

MISSION DE MAITRISE D'ŒUVRE POUR L'EXTENSION DU

# Port des Heures Claires



PHASE AVANT-PROJET

**Sollicitations hydrodynamiques et dimensionnement**

mandataire



**MAGNAN**

architecture



Frédéric RILL  
Architecte



HYDRO GC

## Sollicitations hydrodynamiques et dimensionnements

Emetteur : HydroGC

Version	Date	Etabli par	Vérifié par	Observations
A	13/03/2017	DL	PL	Première diffusion

## SOMMAIRE

<b>1</b>	<b>Objet.....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Les données naturelles .....</b>	<b>5</b>
2.1	La bathymétrie.....	5
2.2	Les vents et clapots.....	7
2.3	Le niveau d'eau .....	9
<b>3</b>	<b>La digue principale .....</b>	<b>10</b>
3.1	La houle incidente le long de la digue principale.....	10
3.2	Stabilité de la digue .....	13
3.2.1	Blocs de carapace.....	13
3.2.2	Blocs de filtre .....	14
3.2.3	Blocs de butée de pied ou anti-affouillement.....	14
3.3	Franchissements .....	16
3.3.1	Critères de franchissement .....	16
3.3.2	Estimation des cotes d'arase de la digue .....	17
<b>4</b>	<b>La contre-jetée Sud.....</b>	<b>20</b>
4.1	Stabilité de la contre-jetée .....	20
4.2	Franchissements .....	21
<b>5</b>	<b>L'épi Nord .....</b>	<b>23</b>
5.1	Stabilité .....	23
5.2	Franchissements .....	23
<b>6</b>	<b>La butée de pied de la plage .....</b>	<b>24</b>
<b>7</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>24</b>
<b>8</b>	<b>Références.....</b>	<b>25</b>
<b>9</b>	<b>Annexe A : formule de référence pour le dimensionnement des talus .....</b>	<b>26</b>
9.1	Stabilité des blocs de carapace .....	26
9.2	Stabilité des blocs de butée de pied .....	28
9.3	Franchissements .....	29
<b>10</b>	<b>Annexe B : Critères de franchissement admissibles selon usage .....</b>	<b>30</b>

## 1 Objet

Le projet d'extension du Port des Heures Claires s'inscrit dans une démarche globale de remise à niveau des infrastructures existantes, d'accueil de nouvelles unités de plaisance et d'harmonisation entre l'espace maritime et le milieu urbain. Les études préliminaires ont conduit à retenir les grands principes suivants pour la restructuration des infrastructures maritimes du port :

- l'extension de la digue principale vers le Nord et vers le Sud ;
- l'intégration de l'actuelle plage bordant le port côté Nord dans l'espace portuaire, de manière à disposer d'une nouvelle darse accueillant des mouillages ;
- l'aménagement de l'anse située plus au Nord pour accueillir l'espace naturel de mise à l'eau des bateaux de l'école de voile ;
- l'intégration d'une nouvelle cale de mise à l'eau ;
- la construction de nouvelles contre-jetées protégeant le bassin portuaire et les plages aménagées ;
- l'aménagement de nouveaux quais et pontons, dont le quai de la navette à passagers circulant à travers l'étang de Berre, installé dans un espace protégé.

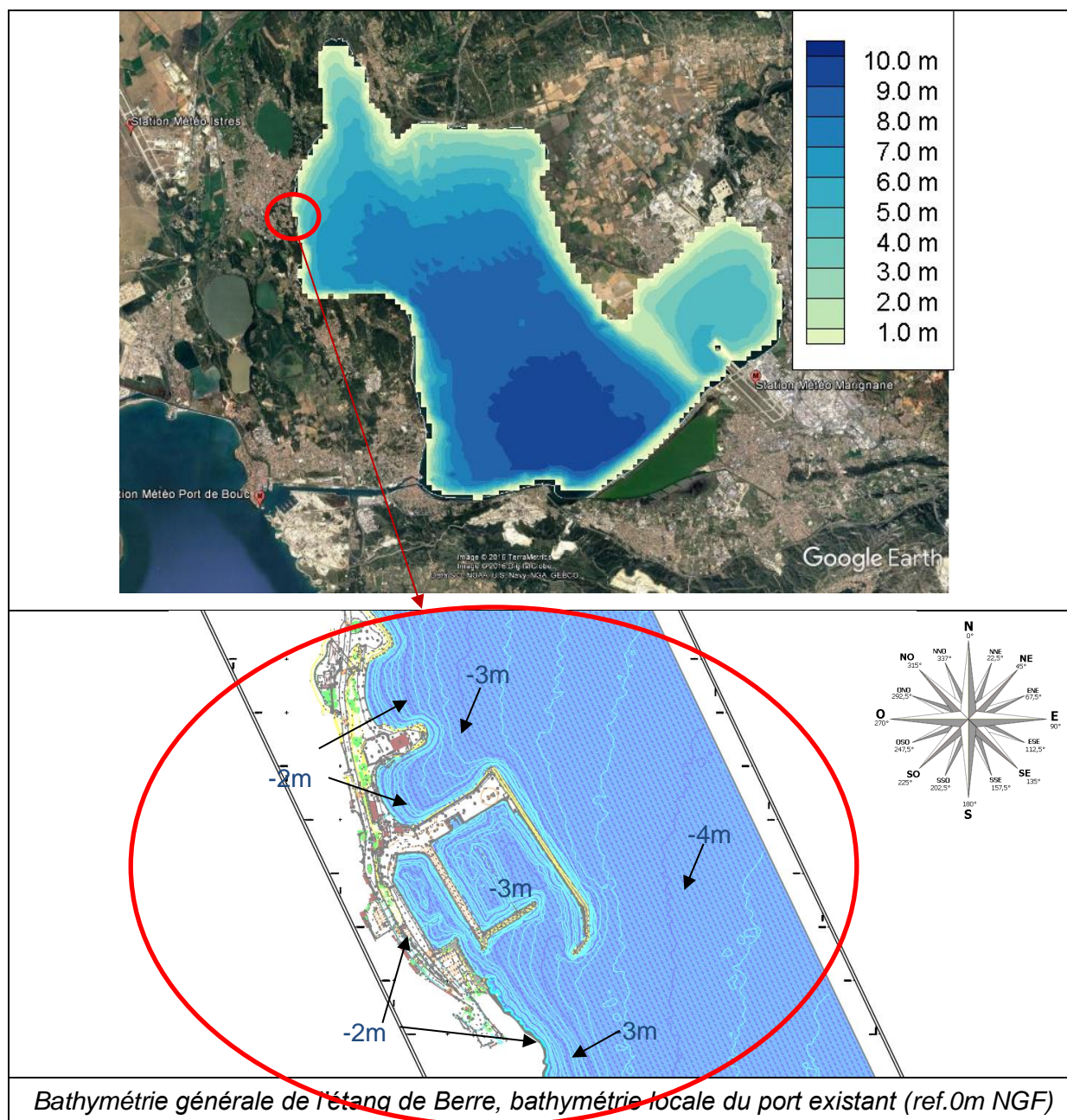
Cette note a pour objectif de déterminer les sollicitations hydrodynamiques sur les ouvrages maritimes de manière à dimensionner les profils des ouvrages classiques. Elle sera complétée en phase ultérieure en fonction des résultats de campagnes complémentaires, ou des options adoptées, notamment celles concernant le dispositif amortisseur vertical sous le premier ponton.

## 2 Les données naturelles

Les données naturelles ont fait l'objet d'une analyse détaillée reportée dans la note dédiée « hypothèse des données naturelles maritimes » [10]. On rappelle ci-après les synthèses obtenues pour les données directement concernées par le l'étude d'agitation comportement hydro-sédimentaire : la bathymétrie, les clapots et le niveau d'eau.

### 2.1 La bathymétrie

La bathymétrie a été interpolée à partir du pavé numérique numéro 180035 du SHOM, complété par les données en ligne Navionics pour toute l'anse Sud-Est, au niveau de l'aéroport de Marignane. L'interpolation numérique aboutit au résultat graphique ci-dessous. La bathymétrie fine locale a été fournie par la ville d'Istres.

