

Région Guadeloupe
Vieux-Habitants, section Marigot
-
Etudes d'aménagement
Submersion marine



Siège social : 19 rés. Du Lagon Bleu, Morne Ninine 97190 Gosier
Tél : 0590 90 81 51 - Fax : 0590 90 76 96 - info@acses.fr
Siret : 418 202 891 000 28 - Code APE 742C

I. PRESENTATION	3
I. 1. OBJET DE L'ETUDE	3
I. 2. DESCRIPTION DE LA ZONE.....	4
II. MODELISATION DE LA HOULE	5
II. 1. TERMINOLOGIE	5
II. 2. CARACTERISTIQUES DE LA HOULE AU LARGE.....	6
II. 3. CARACTERISTIQUES DE LA MER A L'APPROCHE DU RIVAGE	9
III. PROTECTIONS MARITIMES	13
III. 1. CONCEPTION.....	14
III. 2. OPTIONS D'AMENAGEMENT.....	16
III. 3. CONCLUSION DU VOLET MARITIME.....	20
IV. HYDRAULIQUE FLUVIALE	21
IV. 1. HYDROLOGIE	21
IV. 2. ETUDE CAPACITAIRE	34
IV. 3. AMENAGEMENTS HYDRAULIQUES PRECONISES	37
IV. 4. CONCLUSION DU VOLET FLUVIAL.....	40
V. ANNEXES.....	43
V. 1. PLAN ET COUPES DES AMENAGEMENTS MARITIMES	43
V. 2. METEO-FRANCE.....	47

I. PRESENTATION

I. 1. OBJET DE L'ETUDE

Le site de Marigot sur la commune de Vieux-Habitants est ouvert sur la mer et possède une topographie qui l'expose de manière récurrente aux inondations d'origine maritime et fluviale.

Cette étude vise à qualifier les aléas liés :

- aux exhaussements du niveau marin,
- à l'impact de la houle,
- aux débordements des ruissellements d'origine pluviale.

Il s'agit d'un diagnostic décrivant la situation actuelle.

A l'issue de ce diagnostic, des propositions d'aménagements sont faites. Dès leur validation par le maître d'ouvrage, un avant-projet sera établi.

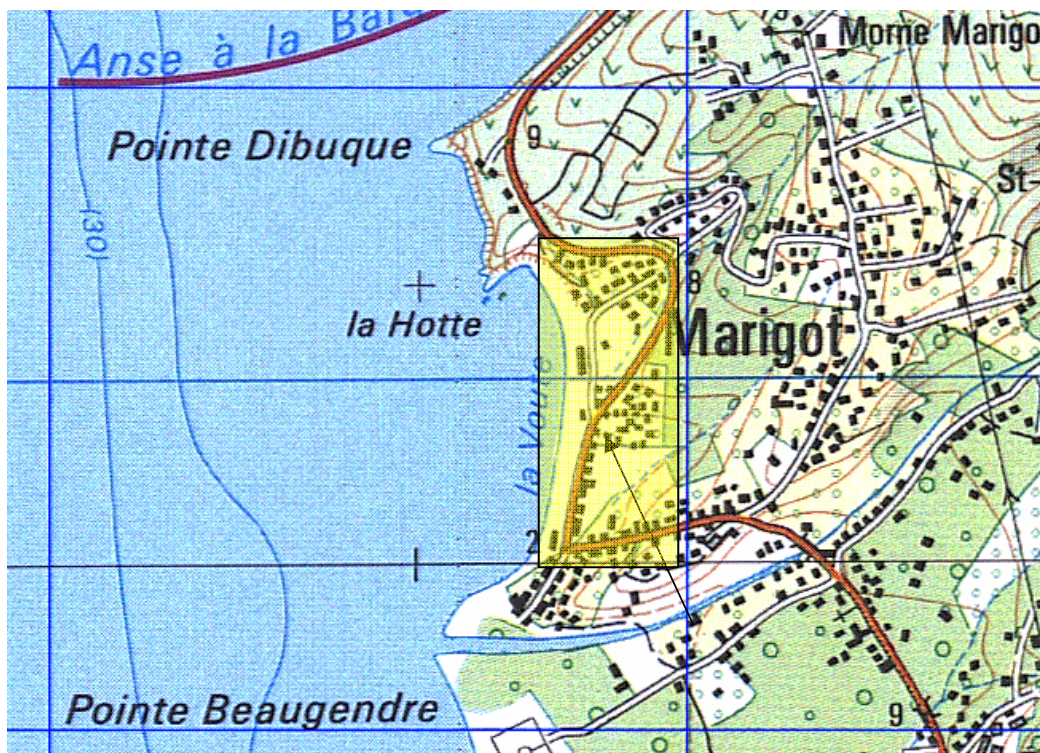
I. 2. DESCRIPTION DE LA ZONE

Le secteur de Marigot est situé sur la Côte sous le Vent de la Guadeloupe. A cet endroit, l'ouverture sur la mer des Caraïbes est plein Ouest. D'environ 500 mètres de longueur, l'anse de Marigot, également nommée la Voute, est délimitée au Sud par l'embouchure de la rivière Beaugendre et au Nord par la pointe de la Hotte.

Sur la longueur de la baie, la plage possède une largeur qui varie entre 0 (au droit des enrochements) et plus de 20 m (au nord et au sud). La granulométrie s'affine lorsque l'on parcourt le littoral du sud vers le nord.

La bathymétrie est en général abrupte sur la Côte sous le Vent. Au droit de Marigot, les fonds descendent avec une pente d'environ 2% jusqu'à la sonde -10 m, et plongent rapidement ensuite. Un plan topographique et une bathymétrie au 1/500^e réalisés en 2006 figurent en annexe I.

Situation de la zone d'étude (extrait carte IGN)



II. MODELISATION DE LA HOULE

II. 1. TERMINOLOGIE

La **marée astronomique**, indépendante de la présence d'un cyclone, correspond aux variations du niveau de la surface de la mer observées au quotidien.

En cas de cyclone, la forte dépression atmosphérique (aspiration) et les vents latéraux (accumulation) qui caractérisent ce phénomène entraînent un exhaussement du niveau de la mer nommé **marée de tempête**.

Cette marée de tempête, dans le cas le plus défavorable, vient s'ajouter à l'amplitude de la marée astronomique : l'élévation qui en résulte s'appelle **la surcote statique**.

La surcote statique ne tient compte d'aucun effet dynamique lié aux vagues. Elle donne en quelque sorte le niveau, pendant la tempête, qu'aurait la mer « au repos ». Bien sûr, la réalité est toute autre, et les turbulences provoquées par la forte houle provoquent des exhaussements supplémentaires. Ces exhaussements dynamiques, à l'approche du rivage, sont de plusieurs nature et sont bien décrits dans le *Shore Protection Manual* édité par le US Army Corps of Engineers :

- **le setup** : terme qui désigne une surcote liée à l'accumulation d'eau apportée par les vagues à l'approche de la côte, en eau peu profonde. On l'appelle également **surcote dynamique**.

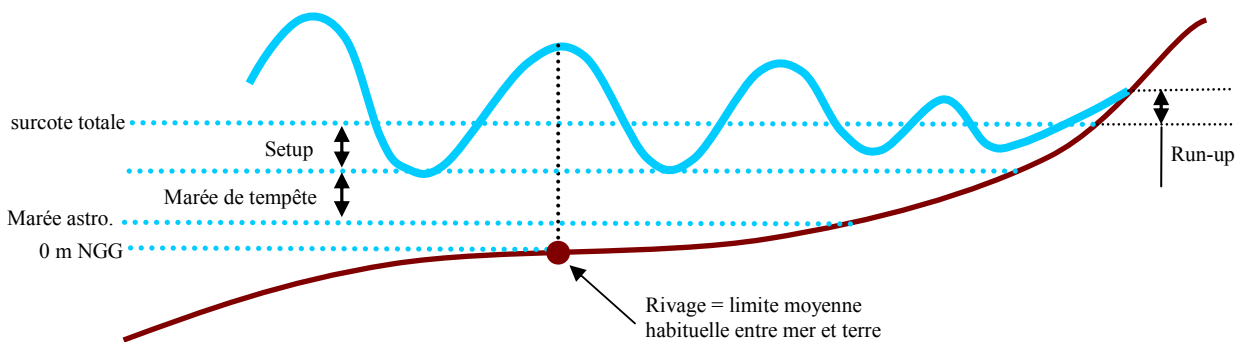
- **le runup** : terme qui quantifie la hauteur maxi atteinte par l'étalement de la vague sur le rivage, au-dessus des surcotes (statique et dynamique).
- **l'overtopping** : franchissement par les vagues du sommet d'un rivage ou d'un obstacle, entraînant une submersion des terres situées derrière et en contrebas. L'overtopping n'intervient donc qu'en présence de topologies côtières particulières.

La détermination de ces 3 paramètres nécessite de connaître la hauteur significative des vagues H_s , leur période T , la bathymétrie et la topographie côtières.

La somme de la surcote statique et du set-up permet d'obtenir **la surcote totale** qui représente le niveau minimum permanent de submersion du rivage pendant l'évènement étudié.

La connaissance de l'ensemble des paramètres définis dans ce paragraphe permet d'appréhender le comportement de la houle lorsqu'elle atteint le rivage.

Le schéma suivant met en scène les grandeurs significatives retenues dans notre démarche :



II. 2. CARACTERISTIQUES DE LA HOULE AU LARGE

II. 2. 1. GENERALITES

La houle cyclonique désigne le système d'ondes soulevées par le vent associé aux cyclones et affectant la surface de la mer. Elle se propage très rapidement, est de longue période et très destructrice. Elle peut parfois être observée jusqu'à 1000 kilomètres du cyclone et ses effets continuent à se faire sentir après le passage de celui-ci.

A l'approche des côtes, la houle est modifiée lors de sa propagation. On distingue alors trois phénomènes physiques : la réfraction, la diffraction et le déferlement.

L'interaction de la houle et de la côte est complexe :

- lorsque les fonds sont profonds près des côtes, l'impact est fort ;
- à l'inverse, lorsque la bathymétrie est faible, offrant des pentes également faibles, ou qu'il existe des barrières coralliennes, l'énergie de la houle est en grande partie dissipée avant d'atteindre la côte.

Malheureusement, la bathymétrie de la Côte sous le Vent est très défavorable et la côte reste très exposée à ce phénomène.

En liaison avec la marée de tempête, la houle peut provoquer d'importants dégâts jusqu'à l'intérieur des terres.

II. 2. 2. DONNEES METEO-FRANCE

Dans le cadre global des études du risque cyclonique, Météo France utilise un modèle de calcul des durées de retour de houle cyclonique aux abords des petites Antilles. La modélisation de la houle se fait en des points de calcul situés à une profondeur suffisamment importante pour ne pas perturber en surface la propagation de la houle. On parle de houle de pleine mer. Pour plus d'information sur les hypothèses et les théories à l'origine de ce modèle, nous renvoyons le lecteur aux publications de Météo France.

Dans notre cas, la houle de Sud-Ouest est la plus pénalisante étant donnée l'exposition du site.

Le graphe liant hauteur de houle au large avec période de retour figure en page suivante.

Les conclusions sont les suivantes :

Une houle cyclonique d'environ 2 mètres arrive en moyenne tous les deux ans au large de Marigot. Pour une hauteur de 4 mètres, la durée de retour est de 5 ans. La durée de retour 50 ans correspond à une houle de 8.7 mètres et la durée de retour 100 ans correspond à une houle de 10.1 mètres.

L'échantillon de houle traitée peut avoir, sur la zone d'études, les composantes nord-ouest, ouest, sud-ouest, sud.

Les houles cycloniques les plus fréquentes ont une composante ouest bien marquée.

Le site apparaît naturellement protégé de la majorité des houles de nord/nord-est générées par les cyclones les plus fréquents. Cependant, si un ouragan passe à proximité, en mer Caraïbe, ou si un cyclone du type de Lenny génère de fortes houles de composantes Nord-Ouest à Sud-Ouest, le site recevra les vagues de plein fouet.

De plus, l'isobathe 20 m est estimé à environ 500 m du front de mer et l'isobathe 10 m à plus de 400 m. Ainsi, des vagues de 6.6 m au large déferleront à 300 m du bord environ tous les 9 ans (on prend $H_{1/3} = 4.5$ m donc $H_{1/100} = 6.6$ m, voir nota page suivante) dans la direction ouest.



