

le Tableau 3-1. Ceci donne une érosion spécifique de  $3.290 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$  pour le bassin versant de  $27,8 \text{ km}^2$  et sur une période de 10 ans du février 1969 au mai 1979.

La valeur de l'érosion spécifique ci-dessus est comparable à celle de l'érosion spécifique calculée à partir de l'envasement total du réservoir de Kasseb qui a été mesuré récemment par la SONEDE.

#### Campagne effectuée par la SONEDE

- Volume annuel moyen de sédiments: 400 millions de  $\text{m}^3$
- Superficie du bassin versant:  $110 \text{ km}^2$
- Erosion spécifique:  $3.600 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{an}$

Comme montré dans le Graphique 3-1, une confrontation de cette valeur avec les valeurs d'envasement dans les autres réservoirs laisse supposer que la valeur calculée ci-dessus est vraisemblable.

### 3.4 ESTIMATION DU VOLUME D'ENVASEMENT FUTUR

Comme période de calcul du volume total d'envasement, on a pris une durée de 70 ans du février 1969 au janvier 2039 en supposant que la centrale pompage turbinage de Kasseb serait mise en service en janvier 1989 pour une durée de vie de 50 ans.

Il est admis empiriquement qu'il existe une corrélation étroite entre le volume d'envasement et le volume d'apports dans le réservoir. En conséquence, en se basant sur un volume d'envasement rétrospectif on peut obtenir proportionnellement le volume d'envasement futur. Toutefois, extrapoler sur l'avenir le volume d'envasement de 10 dernières années se traduirait par une surestimation, si ce volume de base était plus important que le volume moyen, et vice versa.

Par conséquent il faut effectuer une analyse statistique et probabiliste des données rétrospectives des apports couvrant une période assez longue pour établir les apports de base.

Il est à noter toutefois que le volume d'envasement est aussi affecté par beaucoup d'autres facteurs, mais qu'aucune règle théorique n'est encore établie pour son estimation. Dans la présente étude deux approches suivantes ont été appliquées:

- a) Corrélation entre le volume des apports et le volume des sables bouillants:

Le volume des sables bouillants s'exprime par la formule suivante:

$$Q_T = Q_S + Q_B$$

Où :  $Q_T$  = volume total des sables bouillants ( $\text{m}^3$ )

$Q_S$  = volume des sables flottants ( $\text{m}^3$ )

$Q_B$  = volume des sables en charriage ( $\text{m}^3$ )

Egalement, le volume des sables flottants s'exprime par la formule suivante:

$$Q_S = \alpha Q^m$$

Où :  $Q$  = débit d'apports ( $m^3/sec$ )

$\alpha, m$  = coefficients

Des mesures effectuées au Japon et aux Etats-Unis montrent que la valeur de  $m$  est de 1,9 à 2,1.

Le mesure du volume des sables en charriage  $Q_B$  est difficile, mais il existe un exemple où on adopte une formule suivante:

$$Q_B = \beta Q^n$$

Où :  $n$  = 1

De ce qui précède la présente étude adopte:

$$Q_S = \alpha Q^2$$

$$Q_B = \beta Q$$

Les valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  peuvent être calculées en regardant  $Q$  comme volume annuel moyen des apports ( $m^3/sec$ ) et  $Q_S$  comme volume annuel d'envasement ( $m^3$ ), et en supposant que tous les sédiments dans le réservoir de Kasseb seraient constitués de sables flottants et de sables en charriage. Le résultat de calcul est présenté dans le Tableau 3-2.

$$\alpha = 914.200/60 \times 60 \times 24 \times 365 \times \Sigma Q^2 (= 26.500) = 1,914 \times 10^{-3}$$

$$\beta = 914.200/60 \times 60 \times 24 \times 365 \times \Sigma Q (= 15.410) = 1,112 \times 10^{-3}$$

b) Estimation de l'envasement futur (Approche 1):

En se basant sur les données des apports annuels pour 31 ans de 1930 à 1961 (données des Tableau 3, 4 et 8 du Rapport de l'U.R.S.S. pour le barrage de Kasseb), les équations montrées au paragraphe a) ci-dessus donnent une érosion spécifique de  $3.140 m^3/km^2/an$  si l'on suppose que tous les sédiments seraient consistés en sables flottants, ou une érosion spécifique de  $3.214 m^3/km^2/an$  si l'on suppose que ces sédiments seraient consistés uniquement en sables en charriage. Le procédé des calculs est montré dans le Tableau 3-3.

c) Estimation de l'envasement futur (Approche 2):

Egalement, en se basant sur la probabilité des apports annuels de 1930 à 1961 (données du Tableau 5 du Rapport ci-dessus), les équations du para-

graphe c) donnent une érosion spécifique de  $2.757 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$  pour le cas de sables flottants, ou une érosion spécifique de  $2.926 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$  pour le cas de sables en charriage. Le procédé des calculs est montré dans le Tableau 3-4.

Les érosions spécifiques calculées dans la présente étude sont récapitulées comme suit:

Base de l'érosion spécifique	Cas où tout envasement était formé par sables flottants	Cas où tout envasement était formé par sables en charriage
Apports de 10 ans (1969-1979)	$3.288 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$	
Apports de 31 ans (approche 1 statistique)	$3.140 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$	$3.214 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$
Apports de 31 ans (approche 2 probabiliste)	$2.757 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$	$2.926 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$

Il est à noter que les calculs ci-dessus incluent quelques marges de sécurité pour les raisons suivantes:

- 1) Les longueurs des profils sur le plan d'eau sont supérieures de 1,4 à 8,3 % aux longueurs effectivement levées.
- 2) Lors de l'établissement des profils on a négligé toutes les érosions, quoique quelques-unes aient été constatées sur les talus affectés par les variations du plan d'eau.
- 3) En général le volume d'envasement est important durant les premières années de la mise en eau du réservoir à cause des perturbations de la surface du terrain par les travaux, et après quoi le volume d'envasement annuel devient constant. Dans les calculs ce phénomène n'est pas tenu en compte.

D'ailleurs, dans le bassin versant de Kasseb on ne trouve pas d'élément qui risque de provoquer de grands éboulements et débits solides.

Toutefois, comme c'est à partir du plan topo à l'échelle de 1/5.000 que des configurations originales avant la mise en eau ont été reproduites, les calculs ci-dessus ne peuvent avoir une précision assez élevée. En conséquence, comme base de l'estimation du volume d'envasement futur on a retenu une érosion spécifique de  $3.400 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$ , en ajoutant quelque marge à la valeur la plus importante ( $3.214 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$ ) des érosions spécifiques calculées.

### 3.5 PREVISION DE LA FORME D'ENVASEMENT FUTUR

La forme de l'envasement futur a été établie en se basant sur le procédé étudié dans "Empirical Area Reduction Method, Design of Small Dam - Bureau of Reclamation, United States" de 1974. Le résultat obtenu est montré dans la Figure 3-1.

Avant d'appliquer cette méthode, le pour ou le contre de son application a été dépouillé comme suit:

- Comme on peut le voir sur la coupe longitudinale de l'envasement actuel, une formation des sédiments aval (Density Current Beds) est constatée sur le parcours compris entre le profil 17-17' et le barrage. Son volume total est estimé à 298.600 m<sup>3</sup> d'après le Tableau 3-1. Si l'envasement continue au même rythme que dans le passé, la formation des sédiments aval après 70 ans de la construction du barrage enregistrerait un volume total de 2.164.000 m<sup>3</sup>.

$$3.400 \times 27,8 \times 70 \times 298.600/914.200 = 6.616.400 \times 0,327 \\ = 2.164.000 \text{ m}^3$$

Si des sédiments s'entassent horizontalement aux environs du barrage, la surface de la formation des sédiments aval se situera à la cote 260 mètres (voir le Graphique 3-2).

- D'autre part, la coupe longitudinale ci-dessus ne fait pas ressortir de formation des sédiments amont (Fore set Beds), ce qui laisse supposer que sauf sur le parcours de la formation des sédiments aval (Density Current Beds), des sédiments s'entasseraient uniformément.

Si sur le parcours compris entre le profil 0-0' et le profil 8-8' s'entassent des sédiments en tête (Top set Beds) et des sédiments amont (Fore set Beds), leur volume total sera approximativement de 1.277.000 m<sup>3</sup>.

$$6.616.400 \times 176.700/914.200 = 6.616.400 \times 0,193 \\ = 1.277.000 \text{ m}^3$$

Dans ce cas la limite de la formation des sédiments amont tomberait sur autour du profil 6-6' (Voir le Graphique 3-3).

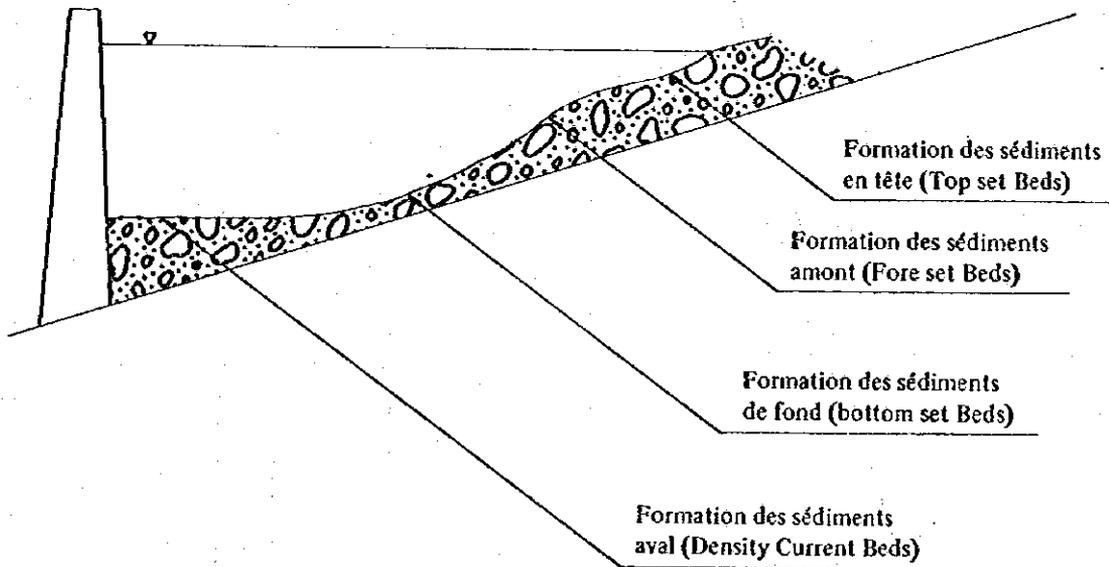
D'autre part, le volume de la formation des sédiments de fond (Bottom set Beds) serait de:

$$6.616.400 - 2.164.000 - 1.277.000 = 3.175.400 \text{ m}^3$$

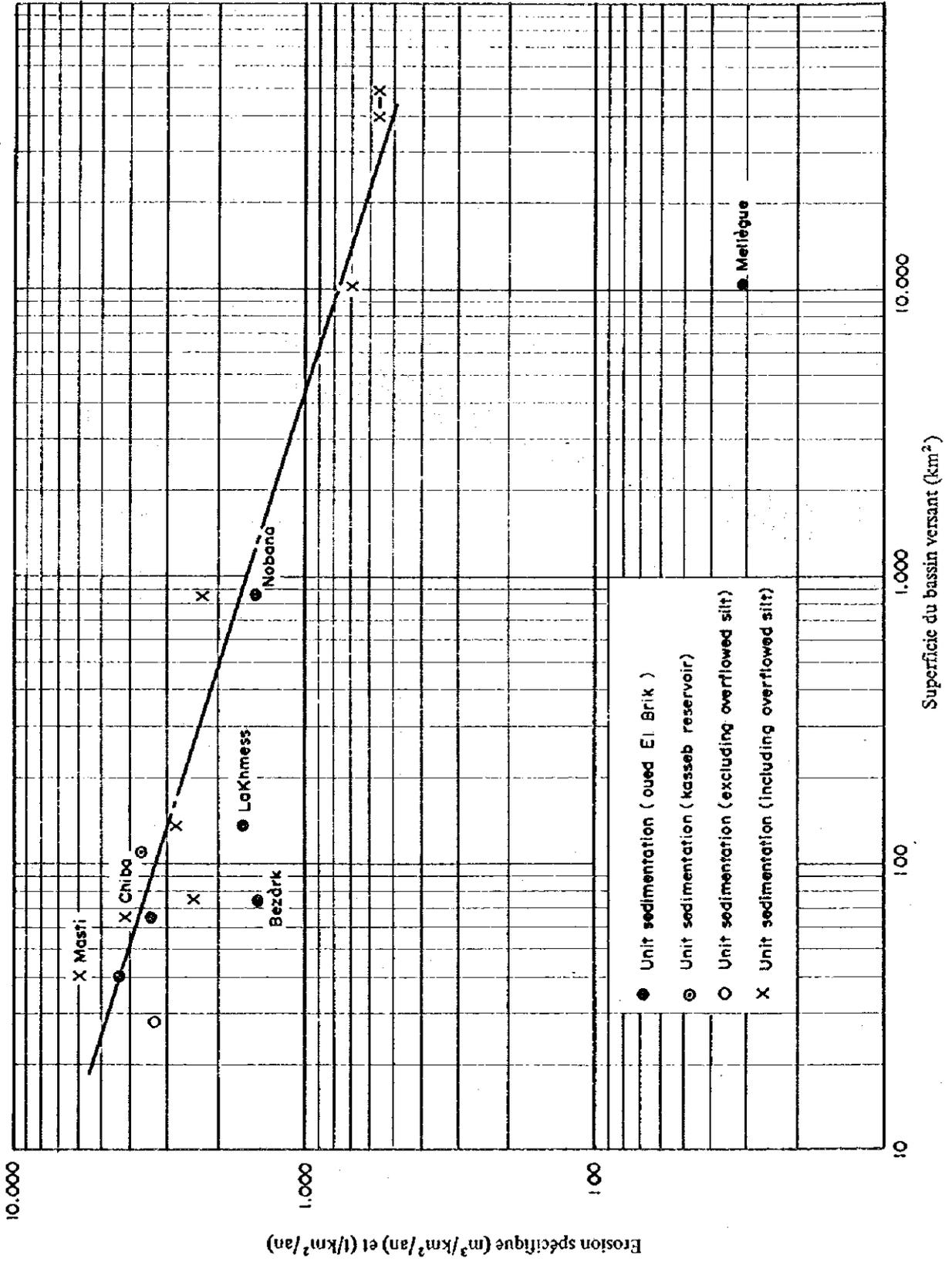
De toute façon, comme les sédiments s'entassent d'une année à l'autre, le niveau des sédiments aval se situera à une cote supérieure à 260 mètres et atteindra 270 mètres au maximum après 70 ans de la mise en eau du réservoir comme montré dans la Figure 3-2. Compte tenu de tout ce qui précède, il conviendrait d'implanter la prise d'eau aval à l'endroit se trouvant juste au milieu des deux profils de 9-9" et 14-9".

Les résultats de calculs ci-dessus sont schématisés dans la Figure 3-1, ce qui constate que la méthode "Empirical Area Reduction" est raisonnable.

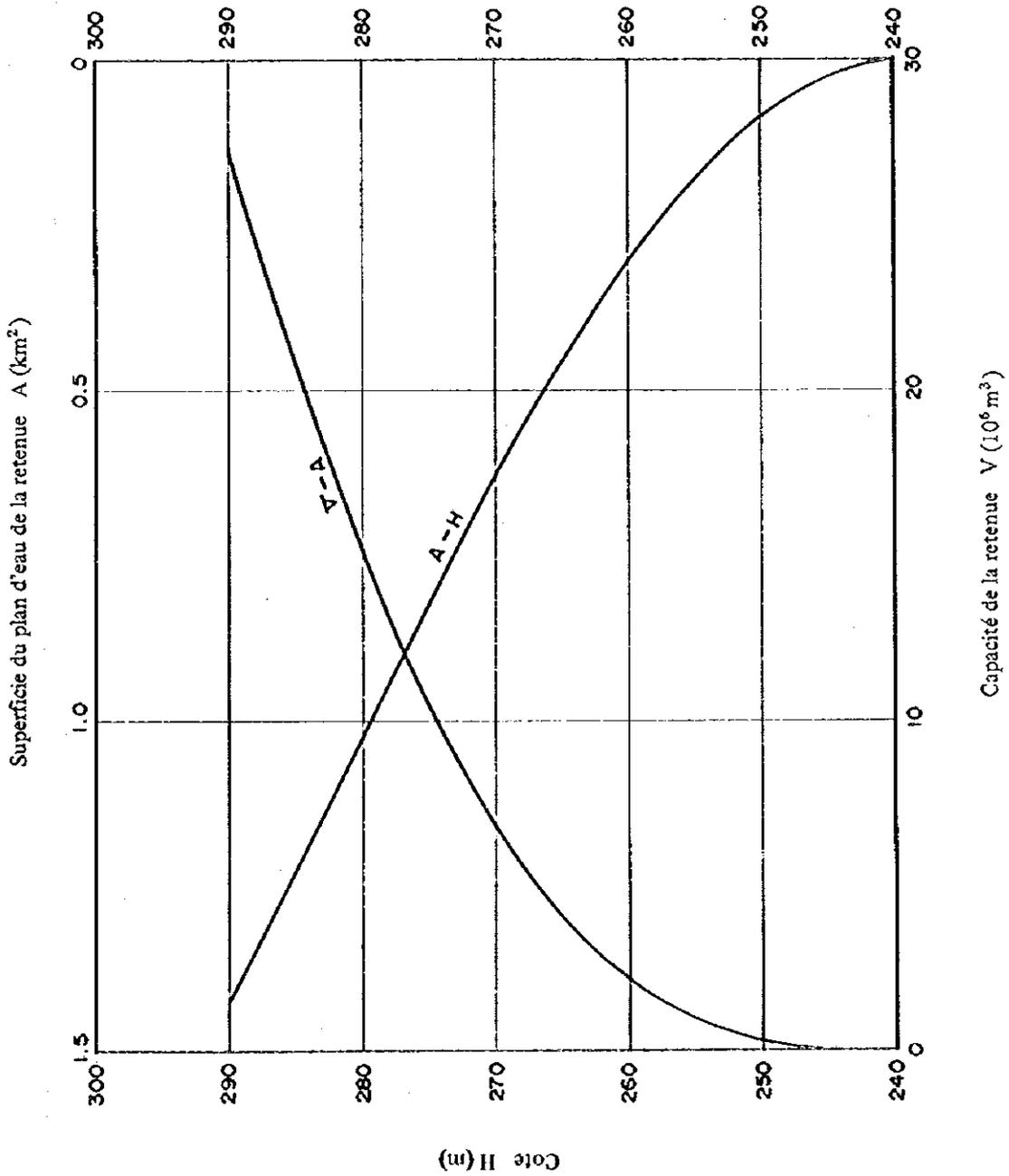
Terminologie



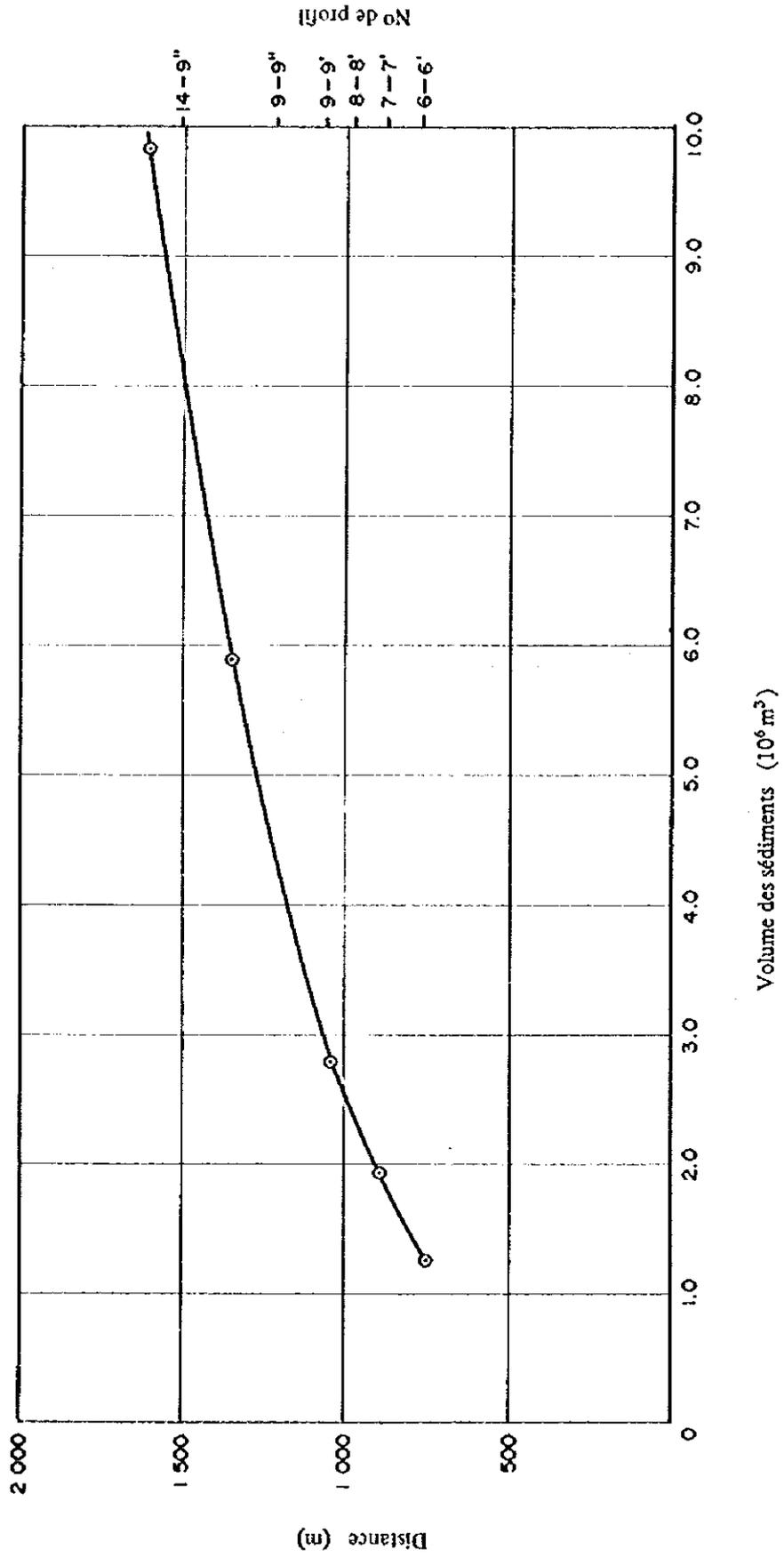
Graphique 3-1 MESURES D'ENVASEMENT DANS QUELQUES RESERVOIRS EN TUNISIE  
(SEDIMENTATION MEASUREMENTS IN SOME RESERVOIRS IN TUNISIA)



