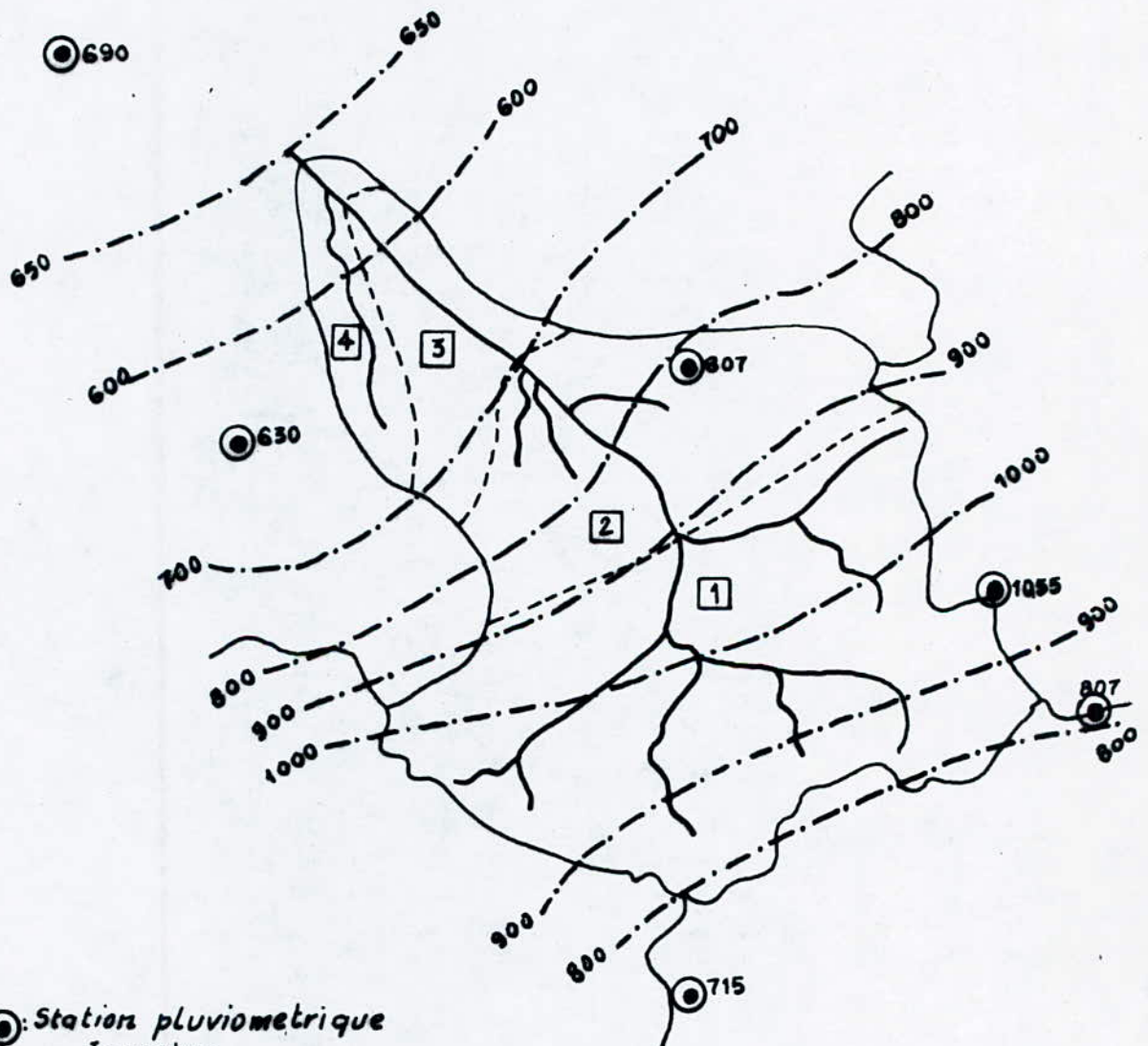
Connaissant les précipitations moyennes à chaque station nous tracerons les courbes isohyetes ou lignes d'équi-pluviométrie. (en se basant sur la carte de CHAUMONT à l'échelle 1/500.000).

(voir figure 4.2)

Figure 4.2

METHODE DES ISOHYETES

ECHELLE: 1/200 000



Legende:

- : Station pluviométrique
- · - · : Isohyetes
- : Réseau hydrographique
- - - : Limite des sous-bassins,
- : Limite du bassin versant

Ainsi on calcule les surfaces comprises entre deux courbes isohyetes successives en supposant que la hauteur de pluie tombée sur cette surface est égale à la moyenne de valeurs des deux isohyetes qui la délimitent.

La lame d'eau tombant sur le sous-bassin est :

$$P = \frac{\sum P_i \cdot S_i}{S}$$

- S_i : Surface inter-isohyetes
 P_i : Pluviometrie inter-isohyetales considérée
 S : Superficie du sous-bassin

Tableau des Résultats :

	P_i (mm)	P_i (Km^2)	$P_i \cdot S_i$ $10^6 m^3$	PLUIE MOYENNE ANNUELLE (mm)
SOUS-BASSIN I.	850	25.46	21.6410	P1 = 930
	950	100.15	95.1425	
	TOTAL	125.61	116.7835	
SOUS-BASSIN II.	850	36.42	30.9570	P2 = 815
	750	19.70	14.7750	
	TOTAL	56.12	45.7320	
SOUS-BASSIN III.	650	20.13	13.0845	P3 = 647
	625	2.74	1.1125	
	TOTAL	22.87	14.7970	
SOUS-BASSIN IV.	650	11.22	7.2930	P4 = 642
	625	5.06	3.1625	
	TOTAL	16.28	10.4555	

4.1.3. Pluie Moyenne Annuelle Estimée pour Chaque Sous-Bassin :

Les Pluies Moyennes Annuelles pour chaque sous-bassin ont été déterminées par la méthode de THIESSEN et celle des isohyètes. Nous prendrons la moyenne arithmétique de celles-ci.

S O U S - B A S S I N S				
N°	I.	II.	III.	IV.
P (mm)	897	811	667	638

4.2. Estimation de l'Apport Moyen Annuel :

L'insuffisance des données observées nous contraint d'utiliser les modèles et formules empiriques.

Les stations hydro-métriques sont pratiquement inexistantes, celles qui existent ne fonctionnent pas régulièrement.

4.2.1. Modèles Empiriques :

Ces modèles empiriques sont basés sur la relation suivante :

$$Y_o = P_o - D$$

Dans laquelle :

- Y_o : Apport Annuel
- P_o : Pluie Moyenne Annuelle
- D : Déficit Hydrologique.

1°) Formule de SAMIE :

où
$$Y_o = P_o^2 (292 - 2,2\sqrt{S})$$

P_o : Pluie Moyenne Annuelle au niveau du Sous-Bassin (m)

S : Superficie du Sous-Bassin (Km²)

Y_o : Apport Annuel Moyen du Sous-Bassin, en (m).

2°) Formule dite Algérienne (relation apport pluviométrie)

$$\hat{Y}_o = P_o (1 - 10^{-K P_o^2}) \text{ avec } K = 0.18 - 0.01 \text{ Log } (S)$$

où

Y_o : Apport Annuel Moyen en (m).
 P_o : Pluie Moyenne Annuelle en (m)
 S : Superficie du Sous-bassin en (Km²).

3°) Formule de Turc :

$$D = \frac{P_o}{(0.9 + P_o^2/L^2)^{0.5}} \quad \text{avec } L = 300 + 25.T + 0.05 T^3$$

où

D : Déficit d'écoulement en (mm)
 P_o : Pluviométrie Moyenne Annuelle en (mm)
 T : Température Moyenne (18°C).

$$Y_o = P_o - D.$$

Y_o : Apport Moyen Annuel du Sous-Bassin (mm).

4°) Formules de CAUTAGNE

I. $D = P_o - \lambda P_o^2$ avec $\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14 T}$

$$Y_o = P_o - D = \lambda P_o^2.$$

Domaine d'application : $\frac{1}{8\lambda} < P_o < \frac{1}{2\lambda}$

Y_o : Apport Annuelle Moyen du sous-bassin (m)
 T : Température Moyenne en °C
 D : Déficit d'écoulement en (m)
 P_o : Pluie Moyenne Annuelle du sous-bassin en (m)

II. $Y_o = 1.024 (P_o - 0.26)^2$

où

Y_o = Apport Annuel Moyen en (m)
 P_o = Pluie Moyenne Annuelle en (m).

5°) Formule de CHAUMONT :

$$\hat{Y}_o = 600 P_o (1 - 10^X) \text{ avec } X = -0.36 P_o^2.$$

où

Y_o : Apport Annuel Moyen du sous bassin en (mm)
 P_o : Pluie Moyenne Annuelle au niveau du sous-bassin en (m).

6°) Formule de DERY :

$$Y_o = 915 \frac{P_o^{2.684} S^{0.842}}{S}$$

Y_o : Apport Annuel Moyen du sous-bassin en (mm).

P_o : Pluie Moyenne Annuelle en (m).

S : Superficie du Sous-bassin en (Km^2).

7°) Formule de MEDINGER :

$$Y_o = 0.75 (P_o - 400).$$

Y_o : Apport Annuel Moyen du Sous Bassin en (mm)

P_o : Pluie Moyenne Annuelle en (mm).

(Les resultats sont donnés dans le tableau récapitulatif)

Tableau Recapitulatif :

MODELES	SOUS BASSIN	MODULE Y_0 (mm)	APPORT MOYEN W_0 ($10^6 m^3$)	DEBIT UNITAIRE M_0 ($l/s/Km^2$)	DEBIT MOYEN (M^3/S)
SAMIE	1	209	27.73	6.63	0.879
	2	171	8.81	5.42	0.279
	3	115	2.46	3.65	0.078
	4	106	1.63	3.37	0.052
FORMULE DITE ALGERIENNE	1	187	24.81	5.93	0.787
	2	141	7.27	4.48	0.230
	3	81	1.73	2.57	0.055
	4	71	1.09	2.25	0.035
TURC	1	197	26.14	6.25	0.829
	2	150	7.73	4.76	0.245
	3	84	1.80	2.67	0.057
	4	73	1.12	2.31	0.036
CAUTAGNE I.	1	242	32.11	7.68	1.018
	2	198	10.20	6.28	0.323
	3	134	2.87	4.25	0.091
	4	123	1.89	3.90	0.060
CAUTAGNE II.	1	416	55.2	13.19	1.750
	2	311	16.03	9.87	0.508
	3	170	3.64	5.39	0.115
	4	146	2.24	4.62	0.071
CHAUMONT	1	262	34.77	8.31	1.102
	2	205	10.57	6.50	0.335
	3	123	2.63	3.40	0.083
	4	110	1.69	3.50	0.054

.../...

Suite : Tableau Recapitulatif :

MODELES	SOUS BASSIN	MODULE Yo (mm)	APPORT MOYEN Wo (10^6 m^3)	DEBIT UNITAIRE Mo ($1/\text{S}/\text{Km}^2$)	DEBIT MOYEN (M^3 / S)
DERY	1	291	38.61	9.23	1.224
	2	222	11.44	7.04	0.363
	3	132	2.83	4.19	0.090
	4	117	1.80	3.72	0.057
MED INGER	1	373	49.50	11.83	1.570
	2	308	15.08	9.72	0.478
	3	200	4.30	6.37	0.136
	4	179	2.75	5.68	0.087
MOYENNE	1	272	36.10	8.63	1.145
	2	213	10.98	6.76	0.348
	3	130	2.78	4.12	0.088
	4	116	1.78	3.67	0.056

4.3. Variabilité de l'Apport Moyen Annuel :

Après détermination de la valeur moyenne des apports annuels pour chaque sous bassin, on recherchera une loi d'ajustement statistique qui nous permettra d'estimer l'apport annuel moyen fréquentiel. On supposera que la répartition est log normale, elle est exprimée par la formule suivante :

$$W = \frac{W_0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} \cdot \text{Exp} \left(T \sqrt{\lg (Cv^2 + 1)} \right)$$

ou

W_0 : Apport Moyen (m^3)

T : Variable de Gauss.

Cv : Coefficient de Variation de la Pluie.

Tableau Récapitulatif :

Apports Moyens Annuels Fréquentiels.

		FREQUEN- CE	PROB. DE DEPAS- SEMENT (1 - Pr)	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01
		%	PROBAB. DE NON DEPASSEMENT (Pr)	0.80	0.90	0.95	0.98	0.99
		PERIODE DE RETOUR (ANS)		5	10	20	50	100
SOUS-BASSINS	I.	APPORT MOYEN ANNUEL		46.72	55.81	64.60	72.27	85.03
	II.	FREQUENTIEL		14.48	17.63	20.74	24.93	28.13
	III.	($10^6 m^3$)		3.67	4.48	5.27	6.36	07.17
	IV.			2.35	2.87	3.38	4.07	4.60

V. PREDETERMINATION DES CRUES :

L'estimation des débits de crues représente la partie la plus importante concernant l'étude hydrologique. C'est avec ces débits que tous les ouvrages hydrauliques seront dimensionnés.

Pour une meilleure optimisation du projet on a été ramené à déterminer le débit de crue de chaque sous-bassin.

Par ailleurs, nous avons utilisé, trois formules donnant le débit de crue fréquentiel, vue l'absence de stations de jaugeage sur l'oued.

5.1. Méthode Synthétique :

L'application de cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- * La pluie est considérée uniforme sur tout le bassin versant.
- * Le coefficient de ruissellement est aussi uniforme sur le bassin versant durant l'averse génératrice.
- * La vitesse de propagation de l'eau est constante de l'amont vers l'aval.

La formule est donnée par l'expression suivante :

$$Q_{\max} = \frac{1}{3.6} \cdot I_{\text{eff.}} \cdot S_{\max.}$$

Avec

$$I_{\text{eff.}} = C_r \cdot I_t = P_{\text{eff}}/T_c$$
$$P_{\text{eff}} = P_{t_c} - D$$
$$C_r = P_{\text{eff}}/P_{t_c}$$

- Où - I_{eff} : Intensité efficace de la pluie
- S_{\max} : Superficie du B.V. Participant au transport d'eau durant l'intervalle de temps considéré (Km^2).
- P_{eff} : Pluie efficace (mm)
- D : Déficit Global (mm)
- + P_{t_c} : Pluie Journalière max. (mm)
- C_r : Coefficient de ruissellement.

En Algérie, le déficit d'écoulement est de 13 mm environ pour la première heure suivi d'une augmentation de 0.5 mm/h pour les heures qui suivent. Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-après.