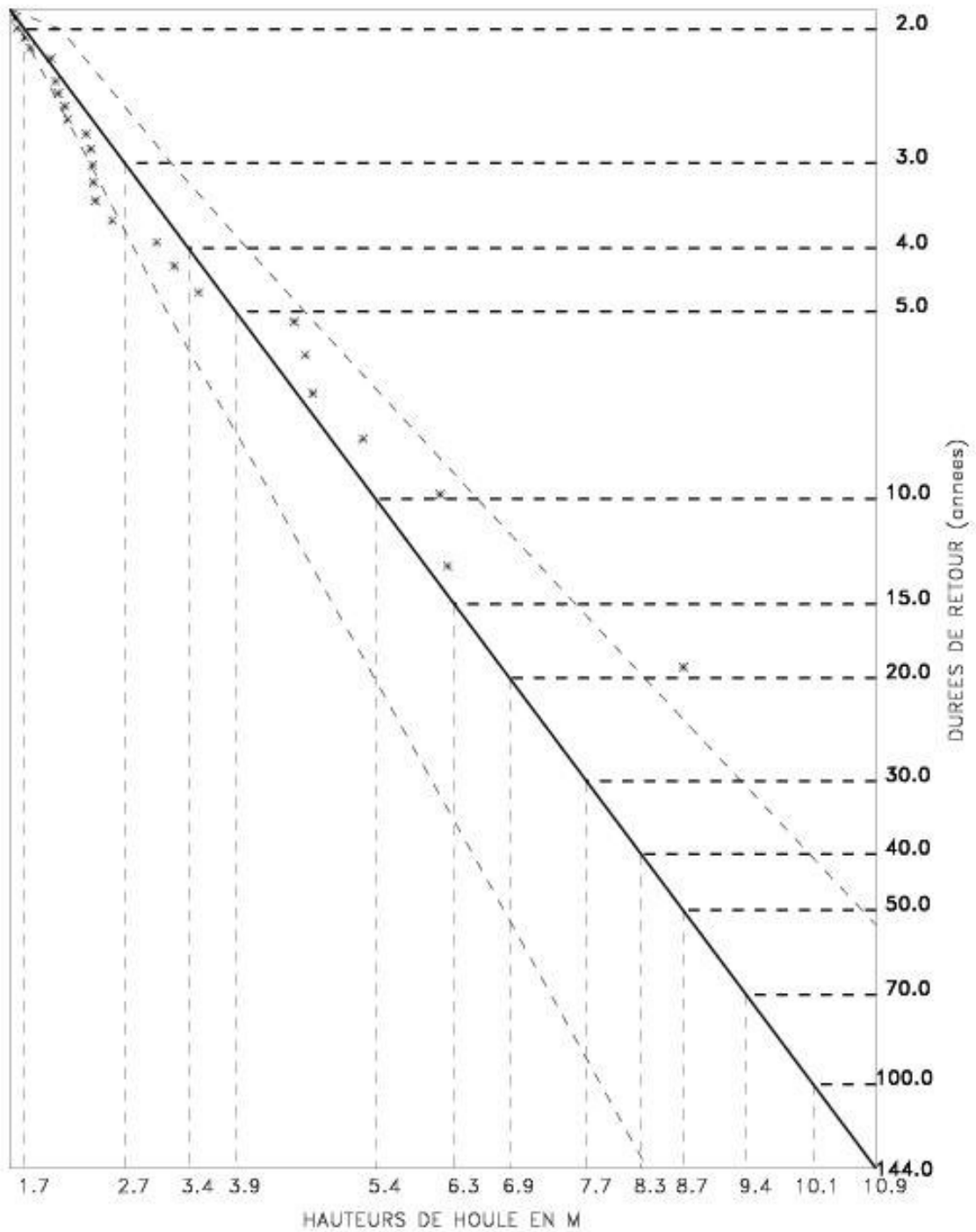
COURBE DE HOULE
(HAUTEUR - FREQUENCE)

POINT NUMERO 1277

PERIODE 1964/1999

SEUIL= 1.5 M

LOI EXPONENTIELLE



Les données caractéristiques essentielles des houles cycloniques centennales, au large de Vieux Habitants, et pour un train de houle proche du Sud-Est, sont les suivantes :

Hs = 8,70 m (cinquantenal)

Hs = 10,20 m (centenal)

T = 9 à 11 s

Durée de retour (ans)	5	10	20	50	100
H' ₀ (m)	3.90	5.40	6.90	8.70	10.10
Période T (s)	10	10	10	10	10

Où : - Hs désigne la hauteur significative de la houle d'occurrence centennale, au large
 - T désigne la période entre 2 crêtes, au large

Ces valeurs ont été calculées par Météo France en un point situé à environ 2 km de la côte, par une profondeur de 350 m.

Ses coordonnées sont les suivantes :

61°47' ouest et 16°5' nord

En ce point, la profondeur est suffisamment grande pour qu'il n'y ait pas déferlement, et qu'ainsi la méthode employée pour calculer les durées de retour soit correcte. En revanche, la bathymétrie du modèle a été lissée et ne correspond pas forcément aux profondeurs réelles au point.

Nota : H'₀, la hauteur significative des vagues, est une mesure de l'état de la mer au large. Elle peut être comprise comme une moyenne de la hauteur des plus grandes vagues. A l'origine, il y a 50 ans, quand seulement les observations visuelles dominaient, on disait qu'il s'agissait de la moyenne des hauteurs du 1/3 des vagues les plus grandes. On la retrouve parfois sous la notation H_{1/3}. La hauteur maximale H_{max} de la houle est comprise entre 1,6 et 2 fois H'₀.

II. 3. CARACTERISTIQUES DE LA MER A L'APPROCHE DU RIVAGE

a/ Marée astronomique

Son amplitude maximale, bien connue pour la Guadeloupe, est de l'ordre de + ou - 40 cm. Le niveau de pleine mer est donc considéré comme étant une constante égale à :

0,40 m NGG

b/ Marée de tempête (cyclonique)

Influencée par certains effets de site, l'élévation supplémentaire du niveau de la mer due à la marée de tempête est également estimée par Météo France. Les conditions cycloniques cinquanteennes et centennales correspondent aux effets d'un cyclone de catégorie 5. Le tableau suivant résume les hauteurs de marée cycloniques:

Durée de retour T (ans)	5	10	20	50	100
Marée (m)	0.15	0.25	0.35	0.55	0.73

c/ Surcote statique

Somme des 2 paramètres précédents, sa valeur est :

Durée de retour T (ans)	5	10	20	50	100
Surcote statique (m)	0.55	0.65	0.75	0.95	1.13

d/ Set-up

La détermination du set-up est liée à la forme des vagues qui parviennent jusqu'au rivage. Ici intervient de manière très sensible le profil que possède la bathymétrie à l'approche des côtes.

Lorsqu'une vague progresse dans des eaux de moins en moins profondes, la cambrure maximum que peut supporter la vague avant déferlement diminue. A une profondeur donnée notée d_b (depth of breaking), la vague commence à déferler. Sa hauteur, selon le type de déferlement, peut être inférieure ou supérieure à ce qu'elle était lorsque la vague était au large, en eaux profondes. La hauteur de déferlement est notée H_b (height of breaking), tandis que la hauteur au large est notée H'_0 (ou parfois $H_{1/3}$).

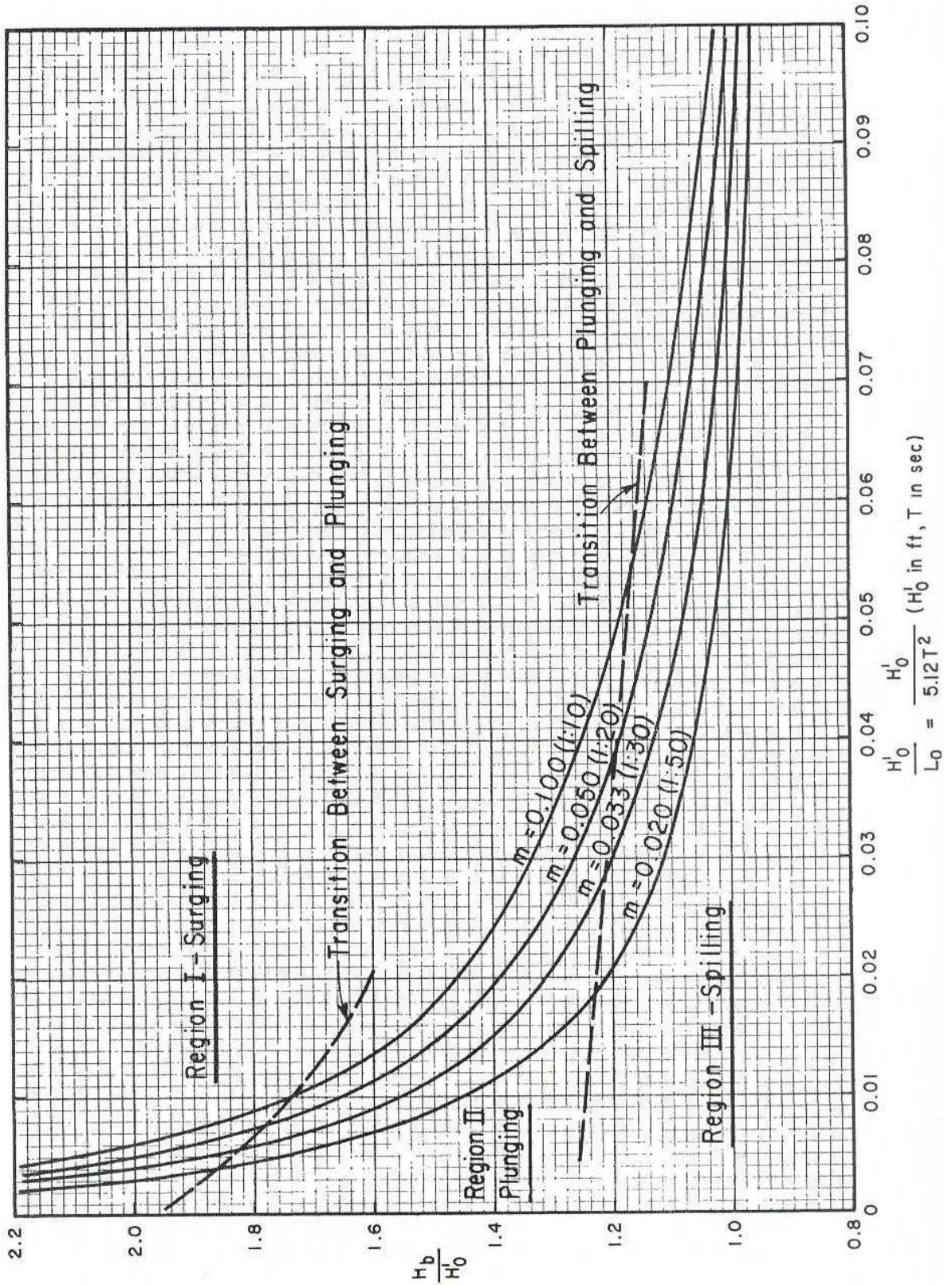
L'abaque qui suit, extrait du Shore Protection Manual, permet de déterminer le rapport H_b/H'_0 en fonction de la pente bathymétrique au droit de la zone de déferlement d'une part, et d'autre part en fonction du laps de temps T, ou période, séparant deux vagues (au large).

La connaissance de H_b permet alors de déterminer le set-up, selon la formule de Longuet-Higgins et Stewart (1963) :

$$S = 0.19.H_b \cdot \left[1 - 2.82 \left(\sqrt{\frac{H_b}{gT^2}} \right) \right]$$

Ce qui donne :

Durée de retour T (ans)	5	10	20	50	100
Set-up (m)	0.76	0.94	1.10	1.28	1.42



Détermination de la hauteur de déferlement relative H_b/H'_0

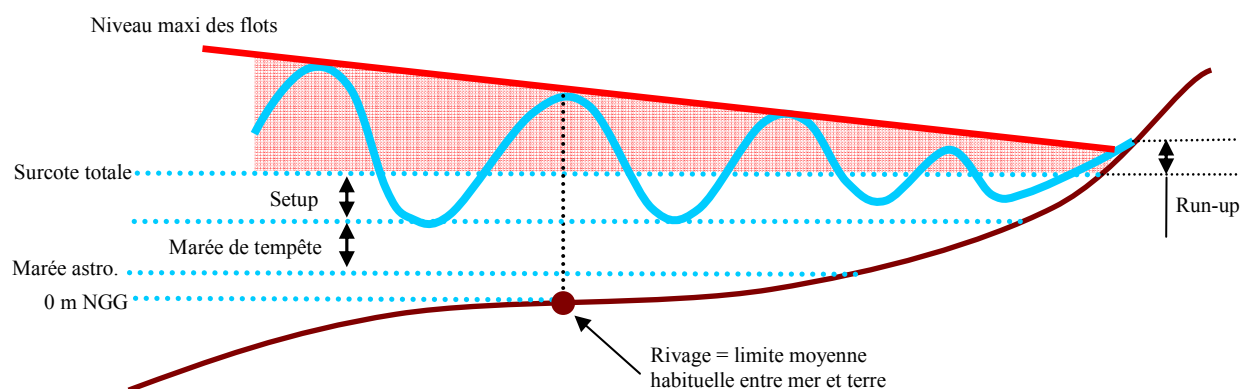
d/ Surcote totale

La surcote totale est la somme de la surcote statique et du set-up, ce qui donne :

Durée de retour T (ans)	5	10	20	50	100
Surcote totale (m)	1.31	1.59	1.85	2.23	2.53

Les remarques suivantes précisent le sens physique des valeurs calculées :

- Les surcotes totales peuvent être lues comme des niveaux NGG de submersion permanente et pourraient servir de base au tracé d'un champ d'inondation permanent.
- Elles ne désignent pas une hauteur maximum des flots, mais une hauteur moyenne calculée durant les quelques dizaines de minutes où la mer est la plus forte. Ainsi, pendant cette période, la surface de la mer va osciller autour de la surcote totale au rythme de l'arrivée des vagues, comme illustré sur la figure suivante :

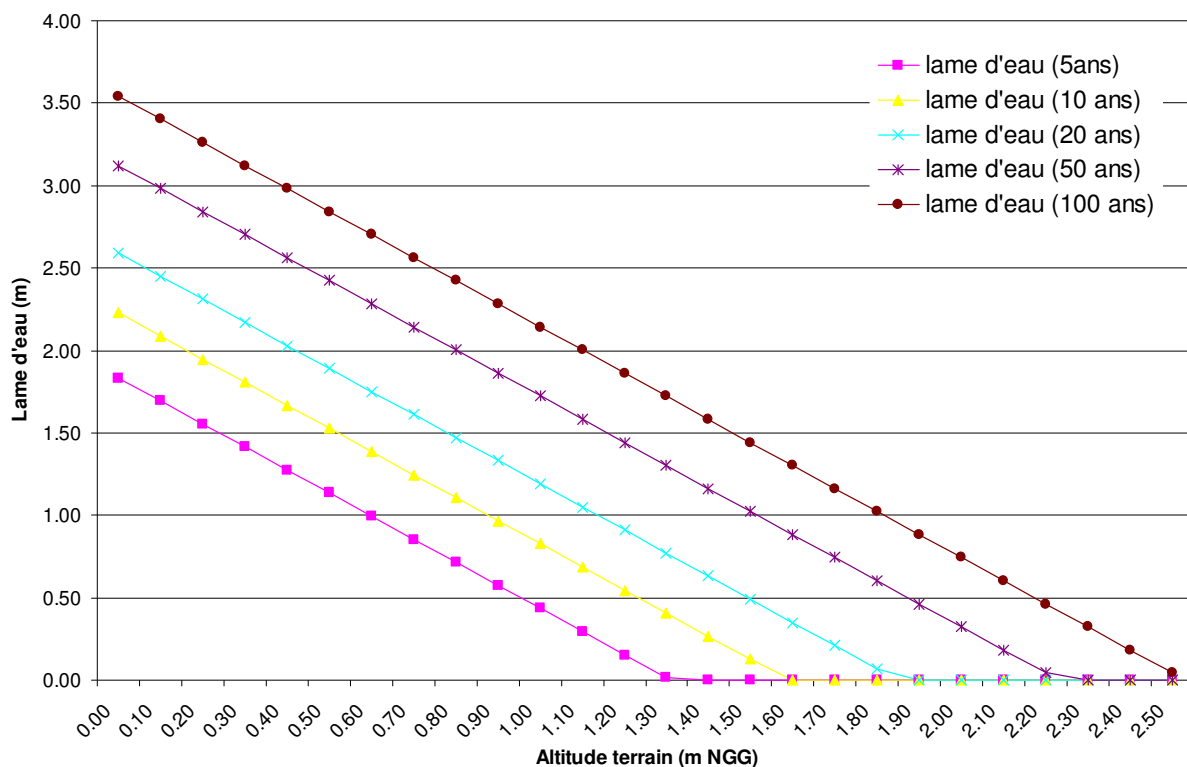


- En ce qui concerne le runup et l'overtopping, leur amplitude dépend essentiellement de la géométrie transversale de la côte ou de l'ouvrage de protection sur lequel viennent frapper les vagues. Cela sera abordé au chapitre consacré au dimensionnement des aménagements côtiers de protection.