Graphique 3-2 SUPERFICIE DU PLAN D'EAU ET LE VOLUME DE LA RETENUE (OUED EL BRIK)  
 (RESERVOIR SURFACE AREA AND PONDAGE STORAGE CAPACITY (OUED EL BRIK))



Graphique 3-3 VOLUMES DE FORMATION DES SEDIMENTS EN TETE ET DES SEDIMENTS AMONT  
 (VOLUMES OF TOP-SET BED AND FORE-SET BED)



**Tableau 3-1 CALCUL DES SEDIMENTS (ZONE DE L'OUED EL BRIK)  
(COMPUTATION OF SEDIMENT - AREA OF OUED EL BRIK)**

N° de profil	Superficie de zone d'envasement (m <sup>2</sup> )	Distance entre les profils (m)	Volume des sédiments (m <sup>3</sup> )
Extrémité du réservoir	0		
1-1'	113	280	10.500
2-2'	291	100	20.200
3-3'	173	100	23.200
4-4'	334	100	25.400
5-5'	221	100	27.800
6-6'	300	100	26.100
7-7'	222	100	26.100
8-8'	126	100	17.400
9-9'	260	90	17.400
9-9' . cos (1)	198		
9-9'' . cos (2)	360	288	80.400
9-9''' . cos (3)	726		
14-9'' . cos (4)	254	230	112.700
14-9'' . cos (5)	198		
15-15' . cos (6)	729	220	102.000
15-15' . cos (7)	448		
16-D1 . cos (8)	200	118	60.900
16-D1 . cos (9)	381		
17-17' . cos (10)	227	381	105.600
17-17' . cos (11)	307		
17-17S . cos (12)	731	73	37.900
17-17S	732		
Emplacement du barrage	154	350	155.100
		<b>Total:</b>	<b>848.700</b>
Extrémité du réservoir	0		
A3-A3'	116	580	22.400
A2-A2'	200	100	15.800
A1-A1'	346	100	27.300
		<b>Total:</b>	<b>65.600</b>
		<b>Grand Total:</b>	<b>914.200</b>

- Bassin versant de l'oued El Brik: 27,8 km<sup>2</sup>

- Période: 10 ans du février 1969 au mai 1979

- Erosion spécifique:  $q_u = 914.200/27,8 \times 10 = 3.288 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$

**Tableau 3-2 CALCUL DES COEFFICIENTS  $\alpha$  ET  $\beta$**   
**(COMPUTATION OF COEFFICIENT  $\alpha$  AND  $\beta$ )**

Période	Apports annuels (m <sup>3</sup> )	Débit des apports annuels Q (m <sup>3</sup> /s/an)	Q <sup>2</sup>
Février 1969 à Août 1969	9.804.000	0,311	0,097
Septembre 1969 à Août 1970	65.746.676	2,085	4,347
Septembre 1970 à Août 1971	* (166.915.774) * 90.192.960	* (5,293) * 2,860	8,180
Septembre 1971 à Août 1972	34.713.280	1,098	1,206
Septembre 1972 à Août 1973	67.367.042	2,136	4,562
Septembre 1973 à Août 1974	21.062.832	0,668	0,446
Septembre 1974 à Août 1975	41.335.144	1,311	1,719
Septembre 1975 à Août 1976	35.012.000	1,107	1,225
Septembre 1976 à Août 1977	32.801.000	1,040	1,082
Septembre 1977 à Août 1978	42.805.000	1,375	1,841
Septembre 1978 à Août 1979	37.006.000	1,170	1,376
<b>Total</b>	--	<b>15,146</b>	<b>26,081</b>
<b>Moyenne (Septembre 1969 à août 1979)</b>	--	<b>1,484</b>	

Note (\*) : Pour l'année 1970/71, un débit de probabilité d'excès de 1/100 est adopté dans le calcul au lieu du débit effectivement enregistré, parce que celui-ci est d'une grandeur comparable à celle du débit de probabilité d'excès de 1/100.000 qui n'aura lieu qu'avec très rare fréquence.

$$Q_B = 365 \times 24 \times 60 \times 60 \times \alpha Q$$

$$\alpha = 914.200/365 \times 24 \times 60^2 \times 15,146 = 1,914 \times 10^{-3}$$

$$Q_S = 365 \times 24 \times 60 \times 60 \times \beta Q^2$$

$$\beta = 914.200/365 \times 24 \times 60^2 \times 26,081 = 1,112 \times 10^{-3}$$

**Tableau 3-3 VOLUME DE SEDIMENTS ESTIME SUR LA BASE DES APPORTS ANNUELS RETROSPECTIFS - APPROCHE N° 1 (SEDIMENT FORECASTING BY PAST ANNUAL INFLOW - METHOD N° 1)**

$$q_B = 2.171,2 Q \text{ (m}^3\text{/km}^2\text{/an)}$$

$$q_S = 1.261,4 Q^2 \text{ (m}^3\text{/km}^2\text{/an)}$$

Période	Apports annuels (m <sup>3</sup> /sec/an)	q <sub>B</sub>	q <sub>S</sub>
Septembre 1930 à Août 1931	1,82	3.952	4.178
" 1931 " 1932	0,96	2.084	1.163
" 1932 " 1933	1,08	2.345	1.471
" 1933 " 1934	1,17	2.540	1.727
" 1934 " 1935	2,12	4.603	5.669
" 1935 " 1936	0,86	1.867	933
" 1936 " 1937	1,17	2.540	1.727
" 1937 " 1938	0,75	1.628	710
" 1938 " 1939	1,64	3.561	3.393
" 1939 " 1940	1,30	2.823	2.132
" 1940 " 1941	1,10	2.388	1.526
" 1941 " 1942	1,47	3.192	2.726
" 1942 " 1943	0,53	1.151	354
" 1943 " 1944	1,41	3.061	2.508
" 1944 " 1945	1,68	3.648	3.560
" 1945 " 1946	1,06	2.301	1.417
" 1946 " 1947	2,47	5.363	7.696
" 1947 " 1948	0,82	1.780	848
" 1948 " 1949	1,94	4.212	4.748
" 1949 " 1950	2,08	4.516	5.457
" 1950 " 1951	0,99	2.150	1.236
" 1951 " 1952	1,85	4.017	4.317
" 1952 " 1953	1,99	4.321	4.995
" 1953 " 1954	2,45	5.319	7.572
" 1954 " 1955	1,20	2.605	1.816
" 1955 " 1956	2,50	5.428	7.884
" 1956 " 1957	1,52	3.300	2.914
" 1957 " 1958	1,94	4.212	4.748
" 1958 " 1959	1,98	4.299	4.945
" 1959 " 1960	1,38	2.996	2.402
" 1960 " 1961	0,67	1.455	566
<b>Total</b>	<b>45,90</b>	<b>99.657</b>	<b>97.338</b>
<b>Moyenne</b>	<b>1,481</b>	<b>3.214</b>	<b>3.140</b>

Tableau 3-4 VOLUME DE SEDIMENTS ESTIME PAR UNE METHODE PROBABILISTE - APPROCHE N° 2  
(SEDIMENT FORECASTING BY PROBABLE METHOD - METHOD N° 2)

Ligne supérieure :  $q_B$  ( $m^3/km^2/an$ )  
Ligne supérieure :  $q_S$  ( $m^3/km^2/an$ )

Période (ans)	Apports annuels correspondants à la période de calcul ( $m^3/sec/an$ )	Sédiments correspondants aux apports annuels ( $m^3/km^2/an$ )	$1/(1)$	$(4)^{n-1}$ - $(4)^n$	$(3)^{n-1}$ + $(3)^n/2$	$(5) \times (6)$	Sédiments correspondants à la période de calcul ( $m^3/km^2/an$ )
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	0,50	1.086 315	1,00000				1 $\Sigma$ (7)
2	1,37	2.915 2.368	0,50000	0,50000	2.031 1.342	1.016 671	1.061 671
5	1,84	3.995 5.563	0,20000	0,30000	3.485 3.320	1.046 996	2.062 1.667
10	2,10	4.560 5.563	0,10000	0,10000	4.278 4.917	428 492	2.490 2.157
20	2,34	5.081 6.907	0,50000	0,50000	4.821 6.235	241 312	2.731 2.471
30	2,48	5.385 7.758	0,03333	0,01667	5.233 7.333	87 122	2.818 2.593
40	2,60	5.645 8.527	0,02500	0,00833	5.515 8.143	46 68	2.864 2.661
50	2,65	5.754 8.858	0,02000	0,00500	5.700 8.693	29 43	2.893 2.704
60	2,73	5.927 9.401	0,01667	0,00333	5.841 9.130	19 30	2.912 2.734
70	2,78	6.036 9.749	0,01427	0,00240	5.982 9.575	14 23	2.926 2.757

**CHAPITRE 4 ETUDE PRELIMINAIRE ET PROGRAMME  
DES TRAVAUX**

**4.1 OUVRAGES DE GENIE CIVIL**

**4.2 METHODE DES TRAVAUX**

**4.3 PROGRAMME DES TRAVAUX**



## CHAPITRE 4 ETUDE PRELIMINAIRE ET PROGRAMME DES TRAVAUX

### 4.1 OUVRAGES DE GENIE CIVIL

#### 4.1.1 Généralités

La présente étude a pour but de réviser les dessins du barrage et de la prise d'eau aval compte tenu des résultats acquis à partir des études géologiques complémentaires et de la mesure d'envasement dans le réservoir inférieur. Par suite de cette révision les dessins de la galerie de fuite et de la chambre d'équilibre ont été également modifiés. Toutes ces révisions ont été effectuées en se basant sur un marnage de 15 mètres du réservoir inférieur.

Le sommaire des ouvrages révisés est décrit ci-après:

Compte tenu des conditions topographiques et géologiques du site ainsi que de la disponibilité en matériaux de construction dans les zones d'aménagements, le barrage a été opté pour le type en enrochements au masque étanche central ayant les zones de butées amont et aval. Le rapport adopté de la largeur du noyau central du barrage à la pression hydraulique est approximativement de 2.

La prise d'eau amont est du type tulipe. Elle est dessinée de façon qu'elle puisse bien fonctionner tant pour le pompage que pour le turbinage. La distance entre deux prises d'eau soit la prise d'eau N° 1 pour deux groupes de 75 MW chacun et la prise d'eau N° 2 pour deux groupes de 100 MW chacun est de 41 mètres. (Même que l'étude antérieure).

Compte tenu de la structure de la prise d'eau amont et des conditions géologiques d'alentour et pour la facilité des travaux de la centrale souterraine, deux galeries d'amenée de grandes dimensions dont N° 1 est pour deux groupes de 75 MW chacun et N° 2 pour deux groupes de 100 MW chacun se divisent en deux parties soit la partie verticale et la partie horizontale qui forment un parcours L. Les débits sont amenés à la centrale par l'intermédiaire de quatre conduites forcées de moindres diamètres ayant une longueur d'environ 100 mètres chacune reliées aux deux galeries d'amenée ci-dessus par l'intermédiaire de deux bifurcations. Les blindages d'acier sont mis en place par bétonnage sur tout le parcours des galeries d'amenée. On a supposé que la surpression des blindages en écoulement transitoire serait supportée par la couverture rocheuse jusqu'à 50 % (Même que l'étude antérieure).

La centrale souterraine est localisée dans la marne, choisissant le meilleur endroit qui permet de raccourcir le parcours des conduites en blindages d'acier. Les transformateurs de puissance sont installés à l'intérieur de la caverne principale et raccordés au poste extérieur de sectionnement par l'intermédiaire des câbles posés dans le tunnel de liaison entre le poste et la centrale. Les deux premiers groupes de 75 MW sont installés du côté opposé à l'aire de montage pour faciliter le charriage des équipements lors de l'installation des deux derniers groupes en deuxième phase.

A la sortie des diffuseurs quatre conduites ont une longueur rectiligne d'environ 100 mètres avant d'être réunies à deux galeries de fuite N° 1 et N° 2 à l'aide de deux bifurcations.

A mi-chemin sont installées les chambres d'équilibre. (Modification de longueur).

Compte tenu des résultats acquis à partir de la mesure d'envasement, l'emplacement de la prise d'eau aval est choisi à environ 300 mètres en amont de l'emplacement proposé comme variante aval dans le rapport de novembre 1978. La prise d'eau est du type trompe d'entrée.

Les diamètres des conduites et des galeries sont les mêmes que ceux adoptés dans la variante aval du rapport de 1978. Les vannes sont installées à la sortie des diffuseurs et aux prises d'eau aval.

Les études ci-dessus sont illustrées dans les Figures de 4-1 à 4-7. Les dessins relatifs à la centrale qui sont illustrés dans les Figures 4-5, 4-6 et 4-7 sont les mêmes que ceux de la variante aval du rapport de novembre 1978.

#### 4.1.2 Barrage et réservoir supérieur

Sur la rive gauche de l'emplacement du barrage se dresse le massif d'El Fahama constitué de calcaires et de marnés en alternance qui sont visibles en affleurements au pendage de 30 degrés environ. Sur la rive droite domine le massif de Bou Sattar présentant les versants tendres couverts du mort-terrain.

Il est supposé que du côté rive droite trois failles traversent l'emplacement du barrage en parallèle avec le ruisseau. Sauf la partie de l'appui latéral rive gauche, le terrain (marne) de l'emplacement du barrage ne présente pas de caractéristiques suffisantes, ni en capacité portante ni en résistance au cisaillement, comme terrain de fondation des ouvrages.

Le barrage est du type en enrochements avec le noyau central dont la largeur est assez importante contre la pression hydraulique. Ce type a été opté pour les raisons suivantes:

- 1) A cause des conditions topographiques le barrage devient long en sa crête par rapport à sa hauteur. D'ailleurs, le terrain de fondation est faible en capacité portante et en résistance au cisaillement.
- 2) Les matériaux de remblai peuvent être prélevés en quantité suffisante à partir des zones d'emprunt situées près de la zone du réservoir supérieur.
- 3) Les jours de pluie sont peu nombreux.
- 4) Le niveau d'eau du réservoir supérieur varie beaucoup dans un temps très court (marnage de 18 mètres dans 4 heures).

Comme alignement du barrage, la meilleure solution est de choisir l'axe qui s'achemine près de la ligne proposée comme "axe amont" par la firme MECASOL.

Le barrage a une coupe dont la pente amont est de 1 (Vertical) pour 3 (Horizontal) et la pente aval est de 1 (V) pour 2,5 (H). D'ailleurs compte tenu du fait que la marne sur la rive droite a une faible résistance et une compressibilité importante, les remblais de butée amont et aval sont respectivement mis en place devant le parement amont et le parement aval du barrage, en augmentant d'ailleurs à environ 2 le rapport du large du noyau central à la pression hydraulique. Cette coupe du barrage y compris les remblais de butée a été déterminée par les calculs de glissement en cercle et de glissement linéaire du barrage.

Sur la rive droite de l'emplacement du barrage, des tassements d'une grande échelle du terrain de fondation ainsi que des affaissements inégaux du terrain qui contacte des roches solides sont à craindre. Pour prévenir ces phénomènes, il convient de devancer le remblai sur la rive droite et, après l'arrêt des tassements ou des affaissements, de procéder au remblai sur la rive gauche.

Les remblais de butée sur la rive droite peuvent se faire en utilisant des déblais excavés de différents ouvrages. Dans les remblais de butées il faut mettre en place des zones de drainage à des intervalles appropriées.

L'amélioration du terrain de fondation se fait par la mise en place du rideau d'injection et par l'injection de consolidation exécutée sur toute la partie de fondation du noyau imperméable. D'ailleurs, pour permettre de faire les injections supplémentaires une galerie est aménagée sur la ligne du rideau d'injection.

Lors des études détaillées il faut exécuter encore une étude géologique plus détaillée sur toutes les parties de l'emplacement du barrage ainsi que les essais de résistance et de compressibilité des marnes réparties sur la rive droite.

#### 4.1.3 Prise d'eau amont

Les prises d'eau amont sont localisées dans le réservoir du côté gauche à environ 200 mètres de l'axe du barrage. Le terrain qui entoure les prises d'eau est constitué principalement en terre végétale argileuse et en-dessous en marne grisâtre. Au niveau du flanc du massif d'El Fahama, des couches de marnes assez broyées s'allongent avec la même direction que celle des galeries d'amenée. Leur contact avec des couches calcaires laisse supposer la présence des fissures et cavités. Les prises d'eau sont donc écartées du flanc du massif pour échapper aux incidents éventuellement provoqués par les excavations.

Le type tulipe octogonal plat est adopté compte tenu de la facilité des travaux du joint de la prise d'eau avec le puits de la galerie et pour satisfaire les conditions requises pour la prise d'eau qui doit fonctionner comme prise d'eau en régime de turbinage et comme rejet d'eau en régime de pompage.

Toutes les surfaces excavées (talus et fond) aux alentours des prises d'eau amont sont revêtues de béton. Le fond est abaissé de 1,50 mètres en-dessous du radier des prises d'eau compte tenu de l'entassement des sédiments. Le détail de leur structure est à déterminer lors des études détaillées compte tenu des résultats de l'essai sur modèle réduit.

#### 4.1.4 Galerie d'amenée (conduite forcée)

Les galeries d'amenée consistent en deux parties, soit les puits verticaux qui atteignent le fond rocheux et les galeries presque horizontales au pendage de 2 % qui passent dans le calcaire dur se trouvant en-dessous des contacts broyés des couches de marnes avec des couches de calcaires.

Les diamètres intérieurs des galeries en blindages d'acier sont de 6,00 mètres pour la galerie N° 1 et de 6,70 mètres pour la galerie N° 2. A l'aval des deux bifurcations quatre conduites forcées aux diamètres décroissants amènent les débits à la centrale devant laquelle

s'installent les vannes.

Les blindages d'acier sont mis en place sur tout le parcours des galeries. Dans ce cas on suppose que leur surpression en écoulement transitoire serait supportée par la couverture rocheuse jusqu'à 50 %. Après le bétonnage des blindages, il est à exécuter les injections dans le terrain d'alentour pour la consolidation de la couverture.

La pression désignée en écoulement transitoire a été prise égale à la somme de la pression hydrostatique et de la pression hydrodynamique. De toute façon, lors des études détaillées le taux de support de la couverture rocheuse doit être déterminé à la lumière des résultats des études géologiques à effectuer par forage ou par tunnel de reconnaissance ainsi que des essais de la pression hydraulique dans la couverture rocheuse.

#### 4.1.5 Centrale souterraine

La centrale souterraine est localisée dans le terrain calcaire dur. Son emplacement tient compte de l'agencement optimum de l'ensemble des ouvrages.

Le pourcentage de prélèvement des carottes d'une longueur supérieure à 10 cm sur toute le tronçon de sondage SB-7 est de 63 %. Comme critère de l'adaptabilité du terrain de la caverne de la centrale souterraine, cette valeur est classée dans un groupe assez élevé. De ce fait et vu les surfaces excavées des calcaires se trouvant près du barrage existant de Kasseb, on peut juger que la construction d'une centrale souterraine dans le noyau du massif d'El Fahama est bien possible.

La caverne de la centrale est revêtue de béton armé. Elle est dimensionnée pour permettre d'y installer deux groupes de 75 MW chacun et encore deux groupes de 100 MW transformateurs se raccordent au poste extérieur de sectionnement par l'intermédiaire des câbles à l'huile posés dans le tunnel de liaison.

Les deux premiers groupes de 75 MW et les salles de transformateurs de puissance sont localisés au bout opposé au tunnel d'accès pour faciliter l'installation des deux derniers groupes en deuxième phase.

#### 4.1.6 Galerie de fuite

A la sortie des diffuseurs, quatre conduites ont une longueur d'environ 100 mètres avant d'être réunies à deux galeries de fuite par l'intermédiaire de deux bifurcations. Les diamètres des galeries sont de 6,00 mètres pour la galerie N° 1 et de 6,70 mètres pour la galerie N° 2. A mi-chemin des galeries sont aménagées les chambres d'équilibre.

Les blindages d'acier sont mis en place avec bétonnage sur le tronçon depuis les diffuseurs jusqu'aux chambres d'équilibre. En aval des chambres d'équilibre les galeries sont d'une structure en béton armé. Sur ce tronçon la couverture est renforcée par l'injection.

#### 4.1.7 Prise d'eau aval

La prise d'eau aval est du type trompe d'entrée. Elle est localisée presque au milieu des profils 9-9" et 14-9" qui ont été matérialisés pour la mesure d'envasement. La hauteur de

son entrée est de 6,70 mètres. Son radier se situe à la cote 266,00. Le fond du canal d'aménée se situe à la cote 265,00 par rapport à la cote d'environ 260 des sédiments actuellement entassés devant la prise d'eau. Il est supposé qu'à cet endroit le niveau des sédiments s'élèverait à la cote 265 environ après 30 ans de la mise en eau du réservoir, et de là après 40 ans à la cote 270 environ comme montré dans la Figure 3-1 et au paragraphe 3.5.

