

Ouvrages de défense des littoraux

COURS DE FORMATION CONTINUE

par

Jean BOUGIS

Octobre 2000

Sommaire

1. Introduction	01-01
2. Classification des ouvrages	02-01
2.1. Différents types d'ouvrages	02-01
2.2. Classification des conditions hydrodynamiques des côtes de France	02-02
2.3. Echelles de temps et d'espace des ouvrages	02-04
3. Ouvrages perpendiculaires au rivage	03-01
3.1. Principe de fonctionnement des ouvrages	03-01
3.2. Systèmes de courant associés aux ouvrages	03-01
3.3. Dimensionnement des épis	03-02
3.3.1. Profil en long des épis	03-02
3.3.2. Longueur des épis	03-03
3.3.3. Espacement des épis	03-03
3.3.4. Orientation des épis	03-04
3.3.5. Littoraux à galets	03-04
3.3.6. Différents types d'épis	03-05
3.4. Les jetées	03-06
4. Ouvrages d'avant plage parallèles au rivage	04-01
4.1. Fonctionnement des ouvrages	04-01
4.2. Impact des brise-lames sur la ligne de rivage	04-02
4.3. Paramètres de dimensionnement des brise-lames	04-03
4.4. Dimensionnement des brise-lames	04-04
4.4.1. Longueur relative des brise-lames	04-04
4.4.2. Segmentation des brise-lames	04-05
4.4.3. Longueur des brise-lames	04-06
4.4.4. Arasée des brise-lames	04-07
4.4.5. Différents types de brise-lames	04-08
5. Ouvrages de haut de plage parallèles au rivage	05-01
5.1. Fonctionnement des ouvrages	05-01
5.2. Différents types d'ouvrages	05-01
5.3. Ouvrages de protection dunaire	05-05
6. Plages artificielles	06-01
6.1. Classification	06-01
6.2. Profils des plages artificielles	06-01
6.2.1. Plages sans ouvrage de pied	06-02
6.2.2. Plages à butée de pied	06-02
6.2.3. Plages suspendues	06-03
6.2.4. Plages protégées par un brise-lames continu	06-03
6.2.5. Plages protégées par un brise-lames discontinu	06-04
6.3. Tracés en plan des plages artificielles	06-04
6.4. Dimensionnement des plages artificielles	06-04
6.5. Rechargement des plages	06-05
6.6. By passing sédimentaire	06-06
6.6.1. Importance du rétablissement du transit littoral	06-06
6.6.2. Différentes formes de by passing	06-07

7. Tenue à la mer des murs verticaux	07-01
7.1. Introduction	07-01
7.2. Bref historique des formules de pression	07-01
7.2. Forces engendrées par la houle sur des murs	07-03
7.2.1. Théorie analytique du premier ordre d'Airy	07-03
7.2.2. Approche empirique	07-05
7.2.3. Résultats numériques	07-08
7.2.4. Masses ajoutée de la partie supérieure du mur	07-09
7.3. Forces générées par les lames déferlantes sur le mur	07-09
7.3.1. Approche empirique	07-09
7.3.3. Résultats numériques	07-12
7.4. Forces générées par les impacts sur le mur	07-13
7.5. Franchissement du mur	07-14
7.5.1. Houles régulières	07-15
7.5.2. Houles irrégulières	07-15
7.6. Effets de courbure du mur	07-16
7.6.1. Forces générées par la houle	07-16
7.6.2. Forces générées par les impacts	07-17
7.6.3. Franchissement	07-18
7.7. Concentration d'efforts dues aux singularités géométriques	07-18
7.7.1. Forces générées par la houle	07-18
7.7.2. Forces générées par les impacts	07-18
7.7.3. Franchissement	07-19
8. Tenue à la mer des talus en enrochements	08-01
8.1. Introduction	08-01
8.2. Section de la digue	08-01
8.3. Echantillonnage de la carapace	08-02
8.4. Caractéristiques des couches d'enrochements	08-05
8.5. Caractéristiques des couches internes	08-06
8.6. Franchissement des talus en enrochements	08-06
9. Références bibliographiques	09-01