III. PROTECTIONS MARITIMES

III. 1. CONCEPTION

En considérant que les vagues déferlent lorsque leur hauteur atteint environ 80% de la profondeur, on peut estimer que les crêtes des vagues, lors de leur pénétration dans les terres, mènent aux lames d'eaux suivantes calculées en fonction de l'altitude du terrain immergé :



Ce graphique montre que la hauteur de protection à mettre en œuvre contre la houle dépend de la distance qui sépare cette protection du rivage, plus cette distance est importante moins la hauteur est élevée.

A l'heure actuelle, la protection par enrochements existante (Cf photo) possède une hauteur moyenne de l'ordre de 3,30 m, soit à 1 mètre environ au-dessus du niveau du parking.

Enrochements existants



Cette disposition, moyennant remise en état, arrêterait l'impact d'une houle de période de retour 60 ans ; ses effets les plus dangereux, à savoir déferlement et impacts de galets, seraient ainsi maîtrisés. Cependant, étant donnée la nature non étanche de cette protection et la dynamique des vagues, l'amont de la digue sera inondé sous quelques centimètres d'eau (par infiltration et par débordement du type runup/overtopping) pour des événements bien plus fréquents.

Il faut également noter que, dans le cas probable où la forte houle serait associée à des précipitations importantes, l'écoulement des eaux pluviales vers la mer ne pourra plus être assuré : les canaux d'assainissement seront en effet remplis d'eau de mer.

Ainsi, la nature et le dimensionnement des enrochements peuvent être déterminés en fonction d'objectifs qu'il convient de fixer au regard de 2 paramètres principaux :

- la période de retour de protection : 10, 20, 50 ou 100 ans,
- la nature de la protection : lutte contre les effets les plus dangereux de la houle (déferlement et impacts) ou lutte contre toute inondation du secteur protégé.

A ces 2 paramètres, il faut ajouter l'impact visuel des enrochements. En effet, si la digue dépasse 1,50 m au-dessus du niveau du parking et de la route, l'horizon visuel sera bouché pour tout piéton de la zone.

Au vu des éléments précités, 2 types d'aménagements sont proposés : une remise en état des enrochements existants ou une amélioration de la protection.

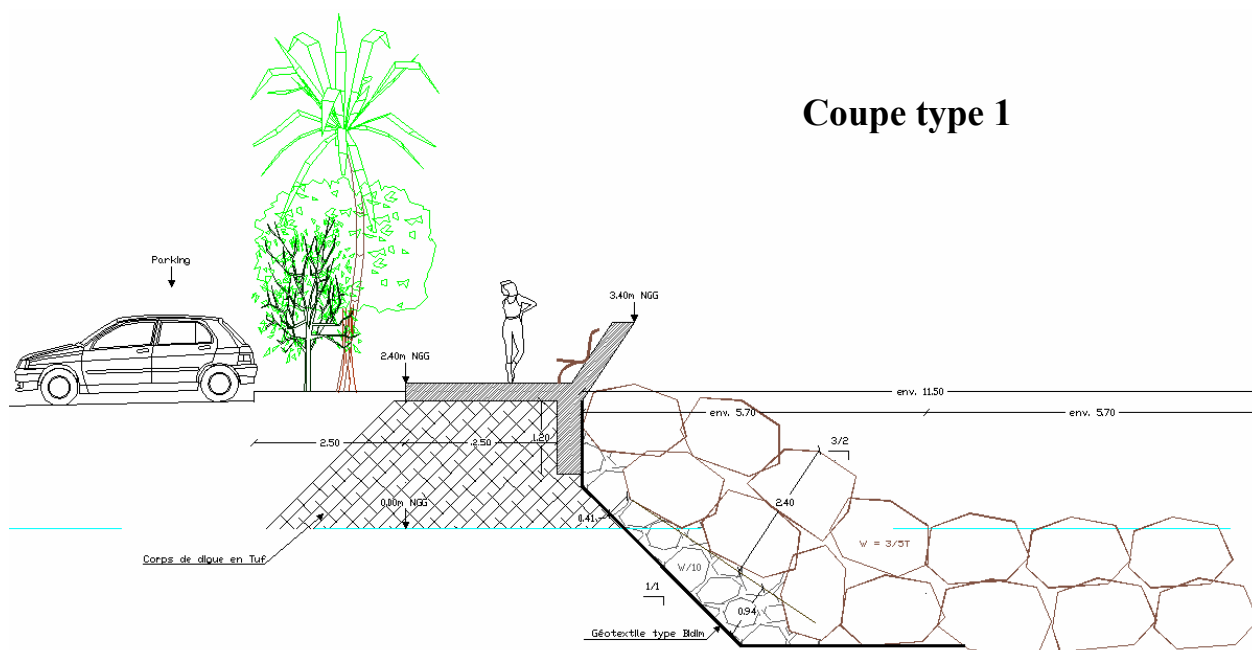
III. 2. OPTIONS D'AMENAGEMENT

Les dispositions littorales proposées sont constituées de 630 ml d'enrochements. Le plan d'implantation et les coupes types sont fournies en annexe.

III. 2. 1. REMISE EN ETAT DES ENROCHEMENTS – COUPE TYPE 1

a) Description

Concernant les enrochements existants, le principe suivant est préconisé :



Ce profil d'enrochement s'étendra sur 300 ml, c'est-à-dire sur la distance correspondante aux anciens enrochements actuellement en place sur la partie centrale du littoral de Marigot (Cf plan en annexe).

Il s'agit d'enrochements dits « arrangés », c'est-à-dire réalisés avec des roches d'andésite à brisure franche provenant de carrière et mises en place de manière à offrir peu de prise à la houle. Le poids minimum des roches est de 4 tonnes. Une carapace est formée par 2 couches superposées de ces blocs, posée sur un lit de 40 cm de roches de 300 kg environ. La double carapace offre une protection accrue face aux énergies considérables dissipées. La présence d'un filtre géotextile a pour but d'éviter le délitement du remblai d'assise, cause principale des désordres constatés sur les enrochements non pourvus d'un tel filtre.

Le parapet en béton armé est incliné de manière à être plus efficace dans l'interception de la trajectoire des vagues qui pourraient franchir le sommet des enrochements. Ce muret est doté d'ouvertures en pied pour permettre l'évacuation vers la mer des eaux éventuellement transbordées.

Une promenade en béton armé est solidaire du parapet lui-même prolongé en terre par une bêche stabilisatrice. L'ensemble forme un ouvrage stable conçu à la fois pour offrir une protection maximum à la cote 3,40 m NGG et pour agrémenter le littoral d'un parcours piéton paysager. Un dévers orienté vers la mer permet aux eaux de s'écouler par les ouvertures ménagées en pied de parapet.

Avec une tête de parapet à 3,40 m NGG, la digue assurera une protection vis-à-vis du déferlement et des impacts directs de la houle pour une période de retour de 60 ans.

En revanche, les débordements provoqués par l'effet de runup, c'est-à-dire la remontée de l'eau à la surface des enrochements lorsque la vague « s'échoue », puis le franchissement du sommet du parapet, auront lieu plus souvent.

En effet, selon les abaques du Shore Protection Manual et les compléments détaillés dans la notice de 1997 du Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF) « Conception et dimensionnement des digues à talus », l'ordre de grandeur du runup conduit à des débordements probables tous les 5 ans. Ces débordements n'ont rien à voir, par leur ampleur, avec ceux que provoquerait le franchissement direct de la houle. La nature physique et la fréquence de retour de ces débordements sont telles que seuls des aménagements importants permettraient de les contenir à 100 % côté mer.

En amont de la promenade, une bande arborée sera aménagée. Par ailleurs, le long du parapet, des bancs seront régulièrement disposés à l'attention des promeneurs et des riverains.

b) Calcul

• Concernant la **détermination du poids des enrochements**, le Laboratoire National d'Hydraulique, aujourd'hui absorbé par la Sogreah, propose d'utiliser la formule d'Hudson en tenant compte d'un coefficient corrigeant la valeur de la houle incidente afin de tenir compte du déferlement. La formule d'Hudson est :

$$W = \frac{\rho_s H^3}{K_D (\rho_s / \rho_w - 1)^3 \cot g \alpha}$$

- avec :
- ρ_s masse volumique de la roche utilisée (2,6 t/m³)
 - ρ_w masse volumique de l'eau de mer (1,02 t/m³)
 - α pente du talus (3h/2v)
 - K_D coefficient de stabilité (2 car 2 couches et déferlement)
 - H hauteur de la houle incidente

La valeur de H retenue, par sécurité, est égale à la surcote totale. Ainsi, pour T=100 ans, on a H=2,53 m et on en déduit **W = 3,75 t**.

Les roches à utiliser pour la protection devront peser au moins 4 tonnes.

• Concernant l'effet de gifle de la houle sur le parapet, la pression exercée par l'eau sur la face ouest du parapet est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot v^2}{2g}$$

avec :

- P pression exercée
- v vitesse d'impact de l'eau (≈ 6 m/s)
- g accélération pesanteur ($= 9.81$ m/s²)
- ρ masse volumique de l'eau de mer ($= 1,02$ t/m³)

Dans ces conditions, la pression est de l'ordre de **1,4 t/m², soit 0,014 Mpa**.

Cette pression brutale est de très courte durée. De plus, elle est probablement surestimée, car l'eau de mer qui heurte le parapet contient de l'air, ce qui fait chuter sa densité réelle.

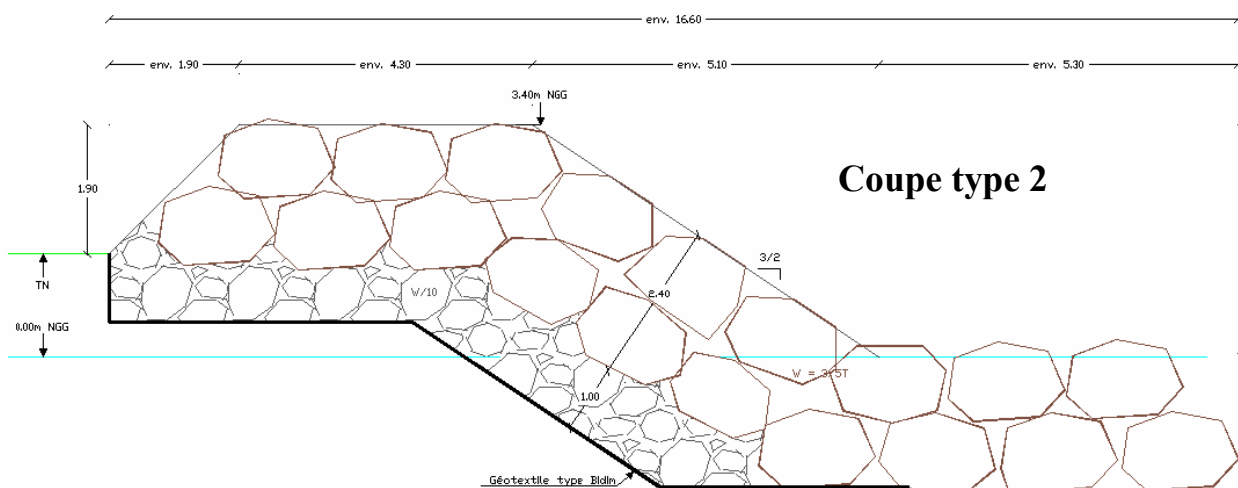
La présence du talon offre un double avantage :

- il bloque le recul du parapet
- il réduit le risque de basculement

Concernant ce dernier, un calcul sera mené en phase projet lorsque le profil type aura été validé par le maître d'ouvrage.

III. 2. 2. ENROCHEMENTS ZONE SUD – COUPE TYPE 2

Il s'agit cette fois-ci d'un enrochement total, sans couronnement béton armé :



La cote de 3,40 m a été conservée afin d'assurer la continuité visuelle depuis le parking et la route.

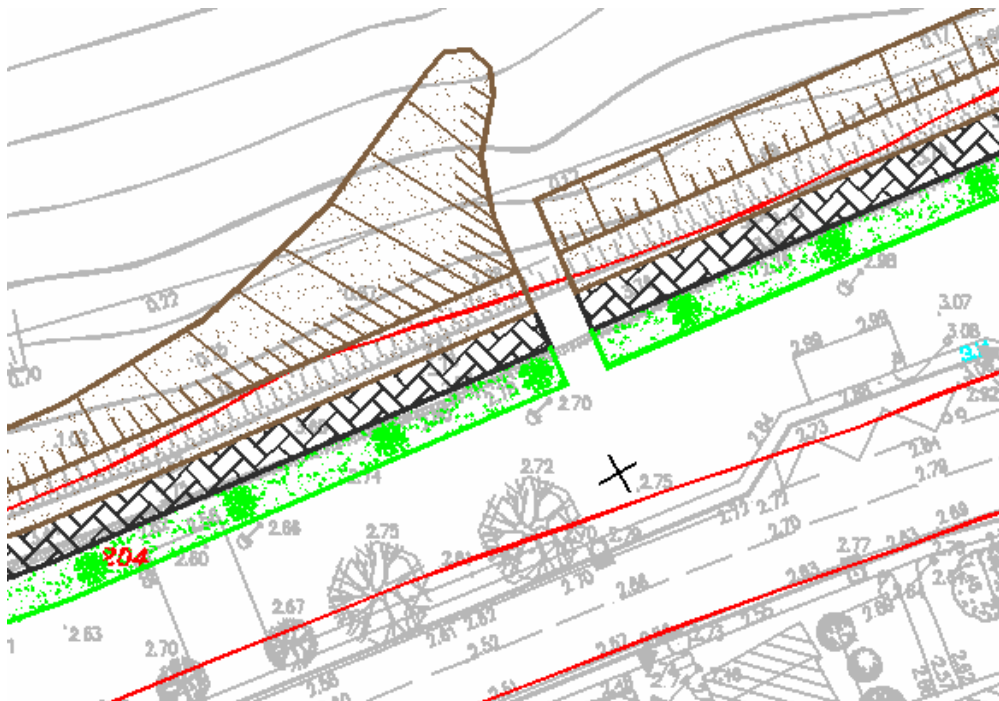
Dans cette solution, la digue assurera une protection vis-à-vis du déferlement et des impacts directs de la houle pour une période de retour de 60 ans, comme dans le cas de l'option 1. En revanche, les débordements provoqués par l'effet de runup seront moins bien contenus.

