

TRACTEBEL ENGINEERING S.A.

AGENCE DE NICE

Porte de l'Arénas - Bât. C - 455, Promenade des Anglais - 06200 Nice - FRANCE

tél. +33 4 93 18 85 17 - fax +33 4 93 18 84 87

engineering-fr@tractebel.engie.com

tractebel-engie.fr

NOTE DE CALCUL



Intertek

Nos réf. : **P.003560 RP 11**

Entité : Hydraulique France Afrique du Nord (HFAN)

Imputation : P.003560

Client : Ville de Toulon

Projet : **Dardennes - Réhabilitation**

Objet : **Note de calcul – Evacuateur de crues**

Commentaires : La note de calcul détaille les vérifications menées sur l'évacuateur de crues : stabilité interne de l'ouvrage (pour les murs bajoyers du canal) et état limite ultime de soulèvement hydraulique (UPL).

01	24/02/2017	1 ^{ère} émission	Final	S. Delmas	O. Hatet	O. Hatet
REV.	JJ/MM/AA	OBJET DE LA REVISION	STAT.	REDACTION	VERIFICATION	APPROBATION

BARRAGE DE DARDENNES

Note de calcul – Evacuateur de crues**TABLE DES MATIERES**

1. CONTEXTE.....	7
2. HYPOTHESES DE CALCUL	7
2.1. Règlements de calcul.....	7
2.2. Béton.....	7
2.3. Aciers.....	7
2.4. Contraintes limites	8
3. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE ULTIME DE SOULEVEMENT HYDRAULIQUE GLOBAL (UPL).....	8
3.1. Boite déversante.....	9
3.1.1. Principe.....	9
3.1.2. Vérification de l'état limite ultime de soulèvement hydraulique	10
3.1.3. Dimensionnement des ancrages	11
3.2. Canal de l'évacuateur de crues, situé à l'aval du barrage	13
3.2.1. Principe.....	13
3.2.2. Vérification de l'état limite ultime de soulèvement hydraulique	13
4. STABILITE INTERNE DES MURS BAJOYERS DU CANAL.....	15
4.1. Objectifs	15
4.2. Description de l'ouvrage	15
4.3. Cas de charge considérés.....	16
4.3.1. Poids propre de la structure (PP)	16
4.3.2. Poussée hydrostatique (Ph)	16

4.4. Combinaison 16

4.5. Résultats et section de ferrailage 16

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : Vue en plan de principe et implantation des principaux profils de calcul.....	8
Figure 2 : Profil de sous pression considéré	9
Figure 3 : Profil en travers – EVC – Profil P6.....	15

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Facteurs partiels pour les actions (γ_F) – Source : Tableau A.15 de l'EC7.....	10
Tableau 2 : Résultats obtenus – Vérification UPL	10
Tableau 3 : Densité d'ancrages retenue pour les profils en travers de la boîte déversante ..	12
Tableau 4 : Facteurs partiels pour les actions (γ_F) – Source : Tableau A.15 de l'EC7.....	13
Tableau 5 : Résultats obtenus – Vérification UPL	14
Tableau 6 : Principaux résultats – Moment en pied de mur	16
Tableau 7 : Principaux résultats – Section de ferrailage et contrainte maximale.....	17

1. CONTEXTE

La présente note vise à détailler les principales vérifications réalisées sur l'évacuateur de crues. Elles portent sur la stabilité interne des ouvrages en béton armé ainsi que sur les risques de soulèvement.

2. HYPOTHESES DE CALCUL

2.1. Règlements de calcul

Les règles des Eurocodes ont été appliquées.

2.2. Béton

Les classes d'exposition des ouvrages sont les suivantes :

- XC1 ou XC2 : (sec ou humide en permanence) ou humide, rarement sec.

Les caractéristiques du béton sont les suivantes :

- Classe de résistance : C30/37
- $f_{ck} = 30$ MPa
- $f_{ck,cube} = 37$ MPa,
- $f_{ctm} = 2,9$ MPa,
- $f_{ctk,0,05} = 2$ MPa,
- $E_{cm} = 33$ GPa,

2.3. Aciers

On considère des barres d'armatures en acier haute adhérence :

- $f_{yk} = 500$ MPa

L'épaisseur d'enrobage est prise égale à 5 cm.

2.4. Contraintes limites

Pour la crue de projet (240 m³/s), conformément au tableau 7.1N de l'EC2, les éléments en béton armé sont calculés en considérant une ouverture des fissures $w_{\max} = 0,2$ mm (en lien avec la classe d'exposition XC).