Toutefois, étant donné que l'estimation faite dans la présente étude sur le volume d'envasement futur n'a pas de précision élevée comme décrit au paragraphe 3.4, il n'est pas raisonnable de dépalcer plus à l'aval L'emplacement de la prise d'eau aval par exemple jusqu'aux environs des profils 16-D1 ou 17-17'. Si un tel déplacement était fait, la longueur des galeries de fuite augmenterait de 400 mètres environ, et le cap rapide de l'emplacement obligerait de construire la prise d'eau d'une structure compliquée dans des conditions difficiles. Ceci se traduirait par l'augmentation des coûts d'aménagements.

Dans le cas où des risques de formation des envasements nuisibles sont à craindre après l'implantation de la centrale, il convient de des draguer périodiquement ou de construire au canal d'aménée une digue de protection contre les envasements. De toute façon, il est bien certain que les méthodes d'évacuation des envasements feront un progrès rapide dans l'avenir. D'ailleurs, la perte de charge produite par la construction de digue de protection est presque négligeable. L'espace assez grand devant la prise d'eau permet de construire sans difficulté un tel ouvrage de protection.

La forme de la prise d'eau aval été dessinée de façon qu'elle puisse fonctionner comme prise d'eau en régime de pompage et comme rejet d'eau en régime de turbinage. Toutefois, lors des études détaillées une ample étude doit être effectuée par le biais de l'essai sur modèle réduit y compris les dépouillements sur le pour ou le contre du raccourcissement de la hauteur de l'entrée de la prise d'eau et de la hausse de la cote de fond du canal d'aménée.

## 4.2 METHODE DES TRAVAUX

### 4.2.1 Conditions locales

#### (1) Conditions des routes

Le site de Kasseb se situe à une centaine de km à l'ouest de la ville de Tunis et à environ 20 km au nord-ouest de Béjà. Le transport du matériel et des matériaux de construction ne rencontre aucune difficulté.

Tous les matériaux et matériels seront débarqués au port de Tunis et de là transportés au site par des camions. La route entre Tunis et Béjà est bien revêtue avec une largeur qui permet une circulation des camions dans les deux sens. Sur la route entre Béjà et le site de Kasseb quelques endroits doivent être aménagés.

#### (2) Energie électrique pour les travaux

Durant la période de construction, une ligne 30 kV qui passe près du site et les génératrices diesel alimentent en énergie électrique des équipements de construction, des appareillages d'éclairage, de ventilation d'air dans des tunnels, d'alimentation en eau, de drainage ainsi que des besoins des logements temporaires. Après l'achèvement des travaux, les génératrices

diesel seront utilisées dans la centrale pour secours.

### (3) Alimentation en eau

Le réservoir inférieur de Kasseb alimente en eau potable et en eau pour les travaux. L'eau jaillie de la zone du réservoir supérieur pourra être utilisée localement.

#### 4.2.2 Approvisionnement en matériaux de construction

Les principaux matériaux de construction tels que le ciment, l'armature, la charpente métallique et des produits pétroliers (essence, gas-oil, fuel-léger, fuel-lourd et lubrifiants, etc.) peuvent être approvisionnés en Tunisie.

Les matériaux de remblai et d'enrochements ainsi que les matériaux imperméables sont fournis à partir des zones d'emprunt et des carrières qui se trouvent près du site. Les matériaux filtrants sont obtenus comme sous-produits lors de la production des agrégats (fins et gros) pour le béton. Pour ce but une station de concassage sera construite au chantier.

Les déblais et décombres provenant de l'excavation de la fondation du barrage et des ouvrages souterrains pourront être utilisés tant pour le remblai que pour le bétonnage.

#### 4.2.3 Niveau d'eau du réservoir inférieur durant les travaux

Le mode d'exécution et les coûts de construction sont sensiblement influencés par le niveau d'eau du réservoir inférieur durant la période de construction.

Comme résultat de l'étude faite dans le rapport de 1978 (paragraphe 8.4.2.(3)), on suppose que le plan d'eau aval pourrait se maintenir à un niveau au moins 10 mètres en dessous de la retenue normale durant la construction de la prise d'eau aval.

#### 4.2.4 Travaux de principaux ouvrages

##### (1) Traitement d'eau durant la période de construction

Le débit maximum des crues du ruisseau qui s'écoule dans la cuvette supérieure n'est que de l'ordre de  $5.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ .

Pour le traitement d'eau durant la période de construction, une conduite de vidange est installée dans la fondation du barrage. Elle sera utilisée comme dessableur après l'achèvement du barrage.

##### (2) Barrage supérieur

Le terrain de l'appui latéral rive gauche est couvert des roches qui sont visibles en affleurements. Par conséquent l'excavation ne sera faite que pour enlever des roches sensiblement altérées. Par contre, le terrain de l'appui latéral rive droite est couvert des éboulis et s'est amolli à cause de l'altération. Ceci nécessite l'excavation d'une profondeur de 2 à 20 mètres.

Pour les failles qui traversent le réservoir perpendiculairement à l'axe du barrage,

il faut étudier des traitements appropriés dans la phase des études détaillées.

Pour la fondation du barrage un rideau d'injection doit être mis en place pour empêcher la fuite d'eau et pour augmenter la résistance du terrain de fondation.

Les quantités des matériaux utilisés pour la construction du barrage sont estimées à:

- Matériaux imperméables	571.700 m <sup>3</sup>	
- Matériaux filtrants	112.800 m <sup>3</sup>	
- Matériaux d'enrochements	910.700 m <sup>3</sup>	
- Matériaux tout venants	386.600 m <sup>3</sup>	<u>Total: 1.981.800 m<sup>3</sup></u>

Les principaux engins lourds utilisés pour les travaux sont les camions à benne, les chargeurs à pneu, les bulldozers, les rouleaux à pied de mouton, etc.

Entre les lieux d'extraction des matériaux et l'emplacement du barrage, de différentes pistes d'accès sont aménagées avec largeur, pente et courbure permettant une circulation assez rapide des camions dans les deux sens.

Le gabarit de pose des matériaux de remblai ainsi que les modes de compactage devraient être déterminés compte tenu des résultats acquis à partir des essais de remblai.

### (3) Prise d'eau amont et galerie d'amenée

L'excavation de la prise d'eau amont sera exécutée de façon à ne pas remuer autant que possible la couverture et la couche des marnes argileuses qui pourraient servir comme tapis contre les infiltrations d'eau de la cuvette supérieure.

Les excavations des galeries d'amenée et des conduites forcées seront exécutées à partir des bretelles aménagées du tunnel d'accès à un point immédiatement en amont des bifurcations des conduites forcées de 100 mètres de long. Les excavations seront faites sur deux fronts, soit des galeries d'amenée d'une part, et des bifurcations et conduites forcées d'autre part. Après les excavations, la pose et le bétonnage des blindages d'acier seront exécutés. Les bretelles sont utilisées pour la ventilation d'air, l'évacuation des déblais et le transport des matériel et matériaux de construction.

### (4) Centrale souterraine et poste de sectionnement

Il convient d'attaquer l'excavation de la caverne de la centrale par sa voûte après avoir aménagé le tunnel de câble depuis le poste de sectionnement jusqu'à la voûte. Après la consolidation de la voûte, l'excavation de la caverne sera effectuée à partir du tunnel d'accès et des bretelles.

S'il en est requis pour la sécurité des travaux, il se peut que le bétonnage et l'excavation soient exécutés parallèlement.

Le montage et la pose du pont roulant et de l'appareillage électrique et mécanique seront effectués après le bétonnage.

Pour la facilité des travaux, la construction du tunnel de câble sera effectuée en premier lieu. Le terrain du poste de sectionnement sera aménagé en plat par l'excavation et le remblai.

#### (5) Chambre d'équilibre et galerie de fuite

Il convient d'attaquer l'excavation des chambres d'équilibre par les bretelles qui s'acheminent à leurs pieds. Les excavations des galeries de fuite seront exécutées à partir des chambres d'équilibre sur deux fronts amont et aval. Pour cela une autre bretelle sera aménagée à environ 500 mètres en amont des prises d'eau aval pour permettre d'attaquer les excavations sur deux fronts. La pose et le bétonnage des blindages d'acier seront effectués pour les tronçons compris entre les diffuseurs et les chambres d'équilibre. Celles-ci et les galeries de fuite sont revêtues de béton.

#### (6) Prise d'eau aval

Comme décrit plus haut, les travaux de la prise d'eau aval seront effectués en abaissant le plan d'eau du réservoir inférieur jusqu'à 10 mètres environ en dessous de la retenue normale.

Comme batardeau, la plage du réservoir est laissée intacte pour permettre l'excavation d'une partie du canal d'amenée (canal aval) ainsi que de la prise d'eau aval. S'il y a des infiltrations d'eau, il convient de mettre en place un rideau d'injection ou les palplanches. Après la construction de la prise d'eau, le batardeau est enlevé et le canal d'amenée est terminé par les dragages sous l'eau.

### 4.3 PROGRAMME DES TRAVAUX

Les travaux de la première phase qui consistent à mettre en service deux premiers groupes de 75 MW chacun seront terminés dans 5 ans après le démarrage des travaux préparatifs.

Comme les travaux de la deuxième phase doivent être exécutés sans arrêter le fonctionnement des deux premiers groupes, presque tous les travaux de génie civil (98 %) doivent se terminer au cours de la première phase, laissant seulement les travaux de bétonnage des pompes-turbines pour la deuxième phase.

La construction des prises d'eau aval constitue les travaux les plus difficiles dans l'aménagement. S'il est permis d'abaisser le plan d'eau du réservoir inférieur durant la construction des prises d'eau aval, on pourra raccourcir la durée de construction et économiser les coûts de construction. Toutefois, l'abaissement du plan d'eau n'est pas réaliste compte tenu du fait que le réservoir inférieur doit alimenter les habitants de la région de Tunis en eau potable. Il est envisagé donc de construire les prises d'eau aval en abaissant le plan d'eau d'environ 10 mètres en dessous de la retenue normale.

Après le démarrage des travaux préparatifs, les commandes des équipements hydrauliques et du matériel électrique et mécanique seront lancées dans 12 mois, et les commandes des matériaux et matériel de la ligne de transport et des postes dans 24 mois. Le montage et l'installation des groupes turbines-alternateurs dureront 18 mois et il en est de même de la construction de la ligne de transport.

Avant la mise en service de chaque groupe quatre mois sont réservés pour les essais mécaniques et les essais en charge et en service.

Le programme des travaux est présenté dans les Tableau 4-1 et 4-2. Il est à noter, toutefois, que ce programme est montré à titre indicatif, et que le calendrier définitif de l'implantation de la centrale de Kasseb doit être déterminé lors de l'établissement du prochain programme d'équipement en moyens de production-transport au-delà de 1987.



Tableau 4-1 PROGRAMME DES TRAVAUX (GENIE CIVIL)

Désignation	Quantité	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992
<b>1. TRAVAUX PREPARATIFS</b>											
1.1 Installations du chantier			=====								
1.2 Routes d'accès			=====								
<b>2. TRAVAUX DE GENIE CIVIL</b>											
2.1 Dérivation provisoire				=====							
2.2 Barrage supérieur				=====							
Excavation	918.700 m <sup>3</sup>			=====							
Bétonnage	8.030 m <sup>3</sup>				=====						
Remblai	1.981.800 m <sup>3</sup>				=====						
Injection	46.800 m <sup>3</sup>				=====						
2.3 Prise d'eau amont											
Excavation	100.200 m <sup>3</sup>				=====						
Bétonnage	13.800 m <sup>3</sup>					=====					
2.4 Galerie d'aménée et conduite forcée											
Excavation	93.300 m <sup>3</sup>				=====						
Bétonnage	42.910 m <sup>3</sup>					=====					
2.5 Centrale souterraine											
Excavation	127.100 m <sup>3</sup>				=====						
Bétonnage	43.280 m <sup>3</sup>					=====					
2.6 Tunnel d'accès											
Excavation	24.000 m <sup>3</sup>			=====							
Bétonnage	7.500 m <sup>3</sup>			=====							
2.7 Chambre d'équilibre											
Excavation	32.700 m <sup>3</sup>				=====						
Bétonnage	14.530 m <sup>3</sup>					=====					
2.8 Galerie de fuite											
Excavation	137.500 m <sup>3</sup>				=====						
Bétonnage	52.270 m <sup>3</sup>					=====					
2.9 Prise d'eau aval											
Excavation	1.367.900 m <sup>3</sup>				=====						
Bétonnage	24.260 m <sup>3</sup>					=====					
Remblai	46.200 m <sup>3</sup>				=====						
2.10 Poste de sectionnement											
Excavation	283.700 m <sup>3</sup>				=====						
Remblai	45.000 m <sup>3</sup>					=====					
2.11 Bâtiment de commande											
<b>3. EQUIPEMENT HYDRAULIQUE</b>											
3.1 Conduite et vanne											
3.2 Grille et blindage d'acier											
3.3 Vanne d'arrêt											
3.4 Blindage pour la galerie de fuite											
3.5 Vanne et grille pour la prise d'eau aval											



Tableau 4-2 PROGRAMME DES TRAVAUX (ENSEMBLE DES AMENAGEMENTS)

Désignation	1 <sup>è</sup> année 1981	2 <sup>è</sup> année 1982	3 <sup>è</sup> année 1983	4 <sup>è</sup> année 1984	5 <sup>è</sup> année 1985	6 <sup>è</sup> année 1986	7 <sup>è</sup> année 1987	8 <sup>è</sup> année 1988	9 <sup>è</sup> année 1989	10 <sup>è</sup> année 1990	11 <sup>è</sup> année 1991	12 <sup>è</sup> année 1992	Remarque
<b>1. INGENIERIE</b>													
1.1 Etudes détaillées		—	—										
1.2 Evaluation des offres				—									
1.3 Supervisions					—	—	—	—	—	—	—	—	
<b>2. RÔLE DE LA STEG</b>													
2.1 Travaux pour l'étude	—												
2.2 Appels d'offres			—										
2.3 Passation des marchés				—									
<b>3. TRAVAUX PREPARATIFS</b>													
<b>4. GENIE CIVIL ET ARCHITECTURES</b>													
4.1 Dérivation provisoire					—	—	—	—	—	—	—	—	
4.2 Barrage supérieur					—	—	—	—	—	—	—	—	
4.3 Prise d'eau amont					—	—	—	—	—	—	—	—	
4.4 Galerie d'amenée					—	—	—	—	—	—	—	—	
4.5 Centrale souterraine					—	—	—	—	—	—	—	—	
4.6 Tunnel d'accès					—	—	—	—	—	—	—	—	
4.7 Chambre d'équilibre					—	—	—	—	—	—	—	—	
4.8 Galerie de fuite					—	—	—	—	—	—	—	—	
4.9 Prise d'eau aval					—	—	—	—	—	—	—	—	
4.10 Poste de sectionnement					—	—	—	—	—	—	—	—	
4.11 Bâtiment de commande					—	—	—	—	—	—	—	—	
<b>5. APPAREILLAGE ELECTRIQUE ET MECANIQUE</b>													
5.1 Pont roulant					---	---							
5.2 Pomp-turbine et Alternateur-moteur													
- Groupe N° 1					---	---	—	—	▽				
- Groupe N° 2					---	---	—	—	▽				
- Groupe N° 3								---	---	—	—	▽	
- Groupe N° 4								---	---	—	—	▽	
5.3 Poste de sectionnement								---	---	—	—	—	
5.4 Télécommunication								---	---	—	—	—	
<b>6. LIGNE ET POSTES</b>													
6.1 Ligne Kasseb-M'Nihla						---	---	—	—	—	—	—	
6.2 Ligne Kasseb-Tajerouine								---	---	—	—	—	

— Travaux ou montage  
 --- Fabrication  
 ▽ Essai et mise en service



## **CHAPITRE 5 ESTIMATION DES COUTS D'AMENAGEMENTS**

**5.1 CONDITIONS DE BASE**

**5.2 CONDITIONS D'ESTIMATION DANS LE  
RAPPORT DE 1978**

**5.3 RESTIMATION DES COUTS  
D'AMENAGEMENTS**



## CHAPITRE 5 ESTIMATION DES COÛTS D'AMENAGEMENTS

### 5.1 CONDITIONS DE BASE

Les dessins des ouvrages du projet de Kasseb étudiés dans le rapport de novembre 1978 a été modifiés en fonction des résultats acquis à partir des études géologiques complémentaires et de la mesure d'envasement dans le réservoir inférieur. Le présent chapitre décrit le résultat de réestimation des coûts des ouvrages ainsi modifiés. A ce sujet, il est à noter que, pour la comparaison, cette réestimation a été faite sur la base des même prix unitaires que ceux adoptés dans le rapport de 1978.

### 5.2 CONDITIONS D'ESTIMATION DANS LE RAPPORT DE 1978

#### 5.2.1 Coût unitaires des travaux de génie civil

Le Ministère de l'Equipeement du Gouvernement de la Tunisie a établi un bordereau des prix unitaires des travaux de génie civil aux valeurs en mars 1977, en se basant sur les prix de soumission en août 1976 pour le projet de Sidi Salem. D'autre part, dans le rapport de juillet 1975 de la Société TECSULT International sont donnés les prix unitaires pour les ouvrages du projet de pompage turbinage de Kasseb. Compte tenu des prix ci-dessus, les prix unitaires aux valeurs en mars 1978 ont été établis de la façon suivante:

- a) On développe jusqu'en mars 1978 les prix estimés par le Ministère de l'Equipeement en y appliquant les taux d'augmentation de 17,5 % pour le coût de la main-d'oeuvre et de 7 % pour le reste.
- b) On confronte les prix de 1977 estimés par le Ministère de l'Equipeement avec les prix de la même année qui sont estimés en majorant les prix unitaires donnés dans le rapport de TECSULT de 10 % par an pour les années 1975-77.
- c) En comparant les prix obtenus par a) avec les prix correspondants au Japon et compte tenu de la confrontation b), on a établi les prix unitaires à appliquer.

#### 5.2.2 Equipements hydrauliques et matériel électrique et mécanique

Les prix des équipements hydrauliques et du matériel électrique et mécanique ont été estimés compte tenu des prix aux conditions économiques en mars 1978 au Japon et à l'étranger.

#### 5.2.3 Imprévus et contingences

Les coûts se rapportant aux imprévus et contingences ont été estimés à 10 % pour les travaux de génie civil et à 7,5 % pour le matériel électrique et mécanique ainsi que pour la ligne de transport et les postes.

#### 5.2.4 Ingénierie et administration

Les coûts de l'ingénierie et de l'adminstration (STEG) ont été respectivement

estimés à 5 % et à 2,5 % des coûts directs.

### 5.2.5 Répartition des coûts entre la monnaie domestique et la devise étrangère

Les coûts d'aménagements se divisent en deux catégories de dépenses soit en monnaie domestique et en devise étrangère. La première se rapporte aux salaires du personnel d'administration et de la main-d'oeuvre ainsi qu'à la fourniture des matériaux de construction, et la dernière se rapporte aux équipements hydrauliques, au matériel électrique et mécanique ainsi qu'aux frais de l'entrepreneur étranger et de l'ingénieur-conseil.

Les proportions de deux catégories de dépenses ont été estimées comme suit:

<u>Désignation</u>	<u>Monnaie domestique</u>	<u>Devise étrangère</u>
– Travaux de génie civil	40 %	60 %
– Equipements hydrauliques	10 %	90 %
– Matériel électrique et mécanique	8 %	92 %
– Ligne et postes	22 %	78 %

### 5.3 REESTIMATION DES COÛTS D'AMENAGEMENTS

Les résultats des études géologiques complémentaires et de la mesure d'envasement dans le réservoir inférieur ont conduit aux révisions et aux modifications des dessins des ouvrages étudiés dans le rapport de novembre 1978. Ces modifications portent sur:

- l'élargissement de la coupe du barrage
- l'aménagement de la galerie d'injection dans la fondation du barrage
- l'augmentation de la quantité d'excavation de la fondation du barrage
- l'augmentation de la quantité d'injection dans la fondation du barrage
- le déplacement à l'amont de l'emplacement de la prise d'eau aval (ceci conduit à l'accourcissement de la galerie de fuite)
- la simplification de la structure de la prise d'eau aval

Comme résultat de l'analyse d'envasement dans le réservoir de Kasseb, il s'est avéré que du point de vue technique la variante amont étudiée dans le rapport de 1978 ne pouvait être adoptée.

En comparaison avec les coûts d'aménagements pour la variante aval étudiée dans le rapport de 1978, la réestimation des coûts des ouvrages modifiés a eu les conclusions suivantes:

- 1) Les coûts totaux de génie civil s'augmentent d'environ 837.000 DT en raison de l'augmentation des coûts de construction du barrage par rapport à ceux

de la variante aval.

- 2) Les coûts du matériel hydraulique se diminuent d'environ 859.000 DT en raison de la simplification de la structure de la prise d'eau aval.
- 3) Sur la base des mêmes prix unitaires que ceux adoptés dans le rapport de 1978, les coûts totaux directs sont estimés à 84.312.000 DT par rapport à 84.345.000 DT de la variante aval ci-dessus.
- 4) Dans le rapport de novembre 1978 les frais de l'administration (STEG) ont été estimés à 5 % des coûts directs. Toutefois, une enquête récente à la STEG nous a amenés à réduire ce pourcentage à 2,5 % des coûts directs.
- 5) En somme, les coûts totaux d'aménagements y compris les coûts indirects (l'administration et l'ingénierie) sont estimés à 90.613.000 DT par rapport à 92.745.000 DT de la variante aval ci-dessus. Ceci se traduit par une diminution de 2.132.000 DT.

La comparaison des coûts par catégorie est présentée dans le Tableau 5-1.

