

Mer et côtes



MAITRISE D'OEUVRE POUR LA REHABILITATION DE
L'EMISSAIRE DU RUISSEAU DE SURTAINVILLE (50270)
Complément au projet - impact hydrosédimentaire

⊕
COMMUNAUTE
COMMUNES
COTENTIN
DE
LE

Rapport n° : 16F-147-RA-3
Révision n° : A
Date : 22/01/2018

Votre contact :
Antoinette TARDIEU
tardieu@isl.fr

Rapport

ISL Ingénierie SAS - ANGERS
25 rue Lenepveu
49100 - Angers
FRANCE
Tel. : +33.2.41.36.01.77
Fax : +33.2.41.36.10.55

www.isl.fr

ISL
Ingénierie

Visa

Document verrouillé du 22/01/2018.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	22/01/2018	ATA	ATA	PFF	

ATA : TARDIEU Antoinette

PFF : FAYEL Pierre-François

Rapport ISL
16F-147-RA-3
Revision A

<http://www.isl.fr/r.php?c=150786>



SOMMAIRE

1	OBJET DE LA NOTE	1
2	CONDITIONS HYDRO-SEDIMENTAIRES	2
2.1	SITUATION A L'EPOQUE DE L'ANCIEN TARET	2
2.2	HAUTEUR DE HOULE	4
2.3	PRESSION D'EAU S'EXERÇANT SUR L'OUVRAGE	5
3	DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE	7
3.1	PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT	7
3.2	STABILITE D'ENSEMBLE	8
3.2.1	MODELISATION	8
3.2.2	ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS	9
3.2.3	CARACTERISTIQUES DES SOLS ET MATERIAUX	10
3.2.4	PRINCIPE DE LA VERIFICATION	11
3.2.5	RESULTATS	12
3.3	STABILITE LOCALE	14
3.3.1	MODELISATION	14
3.3.2	ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS :	14
3.3.3	EFFORTS DANS LE BERCEAU EN BETON	15
3.3.4	CALCUL DES SECTIONS	18
3.3.4.1	Matériaux et enrobage	18
3.3.4.2	Ferrailage minimal	18
3.3.4.3	Section calculées	18
3.3.5	CONTRAINTES DANS LE CAISSON :	19
4	DEFINITION DES TRAVAUX	20
5	IMPACT HYDRO-SEDIMENTAIRE	22
5.1	TRANSIT LITTORAL	22
5.2	EVOLUTION DU TRAIT DE COTE	23
5.2.1	APERÇU GLOBAL	24

5.2.2	APERÇU LOCAL	24
5.3	SYNTHESE	27

TABLE DES ANNEXES

ANNEXE 1 PLANS

TABLE DES FIGURES

Figure 1	: Vue en plan – données LIDAR et profils (source LIDAR 2012)	2
Figure 2	: Coupe en travers sur la plage (source LIDAR 2012)	3
Figure 3	: Vue en plan relevé géomètre	3
Figure 4	: Coupe en travers sur la plage (source LIDAR 2012 + géomètre 2017 + niveaux d'eau)	4
Figure 5	: Coupe en travers sur la plage – hauteur d'approfondissement	5
Figure 6	: Action de la houle – formule de Goda	5
Figure 7	: Action de la houle – formule de Hiroi	6
Figure 8	: Action de la houle – résultats	6
Figure 9	: Action de la houle – paramètres retenus	6
Figure 10	: Principe de calcul de la stabilité d'ensemble	7
Figure 11	: Profil en long du principe de fondation.	8
Figure 12	: Vue du modèle PLAXIS	9
Figure 13	: Extractions des résultats de la modélisation réalisée sous Plaxis 2D	13
Figure 14	: Vue du modèle	14
Figure 15	: Déformée sous l'action du poids propre uniquement	16
Figure 16	: Déformée sous l'action de la houle	16
Figure 17	: Moment Mxx dans la dalle horizontale sous la combinaison d'action 101	17
Figure 18	: Contraintes de Von Mises dans le caisson de palplanche à l'ELU (combinaison 101)	19
Figure 19	: Transit sédimentaire sur le Cotentin	22
Figure 20	: Transit sédimentaire sur le Cotentin –zoom Flamanville - Portsail	23
Figure 21	: Synthèse de l'érosion du trait de côte	24
Figure 22	: Evolution locale du trait de côte	25
Figure 23	: Evolution locale du trait de côte 2001 - 2010	26
Figure 24	: Profil en long du principe de fondation.	28

1 OBJET DE LA NOTE

La Communauté d'agglomération le Cotentin a missionné le groupement ISL – Eau Méga – Cabinet Bourgois pour réaliser la mission de maîtrise d'oeuvre de la réhabilitation de l'émissaire en mer (ou taret) de Surtainville.

Lors de la réunion du 14 septembre 2017 de présentation du projet, la question de l'impact des travaux sur le transit sédimentaire a été soulevée et il a été demandé à ISL Ingénierie d'étudier une variante technique. Cette variante consiste à fonder le taret sur des piles permettant ainsi le transit sédimentaire entre celles-ci .

D'autre part, par courrier du 03/10/2017, la DDTM a demandé que le dossier de déclaration concernant la rénovation soit complété avec une analyse de l'impact de l'ouvrage sur le trafic hydro-sédimentaire de la zone de localisation du projet.

Cette note a pour objet de présenter ces éléments. Elle comprend :

- Le rappel des hypothèses de dimensionnement,
- Les calculs de dimensionnement,
- La définition des travaux et le coût estimatif,
- L'analyse des impacts hydro-sédimentaires.

Les plans de projet de cette solution sont donnés en annexe 1.

2 CONDITIONS HYDRO-SEDIMENTAIRES

2.1 SITUATION A L'EPOQUE DE L'ANCIEN TARET

Cette situation est définie sur la base du levé LIDAR 2012. Pour rappel, l'ancien taret a été raccourci en 2016. On cherche à comparer des profils en travers de la plage, sur un même référentiel (perpendiculaire au trait de côté). Des profils en travers sont tracés immédiatement au Nord et au Sud du taret, ainsi que 200 m plus au Nord et 200 m plus au Sud.

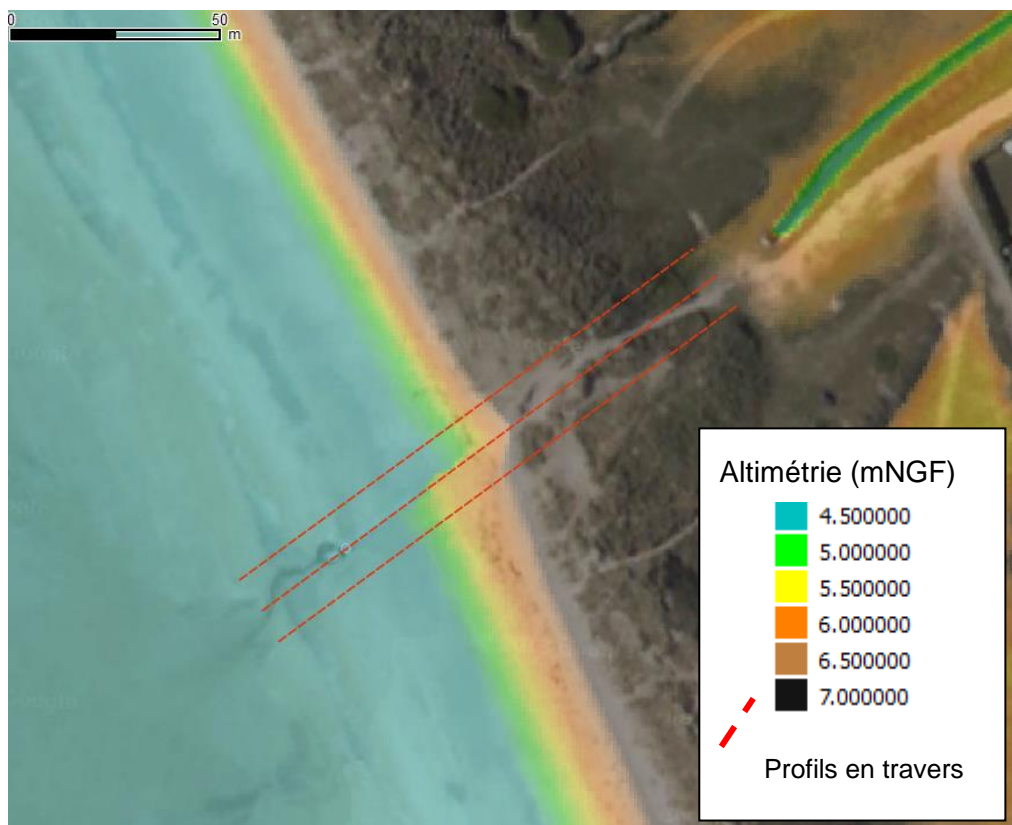


Figure 1 : Vue en plan – données LIDAR et profils (source LIDAR 2012)

L'étude de cette topographie (cf. vue en plan et profils en travers) met en évidence :

- Le taret a bien un impact localisé sur le niveau de plage :
 - un engraissement au sud immédiat du taret de l'ordre de 1,5 m par rapport au niveau au Nord du taret. On note bien que la pente de la plage est modifiée dès le début du taret.
- D'un point de vue plus large, l'analyse est plus complexe. Il semble qu'à 200 m au sud l'engraissement se continue, mais à 500 m le profil revient plus dans la continuité des profils Nord.

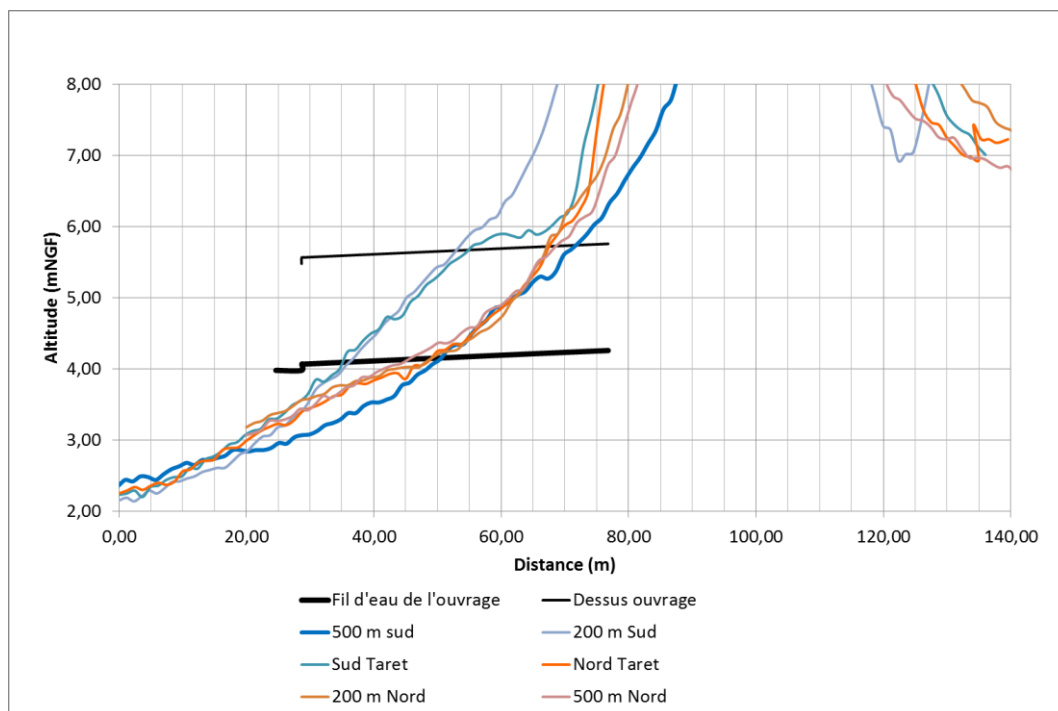


Figure 2 : Coupe en travers sur la plage (source LIDAR 2012)

On compare maintenant les données LIDAR 2012 avec les données géomètre de décembre 2016. Pour mémoire, il s'est passé un simple été avec l'ouvrage raccourci avant les relevés du géomètre. Cette comparaison montre :

- un ré-engraissement de l'ordre de 50 cm à 1 m.
- une diminution de l'impact de l'ouvrage avec des différences de niveau de l'ordre de 20 cm plus haut au Sud qu'au Nord.