Ainsi, à l'ELS :

- Béton : $\sigma_c \leq 0,60 f_{ck} = 18$ MPa
- Aciers : $\sigma_s = 1000 \times w_{\max} = 200$ MPa (application de la méthode simplifiée dispensant du calcul des ouvertures de fissures selon l'annexe nationale de l'EC2 – Partie 2 – Ponts).

Pour la crue extrême (400 m³/s), on considère qu'il s'agit d'une situation accidentelle. Dans ces conditions, la contrainte admissible par les aciers est prise égale à 500 MPa.

3. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE ULTIME DE SOULEVEMENT HYDRAULIQUE GLOBAL (UPL)

Conformément à l'EC7, la vérification par rapport au soulèvement global provoqué par la pression de l'eau doit être effectuée en vérifiant que la valeur de calcul de la combinaison des actions permanentes et variables déstabilisatrices ($V_{dst,d}$) est inférieure ou égale à la somme de la valeur de calcul des actions permanentes verticales stabilisatrices ($G_{stb,d}$) et de la valeur de calcul de toute résistance additionnelle au soulèvement (R_d).

Les calculs ont été réalisés pour plusieurs parties de l'ouvrage :

- La boîte déversante, qui est soumise à des sous pressions en lien avec la retenue,
- Le canal de l'évacuateur de crues, situé à l'aval du barrage et qui peut être soumis à des sous pressions lors des écoulements.

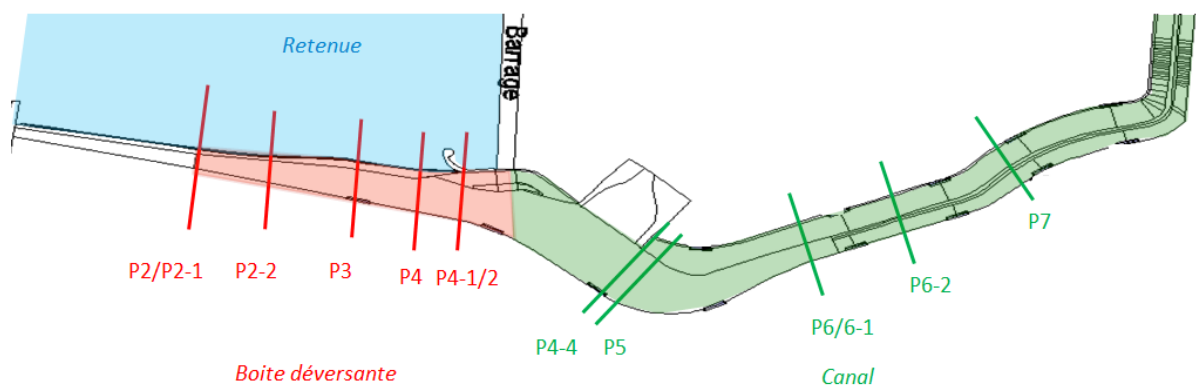


Figure 1 : Vue en plan de principe et implantation des principaux profils de calcul

3.1. Boite déversante

3.1.1. Principe

Dans le cas de la boite déversante, on suppose de manière conservatrice que les sous pressions correspondent à la pleine charge de la retenue.

Le cas dimensionnant correspond au cas d'une retenue à la cote de RN (c'est-à-dire sans eau dans la boite déversante).

Les actions prises en compte sont les suivantes :

- Action permanente favorable :
 - poids propre de l'ouvrage
- Action variable défavorable :
 - Sous pressions, correspondant à la charge imposée par la retenue (aucun rabattement de la charge le long du radier n'est pris en compte).

