

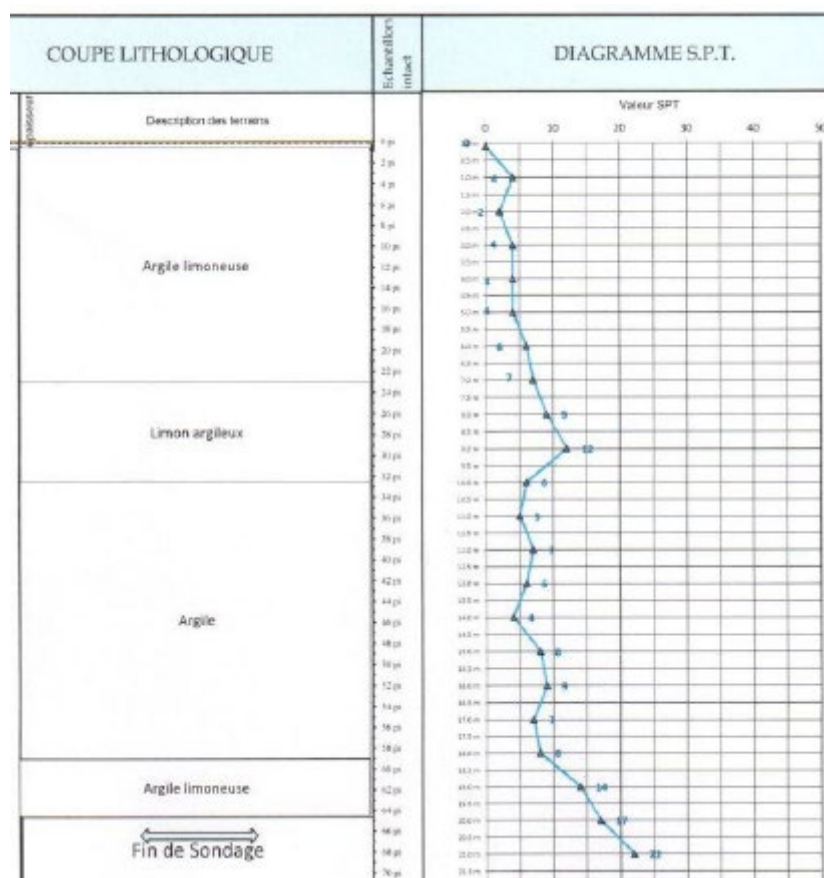
Lot 2 – Pont 3 - Entreprise Cocimar

1. Sondages et fondations

Dans l'étude initiale les sondages ont révélé la suivante stratigraphie :

LOCALISATION	PROFONDEUR (m)	ÉPAISSEUR (m)	DENOMINATION GEOTECHNIQUE / ÉTAT DE CONSISTANCE OU DE COMPACTITE	VALEUR SPT (N)
S3 19°55'9.67"N 72°41'6.13"W	0.00 à 7.00	7.00	Argile limoneuse	2à4
	7.00 à 10.0	3.0	Limon argileux	2à7
	10.00 à 18.0	8.0	Argile	3à7
	18.00 à 20.00	2.0	Argile limoneuse	6à14

Tableau 3 - Coupe lithologique du sondage S3. (Pont#3)

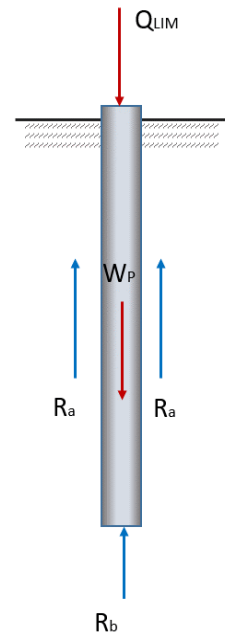


Considérations sur les pieux :

- L'étude initiale prévoit les pieux en béton armé de diamètre variable de 1,00 à 1,20 mètres, et une profondeur d'environ 17,50 mètres :
- La mise en œuvre des pieux sera constituée par des pieux pré-excavés, et d'une chemise métallique qui recevra le béton coulé sur place ;
- Les pieux travailleront en partie pour le frottement latéral, et en partie pour le flambage ;
- Le dimensionnement des pieux de l'étude initiale peut donc être considéré correct ; il a été vérifié par un logiciel qui utilise la formule suivante de Dörr :