== CALCUL DES DEBITS DE CRUES PAR LA METHODE SYNTHETIQUE ==



Sous Bassins	$\frac{4\sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 \cdot (H - H_0)^{1/2}}$	$P_{24}^{\%} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b$					D Déficit (mm)	$P_{max} - D$				
		P max (mm)						P efficace : P eff (mm)				
N °	Heure	Période de retour (ans)					D (mm)	Période de retour (ans)				
		5	10	20	50	100			5	10	20	50
I.	5	39,97	47,18	54,09	63,16	69,91	15,0	24,97	32,18	39,09	48,16	54,91
II.	8	52,10	63,31	74,45	89,50	100,98	16,5	35,60	46,81	57,95	73,00	84,48
III.	7	46,00	56,12	66,11	79,61	89,92	16,0	30,00	40,12	50,11	63,61	73,92
IV.	11	51,22	62,61	73,86	89,10	100,75	18,0	33,22	44,61	55,86	71,10	82,75

== CALCUL DES DEBITS DE CRUES PAR LA METHODE SYNTHETIQUE ==



SOUS BASSINS	P eff / P max					P eff / t. c.					I eff. S				
	C r.					I eff (mm / h)					Q max (m ³ / s)				
	Période de retour (ans)					Période de retour (ans)					Période de retour (ans)				
	N °	5	10	20	50	100	5	10	20	50	100	5	10	20	50
I.	0,62	0,68	0,72	0,76	0,78	4,99	6,44	7,82	9,63	10,98	183,6	236,9	287,7	354,3	403,9
II.	0,68	0,74	0,78	0,82	0,84	4,45	5,85	7,24	9,12	10,56	63,70	83,75	103,63	130,54	151,15
III.	0,65	0,71	0,76	0,80	0,82	4,29	5,73	7,16	9,09	10,56	25,50	34,06	42,56	54,03	62,77
IV.	0,65	0,71	0,76	0,80	0,82	3,02	4,05	5,08	6,46	7,52	12,88	17,28	21,67	27,56	32,08

24

5.2. MODELES EMPIRIQUES :

- FORMULE DE GIANDOTTI :

$$Q_{\max} = \frac{a \cdot Pt \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4 \sqrt{S} + 1,5 L}$$

où

a : Coefficient topographique (166)

S : Superficie du sous bassin versant

Pt : Pluie de durée de temps de concentration (m)

Hmin : Altitude minimale du sous bassin (m)

Hmoy : Altitude moyenne du sous bassin (m)

L : Longueur du thalweg principal (Km)

PERIODE DE RETOUR (ANS)		5	10	20	50	100
Q max (m ³ /S)	SOUS-BASSIN I.	224.54	265.05	303.86	354.82	392.74
	SOUS-BASSIN II.	67.88	82.49	97.00	116.61	131.57
	SOUS-BASSIN III.	28.34	34.57	40.72	49.04	55.39
	SOUS-BASSIN IV.	14.22	17.38	20.51	24.73	27.97

- FORMULE DE MALLET - GAUTIER :

$$Q_{\max} = 2 \cdot K \log(1 + A \cdot P_o) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

où

K : Coefficient variant de 2 à 3 (adopté 2.0)

A : Coefficient variant de 20 à 30 (adopté 25)

T : Periode de retour (ANS)

S : Superficié du sous bassin (Km²)

L : Longueur du Thalweg (Km)

Po : Pluie moyenne annuelle (m)

PERIODE DE RETOUR (ANS)		5	10	20	50	100
Q max (M ³ /S)	SOUS-BASSIN I.	278.28	364.89	433.58	512.35	564.10
	SOUS-BASSIN II.	161.30	202.61	236.82	275.61	301.65
	SOUS-BASSIN III.	60.65	74.00	85.28	98.22	106.98
	SOUS-BASSIN IV.	44.84	54.21	62.19	71.37	77.60

Debit de Crue Frequentiel Moyen :

PERIODE DE RETOUR (ANS)	5	10	20	50	100
SOUS-BASSIN I.	229.00	289.00	342.00	407.00	454.00
SOUS-BASSIN II.	98.00	123.00	146.00	175.00	195.00
SOUS-BASSIN III.	38.00	48.00	56.00	67.00	75.00
SOUS-BASSIN IV.	24.00	32.00	35.00	41.00	46.00
Σ	389,00	492,00	579,00	690,00	750,00

VI. TRANSPORT SOLIDE :

En raison du manque de données concernant le transport solide, on a été contraint à utiliser un seul modèle empirique (utilisé fréquemment pour la détermination de l'apport solide). Ce modèle est donné par la formule de "Tixeront" :

$$T_o = 350 Y_o^{0.15}$$

et $T = T_o \cdot \frac{S}{\gamma}$

avec T_o : Apport solide spécifique (T/Km²/an)

Y_o : Apport moyen annuel (mm)

T : Transport solide (m³/an)

S : Superficie du bassin (Km²)

γ : Poids volumique des matériaux
(pris égal à 1.5 T/m³)

Tableau Récapitulatif :

S/BASSIN	I.	II.	III.	IV.
Y_o (mm)	272	213	130	116
T_o (T/Km ² /an)	811.43	782.21	726.37	714.06
T (10 ⁴ m ³ /an)	7.16	2.69	1.04	0.73

l'Oued Djema est l'un des Oueds de la mitidja qui transporte le plus de matériaux solides.

TROISIEME PARTIE : ETUDE GEOLOGIQUE

- I. GEOLOGIE GENERALE
- II. HYDROGEOLOGIE DU SITE
- III. CHIMIE DES EAUX
- IV. SISMICITE.

I. GEOLOGIE GENERALE :

1.1. Morphologie et Structure Geologique de la Plaine de la MITIDJA :

La plaine de la MITIDJA apparait à la suite de la tectonique postmiocène. L'Atlas et le sahel sont 2 (deux) blocs positifs ascendants. Entre ces 2 (deux) unités positives, la Mitidja est une zone d'affaissement permanent depuis le miocène.

Le substratum rocheux joue le rôle de socle dur. Ce dernier est cassé par un réseau de failles très redressées orientées suivant 2 (deux) directions (E.W et NE - S.W).

Les particularités tectoniques sont bien apparentes dans la morphologie :

- L'Atlas forme des reliefs éscarpés et rajeunis (1200 : 1600 m). Il est le siège d'une érosion active et ses oueds sont très encaissés.
- Le piémont (100 : 150 m) d'altitude, se superpose à une zone en déséquilibre tectonique entre le bloc ascendant et une aîre de subsidence. L'agent moteur le plus puissant étant l'Atlas.
- La plaine (20 : 50 m) d'altitude, est en constante affaissement, les oueds sont à la recherche d'un niveau de base fuyant, difficilement rattrapé par un alluvionnement à caractère hydromorphe.

Le sahel qui sépare la plaine de la mer, limite au Nord la subsidence.

La structure géologique du comblement Mitidjien est faite avec la participation :

- * Du pliocène marin.
- * Du quaternaire marin. - Villa franchien supérieur
- * Du " " Continental divisé en :- Quaternaire ancien .
- " " moyen .
- " " recent .
- " " actuel .

1.2 Description et structure géologique du site (l'Oued Djemaâ) :

L'Oued est formé par la jonction de deux (2) Oueds Fountas - Hamidou. Il traverse les monts de l'Atlas dans la profonde vallée et se jette dans l'Oued El Harrach à 3 km de Sidi-Moussa.

Les principales formations géologiques sont :

- Trias (t₃) : se présente sous forme d'un ensemble anarchique de roches appelées "complexe triasique". Le gypse apparait sous la forme saccharoïde blanchâtre ; associé à ce gypse, on trouve des marnes et

des argiles bariolées sans stratification de couleur violette et verte.

- Crétacé (Cr) : très largement représenté dans tout l'Atlas Mitidjen, on observe :

* Crétacé inférieure (Ci) : puissante argile schisteuse avec grés et quartzites surmontées de marnes bleuâtres avec intercalation de lentilles calcaires.

* Crétacé moyen (Cm) : représenté par des argiles grises intercalées de quartzites.

* Crétacé supérieur (Cs) : représenté par des argiles vertes feuilletées et de quartzites à surface ondulée.

- Oligocène (o) : représenté par une puissante assise allochtone de grés et de marnes.

- Quaternaire (Qt) : Les importants mouvements tectoniques (à la fin du pliocène) ont fait émerger la Mitidja. De ce fait, le quaternaire continental occupe des surfaces importantes.

On observe :

* Villafranchien : qui se présente sous la forme d'un puissant dépôt à éléments de l'Atlas où alternent des passés à particules fines et d'autres à galets ou à blocs. Dans cette formation, les particules fines sont prédominantes.

* Alluvions anciennes : dépôt caillouteux du pied de l'Atlas. On observe des cônes de déjection des cours d'eaux débouchant des dépressions.

* Alluvions récentes et actuelles : ce sont des limons argileux et des cailloutis fluviatiles.
(Pour la répartition des formations géologiques, voir sur carte géologique).

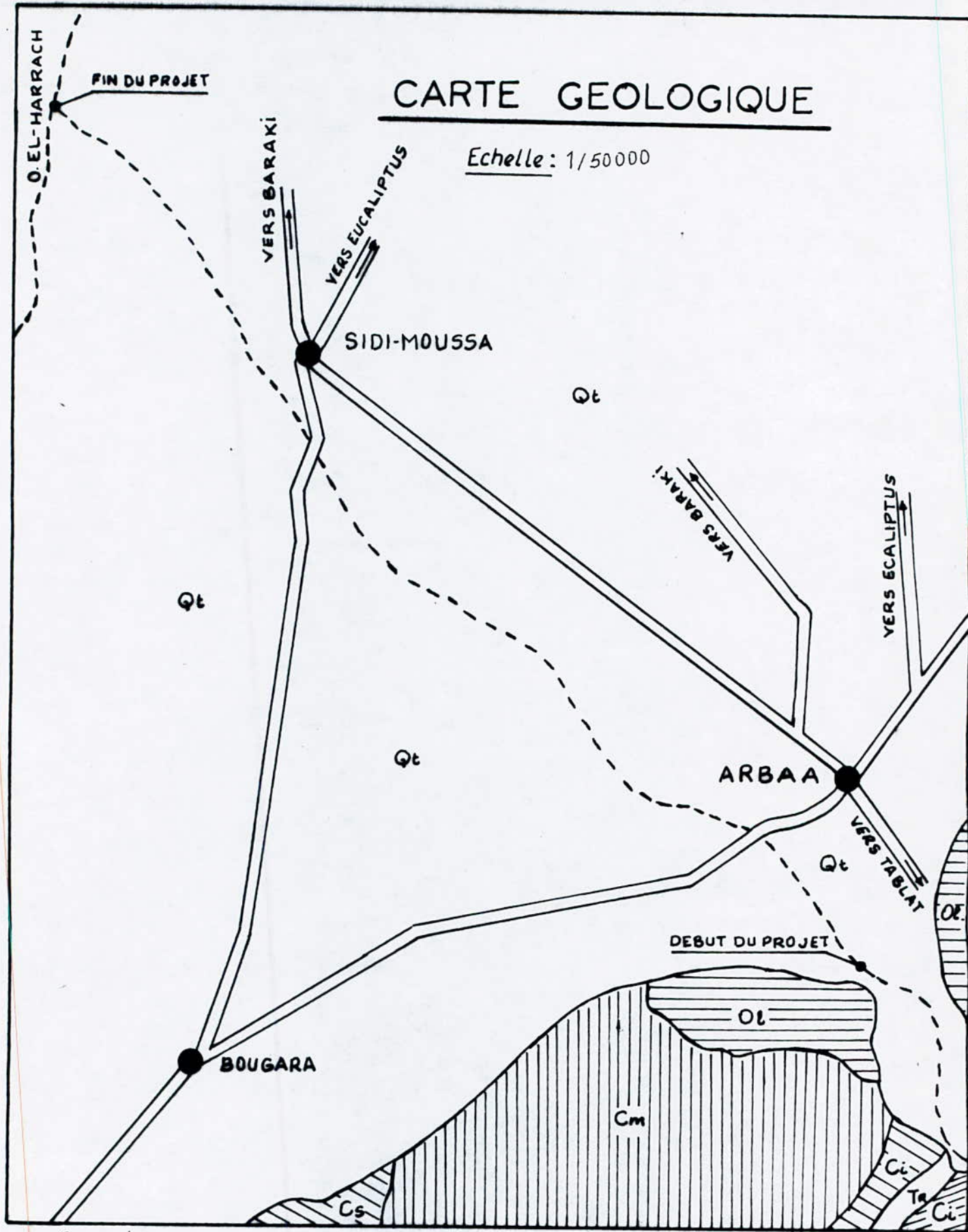
1.3. Geologie du site de projet :

Le lit de l'Oued dans le secteur de la rectification est large de (100 : 200 m), avec des rives abruptes ayant une hauteur de (3 : 5 m) environ. Sur toute la longueur de rectification prévue, le site est constitué par de l'alluvion à caractère hétérogène. On signale l'existence d'une chute naturelle ravinée par les écoulements torrentiels à partir de laquelle une formation constituée par de l'Argile rouge et de graviers argileux rouge jaunâtre affleure le lit de l'Oued.

L'alluvion, mince, observée sur l'argile rouge est déposée aux ravins provoqués par les écoulements torrentiels. Cette argile, bien consolidée

CARTE GEOLOGIQUE

Echelle: 1/50000



Legende:

Qt: Quaternaire continental.
Ol: Oligocène marin.
Cm: Crétacé moyen (Lagunaise ou marin).

Ci: Crétacé inférieur (Facies nauromax marin).
Tr: Trias (Marin ou Lagunaise).

est parfois sableuse et atteint des épaisseurs de 3 m et plus. Elle est en transition latérale avec la couche inférieure gravier argileux rouge jaunâtre. Pour ce qui est des sections, on remarque la présence d'une couche graveleuse inférieure surmontée d'une couche d'argile limoneuse qui sont toutes deux de l'alluvion récente.

II. HYDROGEOLOGIE :

Le réservoir quaternaire, actuellement très connu : dans la plaine de la Mitidja est constitué essentiellement par des alluvions du quaternaire moyen et à sa base, par des alluvions récentes dans lesquelles les sédiments perméables atteignent des épaisseurs de (80 : 100) m.

Les alluvions sont alimentées par l'infiltration des précipitations et des cours d'eaux.

Pour ce qui est de la piézométrie, le niveau d'eau se situe à une profondeur de 10 m environ sur toute la longueur de rectification prévue. Cette profondeur est déterminée à partir des courbes piézométriques du bassin d'El-Harrach (d'après le S.E.S 1967) portant sur l'étude hydrologique de la Mitidja, et en s'appuyant sur la carte hydrogéologique de la région d'Alger (D.E.M.R.H. - 1973).

L'influence de la nappe d'eau n'est pas à craindre sur les différents ouvrages à projeter.

III. CHIMIE DES EAUX :

Les eaux souterraines de la région d'Alger présentent une bonne potabilité chimique, à l'exception de la bordure Nord du Sahel et l'extrémité Ouest de la plaine du Chef où elles sont très chargées. Dans le Sahel, de légères intrusions marines sont responsables de cette minéralisation.

L'eau souterraine et celle des cours d'eaux n'ont aucun effet de corrosion sur le béton, mais on signale une pollution du cours d'eau dans le lit à partir des agglomérations.

IV. SISMICITE :

Le site étudié se situe dans la partie Nord de l'Algérie (Nord de l'Atlas Tellien), dans la plaine de la Mitidja.

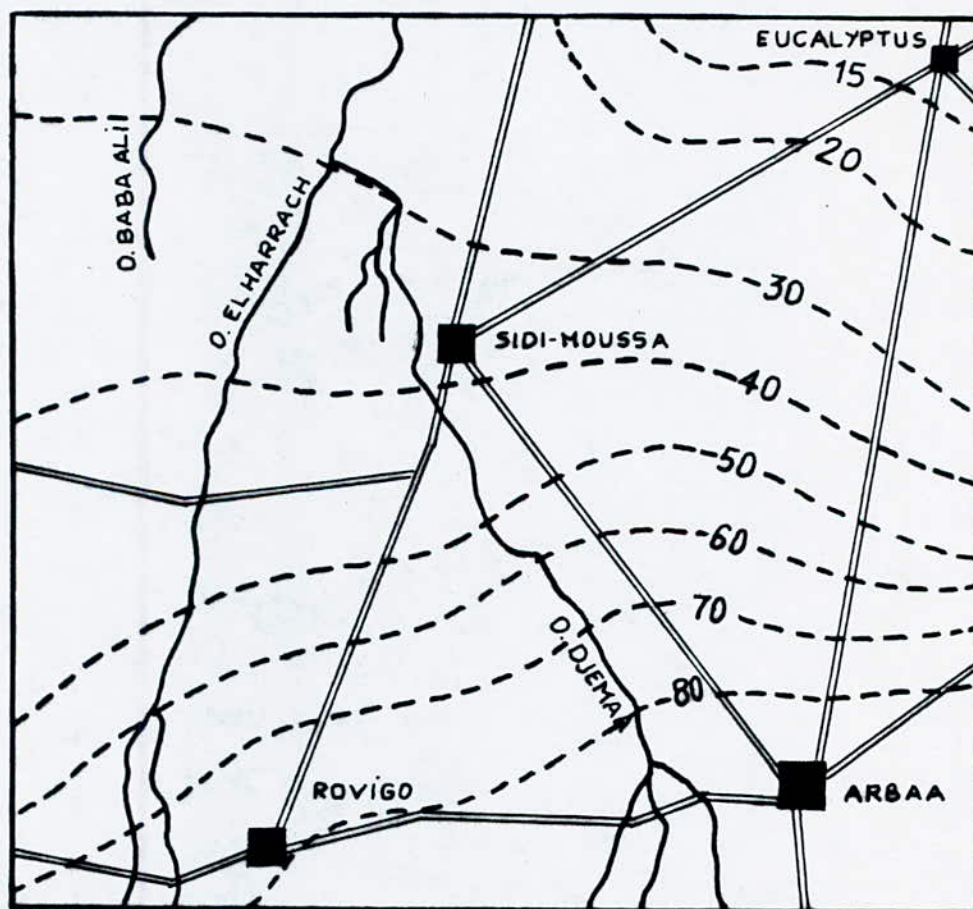
D'après la carte des zones sismiques (C.T.C 1981), le site se trouve dans la zone II. L'accélération sismique prise pour les besoins de l'étude est de $a = 0.1$.

CARTE PIEZOMETRIQUE

d'après la carte piézométrique
du bassin d'El-Harrach.

Echelle : 1/100.000

Avril 1967.