III. 2. 3. EPIS DE PROTECTION DES EXUTOIRES EP

Les enrochements projetés doivent permettre l'évacuation des eaux de pluie par le réseau primaire EP du secteur (cf chapitre suivant concernant les aspects hydrauliques d'origine pluviale).

Le linéaire d'enrochements est interrompu à 3 reprises par le passage de canaux EP (cf plan des aménagements en annexe). Des épis en enrochements auront pour vocation de réduire les phénomènes chroniques d'engravement des canaux EP provoqués par la houle. Leur orientation protégera les exutoires des principales composantes de houles à l'origine du phénomène, diminuant considérablement les besoins en entretien des canaux. Cette disposition améliorera les conditions d'écoulement des eaux pluviales durant les fortes averses.

Epi de protection des exutoires EP



III. 3. CONCLUSION DU VOLET MARITIME

La surcote marine totale (statique + setup) à prendre en considération pour les aménagements est de 1,95 m.

Cette cote doit se comprendre comme un niveau en dessous duquel tout point sera immergé de façon permanente durant l'évènement centennal.

Au-delà de 1,95 m, et jusqu'à une hauteur de 2,50 m, l'eau de mer peut encore progresser de manière intermittente sous l'effet du runup.

Les aménagements projetés doivent donc tenir compte du fait que tout point situé à une cote inférieure à 1,95 m sera submergé lors d'une houle centennale. Pour les points situés entre 1,95 m et 2,50 m, des murets convenablement fondés suffiront pour protéger les aménagements des effets du runup.

Les conclusions concernant une houle cinquantenale mènent à une surcote d'environ 1,70 m, pour un runup de 40 cm.

Les enrochements proposés sont scindés en 2 principes :

Le 1er consiste en la reprise de l'enrochement existant, avec promenade et parapet incliné béton.

Cet ouvrage offre les avantages suivantes :

- meilleure pérennité que les enrochements classiques (double carapace),
- protection d'environ 60 ans vis-à-vis des impacts de houle,
- bonne protection vis-à-vis des risques de débordements par « paquets de mer » par-dessus la tête des enrochements.
- Le sommet des enrochements est proposé à 3m40 au-dessus du niveau de la mer, soit 1 mètre au-dessus du parking actuel.

Le 2ème correspond à la protection par enrochements du sud de la baie, en retrait de la RN. Ce profil n'offre pas d'aménagement paysager et de promenade d'agrément. La protection vis-à-vis des impacts de houle est également de 60 ans ; cependant, les phénomènes de débordements ponctuels par « paquets de mer » par-dessus la tête des enrochements seront plus fréquents que dans le cas de la coupe type 1.

IV. HYDRAULIQUE FLUVIALE

Cette partie définit le contexte hydraulique pluvial de la zone et dresse un diagnostic capacitaire des ouvrages du secteur afin de proposer des solutions d'aménagement.

IV. 1. HYDROLOGIE

Cette partie s'appuie sur l'étude et l'analyse de la carte IGN au 1/25000^{ième} et sur des plans topographiques partiels du secteur au 1/500^{ième} complétés par des visites de terrain.

Tous les axes d'écoulement ont été reconnus et les ouvrages existants repérés. Les zones inondables et autres caractéristiques hydrauliques ont été identifiées avec l'aide des riverains.

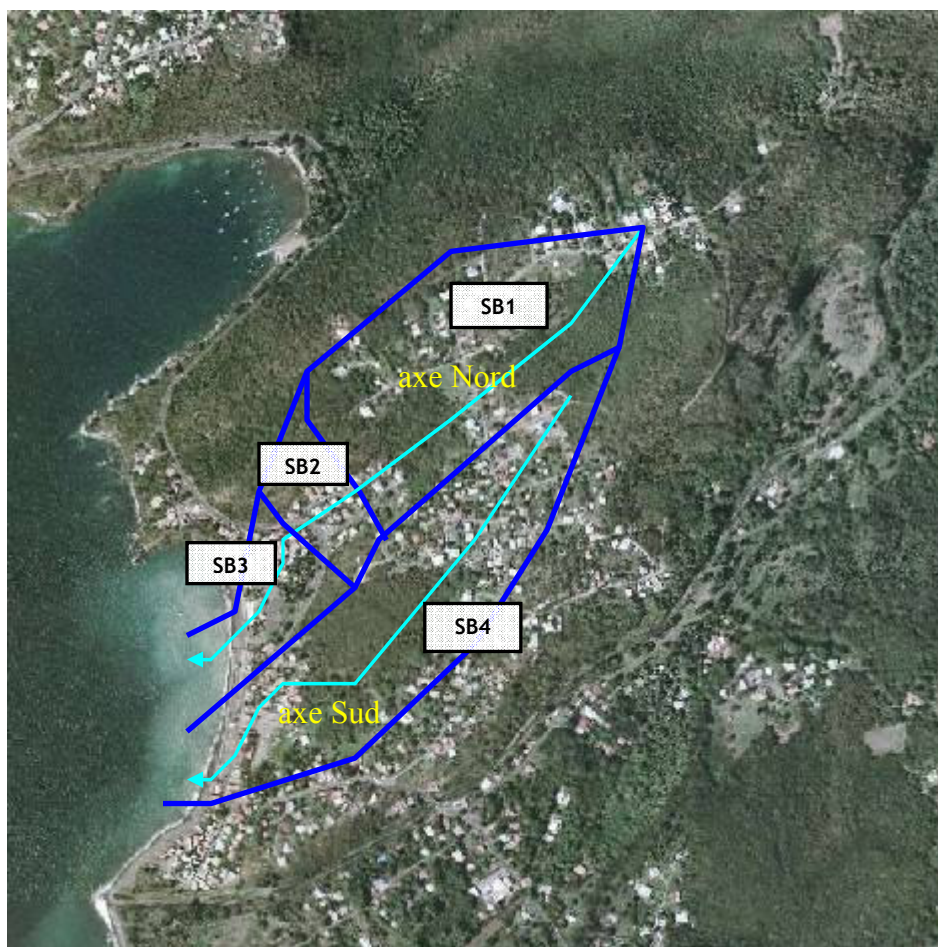
Les chapitres qui suivent présentent les caractéristiques des bassins versants à l'origine des dysfonctionnements observés, le calcul des débits qui traversent les ouvrages hydrauliques et la capacité de ces derniers. A l'issue de ce diagnostic, des aménagements sont proposés afin de palier aux insuffisances hydrauliques constatées.

IV. 1. 1. PRESENTATION DU SECTEUR

On dénombre 2 axes d'écoulements intermittents dans le secteur d'étude. Ces axes seront nommés axe Nord et axe Sud.

Le bassin versant a été découpé en 4 sous bassins versants notés SB1 à SB4. Ce découpage a été réalisé en fonction des différents points de calculs que représentent les principaux ouvrages hydrauliques du secteur. Le plan ci-après illustre ce découpage.

Sous bassins versants et écoulements principaux

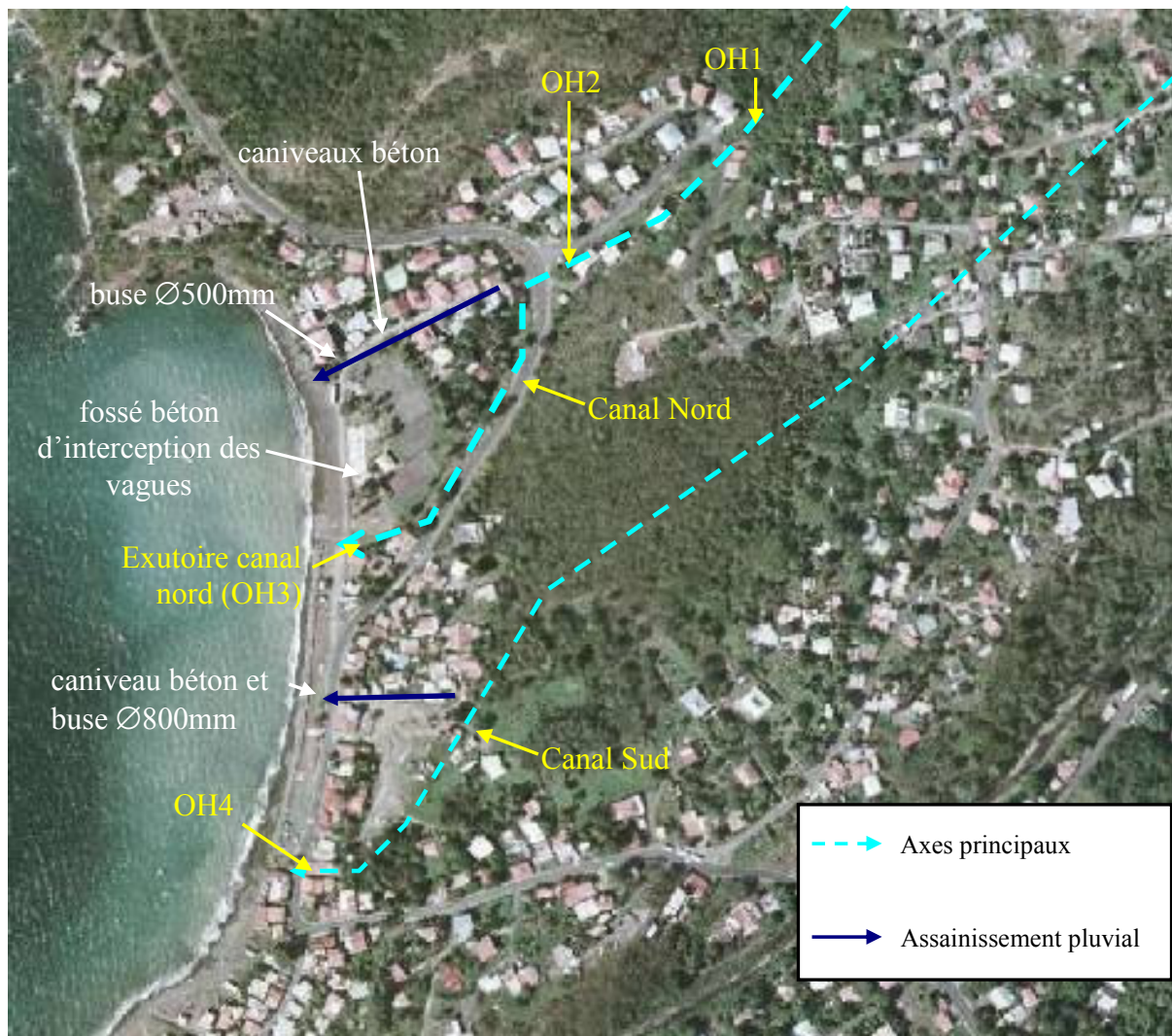


Les éléments topographiques (surfaces et pentes) ont été identifiés directement à partir des plans topographiques. Les informations hydrologiques (coefficients de ruissellement) sont de nature interprétative.

- **Coefficients de ruissellement des sous bassins versants :**

Les coefficients retenus, au regard de la pente et de l'occupation des sols, sont les suivants :

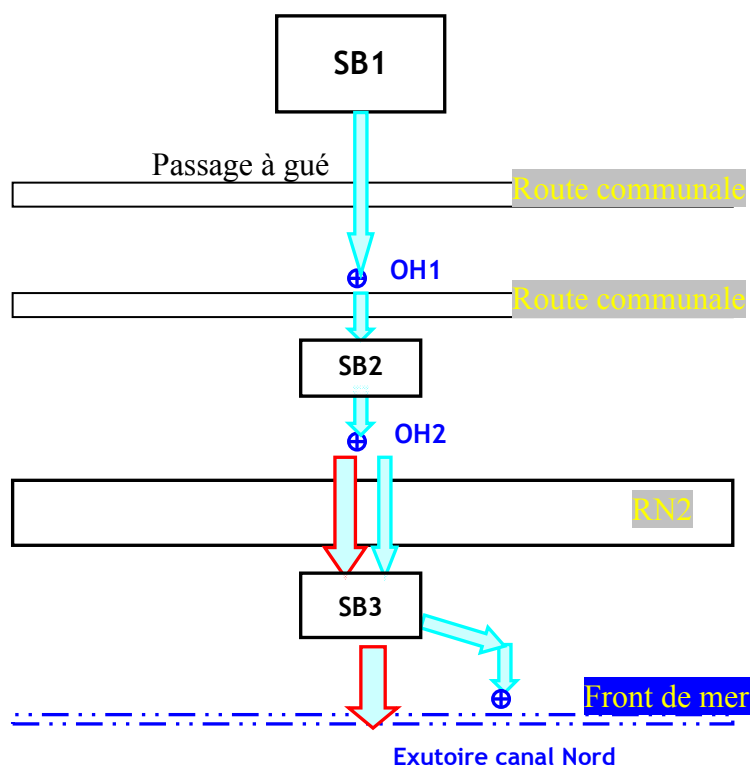
Coef. Ruissellement %			
1an	10ans	50ans	100ans
0.5	0.6	0.75	0.9

Plan de repérage des ouvrages hydrauliques

En jaune : Ouvrages hydrauliques principaux
En blanc : Ouvrages hydrauliques secondaires

- **Principe du fonctionnement hydraulique du secteur :**

- **Axe Nord :**



↓ Écoulements dans fossés / canal
 ⇨ Débordements
 ⊕ Nœuds de calcul

Les eaux ruissellent depuis le sommet du « Morne Marigot », à la cote 161mNGG, et forment l' « axe d'écoulement Nord ». Cet axe franchit une première chaussée via un passage à gué puis se poursuit jusqu'à l'OH1, une buse Ø1000mm. Celle-ci permet le franchissement, sans débordement (selon témoignages), de la route communale qui serpente sur les flancs du Morne Marigot.