1. Introduction

"Colbert alla au bout du quai et après avoir passé au Pollet par le moyen d'un bateau, il put visiter de près les palissades. Le lendemain il alla voir le Havre depuis un bout jusqu'à l'autre et ayant passé par la porte du pont et par le Pollet monta au fort qui porte le même nom à dessein d'en observer l'assiette aussi bien que l'entrée du port qui se trouva alors traversée par un amas de galets que l'on appelle pouillez vulgairement. En sorte qu'il trouva bon de faire adiouster au bout de la palissade la plus avancée vers la mer, le détour et la teste qui se terminent et qui ont produit des effets aussi avantageux que l'on souhaitait, tant pour le regard de l'embouchure du port que pour le regard des pouillez après que, par l'ordre du Roy, ce dessein eut esté exécuté l'an 1675 ou 1676"

David Asseline,
Voyage de Colbert à Dieppe en 1672.

Le développement des activités de tourisme a engendré, depuis quelques décennies, une forte pression foncière sur le littoral, tant pour l'habitat que pour les aménagements de loisir. Les volontés antinomiques de vivre à proximité de la mer et de maintenir le trait de côte ont induit un développement important des ouvrages de protection du littoral.

En fait, parler de protection du littoral, c'est commettre un abus de langage. Ce n'est pas de la protection de la côte, exposée à la mer pendant les millénaires passés, dont il s'agit, mais de celle des aménagements humains qui sont sensés en valoir la peine.

Les ingénieurs du Coastal Engineering Research Center (CERC) classent les types de problèmes liés aux défenses des côtes en quatre grandes catégories :

- La stabilisation d'un trait de côte qui ne doit pas être franchi par la mer (protection du bâti : ville, monuments ...),
- La conservation de l'estran ou de la plage (protection d'aires d'activités humaines ...),
- La stabilisation des chenaux d'accès aux fleuves, aux graus ou aux ports,
- Les défenses portuaires.

L'ingénierie côtière dispose de différentes solutions pour résoudre les problèmes posés. Les unes sont structurelles, mais d'autres techniques peuvent être employées, telles que le zonage et la gestion des usages.

2. Classification des ouvrages

2.1. Différents types d'ouvrages

Il existe plusieurs systèmes d'ouvrages susceptibles d'être utilisés dans le cadre de la défense du littoral :

- Les ouvrages transversaux qui limitent ou arrêtent le transit littoral. Les épis courts qui agissent sur le transport par jet de rive sont utilisés pour les plages à galets. Les épis longs qui descendent jusqu'à la barre de déferlement, agissent également sur le transit par courant littoral. Ils sont utilisés sur les plages sableuses. Ces ouvrages n'ont pratiquement pas d'action sur les mouvements dans le profil.
- Les ouvrages longitudinaux formés de batteries de brise-lames qui, en limitant l'énergie de la houle dans la zone de déferlement, modifient les conditions d'érosion et permettent la création de tombolos.
- Les ouvrages longitudinaux de haut de plage, fréquent en mers à marée, permettent de fixer le trait de côte et de protéger l'arrière côte. Ils peuvent cependant engendrer des effets secondaires en augmentant la réflexion des lames.
- Enfin, il faut y ajouter les méthodes d'entretien du rivage, de la dune, de rechargement des plages ou de rétablissement du transit littoral (bypass).

Un aménagement de défense du littoral est souvent composé d'une combinaison d'ouvrages de types différents et s'accompagne de méthodes d'entretien des hauts de plage.

Il convient également de signaler que la protection d'un site littoral doit commencer par sa non détérioration. Dans ces conditions, l'arrêt des extractions de matériaux (carrières, galets, sable, coraux ...), en dehors de celles qui servent à la gestion du littoral, et l'interdiction de certaines activités humaines particulièrement érosives (sports mécaniques, passages massifs ...) constituent un préalable indispensable.

Le tableau 2.1 présente les solutions qui peuvent être employées en fonction de la catégorie du problème posé. Les sujétions associées sont également indiquées. Ce tableau est tiré de l'ouvrage du CERC avec quelques modifications.