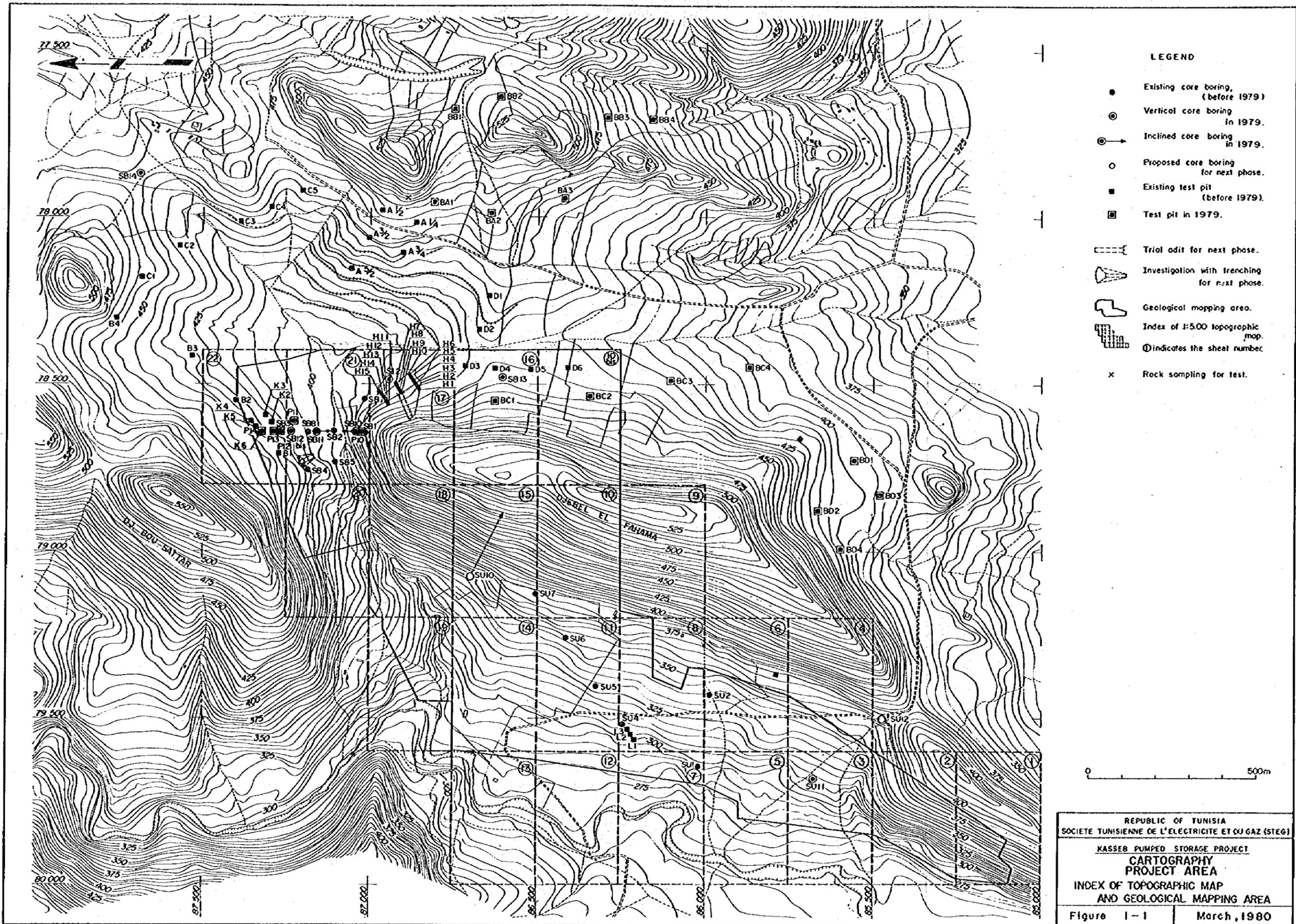
**Tableau 5-1 COMPARAISON DES COÛTS D'AMÉNAGEMENTS**

(1.000 DT)

Désignation	Variante aval du rapport de novembre 1978			Réestimation par la présente étude		
	Monnaie domestique	Devis	Total	Monnaie domestique	Devis	Total
<b>COÛTS DIRECTS</b>						
<b>1. Centrale</b>						
Génie civil	15.118	22.678	37.796	15.453	23.180	38.633
Matériel hydraulique	1.032	9.742	10.824	997	8.969	9.965
Matériel électrique	1.997	19.710	21.707	1.997	19.710	21.707
<b>Sous-total</b>	<b>18.198</b>	<b>52.129</b>	<b>70.327</b>	<b>18.447</b>	<b>51.858</b>	<b>70.305</b>
<b>2. Ligne et postes</b>						
Ligne de transport	1.301	5.203	6.503	1.301	5.203	6.503
Postes	95	379	474	95	379	474
<b>Sous-total</b>	<b>1.396</b>	<b>5.582</b>	<b>6.977</b>	<b>1.396</b>	<b>5.582</b>	<b>6.977</b>
<b>3. Contingences</b>						
Génie civil	1.512	2.268	3.780	1.545	2.318	3.863
Matériel hydraulique	109	981	1.090	100	897	997
Matériel électrique	150	1.480	1.630	150	1.480	1.630
Ligne et postes	220	320	540	220	320	540
<b>Sous-total</b>	<b>1.911</b>	<b>5.049</b>	<b>7.040</b>	<b>2.015</b>	<b>5.015</b>	<b>7.030</b>
<b>Total des coûts directs</b>	<b>21.584</b>	<b>62.760</b>	<b>84.345</b>	<b>21.858</b>	<b>62.455</b>	<b>84.312</b>
<b>COÛTS INDIRECTS</b>						
Ingénierie	—	4.200	4.200	—	4.200	4.200
Administration	4.200	—	4.200	2.100	—	2.100
<b>Sous-total</b>	<b>4.200</b>	<b>4.200</b>	<b>8.400</b>	<b>2.100</b>	<b>4.200</b>	<b>6.300</b>
<b>Coût totaux d'aménagements</b>	<b>25.784</b>	<b>66.960</b>	<b>92.745</b>	<b>23.958</b>	<b>66.655</b>	<b>90.613</b>

## CARTES GEOLOGIQUES

- Figure 1-1      CARTOGRAPHY, PROJECT AREA, INDEX OF TOPOGRAPHIC MAP AND GEOLOGICAL MAPPING AREA
- Figure 1-2      GEOLOGY AND CONSTRUCTION MATERIALS, PROJECT AREA, LOCATION OF INVESTIGATION WORK
- Figure 1-3      GEOLOGY, SITE INVESTIGATION –DAMSITE–, GEOLOGIC PLAN (SHEET NO. 1 OF 6)
- Figure 1-4      GEOLOGY, SITE INVESTIGATION, GEOLOGIC PLAN (SHEET NO. 2 OF 6)
- Figure 1-5      GEOLOGY, SITE INVESTIGATION, GEOLOGIC PLAN (SHEET NO. 3 OF 6)
- Figure 1-6      GEOLOGY, SITE INVESTIGATION, GEOLOGIC PLAN (SHEET NO. 4 OF 6)
- Figure 1-7      GEOLOGY, SITE INVESTIGATION, GEOLOGIC PLAN (SHEET NO. 5 OF 6)
- Figure 1-8      GEOLOGY, SITE INVESTIGATION, GEOLOGIC PLAN (SHEET NO. 6 OF 6)
- Figure 1-9      GEOLOGY, DAMSITE, GEOLOGIC SECTION
- Figure 1-10     GEOLOGY, DAMSITE, DETAILED SECTION A-A AND, LOG OF CORE BORING AND TEST PIT
- Figure 1-11     GEOLOGY, RESERVOIR AREA, LOCATION OF INVESTIGATION WORK AND LOG OF CORE BORING

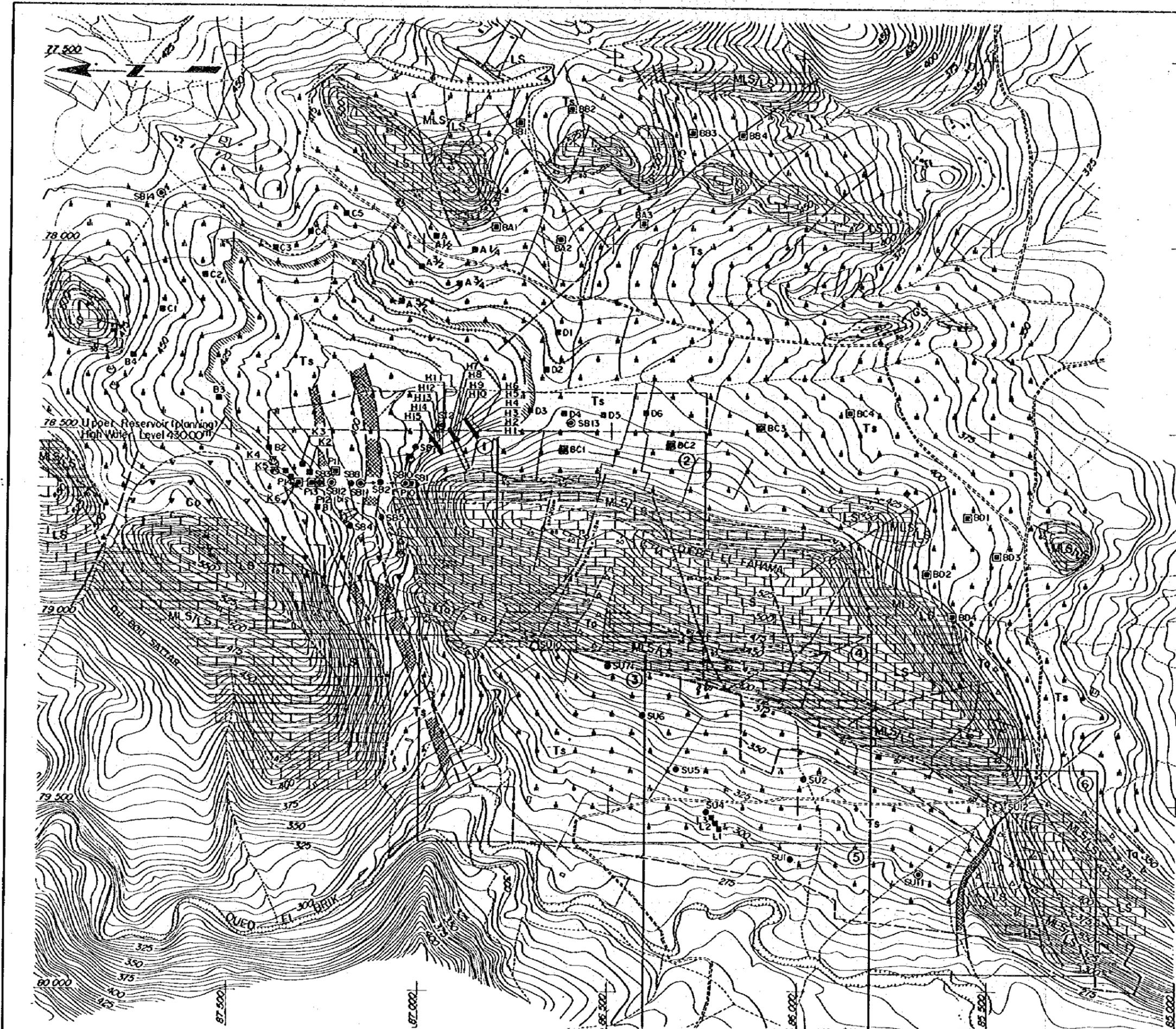


- LEGEND**
- Existing core boring, (before 1979)
  - ⊙ Vertical core boring in 1979.
  - ⊙→ Inclined core boring in 1979.
  - Proposed core boring for next phase.
  - Existing test pit (before 1979).
  - ⊠ Test pit in 1979.
  - - - Trial pit for next phase.
  - △ Investigation with trenching for next phase.
  - ▨ Geological mapping area.
  - Index of 1:500 topographic map.
  - Ⓛ indicates the sheet number.
  - x Rock sampling for test.

REPUBLIC OF TUNISIA  
 SOCIETE TUNISIENNE DE L'ELECTRICITE ET DU GAZ (STEG)

KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT  
**CARTOGRAPHY  
 PROJECT AREA**  
 INDEX OF TOPOGRAPHIC MAP  
 AND GEOLOGICAL MAPPING AREA

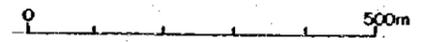
Figure 1-1      March, 1980



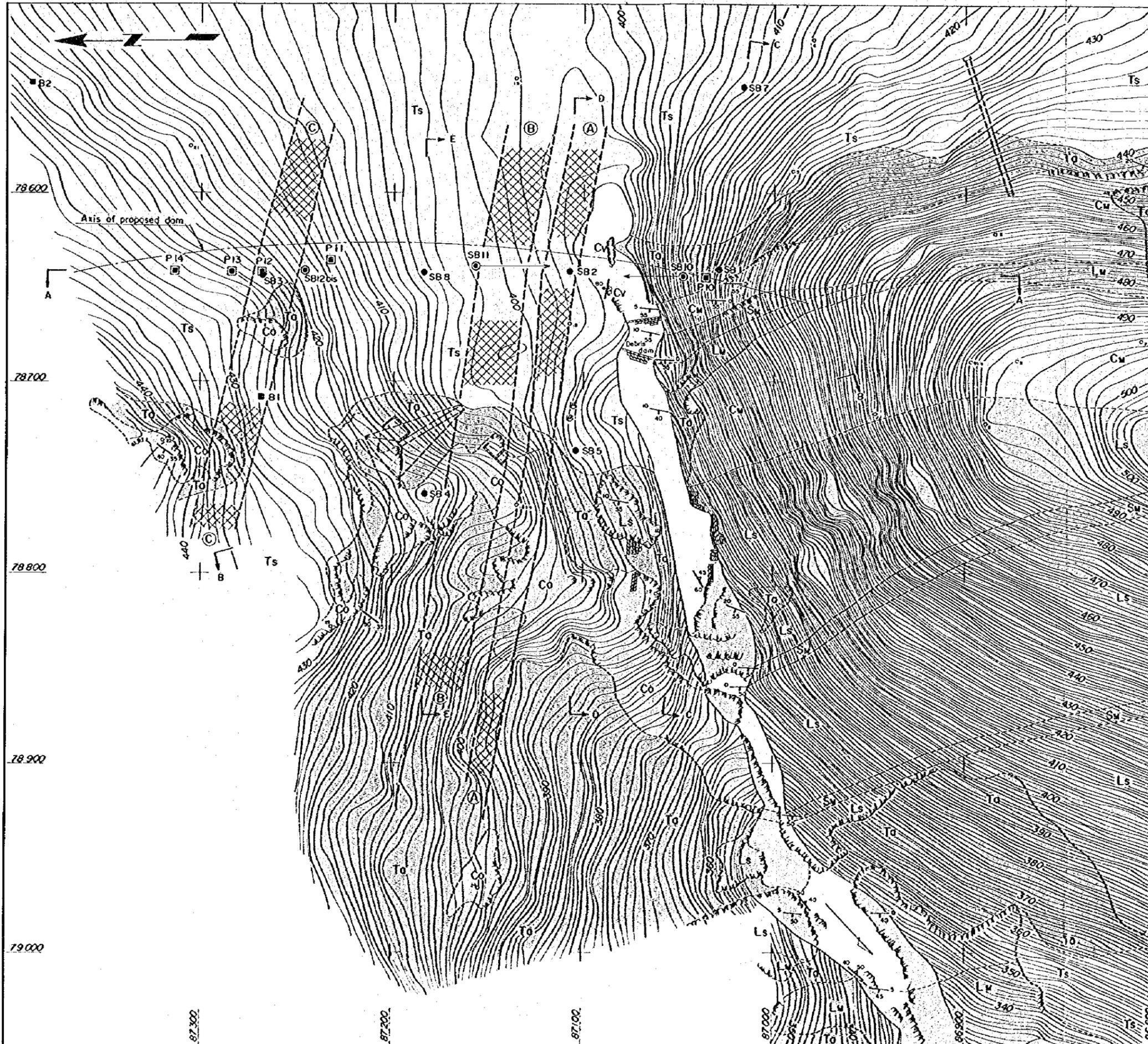
**LEGEND**

- |                      |  |     |   |
|----------------------|--|-----|---|
| Quaternary           |  | Ts  | Topsoil : Mainly forming or grass land.                               |
|                      |  | To  | Talus deposit and scree.  |
|                      |  | Co  | Calcareous breccia deposit; Debris cemented with calcareous material. |
| Tertiary (Paleogene) |  | LS  | LIMESTONE; Partially interbedded with marly LIMESTONE.                |
|                      |  | MLS | Alternation of calcareous MARLSTONE and LIMESTONE.                    |
|                      |  | GS  | Glaucouitic SANDSTONE.  |
|                      |  |     | Strike and dip of bed; Measured in field.                             |
|                      |  |     | Strike and dip of bed; Observed by aerial photograph.                 |
|                      |  |     | Geologic contact.   |
|                      |  |     | Fault confirmed; Its direction and width of shear.                    |
|                      |  |     | Fault interpreted with aerial photograph.                             |
|                      |  |     | Probable shear zone.  |
|                      |  |     | Spring.   |
|                      |  |     | Seepage.  |
|                      |  |     | Existing core boring (before 1979).                                   |
|                      |  |     | Vertical core boring in 1979.   |
|                      |  |     | Inclined core boring in 1979.   |
|                      |  |     | Proposed core boring for next phase.                                  |
|                      |  |     | Existing test pit (before 1979).                                      |
|                      |  |     | Test pit in 1979.   |
|                      |  |     | Rock sampling for test.   |
|                      |  |     | Trial adit for next phase.  |
|                      |  |     | Investigation with trenching for next phase.                          |
|                      |  |     | Geological mapping area.  |
|                      |  |     | Index of site geologic plans. ① indicates the sheet number.           |

Remarks; The geologic data in this plan were copied from those of Geologic plan (Fig.52) in Feasibility Report of Kasseb Project made by JICA, Nov, 1978.



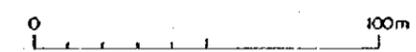
REPUBLIC OF TUNISIA	
SOCIETE TUNISIENNE DE L'ELECTRICITE ET DU GAZ (STEG)	
KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT	
GEOLOGY AND CONSTRUCTION MATERIALS PROJECT AREA	
LOCATION OF INVESTIGATION WORK	
Figure 1-2	March, 1980