Figure 3 : Vue en plan relevé géomètre

Le profil de plage est également rajouté sur les profils plus en avant en mer ainsi que les niveaux d'eau caractéristiques (100 ans, coef. 120, 95 et 45).

La hauteur d'eau devant le taret peut atteindre 3,0 m pour les niveaux maxima devant l'ouvrage et 4,5 m à 30 m au large de l'ouvrage.

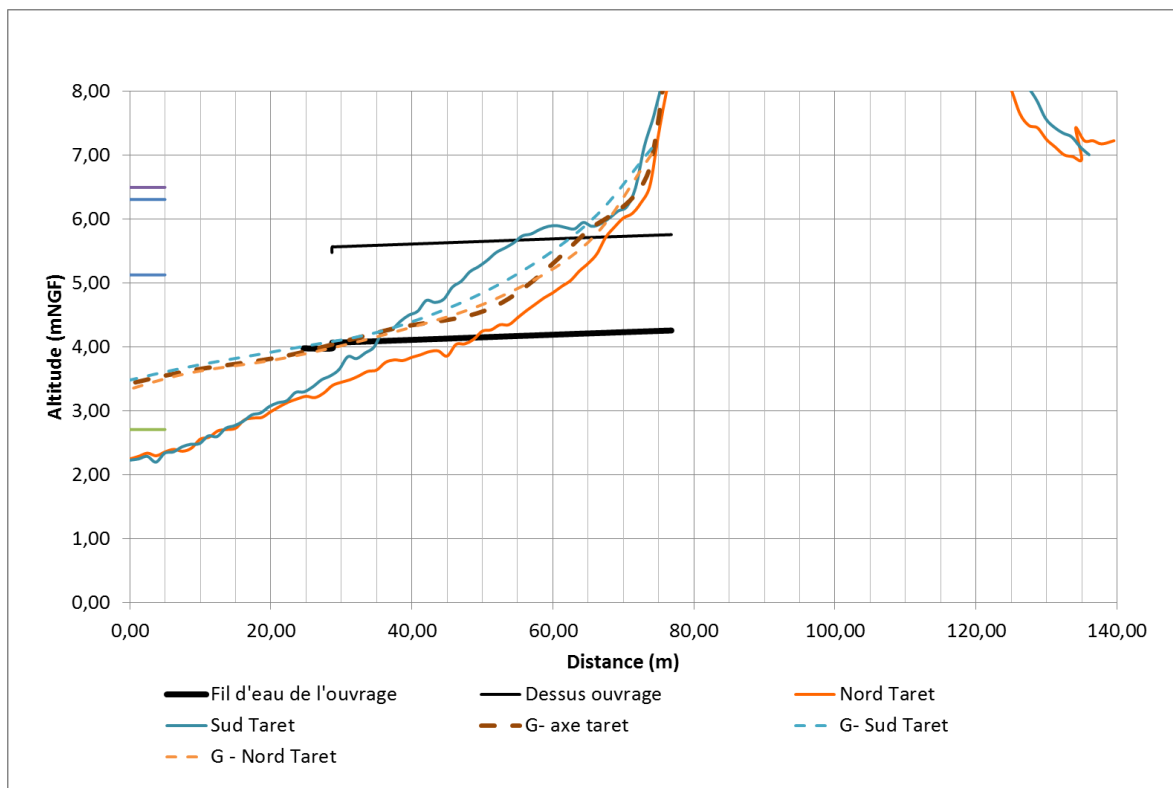


Figure 4 : Coupe en travers sur la plage (source LIDAR 2012 + géomètre 2017 + niveaux d'eau)

2.2 HAUTEUR DE HOULE

La hauteur de houle sur l'ouvrage peut atteindre 0,6 fois la hauteur d'eau au maximum.

Au droit de l'ouvrage, nous retenons donc une hauteur de houle caractéristique de :

- $3 \times 0,6 = 1,8$ m en l'état actuel (sable à 3,5 mNGF),
- $4 \times 0,6 = 2,4$ m en retenant un approfondissement de 1 m (sable à 2,5 mNGF).

Cet approfondissement de 1 m à 2,5 mNGF nous semble un état limite difficile à dépasser dans la mesure où il correspond au prolongement de plage.

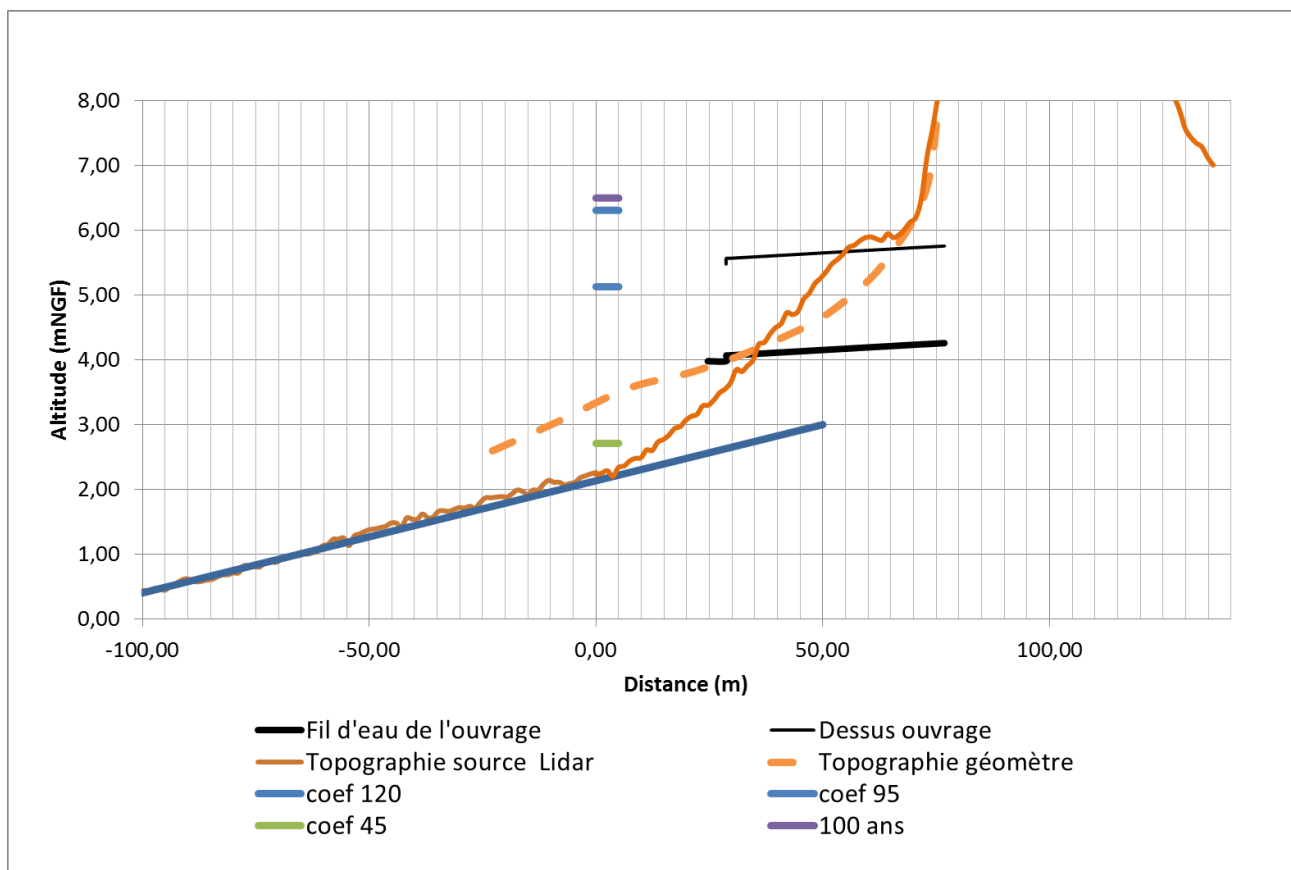


Figure 5 : Coupe en travers sur la plage – hauteur d’approfondissement

2.3 PRESSION D’EAU S’EXERÇANT SUR L’OUVRAGE

La pression d’eau liée à la houle est définie par la formule de Goda et par la formule d’Hiroi.

Formule de Goda

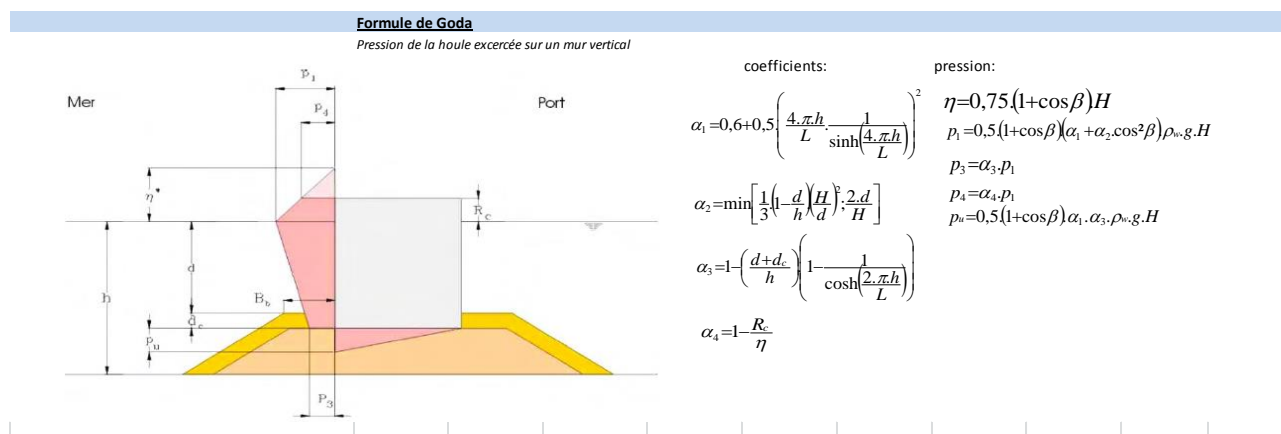


Figure 6 : Action de la houle – formule de Goda

Formule d'Hiroi

Les paramètres de la formule d'Hiroi sont définis dans le tableau.

Formule Hiroi	$p=1,5 * \rho_w * g * H_s$	
Masse volumique de l'eau (kg/m ³)	Pw	1,025
Accélération	G	9,81
Hauteur de houle devant l'ouvrage (en m)	Hs	
Pression (kPa)		

Figure 7 : Action de la houle – formule de Hiroi

Résultats

Les résultats des deux formulations sont donnés dans le tableau suivant en fonction de plusieurs hauteurs de houle considérée.

Hauteur de houle devant l'ouvrage (en m)	3,4	3	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8
Pression (kPa) Hiroi	51,3	45,2	42,2	39,2	36,2	33,2	30,2	27,1
Pression (kPa) Goda	37	32	30	28	26	24	22	20

Figure 8 : Action de la houle – résultats

La formule d'Hiroi est majorante. Nous la retiendrons.

Les paramètres de calcul retenus sont rappelés ci-après.

	Etat actuel	Etat avec affouillement
Hauteur de houle caractéristique (m)	1,8	2,4
Niveau TN (en extrémité de taret)	3,5 mNGF	2,5 mNGF
Pression (kPa)	27,1	36,2

Figure 9 : Action de la houle – paramètres retenus

3 DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

La solution alternative étudiée consiste à laisser des échancrures dans la protection anti-affouillement sous le taret. Le cadre est alors ancré sur des piles. Ces piles sont constituées par des caissons en palplanches. La partie supérieure des caissons est remplie de béton sur lesquels viennent s'ancrer les cadres du taret.

3.1 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT

Les piles de l'ouvrage doivent permettre de reprendre l'action horizontale transmise par la houle et d'assurer la stabilité en glissement ou en basculement.