Catégorie de problème posé	Stabilisation du trait de côte	Conservation du haut estran	Stabilisation des chenaux	Protection des ports
Systèmes de défense du littoral				
Ganivelles et plantations	oui	oui		
Mur de haut de plage	oui			
Mur de soutènement	oui			
Aménagement de dunes		oui		
Revêtement de plage	oui			
Algues naturelles ou artificielles		oui		
Brise-lames	oui	oui		
Digues offshore				oui
Epis	oui	oui		
Jetées			oui	oui
Connexion brise-lames - côte				oui
Dragage			oui	
Rechargement de plage	oui	oui		
By-pass des chenaux	oui	oui		
Circulation d'eau dans les baies			oui	
Réservoirs de chasses			oui	
Navigation			oui	
Atténuateurs de houles			oui	oui
Sujétions				
Aérodynamique	oui	oui		
Hydraulique	oui	oui	oui	oui
Sédimentologie	oui	oui	oui	oui
Génie Civil	oui	oui	oui	oui
Maintenance	oui	oui	oui	oui
Environnement	oui	oui	oui	oui
Economique	oui	oui	oui	oui
Législation	oui	oui	oui	oui
Navigation			oui	oui

Tableau 2.1 : Solutions et sujétions en fonction de la catégorie de problème posé. D'après le CERC.

2.2. Classification des conditions hydrodynamiques des côtes de France

Le tableau 2.2 présente la classification des conditions hydrodynamiques moyennes qui règnent sur les côtes de France métropolitaine et d'outre mer. Pour les marées, ce sont les marnages correspondant aux conditions de vives-eaux moyennes (coefficient 95 à Brest) qui sont indiqués en mètres.

Le code correspond aux hauteurs suivantes :

- I : marnage faible inférieur à 4 mètres,
- II : marnage moyen compris entre 4 et 7 mètres,
- III : marnage fort supérieur à 7 mètres.

Pour les hauteurs, ce sont les hauteurs significatives crête à creux maximales enregistrées sur le littoral concerné qui sont indiquées avec, pour périodes de retour, l'année, dix ans et cent ans :

- A : houle comprise entre 2.5 et 4.0 mètres,
- B : houle comprise entre 4.0 et 6.0 mètres,
- C : houle comprise entre 6.0 et 9.0 mètres.

Les hauteurs de houles sont susceptibles de varier de manière conséquente d'un site à l'autre. Les valeurs indiquées ne sont des ordres de grandeur moyens par zone.

Département		Marées			Houle				
n°	Nom		Marnage		code	1	10	100	
					S	an	ans	ans	
Mer du Nord									
59	Nord	II	5.5 m	Moyennes 4 à 7 m	A	5	3.5 m	4.8 m	6.0 m
62	Pas de Calais (Nord)	II	6.3 m	Moyennes 4 à 7 m	B	5	3.2 m	4.6 m	6.0 m
Manche									
62	Pas de Calais (Sud)	III	7.8 m	Fortes > 7 m	B	5	3.2 m	4.4 m	5.5 m
80	Somme	III	8.5 m	Fortes > 7 m	B	5	3.2 m	4.3 m	5.4 m
76	Seine Maritime	III	8.5 m	Fortes > 7 m	B	6	4.3 m	5.7 m	7.1 m
14	Calvados	II	6.2 m	Moyennes 4 à 7 m	B	5	3.5 m	4.8 m	6.0 m
50	Manche (Nord et Est)	II	5.3 m	Moyennes 4 à 7 m	B	5	3.5 m	4.9 m	6.2 m
50	Manche (Ouest)	III	11.4 m	Fortes > 7 m	C	6	4.7 m	6.3 m	7.9 m
35	Ile et Vilaine	III	10.7 m	Fortes > 7 m	B	5	3.0 m	4.0 m	5.0 m
22	Côtes d'Armor	III	9.3 m	Fortes > 7 m	A	5	3.6 m	4.8 m	6.0 m
29	Finistère (Nord)	III	7.5 m	Fortes > 7 m	B	6	4.1 m	5.6 m	7.0 m
Océan Atlantique									
29	Finistère (Ouest)	II	5.9 m	Moyennes 4 à 7 m	B	6	4.9 m	6.2 m	7.5 m
29	Finistère (Sud)	II	4.2 m	Moyennes 4 à 7 m	C	7	6.4 m	8.1 m	9.8 m
56	Morbihan	II	4.3 m	Moyennes 4 à 7 m	C	6	5.8 m	7.7 m	9.5 m
44	Loire Atlantique	II	5.0 m	Moyennes 4 à 7 m	A	5	3.0 m	4.2 m	5.4 m
85	Vendée	II	4.5 m	Moyennes 4 à 7 m	C	6	5.7 m	7.6 m	9.5 m
17	Charente Maritime	II	5.1 m	Moyennes 4 à 7 m	C	6	5.0 m	6.6 m	8.2 m
33	Gironde	II	4.4 m	Moyennes 4 à 7 m	C	6	4.4 m	5.6 m	6.9 m
40	Landes	II	3.9 m	Faibles < 4 m	C	6	5.8 m	7.6 m	9.4 m
64	Pyrénées Atlantiques	II	3.5 m	Faibles < 4 m	C	7	6.7 m	8.7 m	10.3 m
Méditerranée									
66	Pyrénées Orientales	I	0.5 m	Faibles < 4 m	A	4	1.9 m	2.7 m	3.5 m
10	Aude	I	0.5 m	Faibles < 4 m	B	5	3.5 m	5.1 m	6.7 m
34	Hérault	I	0.5 m	Faibles < 4 m	C	5	3.9 m	5.4 m	6.8 m
30	Gard	I	0.5 m	Faibles < 4 m	C	5	3.9 m	5.4 m	6.8 m
13	Bouches du Rhône	I	0.5 m	Faibles < 4 m	C	5	3.7 m	4.8 m	6.4 m
83	Var	I	0.5 m	Faibles < 4 m	B	5	3.5 m	5.0 m	6.5 m
06	Alpes Maritimes	I	0.5 m	Faibles < 4 m	A	5	3.1 m	4.6 m	6.2 m
20	Corse (Est)	I	0.5 m	Faibles < 4 m	A	5			
20	Corse (Ouest)	I	0.5 m	Faibles < 4 m	B	6			
Océan Atlantique									
971	Guadeloupe	I	0.6 m	Faibles < 4 m	B	6			
972	Guyane	I	2.4 m	Faibles < 4 m	B	6			
973	Martinique	I	0.6 m	Faibles < 4 m	B	6			
Océan Indien									
974	La Réunion	I	0.6 m	Faibles < 4 m	B	6	4.5 m	8.0 m	10.7 m