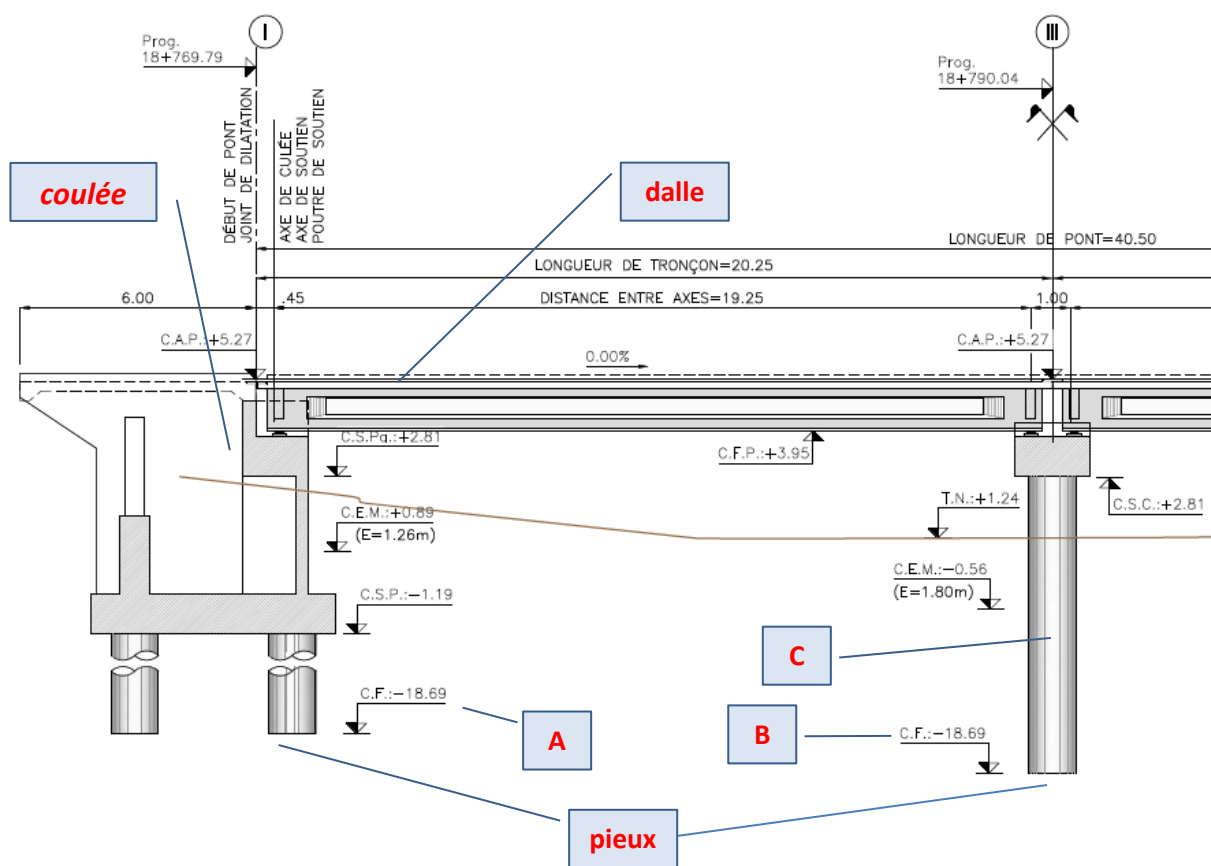
$$Q_{lim} = \gamma \cdot h^2 \cdot d \cdot \pi \cdot f \cdot (1 + \tan^2 \varphi) + \omega \cdot \gamma \cdot h \cdot \tan^2 (45 + \varphi / 2)$$

- Les essais et les sondages exécutés pour l'étude initiale ont donné des résultats similaires mais pas totalement identiques.
- Les deux semelles des culées, qui sont des superstructures faisant office de fondation aux piles d'un pont et relie les pieux, sont bien dimensionnées ; mais n'apparaissent pas dans la partie centrale du pont, où les colonnes ressortent de 1,60 m.