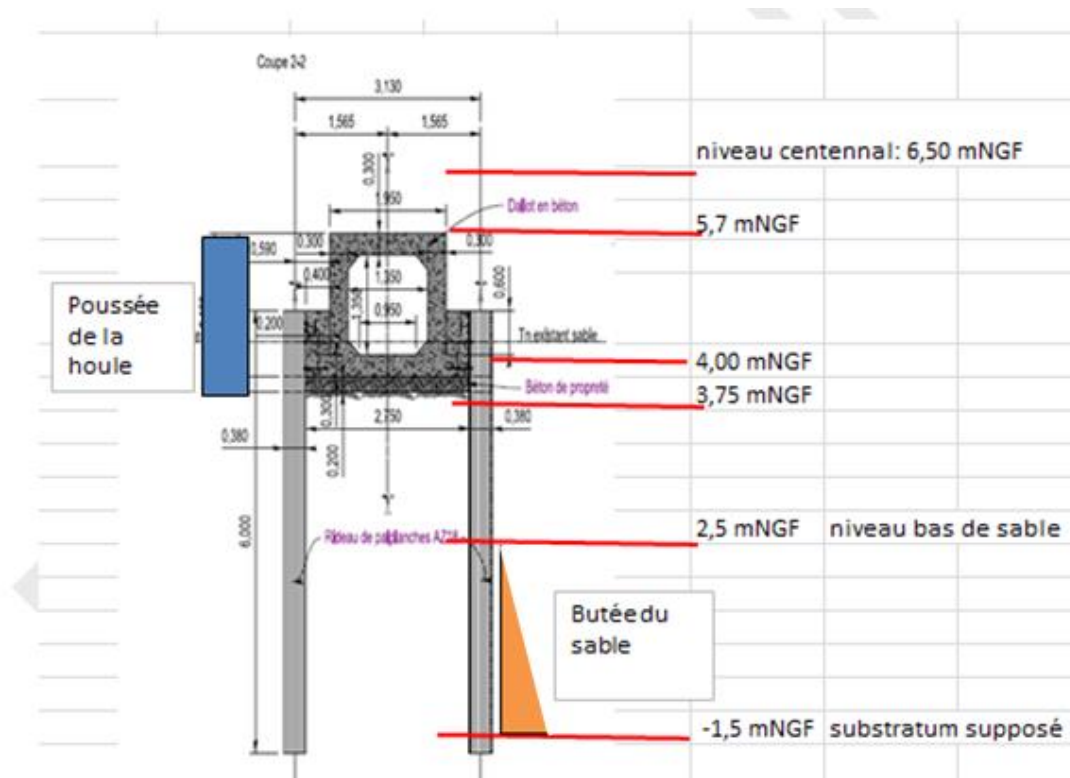


Figure 10 : Principe de calcul de la stabilité d'ensemble

Nous fixons la largeur des piles (dans l'axe du taret) à 4 piles de longueur ~3 m, avec un écart (entre nu de ~7 m. L'empattement des piles (perpendiculairement au taret) est ensuite calculé.

Les dimensions exactes retenues sont également fonction des dimensions des palplanches qui contraignent la réalisation des caissons.

Enfin, une vérification de stabilité locale de la poutre en béton s'appuyant sur les piles est menée.

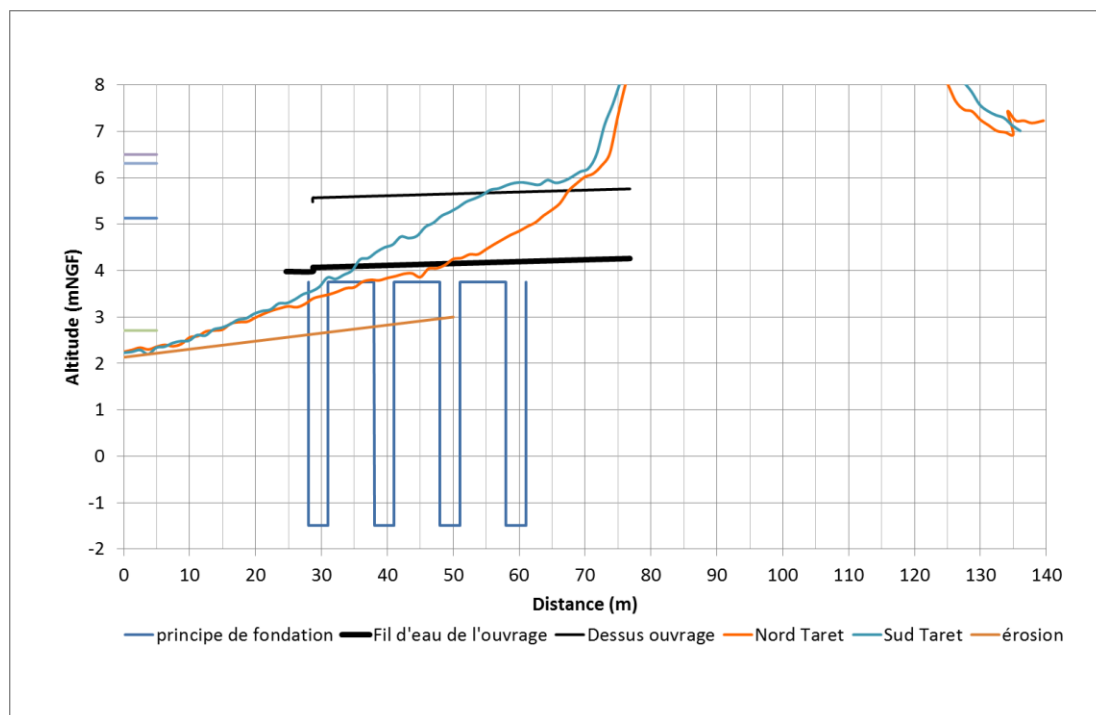


Figure 11 : Profil en long du principe de fondation.

Nota sur la vantelle :

La vantelle dans le clapet a des dimensions de 0,30 (largeur) x 0,10 m (hauteur). Elle est en eau pour des coefficients supérieurs à 60 et pendant une durée de 3 heures environ. Le débit estimé passant est au de 50l/s soit environ 600 m³ sur une marée. Sur une longueur de ruisseau de 300 m, cela correspond à un remplissage de 1 m de hauteur sur 2 m de largeur.

En cas de crue venant de l'amont, le taret sera rempli d'eau ce qui limitera le débit entrant. Nous considérons donc qu'il n'y a pas d'impact hydraulique majeur lié à cet aménagement.

3.2 STABILITE D'ENSEMBLE

3.2.1 MODELISATION

Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel PLAXIS 2D version 2015 AE, logiciel de calculs par éléments finis.

La structure est modélisée en 2 dimensions, dans le plan transversal à l'émissaire. Les calculs sont menés en considérant une section de 1 ml selon l'axe longitudinal de l'émissaire. Les efforts s'exerçant sur la structure sont ramenés à des efforts par mètre linéaire de caisson. Le caisson mesure 3,69 m de long selon l'axe longitudinal. Il reprend les efforts appliqués sur 10 ml d'émissaire. On cherche à déterminer l'empatement du caisson pour que ce dernier soit stable.

Le modèle est présenté ci-dessous :

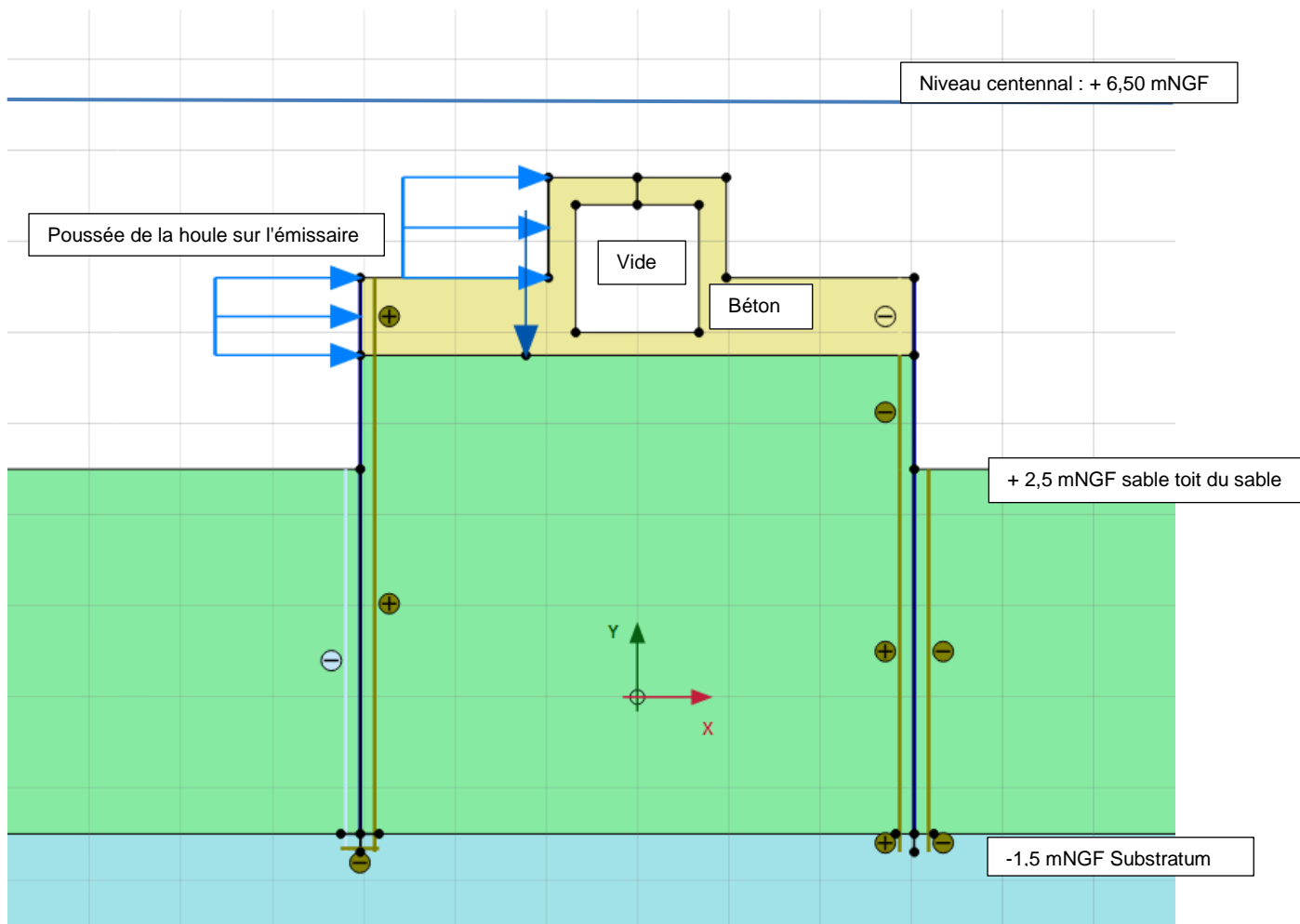


Figure 12 : Vue du modèle PLAXIS

3.2.2 ACTIONS ET COMBINAISONS D' ACTIONS

Une seule combinaison d'action est étudiée, il s'agit de la combinaison la plus défavorable pour la stabilité d'ensemble : émissaire vide, houle centennale.

Les charges sur l'ouvrage considérées dans le cadre de l'étude de la stabilité d'ensemble sont résumées dans le Tableau 1.

	Charge	Valeur nominale	Valeur par ml
G	Poids propre	Béton : $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$	Identique ¹
Q_w	Poussée hydrostatique (déjaugage de la structure)	$\gamma_{\text{eau}} = 10 \text{ kN/m}^3$	identique
Q_{houle}	Action de la houle (état affouillé)	$Q_{\text{houle}} = 36,2 \text{ kPa}$	98,1 kPa
Qs palplanche	Frottement du sol sur les faces extérieures des palplanches longitudinales en zone de décompression	variable	variable

Tableau 1 : Actions nominales

Les calculs sont menés à l'ELU considéré comme accidentel compte tenu de la considération de d'une houle centennale combinée à un taret vide. On applique une pondération de 1 sur les charges variables accidentelles et sur les charges permanentes.