Tableau 2.2 : Classification des conditions hydrodynamiques moyennes qui règnent sur les côtes de France métropolitaine et d'outre mer.

2.3. Echelles de temps et d'espace des ouvrages

Tous les ouvrages de génie civil vieillissent et subissent des dommages plus ou moins importants. Dans certains cas, ils peuvent subir une ruine partielle ou totale. Cela est accentué dans le domaine maritime par le

caractère imprévisible des phénomènes extrêmes d'origines météorologique, océanologique ou hydrodynamique.

Dans ces conditions, la durée de vie des ouvrages doit être abordée en termes de probabilité des risques, sachant que ceux ci augmentent rapidement avec la carence d'entretien. Il convient donc de garder une bonne adéquation entre les coûts engagés à court, à moyen et à long terme, les risques prix, et la valeur objective de ce qui est à protéger.

Par ailleurs, la défense d'un littoral ou sa réhabilitation demandent parfois des années, voire des dizaines d'années. Il faut donc anticiper les problèmes et les gérer dans l'ordre imposé par le comportement hydrosédimentaire du littoral. Il est donc nécessaire d'intégrer, dès la conception, le phénomène de phasage des travaux qui en résulte. Par exemple, plusieurs années seront nécessaires pour remplir un épi avant de pouvoir construire le précédent.

Enfin, la protection d'un littoral doit se concevoir à l'échelle de la baie, entité géographique au fonctionnement hydrosédimentaire homogène. La mise en place d'ouvrages en certains points de la baie peuvent, par réaction, engendrer des désordres ailleurs et conduire à engager des travaux dont l'ampleur est démesurée par rapport au bénéfice initialement escompté.

3. Ouvrages perpendiculaires au rivage

3.1. Principe de fonctionnement des ouvrages

Les ouvrages perpendiculaires au rivage, généralement appelés épis ("groins"), ont pour fonction de réduire, voire d'interrompre, le transit hydrosédimentaire. Les épis les plus courts n'agissent que sur le transport par jet de rive, tandis que les plus longs agissent également sur le transport par courant littoral si ils barrent la zone de déferlement.

Les épis n'agissent que sur les déplacements fluides et solides longitudinaux par rapport au trait de côte. Ils ne sauraient donc s'opposer aux actions érosives des courants de retours ("undertow-currents") ou des courants sagittaux ("rip-currents") qui opèrent dans la section verticale normale au trait de côte.