Legende:

- : Routes
- : Oueds
- - - : Lignes piézométriques

PARTIE IV CALCULS HYDRAULIQUE

- I. TRACE DU LIT DE L'OUED .
- II. REPARTITION DU PROJET .
- III. DIMENSIONNEMENT DES CANAUX .
 - 3.1 DETERMINATION DE LA RUGOSITE .
 - 3.2 RAYON HYDRAULIQUE .
 - 3.3 PENTE DU CANAL .
- IV. CALCUL DE LA STABILITE DES CANAUX (ZONES RURALES)
 - 4.1 VITESSE LIMITE D'ENTRAINEMENT .
 - 4.2 FORCE TRACTRICE .
 - 4.3 DETERMINATION DE LA HAUTEUR D'EAU .
- V. DIMENSIONNEMENT DU MUR SOUTÈNEMENT .
 - 5.1 CALCUL DE STABILITE .
 - 5.1.1 AVEC SEISME .
 - 5.1.2 SANS SEISME .
 - 5.2 DETERMINATION DES ARMATURES .
- VI. DIMENSIONNEMENT DES CHUTES .
 - 6.1 EMLACEMENT ET REPARTITION DES CHUTES .
 - 6.2 DETERMINATION DE LA LAME D'EAU DEVERSANTE .
 - 6.3 DETERMINATION DE CHARGE A DISSIPER .
 - 6.4 DETERMINATION DU TYPE DE BASSIN D'AMORTISSEMENT .
 - 6.5 CALCUL DU DEBIT DE LA PASSE A GRAVIER .
- VII. OUVRAGES DIVERS .
 - 7.1 LES RACCORDEMENTS .
 - 7.2 LES COUDES .
 - 7.3 OUVRAGES EN ZONES DE CAPTAGE .
 - 7.4 OUVRAGES EN ZONES DE RESTITUTION .
 - 7.5 OUVRAGES EN ZONES DE CONFLUENCE .
- VIII. CONCLUSION .

I. TRACE DU LIT DE L'OUED

Le tracé du lit de l'Oued Djemaâ a été réalisé par la SETHYAL.

Pour son tracé, les précautions suivantes doivent être prises en considération:

- L'axe de l'Oued rectifié doit suivre les points les plus profonds de l'ancien lit.
- Qu'il ne traverse pas les routes et les voies ferrées.
- Que les zones cultivables seront protégées au maximum.
- Que l'on ait un minimum de courbures possibles.
- Qu'on évite les lignes de communication souterraines et superficielles (conduites d'eau, lignes électriques, canalisations d'eaux usées et leurs débouchées).

II. REPARTITION DU PROJET :

Etant donné que le débit de projet n'est pas constant tout au long de l'Oued et tenant compte des plans d'urbanisation de l'Arbaa et de Sidi Moussa, le projet sera reparti en cinq (05) tronçons (ou zones).

Débits de Projet :

Les débits de projet sont choisis selon l'importance des zones.

- En zone urbaine (Arba et Sidi Moussa), le débit de crue est le débit correspondant à une période de retour de cinquante (50) ans : Q_{50} .
- En zone rurale, le débit de crue est le débit correspondant à une période de retour de cinq (05) ans : Q_5 .

La revanche quand à elle, est contrôlée pour un débit de crue d'une période de dix (10) ans : Q_{10} .

Tableau Récapitulatif :

TRONÇON N°	POINTS KILOMETRI- QUE P K	NATURE DE LA ZONE	LONGUEUR DU FRONÇON M	Q_5 M 3/S	Q_{10} M 3/S	Q_{50} M 3/S	DEBIT EE PROJET M 3/S
1	PK6 N PK62	RURALE	2 353.00	230.00	290.00	-	230.00
2	PK62 V PK119	Urb.(ARBA)	2 468.00	-	-	410.00	410.00
3	PK119 W PK188	Rurale	4 856.00	365.00	460.00	-	365.00
4	PK188 X PK229	Urb.S.M	1 727.00	-	-	650.00	650.00
5	PK229 Y PK276	Rurale	1 868.00	390.00	490.00	-	390.00

III. DIMENSIONNEMENT DES CANAUX :

Principe de Calcul :

Le type de canal projeté est de forme trapezoidale, car il représente la section la plus avantageuse.

Pour le dimensionnement du canal, nous utiliserons la formule de MANNING-STRICKLER qui est la plus utilisée.

$$Q = \frac{1}{n} S R_H^{2/3} J^{1/2}$$

avec n : Coefficient de rugosité

Q : Débit de projet (m³/S)

R_H : Rayon Hydraulique (m)

$J = I$: Pente du canal = Pente de la ligne d'énergie } Pourquoi

NB : Le régime d'écoulement est supposé uniforme.

3.1 Détermination de la Rugosité :

La rugosité dépend des matériaux constituant le canal. Dans le cas des canaux en terre, elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$n = 1.35 \frac{6\sqrt{D_m}}{21.1}$$

D_M : Diametre moyen des matériaux constituant le canal (en m). Pour les canaux en béton, nous prenons $n = 0.022$.

3.2 Rayon Hydraulique :

Le rayon Hydraulique est donné par :

$$R_H = \frac{\text{Section Mouillée}}{\text{Périmetre mouillé}} = \frac{S_m}{P_m}$$

$$\text{Section Mouillée} : S_m = B h + m h^2$$

$$\text{Permetre Mouillée} : P_m = B + 2h\sqrt{m^2 + 1}$$

avec m : Fruit du talus (pente du talus)

B : Largeur du fond du canal (m)

h : Hauteur de la lame d'eau (m)

3.3 Pente du Canal :

Dans les zones rurales, les pentes de l'Oued à régulariser ont été calculées en fonction de la force tractrice admissible et de la vitesse d'entraînement admissible.

Dans les zones d'urbanisme, les pentes de l'Oued ont été gardées telles qu'elles sont (à l'état naturel).

IV. CALCUL DE STABILITE DES CANAUX (ZONES RURALES)

4.1 Vitesses Limites d'Entrainement :

La vitesse limite d'entraînement est donnée en fonction du diamètre moyen des matériaux constituant le canal.

(Voir Annexe 1).

4.2 Force Tractrice :

La force tractrice dans un canal est donnée par :

$$\tau = \gamma h I.$$

γ : Poids spécifique de l'eau ($\gamma = 1,1 \text{ t/m}^3$)

h : hauteur d'eau dans le canal.

I : Pente du canal.

La force tractrice admissible τ_{adm} est donnée par

$$\tau_{adm} = 1.20 D_m . K.$$

avec D_m : Diamètre moyen des matériaux (en cm)

K : Coefficient de correction dans le cas où l'on a présence de calcaire.

$$K = \frac{\text{Poids spécifique du calcaire}}{\text{Poids spécifique du matériau}}$$

$$K = \frac{\gamma_{\text{Calcaire}}}{\gamma_{\text{Matériau}}} \quad \gamma_{\text{Calcaire}} = 2.84 \text{ t/m}^3$$

4.3 Détermination de la hauteur d'eau

A partir de la formule de MANNING - STRICKLER ON A :

$$K_r = \frac{Q N}{I^{1/2}} = R h^{2/3} S = \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}} \quad ?$$

$$\text{d'où } K_c = \frac{(Bh + mh^2)^{5/3}}{(B + 2h\sqrt{m^2+1})^{2/3} I^{1/2}} = \frac{Q N}{I^{1/2}} \quad ?$$

Procédé de calcul

On fixe la largeur du canal B , et en faisant un calcul par approximation successive, on détermine la valeur de h . Cette valeur doit vérifier la relation :

$$K_r \approx K_c \quad \begin{array}{l} K_r : \text{débitance réelle (M}^{3/s} \text{)} \\ K_c : \text{ " " Calculée (M}^{3/s} \text{)} \end{array}$$

De plus, h doit vérifier simultanément

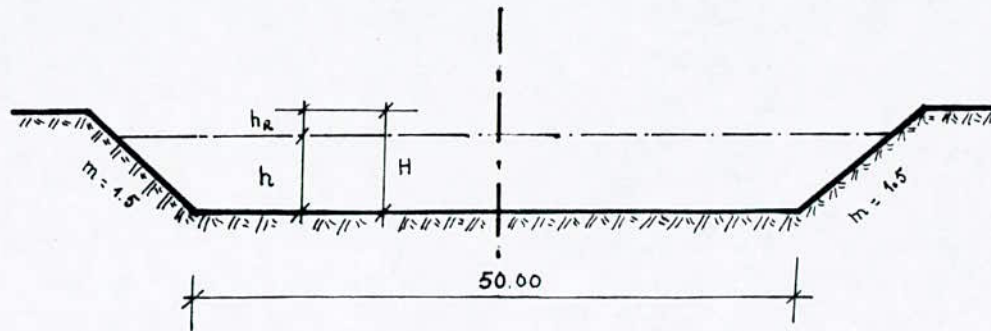
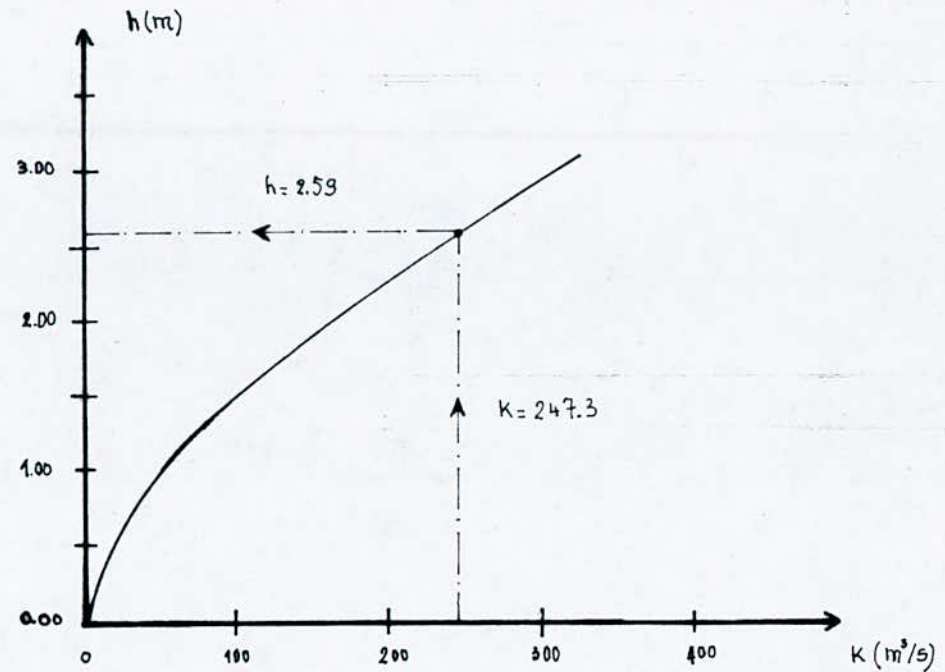
$$V \leq V_{adm}$$

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

h (m)	P (m)	S (m ²)	K (m ³ /s)
0.25	50.901	12.594	4.96
0.50	51.803	25.375	15.77
0.75	52.704	38.344	31.02
1.00	53.605	51.500	50.44
1.25	54.507	64.844	72.80
1.50	55.408	78.375	98.76
1.75	56.309	92.094	129.22
2.00	57.210	106.000	159.90
2.25	58.112	120.094	194.84
2.50	59.014	134.375	232.57
2.75	59.915	148.844	273.02
3.00	60.817	163.500	316.12
3.25	61.718	178.343	361.82

courbe d'étalonnage (tronçon I)

(PK 6 ~ PK 60)



$$Q_5 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$$

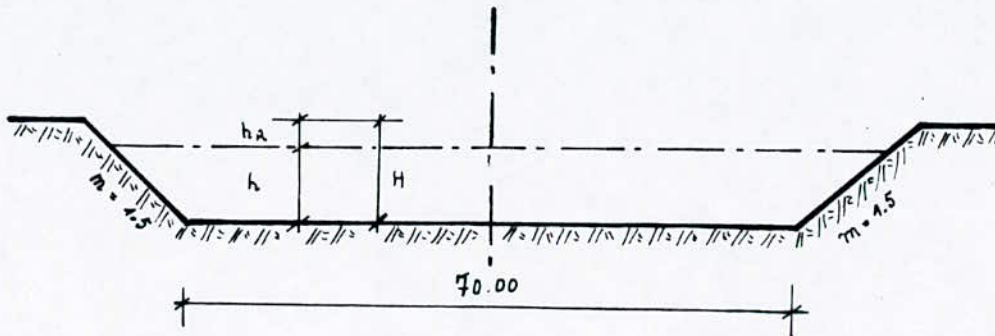
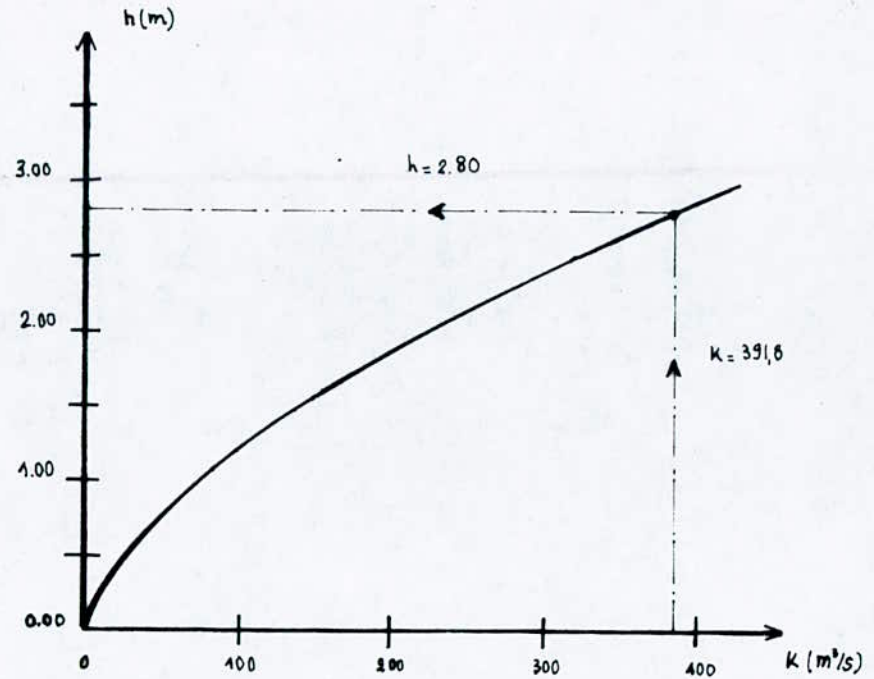
$$n = 0.034$$

$$I = 0.0010$$

h (m)	P (m)	S (m ²)	K (m ³ /s)
0.25	70.901	17.594	6.95
0.50	71.803	35.375	22.07
0.75	72.704	53.344	43.40
1.00	73.605	71.500	70.13
1.25	74.507	89.844	101.78
1.50	75.408	108.375	138.02
1.75	76.309	127.094	178.58
2.00	77.210	146.000	223.26
2.25	78.112	165.094	271.90
2.50	79.014	184.375	324.36
2.75	79.915	203.844	380.55
3.00	80.817	223.500	440.35
3.25	81.718	243.343	503.68

courbe d'étalonnage (tronçon III)

(PK 118 ~ PK 188)



$$Q_5 = 365 \text{ m}^3/\text{s}$$

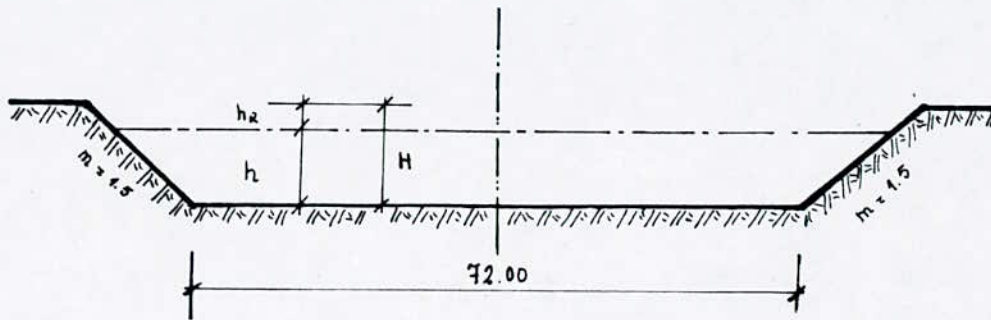
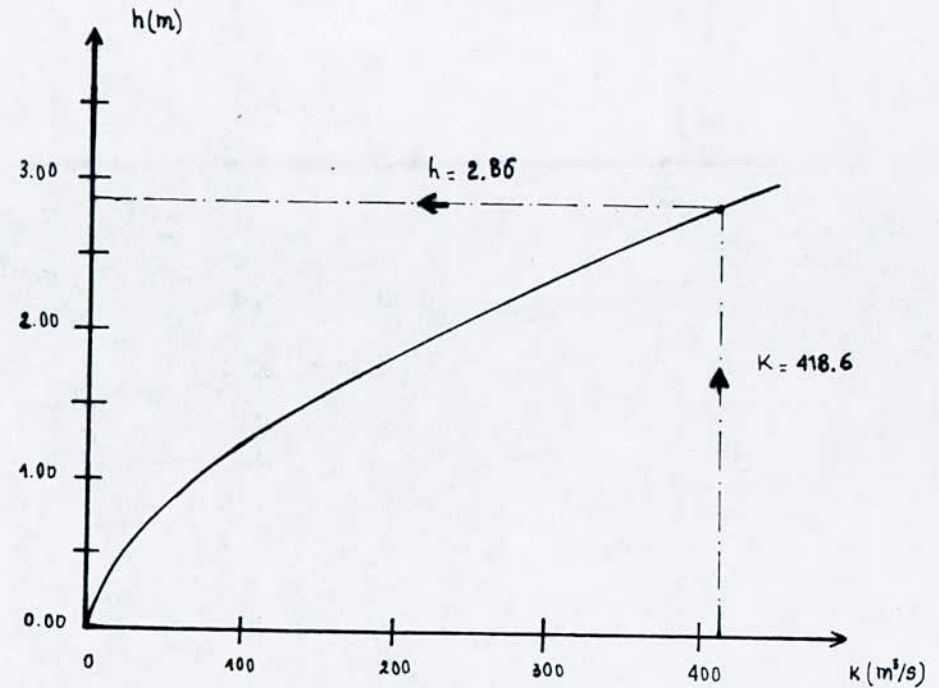
$$n = 0.035$$

$$I = 0.0011$$

h (m)	P (m)	S (m ²)	K (m ³ /s)
0.25	72.901	18.094	7.15
0.50	73.808	36.375	22.70
0.75	74.704	54.844	44.63
1.00	75.605	73.500	72.13
1.25	76.507	92.344	104.68
1.50	77.408	111.375	141.94
1.75	78.309	130.594	183.65
2.00	79.210	150.000	229.60
2.25	80.112	169.594	279.61
2.50	81.014	189.375	333.55
2.75	81.915	209.344	391.31
3.00	82.817	229.500	452.78
3.25	83.718	249.843	517.88

courbe d'étalonnage (tronçon ▽)