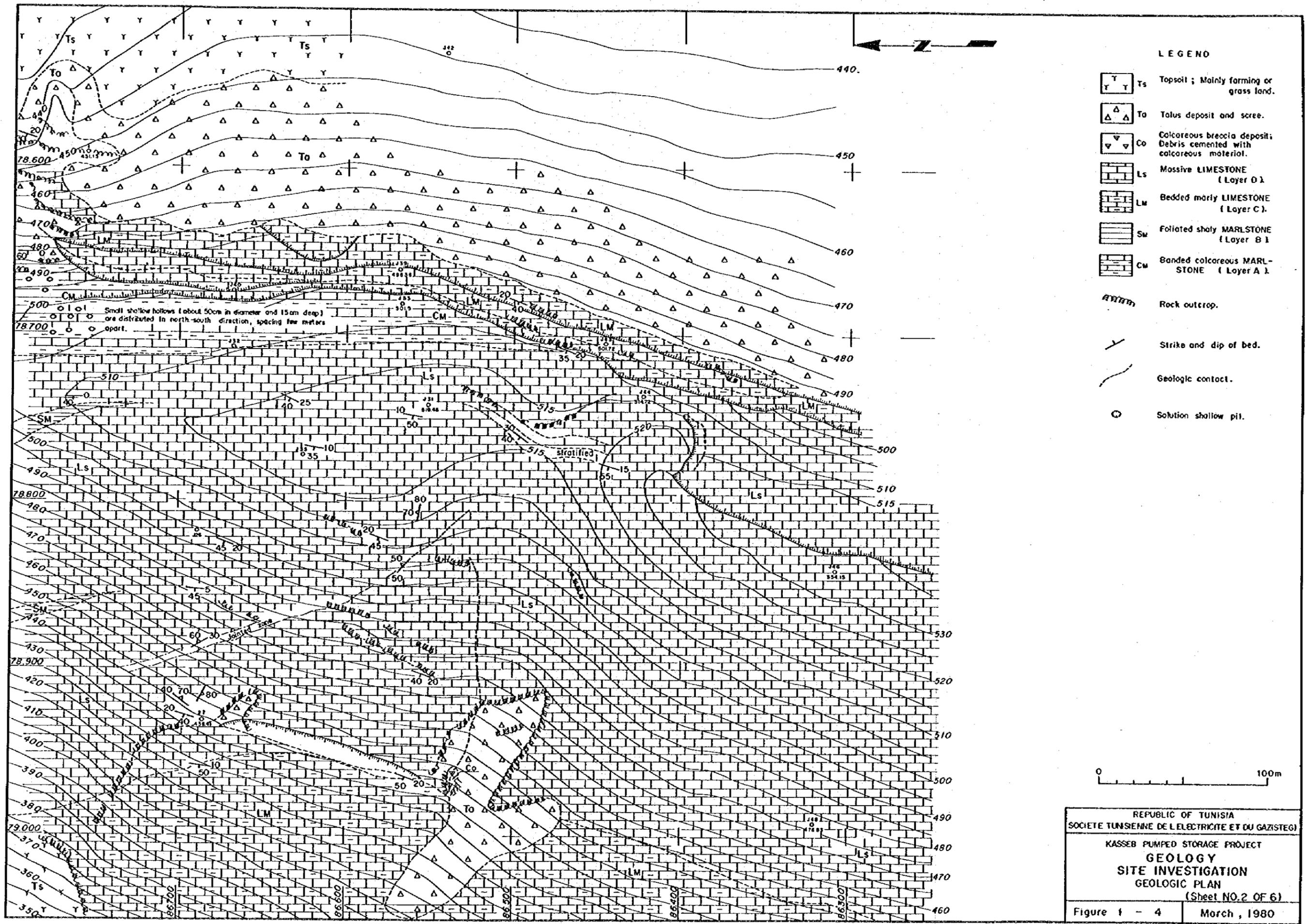
**LEGEND**

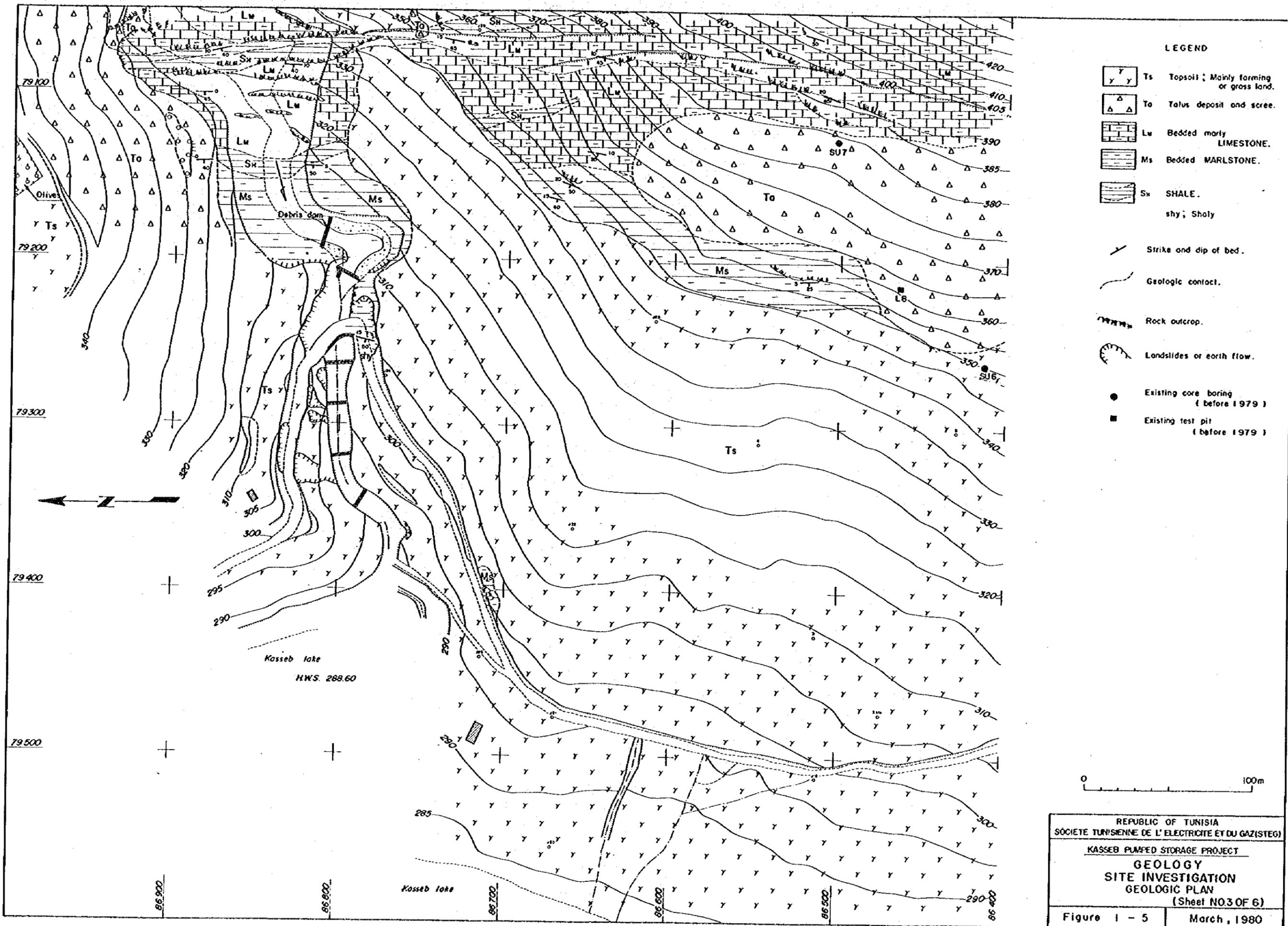
- |                      |   |
|----------------------|---|
| Quaternary           | <ul style="list-style-type: none"> <li> Ts Topsoil ; Mainly forming or grass land.</li> <li> To Tofus deposit and scree.</li> <li> Co Colcareous breccia deposit. Debris cemented with calcareous material.</li> </ul>  |
| Tertiary (Paleogene) | <ul style="list-style-type: none"> <li> Ls Massive LIMESTONE (Layer D)</li> <li> Lm Bedded marly LIMESTONE (Layer C)</li> <li> Sm Foliated shaly MARLSTONE (Layer B)</li> <li> Cm Banded calcareous MARLSTONE (Layer A)</li> </ul>  |
|                      | <ul style="list-style-type: none"> <li> CALCITE vein.</li> <li> Rock outcrop.</li> <li> Seepage.</li> <li> Strike and dip of bed.</li> <li> Strike and dip of CALCITE vein.</li> <li> Geologic contact.</li> <li> Probable fault and its name.</li> <li> Core boring before 1979.</li> <li> Vertical core boring in 1979.</li> <li> Inclined core boring in 1979.</li> <li> Test pit before 1979.</li> <li> Test pit in 1979.</li> <li> Trial adit for next phase.</li> <li> Investigation with trenching for next phase.</li> <li> Section A-A.</li> </ul> |

Remarks;  
Geologic sections are shown on Figure I-9 and I-10.



REPUBLIC OF TUNISIA SOCIETE TUNISIENNE DE L'ELECTRICITE ET DU GAZ (STEG)	
KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT	
<b>GEOLOGY</b>	
<b>SITE INVESTIGATION</b>	
<b>GEOLOGIC PLAN — DAMSITE —</b>	
(Sheet NO.1 OF 6)	
Figure I - 3	March, 1980



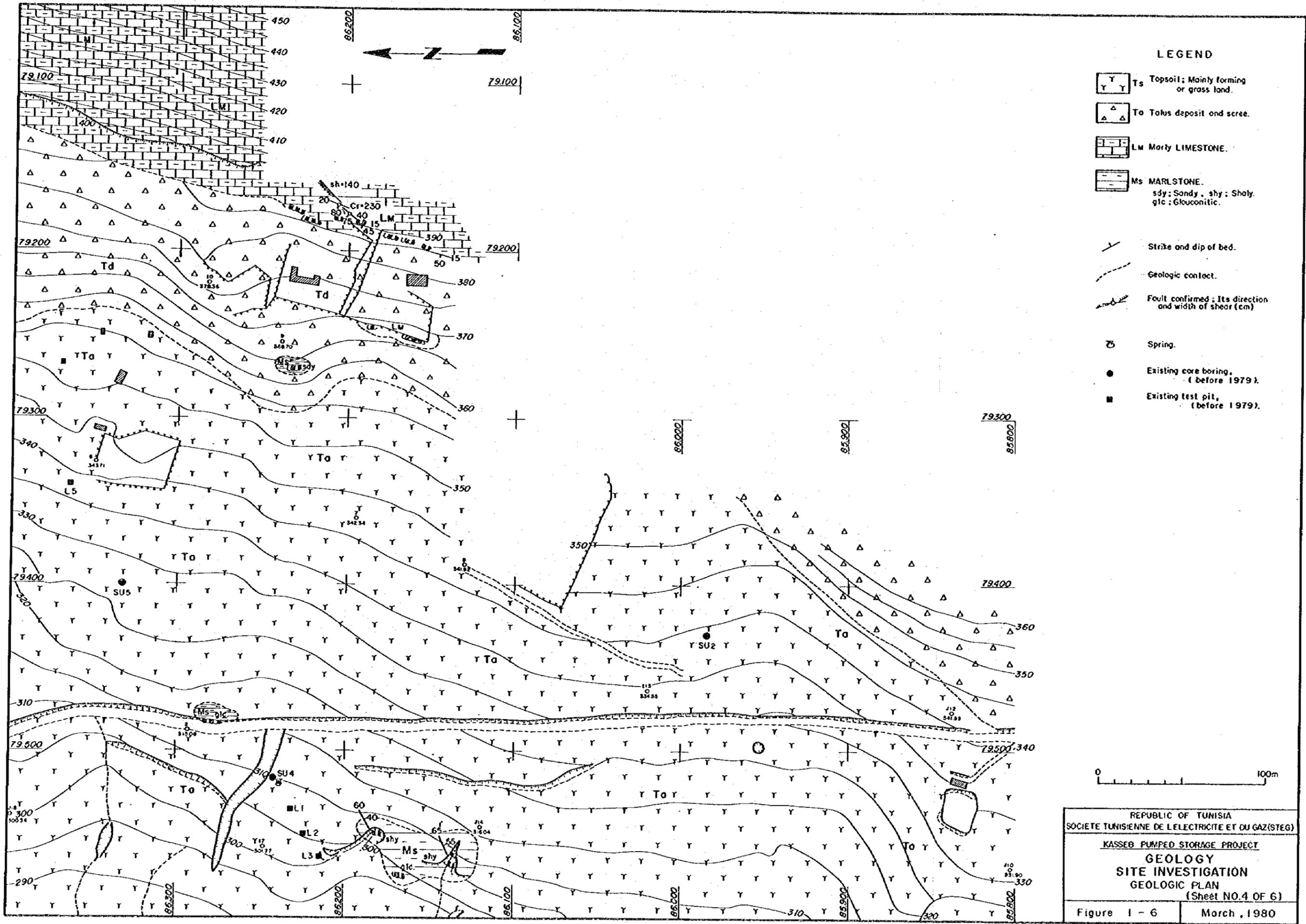


**LEGEND**

- Ts Topsoil ; Mainly farming or grass land.
- To Talus deposit and scree.
- Lw Bedded marly Limestone.
- Ms Bedded MARLSTONE.
- Sh SHALE. shy ; Shaly
- Strike and dip of bed.
- Geologic contact.
- Rock outcrop.
- Landslides or earth flow.
- Existing core boring ( before 1979 )
- Existing test pit ( before 1979 )

REPUBLIC OF TUNISIA  
 SOCIETE TUNISIENNE DE L'ELECTRICITE ET DU GAZ (STEG)  
 KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT  
**GEOLOGY**  
**SITE INVESTIGATION**  
**GEOLOGIC PLAN**  
 (Sheet NO.3 OF 6)

Figure 1 - 5      March , 1980

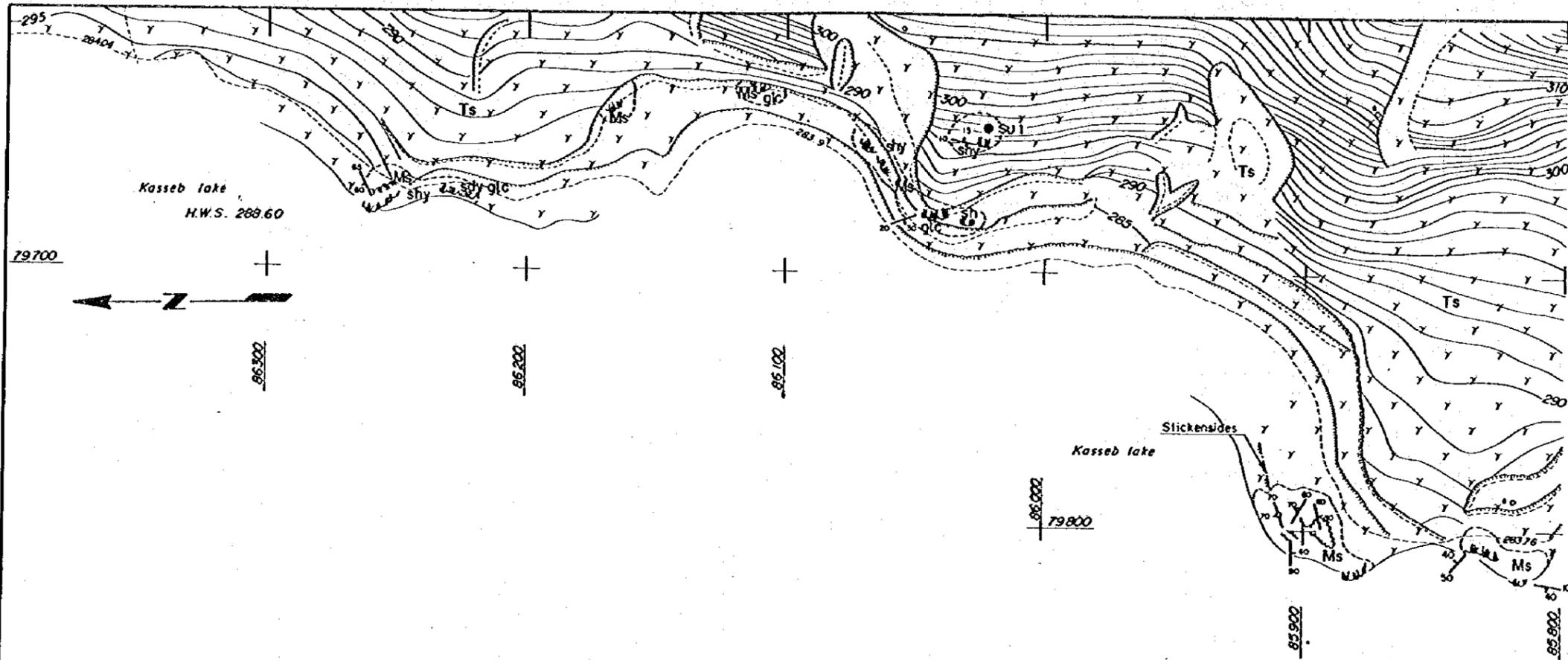


**LEGEND**

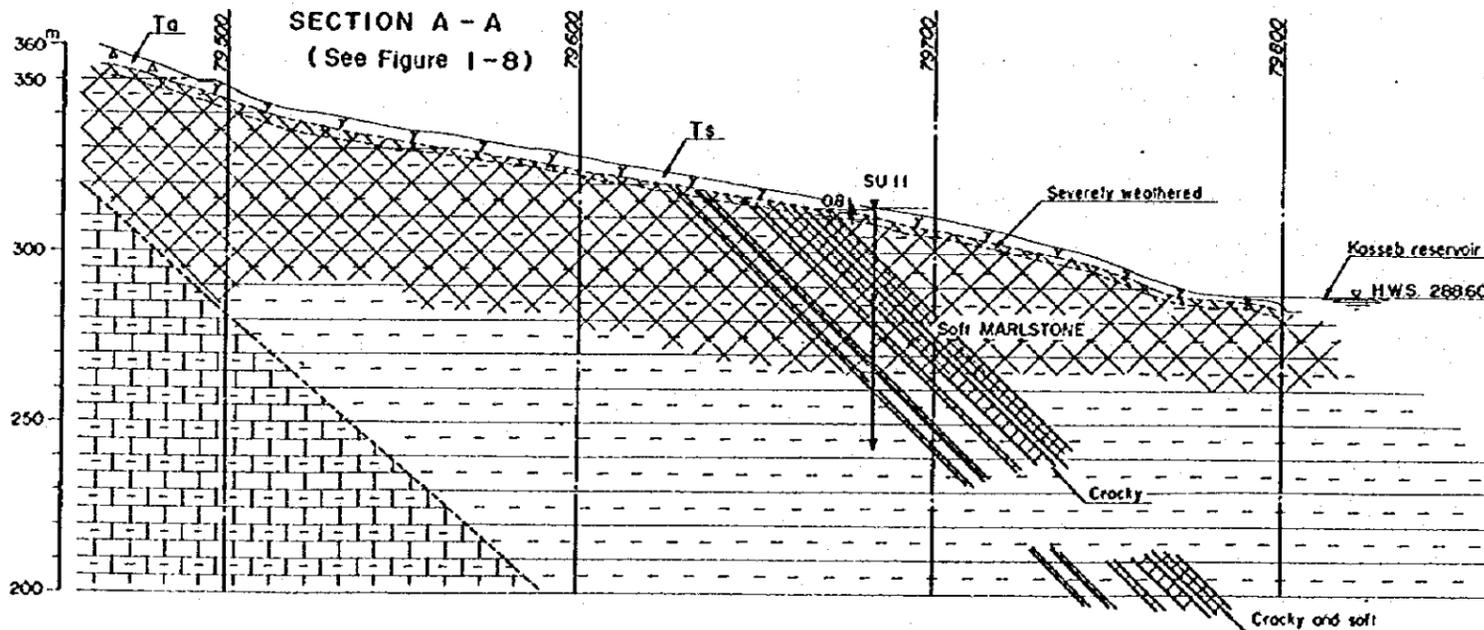
- Y Y Ts Topsoil; Mainly forming or grass land.
- Δ Δ To Talus deposit and scree.
- [Brick Pattern] LM Morty LIMESTONE.
- [Horizontal Lines] Ms MARLSTONE.  
sd: Sandy, sh: Shaly, glc: Glauconitic.
- Strike and dip of bed.
- Geologic contact.
- Fault confirmed; Its direction and width of shear (cm)
- Spring.
- Existing core boring, (before 1979).
- Existing test pit, (before 1979).

REPUBLIC OF TUNISIA  
 SOCIÉTÉ TUNISIENNE DE L'ÉLECTRICITÉ ET DU GAZ (STEG)  
 KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT  
**GEOLOGY**  
**SITE INVESTIGATION**  
**GEOLOGIC PLAN**  
 (Sheet NO.4 OF 6)

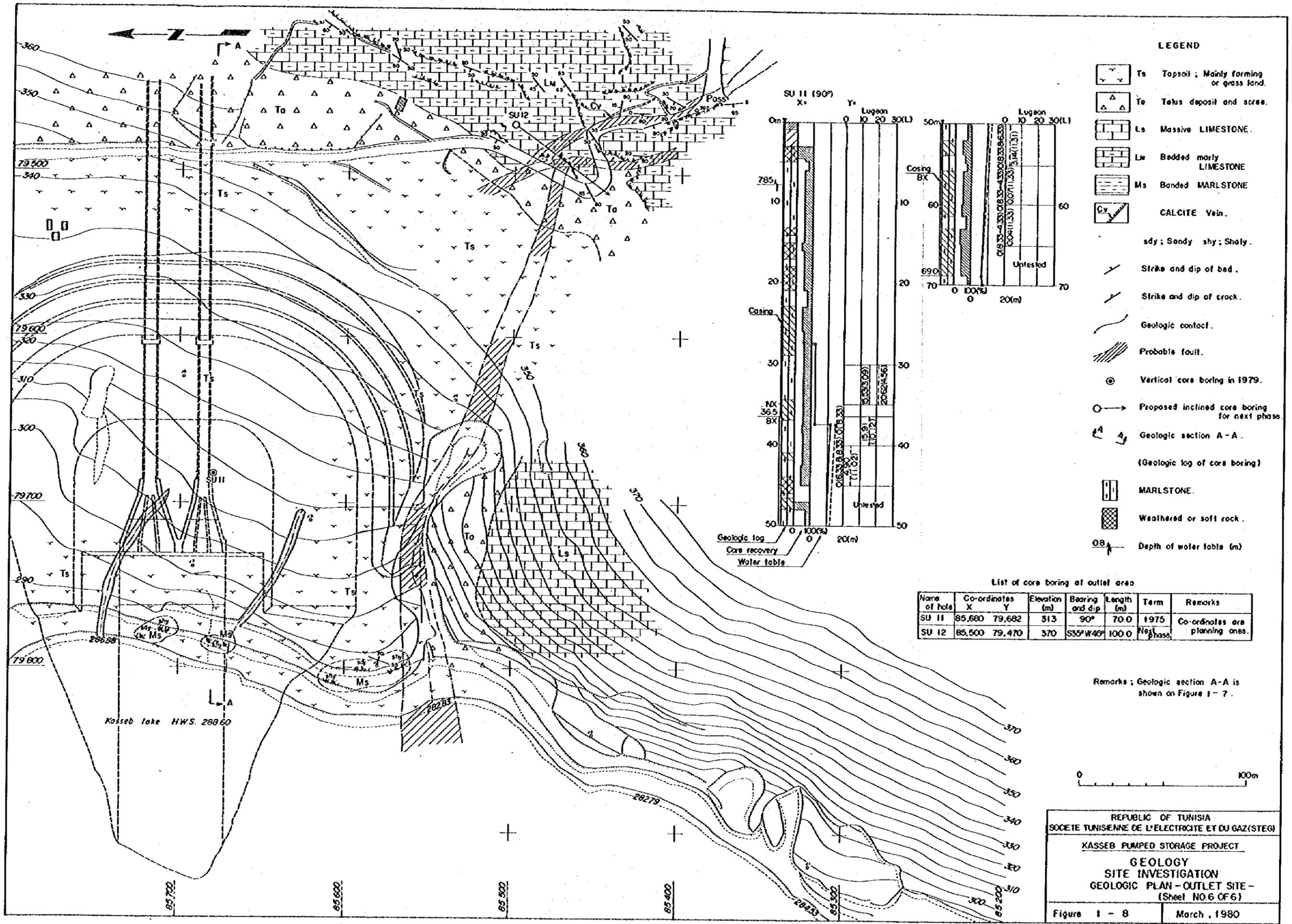
Figure 1 - 6      March, 1980



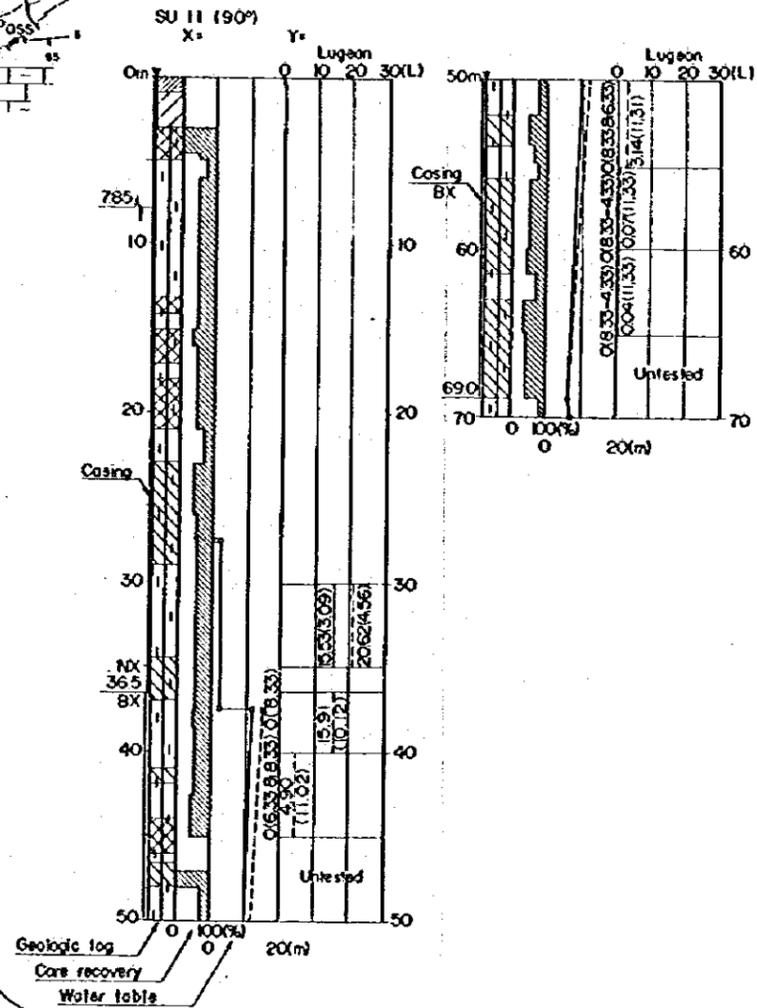
- LEGEND (Plan)**
- Ts Topsail ; Mainly farming or grass land.
  - Ms MARLSTONE  
sdy ; Sandy , shy ; Shaly  
glc ; Glauconitic.
  - Strike and dip of bed.
  - Strike and dip of crack.
  - Geologic contact.
  - Fault confirmed.
  - Vertical core boring (before 1979)
- (Section)**
- Ta Talus deposit and scree.
  - Lm Marly LIMESTONE.
  - Weathered or Soft rock.
  - SU II Core boring and its name.
  - 0.8 Water table and its depth (m)
  - Cracky and soft rock.
  - Cracky rock.