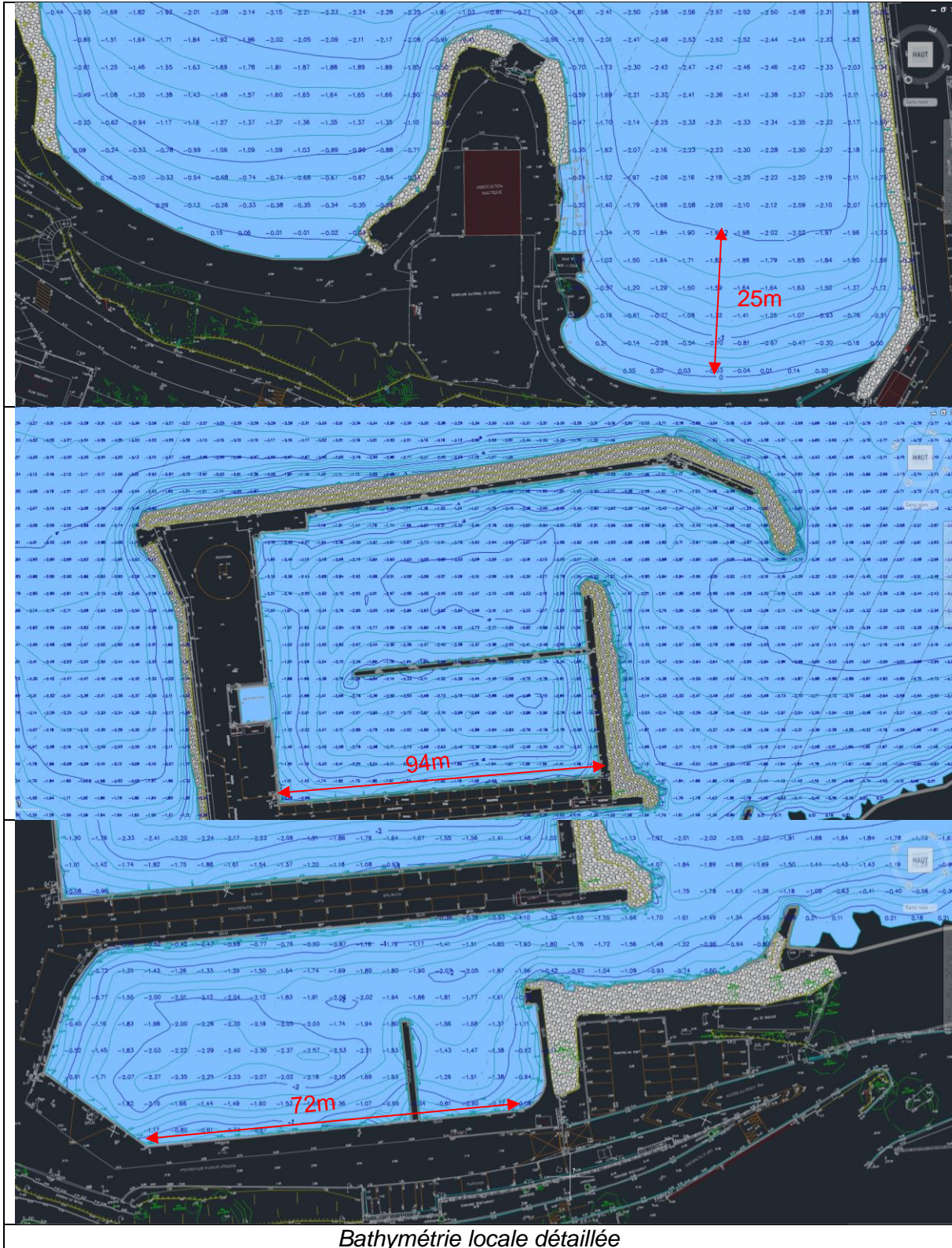




## Commune d'Istres

### Extension du port des Heures Claires. Sollicitations hydrodynamiques

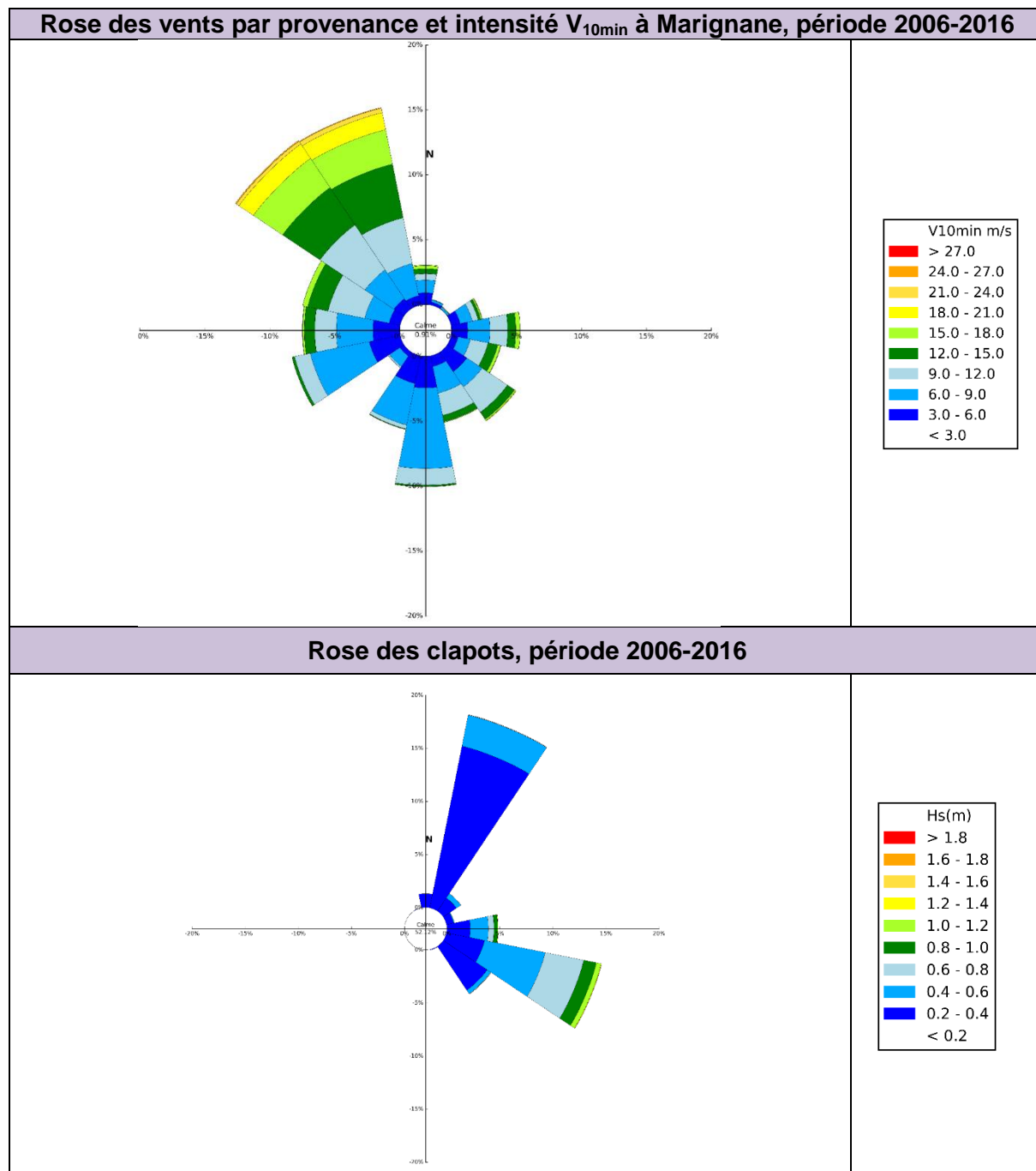
On note que les profondeurs sont relativement peu élevées sur l'ensemble de l'étang, atteignant environ 10m au plus profond, coté Sud. La digue du port située vers l'isobathe -3m NGF. Les pentes naturelles sont relativement douces jusqu'à cette cote, de l'ordre de 1% entre -5m et -3m. Les fonds se raidissent progressivement en s'approchant du littoral, atteignant 3% à 6% entre -2m et -1m, puis 10% jusqu'à la ligne de rive.



Bathymétrie locale détaillée

## 2.2 Les vents et clapots

La hauteur significative ( $H_{m0} \approx H_S$  (\*) ) des clapots soulevés par le vent marin d'Est vers le port des Heures Claires aurait dépassé  $H_S=1.2m$  sur la période 2006-2016 pour laquelle toute la climatologie des états de mer a été simulée [10]. Les clapots de hauteur supérieure à  $H_S=1m$  apparaîtraient une à deux fois par an. Les clapots de mistral sont soulevés sur un fetch très court entre la rive Nord de l'étang et le port. Ils diffractent vers le secteur N30° avant d'aborder la zone portuaire. Leur hauteur significative dépasse  $H_S=0.5m$  en moyenne une fois par an.



(\*) Nota :  $H_{m0}$  est la hauteur significative spectrale telle que  $H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$ ,  $m_0$  étant la quantité d'énergie associée à l'état de mer. Au large, et dans une moindre mesure hors zone de déferlement,  $H_{m0}$  est proche de la hauteur significative  $H_S$  ou  $H_{1/3}$ , égale à la moyenne du 1/3 supérieur des vagues les plus hautes. La plus grande vague du train de houle a une hauteur  $H_{max}$  de l'ordre de 1.8 à 2 fois  $H_S$ .



## Commune d'Istres

Extension du port des Heures Claires. Sollicitations hydrodynamiques



Station METEO FRANCE de l'aéroport de Marignane.

Clapots locaux soulevés par le Mistral et les vents marins d'Est à Sud-Est

Les vents de projet retenus à l'issue de l'analyse par extrapolation des mesures de la stations de Marignane, complétés par les données réglementaires Eurocodes sont les suivants [10] :

Extrapolation des intensités du vent en moyenne sur 10 minutes $V_{10min}$ à 10m du sol		
Occurrence	Est à Sud-Est	Mistral
annuelle	16.5 m/s soit 59 km/h	22.3 m/s soit 83 km/h
décennale	20.2 m/s soit 73 km/h	25.6 m/s soit 92 km/h
vingtennale	21.3 m/s soit 77 km/h	26.6 m/s soit 96 km/h
cinquantennale	22.9 m/s soit 82 km/h	27.8 m/s soit 100 km/h
centennale	24.0 m/s soit 86 km/h	28.7 m/s soit 103 km/h
Extrême (ELU)	28.1m/s soit 101 km/h	33.0 m/s soit 119 km/h

Les intensités de pointe associées aux rafales de vent valent  $1.38 \times V_{10min}$  (Ref. Eurocodes pour les vents extrêmes).



Les clapots de projet retenus à l'issue de l'analyse par extrapolation sur les deux secteurs principaux sont les suivants [10] :

Extrapolation des clapots à l'approche immédiat du port		
Occurrence	Est à Sud-Est	Mistral
annuelle	$H_S=1.05\text{m}$ , $T_P=4.0\text{s}$ , N105	$H_S=0.50\text{m}$ , $T_P=2.7\text{s}$ , N30
quinquennale	$H_S=1.20\text{m}$ , $T_P=4.3\text{s}$ , N105	$H_S=0.56\text{m}$ , $T_P=3.0\text{s}$ , N105
décennale	$H_S=1.25\text{m}$ , $T_P=4.5\text{s}$ , N105	$H_S=0.60\text{m}$ , $T_P=3.2\text{s}$ , N30
vingtennale	$H_S=1.35\text{m}$ , $T_P=4.8\text{s}$ , N105	$H_S=0.65\text{m}$ , $T_P=3.3\text{s}$ , N30
cinquantennale	$H_S=1.45\text{m}$ , $T_P=4.9\text{s}$ , N105	$H_S=0.68\text{m}$ , $T_P=3.4\text{s}$ , N30
centennale	$H_S=1.50\text{m}$ , $T_P=5.0\text{s}$ , N110	$H_S=0.72\text{m}$ , $T_P=3.5\text{s}$ , N20 et N40
Extrême ELU	$H_S=1.65\text{m}$ , $T_P=5.2\text{s}$ , N110	$H_S=0.90\text{m}$ , $T_P=4.0\text{s}$ , N20 et N40

### 2.3 Le niveau d'eau

Il n'existe pas à notre connaissance de véritables bases de données marégraphiques sur de longues durées à l'intérieur de l'étang de Berre. Les niveaux d'eau hauts de projet ont été estimés sur la base d'ordres de grandeur des facteurs de réduction entre les oscillations rencontrées dans le Golfe de Fos et les oscillations transmises dans l'étang à travers le canal de Caronte. Ce dernier forme un étranglement dissipant une partie de l'énergie transmise entre l'étang de Berre et le Golfe de Fos. Les facteurs de réduction ont été estimés après analyse de l'étude SOGREA (2009 [1]). L'analyse, détaillée dans la note d'hypothèses sur les données naturelles [10], conduit aux résultats suivants :

Approximation sommaire des niveaux d'eau exceptionnels attendus dans l'étang de Berre			
Niveau moyen	0.11m NGF (*)		
Niveau de marée haute	0.17m NGF		
	Surcote retenue dans l'étang de Berre	Niveau de projet (0.17mNGF+surcote)	Niveau de projet Horizon 2060 (+0.35m)
Surcote annuelle	0.21m	0.38m NGF	0.73m NGF
Surcote décennale	0.32m	0.49m NGF	0.84m NGF
Surcote vingtennale	0.35m	0.52m NGF	0.87m NGF
Surcote cinquantennale	0.52m	0.69m NGF	1.04m NGF
Surcote centennale	0.56m	0.73m NGF	1.08m NGF

(\*) Cette valeur de niveau moyen est extraite de la note sur les contraintes de site [9], fournie par la ville d'Istres.