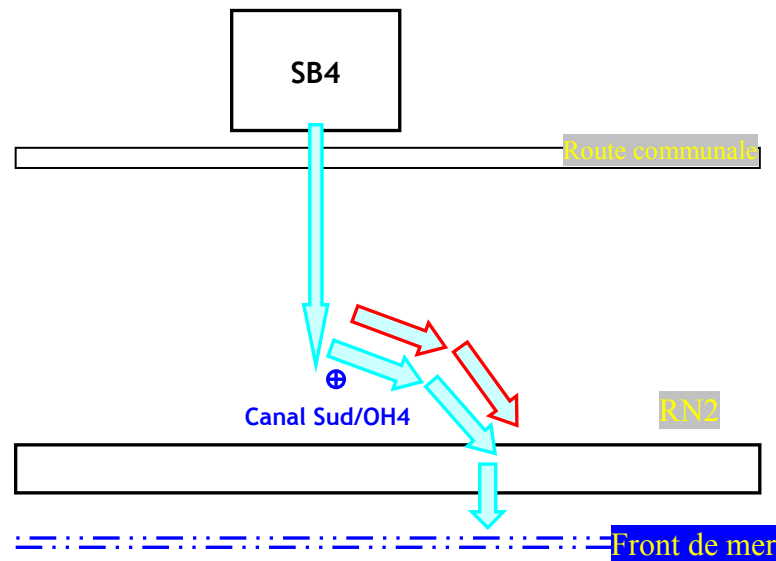
L'axe chemine ensuite dans un fossé en terre assez marqué jusqu'à l'OH2. Ce deuxième ouvrage, un cadre de 0.9mx1.2m, permet le franchissement de la RN2. Ce cadre, manifestement sous dimensionné, a provoqué des submersions de la chaussée à trois reprises au moins durant la dernière décennie.

Au delà de la RN, le cours de la ravine ou « axe Nord » est canalisé et longe la RN jusqu'à son exutoire final : la mer.

Au niveau du front de mer, les vagues percutent l'exutoire du canal à ciel ouvert et remontent dans l'ouvrage.

Outre cet axe principal, les cases en aval de la RN2 disposent d'un petit réseau d'assainissement. L'étude de ce réseau fait l'objet d'un paragraphe à part entière dans l'étude capacitaire.

- Axe Sud :



Les eaux ruissellent depuis la cote 100mNGG du Morne Marigot et cheminent librement via un petit fossé en terre jusqu'à une route communale à la cote 50mNGG. Depuis cette route, l'axe d'écoulement emprunte un fossé en terre plus marqué jusqu'aux maisons qui bordent la RN. Au niveau de ces constructions, l'axe d'écoulement chemine alors dans un canal béton (canal Sud) jusqu'à la RN2. A l'approche de la RN2, ce canal se rétrécit, afin de pouvoir passer entre deux maisons très proches, puis franchit la RN2 via un cadre de 2m x 0.9m (OH4). Ce cadre débouche ensuite sur un dernier tronçon de canal qui se jette directement dans la mer. Là encore, comme pour l'axe Nord, les vagues percutent l'exutoire du canal et remontent dans l'ouvrage en y déposant sable et galets.

Au niveau des maisons qui bordent la RN, un caniveau perpendiculaire à la RN intercepte, via des regards à grilles, les eaux des plateformes qui le bordent. L'étude de ce caniveau fait l'objet d'un paragraphe à part entière dans l'étude capacitaire.

Une description des ouvrages hydrauliques complète cette présentation au chapitre suivant (II.1.2).

IV. 1. 2. OUVRAGES HYDRAULIQUES

L'ensemble de ces ouvrages est repéré sur le plan du paragraphe IV.1.1.

- **Ouvrages principaux du secteur NORD :**



OH1 : Buse Ø1000mm. Cette buse possède une pente d'environ 5% et semble correctement fonctionner. Une riveraine nous a assuré n'avoir jamais vu de débordements. En aval de cette buse, la ravine emprunte un fossé en terre assez marqué et franchit la route via l'OH2.



OH2 : Cadre 0.9m x 1.2m. Ce cadre possède une pente d'environ 4% et permet à la ravine de franchir la RN2. Il est envahi par la végétation et semble insuffisant. Ces 10 dernières années, la ravine a débordé plusieurs fois sur la route (d'après témoignages).



En aval de l'OH2, la ravine a été canalisée (canal Nord) et sa trajectoire naturelle fortement modifiée. Un méandre très prononcé oblige la ravine à longer la route. Lors de fortes crues, ce méandre est à l'origine d'importants débordements.

Canal Nord : Canal béton à ciel ouvert de 2m x 0.5m sur 220m de long. Ce canal suit la courbure de la chaussée et passe le long de quelques cases de fortune pour se jeter dans la mer. Sur son parcours, lors de fortes crues, le canal déborde sur les terrains de jeux en rive droite ou dans les cases riveraines. Sa pente moyenne est d'environ 1%.

OH3, exutoire canal Nord : L'exutoire est plus marqué que le canal et mesure 2m x 0.8m. Une dalle béton permet le passage des véhicules et des piétons. La pente, à l'exutoire, est inférieure ou égale à 1%.

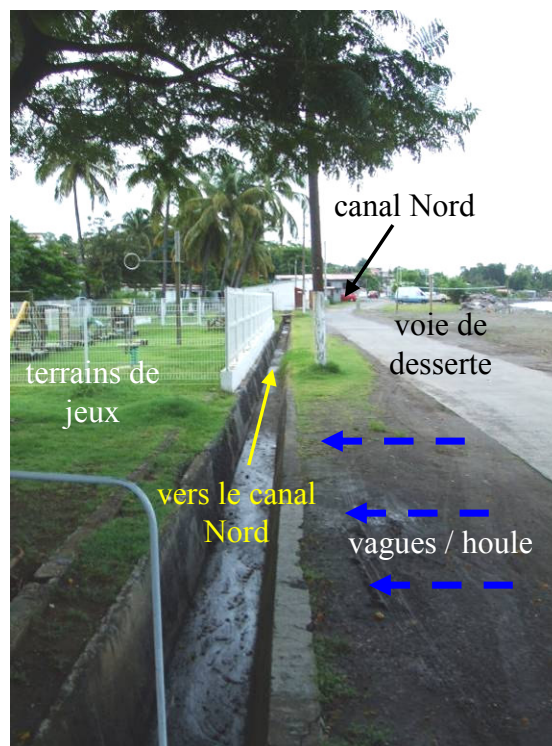
Canal Nord, OH3 et exutoire



- **Ouvrages secondaires du secteur NORD :**

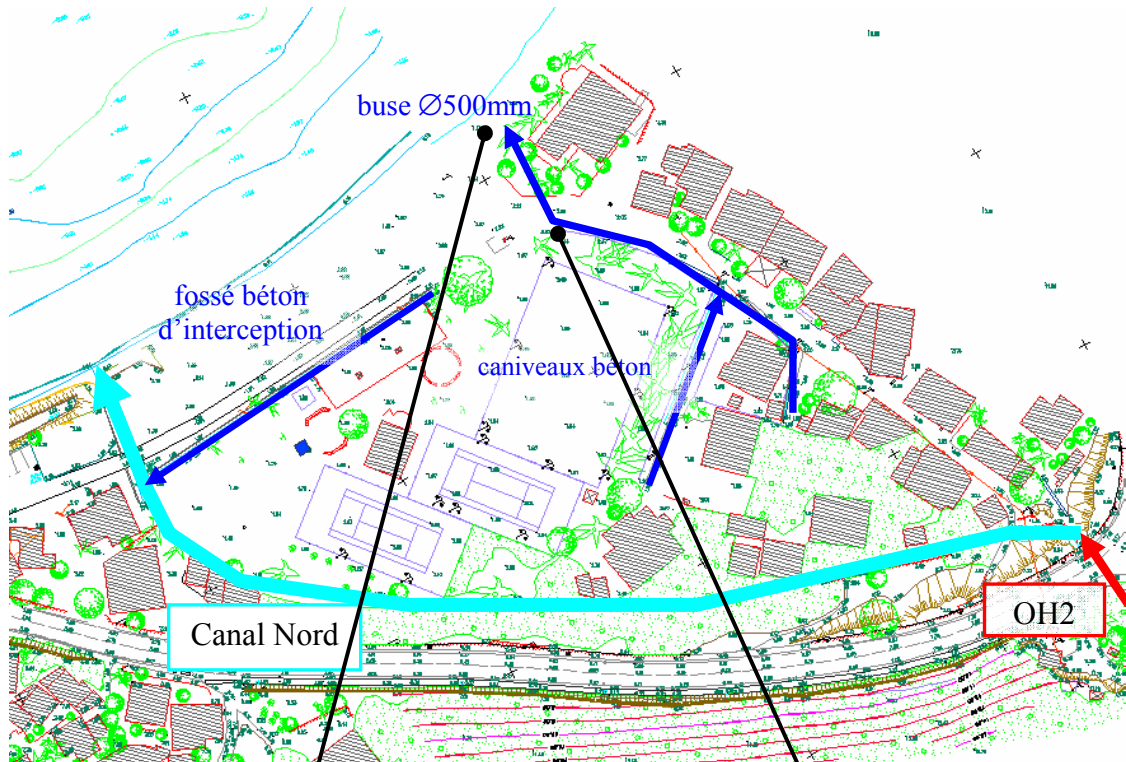
En amont de l'OH3, le canal récupère les eaux d'un fossé d'interception (section de 0.45m²) qui longe la voie de desserte. Ce fossé d'interception permet aussi bien de récupérer une partie des eaux des terrains de jeux que de récupérer les lames d'eau apportées par les plus grosses vagues lors des fortes houles.

Fossé d'interception



Au niveau des cases, l'assainissement est composé de plusieurs petits caniveaux de 0.7m x 0.5m en moyenne.

Assainissement pluvial dans les cases



Buses Ø500mm et caniveaux



La buse de droite semble avoir été condamnée, seule la buse de gauche fonctionne.

- **Ouvrages principaux du secteur SUD :**

Canal Sud : Canal béton à ciel ouvert de 1m x 0.65m sur 180m de long qui permet, au niveau des maisons qui bordent la RN, d'intercepter la ravine Sud afin de la guider dans ce petit secteur urbanisé. Ce canal est manifestement sous dimensionné car la ravine déborde régulièrement dans la cour. Lors d'orages exceptionnels, tels que ceux que la cote sous le vent a connu pendant le cyclone Marilyn, la cour a été submergée par 50cm d'eau. La pente moyenne du canal semble être d'environ 0.5%.

Canal Sud



OH4 : Cadre béton de 2 x 0.90 m, pente 0.5%



Canal Sud / OH4



- **Ouvrages hydrauliques secondaires :**

Au niveau des habitations qui bordent la RN, un caniveau béton (non mesuré) permet l'interception et l'évacuation des eaux de ruissellement des maisons situées entre la RN et la cour. Le plan ci-dessous illustre la surface interceptée par ce caniveau.



A l'exutoire de ce caniveau, sur le front de mer, se trouve une buse Ø800mm qui a été complètement obstruée par les galets charriés par les vagues.

Buse Ø800mm obstruée



IV. 1. 3. DEBITS DE POINTE DES BASSINS VERSANTS

Le calcul des débits de pointe est effectué à l'aide des données pluviométriques recueillies à la station Météo France du Raizet, cette station météo est la seule en Guadeloupe qui bénéficie de traitement statistique de ses pluies. Cette station se trouve à la limite de la Grande-Terre et de la Basse-Terre. Elle est éloignée de la zone d'étude et son régime pluviométrique est différent du régime pluviométrique de la commune de Vieux-Habitants (environ 1600 mm annuellement pour le Raizet et 1000 mm pour Vieux-Habitants). Cependant, s'il est vrai que les pluies sont moins fréquentes sur la commune de Vieux Habitants que sur le Raizet, elles sont, en période cyclonique ou lors d'orages exceptionnels, aussi intenses sinon plus.

Ainsi, la méthode de calculs des débits étant menée avec des pluies de projets statistiques, l'utilisation des coefficients de Montana du Raizet n'est sans doute pas trop éloignée de la réalité. Ce déficit de données statistiques sur la Guadeloupe est une des limites de la précision du calcul des débits.

Le calcul des débits de pointe est mené à l'aide de la méthode rationnelle. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- L'intensité de la pluie i est constante dans le temps et dans l'espace; toutes les pertes par infiltration, rétention et évaporation sont ramenées à un coefficient de ruissellement C constant dans le temps.
- La surface contributive au ruissellement augmente linéairement en fonction du temps pour atteindre la superficie totale du bassin A au temps $t =$ temps de concentration (t_c).

Lors de la conception d'une conduite de drainage pluvial, on choisit une pluie de projet de période de récurrence T . Afin de faire contribuer simultanément l'ensemble de la superficie du bassin au ruissellement à l'exutoire, la durée de cette pluie doit égaler le temps de concentration t_c du bassin versant.

Dans ce cas, le débit de pointe Q_p (m³/s) à l'exutoire du bassin de drainage est donné par la formule :

$$Q_p = K C I A$$

Où

- | |
|--|
| K : coefficient de conversion d'unités (0.167) |
| C : coefficient de ruissellement |
| I : intensité de la pluie (mm/min) |
| A : superficie du bassin (hectares) |

L'intensité de la pluie est calculée en fonction du temps de concentration du bassin versant concerné et des coefficients de MONTANA de la station Météo France du Raizet.

Le débit maximum est obtenu pour une durée de précipitation égale au temps de concentration du bassin versant.

Ce temps de concentration est calculé par la formule de Kirpich :

$$t_c = 0,0195 \left(\frac{L}{\sqrt{i}} \right)^{0,77} \text{ en min}$$

Où

- | |
|---------------------------------------|
| L : plus long chemin hydraulique (m) |
| i : pente du chemin hydraulique (m/m) |

Cette formule a été développée à partir de données de sept bassins ruraux dans le Tennessee (Etats-Unis) et est assez bien adaptée à la Guadeloupe.