En arrêtant le transport littoral, les ouvrages perpendiculaires au rivage produisent une accrétion du côté amont du transport solide résultant et une érosion du côté aval du transport solide résultant. La mise en place d'épis modifie donc la ligne de rivage qui tend à se présenter, entre deux épis, perpendiculairement aux crêtes des houles dominantes. Cette modification tend à accentuer encore la limitation du transit littoral par la houle qui est quasiment nul lorsque la ligne de rivage est parallèle aux crêtes des houles dominantes. Les batteries d'épis tendent ainsi à stabiliser le profil de la plage en le faisant évoluer vers son profil naturel.

Pour stabiliser une portion de trait de côte, les épis doivent être disposés en séries. Leur installation doit commencer par le côté aval du transport solide, et se continuer vers l'amont du transport solide au fur et à mesure qu'ils sont contournés. Le long de la défense, les épis doivent tous être de la même longueur.

Pour éviter l'érosion en aval du premier épi, il doit être en amont d'un arrêt naturel ou artificiel (pointe rocheuse, platier rocheux, ouvrage de défense portuaire ...). Dans le cas contraire, il convient de commencer par un épi très court et de le faire suivre en amont du transport solide par des épis dont la longueur et la distance s'accroissent progressivement jusqu'à la longueur recherchée. La droite qui joint les extrémités des épis doit faire un angle de l'ordre de 6° avec le trait de côte.

3.2. Systèmes de courant associés aux ouvrages

L'eau qui est apporté à la côte par les lames, est piégée dans les alvéoles créées par les épis. Elle ne peut retourner vers le large qu'en créant des courants sagittaux le long des épis.

En fonction de l'angle d'attaque de la houle, le plan d'eau confiné entre les épis bascule légèrement, ce qui crée une recirculation gravitaire à la circonférence de l'alvéole. Lorsque l'attaque de la houle est frontale, deux

recirculations symétriques prennent naissance, rentrantes au centre et sortantes de part et d'autre le long des ouvrages.

Par ailleurs le courant longitudinal engendré par le déferlement oblique est piégé entre les épis au dessus de la barre littoral. Il ne peut s'évacuer qu'en accentuant le courant sagittal le long de l'épi situé à l'aval du courant.

Enfin, un épi crée, à son extrémité, des remous générateurs d'affouillements qui peuvent être suffisamment importants pour entraîner la ruine de l'ouvrage.

Pour toutes ces raisons, il peut être judicieux d'associer un rechargement à la création d'une batterie d'épis.

3.3. Dimensionnement des épis

3.3.1. Profil en long des épis

La cote d'arasée d'un épi est fonction du mode de transport sédimentaire qui prédomine (charriage ou suspension). Elle est d'autant plus élevée que le transport en suspension est plus important et qu'on souhaite l'interrompre.

D'une manière générale, la hauteur de l'épi au dessus de la plage doit être suffisante pour éviter qu'il ne soit enseveli par une arrivée massive de sable. Elle doit cependant rester suffisamment limitée pour ne pas créer de réflexion de houle génératrice d'érosion et d'affouillement.

Le profil en long d'un épi peut être décomposé en trois tronçons :

- le tronçon horizontal de haut de plage,
- le tronçon incliné intermédiaire,
- le tronçon final.

La première partie est destinée à encren l'épi et à empêcher son contournement par les lames. Sa hauteur dépend du niveau de sable souhaité en haut de plage et des stocks nécessaires pour nourrir la partie basse de la plage. Il est habituel de choisir pour hauteur celle de la berme naturelle qui correspond sensiblement à la hauteur atteinte par les lames moyennes lors des plus hautes eaux. La hauteur peut toutefois varier selon qu'on souhaite interrompre complètement ou non le transport par le haut de plage lord des plus hautes eaux.

La deuxième partie suit la pente naturelle de la plage. A son point bas, sa hauteur dépend de la méthode de construction retenue, du profil d'équilibre souhaité pour la plage et du degré d'interruption du transport littoral souhaité.

La troisième partie est horizontale. Sa cote d'arasée est fonction du degré d'interruption du transport littoral souhaité, des coûts de construction et des aspects de sécurité publique.