On tient compte également de la montée du niveau global des océans, attendue dans les prochaines décennies. On se projette à l'horizon 2060, avec une montée estimée à 0.35m selon l'un des scénarii les plus pessimistes édités par le GIEC [7].

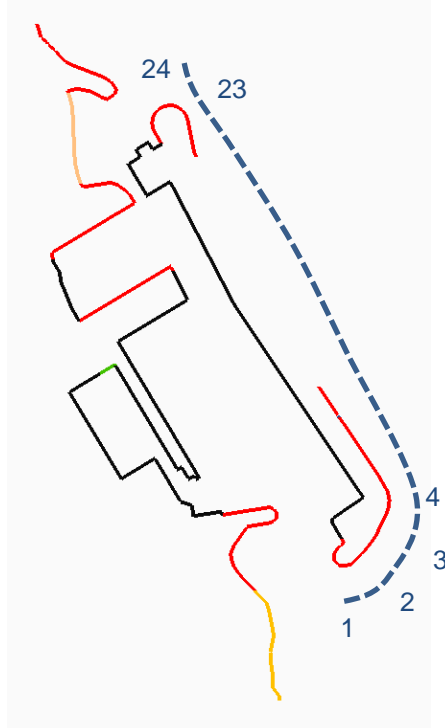
Le niveau d'eau bas fréquent ne devrait descendre sous la cote 0m NGF, considérant la faible pénétration des marées dans l'étang. Le niveau d'eau bas exceptionnel ne peut pas descendre sous la cote 0m CM à Fos, soit -0.33m NGF.

### 3 La digue principale

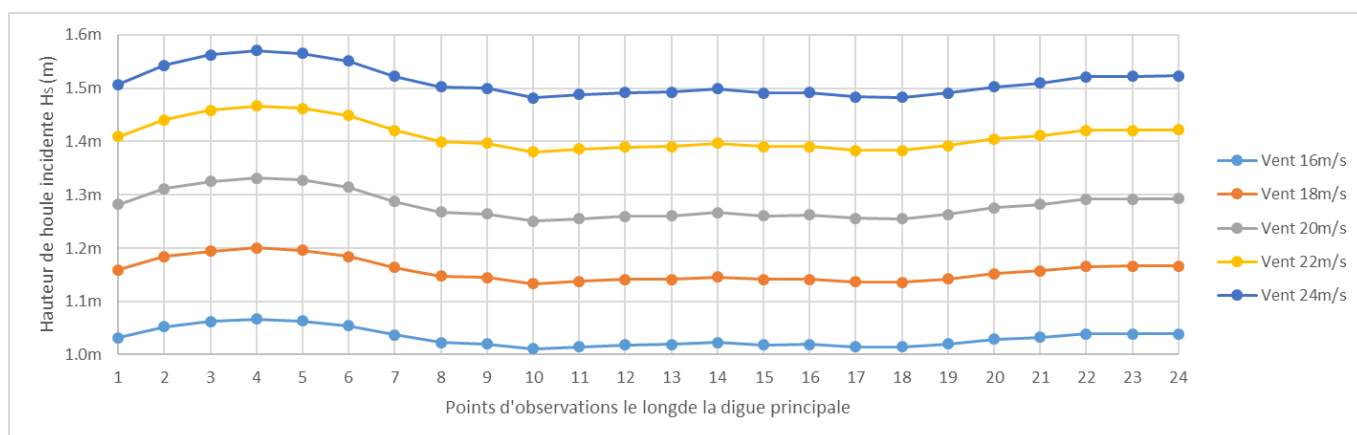
#### 3.1 La houle incidente le long de la digue principale

L'évolution de la hauteur de houle incidente le long de la digue principale a été extraite de la série de plans de vagues SWAN, balayant toutes les directions et intensités de vent capable de générer les clapots les plus forts.

Sur le graphe ci-après, on a reporté les courbes enveloppes des hauteurs de clapot  $H_s$  atteintes le long de la digue, sur les points repérés 1 à 24 schématisés ci-dessous. Le point n°1 correspond à la passe d'entrée, les points suivants longent le pied de digue du Sud vers le Nord, le point 24 correspond à la passe Nord à l'extrémité du musoir.

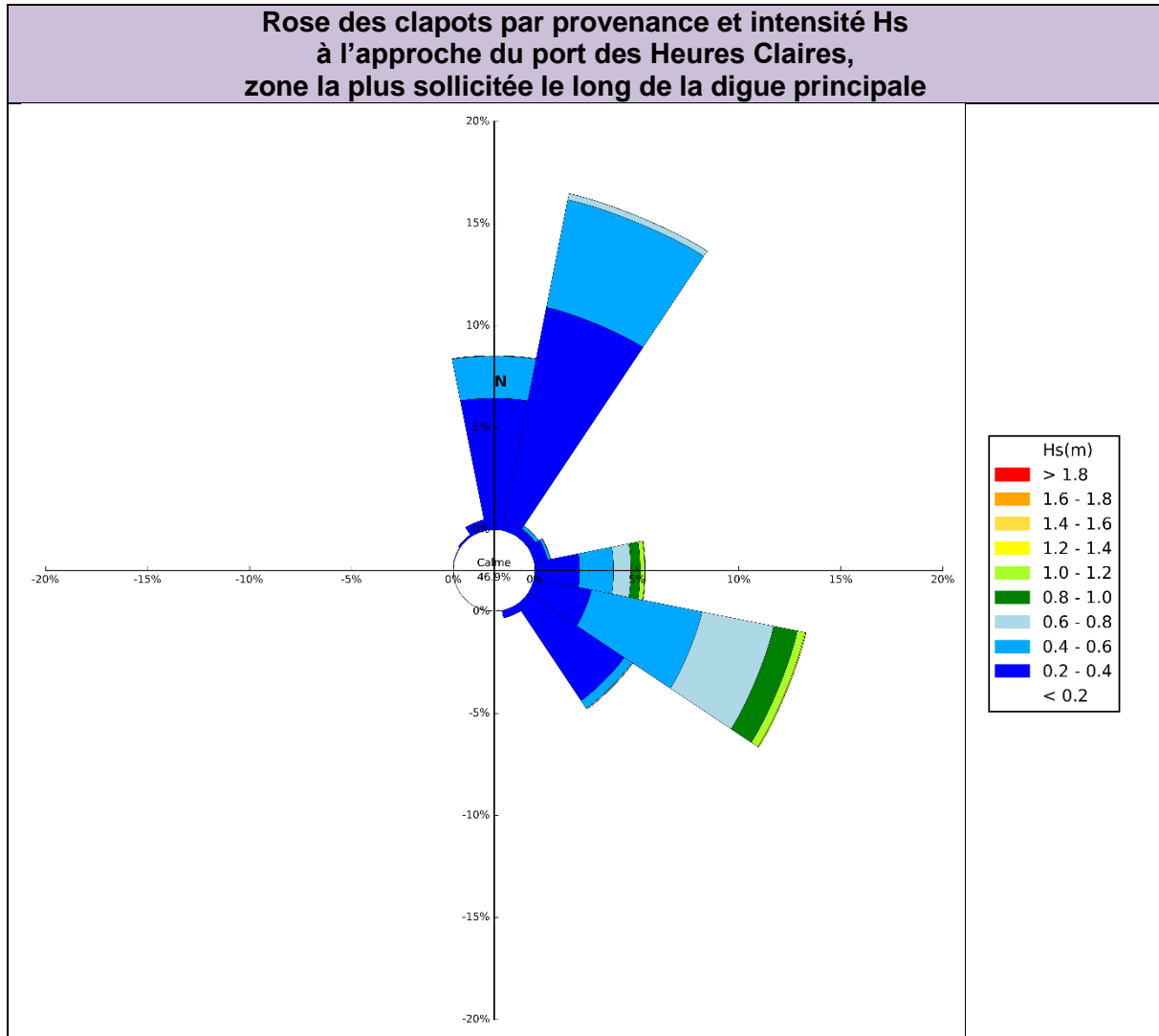


Position des points de repérage longeant le pied de la digue principale



Evolution de la hauteur de houle incidente  $H_s$  le long de la digue principale en fonction de la vitesse du vent  $v_{10min}$  (valeur  $H_s$  maximale sur un sur un large secteur N90 à N140)

La zone entourant le point de repérage n°4, c'est-à-dire la partie incurvée de la digue Sud, est légèrement plus sollicitée. On se base sur les fonctions de transfert établies entre le vent et la hauteur de clapot  $H_s$  au point n°4 pour reconstituer la climatologie des hauteurs de clapot pouvant potentiellement solliciter l'ouvrage sur une durée de 11 ans (2006-2016).





La liste des événements les plus marquants sur cette période est détaillée ci-après.