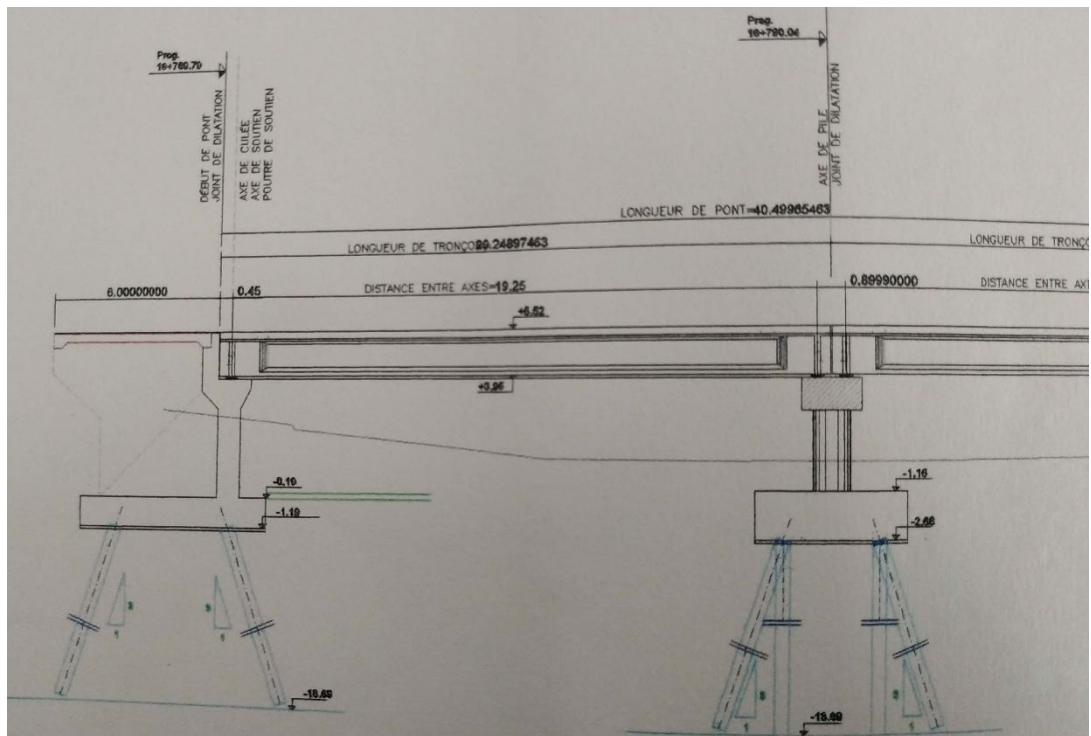
2. Les superstructures

- Les superstructures du pont ont été bien dimensionnées dans l'étude initiale.
- Bien que si l'environnement peut être considéré agressif pour le béton des structures, l'épaisseur de la dalle supérieure a le minimum acceptable selon la réglementation courante.
- Toutes les parties ont été vérifiées et ont résulté suffisamment résistantes.
- On remarque que la solution choisie par le Bureau d'étude initial a prévu un même dimensionnement de hauteur pour les pieux, mais une longueur différente de pénétration de la profondeur pour ceux-ci.
- Ce réglage a porté à éliminer la semelle dans la partie centrale du pont, et a fait ressortir les pieux de 1,60 m.
- On doit considérer que dans ce cas la partie inférieure des pieux n'atteint pas la partie la plus dure du terrain, qui d'après les essais au pénétromètre, se situent plus profondément.
- Dans le dessin schématique suivant on peut voir au point « A » une profondeur de 18,69 m, et dans le point « B » une profondeur de 18,69 mètres. Au point « C » on ne voit pas de semelle de connexion entre les pieux.



3. Les améliorations proposées par l'Entreprise COCIMAR

- Les poutres de soutènement du pont prévues par l'Entreprise sont au nombre de 4 en béton armé précontraint à la place des 6 du projet initial.
- L'épaisseur de la dalle, originellement prévue de 17,50 cm est maintenant de 20,00 cm, pour donner plus résistance à la déformation horizontale.
- Les pieux proposés, par l'Entreprise, sont dans ce cas présent prévus en béton armé précontraint, mais de coupe 0,45 x 0,45 cm, dont une partie positionnés inclinés. Ils remplacent ceux du projet initial en béton de 1,00 m de diamètre dont aucun n'est positionné incliné.