IV. 1. 3. a) Débits caractéristiques au droit des ouvrages principaux

Les caractéristiques des sous bassins versants contrôlés par les principaux ouvrages sont les suivantes :

	Surface (ha)	Longueur (m)	Pente (m/m)	tc (min)
SB1	14.5	680	0.2	6
SB1+SB2	17.5	835	0.18	7
SB1+ SB2+SB3	21	1100	0.11	10
SB4	18.5	940	0.1	9

Les coefficients de MONTANA de la station du Raizet, calculés à partir d'observations réalisées sur la période 1961-2004, sont :

	Durée de pluies : 6 minutes à 30 minutes	
	a	b
1 an	4.76	0.62
10 ans	4.712	0.317
20 ans	5.308	0.317
30 ans	5.606	0.317
50 ans	5.787	0.307
100 ans	6.354	0.309

A partir du temps de concentration des bassins versants et des coefficients de MONTANA, on en déduit les intensités de pluies de projet qui permettent le calcul des débits de pointe.

On obtient au niveau des principaux ouvrages hydrauliques, les débits de pointes suivants :

	Q _{pointe} 1 an	Q _{pointe} 10 ans	Q _{pointe} 50 ans	Q _{pointe} 100 ans	OH concerné
SB1	2	4	6	8	OH1
SB1+SB2	2.3	4.5	7	9	OH2 et canal Nord
SB1+ SB2+SB3	3	5	8	10	OH3, exutoire canal
SB4	2	4.5	7	9	OH4 et canal Sud

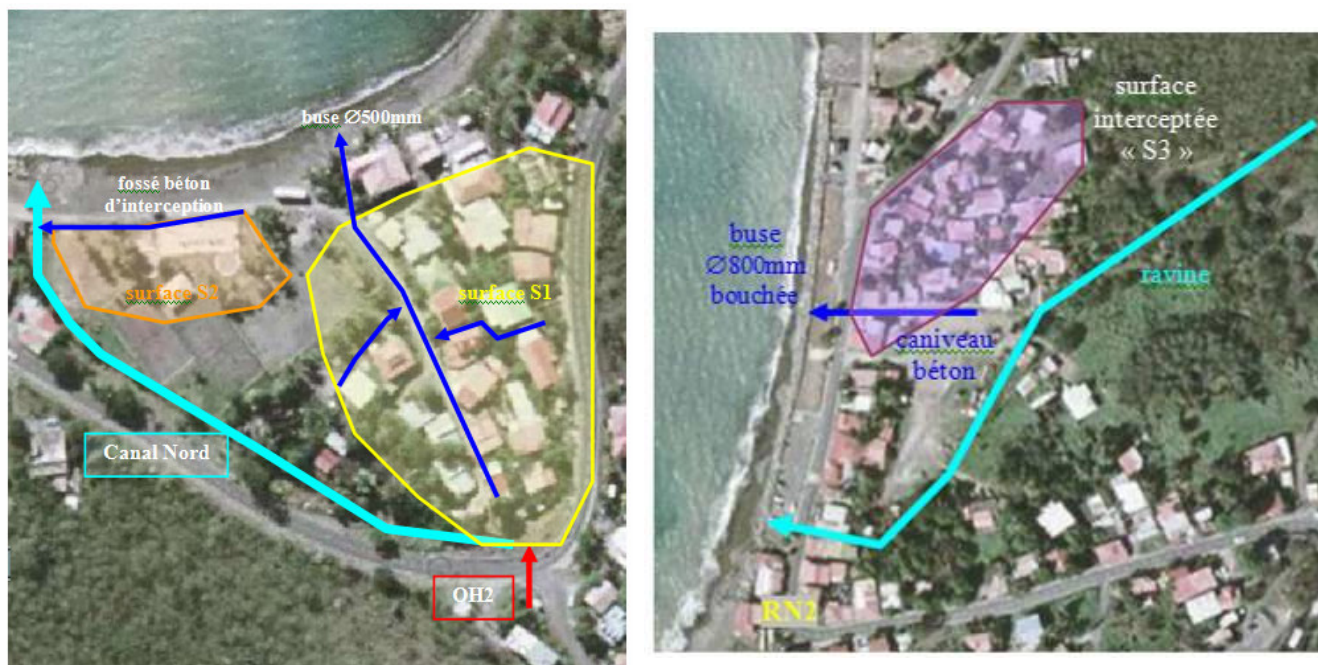
Afin de ne pas multiplier les nœuds de calculs, il a été considéré que les débits à l'entrée de l'OH2 étaient les mêmes que ceux à l'entrée du canal Nord. En effet, ces deux ouvrages se succèdent et seuls quelques mètres les séparent.

Le même raisonnement a été fait au niveau du sous bassin versant 4.

IV. 1. 3. b) Débits caractéristiques au droit des ouvrages hydrauliques secondaires

Les surfaces contributives au niveau des petits ouvrages d'assainissement sont les suivantes :

Secteur Nord et Secteur Sud



Les caractéristiques des surfaces contributives contrôlées par les ouvrages d'assainissement au niveau des cases sont les suivantes :

	1 an	2 ans	5 ans	10 ans
Surface S1	0.8	0.9	0.95	0.95
Surface S2	0.25	0.25	0.3	0.3
Surface S3	0.8	0.9	0.95	0.95

	Surface (ha)	Longueur (m)	Pente (m/m)	tc (min)
Surface S1	1.4	145	0.02	4
Surface S2	0.1	90	0.005	5
Surface S3	0.7	145	0.04	3

Les ouvrages se dimensionnent pour des pluies d'occurrences décennales. Par conséquent, le calcul des débits est mené pour les occurrences 1, 2, 5, 10 ans et on obtient :

	Q_{pointe} 1 an	Q_{pointe} 2 ans	Q_{pointe} 5 ans	Q_{pointe} 10 ans	OH concerné
Surface S1	0.4	0.7	0.9	1	caniveaux (0.7mx0.5m) + buse Ø500mm
Surface S2	≈0	≈0	≈0	≈0	fossé d'interception
Surface S3	0.2	0.4	0.5	0.6	caniveau + buse Ø800mm

La surface S2 est faible, enherbée et sa pente est négligeable. Ainsi, les débits dus aux seules eaux de ruissellement sont négligeables. La quasi-totalité de sa section est donc mobilisable pour capter les volumes d'eaux apportés par les plus grosses vagues.

IV. 2. ETUDE CAPACITAIRE

Les calculs s'appuient sur les informations recueillies (levé topographique, visites de terrain), en appliquant la formule de Manning-Strickler.

$$Q_c = K * SM * R_H^{2/3} * P^{1/2}$$

Avec :

- ❖ K : coefficient de MANNING STRICKLER égal à 55 pour les ouvrages béton mal entretenus et 70 pour les ouvrages neufs et/ou entretenus.
- ❖ SM : Section Mouillée de l'ouvrage coulant à plein (m²)
- ❖ PM : Périmètre Mouillé de l'ouvrage coulant à plein (m)
- ❖ R_H : Rayon hydraulique de l'ouvrage coulant à plein = SM/PM
- ❖ P : pente longitudinale de l'ouvrage.

Les calculs de la capacité des ouvrages sont menés avec une revanche égale à 25% de la section de l'ouvrage. Cette marge de sécurité permet de prévenir les passages de flottants naturels et/ou accidentels.

IV. 2. 1. OUVRAGES HYDRAULIQUES PRINCIPAUX

La topographie disponible ne permet pas de déterminer la pente exacte des ouvrages. Par défaut, la pente est estimée en fonction du terrain naturel et des observations réalisées lors des visites.

Capacité des ouvrages

	Q _p 10 ans	Q _p 50 ans	Q _p 100 ans	Pente de l'OH (m/m)	Capacité actuelle (m ³ /s)	Protection
	(m ³ /s)					
OH1 : buse Ø1000mm	4	6	8	0.05	4.5	T = 10 ans
OH2 : cadre 0.9m x 1.2m	4.5	7	9	0.04	4.5	T = 10 ans
Canal Nord : 2m x 0.5m	4.5	7	9	0.01	2.5	T ≈ 1 an
OH3, Exutoire canal Nord : 2m x 0.8m	5	8	10	0.01	5.5	T = 10 ans
Canal Sud : 1m x 0.65	4.5	7	9	0.005	1	T < 1an
OH4 : cadre 2m x 0.9m	4.5	7	9	0.005	4	T ≈ 10ans

Les visites de terrain ont montré que les ouvrages OH2 et le canal Sud étaient obstrués par des déchets et par la végétation. Les exutoires des deux canaux, malgré un entretien qui semble régulier, sont rapidement envahis par des galets poussés par les vagues.

Par ailleurs, le diagnostic capacitaire montre que l'ensemble des ouvrages est à peine suffisant pour des événements pluvieux d'occurrences décennales, voire annuelles pour le canal Sud. Les riverains confirment en effet souffrir chaque année de débordements plus ou moins importants aux abords de cet ouvrage et en particulier au niveau du goulot d'étranglement au passage entre les maisons.

Aussi, si l'on désire assurer une protection centennale aux riverains et aux usagers de la RN2, un ensemble d'aménagements s'impose. Ces préconisations sont exposées en détails au chapitre IV.3.

IV. 2. 2. OUVRAGES HYDRAULIQUES SECONDAIRES

La topographie disponible ne permet pas de déterminer les pentes réelles des ouvrages. Par défaut, la pente est estimée en fonction du terrain naturel et des observations réalisées lors des visites.

Capacité des ouvrages

	Q _p 1 an	Q _p 5 ans	Q _p 10 ans	Pente de l'OH (m/m)	Capacité actuelle (m ³ /s)	Protection
	(m ³ /s)					
<i>Secteur Nord :</i> Caniveau 0.7m x 0.5m + Buse Ø500mm	0.4	0.9	1	0.01	0.5 pour les caniveaux et 0.25 pour la buse	T=10ans en tête de réseau et T = 1 an en bout de réseau
<i>Secteur Sud :</i> Caniveau + Buse Ø800mm	0.2	0.4	0.5	0.005	0.5 environ pour le caniveau et buse bouchée par les galets	T = 10 ans

L'ensemble du réseau secondaire présente des insuffisances ou des dysfonctionnements. En outre, ce déficit n'est pas à l'origine d'inondations notables.

IV. 3. AMENAGEMENTS HYDRAULIQUES PRECONISES

Le tableau qui suit présente les aménagements nécessaires au niveau des principaux ouvrages de rétablissement pour parvenir à une protection centennale de la RN2 et de ses riverains.

Ouvrages projetés

	Q _p 10 ans	Q _p 100 ans	Capacité actuelle	Ouvrages projetés	Capacité ouvrages projetés	Protection
OH1 : buse Ø1000mm	4	8	4.5	conservé	Capacité actuelle	10 ans
OH2 : cadre 0.9m x 1.2m	4.5	9	4.5	cadre BA 1.5m x 1.20m	≈ 11	> 100 ans
Canal Nord : canal 2m x 0.5m	4.5	9	2.5	2.50m x 1 m ou 2m x 1m	9	100 ans
OH3 : canal 2m x 0.8m	5	10	5.5	2.5 m*1m	10 en charge	100 ans
Canal Sud : canal 1m x 0.65m	4.5	9	1	conservé	1	1 an
nouveau canal de 2.5m *1m et cadre BA de 2.50m*1m en franchissement de chaussée						100 ans
OH4 : cadre 2m x 0.9m	4.5	9	4	conservé	4	≈ 10ans

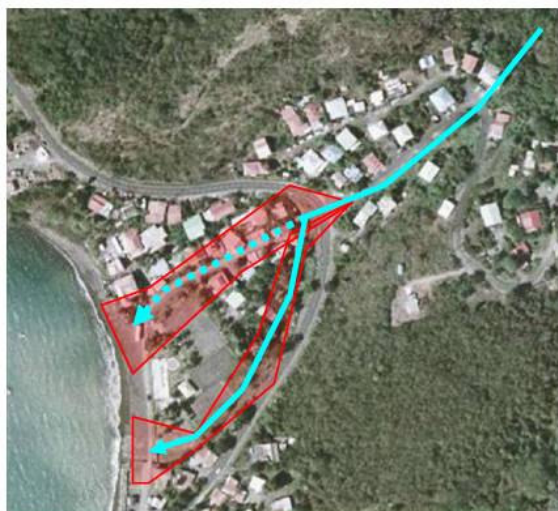
Commentaires :

- **OH1 :** Ce cadre doit être conservé. Il ne provoque aucun désordre.

Plus en aval, le fossé qui lie l'OH1 à l'OH2 est mal entretenu, il devra être recalibré et curé plus régulièrement, en particulier à l'approche de la période cyclonique.

- **OH2 :** Ce cadre est insuffisant dès l'occurrence décennale. De manière à assurer une protection centennale de la chaussée de la RN2, il sera nécessaire de remplacer cet ouvrage par un cadre de 1.5m x 1.2 m.

Aujourd'hui, l'insuffisance de l'OH2 provoque des inondations dans les cases en aval de la RN2. Le fonctionnement hydraulique lors des fortes crues est illustré sur le schéma ci-dessous :



-----> Cheminement lors des fortes crues, la ravine va tout droit et envahit les habitations

▨ Cône de débordements

Afin d'empêcher la ravine d'aller droit vers les habitations, il faudrait, en complément de son redimensionnement, orienter différemment l'OH2 de manière à adoucir son angle d'incidence dans le canal. En tout état de cause, un mur béton devra être dressé en rive droite dès la sortie de l'OH2 afin de rehausser la berge et d'empêcher tout débordement.

Principes d'aménagement de l'OH2



L'accès piéton, qui passe aujourd'hui sur le canal et permet de rejoindre l'arrêt de bus situé sur la RN, sera condamné car il limite la section du canal. Il est par ailleurs envahi par la végétation et submergé en cas de fortes crues. Cet accès piéton devra être reporté plus au Nord. Il sera ainsi plus sûr et permettra d'éliminer le risque d'enclavement de la population entre une ravine en crue et un front de mer pris d'assaut par la houle.

- **Canal Nord** : ce canal est insuffisant et devra être remplacé dans la continuité de l'OH2 par un canal plus large et plus profond de 2.5m x 1m avec une pente moyenne de 1%. Une autre solution consisterait à rehausser l'entrée du canal au même niveau que la sortie de l'OH2 : la pente générale du canal serait alors de 2% et la section serait ramenée à de 2m x 1m.

- **Exutoire canal Nord (OH3)** : ce dernier tronçon sera redimensionné dans la continuité du canal. L'exutoire devra être soigné et protégé par des enrochements afin d'empêcher les vagues de remonter dans l'ouvrage.