(PK 229 ~ PK 276)



$$Q_s = 390 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.035$$

$$I = 0.0011$$

III. 3 - DIMENSIONNEMENT DES CANAUX DANS LES ZONES URBAINES :
 (Tronçon II et IV).

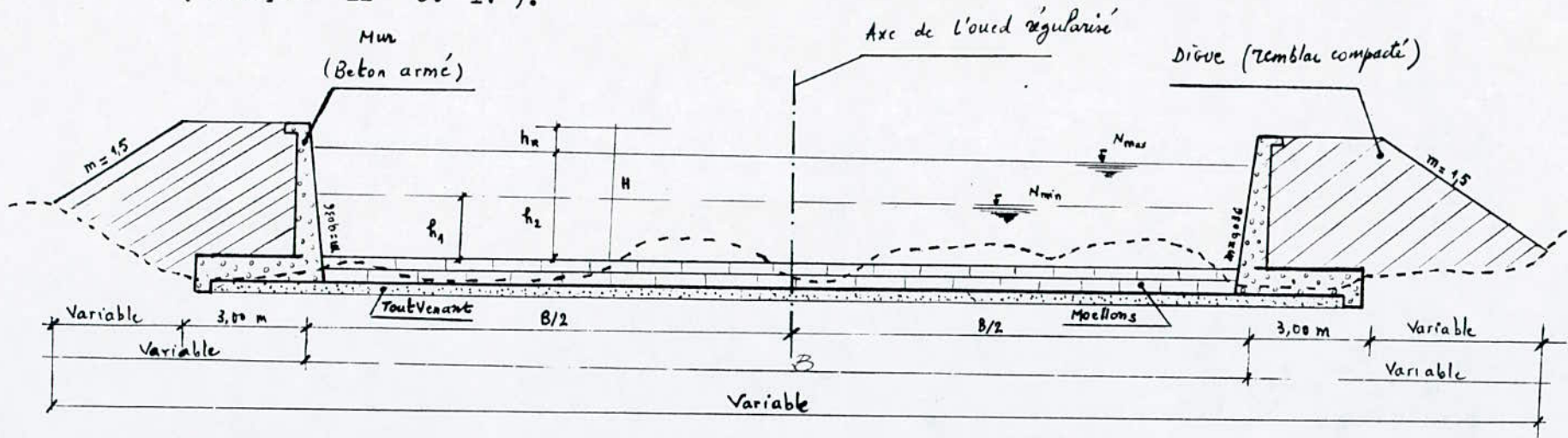


TABLEAU RECAPITULATIF POUR LE TRONÇON II (ARBA) :

$N_{min} \rightarrow R_{50}$
 $N_{max} \rightarrow R_{50}$

POINTS KILOMETRIQUES P. K.	Q (m ³ /s)	n	I	h ₁ (m)	h ₂ (m)	h _R (m)	H (m)	B (m)	R _H (m)	V (m/s)	Fr = $\frac{V}{\sqrt{gh}}$
62 ~ PK 84	410	0,022	0,0085	1,49	2,14	0,56	2,70	30,00	1,88	6,37	1,39
84 ~ PK 105	410	0,022	0,0105	1,40	2,00	0,50	2,50	30,00	1,77	6,82	1,54
105 ~ PK 119	410	0,022	0,0048	1,78	2,56	0,54	3,10	30,00	2,19	5,33	1,06

TABLEAU RECAPITULATIF POUR LE TRONÇON IV (SIDI-MOUSSA)

POINTS KILOMETRIQUES P. K.	Q (m ³ /s)	n	I	h ₁ (m)	h ₂ (m)	h _R (m)	H (m)	B (m)	R _H (m)	V (m/s)	Fr = $\frac{V}{\sqrt{gh}}$
188 ~ PK 199	650	0,022	0,0045	1,73	2,47	0,53	3,00	50,00	2,25	5,25	1,07
199 ~ PK 217	650	0,022	0,0071	1,51	2,15	0,55	2,70	50,00	1,98	6,04	1,32
217 ~ PK 229	650	0,022	0,0044	1,74	2,49	0,51	3,00	50,00	2,26	5,22	1,07

V. DIMENSIONNEMENT DU MUR DE SOUTÈNEMENT

Mur de Soutènement en Béton armé sans Contrefort :

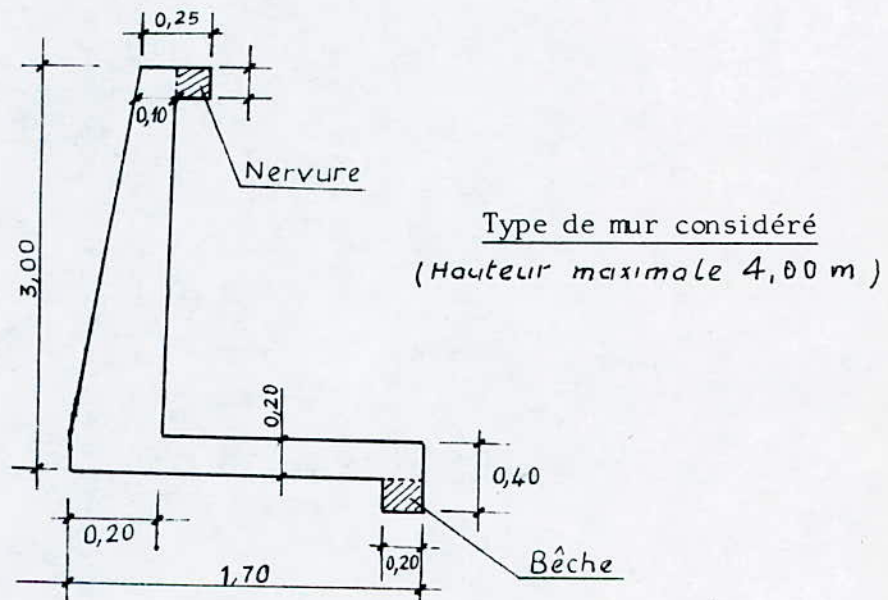
La hauteur des murs de soutènement varie entre 2.6 et 3.00 m. Nous donnons ici le dimensionnement d'un mur, pour une hauteur de 3.00 m.

Pour les zones urbaines de l'Arba et Sidi Moussa, les données géotechniques sont prises selon la classe du sol qui caractérise la fondation le long de l'Oued à régulariser..

$$\gamma_d = 1.840 \pm 0.016 \text{ t/m}^3$$

$$\text{tg } \phi = 0.60 \pm 0.07$$

$$\text{Compressibilité} : 1.2 \pm 0.2 + 2.4 \pm 0.5 \text{ Kg /m}^2.$$



5.1 Stabilité :

1°) Détermination des Forces Agissantes :

a) Poussée des terres Q :

$$Q = \frac{1}{2} K_a \gamma_d H^2 \quad \text{avec} \quad K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

γ_d : Poids des terres de jaugés ($\gamma_d = 1.84 \text{ t/m}^3$)

ϕ : Angle de frottement ($\phi = 30^\circ$)

H : Hauteur du mur ($H = 3.00 \text{ m}$)

b) Poids propre de l'Ouvrage :

On négligera les poids propres de la bêche et de la nervure pour plus de sécurité :

- Poids du Rideau : P1

$$P1 = \frac{B + b}{2} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot l$$

B : grande base (0.20 m)

b : Petite base (0.10 m)

γ_b : Poids spécifique du béton (2.4 t/m³)

- Poids de la semelle : P2

$$P2 = (a \times l) \cdot \gamma_b$$

l : Longueur de la semelle (1.70 m)

a : Largeur de la semelle (0.20 m)

C/ Poids des terres : P3

$$P3 = (H-L)(L-B) \cdot \gamma_t$$

77
02
à faire tenir compte des frottements

5.1.1. Sans seisme

On vérifiera successivement :

- La stabilité au renversement autour de point A /

$$\frac{\sum \text{Moment stabilisants}}{\sum \text{Moment renversants}} = \frac{\sum Ms}{Mr} > 2$$

- La stabilité au glissement

$$\frac{\sum \text{Forces verticales}}{\sum \text{Forces horizontales}} = \frac{\sum Fv}{\sum Fh} < f$$

f : Coefficient de frottement
béton/terre (f = 0.5)

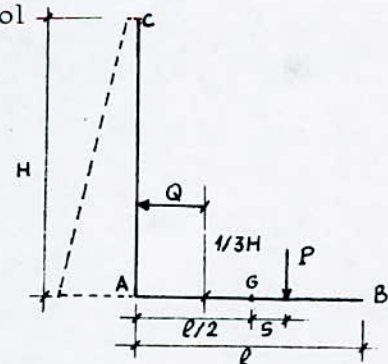
- La contrainte maximale ^{sous} sur la fondation soit admissible.

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{W} \quad \text{Contrainte du sol}$$

$$W = \frac{I}{Y_{\max}} ; \quad Y_{\max} = l/2$$

I : Moment d'inertie de la section Ω

L'excentricité S = 0.04 m



5.1.2. Avec Seisme :

La force sismique jouera le rôle d'une force destabilisatrice (on doit se placer dans le cas le plus défavorable).

$$F_{sis} = a \cdot G$$

a : l'intensité du seisme (a = 0.1)

G : Force verticale

Le principe de calcul de la stabilité est le même que dans le cas sans seisme mais en faisant intervenir la force sismique F_{sis} .

Tableaux Récapitulatifs des Résultats de l'Analyse de Stabilité :

TABLEAU 1.

SANS SEISME				AVEC SEISME			
FORCES (KG)	B.DE LEV. (M.)	M R (KG.M)	M S (KG.M)	FORCES (KG)	B.LEVIER (M)	MR (KG M)	MS (KG.M)
Q. 2727.2	1.000	2 757.40	-	2 757.2	1.00	2 757.40	-
P1=1008.0	0.120	-	120.96	1 008.0	0.12	-	120.96
P2=816.0	0.850	-	693.60	816.0	0.85	-	693.60
P3=7728.0	0.950	-	7341.60	7 728.0	0.95	-	7 341.60
-	-	-	-	100.8	1.44	145.15	-
-	-	-	-	81.6	0.10	8.16	-
-	-	-	-	772.8	1.60	1 236.48	-

Tableau 2

COEFFICIENTS DE SECURITE				CAPACITE PORTANTE (t /m ²)
SANS SEISME		AVEC SEISME		
RENVERSEMENT	GLISSEMENT	RENVERSEMENT	GLISSEMENT	$\sigma_1 = 5.67$
2.96	0.288	1.96	0.390	$\sigma_2 = 5.56$

CONCLUSION : Les trois (03) conditions de stabilité (Renversement, Glissement et Capacité portante) étant vérifiées, le mur de soutènement est stable.

5.2 Détermination des Armatures :

- Armatures du Rideau :

On prendra comme section d'encastrement, la section située au niveau de la semelle, soit 2.80 m au dessous du sommet. Pour cette section la poussée des terres est :

$$Q = 0,333 \cdot 1840 \cdot \frac{2,8^2}{2} = 2401,86 \text{ Kg}$$

Le moment est maximal en A.

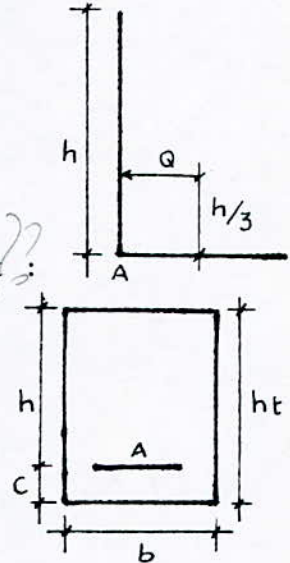
$$M_{\max} = 2401,86 \cdot \frac{2,8}{3} = 2241,73 \text{ Kg.m}$$

On se retrouve dans le cas d'une flexion simple soit :

$$\mu = \frac{n \cdot M_{\max}}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}$$

La section d'acier est minimale pour $\sigma_a = \bar{\sigma}_a$

$\bar{\sigma}_a$: Contrainte admissible de l'acier.



Application numérique :

- Acier Fe E 22 , $\bar{\sigma}_a = 1470 \text{ Kg/cm}^2 = 1440 \text{ bars}$
- Béton : Contrainte de compression $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$
- Contrainte de référence $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$
- $b = 100 \text{ cm}$; $ht = 20 \text{ cm}$; $n = 15$; $c = 4 \text{ cm}$
- Fissuration préjudiciable : $k = 10^6$

$$\eta = 0,089 \text{ d'après le tableau } \left\{ \begin{array}{l} K = 26,6 \\ \epsilon = 0,8798 \end{array} \right. \text{ (voir PIERRE CHARON : ouvrage en B.A.1 calcul et vérification CCBA page 632).}$$

La section est :

$$A = \frac{M_{\max}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} \text{ (Cm}^2\text{)}$$

A.N : $A = 10,83 \text{ cm}^2$ qui correspond à 14 $\emptyset 10$ soit $A' = 10,99 \text{ cm}^2$.

soit 1 $\emptyset 10$ tout les 7.5 cm. *Non*

Afin de limiter la fissuration du béton, on vérifie que la contrainte de l'acier est admissible ; pour cela on doit avoir :

$$\sigma_a < \sigma_2 \quad \text{avec} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad \text{(bars)}$$

$$\begin{aligned} \underline{A:N} : \quad \sigma_2 &= 1826 \text{ bars} \\ \sigma_a &= 1470 \text{ kg/cm}^2 = 1440 \text{ bares} \end{aligned}$$

$$K = 10^6$$

$$\eta = 1$$

\emptyset : diametre choisi ($\emptyset 10$)

σ_b : contrainte de reference.

$$\sigma'_b = \frac{15}{n} \cdot \frac{\sigma_a}{k} \quad n = 15 ; \sigma_a = 1470 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{1470}{26.6} = 55.26 < 137 \text{ Kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

L'effort tranchant maximale est :

$$T_{\max} = Q = 2401.86 \text{ Kg}$$

$$\text{Soit } Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 16 = 14 \text{ Cm}$$

d'où la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{Z \cdot b} \quad \tau_b = 1.71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Les armatures de repartition seront constituées par 5 $\emptyset 8$ p.m dans la moitie inférieure et par 5 $\emptyset 6$ p. m dans la moitie supérieure.