3.2.3 CARACTERISTIQUES DES SOLS ET MATERIAUX

Les caractéristiques des sols et matériaux retenues pour le calcul de stabilité d'ensemble sont issues des résultats de la campagne de reconnaissances géotechniques et des valeurs classiques pour ces matériaux.

Les valeurs considérées dans les modèles sont indiquées dans le Tableau 2.

	Poids volumique saturé (kN/m ³)	Poids volumique non saturé (kN/m ³)	Module Elastique (MPa)	Coefficient de poisson ν	Angle de frottement ϕ' (°)	Cohésion c' (kPa)
Béton (modèle linéaire élastique)	24,0	24,0	20 000	0,2	-	-
Rocher	22,0	22,0	50	0,2	0	45
Sable	16,0	19,5	15	0,3	0	30

Tableau 2 : Caractéristiques des sols et du béton

¹ Le poids du taret sur les 10 ml soutenus par un caisson n'est pas ramené sur la largeur d'un caisson. L'approche retenue est défavorable en ce qui concerne la vérification du non renversement.

	EA (kN/ml)	EI (kN/ m ² /ml)	W (kN/m/ml)
Palplanche AZ18-700	2, 28 E ⁶	63,0 E ³	1,09

Tableau 3 : Caractéristiques des palplanches par mètre linéaire de caisson

NOTA: ces valeurs tiennent compte des pertes d'épaisseur par corrosion qui sont de :

- 1,75 mm sur la face externe,
- 0,60 mm sur la face interne.

3.2.4 PRINCIPE DE LA VERIFICATION

La modélisation bidimensionnelle considère les efforts appliqués à la section modélisée par mètre linéaire de structure (considérés selon le sens longitudinal de l'émissaire). Les forces de frottement stabilisatrices du sol sur les faces extérieures des palplanches transversales au taret ne sont pas calculées par le modèle. La force correspondant aux frottements du sol s'exerçant sur les palplanches sollicitées en traction doit donc être intégrée par le modélisateur dans le modèle.

Cette force stabilisatrice s'exerçant uniquement lorsque les palplanches sont sollicitées en traction, les calculs sont itératifs et comprennent les étapes suivantes :

- hypothèses de positionnement du point de rotation à la base du caisson,
- détermination de la longueur de palplanche sollicitée en traction,
- détermination de la force de frottement correspondante mobilisable,
- insertion de cette force dans le modèle comme une force verticale vers le bas s'appliquant à la base de l'émissaire en béton, au milieu de la zone sollicitée en traction,
- lancement des calculs,
- vérification de la position du point de rotation :
 - o si le point de rotation est situé plus en amont que l'hypothèse réalisée, la surface de palplanches sollicitées en traction est moins importante et la force mobilisable est inférieure à celle paramétrée, il faut reprendre les calculs en diminuant la valeur de la force et en la déplaçant vers l'amont.
 - o si le point de rotation est situé plus en aval que l'hypothèse réalisée, la surface de palplanches sollicitées en traction est plus importante et la force mobilisable est supérieure à celle paramétrée, la résultante s'applique plus en aval que ce qui a été paramétré (levier plus faible). Il faut reprendre les calculs en augmentant la valeur de la force et en la déplaçant vers l'aval.
 - o si le point de rotation suite à la modélisation coïncide avec l'hypothèse réalisée, la section est vérifiée.

La détermination de la force de frottement mobilisable sur la face externe des palplanches se fait par application de la norme NF P 94 262.

- suite à l'application de l'ensemble des coefficients de sécurité, on détermine $R_{s,d}$, valeur caractéristique de la résistance de frottement axial du rideau : $R_{s,d} = 22$ kPa.

Compte-tenu du non confinement du sol dans la zone considérée, il faut vérifier que le coin de sol mobilisé par les frottements à une masse suffisante pour ne pas se soulever sous l'action des frottements.

On doit vérifier que :

$$W = L \operatorname{tg}(\varphi) [L \operatorname{tg}(\beta)]^2 \cdot \gamma \cdot \frac{L}{2} > Tu$$

Avec :

- L : fiche de palplanche dans le sable 4,0 m ;
- γ : poids volumique déjaugé du sable soit 9,5 kN/m³

On obtient $w = 43,9$ kN/ml

Ce calcul est plus pénalisant que l'application de la norme NFP 94 262. On obtient 11 kPa.

Finalement on considère un frottement de 10 kPa/ml de rideau de palplanche.

3.2.5 RESULTATS

Les calculs ont été menés sur des caissons d'empatement 3,27 m et 4,67 m (correspondant à 2 et 3 longueurs d'onde de palplanches). Ces géométries n'ont pas pu être vérifiées (soulèvement du rideau de palplanche amont). La vérification a ensuite été menée sur un caisson d'empatement 6,07 m correspondant à 4 longueurs d'onde de palplanche.

Les résultats obtenus sont présentés en page suivante.

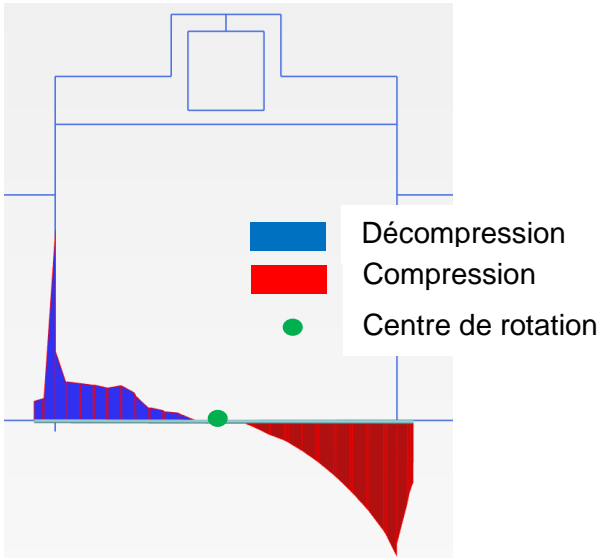
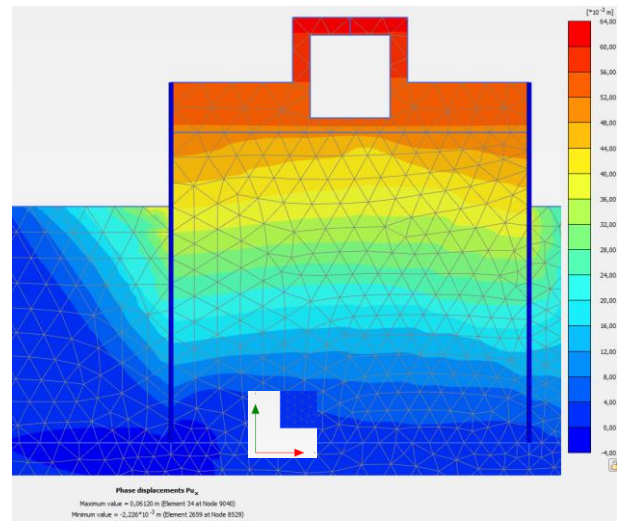
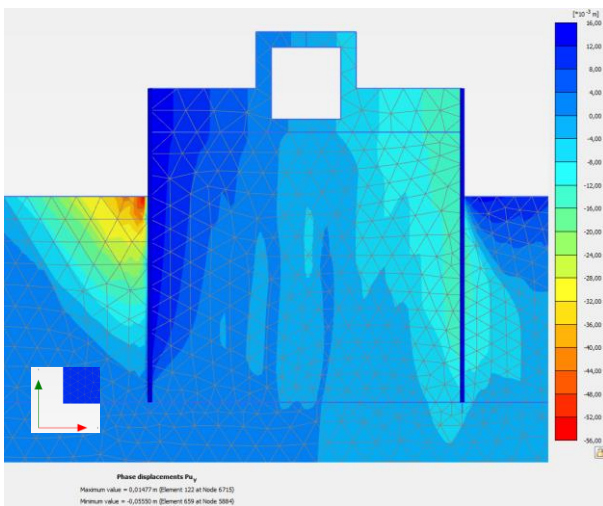


Diagramme des déformations en pied de caisson (centre de rotation : $x = 0,30$ m)



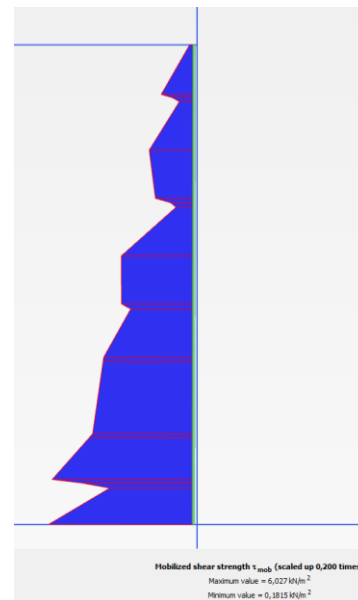
Déplacements selon l'axe x :

- 6,1 cm maximum en tête d'émissaire



Déplacements selon l'axe y :

- Enfoncement palplanche aval : 0,60 cm
- Décompression palplanche amont : 0,32 cm



Forces de frottement sur face externe de la palplanche amont : ~ 6 kPa maximum

Figure 13 : Extractions des résultats de la modélisation réalisée sous Plaxis 2D

La section vérifiée présente les caractéristiques suivantes :

- abscisse du centre de rotation du caisson : -0,30 m
- valeur de la force de frottement reprise par les palplanches transversales sollicitées en traction (et appliquée comme force verticale équivalente au point d'abscisse $x = -1,57$ m) : 59,1 kN / ml.

La stabilité d'ensemble des caissons supports de l'émissaire est vérifiée.

3.3 STABILITE LOCALE

3.3.1 MODELISATION

Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel Advance Design version 2016 de calculs par éléments finis.

La structure est modélisée par des éléments de plaques. Le caisson préfabriqué n'est pas modélisé mais une charge correspondant à son poids propre est ajoutée sur le berceau en béton. Les efforts horizontaux sur le caisson préfabriqué sont transmis par des éléments coques.

Compte tenu de la symétrie de la structure, une travée est modélisée en retenant les conditions d'érosion du sable les plus défavorables. En pied de pile les déplacements sont bloqués dans la direction verticale et la butée du sable est modélisée.

Le modèle est présenté ci-dessous :

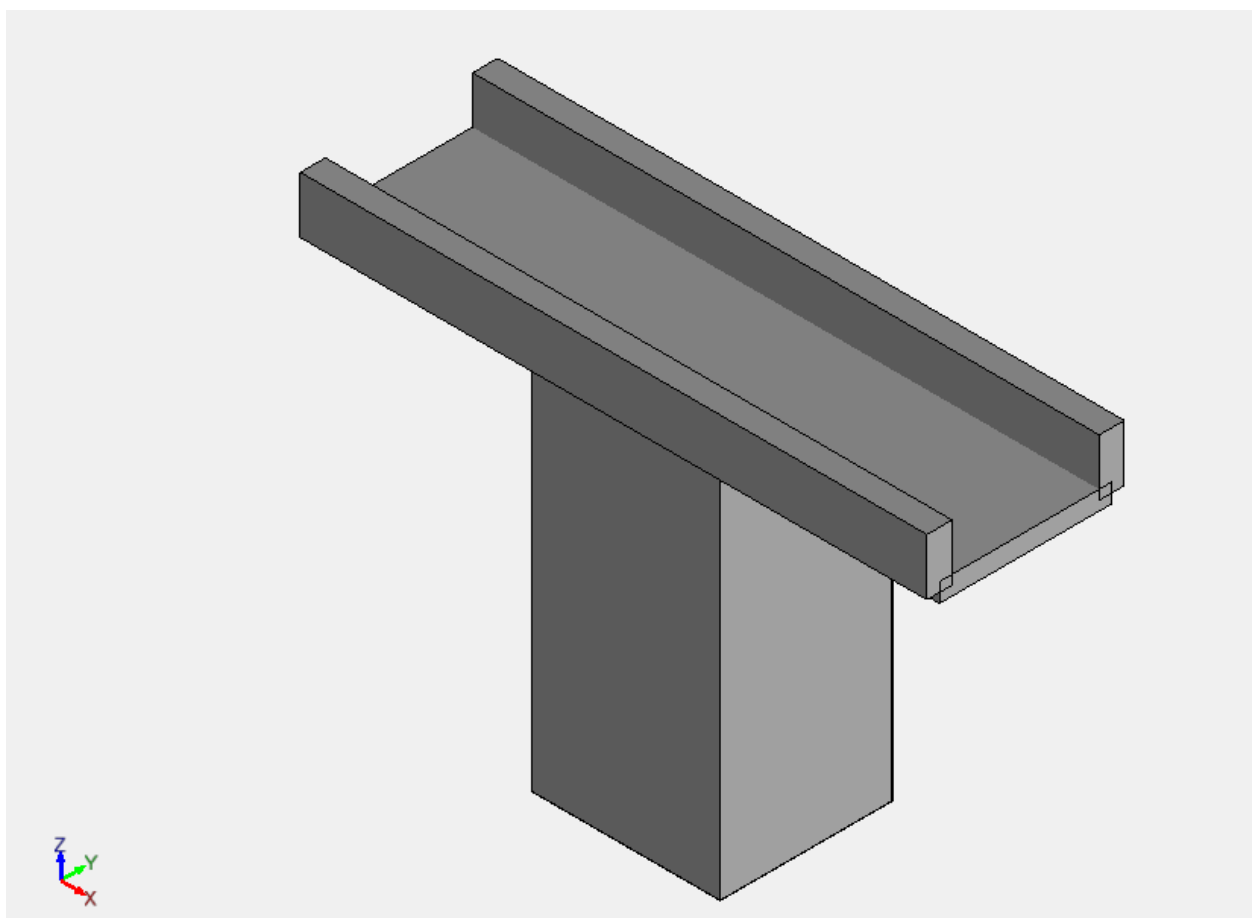


Figure 14 : Vue du modèle

3.3.2 ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS :