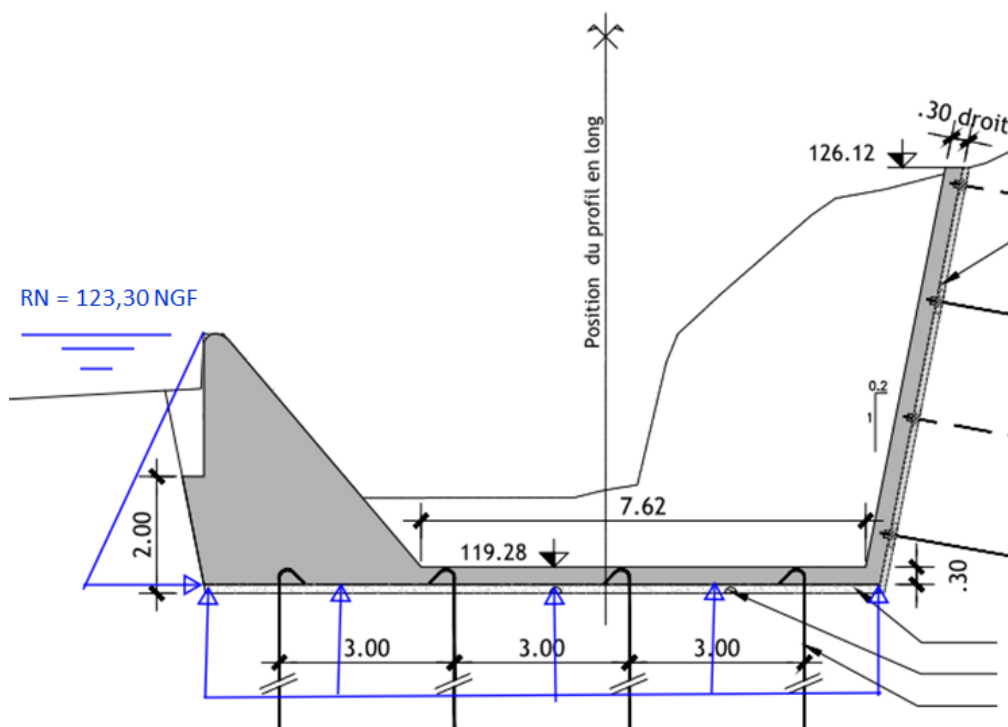


Figure 2 : Profil de sous pression considéré

Les facteurs partiels à appliquer sur les actions sont les suivants :

Action	Symbole	Valeur
Permanente		
Défavorable ^{a)}	$\gamma_{G;dst}$	1,0
Favorable ^{b)}	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variable		
Défavorable ^{a)}	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
<i>a) Déstabilisatrice.</i>		
<i>b) Stabilisatrice.</i>		

Tableau 1 : Facteurs partiels pour les actions (γ_F) – Source : Tableau A.15 de l'EC7

Le règlement précise que la résistance additionnelle au soulèvement (R_d) est considérée comme une action permanente favorable. Dans ces conditions, un facteur partiel égal à 0,9 doit être intégré dans les combinaisons lorsqu'on tient compte de la présence d'ancrage, de résistance R_d .

Les calculs ont été réalisés pour les profils P2/2-1, P2-2, P3, P4 et P4-1/2.

3.1.2. Vérification de l'état limite ultime de soulèvement hydraulique

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus pour les cinq profils en travers étudiés.

	P2/P2-1	P2-2	P3	P4	P4-1/2
Largeur de l'ouvrage (m)	6,51	8,57	11,59	12,56	10,06
Niveau du radier (m)	120,06	119,65	119,28	119,10	118,96
Poids propre de l'ouvrage PP (kN/ml)	222,3	271,5	350,0	324,3	138,5
Charge sous l'ouvrage					
<i>Niveau de la retenue (m)</i>	123,30	123,30	123,30	123,30	123,30
<i>Charge (m)</i>	3,54	3,95	4,32	4,50	4,64
Sous pression SP (kN/ml)	226,1	332,1	491,2	554,5	457,9
<u>Vérification</u>					
Combinaison UPL :	139,0 kN/ml	253,8 kN/ml	421,8 kN/ml	539,9 kN/ml	562,2 kN/ml
1,50 x SP – 0,9 x PP	> 0	> 0	> 0	> 0	> 0
	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
<u>Conclusion :</u>	→ soulèvement				

Tableau 2 : Résultats obtenus – Vérification UPL

Des ancrages devront donc être mis en œuvre pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Ils doivent reprendre entre 139,0 et 562,2 kN/ml suivant les profils considérés.

3.1.3. Dimensionnement des ancrages

3.1.3.1. RESISTANCE DE CALCUL R_d

Pour un ancrage sollicité uniquement en traction, la résistance de calcul (R_d) est définie comme suit :

$$R_d = R_k / \gamma_R$$

Où

- R_k est la plus petite valeur de résistance caractéristique interne ou externe de l'ancrage,
- γ_R : coefficient partiel de résistance d'ancrage (=1,4 cf. tableau A.16 de l'EC7).