- Armature de la Semelle :

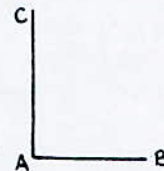
Pour que le noeud A soit en équilibre, il faut que l'on ait :

$$MAB + MAC = 0$$

MAB : Moment max. de la fondation

MAC : " " du rideau

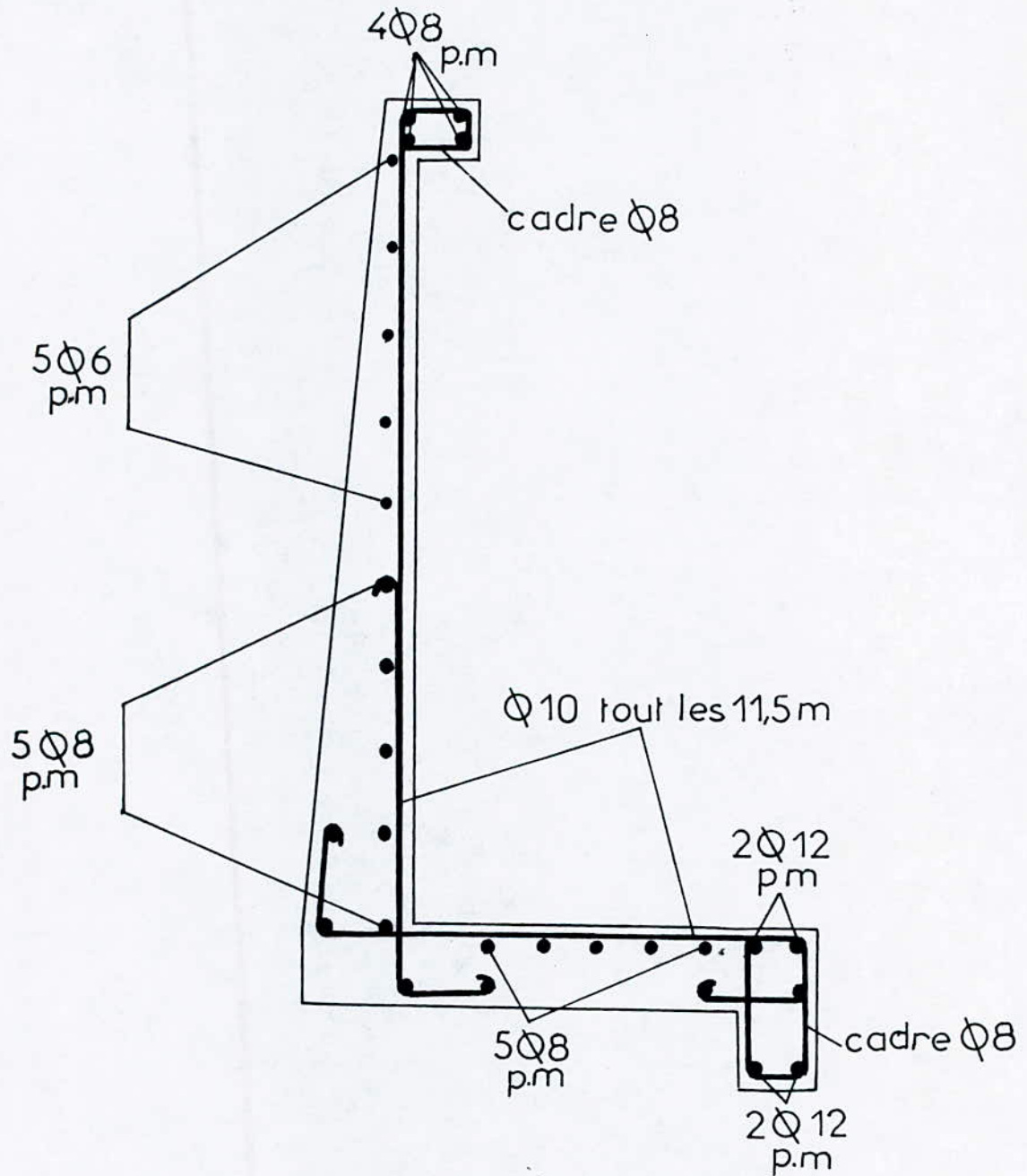
$$\Rightarrow MAB = 1581 \text{ Kg, m}$$



Comme la section est la même que celle du rideau, les armatures seront donc les mêmes.

Le ferrillage du mur est représenté comme suit :

Férrailage du mur de soutènement



VI. DIMENSIONNEMENT DES CHUTES :

Dans les zones rurales, des chutes ont été projetées en vue de réduire les pentes naturelles de l'Oued.

Chaque chute comportera :

- 01. Un canal d'approche de section rectangulaire.
- 01. Un déversoir rectiligne à seuil normal dont la paroi aval guide la nappe inférieure de la lame déversante.
- 02. Deux passes à graviers dont chacune est équipée d'une vanne verticale assurant l'évacuation du débit d'étiage ainsi que le débit solide (cas d'un éventuel nettoyage).
- 01. Un bassin de dissipation en vue d'amortir la charge créée.

6.1. Emplacement et Répartition des Chutes :

Afin de vérifier les vitesses d'écoulement et forces tractrices admissibles dans les canaux en terre, des chutes ont été projetées en vue de réduire la pente naturelle du lit de l'Oued.

Selon les pentes adoptées, on dénombre quatorze (14) chutes au total.

TRONCONS	I. PK6 ~ PK. 62	III. PK.119 ~ PK.188	V. PK.229 ~ PK.276
Pente I. (‰)	1	1.1	1.1
Nombre de Chutes	5	7	2

La répartition des chutes le long des tronçons considérés est la suivante :

TRONCONS	N° DE CHUTE	HAUT. DE CHUTE (m)	Pt. KILOMETRIQUE P.K.
I.	1	4	PK. 16
	2	4	PK. 25
	3	4	PK. 36
	4	4	PK. 42
	5	4	PK. 55
III.	6	4	PK.123
	7	4	PK.125
	8	4	PK.128
	9	4	PK.145
	10	4	PK.153
	11	2	PK.171
	12	4	PK.181

Suite :

TRONCONS	N° DE CHUTE	HAUT. DE CHUTE (m)	Pt. KILOMETRIQUE P.K.
V.	13	4	PK. 259
	14	2	PK. 269

6.2. Détermination de la Lamme d'Eau Déversante h :

L'écoulement étant permanent graduellement varié, l'équation de Bernoulli établie sur un tronçon du courant liquide entre les sections d'entrée dans le canal d'approche et sur la crête du déversoir donne :

$$H_0 + \alpha \frac{V_0^2}{2g} + \frac{P_0}{\gamma} = H_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} + Dh_{0-1} \quad (1)$$

H_0 : Charge à l'entrée du canal

V_0 : Vitesse moyenne d'écoulement à l'entrée du canal

H_1 : Charge sur la crête du déversoir

V_1 : Vitesse d'approche

Dh_{0-1} : Perte de charge totale entre les sections considérées

α : coefficient de Coriolis

P_0, P_1 : pressions relatives dans les sections considérées.

L'écoulement est à surface libre :

$$\frac{P_0}{\gamma} = \frac{P_1}{\gamma} = \frac{P_{atm}}{\gamma}$$

La vitesse d'approche est :

$$V_a = \frac{q}{(p+h)}$$

où q : débit par unité de largeur ($m^3/s/m$); $q = Q/B_1$; B_1 : Largeur du déversoir

p : hauteur du seuil (pelle) (m)

h : lame déversante (m)

La perte de charge totale est la somme des pertes de charge linéaire (Dh_l) et singulière (Dh_s).

$$Dh_{PO.1} = Dh_l + Dh_s$$

avec : $Dh_1 = J L$
 $Dh_s = \xi \frac{Va^2}{2g}$

J : gradient de perte de charge
 L : longueur d'approche
 ξ : Coefficient de perte de charge

J est donnée par l'équation suivante :

$$J = \left(\frac{n Va^2}{R_h^{2/3}} \right)^2 \quad \text{D'après l'équation de Manning - Strickler}$$

Pour l'application numérique :

on prendra $\alpha = 1$
 $\xi = 0.1$

et on néglige la perte de charge lineaire ($Dh_1 \approx 0$ car L est faible).

l'équation (1) devient :

$$H_0 + \frac{V_0^2}{2g} = H_1 + 1.1 \cdot \frac{Va^2}{2g}$$

$$H_0 + \frac{V_0^2}{2g} - p = h + \left(\frac{q}{p+h} \right)^2 \cdot \frac{1.1}{2g} \quad H_1 = h + p$$

Connaissant H_0 , V_0 , p et q , on déterminera h en faisant un calcul par itération.

6.3. Détermination de la charge à dissiper F :

Elle est obtenue par la différence des charges totales E_1 et E_2 respectivement à l'amont du deversoir et à l'aval du bassin d'amortissement.

$$F = E_1 - E_2$$

$$E_1 = H_{\text{chute}} + h + p + \frac{Va^2}{2g}$$

$$E_2 = d_3 + \frac{V^2}{2g}$$

6.4. Détermination du type de bassin d'amortissement :

Selon les valeurs du nombre de Froude, on rencontre en pratique 3 types de bassins (selon les normes américaines).

Connaissant la charge à dissiper F , on détermine les hauteurs conjuguées d_1 et d_2 moyennant une abaque.

$$F \xrightarrow{\text{abaque}} \begin{cases} d_2/d_1 \\ d_1/d_{cr} \end{cases} \quad (\text{Voir annexe 2})$$

$$d_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{pour un canal rectangulaire.}$$

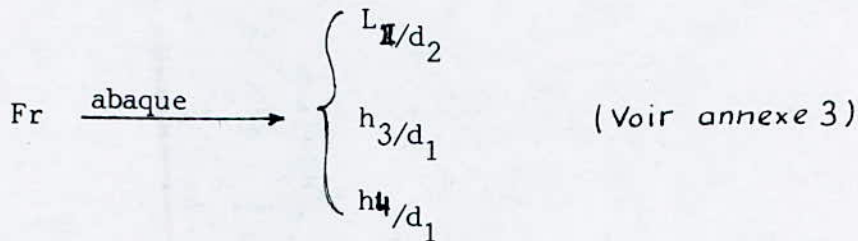
Ensuite, on détermine le nombre de Froude

(avec $V_1 = \sqrt{g d_1}$)

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g d_1}}$$

Pour $4.5 < Fr < 9.0$ et lorsque la vitesse V_1 n'excède pas les 15 m/s, le bassin correspondant est du type II (voir annexe 3).

Toutes les dimensions du bassin sont calculées à partir du nombre de Froude moyennant 2 abaques.



(Pour plus de détails, voir schéma et tableau de calcul). Dans le bassin d'amortissement, la revanche du mur de soutènement est exprimée par la formule empirique (satisfaite dans plusieurs cas) (d'après Small Dams p.301)

$$D = 0.1 (h_{v1} + d_2) \quad (\text{m})$$

avec $h_{v1} = \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{m})$ hauteur dynamique.

TRONÇONS	I.	III.		V.	
d_2 (m)	3.45	3.29	3.69	3.29	3.78
h_{v1} (m)	8.59	5.70	9.22	5.91	9.46
D (m)	1.50	1.00	1.50	1.00	1.50

Schéma d'une chute

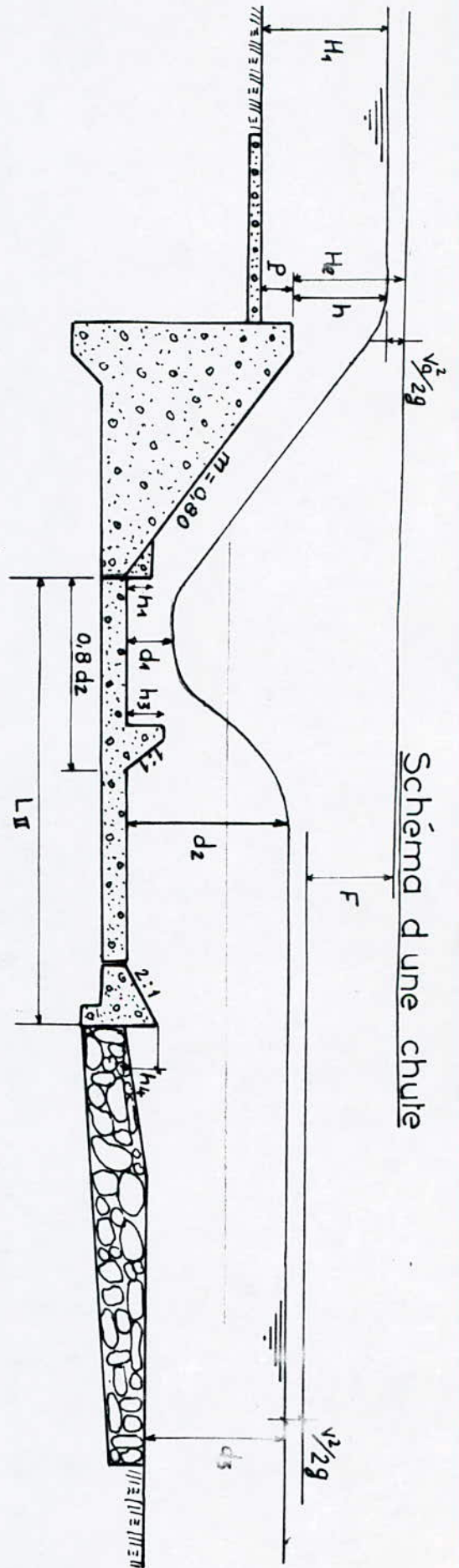


Tableau recapitulatif

N° du tronçon	Hauteur de chute (m)	h (m)	$V_0^2/2g$ (m)	He (m)	F (m)	dcr (m)	d_2/d_1	d_1/d_{cr}	d_2 (m)	d_1 (m)	V_4 (m/s)	Fr	h_3 (m)	h_4 (m)	h_1 (m)	d_3 (m)	LII (m)
I	4,00	2,00	0,20	2,20	3,97	1,36	8,95	0,28	3,45	0,38	12,98	6,68	0,70	0,50	0,50	2,59	8,50
	2,00	2,23	0,21	2,44	1,98	1,46	6,15	0,36	3,21	0,52	10,59	4,68	0,70	0,60	0,50	2,80	7,00
III	4,00	2,23	0,21	2,44	3,98	1,46	8,97	0,28	3,69	0,41	13,45	6,70	0,70	0,50	0,50	2,80	9,00
	2,00	2,29	0,22	2,51	1,99	1,50	6,16	0,36	3,29	0,53	10,77	4,71	0,70	0,70	0,50	2,86	7,00
IV	4,00	2,29	0,22	2,51	3,99	1,50	8,98	0,28	3,78	0,42	13,63	6,71	0,70	0,60	0,50	2,86	9,00

6.5 Calcul du débit de la passe à gravier :

La passe à gravier est constituée par le mur du canal d'approche et de la pile (tête circulaire).

Les dimensions de la pile sont calculées en considérant la charge maximale H_o .

$$\left. \begin{aligned} e &= 0,267 H_o \\ r &= 0,133 H_o \end{aligned} \right\} \text{(D'après Man. Hyd. Gén. Lencastre)}$$

Comme $H_o = 2,79 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} e = 0,8 \text{ m} \\ r = 0,4 \text{ m} \end{cases}$

La largeur de la passe à gravier est $t_e = 2 \text{ m}$; celle de la vanne sera :

$$l = L_e - e \Rightarrow l = 1,2 \text{ m}$$

Quand à l'ouverture de la vanne b , elle ne doit pas être supérieure à la revanche du canal h_r .

donc $b = h_{r \text{ min}} = 0,4 \text{ m}$

Pour une vanne verticale, le coefficient de débit n est de 0.7

$$n = 0,70 \text{ (d'après Hyd. Gén. appl. carlier).}$$

Le débit transitant sous la vanne est exprimée par l'expression :