L'ensemble des charges est résumé dans le tableau ci-dessous :

	Charge
G	Poids propre
G _{caisson}	Poids du caisson préfabriqué
Q _w	Poussée hydrostatique
Q _{houle}	Action de la houle

A l'ELU, on applique une pondération de 1,35 sur les charges permanentes et de 1,50 sur les charges variables. Il n'est pas tenu compte de coefficient d'accompagnement. Les actions sont systématiques défavorables.

A l'ELS, on applique un coefficient 1 sur toutes les actions.

Les combinaisons étudiées sont données dans le tableau suivant :

	Type	Combinaison	Commentaire
101	ELU	$1,35 G + 1,35 G_{\text{caisson}} + 1,5 Q_w + 1,5 Q_{\text{houle}}$	Poids propre et action de l'eau
102	ELU	$1,35 G + 1,35 G_{\text{caisson}}$	Poids propre seulement
103	ELS	$1,0 G + 1,0 G_{\text{caisson}} + 1,0 Q_w + 1,0 Q_{\text{houle}}$	Poids propre et action de l'eau
104	ELS	$1,0 G + 1,0 G_{\text{caisson}}$	Poids propre seulement

3.3.3 EFFORTS DANS LE BERCEAU EN BETON

Le berceau en béton est constitué d'une dalle en béton épaulée par deux poutres latérales.

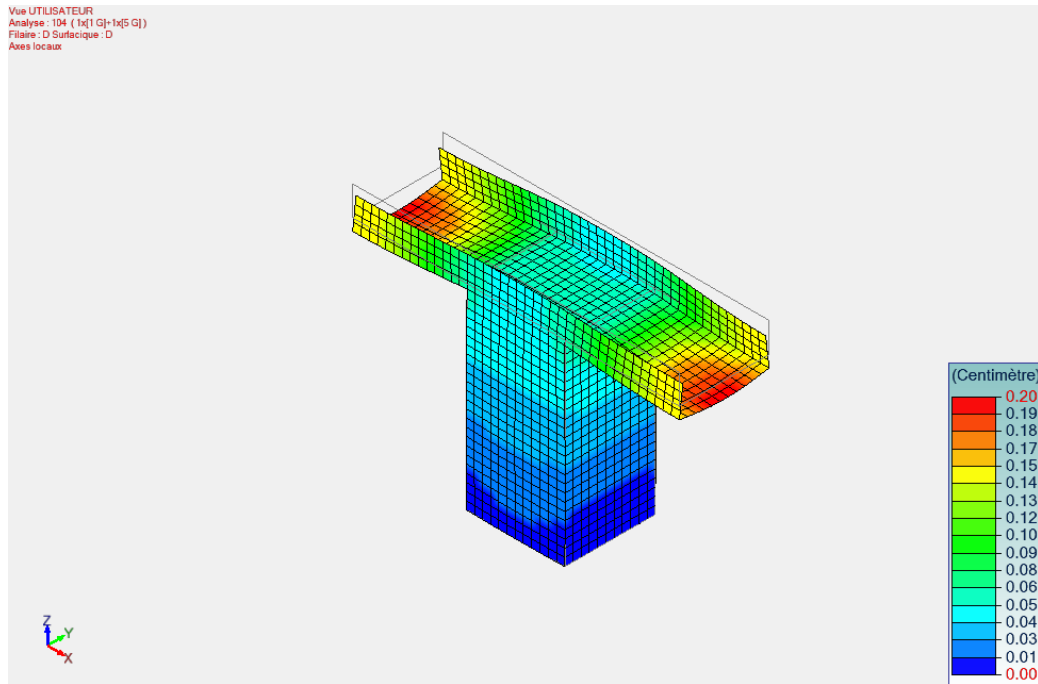


Figure 15 : Déformée sous l'action du poids propre uniquement

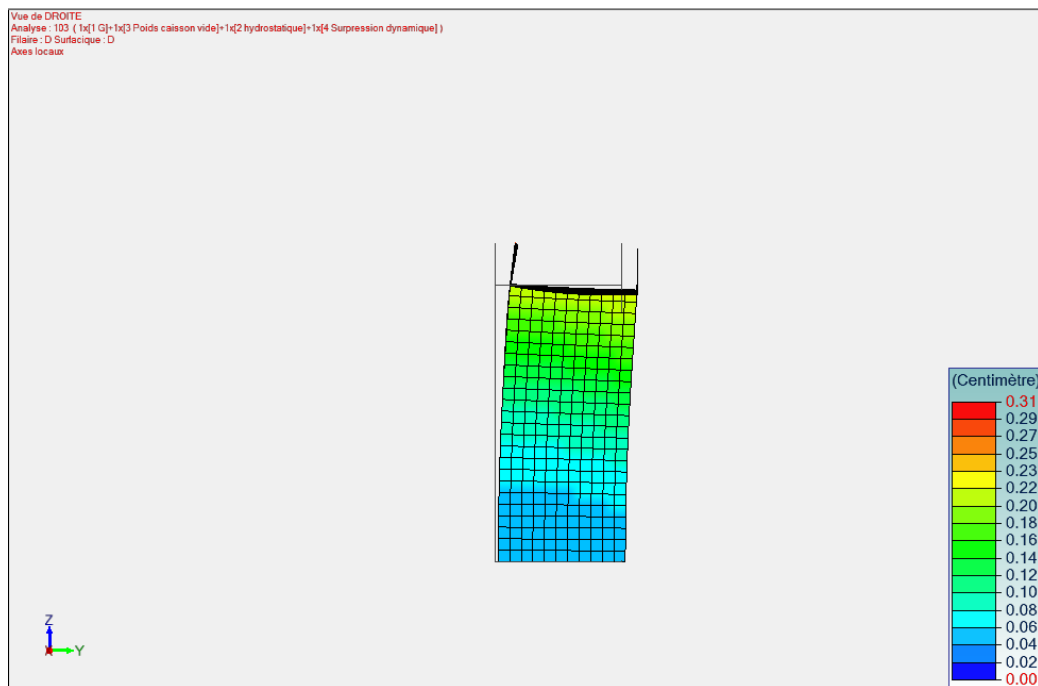


Figure 16 : Déformée sous l'action de la houle

Voici les déplacements maximaux calculés sous les différents cas de charge à l'ELS :

	Déplacement maximal
103	Déplacement horizontal de 0,31 cm
104	Déplacement vertical de 0,20 cm

Les moments sont exprimés dans les axes locaux : X représente la longueur, Y la largeur et Z l'épaisseur.

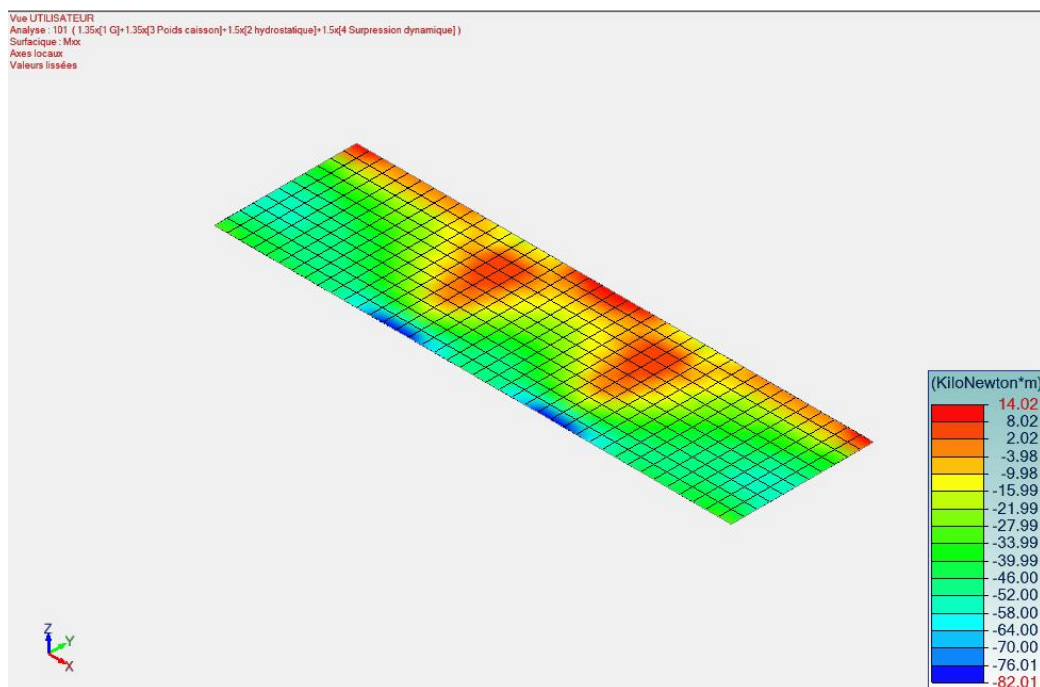


Figure 17 : Moment Mxx dans la dalle horizontale sous la combinaison d'action 101

Les moments maximaux calculés sont présentés dans le tableau :

Dalle	Mxx max (kN.m)	Mxx min (kN.m)	Myy max (kN.m)	Myy min (kN.m)
101	14,02	-82,01	53,38	-21,76
102	26,75	-71,49	74,82	-29,78
103	10,87	-56,16	39,83	-15,01
104	19,81	-52,96	55,42	-22,06

Un moment positif tend la fibre inférieure

Poutres latérales	Mxx max (kN.m)	Mxx min (kN.m)	Myy max (kN.m)	Myy min (kN.m)
101	88,27	-23,33	28,40	-9,20
102	36,83	-43,96	12,84	-6,12
103	60,92	-18,09	19,60	-6,47
104	27,28	-32,56	9,51	-4,53

Un moment positif tend la fibre intérieure

3.3.4 CALCUL DES SECTIONS

3.3.4.1 Matériaux et enrobage

On considère les caractéristiques suivantes pour les constituants du béton armé :

- béton C30/37 – fck=30 MPa, E=33 GPa
- Aciers : fyk = 400 MPa – Es = 200 GPa

Compte tenu de l'exposition du béton aux embruns, on retient un enrobage minimal de 60 mm.

3.3.4.2 Ferrailage minimal

On détermine le ferrailage minimal d'après le BAEL91 modifié 99.

$$A_{\min} = 0.23 * f_{t28} / f_e * b * d$$

$$\text{Avec : } b = 1,00 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 2,4 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

Les poutres latérales ont une épaisseur de 0,4 m, le ferrailage minimal y est donc de 5,52 cm²/ml

La dalle horizontale a quant à elle une épaisseur de 0,3 m, le ferrailage minimal correspondant est de 4,14 cm²/ml.