- **Canal Sud et OH4** : ces ouvrages seront conservés. Bien que sous dimensionnés, l'efficacité d'une reprise de ce canal est largement limitée par la topographie très plane du secteur et le rétrécissement du canal entre les maisons en amont de la RN. Les maisons ne se situent en effet qu'à 1.6m l'une de l'autre.

Pour compenser l'insuffisance du canal Sud, nous préconisons la mise en place d'un nouveau collecteur, plus direct, situé plus au nord sur le tracé d'un collecteur existant inopérant.

Tracé du nouveau collecteur



Ce canal devra mesurer 2.5m x 1m avec une pente de 1%. Il sera couvert par des caillebotis sur une large partie afin de permettre un accès aux habitations. Le franchissement de la route sera assuré par un cadre de même pente et de même section. Ce canal reprendra le tracé du collecteur existant et l'exutoire du nouveau canal correspondra avec l'ancienne buse Ø800mm, aujourd'hui complètement obstruée par des galets. Ce nouveau collecteur interceptera les eaux de la surface « S3 » (cf. paragraphe IV.1.3 b).

L'ancien canal, conservé, servira d'ouvrage de décharge en cas de dysfonctionnement ou surcharge hydraulique du nouveau collecteur. L'aiguillage des eaux de la ravine se fera naturellement via un « seuil » surélevé d'environ 60 cm par rapport au fond du collecteur principal projeté.

- Concernant les ouvrages hydrauliques secondaires, les préconisations sont les suivantes :

	Q _p 5 ans	Q _p 10 ans	Capacité actuelle	Ouvrages préconisés	Capacité ouvrages projetés	Protection
Secteur Nord : caniveaux + buse Ø500mm	0.9	1	0.5 (caniveaux) et 0.25 (buse)	caniveau en bout du réseau à redimensionner et buse Ø500mm à remplacer par buse Ø1000mm	1	T = 10 ans
Secteur Sud : caniveau + buse Ø800mm	0.4	0.5	0.5 (caniveau) et buse bouchée	remplacé par un canal de 2.5m*1m déjà présenté	9	T > 100 ans

Commentaires :

Dans le secteur Nord, en l'absence de débordements de la ravine dans le quartier, les caniveaux sont suffisants dans la partie amont. A l'aval, au niveau des terrains de jeu, ces caniveaux deviennent insuffisants. Néanmoins, dans ce secteur, les enjeux sont faibles. Les travaux préconisés au niveau de ces ouvrages secondaires ne sont donc pas urgents du seul point de vue de la sécurité des personnes et des biens.

IV. 4. CONCLUSION DU VOLET FLUVIAL

La majorité des ouvrages qui existent aujourd'hui présente un déficit hydraulique qui ne permet pas d'assurer une protection plus que décennale de la RN2 et des ses riverains. Plus grave, le secteur Sud est à peine protégé pour l'occurrence annuelle.

Une série d'aménagements assez lourds est à mettre en œuvre si l'on souhaite assurer une protection centennale du secteur. Ces aménagements visent aussi bien la reprise de l'ensemble des ouvrages hydrauliques de la baie que la reprise intégrale de sa protection par enrochements.

Ces deux niveaux de travaux sont dépendants car la reprise des enrochements et la mise en place de protections efficaces des exutoires des ouvrages hydrauliques conditionnent leurs capacités d'évacuations.

Sur le plan pluvial, les travaux à mener pour assurer une protection centennale de la RN et des riverains sont :

Dans le secteur Nord :

- **Ouvrage de franchissement de la RN2 existant de 0.9m x 1.2m à remplacer par un cadre de 1.5m x 1.2m + mur de protection des riverains à la sortie de l'ouvrage en rive droite.** *L'enjeu de cette reprise est la protection de la RN2 et des riverains à l'aval. Aujourd'hui le cadre existant n'assure qu'une protection décennale.*
- **Canal Nord existant de 2m x 0.5m à reprendre en un canal de 2.5m x 1m ou 2m x 1m, selon pente.** *L'enjeu de cette reprise est la protection des riverains à l'aval de la RN2. Aujourd'hui le canal n'assure qu'une protection annuelle.*

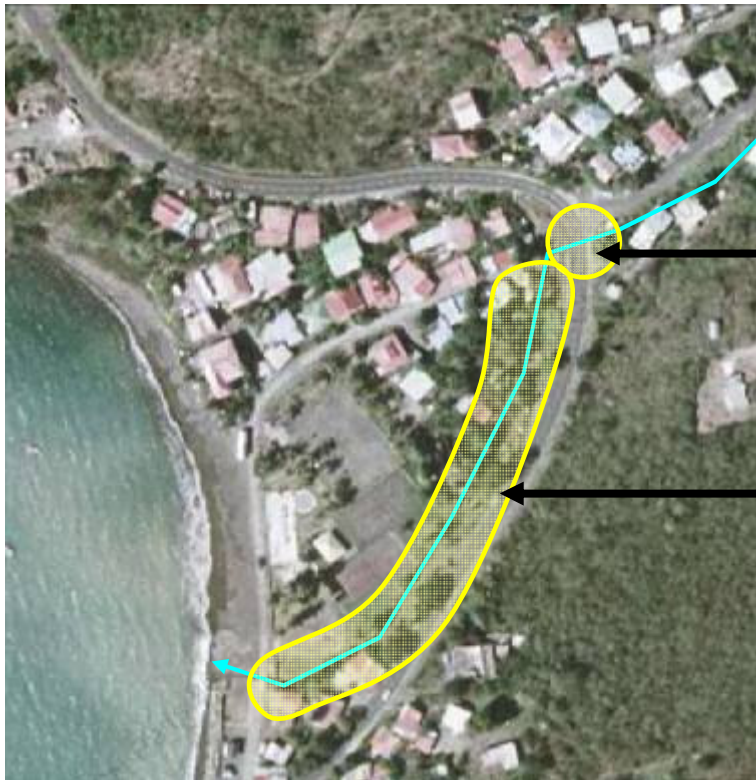
Dans le secteur Sud :

- **Nouveau collecteur à créer de 2.5m x 1m sur le même tracé que le réseau d'assainissement défectueux du secteur.** *L'enjeu de ces travaux est la protection des riverains à l'amont de la RN, protection aujourd'hui à peine annuelle.*
- **Nouvel ouvrage de franchissement de la RN de 2.5m x 1m.** *L'enjeu de cette réalisation est la protection de la RN2, protection aujourd'hui à peine décennale.*
- **Ancien canal conservé en délestage**

Moyennant ces aménagements, les dysfonctionnements hydrauliques du réseau EP secondaire actuel seront résorbés.

Nota : Le calage des ouvrages devra être finalisé et optimisé lors d'études ultérieures sur la base d'une topographie plus fine et au moyen de modèles prenant en compte tous les éléments qui ne pouvaient être analysés au stade actuel, tels que les effets d'entonnement et l'influence des remblais sur l'écoulement.

Secteur Nord



Nouveau cadre de franchissement de 1.5m x 1.2m + mur de protection en rive droite à l'exutoire

Reprise du canal aux dimensions suivantes : 2.5m x 1m ou 2m x 1m suivant la pente à l'intérieur de l'ouvrage

Secteur Sud



Création d'un canal de 2.5m x 1m

Nouvel ouvrage de franchissement de 2.5m x 1m

V. ANNEXES

V. 1. PLAN ET COUPES DES AMENAGEMENTS MARITIMES

Vue en PLAN

Coupe type 1

Coupe type 2

V. 2. METEO-FRANCE

Cette annexe est issue du rapport Météo France et résume les principaux phénomènes physiques dont il est tenu compte dans la modélisation de la houle au large.

I- Etat de la mer caractérisée par H1/3

Il a été observé et démontré que si on note E l'énergie totale, on a :
 $m_0 = \langle H^2 \rangle / 8 = E / \rho g$ avec $\langle H^2 \rangle$ la moyenne des hauteurs au carré, et la distribution des hauteurs de l'état de mer défini par m_0 suit une loi de Rayleigh :

$$p(H) = \frac{H}{4m_0} \exp\left(-\frac{H^2}{8m_0}\right)$$

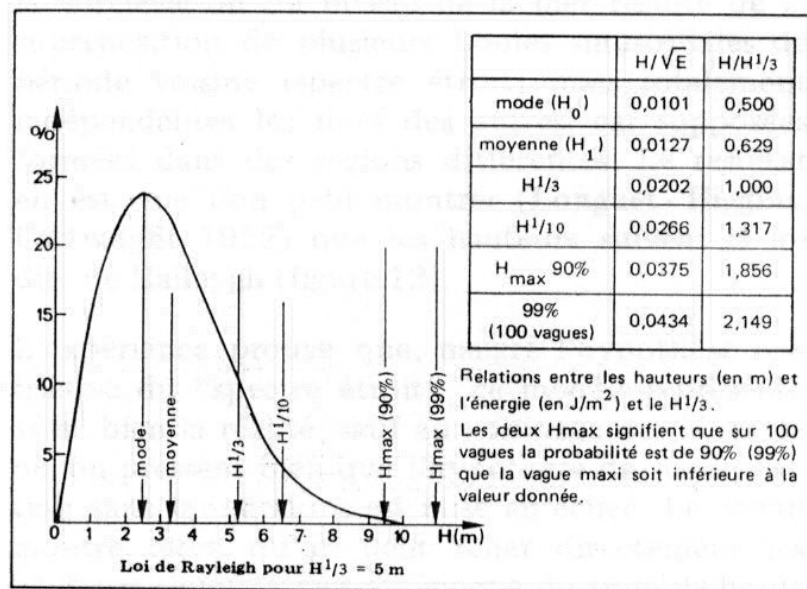


Fig. 12 - Répartition théorique de la hauteur des vagues.

Ainsi, cette formulation permet de calculer de nombreuses valeurs :

- la moitié des vagues ont une hauteur supérieure à $0.5 H^{1/3}$
- 1 vague sur 10 en moyenne a une hauteur supérieure à $1.27 H^{1/3}$
- 1 vague sur 100 en moyenne a une hauteur supérieure à $1.5 H^{1/3}$
- 1 vague sur 1000 en moyenne a une hauteur supérieure à $1.8 H^{1/3}$
- 1 vague sur 10 000 en moyenne a une hauteur supérieure à $2 H^{1/3}$

la hauteur maximale d'une vague pour un état de mer caractérisé par $H^{1/3}$ est comprise entre 1.6 et 2 fois $H^{1/3}$.

Attention, cette description de l'état de la mer n'est valable qu'en eau profonde (lorsque la profondeur est supérieure à la longueur d'onde sur 2)

En pratique on utilise surtout $H^{1/10}$ et $H^{1/100}$ pour avoir une idée des plus hautes vagues d'une mer définie par $H^{1/3}$.

II- Evolution des hauteurs à la côte

La modification de l'état de la mer par diminution de la profondeur a plusieurs aspects :

- diffraction : la diffraction s'observe en particulier lorsque les vagues contournent partiellement un obstacle (une digue qui protège l'entrée d'un port par exemple). Le modèle de houle, étant un modèle basé sur des équations concernant la densité d'énergie ne permet pas d'aborder ce problème. Néanmoins, les échelles que l'on considère permettent de négliger ce phénomène dans les simulations.
- Réfraction et shoaling : ces deux effets sont liés aux variations de profondeurs à l'approche du rivage. La réfraction implique que les vagues vont avoir tendance à s'aligner parallèlement aux isobathes lorsqu'elles se rapprochent des faibles profondeurs. Quand les isobathes ne sont pas parallèles, les trajectoires des vagues peuvent converger ou diverger. Le shoaling est la variation de l'énergie avec la profondeur qui explique le gonflement des vagues avant déferlement. Le modèle de houle prend très bien en compte ces deux effets.