$$Q = n \cdot b \cdot l \cdot \sqrt{2 g H_o}$$

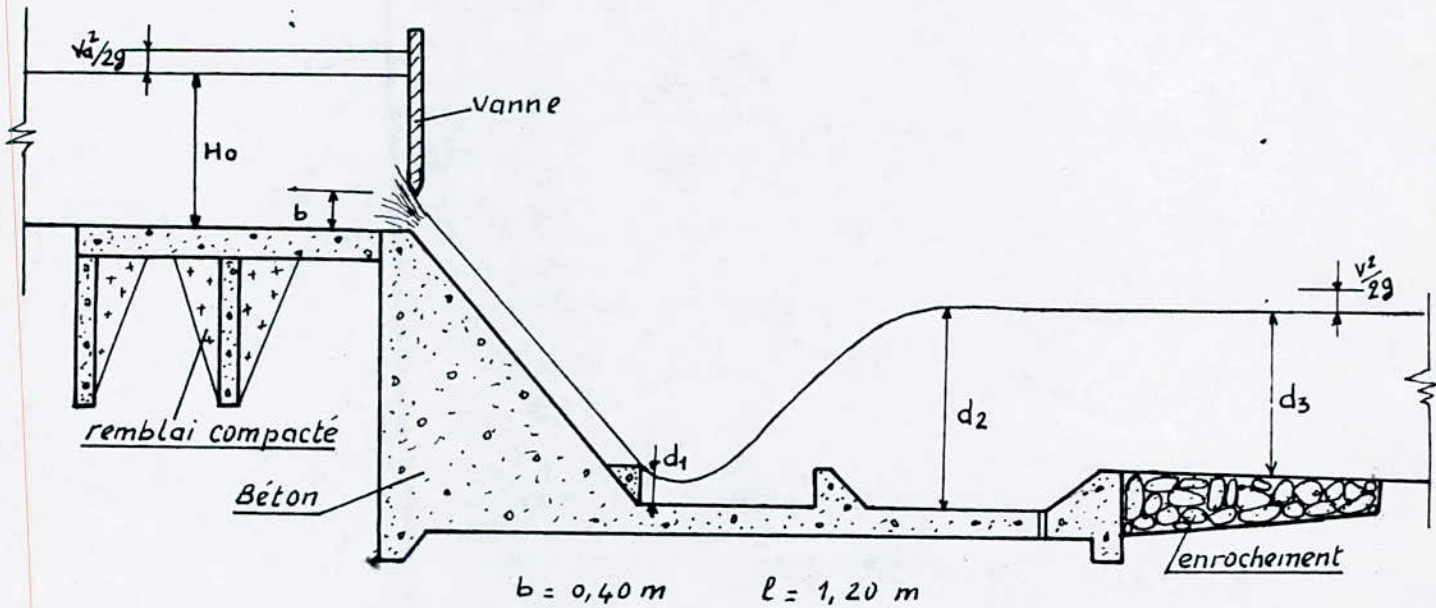
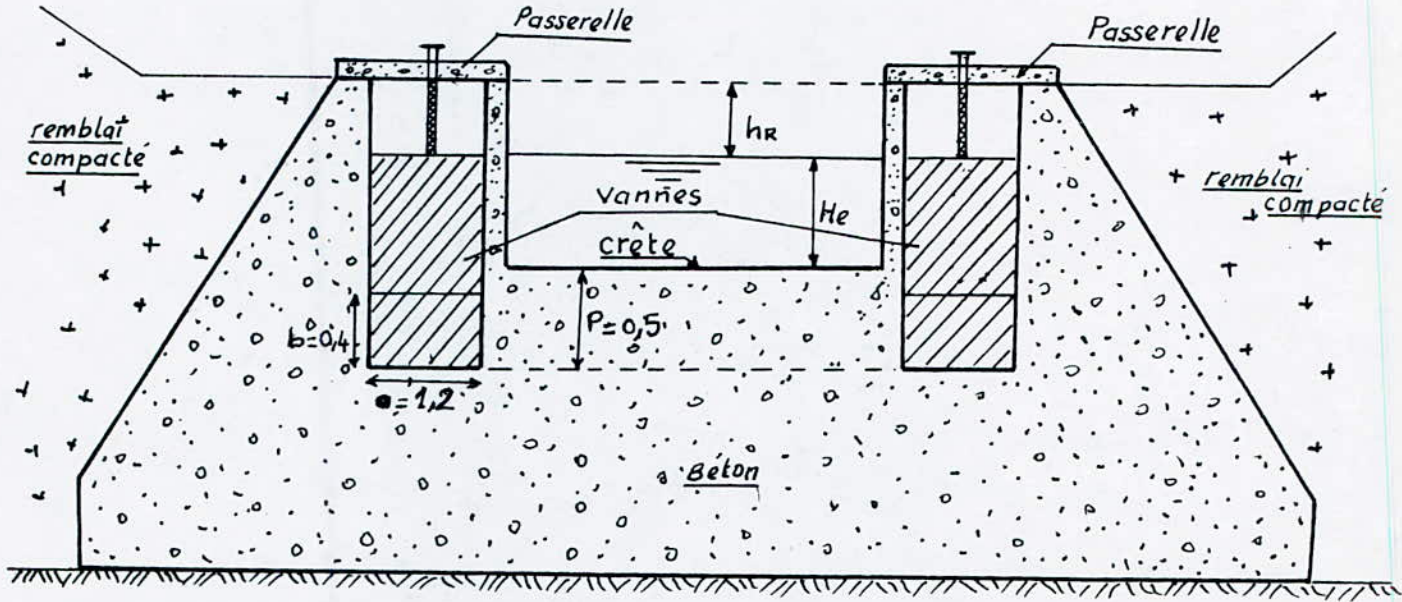
et la vitesse d'écoulement est : $V = Q/s$ $S = b \cdot l$

TRONCONS	I.	III.	V.
H_o (m)	2.5	2.73	2.79
Q (m^3/s)	2.35	2.46	2.49
V (m/s)	4.9	5.12	5.18

CONCLUSION :

Ces vitesses d'écoulement peuvent entrainer de gros cailloux dont le diamètre varie entre 200 et 300 mm et le risque de bouchage de la vanne n'est pas à craindre ($b = 0,4 \text{ m}$).

Schema d'une passe à gravier

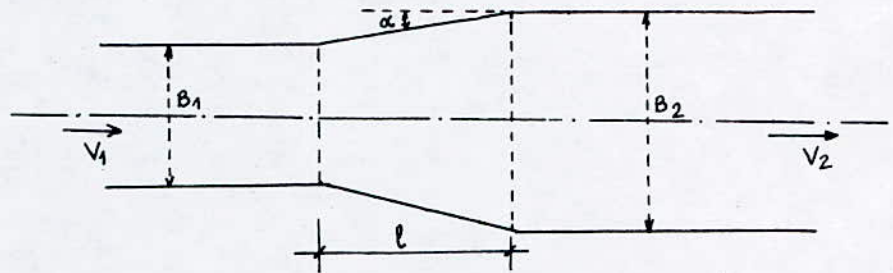


Débit transitant par la vanne: $Q = n \cdot b \cdot l \cdot \sqrt{2g} H_o$

VII. OUVRAGES DIVERS :

7.1 Les Raccordements :

Etant donné la diversité des types de canaux (terre, béton) retenus pour ce projet, des ouvrages de raccordement seront projetés en vue d'assurer un écoulement à régime stable dans les zones de transition. (terre béton ou béton terre).



Pour cela, on déterminera l'angle α et par suite la longueur de raccordement l .

La variation de l'angle du contour de l'écoulement est exprimée par la relation suivante.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3} F_r \quad (\text{D'après U.S.B.R Small Dams p.290})$$

$$\text{où } F_r = \frac{v}{\sqrt{g h}} \quad \text{nombre de fraude.}$$

v : vitesse moyenne d'écoulement entre le début et la fin de la transition.

h : profondeur d'eau moyenne entre le début et la fin de la transition.

$$V = \frac{V_1 + V_2}{2} \quad \text{et } h = \frac{h_1 + h_2}{2}$$

$$\text{on a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3 F_r} = \frac{(B_2 - B_1)/2}{l} \quad \Rightarrow l = \frac{B_2 - B_1}{2 \operatorname{tg} \alpha}$$

Tableau de Calcul

RECORDE- MENT	POINTS KILOMETR.	B ₁ (m)	B ₂ (m)	h (m)	V (m/s)	F _r	α (°)	l (m)
R ₁	PK. 62	50	30	2.37	4.04	0.84	21.64	25.00
R ₂	PK.119	30	70	2.68	3.54	0.69	25.78	42.00
R ₃	PK.188	70	50	2.61	3.56	0.70	25.46	21.00
R ₄	PK.229	50	72	2.67	3.5	0.68	26.11	23.00

7.2 Les Coudes :

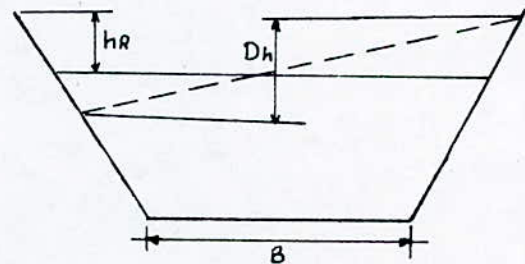
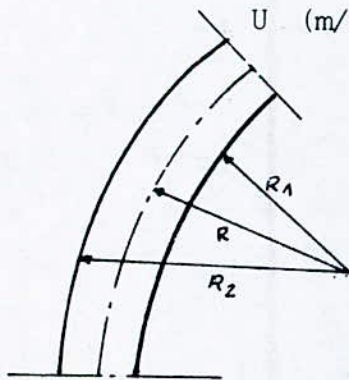
L'existence d'un coude dans un canal provoque une surélévation de la surface libre dans la partie extérieure du coude. la différence de niveau, dans un profil en travers, entre la rive extérieure et la rive intérieure est donnée approximativement par :

$$Dh = 4.60 \frac{(u^2)}{2g} \log_{10} \frac{R_2}{R_1}$$

où R₁ = R - B/2 (m) : rayon intérieur du coude

R₂ = R + B/2 (m) : " extérieur " "

U (m/s) : vitesse moyenne d'écoulement.



Pour qu'il n'y ait pas débordement, on doit vérifier :

$$h_r \geq \frac{Dh}{2}$$

POINTS KILOMETRIQUES	R	B	R ₁	R ₂	V	Dh/2	h _R
PK	M	M	M	M	M/S	M	M
42 ~ 44	300	50	275	325	1.65	0.02	0.41
72 ~ 74	300	30	285	315	6.37	0.21	0.56
89 ~ 91	200	30	185	215	6.82	0.36	0.50
101 ~ 103	200	30	185	215	6.82	0.36	0.50
109 ~ 111	200	30	185	215	5.33	0.22	0.44
115 ~ 117	100	30	85	115	5.33	0.44	0.54
134 ~ 138	300	70	265	335	1.76	0.04	0.45
140 ~ 144	150	70	115	185	1.76	0.08	0.45
147 ~ 150	200	70	165	235	1.76	0.06	0.45
156 ~ 158	200	70	165	235	1.76	0.06	0.45
163 ~ 166	400	70	365	435	1.76	0.03	0.45
193 ~ 197	200	50	175	225	5.25	0.35	0.53
216 ~ 220	420	50	395	445	5.22	0.17	0.51
237 ~ 240	120	72	84	156	2.04	0.13	0.64
243 ~ 247	160	72	124	196	2.04	0.10	0.64
253 ~ 247	200	72	164	236	2.04	0.08	0.64
266 ~ 269	560	72	524	596	2.04	0.03	0.64

CONCLUSION :

La condition étant vérifiée, le débordement sur les bords n'est pas à craindre.

7.3 Ouvrage en zone de captage :

Vu qu'à l'amont du début de projet, le lit de l'Oued Djemâa est assez large (plus de 100 m) par rapport à celui du lit projeté ($B = 50$ m), nous prévoyons des ouvrages permettant de drainer toutes les eaux de ruissellement et de crue vers l'Oued recalibré.

Ces ouvrages seront constitués de deux digues en remblai compacté, se situant respectivement en rive droite et rive gauche de l'Oued sur des axes divergents par rapport à celui de l'Oued rectifié.

7.4 Ouvrage en zone de restitution :

Juste à la fin du projet, nous prévoyons des ouvrages de protection de cette zone pour éviter les érosions ainsi que les inondations des terrains avoisinants.

Ces ouvrages seront constitués de deux digues en remblai compacté se situant respectivement en rive droite et rive gauche de l'Oued sur un axe perpendiculaire à celui de l'Oued rectifié.

7.5 Ouvrage en zone de confluence :

Etant donné que tout au long de l'Oued, un certain nombre d'affluents rejoignent ce dernier en période de crue, nous prévoyons des canaux de section trapézoïdale et des bassins de dissipation (sans blocs de freinage).

On a projeté des chutes vu que l'écoulement dans les affluents est torrentiel et par suite, il deviendra fluvial au niveau de la confluence.

Pour le dimensionnement, il est nécessaire de connaître :

- Le débit de l'affluent
- La pente du terrain.

éventuellement l'angle de divergence (pour la disposition du canal) entre les axes de l'affluent et de l'Oued principal.

VIII. CONCLUSION :

Ce modeste travail a été conçu en vue d'améliorer la situation critique et parfois alarmante que subit la région et les abords immédiats de l'Oued Djemâa en période de crue.

Pour cela, nous avons procédé à un recalibrage et projeté des ouvrages hydrauliques (Déversoir, passe à gravier, bassin de dissipation,...) dans le réseau hydrographique afin d'assurer à ce dernier un écoulement régulier et rationnel pendant la crue. Ceci offrira une sécurité à notre économie ainsi que celle des citoyens et de leurs biens.

- Nous tenons à signaler l'absence totale de station de jaugeage sur le réseau hydrographique, voire même de stations pluviométriques (abandonnées); C'est ce qui nous a contraint à estimer les débits de crue fréquentiels à partir de modèles empiriques basés sur la pluviométrie de la région. (Des crues ont été observées mais on ignore leurs débit).
- La rectification du lit de l'Oued est prise telle qu'elle a été proposée par la sethyal.
- Les caractéristiques mécaniques du sol utilisées dans les besoins du calcul, ont été déterminées à partir d'échantillons recueillis sur des fouilles dont les profondeurs paraissent insuffisantes pour mieux apprécier les caractéristiques de la fondation. Les valeurs de ces caractéristiques (d , $tg \phi$, ...) ont été prises selon la classe du sol conformément à celles de l'U.S.B.R (Rapport de synthèse - sethyal).
- Toutes les dimensions des canaux ont été déterminées par la formule de Manning - Strickler (écoulement supposé uniforme) et la stabilité est vérifiée à l'envasement, à l'affouillement et à l'érosion conformément aux valeurs limites des vitesses d'écoulement et de la force traçante données les tables (Manuel d'Hyd. Gen. Lencastre).
- Le ferrailage du mur de soutènement a été exécuté selon les règles du CCBA 68 (ouvrage en B.A Pierre CHARON) et la stabilité est vérifiée au glissement, au renversement et au soulèvement (en tenant compte du seisme).

- Les revanches ont été prises en considération au niveau des canaux et des bassins d'amortissement afin d'éviter tout débordement des eaux sur les berges.
- Les bassins de dissipation au niveau des chutes ont été choisis selon les recommandations de l'USBR (Small Dams), dimensions comprises.

B I B L I O G R A P H I E

G. REMENIERAS	HYDROLOGIE DE L'INGENIEUR	EYROLLES 72
G. JAMES	TRAVAUX FLUVIAUX	EYROLLES 74
C. LEBRETON	DYNAMIQUE FLUVIALE	EYROLLES 74
A. LENCASTRE	MANUEL D HYDRAULIQUE GENERALE	EYROLLES 84
J. LARRAS	FLEUVES ET RIVIERES NON AMENAGES	EYROLLES 77
M. CARLIER	HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE	EYROLLES 80
U.S.B.R.	DESIGN OF SMALL DAMS	

annexes

Annexe 1

STABILITE DES CANAUX: VITESSES LIMITEES D'ENTRAINEMENT

Profondeur d'eau h=1m . Canaux Rectilignes

Materiaux non-coherents

Materiau	Diametre (mm)	Vitesse moy. (m/s)	Materiau	Diametre (mm)	Vitesse moy. (m/s)
Gravier Fin	5.00	0.80	Caillou Gros	40.00	1.80
" Moyen	10.00	1.00	"	75.00	2.40
" Gros	15.00	1.20	"	100.00	2.70
Caillou Fin	"	"	"	150.00	3.50
Caillou Moyen	25.00	1.40	"	200.00	3.90

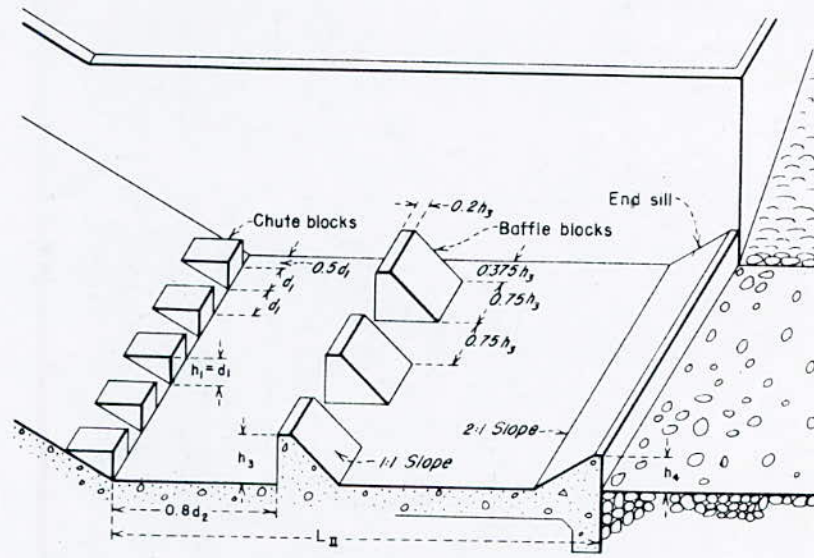
Facteur de correction pour des profondeurs d'eau h≠1m

Profondeur Moyenne (m)	0.3	0.5	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
Facteur de correct	0.8	0.9	0.95	1.00	1.10	1.10	1.20	1.20

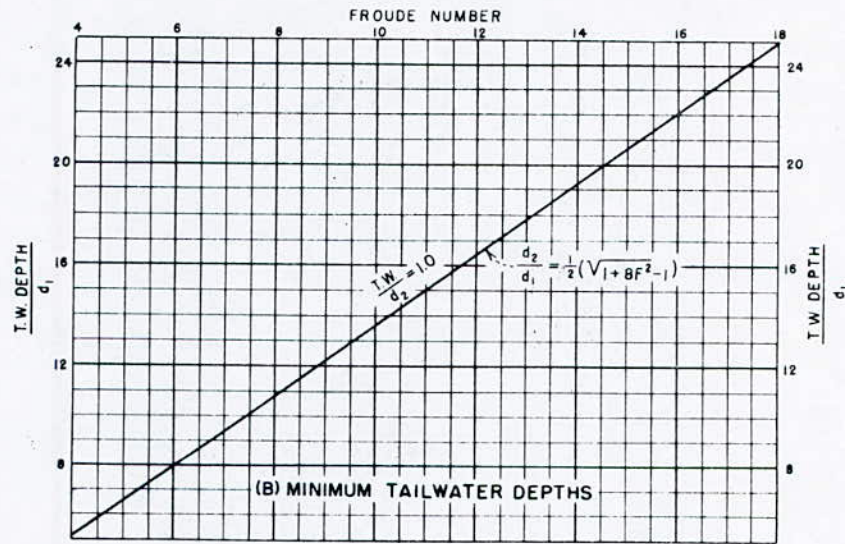
Annexe 2 : Détermination des hauteurs d'eau dans un bassin
D'amortissement
D'après U.S.B.R.