La résistance interne caractéristique d'un ancrage correspond à la traction caractéristique de l'armature : $R_{ik} = A_t \cdot f_{tk}$

où :

- A_t : section de l'armature
- f_{tk} : contrainte caractéristique de traction de l'armature

La résistance externe (R_a) correspond à la résistance à la rupture de l'ancrage à l'interface coulis-terrain. Elle dépend notamment des caractéristiques du sol (q_s) et de la longueur de scellement. Dans la pratique, la résistance externe caractéristique de l'ancrage est prise égale ou supérieure à sa résistance interne caractéristique (en jouant notamment sur la longueur de scellement).

➤ Résistance interne :

Pour un ancrage HA25, la résistance interne caractéristique est la suivante (on tient compte d'une épaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion de 2 mm).

$$R_{ik} = \frac{\pi \times 0,023^2}{4} \cdot 500 \cdot 10^6 = 207,7 \text{ kN}$$

➤ Résistance externe :

Les ancrages seront scellés dans le rocher de fondation (hypothèse $q_s = 200 \text{ kPa}$).

Pour un diamètre de forage Df de 4'' et une longueur de scellement de 4m, on obtient une résistance externe égale à :

$$R_a = q_s \cdot \pi \cdot D_f \cdot L = 255,3 \text{ kN}$$

➤ Conclusion :

La résistance de calcul est égale à :

$$R_d = \min (R_{ik} ; R_a) / \gamma_R = 207,7/1,4 = 148,4 \text{ kN}$$

3.1.3.2. DENSITÉ D'ANCRAGES RETENUE

La densité d'ancrages proposée doit permettre de vérifier que la valeur de calcul de la combinaison des actions permanentes et variables déstabilisatrices ($V_{dst,d}$) est inférieure ou égale à la somme de la valeur de calcul des actions permanentes verticales stabilisatrices ($G_{stb,d}$) et de la valeur de calcul de toute résistance additionnelle au soulèvement (R_d).

D'après l'EC7, la résistance additionnelle au soulèvement (R_d) apparait comme une action verticale permanente stabilisatrice et doit donc être minorée par un coefficient pondérateur égal à 0,9 (cf. A15 de l'EC7).

La vérification UPL devient alors : $1,50 \times SP - 0,9 \times PP - 0,9 R_d < 0$.

Le tableau ci-après détaille les différents résultats obtenus et présente la densité d'ancrages retenue pour chaque profil afin de satisfaire la vérification UPL ci-avant.

	P2/2-1	P2-2	P3	P4	P4-1/2
Largeur (m)	6,51	8,57	11,59	12,56	10,06
Combinaison UPL sans ancrages : 1,50 x SP – 0,9 x PP	139,0 kN/ml	253,8 kN/ml	421,8 kN/ml	539,9 kN/ml	562,2 kN/ml
Effort à reprendre (kN/m ²)	23,7	32,9	40,4	47,8	62,1
Densité requise (nombre de HA25/10m ²)	1,60	2,22	2,72	3,22	4,18
Répartition proposée	3HA25 tous les 2,5 m	3HA25 tous les 1,50 m	4HA25 tous les 1,20 m	5HA25 tous les 1,20 m	4HA25 tous les 0,8 m
Densité correspondante (nombre de HA25/10m ²)	1,84	2,33	2,88	3,32	4,42
Combinaison UPL avec ancrages : 1,50 x SP – 0,9 x PP – 0,9 Rd	-21,2 kN/ml < 0 vérifiée	-13,3 kN/ml < 0 vérifiée	-23,4 kN/ml < 0 vérifiée	-16,6 kN/ml < 0 vérifiée	-31,3 kN/ml < 0 vérifiée

Tableau 3 : Densité d'ancrages retenue pour les profils en travers de la boite déversante

3.2. Canal de l'évacuateur de crues, situé à l'aval du barrage

3.2.1. Principe

Dans le cas du canal de l'évacuateur de crues, situé en aval du barrage, on suppose que les sous pressions susceptibles d'apparaître correspondent à 15% de la charge hydraulique.

Le cas dimensionnant correspond au cas de la crue maximale probable ($Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$).

- Action permanente favorable :
 - poids propre de l'ouvrage
 - on ne tient pas compte de la présence d'eau dans le canal, dont l'effet est favorable vis-à-vis de la stabilité au soulèvement de l'ouvrage
- Action variable défavorable :
 - sous-pressions prises égale à 15% de la charge hydraulique, définie elle-même uniquement par sa composante cinétique ($V^2/2g$).