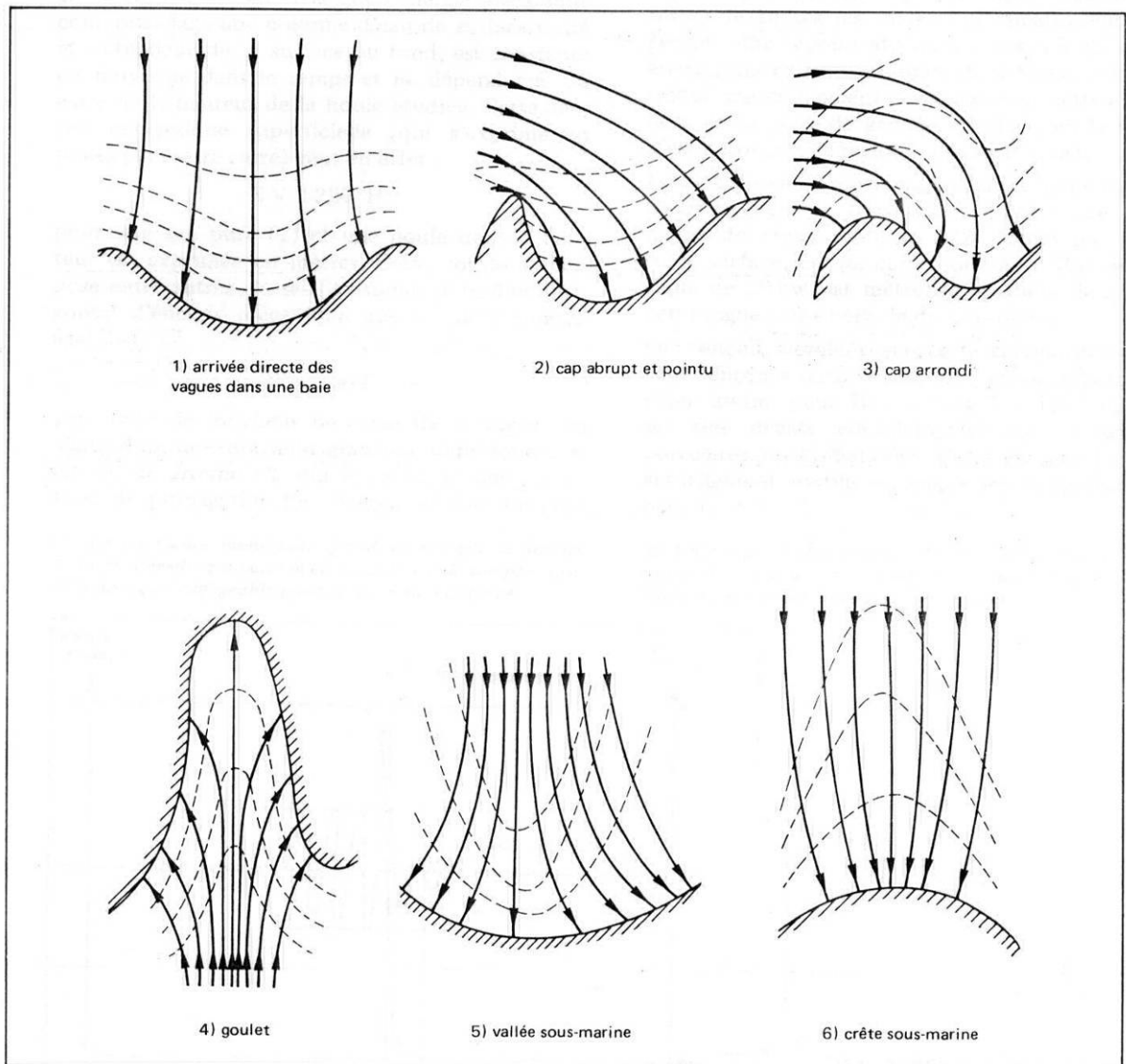
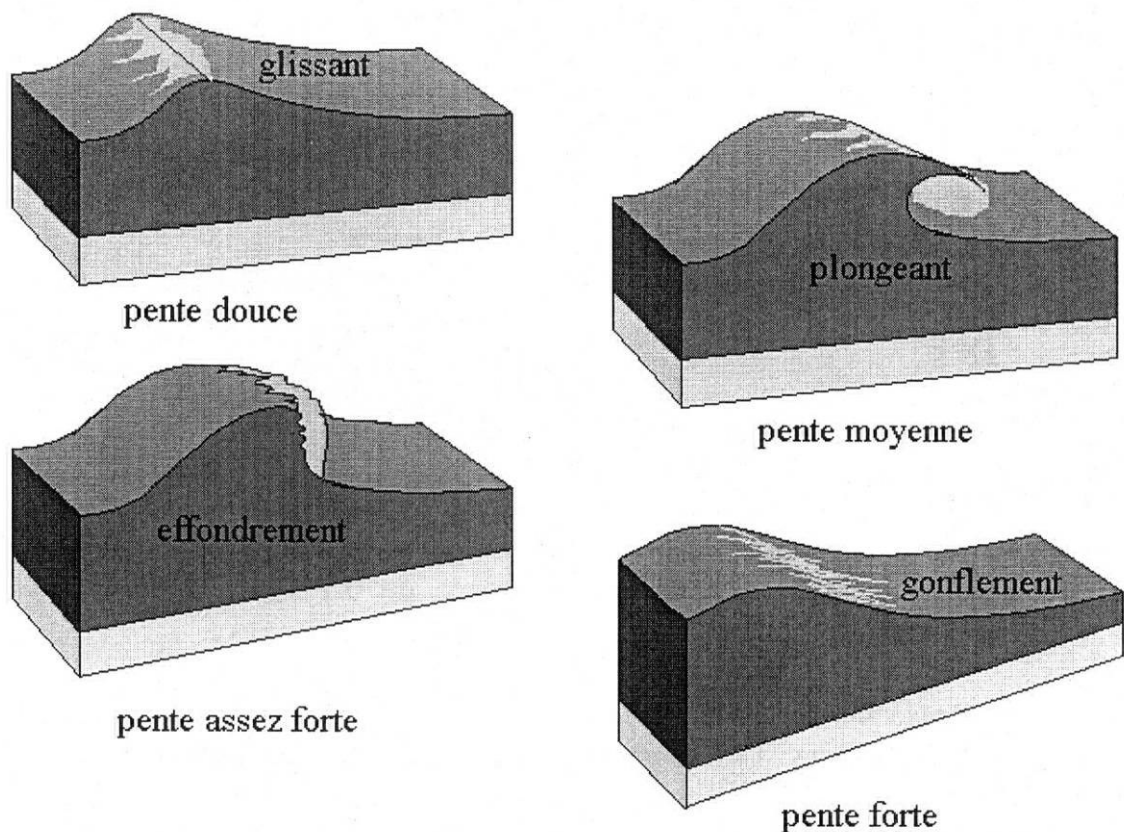


Fig. 3 - Quelques plans-types de vagues. Les lignes tiretées correspondent aux isobathes et les flèches aux normales des crêtes de vagues.

- dissipation due au fond : en eau peu profonde, la dissipation par le fond peut jouer un rôle important pour la dissipation des vagues. Deux mécanismes principaux peuvent intervenir : la dissipation par frottement au fond et la dissipation par percolation. Ces deux effets sont pris en compte dans le modèle.
- Le déferlement : le gonflement du au shoaling se poursuit jusqu'au déferlement, et toute l'énergie de la vague est transformée en courant. Le déferlement à la côte n'est pas du tout pris en compte dans le modèle. Il faut donc faire attention à l'utilisation des sorties du modèle. En effet, le modèle de houle ne faisant pas déferler, on va pouvoir trouver des vagues importantes derrière une barrière de corail ! Le déferlement doit donc être estimé à l'aide d'abaques en fonction de la connaissance que l'on a du fond. Cet effet est traité dans la partie suivante.



III- Le déferlement

Lorsqu'une vague approche une zone de faible profondeur, sa vitesse va diminuer en même temps que sa longueur d'onde. Quant à la hauteur, elle commence par diminuer d'environ 10 % puis elle augmente jusqu'au moment où la vague va déferler. **Il n'y a que la période qui reste inchangée.** Si on néglige le vent et les courants, le déferlement dépend de la profondeur, de la hauteur de la vague au large ainsi que de sa longueur d'onde au large.

L'abaque suivant donne l'évolution de la cambrure d'une vague en fonction de la profondeur.

H_0 : hauteur de la vague au large

H : hauteur de la vague à la profondeur considérée

h : profondeur

L_0 : longueur d'onde au large

Cambrure = H/L_0

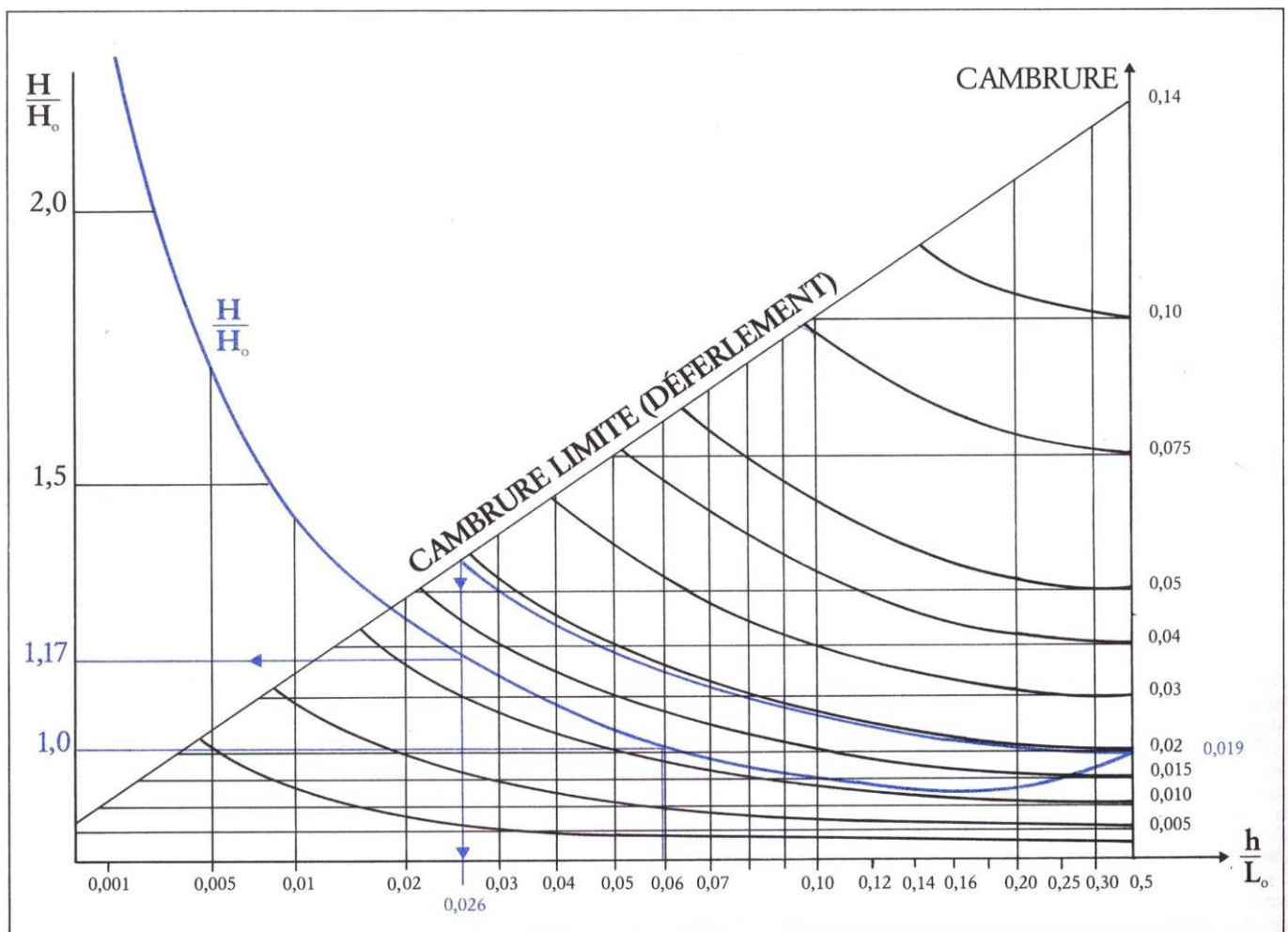


Fig. IV-7. - Variation de la hauteur et de la cambrure des vagues jusqu'au déferlement sur les hauts-fonds.

On détermine d'abord la cambrure en divisant la hauteur d'une vague par sa longueur d'onde (distance entre deux crêtes consécutives, distance qu'à défaut de mesure on peut calculer facilement en élevant la période (en secondes) au carré et en multipliant le résultat par 1,56 : le résultat de l'opération est la longueur d'onde en mètres).

On place la pointe d'un crayon à la cote correspondant à la cambrure qu'on vient de calculer, le long de la ligne verticale la plus droite du graphique (correspondant à $\frac{h}{L_0} = 0,5$, h étant la profondeur égale à la moitié de la longueur d'onde en mer profonde, c'est

à partir de là que la vague commence à être notablement modifiée par le fond), puis on suit la courbe en passant par ce point.

Au fur et à mesure que la profondeur de la mer diminue, les vagues ralentissent et la distance qui les sépare diminue, la cambrure augmente jusqu'au point de rencontre de la courbe avec la droite oblique. Les coordonnées de ce point de rencontre donnent le quotient de la profondeur (des hauts-fonds atteints) par L_0 et, en ordonnée, la valeur de la cambrure juste avant le déferlement.

Le quotient de la hauteur (H) de la vague par la hauteur qu'elle avait au large (H_0) se lit sur l'échelle de gauche en partant de l'abscisse de la courbe bleue.

Exemple d'utilisation du graphique :

Soit une houle au large définie par $H_0=3\text{m}$, $T=10\text{s}$, $L_0=1.56 T^2=156\text{m}$, d'où une cambrure de 0.019. Plus la profondeur diminue, plus la cambrure augmente pour enfin atteindre la cambrure limite de déferlement par une profondeur $h=156*0.026=4\text{m}$, avec une hauteur de $H=1.17*H_0=3.5\text{m}$. Ainsi, la vague qui faisait 3m au large va déferler avec une hauteur de 3.5m et à une profondeur de 4m.

Les abaques fournis en annexe permettent de déterminer d'un seul coup d'œil hauteur et profondeur de déferlement en fonction des caractéristiques d'une vague au large.

Par suite de la complexité habituelle du profil de la mer, des discontinuités de pente et aussi de l'effet du vent sur le sommet des vagues, des déferlantes se forment en général avant la valeur critique théorique.

Effet du courant sur le déferlement :

Lorsqu'un courant rencontre des vagues, il ne modifie pas leur période, mais diminue leur longueur d'onde et augmente leur hauteur. La figure suivante permet de connaître l'effet du courant sur les hauteurs des vagues au déferlement. Par exemple, si la vitesse du courant est de 20% de celle des vagues et en sens contraire, on lit sur le graphique à -0.2 des vagues qui ont doublé de hauteur.

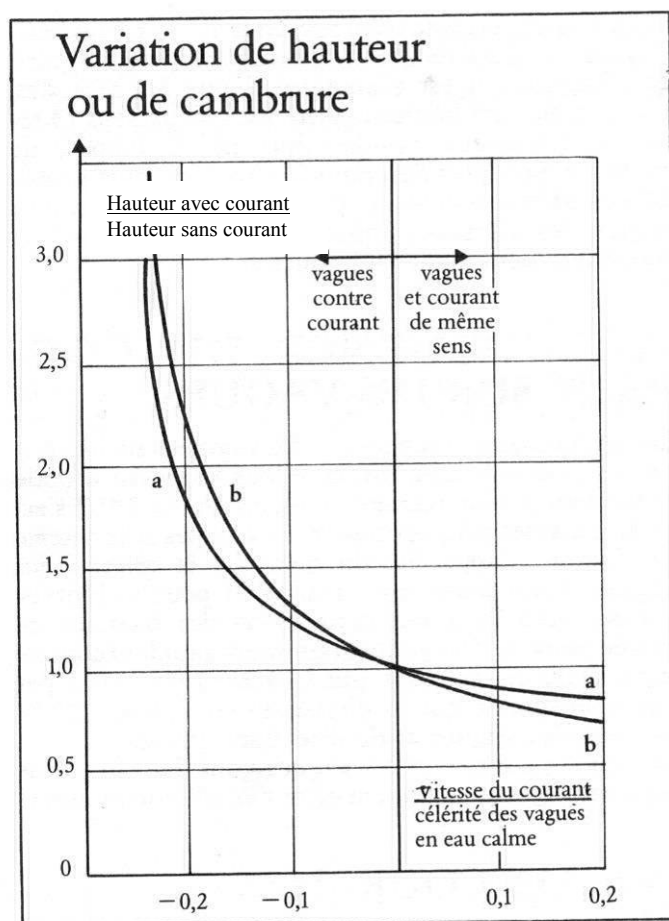


Fig. IV-8. - Variation d'amplitude (a) et de cambrure (b) quand les vagues arrivent dans une zone où règne un courant.
D'après Suibons.