Clapots de vents d'Est à Sud-Est les plus intenses sur la période 2006-2016, tronçon de digue le plus sollicité					
Date	V <sub>10min</sub>	Provenance du vent	Hauteur H <sub>s</sub>	Provenance	Période T <sub>P</sub>
28/1/2006	17.0m/s	N100	1.12m	N104	4.2s
26/10/2006	16.0m/s	N120	1.06m	N110	3.9s
18/2/2007	16.0m/s	N100	1.05m	N104	3.9s
20/11/2007	15.2m/s	N120	1.00m	N110	3.9s
4/1/2008	16.2m/s	N90	1.05m	N100	4.0s
28/5/2008	18.0m/s	N140	1.11m	N115	4.5s
<b>14/12/2008</b>	<b>19.7m/s</b>	<b>N130</b>	<b>1.28m</b>	<b>N112</b>	<b>4.5s</b>
24/4/2009	16.0m/s	N110	1.07m	N107	3.9s
20/10/2009	16.8m/s	N120	1.12m	N110	4.2s
28/2/2010	16.4m/s	N130	1.06m	N112	4.1s
4/10/2010	16.0m/s	N110	1.07m	N107	3.9s
12/10/2010	17.2m/s	N90	1.12m	N100	4.3s
12/3/2011	17.0m/s	N90	1.10m	N100	4.2s
24/10/2011	16.2m/s	N90	1.05m	N100	4.0s
<b>4/11/2011</b>	<b>19.3m/s</b>	<b>N110</b>	<b>1.28m</b>	<b>N107</b>	<b>4.5s</b>
6/3/2013	20.9m/s	N70	1.22m	N90	4.2s
20/5/2014	15.4m/s	N100	1.01m	N104	3.9s
12/9/2015	15.8m/s	N110	1.05m	N107	3.9s
4/10/2015	15.8m/s	N120	1.05m	N110	3.9s
31/3/2016	15.1m/s	N120	1.00m	N110	3.9s

Les clapots les plus forts viennent tous logiquement du secteur Est à Sud-Est. L'extrapolation des valeurs par la méthode du renouvellement conduit aux valeurs de projet suivantes :

Extrapolation des clapots à l'approche du port, zone la plus sollicitée le long de la digue principale	
Occurrence	Clapots d'Est à Sud-Est
annuelle	H <sub>S</sub> =1.07m, T <sub>P</sub> =4.0s, N100 à N110
décennale	H <sub>S</sub> =1.32m, T <sub>P</sub> =4.5s, N100 à N110
vingtennale	H <sub>S</sub> =1.40m, T <sub>P</sub> =4.8s, N100 à N110
cinquantennale	H <sub>S</sub> =1.5m, T <sub>P</sub> =4.9s, N100 à N110
centennale	H <sub>S</sub> =1.58m, T <sub>P</sub> =5.0s, N100 à N110
Extrême ELU	H <sub>S</sub> =1.75m, T <sub>P</sub> =5.2s, N100 à N110

## 3.2 Stabilité de la digue

### 3.2.1 Blocs de carapace

Le dimensionnement des blocs de carapace est effectué en exploitant les deux formulations classiques de la littérature établies par Hudson et Van der Meer [4][6] (voir expressions en annexe). Les démarches et hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Détermination de la hauteur de houle  $H_S$  en pied de digue, en tenant compte de l'effet de shoaling et de déferlement éventuel. Ici les profondeurs sont telles que les houles hauteurs de houle incidente ne sont pas réduites par déferlement.
- La pente du talus est de 3/2 pour les deux formulations. La masse volumique des blocs est de  $2650\text{kg/m}^3$ .
- La formule d'Hudson est utilisée avec un coefficient de stabilité  $K_D=3.5$ , applicable aux enrochements posés sur 2 couches, subissant des vagues pouvant être déferlantes pratiquement sans dommage.
- Les formulations de Van der Meer sont utilisées avec un coefficient de porosité  $P=0.4$ , applicable aux profils classiques avec filtre et noyau. Le temps du pic de tempête est de trois heures. Le coefficient de dommage est tel que  $S=2$ , traduisant aucun dommage ou un début de dommage seulement.

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous. On indique la hauteur significative  $H_S$ , ainsi que le poids théorique médian  $M_{50}$  des blocs selon les deux formulations théoriques. On effectue une sensibilité par rapport à une hauteur de houle croissante d'occurrence fréquente à rare.

Estimation des tailles de blocs de carapace sur le profil courant, pente 3/2			
Occurrence	$H_S=H_{1/3}$	Poids $M_{50}$ Van der Meer $S=2$	Poids $M_{50}$ Hudson $K_D=3.5$
Fréquente	1.0m	0.20 t	0.13 t
Décennale	1.3m	0.35 t	0.28 t
Cinquantennale	1.5m	0.49 t	0.43 t
Centennale	1.6m	0.57 t	0.52 t
Extrême	1.8m	0.74 t	0.74 t

La classe de blocs 0.5/1.5t serait largement convenable pour éviter des mouvements de carapace lors des plus gros événements. Cette taille de blocs est à majorer de 30% sur les musoirs, soit plutôt 1/2t. Aujourd'hui, on observe même la présence de blocs un peu plus gros, probablement 2/3t. Des blocs un peu plus gros ont l'avantage de mieux dissiper l'énergie des vagues, ce qui offre un meilleur comportement face aux franchissements.

On préconise au moins des blocs classiques 1/2t sur tout le linéaire, y compris les musoirs. Les blocs existants d'au moins 1t, voire de taille supérieure, de l'ordre de 2 à 3t, pourront bien sûr être réutilisés dans le nouveau profil.

### 3.2.2 Blocs de filtre

Selon l'état de l'art [4][6], le filtre sous carapace est dimensionné au 1/10<sup>ème</sup> (voire 1/20<sup>ème</sup>) du poids des blocs de carapace, de manière à offrir une continuité hydraulique dans la dissipation des vagues à travers les couches granulaires. Les blocs de filtre appartiennent à la catégorie 100/200kg.

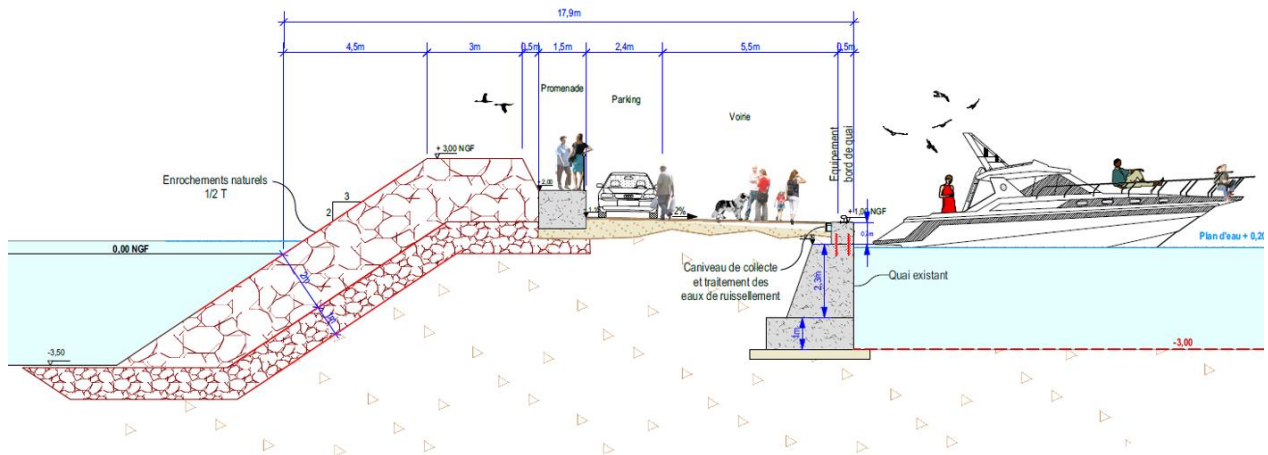
### 3.2.3 Blocs de butée de pied ou anti-affouillement

Les blocs en pied sont dimensionnés sur la base de la formulation de Gerding [4][6] (voir expression en annexe). On se base sur la hauteur de clapot extrême  $H_s=1.75m$ , en faisant varier les niveaux d'eau et les cotes bathymétriques en pied. Le balayage des cas de calcul intègre également l'effet de déferlement lorsque la hauteur d'eau est limitée par petit fond.

La formule permet d'évaluer la taille des blocs en pied en supposant que ceux-ci sont posés au-dessus du terrain naturel. Les cas les plus dimensionnants correspondent aux clapots abordant les petits fonds par niveau d'eau haut exceptionnel. On retrouve logiquement les mêmes ordres de grandeur de taille de bloc pour les clapots abordant les fonds les plus grands par niveau d'eau bas exceptionnel.

On montre qu'une taille de blocs de l'ordre 100kg est suffisante pour constituer le pied de digue. De façon pratique, les blocs de filtre 100/200kg seront prolongés pour former le pied.

Il est recommandé d'ensouiller au niveau du terrain naturel de manière à assurer la fonction de tapis anti-affouillement. Dans ces conditions, le pied de digue est à la fois stable devant les sollicitations directes des clapots, et ne se dérobent pas sous l'effet d'un mouvement de terrain meuble, à l'échelle de quelques dizaines de cm, en pied de talus.



Coupe type digue du large



**Application de la formule de Gerding pour évaluer les tailles de blocs en butée de pied.  
Occurrence extrême.  $H_s=1.75m$  à l'approche de la digue du port,  $T_P=5.2s$ , pente 1%,  $N_{od}=0.5$  (Gerding, pas de dommage)**

Cote du fond au pied (/LMM)	Niveau	Hauteur d'eau h	$H_s=H_{1/3}$ (limitation au déferlement)	Poids M50	$D_{n50}$	Epaisseur au-dessus du sol (2 couches)	Hauteur d'eau $h_b$ au-dessus de la butée de pied	$N_{od}$	$0.4 < \frac{h_b}{h} < 0.9$	$0.28 < \frac{H_s}{h} < 0.8$	$3 < \frac{h_b}{D_{n50}} < 25$
2.50 m	<b>1.08m NGF</b>	<b>3.58 m</b>	<b>1.8 m</b>	<b>87 kg</b>	0.32m	0.8m	2.8m	0.50	0.79	0.49	8.84
	0.52m NGF	3.02 m	1.5 m	67 kg	0.29m	0.7m	2.3m	0.50	0.77	0.50	7.95
	-0.33m NGF	2.17 m	1.1 m	25 kg	0.21m	0.5m	1.7m	0.50	0.77	0.50	7.95
2.80 m	1.08m NGF	3.88 m	1.8 m	39 kg	0.24m	0.6m	3.3m	0.50	0.85	0.45	13.52
	0.52m NGF	3.32 m	1.7 m	89 kg	0.32m	0.8m	2.6m	0.50	0.77	0.50	7.95
	-0.33m NGF	2.47 m	1.2 m	37 kg	0.24m	0.6m	1.9m	0.50	0.77	0.50	7.95
3.20 m	1.08m NGF	4.28 m	1.8 m	8 kg	0.14m	0.3m	3.9m	0.50	0.92	0.41	27.38
	0.52m NGF	3.72 m	1.8 m	61 kg	0.28m	0.7m	3.0m	0.50	0.82	0.47	10.70
	-0.33m NGF	2.87 m	1.4 m	57 kg	0.28m	0.7m	2.2m	0.50	0.77	0.50	7.95
3.80 m	1.08m NGF	4.88 m	1.8 m	-	-	-	-	-	-	-	-
	0.52m NGF	4.32 m	1.8 m	8 kg	0.15m	0.3m	3.9m	0.50	0.91	0.41	26.73
	<b>-0.33m NGF</b>	<b>3.47 m</b>	<b>1.7 m</b>	<b>98 kg</b>	0.33m	0.8m	2.7m	0.50	0.78	0.50	8.11