- Constructivement le pont suit les grandes lignes du projet initial.

4. *Considération de la Mission de contrôle*

- L'augmentation de l'épaisseur de la dalle supérieure peut être considéré un avantage pour la pérennité, grâce à sa meilleure capacité portante.
- Les pieux en béton armé précontraint prévus dans la variante de l'Entreprise ont été calculés (voir plus loin ci-dessous). Le positionnement incliné est justifié par la nécessité de résistance aux incidences sismiques. Les pieux de l'étude initiale sont au total 15, de 180 T de portance chacun. L'entreprise dans sa variante a prévu 46 pieux en béton précontraint de 0,45 x 0,45 cm, avec une portance de 95,60 T. La situation entre le projet initial ($15 \times 180 = 2.700 \text{ T}$) et la variante est de ($46 \times 95,60 = 4.443,6 \text{ T}$), ce qui constitue une amélioration faisant partie des avantages de la variante proposée par l'Entreprise.
- Indépendamment de ces avantages techniques, l'Entreprise affirme pouvoir réaliser les travaux avec une avance de 4 à 6 mois sur les délais prévus dans le projet initial

Calcul Pieux en béton armée D = 1,00 m

- Q_{lim} Charge max permis sur le pieu
 Q_{lim} Charge limite sur le pieu
 W_p Poids du pieu
 R_a Pousse résistante latérale global des terres sur le pieu
 R_b Pousse résistance des terres à l'extrémité inférieure du pieu

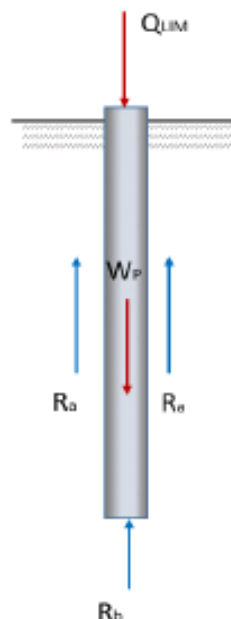
$$Q_{lim} + W_p < R_a + R_b$$

Formule de Dörr (2)

$$Q_{lim} = [\gamma \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot h_x \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi/2)] + [\gamma \cdot \tan \varphi_1 \cdot \pi \cdot D \cdot h_x \cdot (\Delta + h_x/2) \cdot (1 + \tan^2 \varphi)]$$

SVP remplir les fenêtres jaunes

	sol	épaisseur	φ	γ	f
couche 1	Sable limoneux	4.00	22	19	0.25
couche 2	Sable argilleuse	6.00	35	19	0.25
couche 3	Argille sableuse	5.00	35	19	0.25
couche 4	Sable argilleuse	5.00	30	19	0.25
couche 5					
couche 6					
couche 7					
couche 8					
couche 9					
couche 10					
			31.15	19	0.25



section du pieu: (remplir une seule ligne)		coupe	perimètre	
D	si circulaire entrer le diamètre en m	1.00	0.79	m ² 3.14 m
L	si carrée entrer le côté en m		0.00	m ² 0.00 m
w	si generique: entrer section en m ² - perimètre en m	0.00	0.00	m ² 0.00 m
		0.79		m ² 3.14 m

h	17.50	m	profondeur totale du pieu en dessous de la terre
Δ		m	différence de hauteur entre plan de campagne et surface supérieure de la couche "X"
w	0.79	m ²	coupe du pieu ($\pi \cdot D^2 / 4$)
p	3.14	m	perimètre de la coupe du micropieu ($D \cdot \pi$)
γ	19.00	kN/m ³	poids spécifique de la terre
φ	31.15	°	angle de frottement intérieure
φ_1	35	°	angle de frottement terre-pieu
f	0.25		coefficient de friction intérieure
ρ_{sb}	25.00	kN/m ³	poids spécifique du material du pieu (25 béton - 78 acier)
W_p	343.61	kN	poids du pieu

R_a	311981.46 kg	→	3119.81 kN	résistance latérale	79.17%
R_b	82082.846 kg	→	820.83 kN	résistance à la pointe du pieu	20.83%
Q_{lim}	394064.3 kg	→	3940.64 kN	charge vertical limite du pieu	→ 394.06 tonn