REPUBLIC OF TUNISIA  
SOCIETE TUNISIENNE DE L'ELECTRICITE ET DU GAZ (STEG)  
KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT  
**GEOLOGY**  
SITE INVESTIGATION  
GEOLOGIC PLAN  
(Sheet NO 5 OF 6)  
Figure 1 - 7 March, 1980



- LEGEND**
- Ts Topsoil ; Mainly farming or grass land.
  - To Talus deposit and scree.
  - Ls Massive LIMESTONE.
  - Lw Bedded marly LIMESTONE.
  - Ms Banded MARLSTONE.
  - Cy CALCITE Vein.
  - sdv ; Sandy shy ; Shaly.
  - Strike and dip of bed.
  - Strike and dip of track.
  - Geologic contact.
  - Probable fault.
  - Vertical core boring in 1979.
  - Proposed inclined core boring for next phase.
  - Geologic section A-A.
  - (Geologic log of core boring)
  - MARLSTONE.
  - Weathered or soft rock.
  - Depth of water table (m)

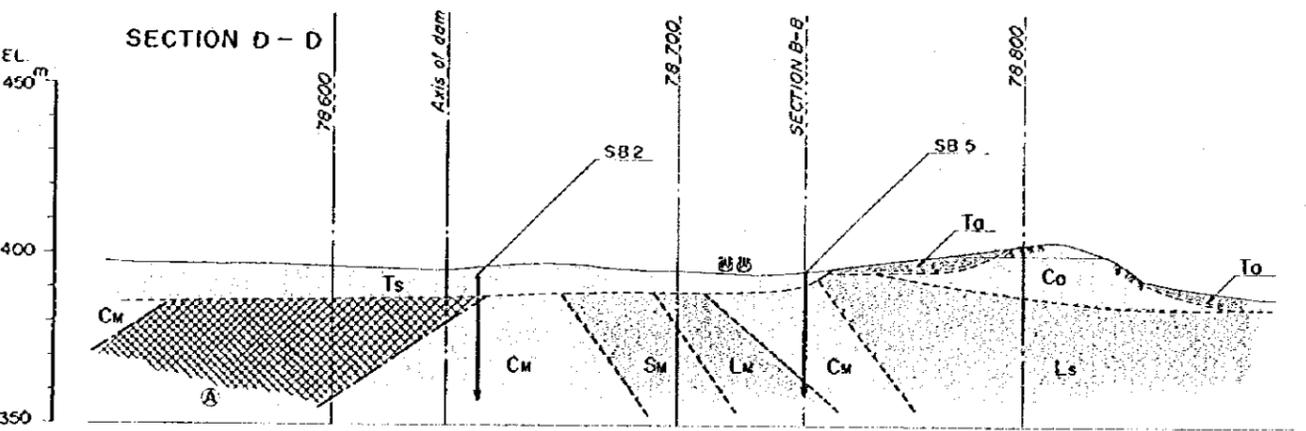
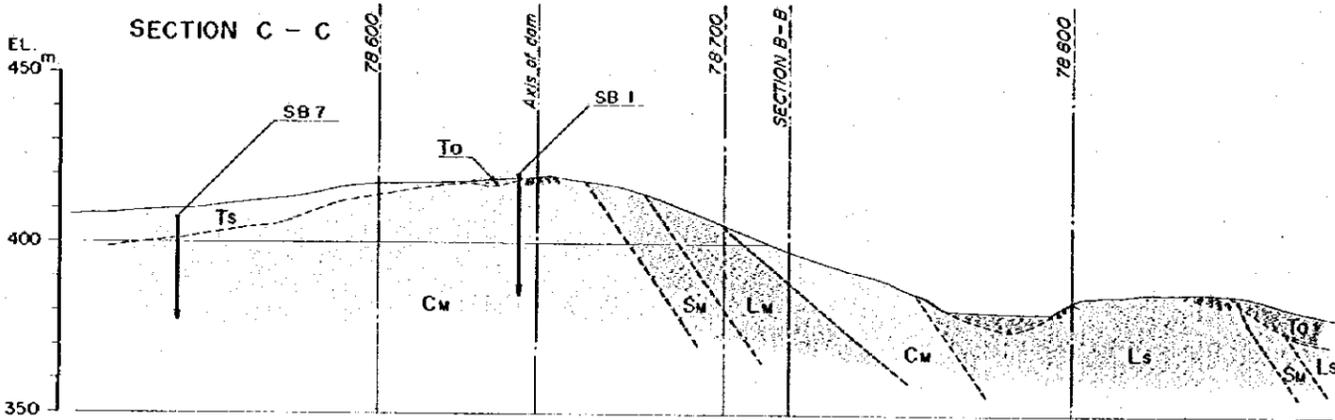
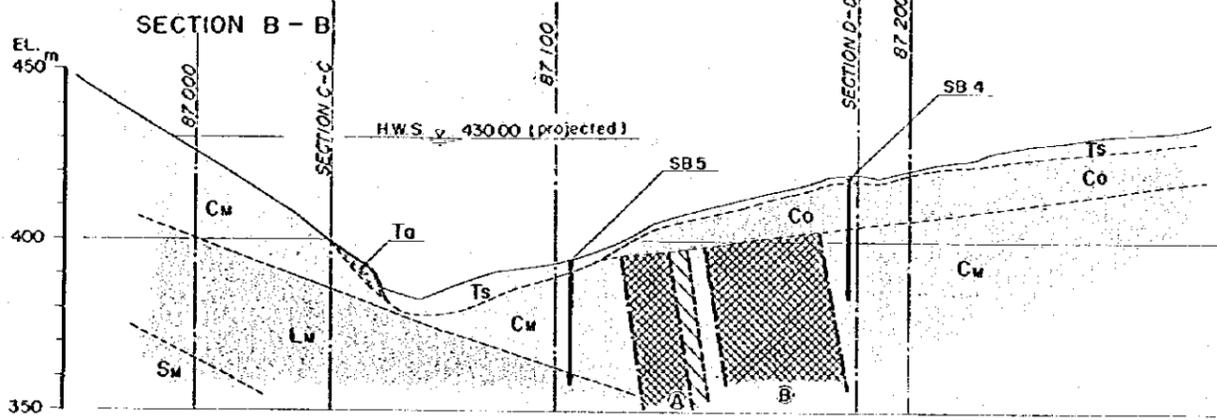
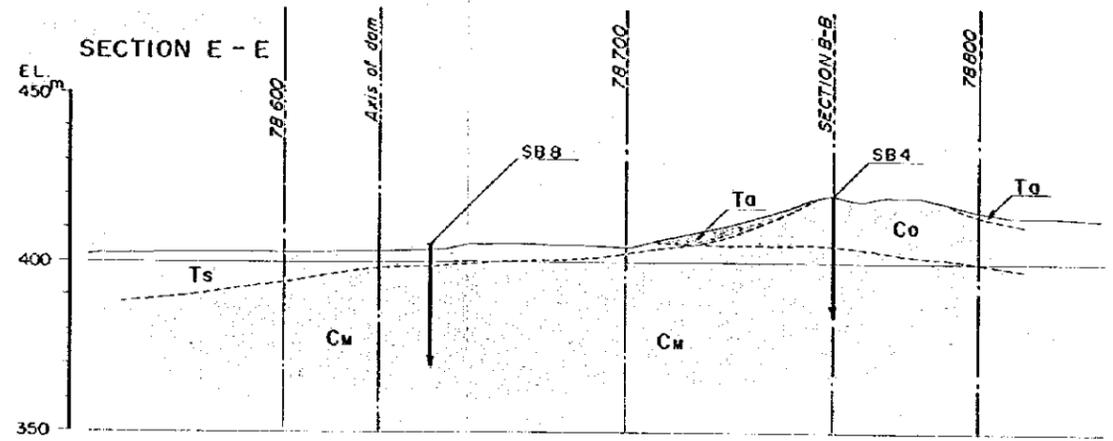
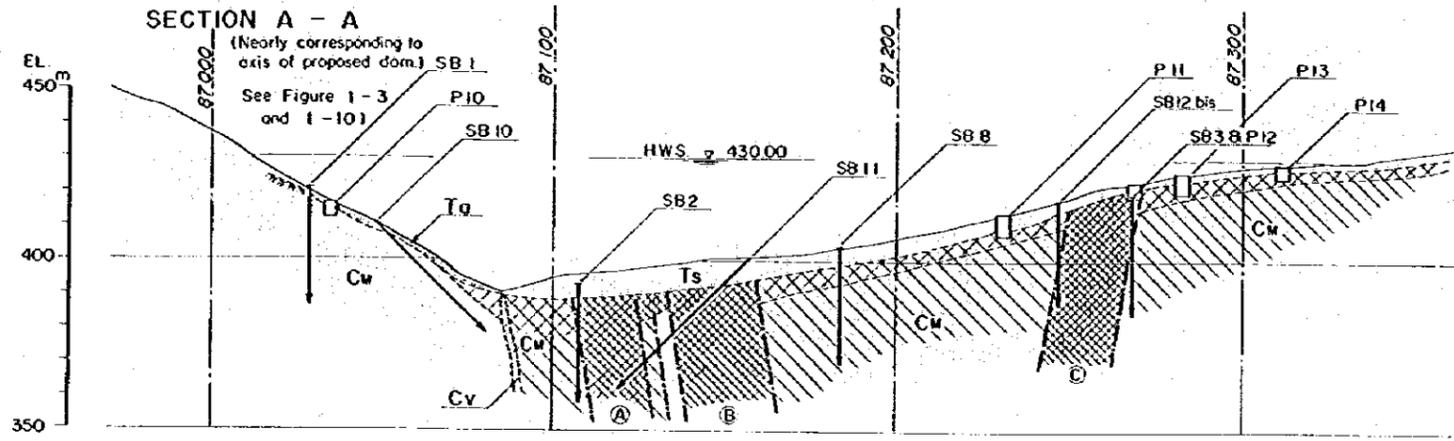


List of core boring at outlet area

Name of hole	Co-ordinates X	Co-ordinates Y	Elevation (m)	Bearing and dip	Length (m)	Term	Remarks
SU 11	85,680	79,682	313	90°	70.0	1975	Co-ordinates are planning ones.
SU 12	85,500	79,470	370	S35°W40°	100.0	Next phase	

Remarks ; Geologic section A-A is shown on Figure 1 - 7 .

REPUBLIC OF TUNISIA  
 SOCIETE TUNISIENNE DE L'ELECTRICITE ET DU GAZ (STEG)  
 KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT  
**GEOLOGY**  
 SITE INVESTIGATION  
 GEOLOGIC PLAN - OUTLET SITE -  
 (Sheet NO.6 OF 6)  
 Figure 1 - 8      March , 1980



- LEGEND**
- Ts Topsoil ; Mainly farming or grass land.
  - Ta Talus deposit and scree.
  - Co Calcareous breccia deposit; Debris cemented with calcareous material.
  - Ls LIMESTONE ; Partially interbedded with marly LIMESTONE (Layer D).
  - Lm Bedded marly LIMESTONE (Layer C).
  - Sm Foliated shaly MARLSTONE (Layer B).
  - Cm Banded calcareous MARLSTONE (Layer A).
  - Cv CALCITE Vein.
  - Rock outcrop.
  - Seepage.
  - Geologic contact.
  - Probable shear zone and its name.
  - Weathered or soft rock.
  - Cracky rock.
  - SBI Core boring and its name.
  - P10 Test pit and its name.



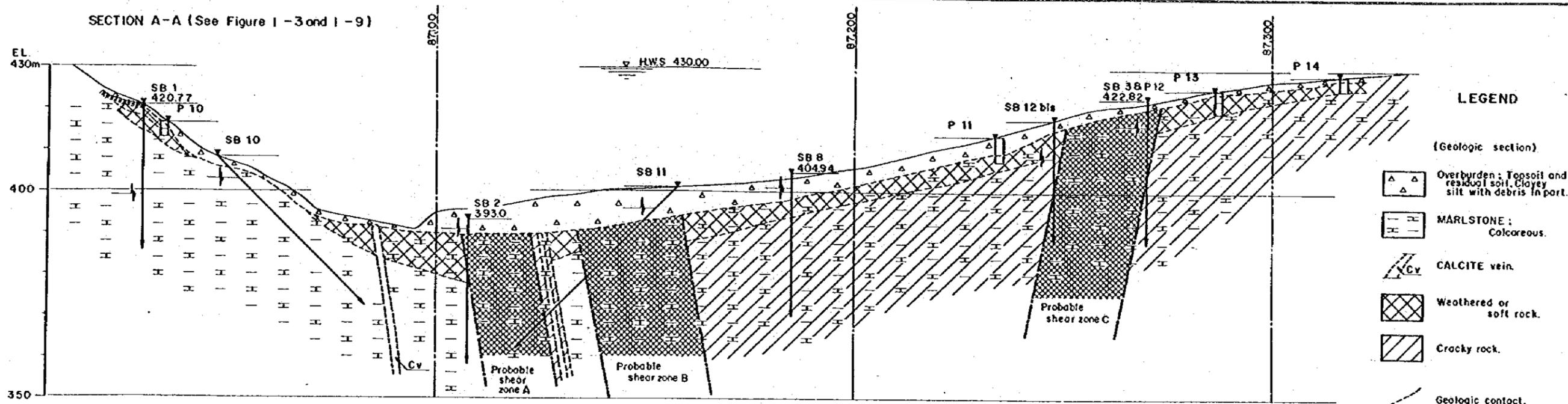
List of core boring of damsite

Hole name	Location	Co-ordinates X	Co-ordinates Y	Elevation (m)	Bearing and dip	Length (m)	Term	Remarks
SB 1	Left bank	87028.91	78642.17	420.77	90°	35.0	1975	
SB 2	River bed	87108.06	78642.00	393.00	"	35.0	"	
SB 3	Right bank	87268.78	78643.46	422.82	"	35.0	"	
SB 4	"	87184.80	78759.93	419.61	"	35.0	"	
SB 5	River bed	87103.80	78736.94	393.99	"	35.0	"	
SB 7	Left bank	87045.88	78543.96	407.54	"	35.0	1974	
SB 8	Right bank	87184.70	78642.94	404.94	"	35.0	1975	
SB 10	Left bank	87047.44	78641.03	"	N, 45°	50.0	1979	
SB 11	Right bank	87157.47	78638.77	"	S, 45°	55.0	"	
SB 12	"	"	"	"	90°	30.6	"	
SB 12 bis	"	87246.77	78641.06	"	"	30.0	"	

Total ; 11 holes , 410.6 m

REPUBLIC OF TUNISIA  
 SOCIÉTÉ TUNISIENNE DE L'ÉLECTRICITÉ ET DU GAZ (STEG)  
 KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT  
**GÉOLOGIE**  
**DAM SITE**  
**GEOLOGIC SECTION**

SECTION A-A (See Figure 1-3 and 1-9)

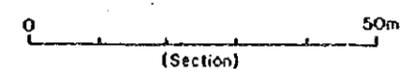
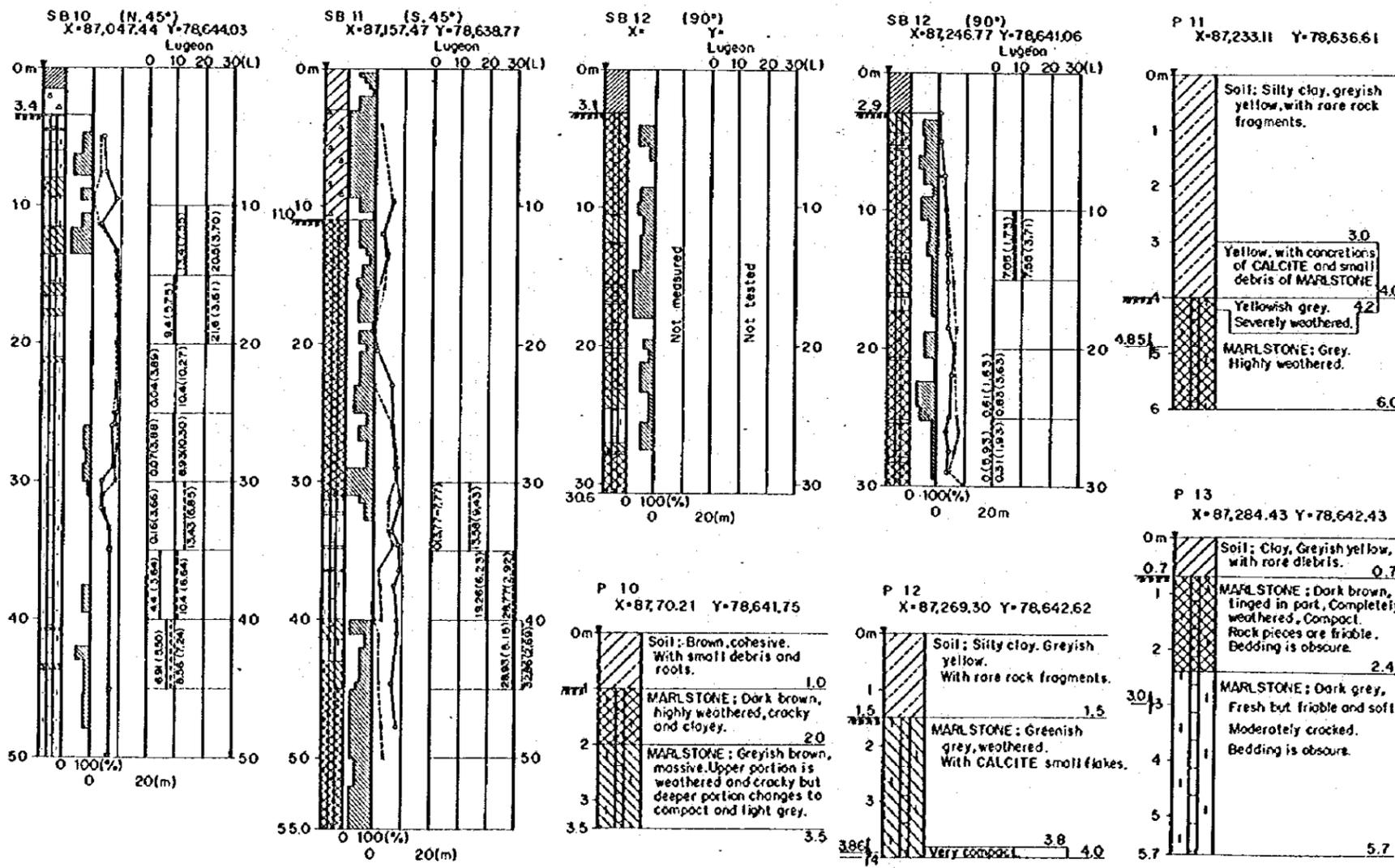


LEGEND

- (Geologic section)
- Overburden; Topsoil and residual soil, Clayey silt with debris in part.
  - MARLSTONE; Colloceous.
  - CALCITE vein.
  - Weathered or soft rock.
  - Cracky rock.
  - Geologic contact.
  - Shear zone.
  - Rock surface.
  - Water table in bore hole or test pit.
  - Core boring; Name and its elevation of top of hole (m).
  - Test pit; Name and its elevation of top of hole (m).

LEGEND (Continued)

- Hole name, its direction and co-ordinates
- Elevation (m) SB 12 bis (90°)  
X=87,246.77 Y=78,641.06
- Depth  
0m  
3.0  
4.0  
6.0
- Rock surface  
3.0
- Core recovery (%)  
0 100%  
0 20(m)
- Water table in hole
- Max. value and its (pressure in kg/cm<sup>2</sup>)  
Min. value and its (pressure in kg/cm<sup>2</sup>)
- Remarks: The logs of core boring SB 1, SB 2, SB 3 and SB 8 are contained in Feasibility Report (Fig-5.3) made by JICA, Nov., 1978.
- P 13  
X=87,284.43 Y=78,642.43
- P 14  
X=87,314.25 Y=78,642.14
- (Log of core boring and test pit)
- Overburden; Topsoil and silty clay with debris in part.
  - Debris and rock fragments.
  - Clay.
  - Silty clay.
  - MARLSTONE; Sandy.
  - MARLSTONE; Grey, Highly weathered.
  - Highly to completely weathered or disturbed rock.
  - Weathered or cracky rock.