### 3.3 Franchissements

#### 3.3.1 Critères de franchissement

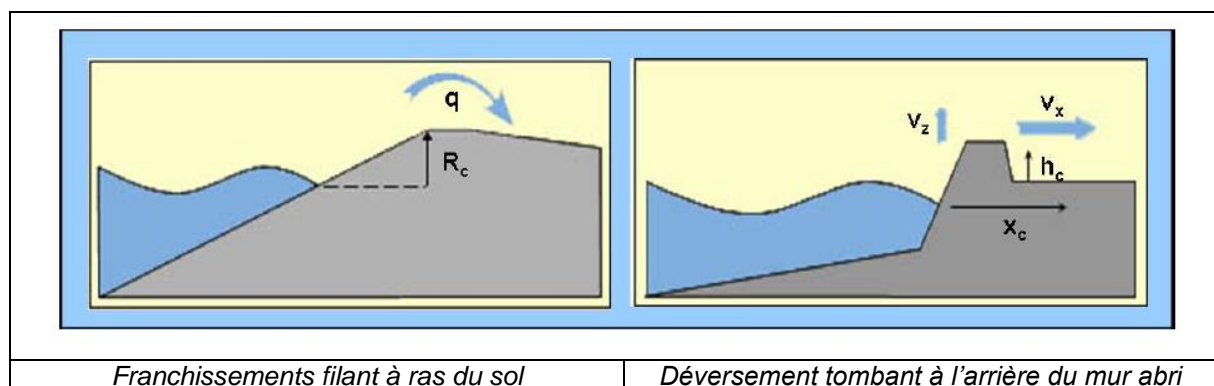
Un débit moyen par mètre linéaire et par seconde sur plusieurs heures de tempête est un indicateur vis-à-vis des autres paramètres agissant directement sur les zones à protéger. Parmi ces paramètres, on distingue :

- le volume maximal apporté par la plus grosse vague ;
- la vitesse et l'épaisseur de la lame d'eau franchissant l'ouvrage de défense ;
- la distance depuis le mur abri du déversement tombant sur le terre-plein ;
- la pression à l'impact, l'épaisseur et la vitesse horizontale de la lame d'eau après déversement.

Le manuel EurOtop apporte quelques descriptions des phénomènes observés ou des dégâts attendus vis-à-vis des ordres de grandeur des débits moyens. Nous y avons associé nos observations à partir de notre expérience en suivi d'essais en canal.

Critères de franchissement		
Débit moyen	Critères extraits de la littérature	Observations à partir de notre expérience
0.1 l/m/s	Insignifiant au regard de la robustesse de l'ouvrage de défense	Seulement quelques parquets de mer sont observés (eaux blanches)
1 l/m/s	la surface d'un terre-plein non revêtu commence à s'éroder	Des films d'eau sont observés (eaux vertes).
10 l/m/s	Franchissements significatifs	Des lames d'eau épaisses sont observées
100 l/m/s	Déversements spectaculaires	Des lames d'eau très épaisses (plusieurs mètres) sont observées, les déversements significatifs sont très fréquents

On distingue les dégâts occasionnés par un débit franchissant un mur puis retombant violemment sur le quai, et les dommages engendrés par des lames d'eau glissant horizontalement en tête de crête. Par exemple,  $q=1$  l/m/s à 5 l/m/s pourra déséquilibrer des équipements situés immédiatement en contre-bas d'un mur chasse-mer. L'impact direct sera réduit si on s'éloigne de l'arrière du mur.



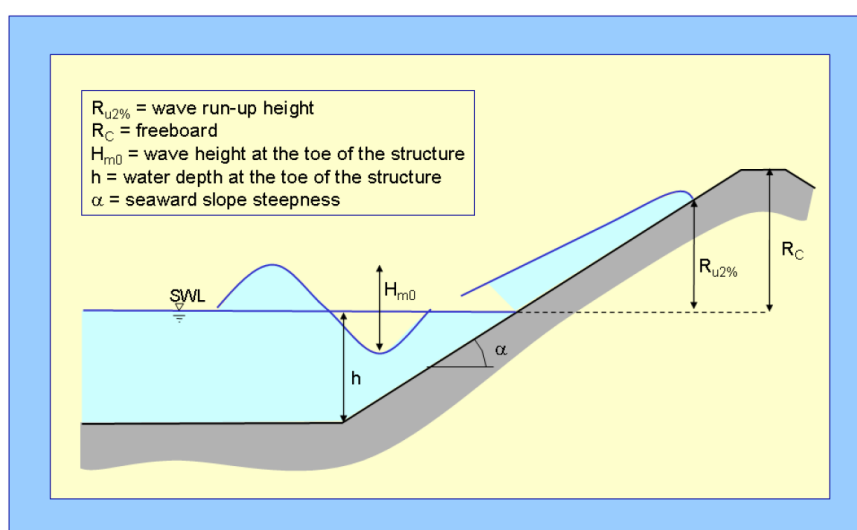
Nous avons reporté en annexe de ce document une série de tableaux regroupant différents critères pour la sécurité des piétons, des véhicules, des bâtiments, des navires à quai et des revêtements de terre-plein. Nous avons extrait de ces données très diffuses quelques ordres de grandeur qui seraient applicables au projet d'extension d'Istres.

Synthèse des valeurs cibles des débits moyens de franchissements	
Débit moyen de franchissement	Valeurs du débit moyen franchissant le mur abri
$q=0.1$ l/m/s	Préservation de la sécurité des piétons avertis
$q=0.1$ à $0.5$ l/m/s	Piétons exposés face par de gros paquets de mer. Pas de dégâts structurels
$q=0.5$ à $1$ l/m/s	Piétons exposés face par de gros paquets de mer. Dégâts sur des petits équipements situés 5m à 10m à l'arrière de la digue
$q=1$ à $5$ l/m/s	Piétons en danger Déplacements potentiels de véhicule sous la retombée des lames d'eau Pas de dégât sur les revêtements de chaussée
$q=5$ à $10$ l/m/s	Piétons en danger Dégâts les bâtiments situés dans la bande des 5m en arrière de la digue. Pas de dégât sur les revêtements de chaussée
$q = 10$ l/m/s	Naufrage de petits bateaux amarrés 5m à 10m derrière le mur abri.
$50$ l/m/s < $q$ < $200$ l/m/s	Dégâts structurels même à 5m du mur abri Pas de dégât sur les revêtements de chaussée (béton, asphalte)

### 3.3.2 Estimation des cotes d'arase de la digue

Le manuel EurOtop [5] a été exploité pour évaluer les risques de franchissement. Il s'agit de formules empiriques d'approximation des débits de franchissement d'un train de houle irrégulier abordant un ouvrage ayant une géométrie simple, comme les digues à talus.

La formule d'approximation pour un talus classique est présentée en annexe A.



Schématisme du phénomène de franchissement d'une digue à talus classique



Les estimations des débits sont calculées en appliquant les hauteurs de houle incidentes associées aux occurrences annuelle à extrême. Les hauteurs  $H_s$  correspondent à la moyenne rencontrée le long de la digue principale, soit approximativement les caractéristiques des clapots d'Est à Sud-Est abordant la passe Sud. On suppose que les clapots puissent être frontaux par rapport à la digue, ce qui est conservatif. D'un autre côté, on adopte les valeurs moyennes probabilistes de la formulation EurOtop, intégrant des incertitudes sur les valeurs de débit.

### **Configuration actuelle de la digue, arase $\approx$ 2.2m NGF**

On prend d'abord comme référence la configuration actuelle de la digue. Son arase est assez discontinue, avec même quelques espaces entre les blocs du cordon de tête. On retient la cote +2.2m NGF, représentative des parties les plus hautes, notamment côté Sud.

<b>Estimation des débits de franchissement, configuration actuelle de la digue arase <math>\approx</math> 2.2m NGF</b>				
Occurrence	Hauteur $H_{m0}$ ou $H_s$	Niveau d'eau	Arase $R_c$ au-dessus du niveau d'eau	Débit moyen $q$ de franchissement
annuelle	$H_s=1.05m$	0.38m NGF	1.82m	0.19 l/m/s
décennale	$H_s=1.25m$	0.49m NGF	1.71m	1.36 l/m/s
vingtennale	$H_s=1.35m$	0.52m NGF	1.68m	2.74 l/m/s
cinquantennale	$H_s=1.45m$	0.69m NGF	1.51m	7.96 l/m/s
centennale	$H_s=1.50m$	0.73m NGF	1.47m	11.20 l/m/s
Extrême ELU	$H_s=1.65m$	0.73m NGF	1.47m	19.68 l/m/s

Selon cette approximation numérique, la digue serait franchie par quelques paquets de mer en occurrence annuelle. Des lames d'eau s'abattraient sur le quai pour des tempêtes plus exceptionnelles, mais vues depuis 10 ans. Les débits moyens, de l'ordre de 1 à 2 l/m/s en causeraient pas de dommage sur les navires amarrés, même si un piéton serait en danger.

Ces résultats seraient cohérents avec les témoignages des professionnels du site, recueillis lors de la première visite, avec toute l'incertitude liée aux ressentis de chacun lors de tels événements.

### **Configuration future de la digue, arase $\approx$ 3.0m NGF**

Sur cette base, on estime les franchissements que l'on obtiendrait dans la configuration future de la digue, arasée à +3.0m NGF. Cette cote est compatible avec l'environnement du site, sachant qu'une promenade haute sur le bloc béton de butée des enrochements permet de conserver la vue directe sur l'étang pour les promeneurs.

Estimation des débits de franchissement, configuration future de la digue arase $\approx$ 3.0m NGF				
Occurrence	Hauteur $H_{m0}$ ou $H_s$	Niveau d'eau	Arase $R_c$ au-dessus du niveau d'eau	Débit moyen $q$ de franchissement
annuelle	$H_s=1.05m$	0.38m NGF	2.62m	0.01 l/m/s
décennale	$H_s=1.25m$	0.49m NGF	2.51m	0.07 l/m/s
vingtennale	$H_s=1.35m$	0.52m NGF	2.48m	0.17 l/m/s
cinquantennale	$H_s=1.45m$	0.69m NGF	2.31m	0.59 l/m/s
centennale	$H_s=1.50m$	0.73m NGF	2.27m	0.90 l/m/s
Extrême ELU	$H_s=1.65m$	0.73m NGF	2.27m	1.99 l/m/s

Sur la base actuelle du niveau des océans, l'arase à +3.0m NGF permet de contenir le passage de lames d'eau jusqu'à des occurrences cinquantennales, les piétons étant en sécurité jusqu'à l'occurrence décennale à vingtennale.