F	0		1		2		3		4	
	d_2/d_1	d_1/d_c	d_2/d_1	d_1/d_c	d_2/d_1	d_1/d_c	d_2/d_1	d_1/d_c	d_2/d_1	d_1/d_c
0	1,00	1,000	2,07	0,680	2,48	0,614	2,81	0,672	3,09	0,541
1	4,44	0,436	4,64	0,425	4,82	0,415	5,00	0,405	5,18	0,397
2	6,18	0,356	6,33	0,351	6,49	0,345	6,64	0,340	6,79	0,336
3	7,66	0,311	7,80	0,308	7,94	0,304	8,07	0,301	8,21	0,298
4	9,00	0,281	9,13	0,278	9,26	0,276	9,39	0,274	9,51	0,271
5	10,25	0,259	10,38	0,257	10,50	0,255	10,62	0,253	10,73	0,251

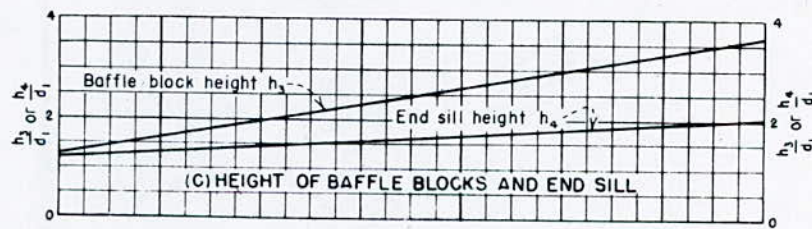
F	5		6		7		8		9	
	d_2/d_1	d_1/d_c	d_2/d_1	d_1/d_c	d_2/d_1	d_1/d_c	d_2/d_1	d_1/d_c	d_2/d_1	d_1/d_c
0	3,35	0,516	3,60	0,494	3,82	0,477	4,04	0,461	4,24	0,448
1	5,36	0,389	5,53	0,381	5,69	0,375	5,86	0,368	6,02	0,362
2	6,94	0,331	7,09	0,327	7,23	0,323	7,38	0,319	7,52	0,315
3	8,34	0,295	8,48	0,292	8,61	0,289	8,74	0,286	8,87	0,284
4	9,64	0,269	9,76	0,267	9,89	0,265	10,01	0,263	10,13	0,261
5	10,85	0,250	10,97	0,248	11,09	0,246	11,21	0,244	11,32	0,243



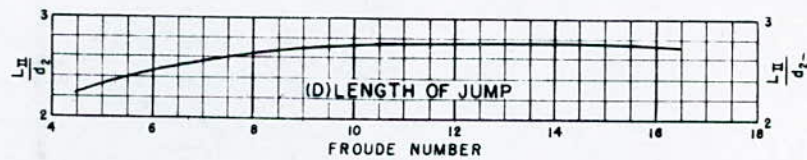
(A) TYPE II BASIN DIMENSIONS



(B) MINIMUM TAILWATER DEPTHS



(C) HEIGHT OF BAFFLE BLOCKS AND END SILL



(D) LENGTH OF JUMP

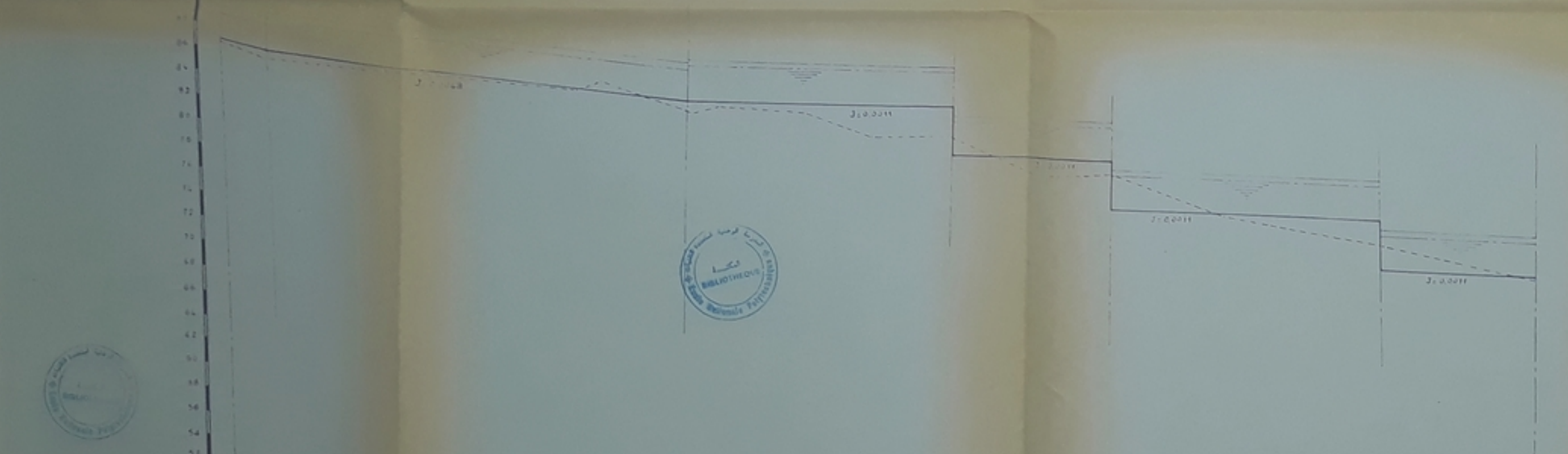
Figure 206. Stilling basin characteristics for Froude numbers above 4.5 where incoming velocity does not exceed 50 feet per second.

PROFIL EN LONG DE L'OUED DJEMAA

PK6 - PK133



1	Nombres des piquets (PK)	6	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130	133	
2	Cotes du lit naturel (m)	123,70	123,67	124,57	124,50	124,50	119,90	117,20	114,30	109,20	111,50	109,40	111,50	105,50	104,40	104,40	101,10	99,54	99,40	100,60	95,81	95,20	95,60	95,90	92,10	91,10	91,31	90,74	88,00	86,2
3	Distances partielles (m)	70,00	512,00	316,00	140,00	212,00	170,00	112,00	149,00	110,00	244,00	170,00	77,00	77,60	181,00	72,00	85,00	444,00	203,00	271,00	532,00	44	150,00	149,00						
4	Distances cumulées (m)	0	0	512,00	828,00	1144,00	1314,00	1483,00	1632,00	1781,00	2025,00	2195,00	2272,00	2349,00	2530,00	2602,00	2687,00	3131,00	3334,00	3605,00	4137,00	4181,00	4331,00	4480,00	4629,00	4778,00	4927,00	5076,00	5225,00	5374,00
5	Cotes du lit projeté (m)	123,70	123,67	124,57	124,50	119,90	117,20	114,30	109,20	111,50	109,40	111,50	105,50	104,40	104,40	101,10	99,54	99,40	100,60	95,81	95,20	95,60	95,90	92,10	91,10	91,31	90,74	88,00	86,2	
6	Cotes du niveau d'eau max (m)	124,25	124,08	126,08	125,98	121,58	117,20	114,30	109,20	111,50	109,40	111,50	105,50	104,40	104,40	101,10	99,54	99,40	100,60	95,81	95,20	95,60	95,90	92,10	91,10	91,31	90,74	88,00	86,2	
7	Cotes de la crête projetée (m)	124,25	124,08	126,08	125,98	121,58	117,20	114,30	109,20	111,50	109,40	111,50	105,50	104,40	104,40	101,10	99,54	99,40	100,60	95,81	95,20	95,60	95,90	92,10	91,10	91,31	90,74	88,00	86,2	
8	Empiement des chutes (m)					8																								
9	Remarques																													



1	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150
2	89,82	88,94	85,90	82,21	83,00	80,51	81,00	82,60	78,60	78,55	75,25	72,00	71,05	73,05	68,90	67,50	
3	100,00	922,00	833,00	49	175,00	50	160,00	137,0	150,00	190	163,00	234,00	144,00	173,00	173,00	176,00	
4	0	0	833,00	902,00	1077,00	1247,00	1407,00	1557,00	1707,00	1857,00	2007,00	2157,00	2307,00	2457,00	2607,00	2757,00	
5	89,84	89,82	86,80	83,11	83,90	81,41	81,90	83,50	79,50	79,45	76,15	72,90	71,95	73,95	69,80	68,40	
6	90,40	89,52	86,48	82,79	83,58	81,09	81,58	83,18	79,18	79,13	75,83	72,58	71,63	73,63	69,48	68,08	
7	90,40	89,52	86,48	82,79	83,58	81,09	81,58	83,18	79,18	79,13	75,83	72,58	71,63	73,63	69,48	68,08	
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
9																	

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية République Algérienne Démocratique Et Populaire			
ENP	Ministère De Enseignement Supérieur		
Titre De L'Etude	ETUDE DE RECTIFICATION ET DE RECALIBRAGE DE L'OUED DJEMAA	Spécialité Hydraulique	
Titre Du Dessin	PROFIL EN LONG PK6 - PK133	Promotion Janvier 1988	
Dresse Par	ALILI Djamel YOUNSI Salah	Plancha N° 1	Echelles: 1/5000 H 1/200

REMARQUE
1- Toutes les dimensions sont en mètre
2- Altitude N.G.A
3- Les détails des chutes sont donnés dans la planche N°3

LEGENDE
--- Lit naturel
— Lit projeté
--- Niveau d'eau max
--- Crête



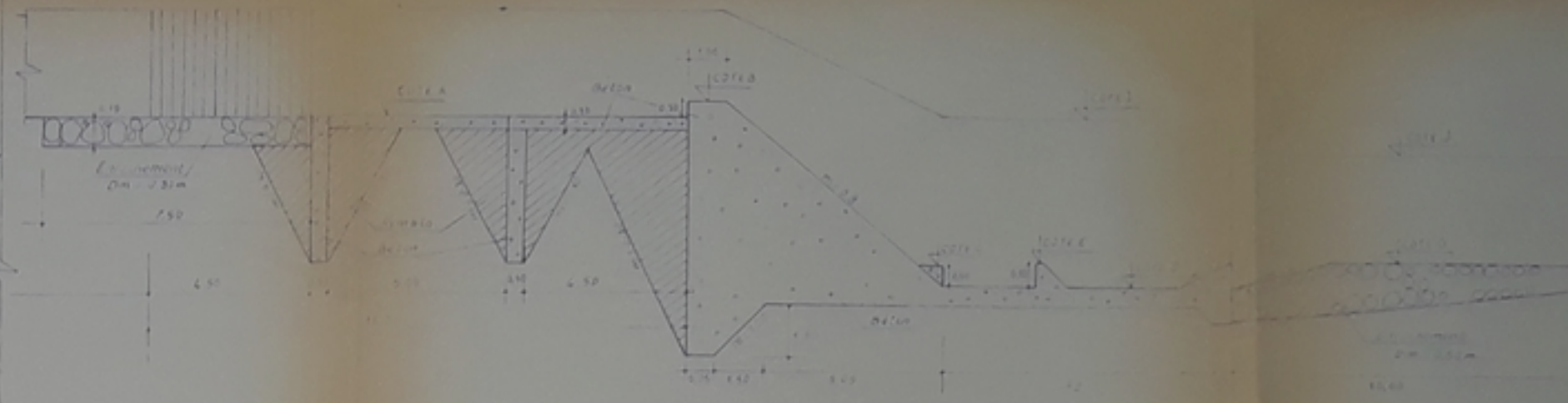
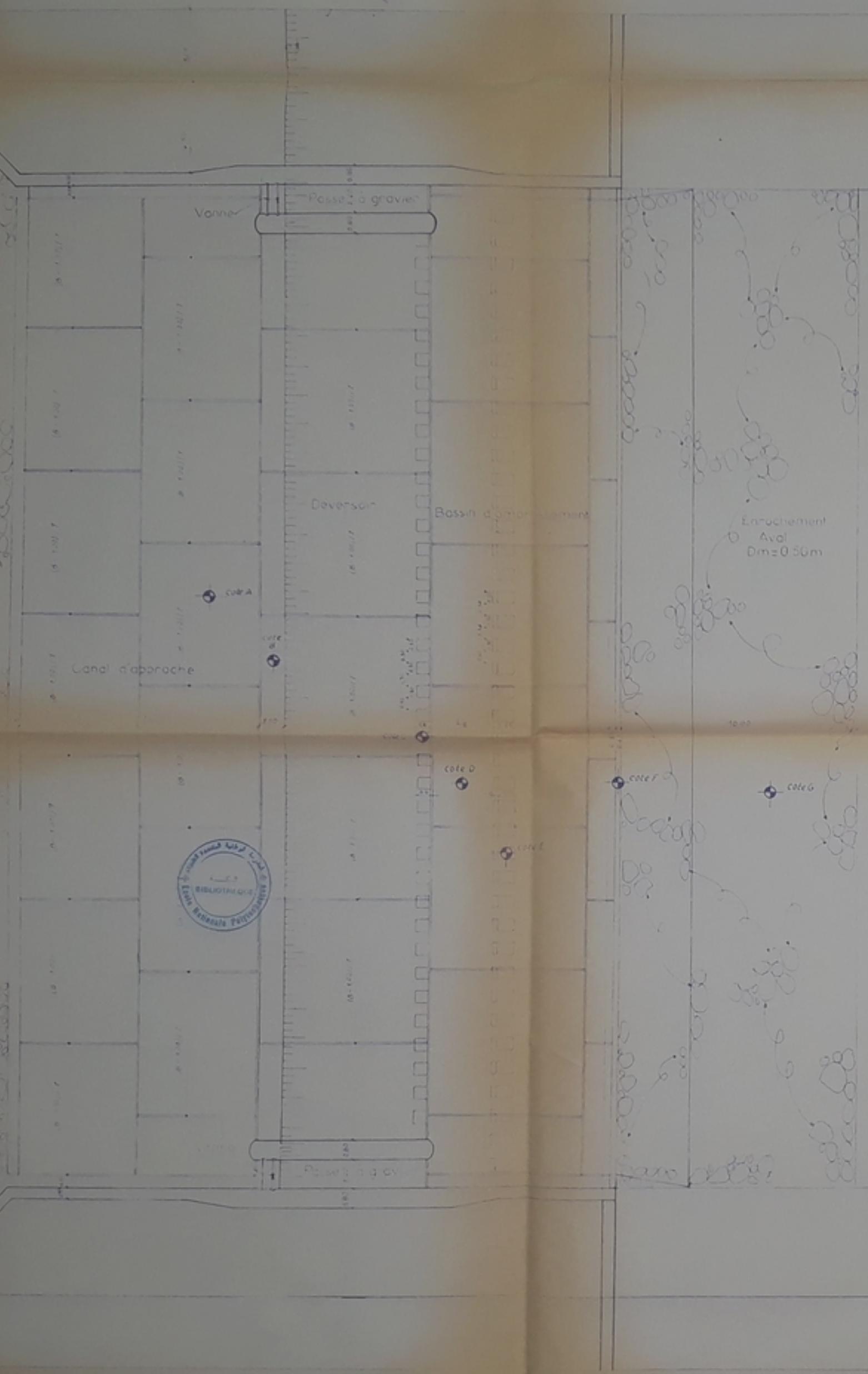


TABLEAU RECAPITULATIF

Section	Largeur de l'ouvrage (m)	Epaisseur (m)	Cote A (m)	Cote B (m)	Cote C (m)	Cote D (m)	Cote E (m)	Cote F (m)	Cote G (m)	Cote H (m)
1	5.00	0.50	72.21	72.85	73.24	73.51	73.24	73.24	73.21	72.21
2	3.00	0.50	71.82	72.42	72.58	72.75	72.75	72.75	72.75	71.82
3	3.00	0.50	71.24	71.84	72.27	72.37	72.27	72.27	72.24	71.24
4	3.00	0.50	70.69	71.29	71.67	71.71	71.67	71.67	71.69	70.69
5	3.00	0.50	70.11	70.71	71.13	71.14	71.14	71.14	71.11	70.11
6	3.00	0.50	69.56	70.16	70.57	70.55	70.55	70.55	70.56	69.56
7	3.00	0.50	69.01	69.61	70.05	70.01	70.01	70.01	69.99	69.01
8	3.00	0.50	68.47	69.07	69.53	69.47	69.47	69.47	69.47	68.47
9	3.00	0.50	67.94	68.54	69.03	68.95	68.95	68.95	68.94	67.94
10	3.00	0.50	67.41	68.01	68.53	68.43	68.43	68.43	68.41	67.41
11	3.00	0.50	66.89	67.49	68.03	67.91	67.91	67.91	67.89	66.89
12	3.00	0.50	66.37	66.97	67.53	67.39	67.39	67.39	67.37	66.37
13	3.00	0.50	65.85	66.45	67.03	66.87	66.87	66.87	66.85	65.85
14	3.00	0.50	65.34	65.94	66.53	66.35	66.35	66.35	66.34	65.34
15	3.00	0.50	64.83	65.43	66.03	65.83	65.83	65.83	64.83	64.83
16	3.00	0.50	64.33	64.93	65.53	65.31	65.31	65.31	64.33	64.33

REMARQUES

Toutes les dimensions et les cotes sont en mètres.
Echelle N.O.A.