3.3.4.3 Section calculées

Le ferrailage est calculé à l'aide du logiciel Ferrail développé par ISL qui permet le calcul de ferrailage à partir des efforts et de moments résultants selon le BAEL 91 modifié 99.

Compte tenu des faibles moments qui s'appliquent, la condition de ferrailage minimal devient parfois dimensionnante.

Les tableaux suivant présentent les résultats obtenus (en gras italique les cas où le ferrailage minimal est retenu) :

Poutres latérales	Section intérieure (cm²/ml)	Section extérieure (cm²/ml)
Aciers longitudinaux	5,52	5,52
Acier verticaux	11,42	5,52

Dalle	Section inférieure (cm²/ml)	Section supérieure (cm²/ml)
Aciers longitudinaux	5,78	15,16
Acier transversaux	15,38	5,17

3.3.5 CONTRAINTES DANS LE CAISSON :

Les contraintes de Von Mises calculée dans le caisson en palplanches sont très largement inférieures à la limite élastique de l'acier.

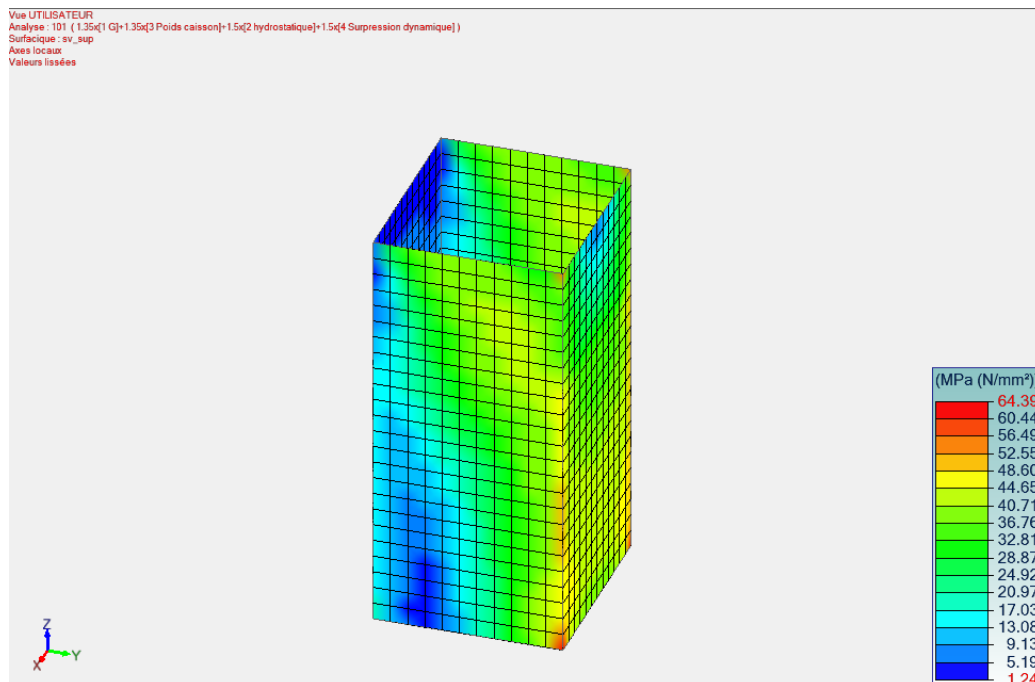


Figure 18 : Contraintes de Von Mises dans le caisson de palplanche à l'ELU (combinaison 101)

Cette modélisation suppose qu'il n'y a aucun glissement dans les serrures des palplanches.

4 DEFINITION DES TRAVAUX

4.1 DEFINITION DES TRAVAUX

Les travaux comprennent :

- L'aménagement des accès, y compris le renforcement préalable des voies communales empruntées si nécessaire, l'entretien des voies communales empruntées, la signalisation appropriée, la remise en état tel qu'avant des voies communales et de tout chemin d'accès aux travaux après l'achèvement du chantier ;
- L'amenée, l'entretien, la remise en état et le repli des installations de chantier, y compris les ouvrages provisoires permettant au personnel d'intervenir en toute sécurité en tout point du chantier. Le titulaire prépare et restitue en l'état avant travaux l'ensemble des espaces mis à sa disposition par le maître d'ouvrage ;
- La réalisation des études d'exécution, le contrôle qualité et le dossier de récolement ;
- La prise en compte des conditions d'intervention à la marée et des éventuelles contraintes liées aux tempêtes et à la mise en protection du chantier et du matériel ;
- La réalisation, l'entretien et l'enlèvement de tous les ouvrages provisoires nécessaires à la mise à sec des emprises des ouvrages à construire et la limitation de la remontée de la marée dans les muelles ;
- La dépose soignée de tous éléments (clapet, pieux en bois ...) inclus dans le périmètre des travaux ou gênant leur réalisation, le remontage en fin de travaux des éléments demeurant utiles et l'évacuation du reste ;
- L'amenée à pied d'œuvre, la mise en fiche et l'enfoncement des palplanches incorporées à l'ouvrage définitif ;
- Les excavations ou terrassements, les enlèvements d'éventuels éléments empêchant la mise en fiche des palplanches, la mise en dépôt définitif des matériaux et l'évacuation des matériaux impropres au remblai ;
- La démolition soignée du cadre en béton armé existant afin de permettre le raccordement étanche avec le nouvel équipement selon les plans d'exécution ;
- Le repiquage du parement du cadre en béton existant conservé, la réalisation d'ancrages horizontaux et verticaux dans le parement pour le raccordement ;
- La fourniture et la mise en place des palplanches formant les caissons de fondation, et les palplanches parafouille sur les 15,5 m d'ouvrage existant, y compris les raccords et palplanches spéciales ;
- La construction de longrines en béton armé raccordant les éléments du nouveau cadre aux piles de fondation en palplanches ;
- La réalisation d'un cadre en béton armé fondé superficiellement sur le sable, et raccordés structurellement sur les caissons de fondation en palplanches par le biais des longrines pour reprendre les efforts exercées (horizontaux de poussée de la houle, poids propre du cadre). Cet ouvrage est coulé en place ou préfabriqué. Il comprend toutes les sujétions de ferrailage et bétonnage permettant le raccordement à l'ouvrage existant et aux caissons ;
- La réalisation du déflecteur en béton armé fondé sur le caisson d'extrémité en palplanches y compris les équipements en tête de déflecteur (piquet de localisation) ;

- Le re-montage du clapet anti-retour, après équipement de l'existant d'une vantelle à manœuvre manuelle et amovible.

4.2 ESTIMATION DES TRAVAUX

Le métré et le montant estimatif des travaux est défini à partir des plans de projet présentés en annexe.

Le montant estimatif des travaux s'établit à 296 000€ HT, hors aléas.

Numéro de prix	Désignation de l'opération	Unité	Quantité	Prix unitaires (H.T.)	Prix total (H.T.)
SERIE 1	INSTALLATIONS GENERALES DE CHANTIER, ETUDES ET CONTRÔLE QUALITE				
101	Installation de chantier, repliement et remise en état des lieux	fft	1	15 000,00 €	15 000,00 €
102	Etudes d'exécution	fft	1	3 000,00 €	3 000,00 €
103	Contrôle qualité	fft	1	1 000,00 €	1 000,00 €
104	Contrôle des eaux	fft	1	1 000,00 €	1 000,00 €
105	Indemnisation en cas de submersion du chantier	fft	1	6 000,00 €	6 000,00 €
SERIE 2	GENIE CIVIL				
200	Fouille en plage, terrassement et nivellement	fft	1	2 500,00 €	2 500,00 €
201	Dépose des rondins en bois (protégeant l'actuel ouvrage)	fft	1	500,00 €	500,00 €
202	Dépose soignée du clapet	u	1	500,00 €	500,00 €
203	Démolition de béton de tout nature	fft	1	1 000,00 €	1 000,00 €
204	Démolition soignée de l'extrémité du dalot existant et préparation de surface pour raccordement	fft	3	2 500,00 €	7 500,00 €
205	Fourniture et mise en œuvre de béton pour le dalot (préfabriqué ou coulé en place), yc coffrage et ferrailage et sujétions d'étanchéité	ml	35	1 250,00 €	43 750,00 €
206	Fourniture et mise en œuvre de béton pour longrine préfabriquée, yc coffrage ferrailage	ml	70	400,00 €	28 000,00 €
207	Fourniture et mise en œuvre de béton coulé en place (longrine, assise)	m3	75	275,00 €	20 625,00 €
208	Ferrailage pour béton coulé en place	kg	4 200	2,80 €	11 760,00 €
209	Coffrage pour béton coulé en place	m2	22	80,00 €	1 760,00 €
210	Fourniture et mise en œuvre du déflecteur	U	1	2 500,00 €	2 500,00 €
211	Fourniture et mise en œuvre de béton pour déflecteur	m3	12	400,00 €	4 800,00 €
212	Raccordement du dalot existant au nouveau	U	1	4 000,00 €	4 000,00 €
213	Fourniture et mise en œuvre de connecteurs aux palplanches	U	60	35,00 €	2 100,00 €
214	Fourniture et mise en œuvre de connecteurs en U	U	220	35,00 €	7 700,00 €
SERIE 3	PALPLANCHES				
301	Fourniture de palplanche	kg	70 000	1,20 €	84 000,00 €
302	Mise en fiche de palplanche	ml	115	160,00 €	18 400,00 €
303	Battage/vérinage de palplanche	m2	625	25,00 €	15 625,00 €
304	Recépage	ml	115	50,00 €	5 750,00 €
305	Mise en fiche, Battage vérinage des connecteurs	U	22	250,00 €	5 500,00 €
SERIE 4	Vannage				
401	Repose soignée du clapet	u	1	500,00 €	500,00 €
402	Vantelle	u	1	1 000,00 €	1 000,00 €
				TOTAL H.T.	295 770,00 €
				T.V.A.	59 154,00 €
				TOTAL T.T.C.	354 924,00 €

Le montant de cette solution alternative est similaire à celle de la solution avec une fondation linéaire.

5 IMPACT HYDRO-SEDIMENTAIRE

L'impact de l'ouvrage sur le transit hydrosédimentaire est défini à dire d'expert à partir des données existantes sur le site d'étude.

Il existe très peu d'étude référencée sur le littoral de Surtainville.

5.1 TRANSIT LITTORAL

Globalement, le transit littoral sur la côte Ouest du Cotentin est reconnu du Nord vers le Sud, avec des volumes de 50 000 m³/an au droit de Carteret (source : Catalogue sédimentaire des côtes françaises, LCHF 1986).