### Effet de la montée du niveau général des océans

Estimation des débits de franchissement, configuration future de la digue arase $\approx$ 3.0m NGF, horizon 2060, +0.35m de montée du niveau d'eau				
Occurrence	Hauteur $H_{m0}$ ou $H_s$	Niveau d'eau	Arase $R_c$ au-dessus du niveau d'eau	Débit moyen $q$ de franchissement
annuelle	$H_s=1.05m$	0.73m NGF	2.27m	0.02 l/m/s
décennale	$H_s=1.25m$	0.84m NGF	2.16m	0.25 l/m/s
vingtennale	$H_s=1.35m$	0.87m NGF	2.13m	0.57 l/m/s
cinquantennale	$H_s=1.45m$	1.04m NGF	1.96m	1.84 l/m/s
centennale	$H_s=1.50m$	1.08m NGF	1.92m	2.71 l/m/s
Extrême ELU	$H_s=1.65m$	1.08m NGF	1.92m	5.42 l/m/s

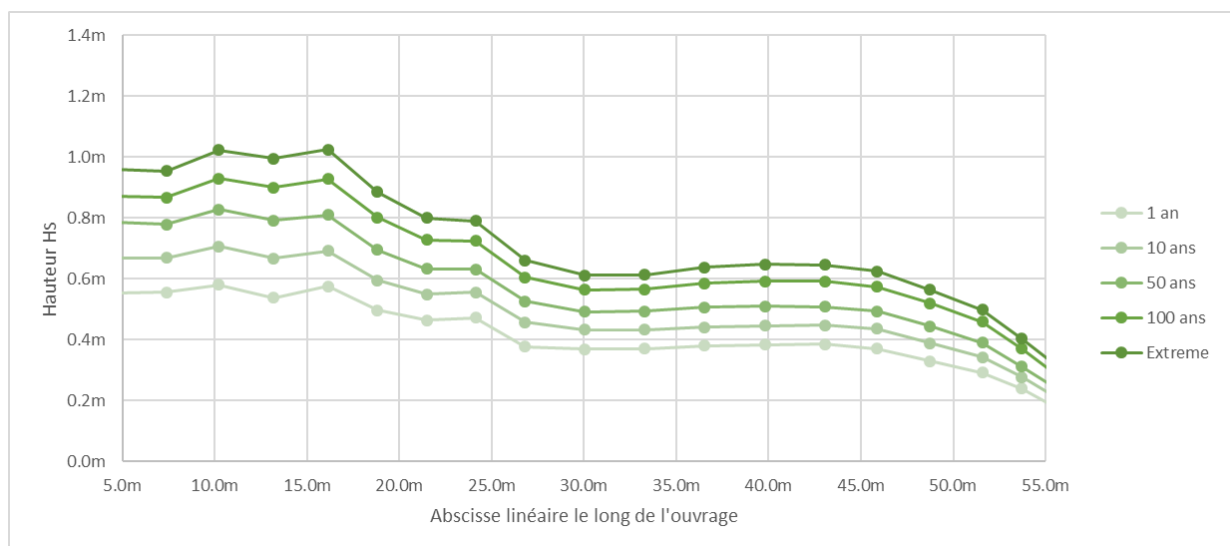
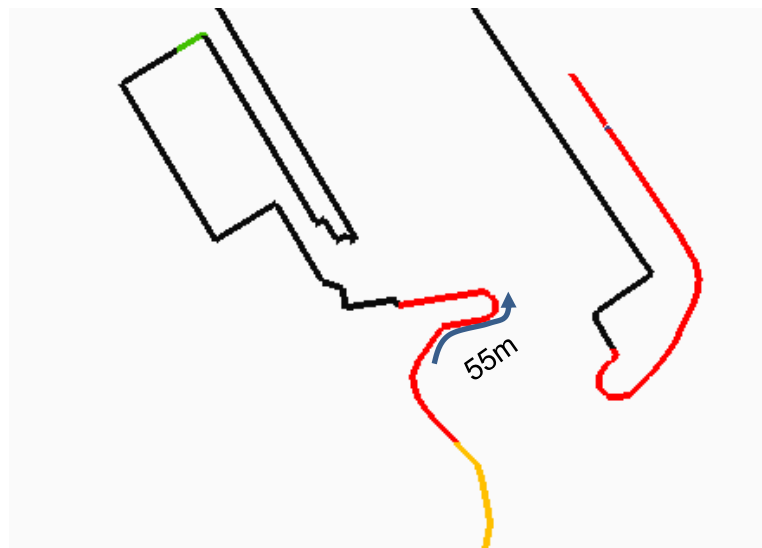
A l'horizon 2060, la digue serait peu franchie à l'occurrence décennale, des lames d'eau sans dommage significatif sur les navires pouvant s'abattre sur le quai pour des occurrences rares.

La cote +3.0m NGF permet d'anticiper une montée du niveau général des océans.

## 4 La contre-jetée Sud

### 4.1 Stabilité de la contre-jetée

On exploite le programme d'agitation portuaire pour déterminer les hauteurs de projet le long de la nouvelle contre-jetée Sud. Les simulations ont été réitérées en imposant volontairement un coefficient de réflexion nul sur l'ouvrage, ce qui permet d'isoler les caractéristiques incidentes. L'évolution de la hauteur  $H_s$  incidente est tracée sur le graphe ci-dessous.



Evolution de la hauteur de clapot incident  $H_s$  le long de la contre-jetée Sud

Les formules classiques de stabilité, Hudson ou Van der Meer, déjà utilisées pour la digue principale, indiquent des poids de blocs inférieurs à 500kg. On préconise la taille minimale classique 0.5/1.5t, avec filtre 50/150kg, offrant une certaine porosité et une meilleure dissipation des ondes dans la zone de la passe. Des blocs identiques à ceux de la digue principale, soit 1/2t avec filtre 100/200kg, permettant de simplifier l'approvisionnement en carrière, sont également appropriés.

## 4.2 Franchissements

Les estimations par les formulations numériques EurOtop montrent qu'on obtiendrait des performances similaires à celles de la digue principale en arasant la contre-jetée à une cote minimale relativement basse de 2.0m NGF.

Estimation des débits de franchissement, contre-jetée Sud arase $\approx$ 2.0m NGF				
Occurrence	Hauteur $H_{m0}$ ou $H_s$	Niveau d'eau	Arase $R_c$ au-dessus du niveau d'eau	Débit moyen $q$ de franchissement
annuelle	$H_s=0.6m$	0.38m NGF	1.62m	0.00 l/m/s
décennale	$H_s=0.7m$	0.49m NGF	1.51m	0.01 l/m/s
cinquantennale	$H_s=0.8m$	0.69m NGF	1.31m	0.19 l/m/s
centennale	$H_s=0.9m$	0.73m NGF	1.27m	0.68 l/m/s
Extrême ELU	$H_s=1.0m$	0.73m NGF	1.27m	1.55 l/m/s

### Effet de la montée du niveau général des océans

Estimation des débits de franchissement, contre-jetée Sud arase $\approx$ 2.0m NGF, horizon 2060, +0.35m de montée du niveau d'eau				
Occurrence	Hauteur $H_{m0}$ ou $H_s$	Niveau d'eau	Arase $R_c$ au-dessus du niveau d'eau	Débit moyen $q$ de franchissement
annuelle	$H_s=0.6m$	0.38m NGF	1.27m	0.01 l/m/s
décennale	$H_s=0.7m$	0.49m NGF	1.16m	0.15 l/m/s
cinquantennale	$H_s=0.8m$	0.69m NGF	0.96m	1.54 l/m/s
centennale	$H_s=0.9m$	0.73m NGF	0.92m	4.26 l/m/s
Extrême ELU	$H_s=1.0m$	0.73m NGF	0.92m	8.09 l/m/s

Une cote un peu plus haute, 2.5m NGF, serait compatible avec un niveau de quai à 1.2m NGF, prévu pour l'accueil de la navette à passagers. Elle offrirait une barrière de confort face aux embruns lors du transit des passagers, sans altérer la vue vers l'étang. Elle éviterait par ailleurs le passage de lames d'eau significatives, même lors des très gros coups de mer.

<b>Estimation des débits de franchissement, contre-jetée Sud arase <math>\approx</math> 2.0m NGF</b>				
Occurrence	Hauteur $H_{m0}$ ou $H_s$	Niveau d'eau	Arase $R_c$ au-dessus du niveau d'eau	Débit moyen $q$ de franchissement
annuelle	$H_s=0.6m$	0.38m NGF	2.12m	0.00 l/m/s
décennale	$H_s=0.7m$	0.49m NGF	2.01m	0.00 l/m/s
cinquantennale	$H_s=0.8m$	0.69m NGF	1.98m	0.00 l/m/s
centennale	$H_s=0.9m$	0.73m NGF	1.81m	0.01 l/m/s
Extrême ELU	$H_s=1.0m$	0.73m NGF	1.77m	0.05 l/m/s

### Effet de la montée du niveau général des océans

<b>Estimation des débits de franchissement, contre-jetée Sud arase <math>\approx</math> 2.0m NGF, horizon 2060, +0.35m de montée du niveau d'eau</b>				
Occurrence	Hauteur $H_{m0}$ ou $H_s$	Niveau d'eau	Arase $R_c$ au-dessus du niveau d'eau	Débit moyen $q$ de franchissement
annuelle	$H_s=0.6m$	0.38m NGF	1.27m	0.00 l/m/s
décennale	$H_s=0.7m$	0.49m NGF	1.16m	0.00 l/m/s
cinquantennale	$H_s=0.8m$	0.69m NGF	0.96m	0.01 l/m/s
centennale	$H_s=0.9m$	0.73m NGF	0.92m	0.08 l/m/s
Extrême ELU	$H_s=1.0m$	0.73m NGF	0.92m	0.31 l/m/s



## 5 L'épi Nord

### 5.1 Stabilité

L'épi Nord subit les mêmes sollicitations hydrodynamiques que la digue principale, voire très sensiblement moins. Les mêmes dispositions sont préconisées : carapace 1/2t, filtre et tapis anti-affouillement 100/200 kg.

### 5.2 Franchissements

Les enjeux face aux franchissements de l'épi sont faibles comparés à ceux de la digue principale, ne concernant que le ponton flottant de la base nautique. Il importe toutefois d'éviter de laisser passer trop souvent des lames d'eau vers cette structure amarrée.