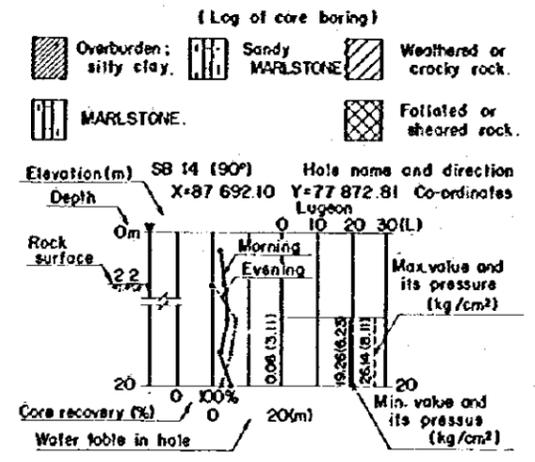
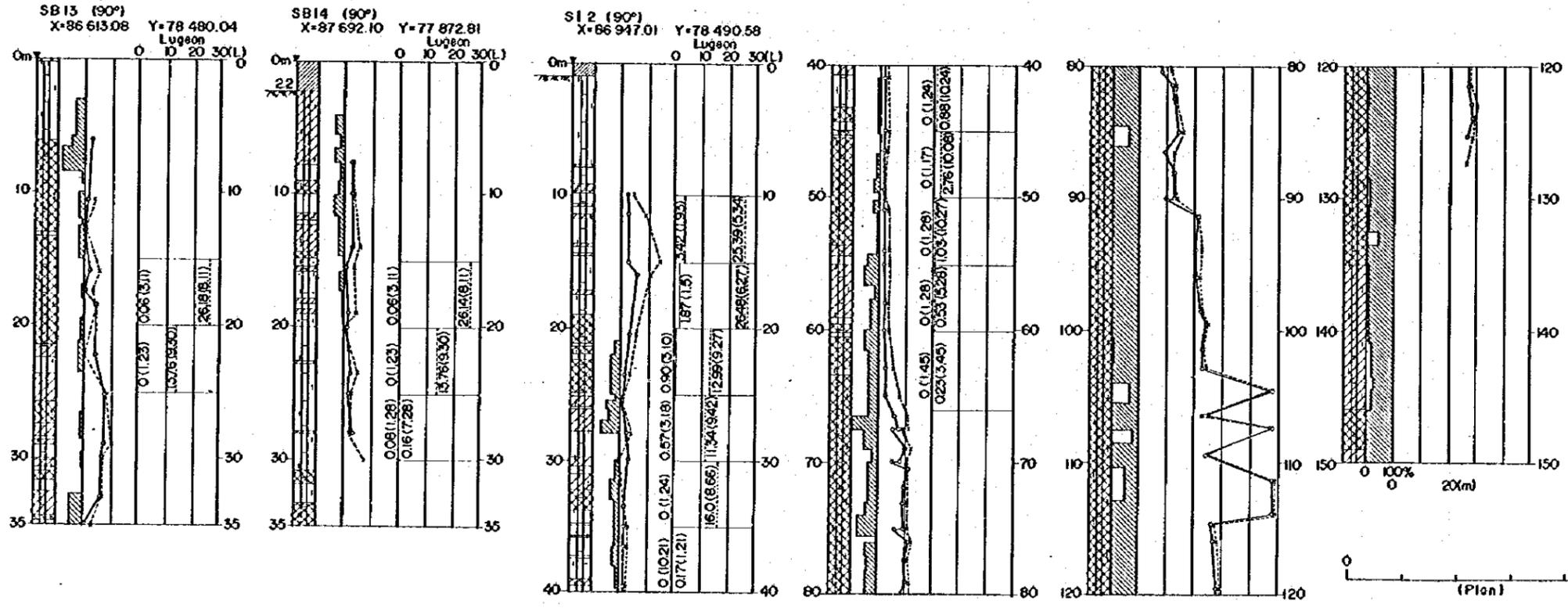
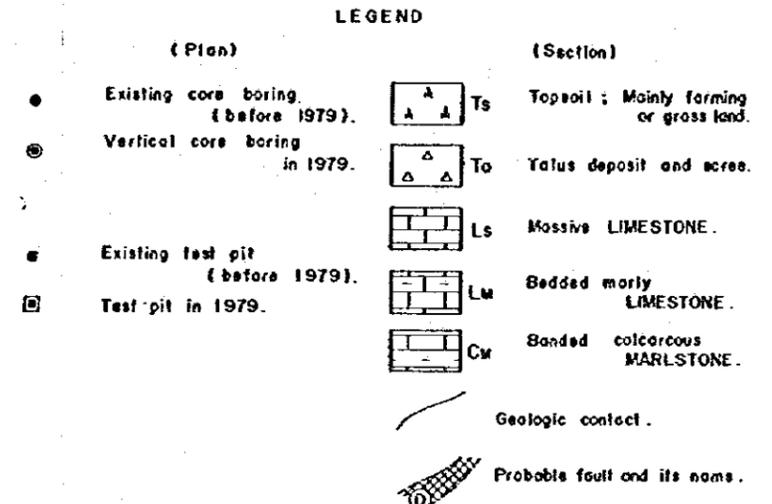
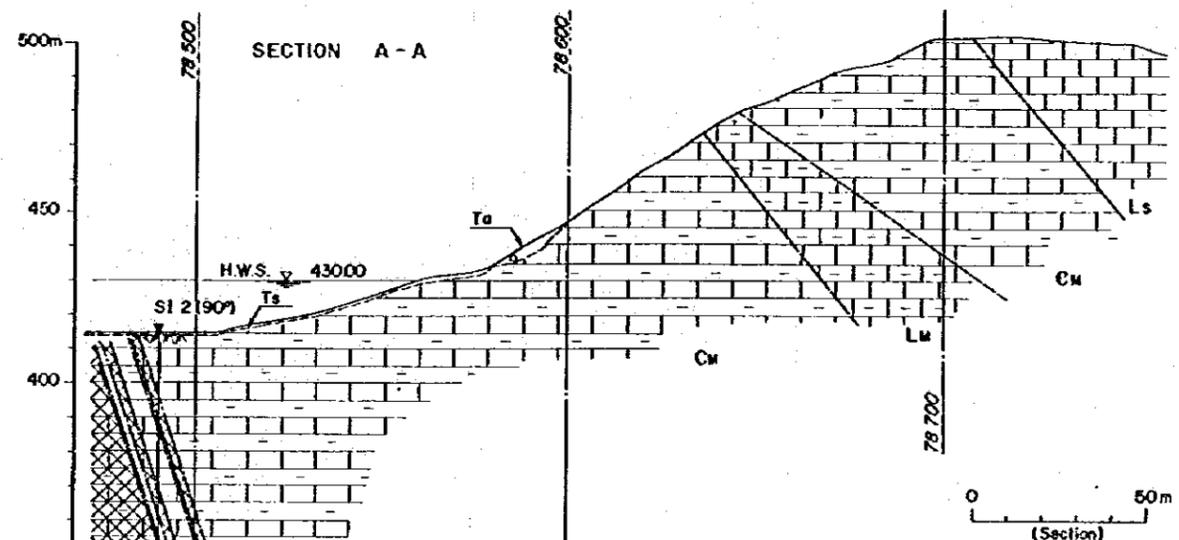
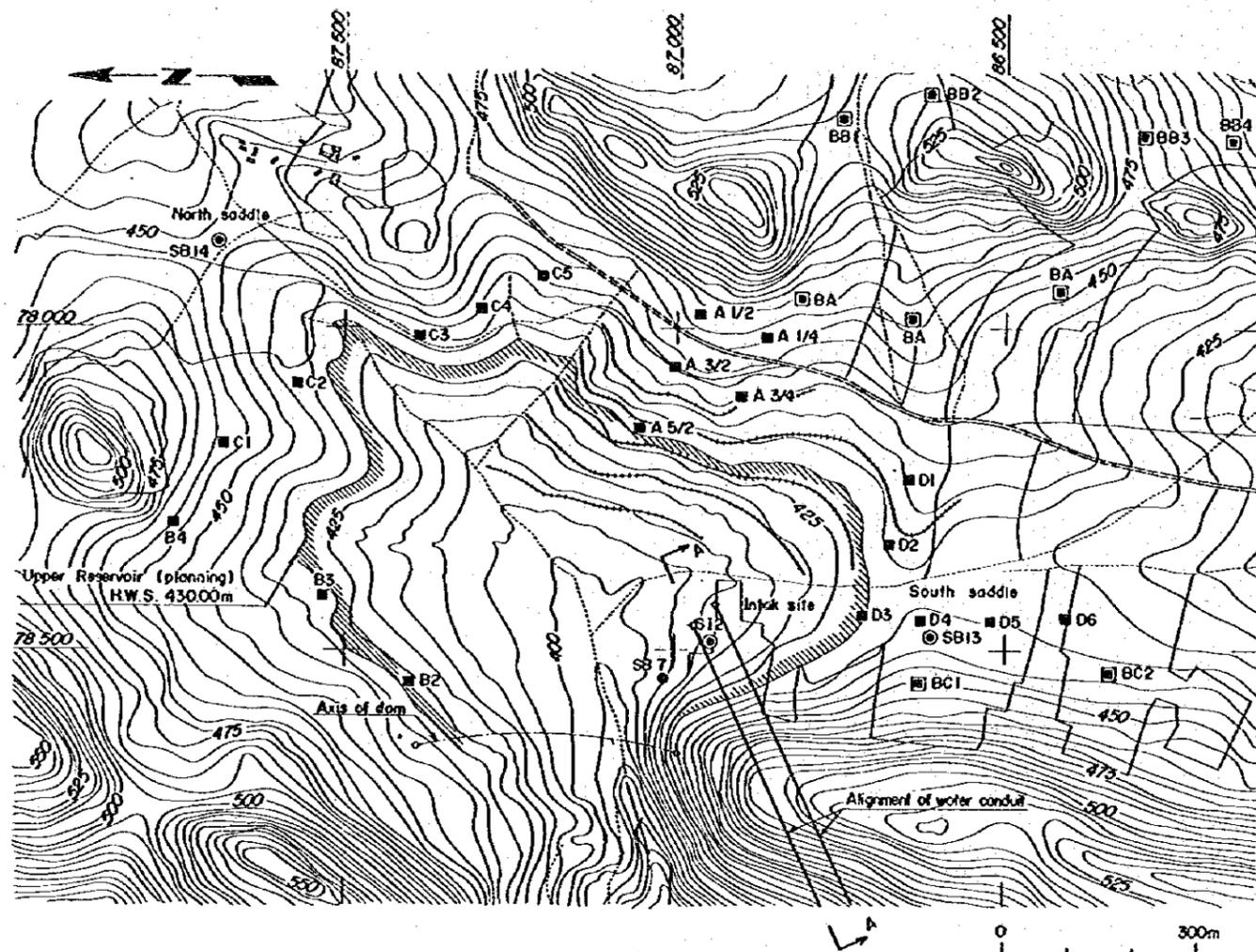


REPUBLIC OF TUNISIA  
SOCIETE TUNISIENNE DE L ELECTRICITE ET DUGAZ(STEG)  
KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT

**GEOLOGY**  
**DAMSITE**  
DETAILED SECTION A-A AND LOG  
OF CORE BORING AND TEST PIT

Figure 1-10      MARCH, 1980

LOCATION OF INVESTIGATION WORK IN UPPER RESERVOIR AREA AND ITS VICINITY



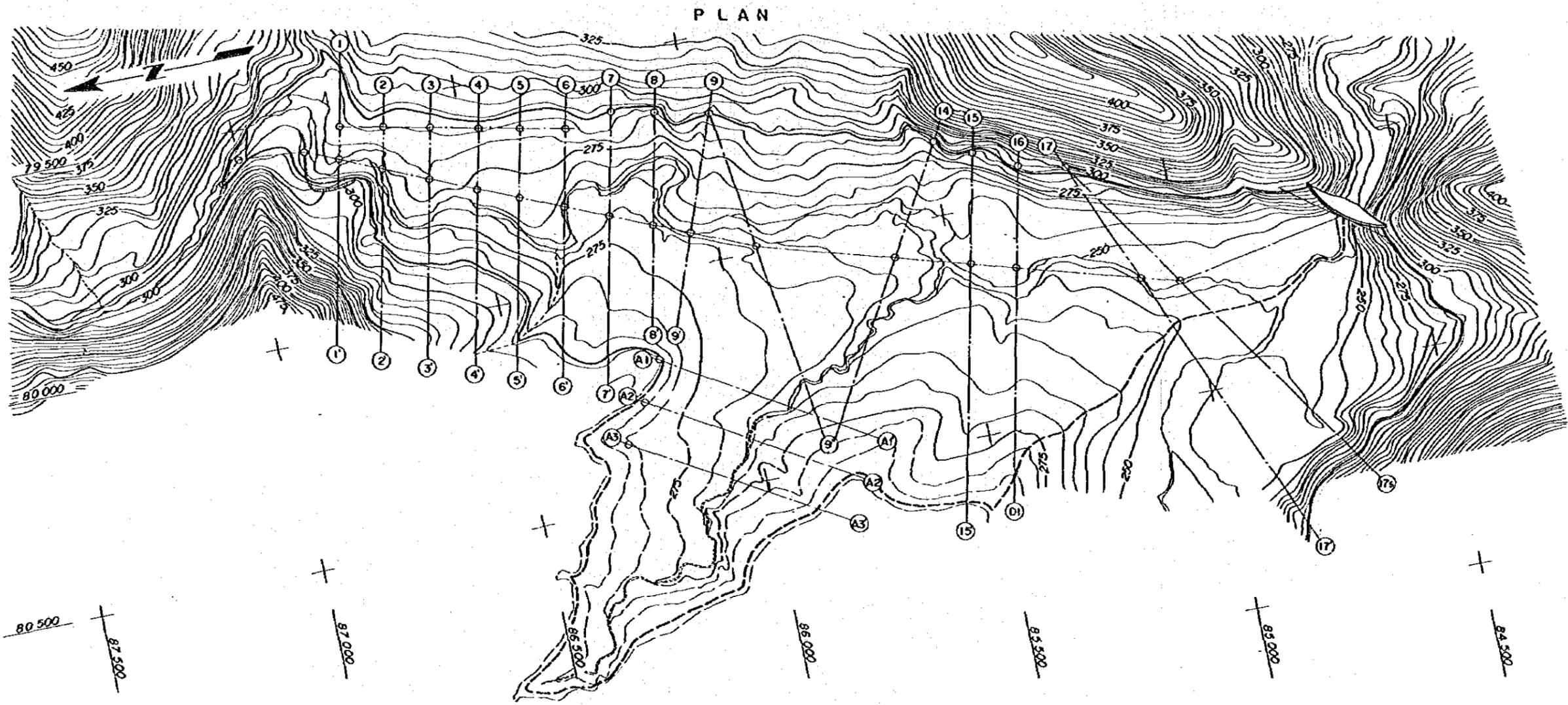


## **PROFILS D'ENVASEMENT**

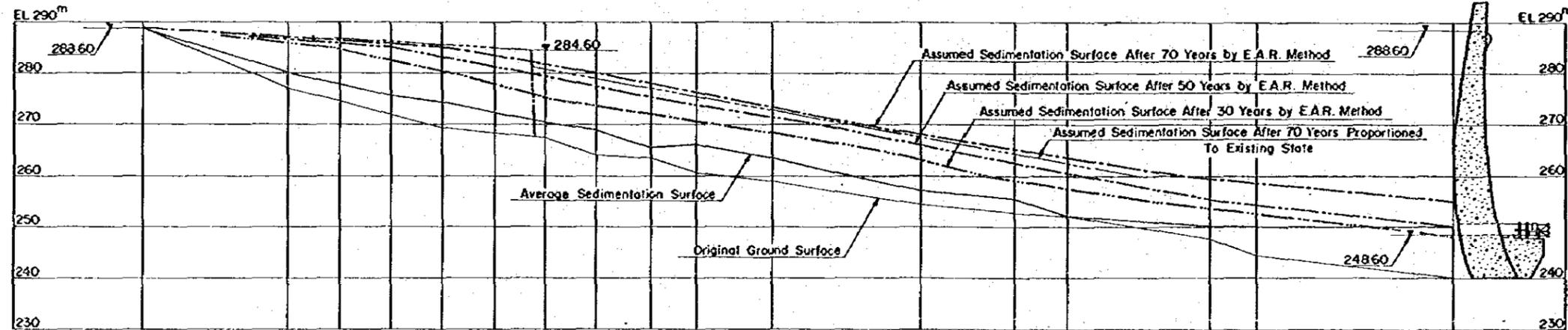
**Figure 3-1      STUDY OF SEDIMENTATION (1-3)  
OUED EL BRIK, KASSEB RESERVOIR**

**Figure 3-2      STUDY OF SEDIMENTATION (2-3)  
OUED EL BRIK, KASSEB RESERVOIR**

**Figure 3-3      STUDY OF SEDIMENTATION (3-3)  
OUED EL BRIK, KASSEB RESERVOIR**



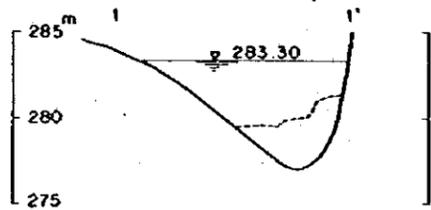
### PROFILE



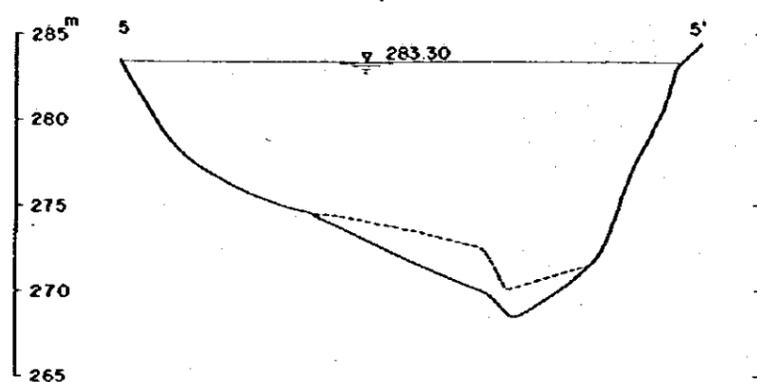
Section No.	0-0	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7	8-8	9-9	9-9'	14-9'	15-15	16-01	17-17	17-17'	Dem Site
Section Distance	0	280.00	380.00	480.00	580.00	680.00	780.00	880.00	980.00	1070.00	1218.00	1508.00	1687.00	1789.00	2064.00	2154.00	360.00
Accumulative Distance	0	280.00	380.00	480.00	580.00	680.00	780.00	880.00	980.00	1070.00	1218.00	1508.00	1687.00	1789.00	2064.00	2154.00	360.00
Lowest Ground Level	288.60	277.00	274.40	272.00	269.40	268.40	267.60	264.20	263.60	260.60	259.00	254.40	252.60	251.60	247.50	244.50	240.00

REPUBLIC OF TUNISIA  
 SOCIÉTÉ TUNISIENNE DE L'ÉLECTRICITÉ ET DU GAZ (STEG)  
 KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT  
**STUDY OF SEDIMENTATION (3-3)**  
 Oued el Brik, Kasseb Reservoir  
 Figure 3 - 1      March, 1980

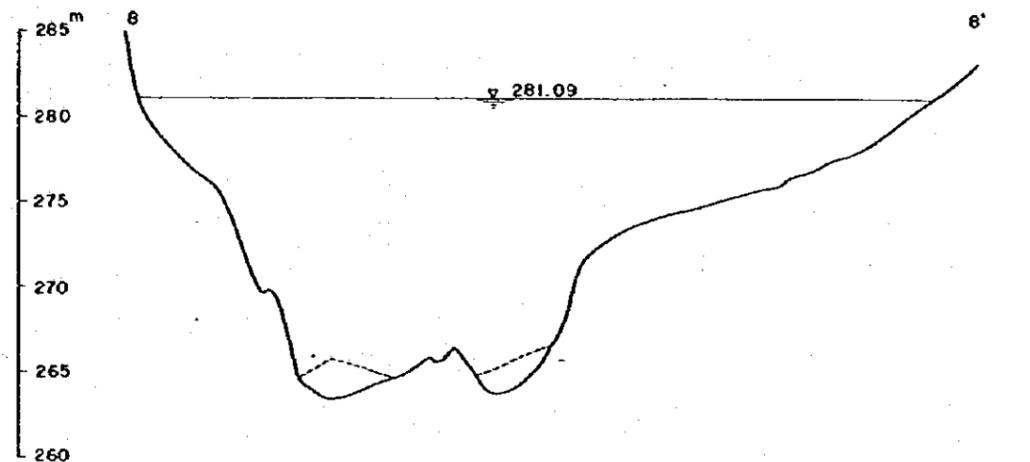
SECTION 1 - 1'



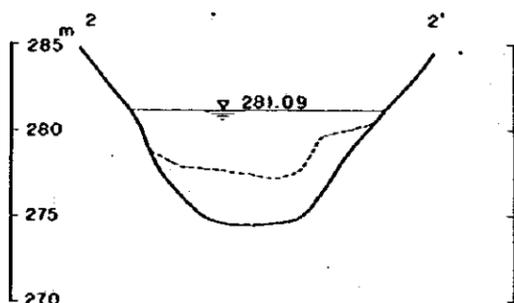
SECTION 5 - 5'