Dans la pratique, les épis sont donc souvent arasés à une cote de l'ordre de 0.5 à 1.0 mètre au dessus du niveau des plages de sable ; le double pour les plages à galets.

3.3.2. Longueur des épis

La longueur des épis est essentiellement déterminée par le degré d'interruption du transport littoral souhaité, par le type de profil de plage recherché et par la nouvelle ligne de rivage attendue.

D'après les travaux du CERC, une corrélation a été établie entre la profondeur d'eau au musoir de l'épi par rapport au niveau moyen des basses mers. et le pourcentage du transport littoral hydrosédimentaire interrompu. Ces résultats sont rassemblés dans le tableau 3.1.

Profondeur au musoir	0 m à 1.2 m	1.2 m à 3.0 m	> 3.0 m
Epis hauts	50 %	75 %	100 %
Epis bas		50 %	75 %

Tableau 3.1 : Interruption du transit sédimentaire en fonction de la profondeur d'eau au musoir par rapport au niveau moyen des basses mers.

Dans les zones sans marée, lorsque le transport par jet de rive est dominant, il n'y a pas de barre et les épis courts sont souvent suffisants.

Dans les mers à marée, les épis doivent être plus longs afin d'être efficaces pour les différents niveaux de la mer. Lorsqu'il existe une zone de déferlement préférentielle marquée par une barre, le transport par courant littoral est important et les épis qui n'atteignent pas la barre sont souvent inefficaces.

3.3.3. Espacement des épis

L'espacement entre deux épis consécutifs dépend de l'obliquité de la houle dominante, et plus généralement de l'enveloppe des obliquités des houles représentatives du comportement hydrosédimentaire local et en particulier de l'orientation de la ligne de rivage entre les épis.

Entre deux épis, la ligne de rivage tend vers un équilibre dans lequel elle est parallèle aux crêtes des houles dominantes. Elle part donc d'un point situé en retrait de l'extrémité de l'épi aval au transport solide pour aller s'arrêter en un point de l'épi amont au transport solide. Pour éviter le déchaussement de l'épi amont au transport solide, ce point doit être situé entre sa racine et son extrémité.

En notant α l'angle entre la direction de propagation de la houle dominante et la normale à la plage, qui est aussi celui entre les lignes de crêtes de la houle dominante et le trait de côte, A la distance entre la racine de l'épi et le trait de côte moyen recherché, la longueur L de l'épi, et l'espacement E entre deux épis doivent vérifier la relation suivante, obtenue à partir d'une approche théorique simplifiée :

$$(3.1) \quad E < (L - A) \frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$$

L'angle α est d'autant plus petit que la ligne de rivage est plus proche de l'équilibre avant la mise en place des épis. Il est donc généralement inférieur à un angle de l'ordre de 15° à 25° . C'est la raison pour laquelle l'espacement entre les épis est souvent de l'ordre de 1.5 à 4.0 fois leur longueur $L-A$.

3.3.4. Orientation des épis

Si il n'existe pas une direction de houle incidente privilégiée, les épis sont disposés perpendiculairement au trait de côte. Dans le cas contraire, il sera avantageux de les disposer normalement aux crêtes des houles dominantes. Cette disposition permet de les raccourcir, ou de les espacer et de limiter les remous et donc l'affouillement à leurs extrémités.

3.3.5. Littoraux à galets

Sur les littoraux à galets, le transport solide s'opère par jet de rive sur le haut et moyen estran. Le déplacement des galets se fait essentiellement par saltation.

Les épis courts de haut de plage présentent ont en général des résultats satisfaisants qui entraînent parfois une érosion importante à l'aval.

Leur longueur dépasse rarement 50 à 70 mètres, et peuvent n'avoir que 30 à 40 mètres de long sur les côtes à faibles marées.

Ils ont une cote d'arasée de l'ordre de 2 mètres au dessus du niveau de la plage.

Les ouvrages de blocage des plages (haute Normandie) sont des épis plus importants, généralement en maçonnerie, faisant 100 à 150 mètres de long. Au niveau de la racine, leur cote d'arasée est de l'ordre de 3 à 5 mètres au dessus du profil moyen. Elle s'abaisse ensuite progressivement.

L'espacement entre les épis à galets est de l'ordre de 1.5 à 2 fois la longueur des épis.