Les facteurs partiels à appliquer sur les actions sont les suivants :

Action	Symbole	Valeur
Permanente Défavorable ^{a)}	$\gamma_{G;dst}$	1,0
Favorable ^{b)}	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variable Défavorable ^{a)}	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
<i>a) Déstabilisatrice.</i> <i>b) Stabilisatrice.</i>		

Tableau 4 : Facteurs partiels pour les actions (γ_F) – Source : Tableau A.15 de l'EC7

Le règlement précise que la résistance additionnelle au soulèvement (R_d) est considérée comme une action permanente favorable. Dans ces conditions, un facteur partiel égal à 0,9 doit être intégré dans les combinaisons lorsqu'on tient compte de la présence d'ancrage, de résistance R_d).

3.2.2. Vérification de l'état limite ultime de soulèvement hydraulique

Les calculs ont été réalisés pour les profils P4-4, P5, P6-1, P6-2, P7.

Les vitesses au droit des différents profils sont issues des résultats du modèle réduit pour la crue maximale probable.

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus pour les cinq profils en travers étudiés.

	P4-4	P5	P6-1	P6-2	P7
Largeur de l'ouvrage (m)	15,96	20,41	7,84	7,90	8,12
Niveau du radier (m)	118,43	117,9 / 118,4	117,2	166,66	116,1
Poids propre de l'ouvrage PP (kN/ml)	195,8	289,8	145,6	135,3	147,0
Charge amont (400 m ³ /s)					
<i>Vitesse (m/s) - résultat du modèle réduit</i>	5,31	5,31	10,1	11,8	10,1
V ² /2g (m)	1,44	1,44	5,17	7,10	5,17
Sous pression SP (kN/ml)	33,8	43,2	59,6	82,5	61,8
<u>Vérification :</u>					
Combinaison UPL : 1,50 x SP – 0,9 x PP	-125,6 kN/ml > 0 vérifiée	-196,1 kN/ml < 0 vérifiée	-41,6 kN/ml < 0 vérifiée	2,0 kN/ml > 0 Non vérifiée	-39,7 kN/ml > 0 vérifiée
<u>Conclusion :</u>	→ Pas de risque de soulèvement	→ Pas de risque de soulèvement	→ Pas de risque de soulèvement	→ soulèvement	→ Pas de risque de soulèvement

Tableau 5 : Résultats obtenus – Vérification UPL

D'après ces calculs, le critère UPL est vérifié pour la majorité des profils. Seul le profil P6-2 présente des risques de soulèvement, ce dernier cumulant les désavantages suivants :

- Les vitesses maximales sont observées au droit de ce profil,
- Le poids propre de l'ouvrage est le plus faible au droit de ce profil.

Les efforts à reprendre, de l'ordre de 2 kN/ml, sont très faibles. On propose de mettre en œuvre des ancrages **HA16 suivant une maille carrée de 5 m x 5m**. Ces ancrages seront ancrés de 4 m dans le substratum.

Cette disposition sera généralisée à tout le linéaire du canal.

4. STABILITE INTERNE DES MURS BAJOYERS DU CANAL

4.1. Objectifs

On cherche à estimer la section de ferrailage nécessaire pour reprendre le moment qui se développe en pied des murs bajoyers.

4.2. Description de l'ouvrage

La coupe-type ci-après présente la géométrie de l'ouvrage, au droit du profil de plus grande hauteur (P6).

L'épaisseur du mur bajoyer est de 40 cm.