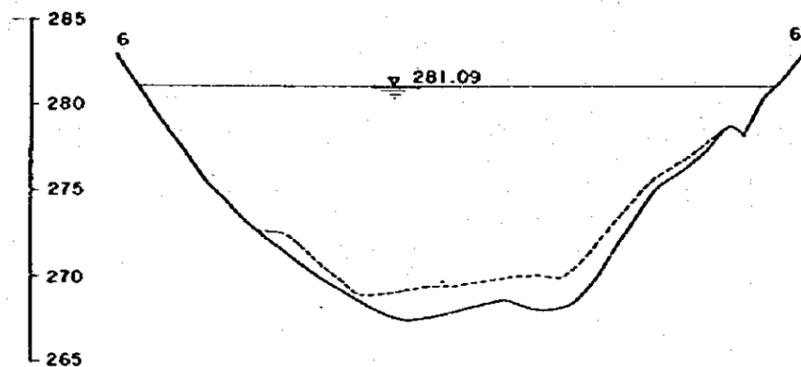
SECTION 8 - 8'



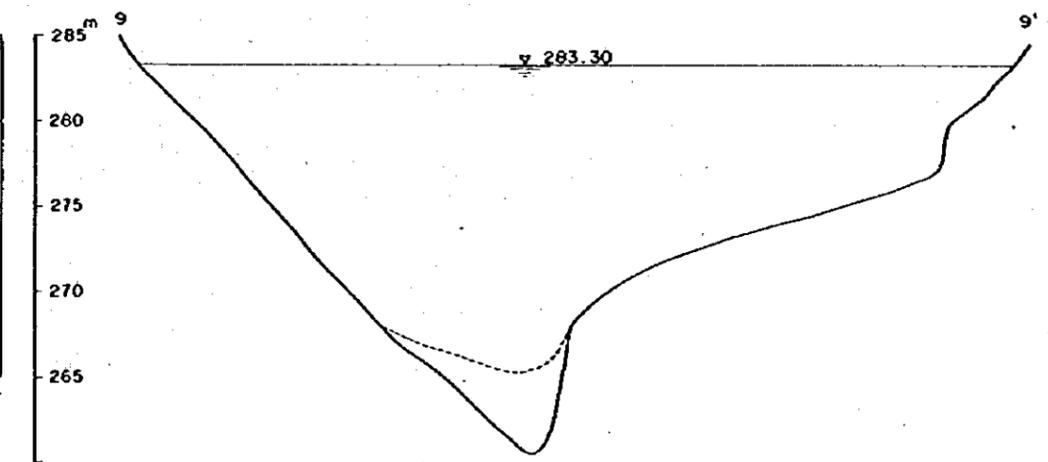
SECTION 2 - 2'



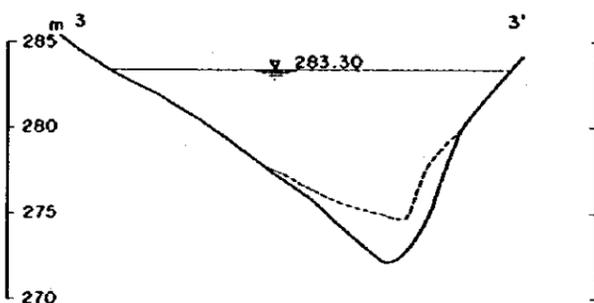
SECTION 6 - 6'



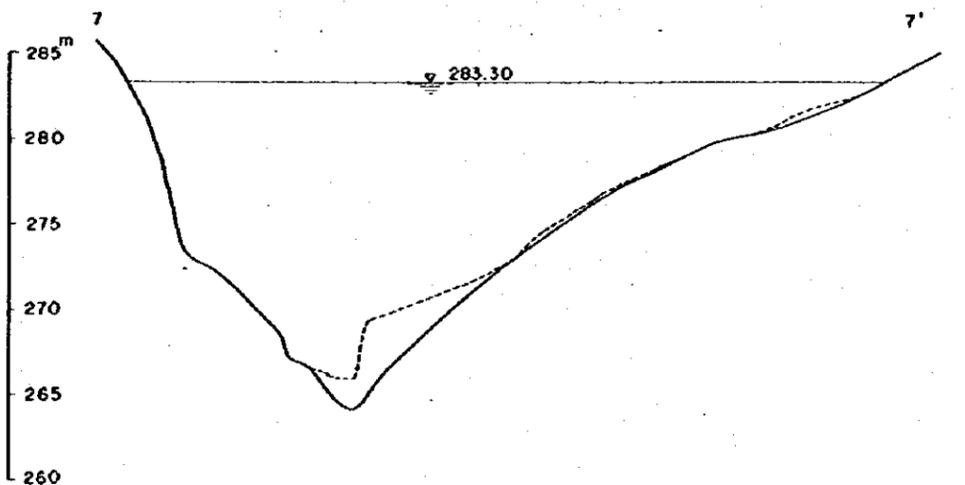
SECTION 9 - 9'



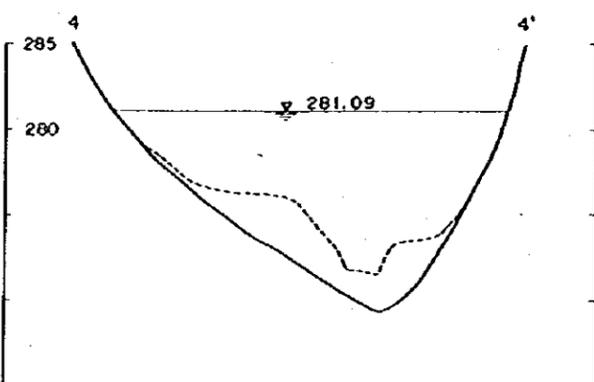
SECTION 3 - 3'



SECTION 7 - 7'

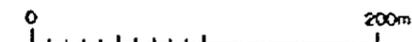


SECTION 4 - 4'

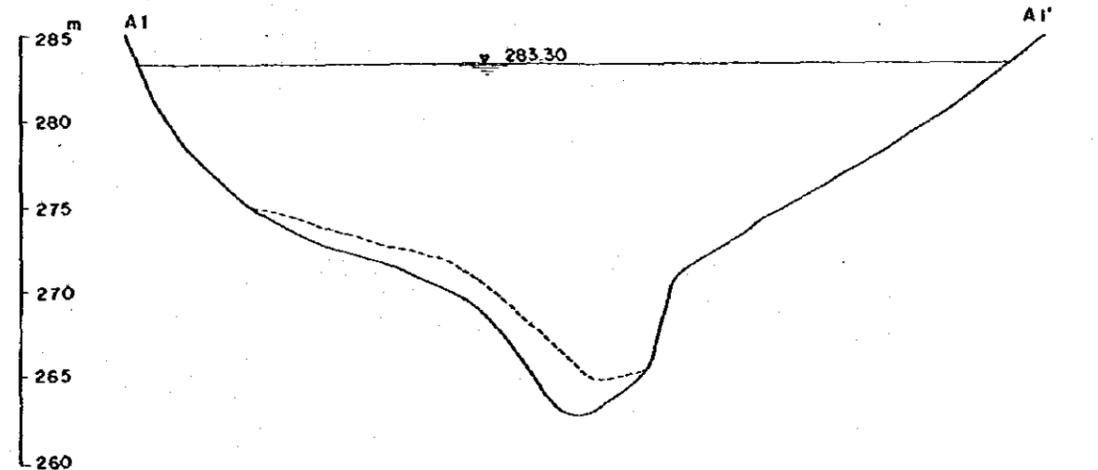
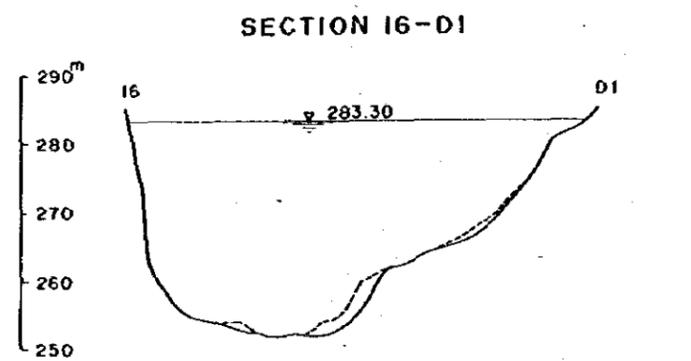
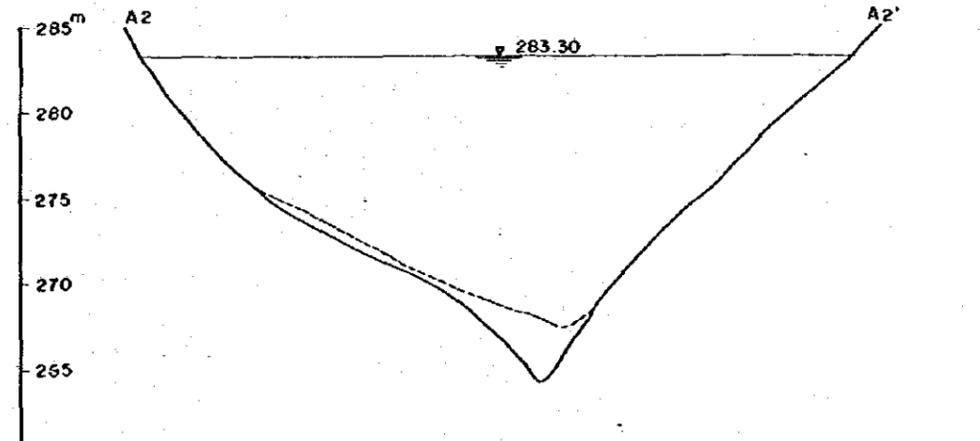
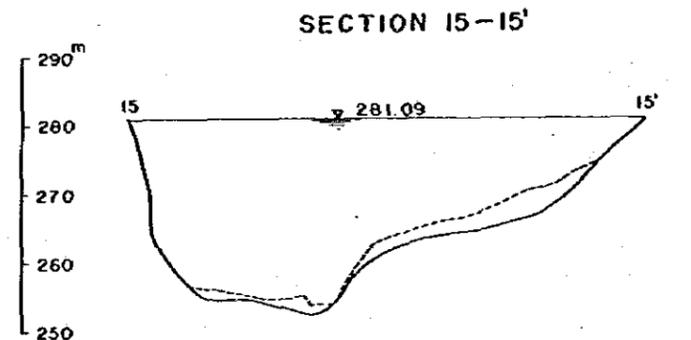
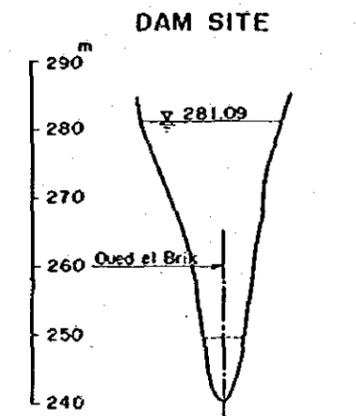
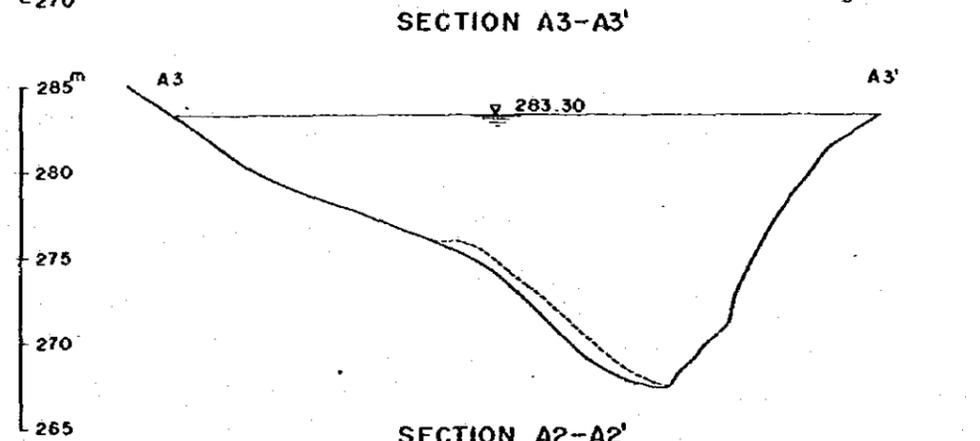
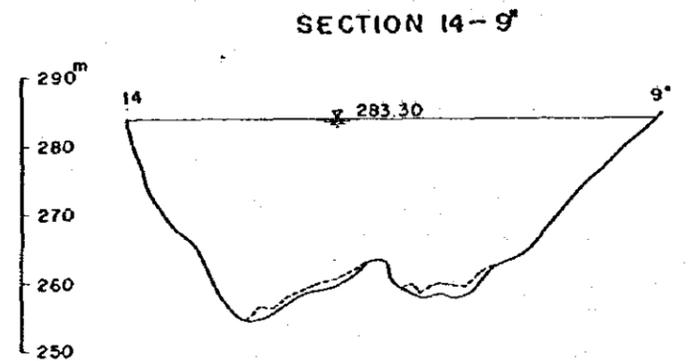
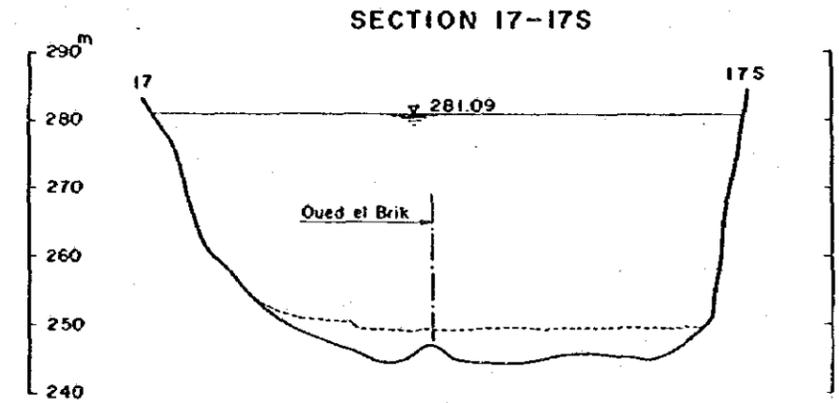
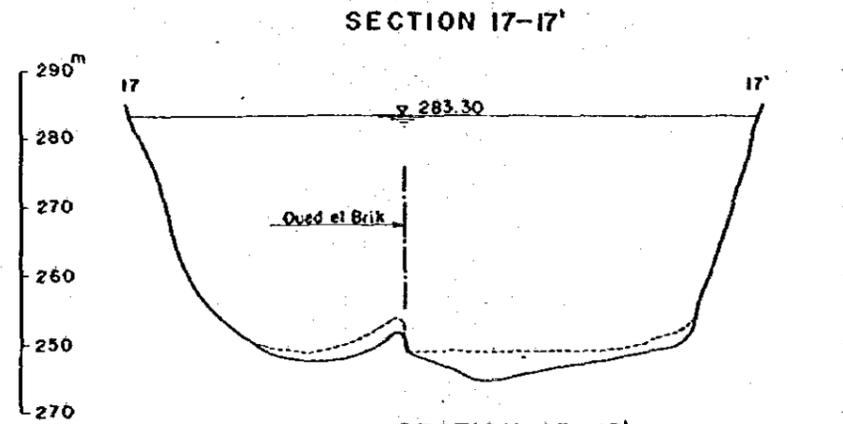
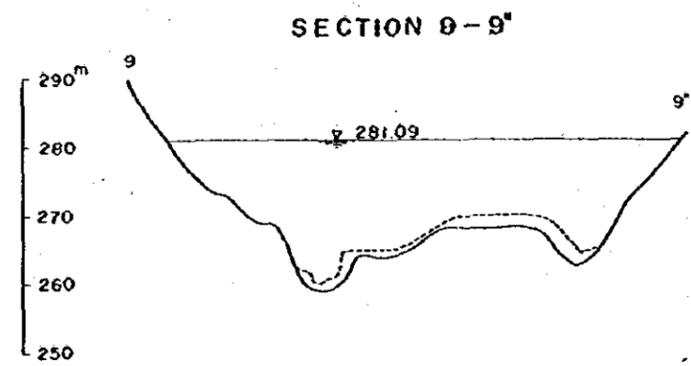


LEGEND

- Original Ground Surface. (not surveyed practically, from 1 to 5000 topographic map issued in 1973~1975)
- - - Sedimentation Surface. (Surveyed in May and August 1979)

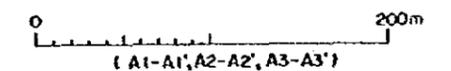
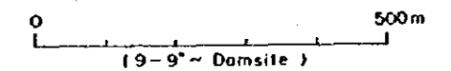


REPUBLIC OF TUNISIA	
SOCIETE TUNISIENNE DE L'ELECTRICITE ET DU GAZ (STEG)	
KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT	
STUDY OF SEDIMENTATION (1-3)	
Oued el Brik, Kasseb Reservoir	
Figure 3 - 2	March, 1980



**LEGEND**

- Original Ground Surface. (not surveyed practically, from 1 to 5000 topographic map issued in 1973-1975)
- - - Sedimentation Surface. (Surveyed in May and August 1979)



REPUBLIC OF TUNISIA SOCIETE TUNISIENNE DE L'ELECTRICITE ET DU GAZ (STEG)	
KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT STUDY OF SEDIMENTATION(2-3) Oued el Brik, Kasseb Reservoir	
Figure 3 - 3	March, 1980



## DESSINS DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL

Figure 4-1 **DAM AND DIVERSION (OUTLET)**  
**(DRAWDOWN – 15 m)**

Figure 4-2 **PLAN**  
**(DRAWDOWN – 15 m)**

Figure 4-3 **WATERWAY TUNNELS**  
**(DRAWDOWN – 15 m)**

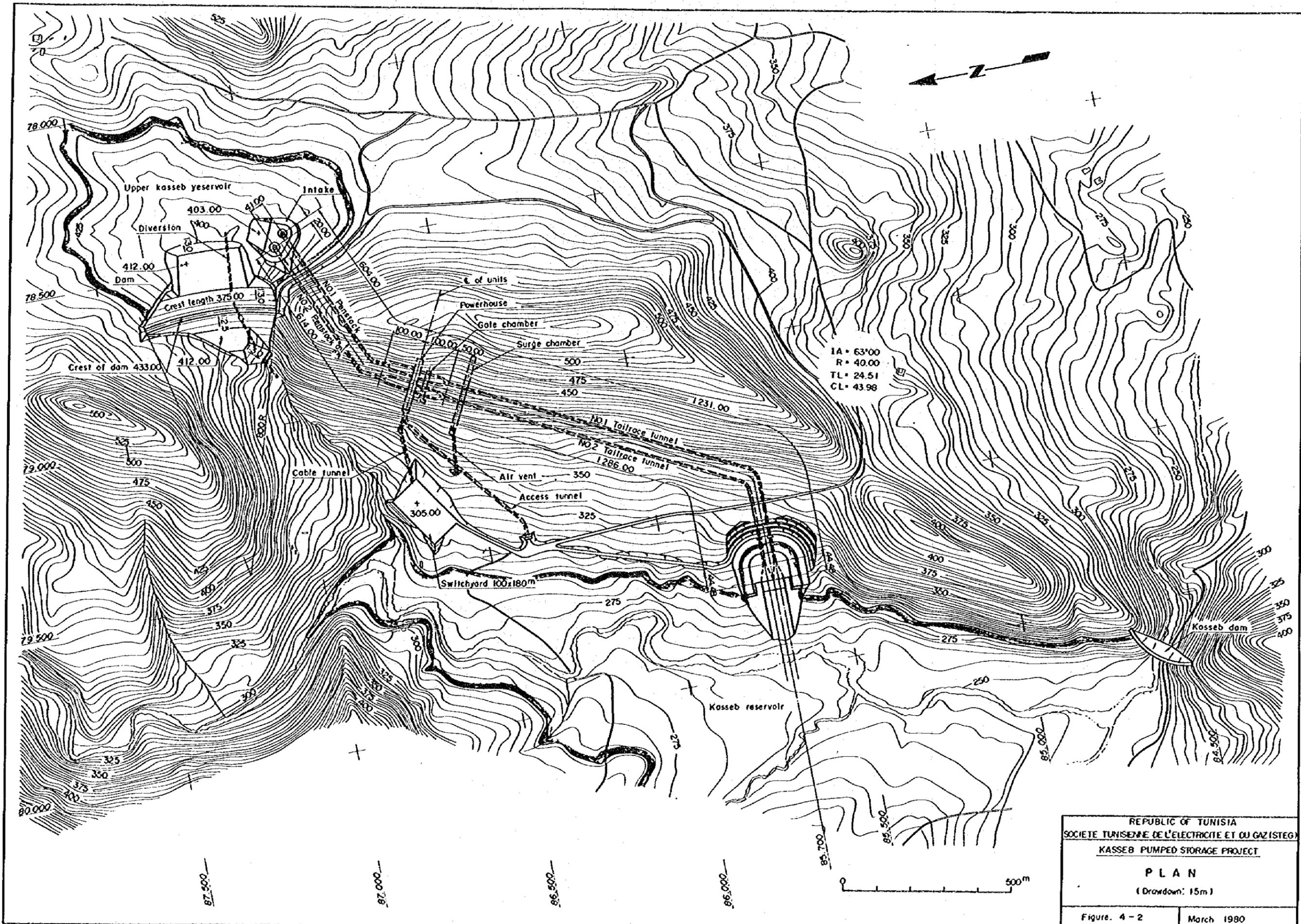
Figure 4-4 **INTAKE AND OUTLET**  
**(DRAWDOWN – 15 m)**

Figure 4-5 **POWER HOUSE (1-3)**  
**(DRAWDOWN – 15 m)**

Figure 4-6 **POWER HOUSE (2-3)**  
**(DRAWDOWN – 15 m)**

Figure 4-7 **POWER HOUSE (3-3)**  
**(DRAWDOWN – 15 m)**





REPUBLIC OF TUNISIA	
SOCIETE TUNISIENNE DE L'ELECTRICITE ET DU GAZISTEGM	
KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT	
PLAN	
(Drawdown: 15m)	
Figure. 4-2	March 1980