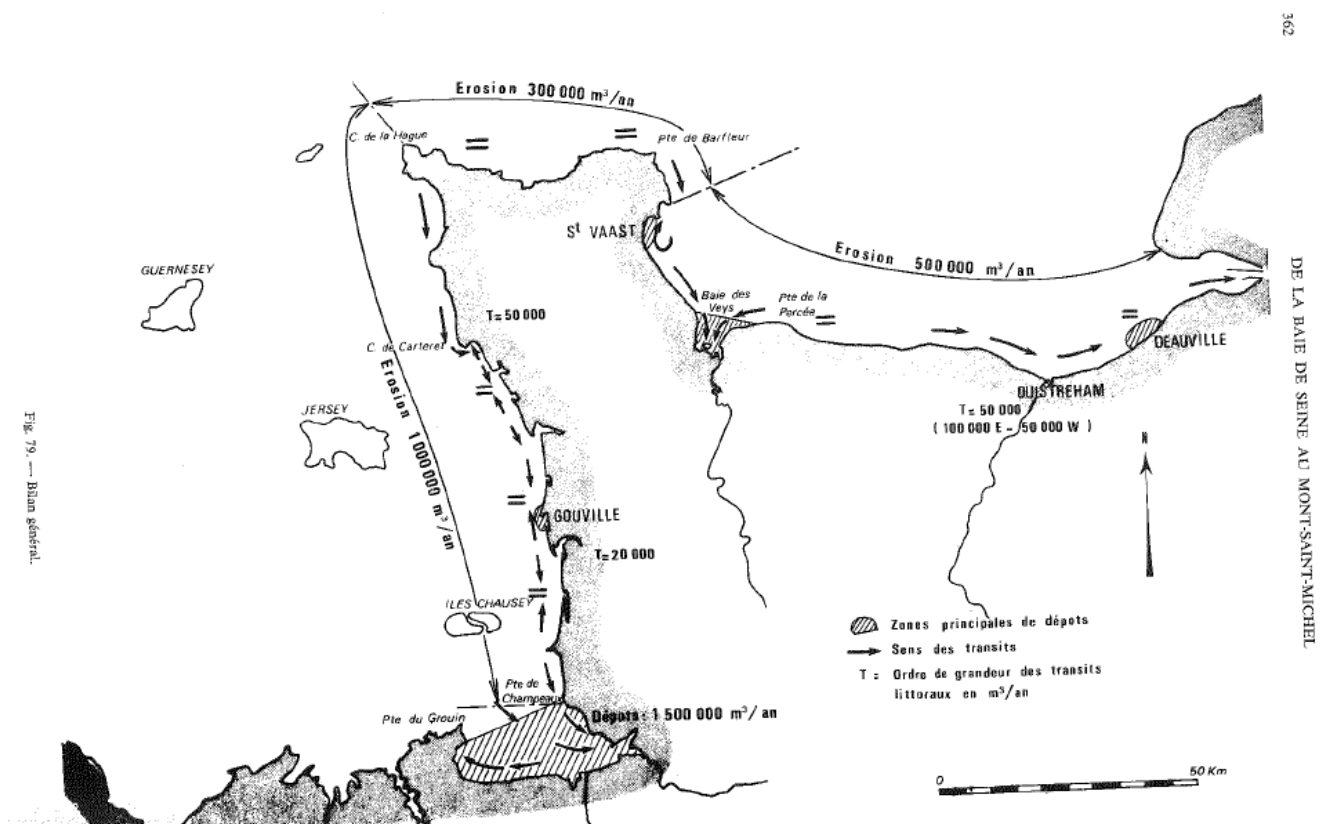


Figure 19 : Transit sédimentaire sur le Cotentin

Localement, au sud de la pointe du Rozel (site d'étude), il est également identifié dans le sens Nord-Sud.

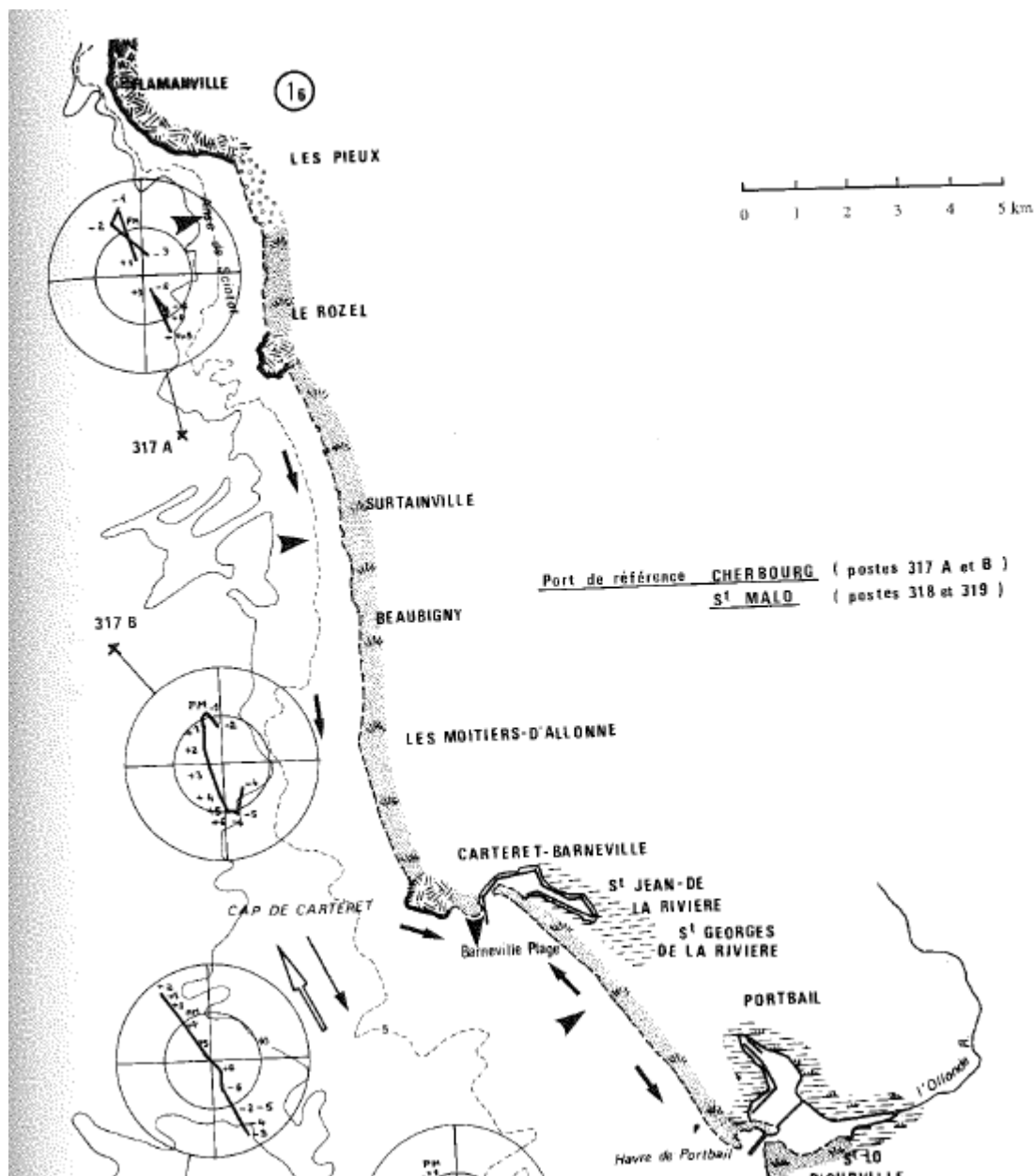


Figure 20 : Transit sédimentaire sur le Cotentin –zoom Flamanville - Portbail

La modélisation de houle réalisée dans le cadre de l'AVP confirme une incidence des houles vers le SSE, ce qui tend à confirmer ce transit vers le Sud.

Toutefois, le constat des niveaux de sable au droit de l'ouvrage (cf. 2.1) met en évidence un engraissement au Sud et donc une dérive littorale du Sud vers le Nord.

5.2 EVOLUTION DU TRAIT DE COTE

Les données du RNOLP ((Réseau d'Observation du Littoral Normando-Picard) donnent un analyse de l'évolution de la côte basée sur l'analyse diachronique des photos aériennes anciennes.

Les traits de côtes des années 1947, 1977, 1982, 1992, 2001 et 2010 ont été numérisés, permettant d'évaluer la mobilité moyenne du trait de côte sur 60 ans.

5.2.1 APERÇU GLOBAL

Globalement, la tendance est à une érosion limitée (0 à 0,5 m/an).

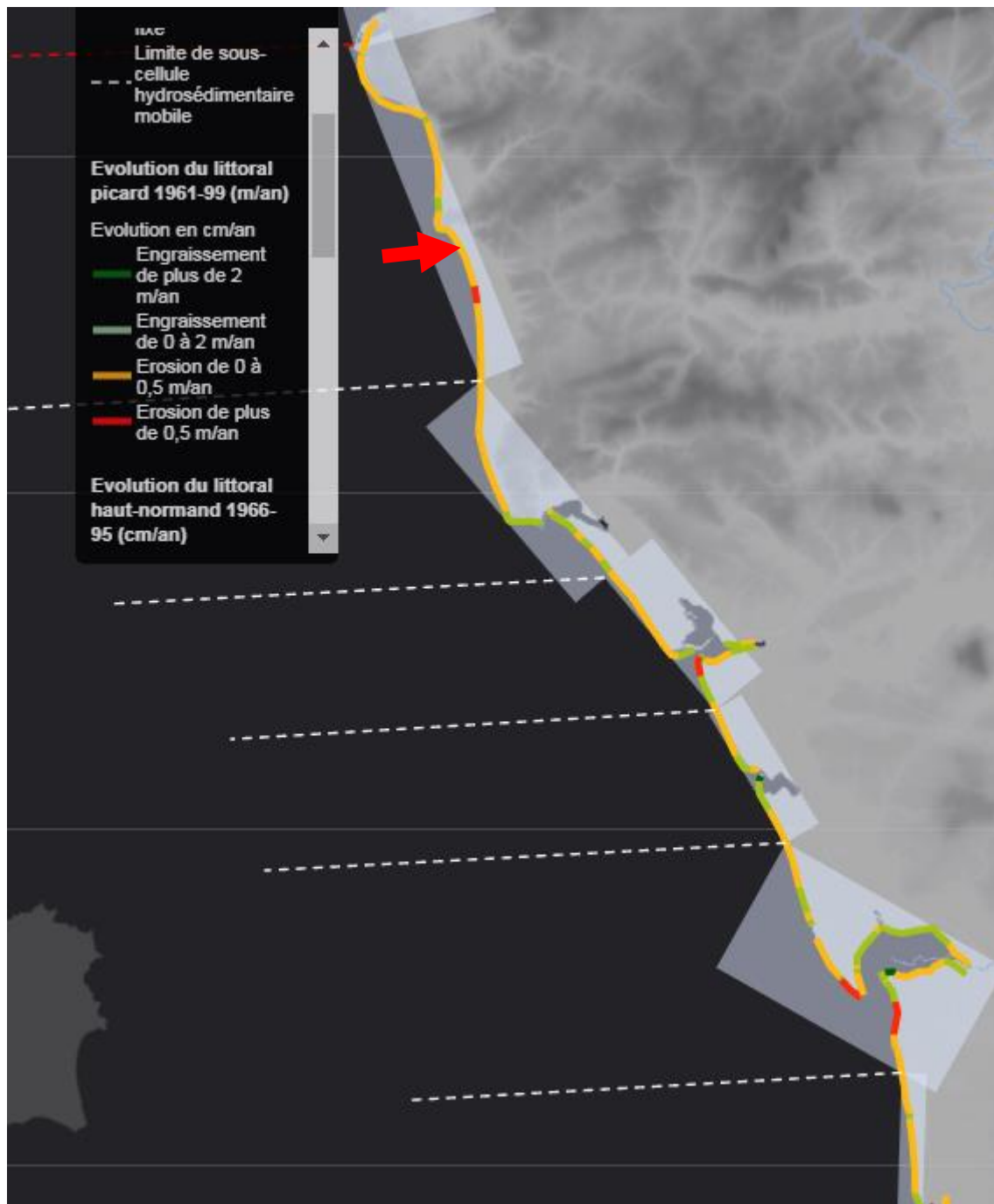


Figure 21 : Synthèse de l'érosion du trait de côte

5.2.2 APERÇU LOCAL

Localement, au droit du site, l'érosion apparaît plus marquée au Sud du taret qu'au Nord, avec des valeurs allant de 0 à 1 m/an au Sud contre une situation en légère accrétion au Nord.