$cx \text{ sécurité} = 2$ → $Q_{max} = (Q_{lim} - W_p) / cx \text{ secur.} = 1798.52 \text{ kN}$ → 179.85 tonn ← charge possible sur chaque pieu

sollicitation du béton : $\sigma_b = Q_{lim} / w = 1798.52 / 0.79 = 2289.94 \text{ kN/m}^2$ → 22.90 kg/cm²

Calcul Pieux en béton armée 0,45x0,45 m

- Q_{lim} Charge max permis sur le pieu
 Q_{lim} Charge limite sur le pieu
 W_p Poids du pieu
 R_a Poussée résistante latérale global des terres sur le pieu
 R_b Poussée résistance des terres à l'extrémité inférieure du pieu

$$Q_{lim} + W_p < R_a + R_b$$

Formule de Dörr (2)

$$Q_{lim} = [\gamma \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot h_x \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi/2)] + [\gamma \cdot \tan \varphi_1 \cdot \pi \cdot D \cdot h_x \cdot (\Delta + h_x/2) \cdot (1 + \tan^2 \varphi)]$$

SVP remplir les fenêtres jaunes

	sol	épaisseur	φ	γ	f
couche 1	Sable argileux	9.00	40	19	0.25
couche 2	Argile graveleuse-sableuse	1.00	35	19	0.25
couche 3	Argile sableuse	19.00	30	19	0.25
couche 4					
couche 5					
couche 6					
couche 7					
couche 8					
couche 9					
couche 10					
			33	19	0.25

section du pieu: (remplir une seule ligne)		coupe		périmètre	
D	si circulaire: entrer le diamètre en m	0.00	0.00	m ²	0.00
L	si carrée: entrer le côté en m	0.45	0.20	m ²	1.80
w	si générique: entrer section en m ² - périmètre en m	0.00	0.00	m ²	0.00
			0.20	m ²	1.80

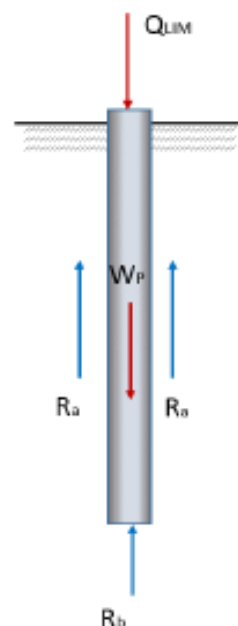
h	17.50	m	profondeur totale du pieu en dessous de la terre
Δ	0.00	m	différence de hauteur entre plan de campagne et surface supérieure de la couche "X"
w	0.20	m ²	coupe du pieu
p	1.80	m	périmètre de la coupe du micropieu ($D \cdot \pi$)
γ	19.00	kN/m ³	poids spécifique de la terre
φ	33.28	°	angle de frottement intérieure
φ_1	35	°	angle de frottement terre-pieu
f	0.25		coefficient de friction intérieure
P_{sb}	25.00	kN/m ³	poids spécifique du matériel du pieu (25 béton - 78 acier)
W_p	88.59	kN	poids du pieu

R_a	187309.4 kg	→	1873.09 kN	résistance latérale	89.02%
R_b	23103.734 kg	→	231.04 kN	résistance à la pointe du pieu	10.98%
Q_{lim}	210413.14 kg	→	2104.13 kN	charge verticale limite du pieu	→ 210.41 tonn

α sécurité =	2	→	$Q_{max} = (Q_{lim} - W_p) / \alpha \text{ secur.} =$	1007.77 kN	→	100.78 tonn	← charge possib sur chaque pieu
---------------------	---	---	---	------------	---	-------------	---------------------------------

solicitation du béton :										
σ_b	=	Q_{lim}/w	=	1007.77	/	0.20	=	4976.64 kN/m ²	→	49.77 kg/cm ²

Charge pour pieu incliné	71.56 °	→	1007.77 x $\sin(\alpha)$	=	956.0253 kN	→	95.60 tonn
--------------------------	---------	---	--------------------------	---	-------------	---	------------



5. Conclusion

La Mission de Contrôle conseille d'accepter la variante de l'Entreprise.