REPUBLICA ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

Titre de l'étude: Etude de rectification et recalibrage de l'ouvrage DJEMAA

Titre du dessin: INCLINAISON EN LONG ET VUE EN PLAN DES CHUTES

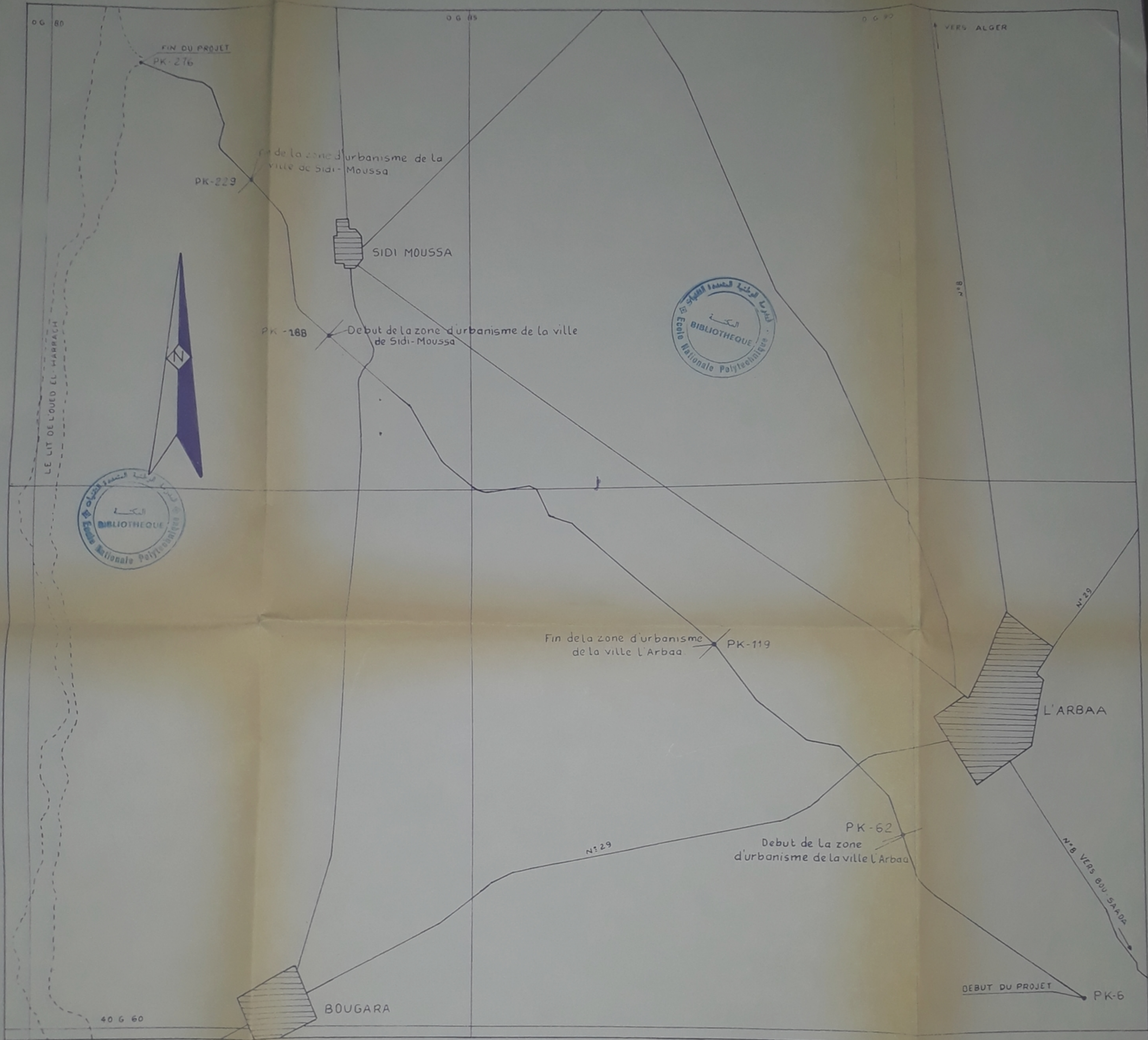
Dressé par: Z. LI. Daniel YOUNSI-Salah

Spécialité: Hydraulique

Echelle: 1/100

Planche N°3

Remarque: Janvier 1988



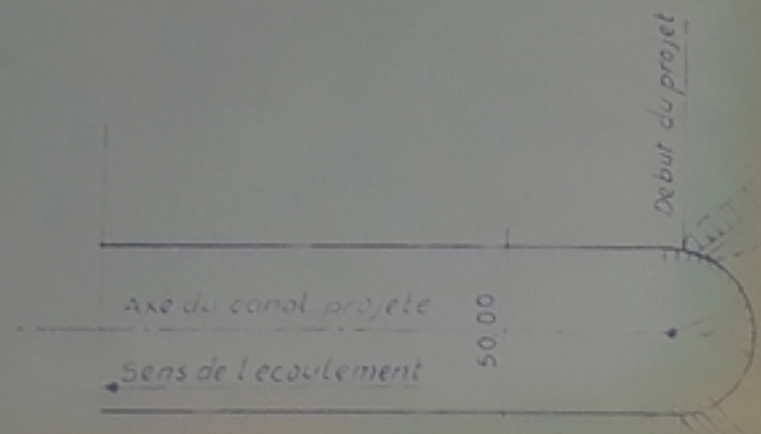
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية République Algérienne Démocratique Et Populaire			
E.N.P	Ministère De L'Enseignement Supérieur		
Titre De L'Etude	ETUDE DE RECTIFICATION ET DE RECALIBRAGE DE L'OUED DJEMAA	Spécialité Hydraulique	
Titre Du Dessin	PLAN D'IMPLANTATION DE L'OUED DJEMAA	Promotion Janvier 1988	
Dresser Par	ALILI Djamel YOUNSI Saleh	Planche N°4	Echelle 1/25000



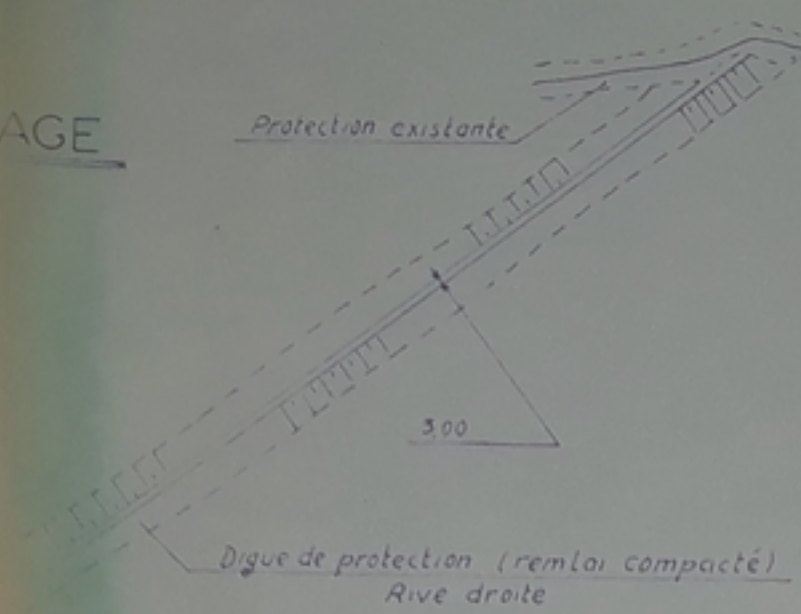
PHD11/88

PLAN GENERAL DE LA ZONE DE CAPTAGE

ECHELLE : 1/200



Protection existante



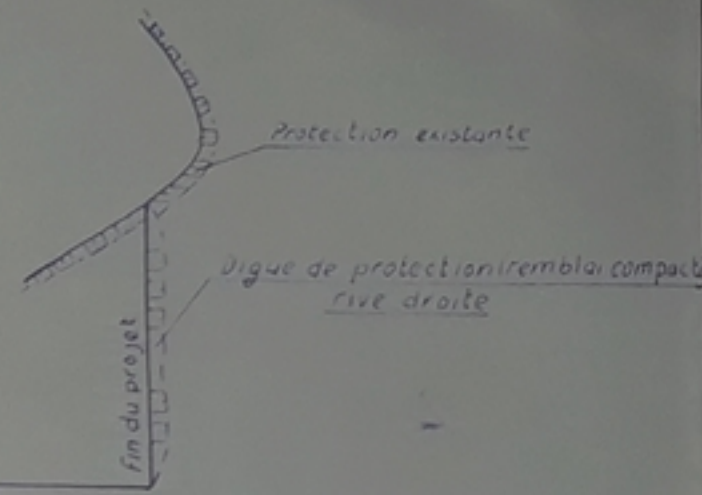
+5,22

in can circulaire

(remblai compacté)

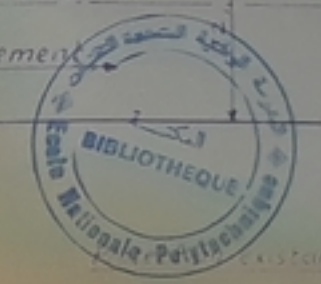
PLAN GENERAL DE LA ZONE DE RESTITUTION

ECHELLE : 1/200



Axe du canal projete

Sens d'ecoulement

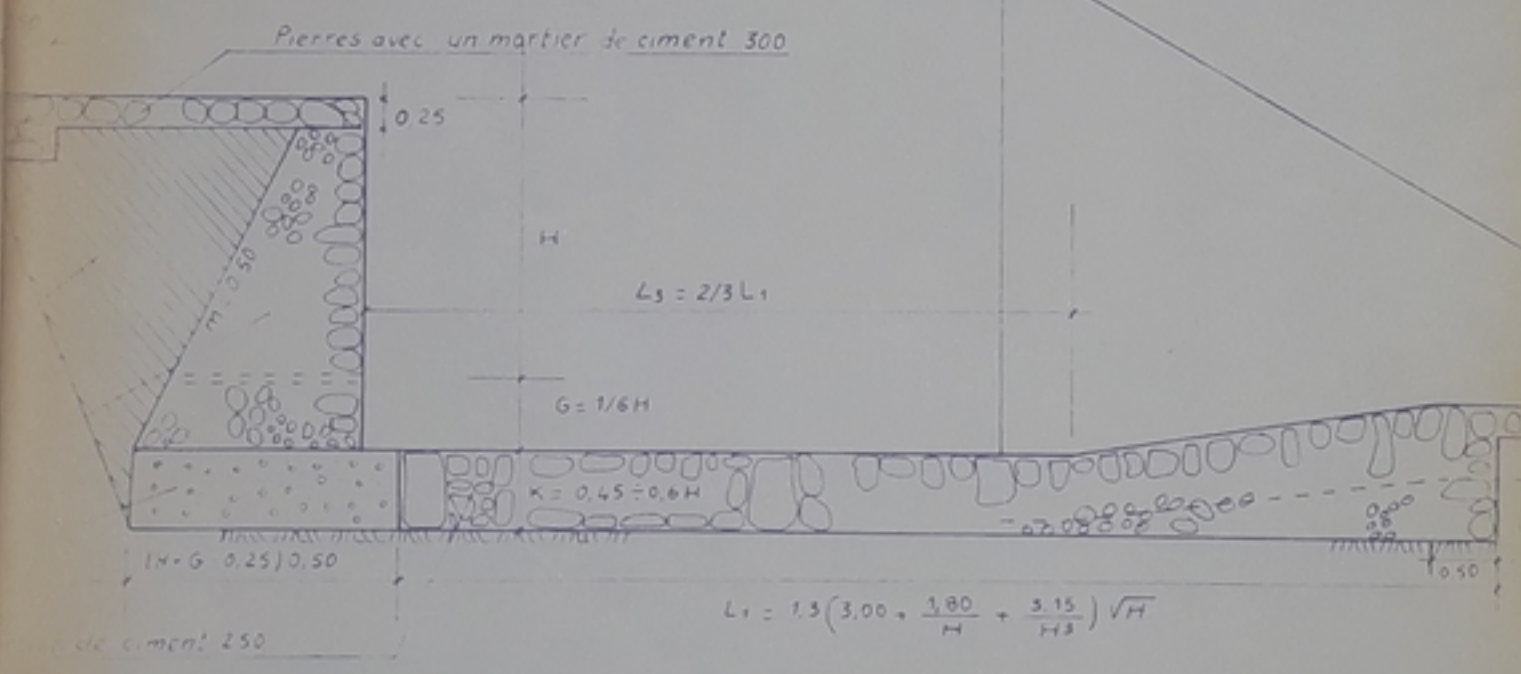
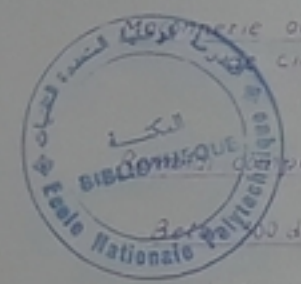
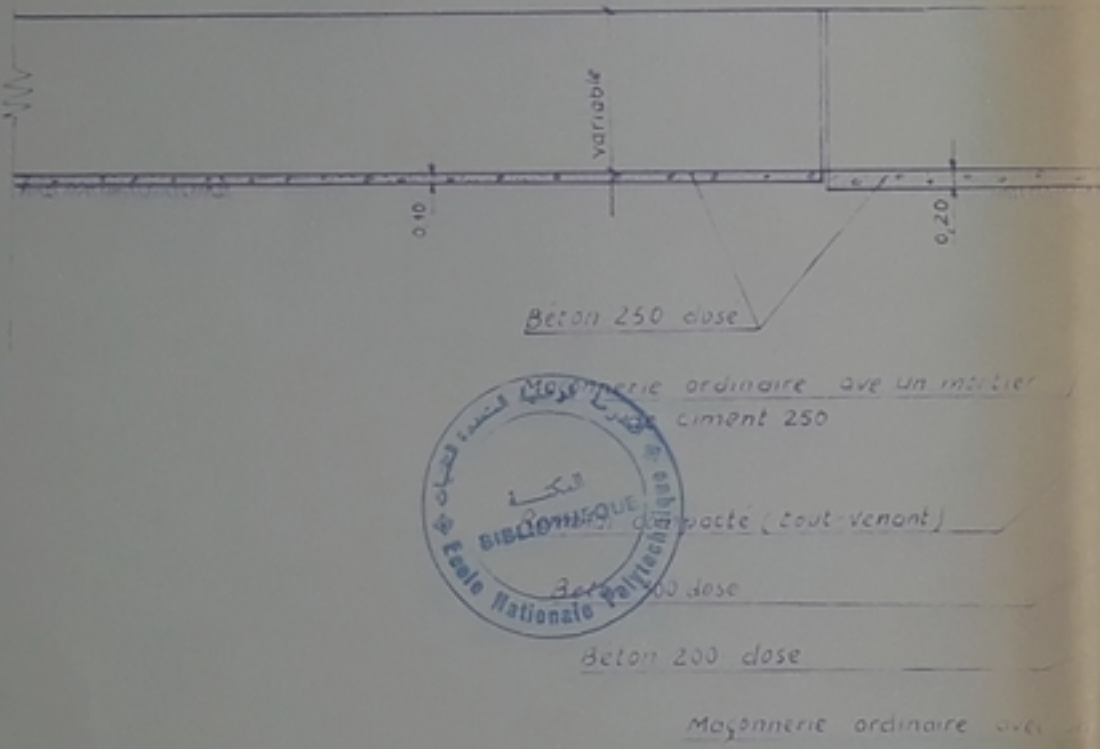


Digue de protection (remblai compacté)
rive gauche

PH044/88

PLAN GENERAL DES AFFLUENTS

ECHELLE 1/50



Pierre avec un mortier de ciment 300

Maçonnerie avec un mortier de ciment 250

Enrochement

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية République Algérienne Démocratique Et Populaire		
ENP	Ministère De L'Enseignement Supérieur	
Titre De L'Etude	ETUDE DE RECTIFICATION ET DE RECALIBRAGE DE L'OUVRAGE DJEMAA	Spécialité Hydraulique
Titre Du Dessin	AFFLUENTS, ZONE DE CAPTAGE ET DE RESTITUTION	
Dresser Par	ALILI Djamel YOUNSI Salah	Planche N°5
		Promotion Janvier 1988