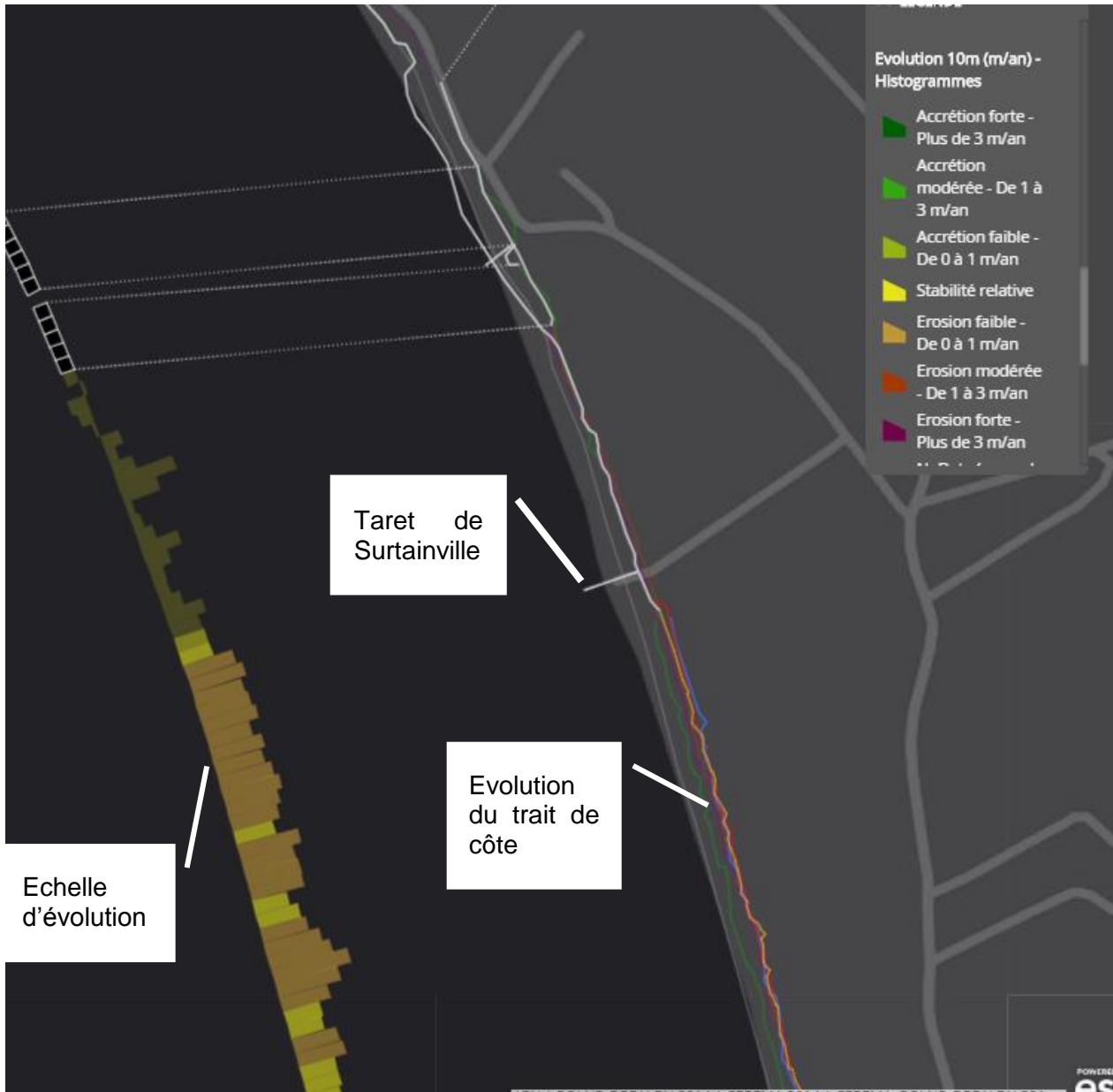


Figure 22 : Evolution locale du trait de côte

La tendance sur les 10 dernières années comparées (2001 à 2010) semble s'être inversée avec un ré-engraissement.

On notera également sur la Figure 23 que le recul du trait de côte jusqu'en 2001 était plus prononcé au droit du taret. Celui-ci peut en être la raison mais le passage piéton est également certainement un facteur important.

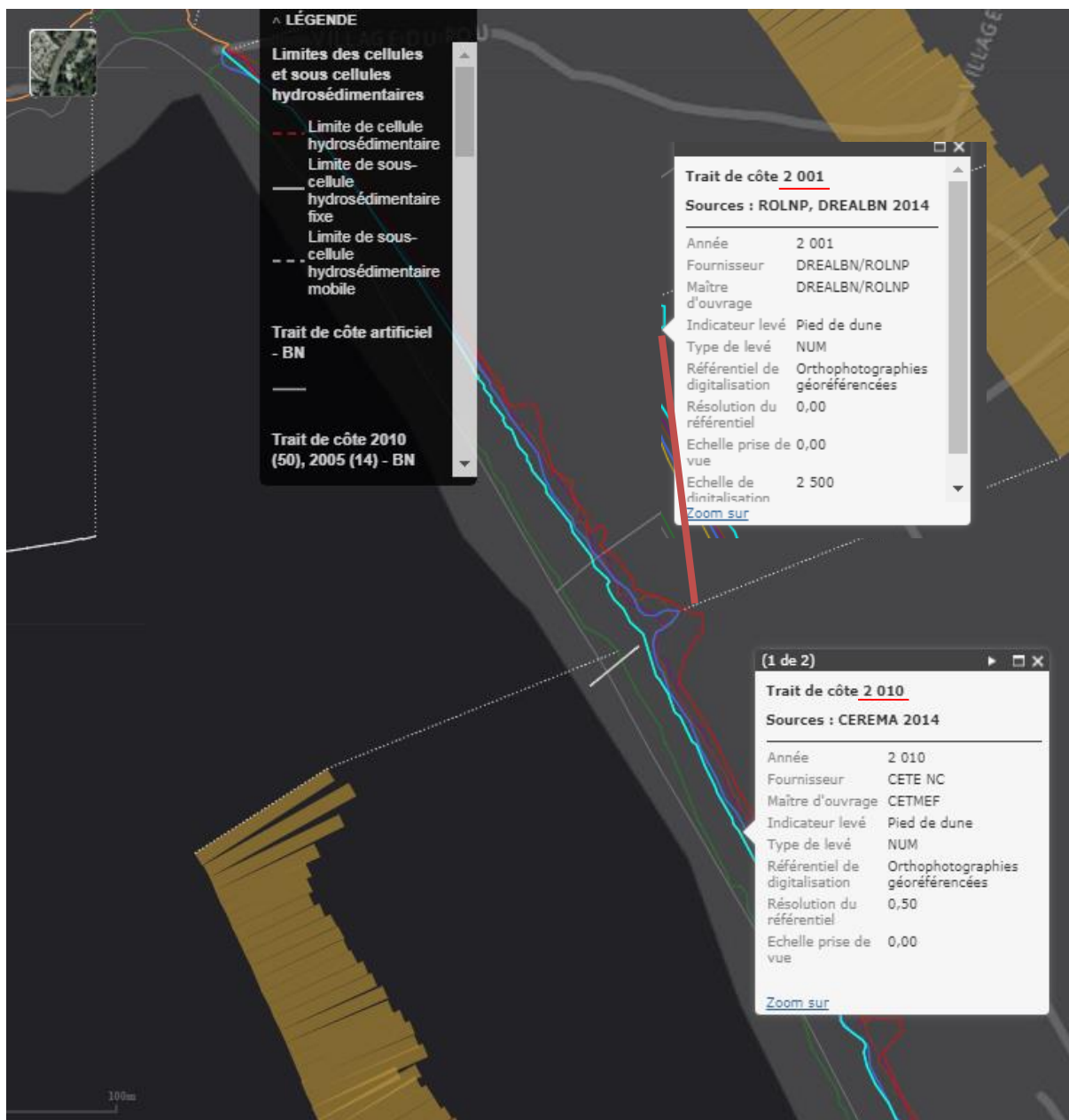


Figure 23 : Evolution locale du trait de côte 2001 - 2010

6 SYNTHÈSE

La solution étudiée consiste en :

- La reconstruction du taret à l'existant, soit sur une longueur d'environ 30 m, en conservant les dimensions de forme et de pente.
- La fondation de ce taret sur 4 piles constituées par des caissons en palplanche fondé au rocher de largeur 3,70 m laissant un espace ouvert de 6 m entre pile. Les piles ont une épaisseur de 6,5 m, perpendiculairement au taret pour permettre de répondre aux exigences de stabilité et à la géométrie des palplanches.
- Le montant des travaux s'établit à 295 000€ HT, sensiblement égal à la première solution.

Concernant la dynamique sédimentaire, il apparaît délicat de tirer des conclusions sur le site d'étude.

Le taret forme un épi et les relevés de niveau de sable l'indiquent bien avec un engraissement au Sud. Cela traduit un transit littoral majoritairement orienté du Sud vers le Nord. Ce transit est inverse au transit général relevé.

Il est possible que la pointe du Rozel modifie localement le sens du transit. Il est également possible que le transit soit assez variable en fonction des conditions de houle.

L'évolution du trait de côte est relevée en légère érosion au Sud de l'ouvrage et stable au Nord. De même, le constat de niveau de sable au droit de l'ouvrage montre que son effet est plutôt inverse.

En l'état actuel des connaissances et des données disponibles, il est délicat de définir l'impact du taret dans la mesure où les effets semblent contradictoires ou non stabilisés dans le temps.

Le taret dans sa configuration précédente datait de 1992, soit environ 24 ans. Son incidence est visible au niveau local (une centaine de mètre autour de l'ouvrage), mais son impact est nul à plus grande distance.

La solution étudiée sur massif de fondation a pour objectif de laisser transiter le sable. Ce transit n'est permis qu'au-dessous de la partie dalot. Par exemple dans une situation équivalente au relevé LIDAR, cette solution aura peu d'impact. En revanche, avec tout approfondissement du niveau de sable, un transit pourra s'établir. Il aura alors tendance à limiter l'érosion au Nord et à l'extrémité de l'ouvrage.

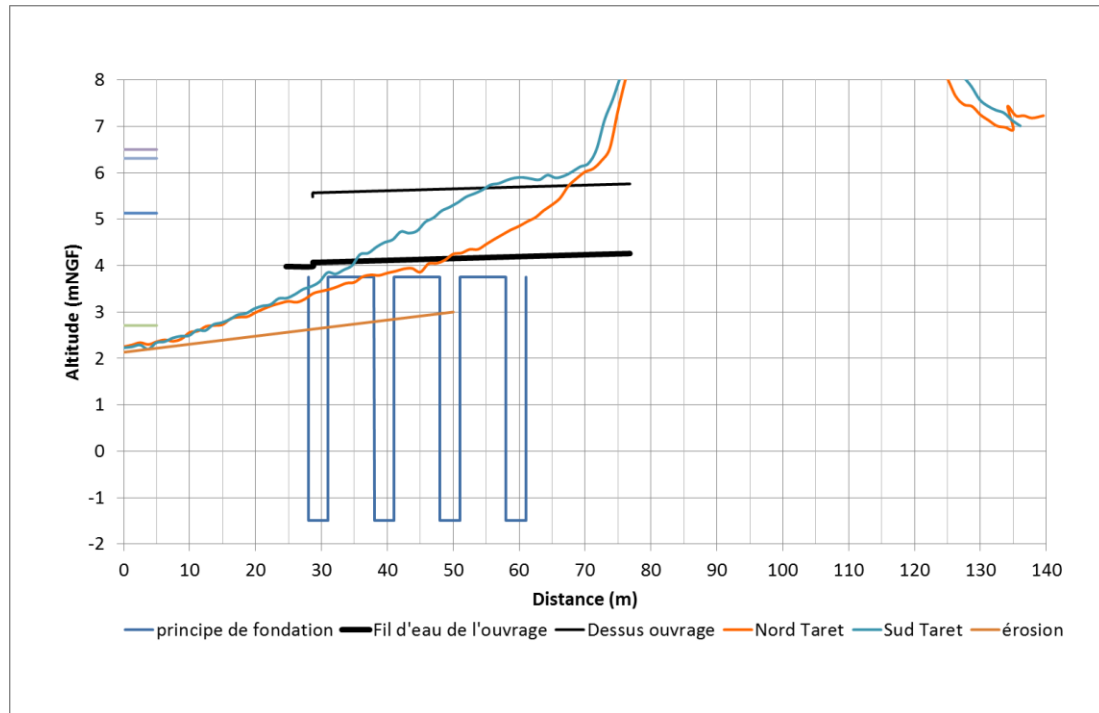


Figure 24 : Profil en long du principe de fondation.

Dans le principe cette solution apparaît plus favorable que celle d'une barrière continue en fondation comme proposée initialement.

ANNEXE 1 PLANS