Les estimations des débits franchissants sont faites comme pour la digue principale, mais en tenant compte de l'obliquité des clapots d'Est (au moins 45° par rapport à l'axe de l'épi). On montre qu'en adoptant une arase à 2.5m NGF de l'épi, on obtient des débits de franchissement comparables à ceux de la digue principale à +3.0m NGF.

Estimation des débits de franchissement, épi Nord arase ≈ 2.5m NGF				
Occurrence	Hauteur $H_{m0}$ ou $H_s$	Niveau d'eau	Arase $R_c$ au-dessus du niveau d'eau	Débit moyen $q$ de franchissement
annuelle	$H_s=1.05m$	0.38m NGF	2.12m	0.00 l/m/s
décennale	$H_s=1.25m$	0.49m NGF	2.01m	0.03 l/m/s
vingtennale	$H_s=1.35m$	0.52m NGF	1.98m	0.08 l/m/s
cinquantennale	$H_s=1.45m$	0.69m NGF	1.81m	0.36 l/m/s
centennale	$H_s=1.50m$	0.73m NGF	1.77m	0.59 l/m/s
Extrême ELU	$H_s=1.65m$	0.73m NGF	1.77m	1.35 l/m/s

### Effet de la montée du niveau général des océans

Estimation des débits de franchissement, épi Nord arase ≈ 2.5m NGF, horizon 2060, +0.35m de montée du niveau d'eau				
Occurrence	Hauteur $H_{m0}$ ou $H_s$	Niveau d'eau	Arase $R_c$ au-dessus du niveau d'eau	Débit moyen $q$ de franchissement
annuelle	$H_s=1.05m$	0.73m NGF	1.77m	0.01 l/m/s
décennale	$H_s=1.25m$	0.84m NGF	1.66m	0.17 l/m/s
vingtennale	$H_s=1.35m$	0.87m NGF	1.63m	0.42 l/m/s
cinquantennale	$H_s=1.45m$	1.04m NGF	1.46m	1.70 l/m/s
centennale	$H_s=1.50m$	1.08m NGF	1.42m	2.63 l/m/s
Extrême ELU	$H_s=1.65m$	1.08m NGF	1.42m	5.28 l/m/s

Ce raisonnement ne serait pas modifié par l'installation d'une péniche-restaurant éventuellement échouée côté extérieur à l'épi. Les détails de la conception de la berme accueillant la péniche sont à préciser en phase ultérieure.

## 6 La butée de pied de la plage

La butée de pied de la plage est arasée à -0.9m NGF sur des fonds de l'ordre de -1.8m NGF. Elle reçoit des clapots dans la zone abritée de l'anse naturelle, ne pouvant dépasser  $H_s=1\text{m}$  en occurrence extrême. L'exploitation de la formule de Gerding, déjà utilisée pour les blocs de pied de digue (Cf. formulation en annexe), permet de majorer la taille des blocs à moins de 100kg. Les blocs de filtre 100/200kg sont appropriés pour constituer le merlon de butée de pied.

## 7 Conclusion

Les formulations classiques de la littérature ont été exploitées pour dimensionner les blocs des talus en enrochements, ainsi que pour évaluer les débits de franchissement.

Des blocs de tonnage classique 1/2t, posés sur un filtre 100/200kg, apportent suffisamment de stabilité à la carapace de la digue principale pour faire face aux coups de mer, même les plus rares. Le filtre 100/200kg doit être utilisé comme blocs de pied, ensouillé dans le terrain naturel existant pour former un tapis anti-affouillement.

L'emploi de blocs de carapace supérieurs à 1t a l'avantage de dissiper convenablement l'énergie des clapots incidents par effet de porosité. La pose de tels blocs peut être étendue aux carapaces de la contre-jetée et de l'épi de l'anse naturelle. Les blocs de la digue actuelle, parfois supérieurs à 2t, pourront bien sûr être réutilisés dans les nouveaux profils.

Une arase à 3.0m NGF permettrait de contenir à quelques paquets de mer les franchissements en occurrence décennale à vingtennale, les piétons étant en sécurité. On observerait de gros paquets de mer à l'occurrence cinquantennale, puis, à des occurrences plus rares, quelques lames d'eau, capables de renverser les piétons en s'abattant sur le quai, mais sans dégât significatif sur les navires.

A l'horizon 2060, la digue serait peu franchie jusqu'à à l'occurrence décennale, des lames d'eau pouvant la franchir pour des occurrences plus rares.

La cote +3.0m NGF permettrait d'anticiper une montée du niveau général des océans. A long terme, elle apporterait une protection face aux franchissements bien meilleure que celle de la configuration existante.

Une cote +2.5m NGF pour l'épi de l'anse naturelle apporterait des performances en termes de franchissement au moins équivalente à celles de la digue principale à +3.0m NGF. Cette même cote sur la contre-jetée éviterait tout franchissement de lames d'eau significatives vers le quai de transit des passagers de la navette, même pour les très gros coups de mer.

## 8 Références

- [1] « Modélisation hydrodynamique de l'étang de Berre et des milieux annexes », rapport SOGREAH n°1740286, février 2009
- [2] Analyse statistique des niveaux d'eau extrêmes, environnements maritime et estuarien, CETMEF, avril 2013.
- [3] Analyse des surcotes extrêmes le long des côtes métropolitaines. CETMEF, avril 2013.
- [4] « Le guide des enrochements, l'utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques » (version française du « rock manual »).
- [5] EurOtop Manual. Wave overtopping of sea defences and related structures, assessment manual. Environment Agency (UK), Expertise Netwerk Waterkeren (NL), Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen.
- [6] Coastal Engineering Manual, Part VI, Fundamental of design, Hans F. Burcharth and Steven A. Hughes (DE).
- [7] GIEC, changements climatiques 2013, les éléments scientifiques, résumé à l'attention des décideurs – Contribution du groupe de travail 1 au cinquième rapport d'évaluation du groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat.
- [8] SHOM, références altimétriques maritimes. Ports de France Métropolitaine et d'Outre-Mer. Cotes du zéro hydrographique et niveaux caractéristiques de la marée. Edition 2014.
- [9] Opération d'extension et de requalification du port des Heures Claires. Marché de maîtrise d'œuvre, annexe 3, contraintes de site.
- [10] « Mission de maîtrise d'œuvre pour l'extension du port des Heures Claires. Phase d'avant-projet. Note d'hypothèses sur les données naturelles maritimes ». Groupement P. Louis Ing. Conseils – Magnan – Rill Architecte – TPF – Asconit – HydroGC.

## 9 Annexe A : formule de référence pour le dimensionnement des talus

### 9.1 Stabilité des blocs de carapace

La formule de Van der Meer s'exprime comme suit [4][6] :

$$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} P^{0.18} \xi_m^{-0.5} \text{ si } \xi_m < \xi_C, \text{ déferlement plongeant}$$

$$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = c_s \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} P^{-0.13} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \text{ si } \xi_m > \xi_C, \text{ déferlement gonflant}$$

avec :

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{s_m}$$

$$s_m = \frac{H_S}{L_{0m}}, \text{ cambrure de la houle sur la base de la longueur d'onde moyenne au large } L_{0m} = \frac{gT_m^2}{2\pi}$$

$T_m$  : période moyenne de la houle

$H_S$  : Hauteur significative de la houle, ou  $H_{1/3}$  en pied de l'ouvrage

$\alpha$  : angle du talus en degrés (en non angle de la plage)

$\cot \alpha$  : pente du talus (rapport H/V horizontale / verticale)

$D_{n50}$  : longueur nominale égale à l'arête du cube de masse équivalente au bloc

$M_{50}$  : masse médiane des blocs =  $\rho_S D_{n50}^3$  ;

$$\Delta = \frac{\rho_S}{\rho_E} - 1 ;$$

$\rho_S$  : masse volumique des enrochements

$\rho_E$  : masse volumique de l'eau de mer = 1025 kg/m<sup>3</sup>

$P$  : paramètre de stabilité compris entre 0.1 pour un noyau imperméable et 0.6 pour une digue très perméable (Cf. figure ci-dessous).

$S$  : niveau de dommage, pris égal à 2 pour un début de déplacement de blocs (<5%)

$$\xi_C = \left( \frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{P+0.5}}, \text{ valeur critique du paramètre de déferlement}$$

$$c_{pl} = 6.2, c_s = 1.0$$

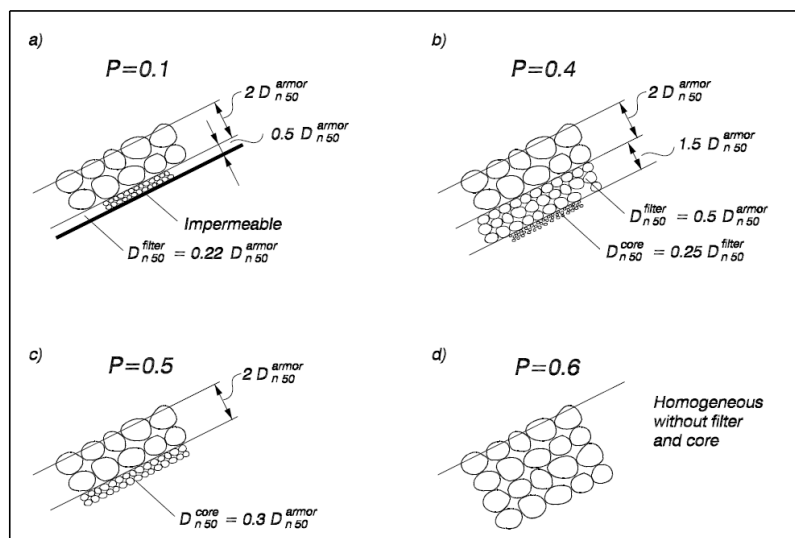


Figure VI-5-11. Notational permeability coefficients (van der Meer 1988)

En eaux peu profondes, c'est-à-dire lorsque la houle déferle avant d'approcher le pied de l'ouvrage, la formule a été corrigée de la façon suivante à la suite des essais de Van Gent (2004) :

$$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} P^{0.18} \left( \frac{H_S}{H_{2\%}} \right) \xi_{S-1,0}^{-0.5} \text{ si } \xi_{S-1,0} < \xi_C, \text{ déferlement plongeant}$$

$$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = c_s \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} P^{-0.13} \sqrt{\cot \alpha} \left( \frac{H_S}{H_{2\%}} \right) \xi_{S-1,0}^P \text{ si } \xi_{S-1,0} > \xi_C, \text{ déferlement gonflant}$$

$$\xi_C = \left( \frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{P+0.5}}, \text{ valeur critique du paramètre de déferlement}$$

$$c_{pl} = 8.4, c_s = 1.3$$

$$\xi_{S-1,0} = \frac{\tan \alpha}{s_{m-1,0}}$$

$$s_{m-1,0} = \frac{H_S}{L_{0m-1,0}}, \text{ cambrure de la houle sur la base de la longueur d'onde de période moyenne}$$

$$\text{spectrale } T_{m-1,0} = \frac{m-1}{m_0}, \text{ soit } L_{0m-1,0} = \frac{gT_{m-1,0}^2}{2\pi}$$