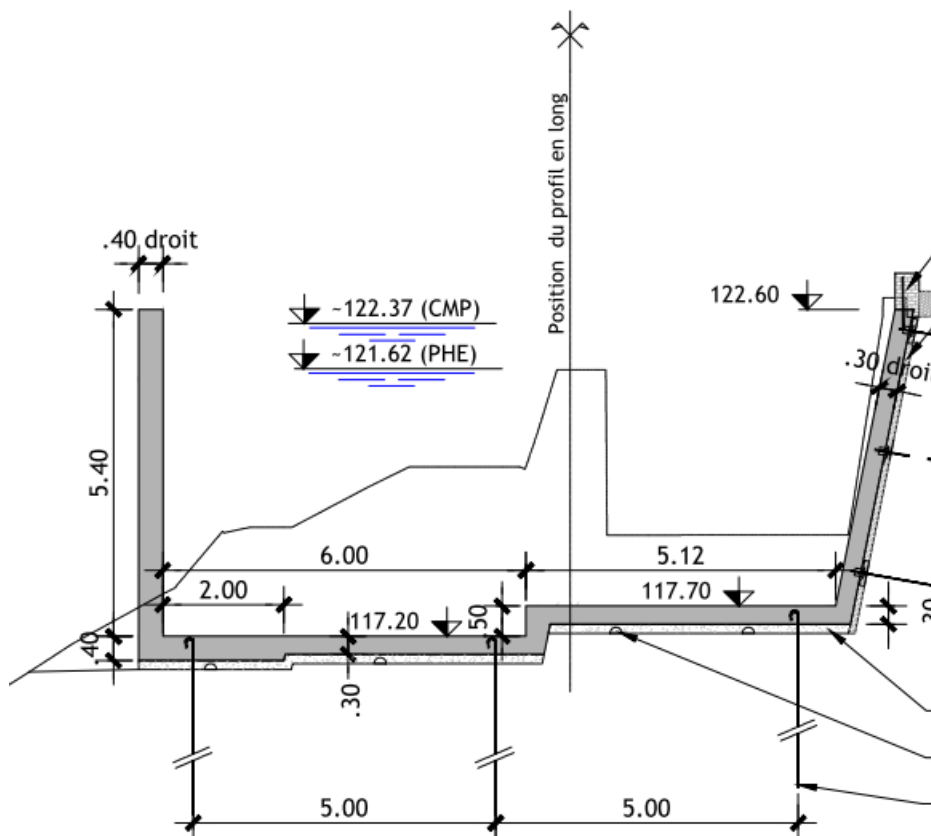


Figure 3 : Profil en travers – EVC – Profil P6

Nota : Le mur bajoyer du profil P5-1 présente une hauteur de 7,52 m. Toutefois, dans cette zone, le canal de l'évacuateur de crues est partiellement enterré et le mur bajoyer est donc buté par les terrains en place. Ce profil ne correspond pas au cas dimensionnant.

4.3. Cas de charge considérés

4.3.1. Poids propre de la structure (PP)

Le poids propre de la structure est calculé en tenant compte d'un poids volumique du béton égal à 25 kN/m^3 .

$$PP = 25 \times 5,40 \times 0,3 = 54,0 \text{ kN/ml}$$

4.3.2. Poussée hydrostatique (Ph)

La poussée est appliquée sur la hauteur de mur immergé, au moyen d'une charge triangulaire égale à $\gamma_w \cdot h_w$ en pied de mur, avec γ_w le poids volumique de l'eau et h_w la hauteur d'eau par rapport au pied du mur.

D'après les résultats du modèle physique, les niveaux d'eau dans le canal sont les suivants :

- Pour la crue de projet ($240 \text{ m}^3/\text{s}$) : 121,41 m ;
- Pour la crue extrême ($400 \text{ m}^3/\text{s}$) : 122,16 m.

Le tableau ci-après récapitule les valeurs obtenues pour les deux configurations.

	Crue de projet	Crue extrême
Niveau d'eau dans le canal (m)	121,62	122,37
h_w (m)	4,42	5,17
Poussée en pied de mur (kN/m^2)	43,4	50,7
Effort (kN/ml)	95,8	131,1
Bras de levier (m)	1,47	1,72
Moment en pied de mur (kN.m/ml)	141,2	225,9

Tableau 6 : Principaux résultats – Moment en pied de mur

4.4. Combinaison

Pour la crue de projet, on considère la combinaison ELS suivante : 1 x PP + 1 x Ph

Pour la crue extrême, on considère la combinaison ELA suivante : 1 x PP + 1 x Ph

4.5. Résultats et section de ferrailage

Le tableau ci-après récapitule les valeurs obtenues en pied de mur pour les deux configurations.

	Crue de projet (combi. ELS)	Crue extrême (combi. ELA)
Moment résultant (kN.m/ml)	141,2	225,9
Effort normal (kN/ml)	54,0	54,0
Section minimale d'aciers (cm ² /ml)	23,8	14,0
Contrainte maximale (MPa)	8,0	11,2

Tableau 7 : Principaux résultats – Section de ferrailage et contrainte maximale

Les résultats obtenus montrent que pour une épaisseur de mur de 40 cm, la section minimale d'aciers à mettre en œuvre est de l'ordre de 24 cm²/ml environ. On peut envisager de disposer 5 HA25 par mètre linéaire de mur (espacement : $e = 16,7$ cm).

Les contraintes maximales obtenues sont inférieures à la contrainte admissible du béton.