La formule d'Hudson s'exprime comme suit :

$$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} \text{ ou } M_{50} = \frac{\rho_S H_S^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha}$$

avec :

$$M_{50} : \text{ masse médiane des blocs } = \rho_S D_{n50}^3$$

$D_{n50}$  : longueur nominale égale à l'arête du cube de masse équivalente au bloc

$H_S$  : Hauteur significative de la houle, ou  $H_{1/3}$  en pied de l'ouvrage

$$\Delta = \frac{\rho_S}{\rho_E} - 1$$

$\rho_S$  : masse volumique des enrochements

$\rho_E$  : masse volumique de l'eau de mer = 1025 kg/m<sup>3</sup>

$\cot \alpha$  : pente du talus (rapport H/V horizontale / verticale)

$K_D$  : coefficient de stabilité, dépendant du type de blocs



## 9.2 Stabilité des blocs de butée de pied

La formule de Gerding modifiée par Burcharth pour intégrer des densités variables de blocs (CEM, VI-5-108), permet d'évaluer les tailles de blocs de butée de pied posés sur une longueur de 3 à 5 blocs et sur une épaisseur de 2 à 3 rangées. Celle-ci s'exprime comme suit :

$$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = \frac{1.6}{N_{od}^{-0.15} - 0.4 \frac{h_b}{H_S}}$$

La formule est valable pour les conditions suivantes :

$$0.4 < \frac{h_b}{h} < 0.9 \quad 0.28 < \frac{H_S}{h} < 0.8 \quad 3 < \frac{h_b}{D_{n50}} < 0.9 \quad \frac{h_b}{H_S} < 2$$

$$N_{od} = \begin{cases} 0.5 & \text{pas de dommage} \\ 2 & \text{dommage acceptable} \\ 4 & \text{dommage sévère} \end{cases}$$

$M_{50}$  : masse médiane des blocs =  $\rho_S D_{n50}^3$

$D_{n50}$  : longueur nominale égale à l'arête du cube de masse équivalente au bloc

$H_S$  : Hauteur significative de la houle, ou  $H_{1/3}$  en pied de l'ouvrage

$$\Delta = \frac{\rho_S}{\rho_E} - 1$$

$\rho_S$  : masse volumique des enrochements

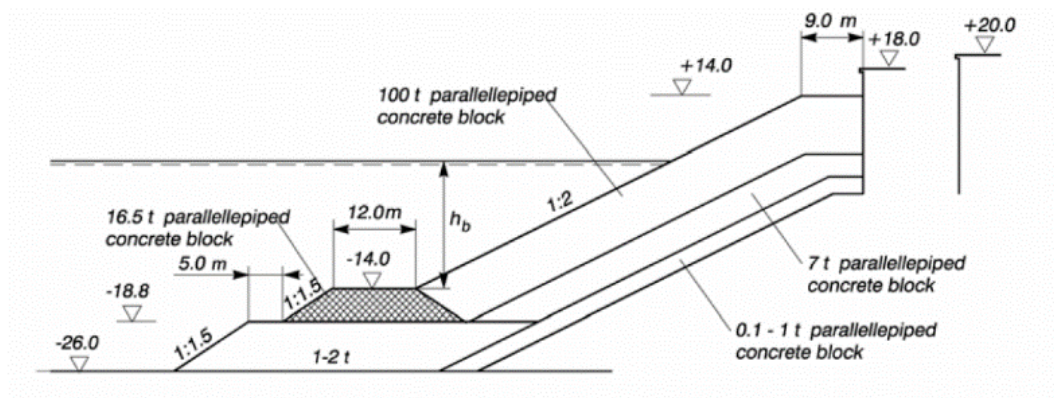
$\rho_E$  : masse volumique de l'eau de mer = 1025 kg/m<sup>3</sup>

$\cot \alpha$  : pente du talus (rapport H/V horizontale / verticale)

$h_b$  : hauteur d'eau au-dessus de l'arase de la butée de pied

$h$  : hauteur d'eau devant le pied de l'ouvrage

$N_{od}$  : nombre de blocs déplacés sur la longueur du pied et sur une largeur égale à  $D_{n50}$



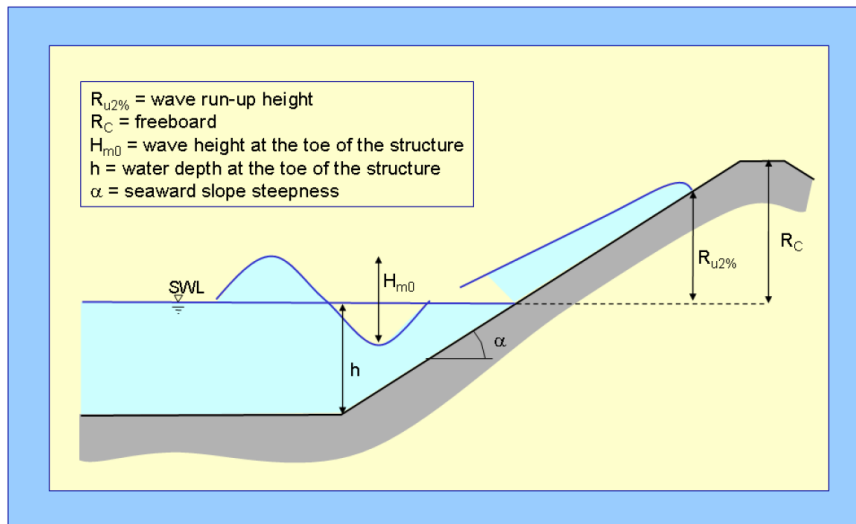
### 9.3 Franchissements

Les débits moyens de franchissement peuvent être estimés en exploitant une des formules tirées du manuel EurOtop [5], rédigé par un consortium de scientifiques européens (2007). Le débit statistique moyen par mètre de linéaire de digue est estimé comme suit :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2e^{-2.6\frac{R_C}{\gamma_f\gamma_\beta H_{m0}}}$$

avec :

$q$  : débit moyen franchissant la crête de la digue à talus par mètre linéaire de digue  
 $\gamma_f = 0.55$  pour deux couches d'enrochement et un noyau de digue très peu perméable  
 $\gamma_\beta = 1 - 0.0063|\beta|$ ,  $\beta$  angle d'incidence (°)  $\gamma_\beta = 1$  pour une houle quasi frontale.  
 $R_C$  : hauteur de la crête du talus (ou du mur chasse-mer) depuis le niveau d'eau au repos  
 $H_{m0}$  : hauteur significative spectrale incidente



Les résultats obtenus sont les mêmes quelle que soit la pente du talus, car cette formule ne dépend pas de ce paramètre. Le débit est estimé à l'arrière d'une crête de talus composée d'environ 3 blocs. Sur la berme est élargie, Il est nécessaire de prendre en compte un facteur de réduction  $C_r$  tel que :

$$C_r = 3.06e^{\frac{-1.5G_c}{H_{m0}}}$$

avec :

$C_r$  le coefficient de réduction  
 $G_c$  la largeur de la berme

## 10 Annexe B : Critères de franchissement admissibles selon usage

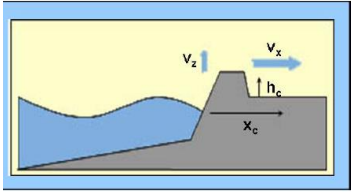
Critères de franchissement appliqués aux piétons		
Débit moyen	Critères extraits de la littérature [3] [5]	Volume maximal associé aux plus fortes vagues
0.03 l/m/s	Piéton non averti, sans visibilité claire sur la mer (critère peu réaliste au regard des situations générales)	
0.1 l/m/s	Piéton averti, prêt à recevoir des paquets de mer ou à être mouillé	20 à 50 l/m/s
1 l/m/s- 10 l/m/s	Personnel entraîné, écoulement des eaux franchis à ras du sol uniquement, pas de déversements en retombée	500 l/m/s (si $v \ll 10$ m/s)

Critères de franchissement appliqués aux véhicules en circulation sur une route		
Débit moyen	Critères extraits de la littérature	Volume maximal associé aux plus fortes vagues
0.01–0.05 l/m/s	Véhicule roulant à vitesse modérée ou élevée, franchissements avec retombées et impacts	5 à 50 l/m
10 – 50 l/m/s	Véhicule roulant à faible vitesse recevant des lames d'eau de faibles épaisseurs rasant la route, pas d'immersion, écoulement avec vitesse oscillante sans impact violent	100 - 1000 l/m

Critères de franchissement appliqués aux structures, bâtiments (projet de recherche CLASH)		
Débit moyen	Critères extraits de la littérature	Volume maximal associé aux plus fortes vagues
0.4 l/m/s <sup>(1)</sup>	Dégâts sur équipements, matériels 5m à 10m derrière le mur-abri	
1 l/m/s <sup>(2)</sup>	Dégâts structurels sur un bâtiment	20 à 50 l/m
10 l/m/s <sup>(1)</sup>	Naufrage de petits bateaux amarrés 5m à 10m derrière le mur abri. Dommages pour les yachts	1000 l/m à 10 000 l/m
50 l/m/s <sup>(1)</sup>	Naufrage des yachts	5000 l/m à 50 000 l/m

(1) Valeur mesurée au droit du mur abri

(2) Valeur effective devant le bâtiment  $q_{effectif} = \frac{q_{mur\ abri}}{x}$ ,  $x=5$  à  $25$ m

Critères de franchissement appliqués aux revêtements de terre-plein (projet de recherche CLASH)		
Débit moyen	Critères extraits de la littérature	
0.1 l/m/s	Pas de dégât en crête et à l'arrière du mur abri	 <p>Terre-plein protégé en contre-bas du mur abri (déversements tombants)</p>
1-10 l/m/s	Pas de dégât en crête et à l'arrière du mur abri si le terre-plein abrité est constitué de terre+gazon	
50 – 200 l/m/s	Pas de dégât si la crête et le terre-plein abrité est bien protégé (béton, asphalt)	