3.4.6. Différents types d'épis

Les épis sont principalement classés en fonction de leur perméabilité, de leur longueur et de leur hauteur.

Les matériaux utilisés pour les construire sont : les enrochements, le béton, le bois et l'acier. D'autres matériaux, comme l'asphalte ou des sacs de nylon ont également été utilisés, mais sont peu répandus.

Les épis en bois. Il existe différentes sortes d'épis en bois. Les uns ne sont constitués que de charpentes (galets). D'autres sont composés de planches verticales supportées par des préceintes et des poteaux. D'autres encore sont composés de panneaux amovibles faits de planches horizontales engagées dans des rainures pratiquées dans les poteaux, ou directement dans des fers en H. Dans les deux derniers cas, les planches peuvent être séparées par un intervalle (épi perméable) ou être jointives (épi étanche). Dans ce dernier cas elles sont liées les unes aux autres (tenons et mortaises, recouvrement à clin ...). Pour assurer une durée de vie raisonnable aux ouvrages, les bois doivent être imputrescibles ou traités sous pression à la créosote ou au coaltar.

Les épis en acier. Ils sont construits au moyen de palplanches. Ils peuvent être rendus perméables au moyen de fenêtres pratiquées dans l'acier. Ils peuvent être renforcés par des liaisons en tête et des poteaux en bois. Les rideaux de palplanches peuvent être simples ou doubles. Dans les cas où la stabilité d'un rideau de palplanche est insuffisante, il est préférable de réaliser des cellules fermées avec des palplanches puis de les remplir de sable.

Les épis en maçonnerie. Les épis en maçonnerie sont souvent larges et peu hauts (épis hollandais). Ils nécessitent un entretien important. Trop coûteux, ils sont aujourd'hui quasiment abandonnés au profit des épis en enrochements.

Les épis en béton. Initialement les épis en béton étaient utilisés pour réaliser des structures perméables au sable. Actuellement, des murs en béton étanche sont utilisés. Les voiles de béton préfabriqués sont assemblés par des préceintes en bois qui assurent un minimum de flexibilité. Il existe également des épis à panneaux amovibles en béton.

Les épis en enrochements. Ils sont constitués de blocs d'enrochements de carapace avec ou sans noyau en tout venant en fonction de la perméabilité recherchée. Les blocs doivent être échantillonnés pour être stables (avec une formule classique d'enrochements). Dans le cas où l'étanchéité est recherchée, il convient de respecter la règle de filtre entre le noyau et la carapace. Il est également possible de couler du béton ou de l'asphalte entre le noyau et la carapace.

Les épis en asphalte. Des épis en asphalte ont été construits après la dernière guerre mondiale aux USA. Ce type de construction est vite limité

en fonction de la sévérité des états de mer. Des fissures apparaissent qui fragilisent l'ouvrage.

Le choix d'un type d'ouvrage dépend essentiellement de l'ampleur de la marée et de l'énergie des vagues (hauteur) sur le site.

- Mer sans marée : Epis en béton à paroi verticale, palplanches, enrochements.
- Mer à marée moyenne : Epis en bois, charpente en bois et palplanches, en maçonnerie ou béton, en gabions.
- Mer à grandes marées : Epis en bois à claire-voie, palplanches, enrochements.

3.4. Les jetées

Les jetées sont des structures construites dans l'eau afin de diriger et confiner un fleuve ou un courant marin dans un chenal et d'éviter son ensablement par le transit littoral.

Situées à l'entrée d'une baie ou d'un fleuve, les jetées ont également pour mission de protéger le chenal d'une part contre les lames et l'agitation qui en résulte, et d'autre part contre les courants traversiers.

Lorsqu'elles sont situées à l'embouchure d'un fleuve, ou à l'entrée d'un port, au niveau d'un cordon littoral, les jetées contribuent également à en fixer l'ouverture et à contrôler le transit littoral sur les plages adjacentes. Elles jouent alors le rôle d'épis.

4. Ouvrages d'avant plage parallèles au rivage

4.1. Fonctionnement des ouvrages

Les ouvrages parallèles au rivage disposés sur l'avant plage, généralement appelés brise-lames ("offshore breakwater"), ont pour fonction de s'opposer directement à la houle ainsi qu'à la circulation des courants perpendiculaires à la ligne de rivage. Ils s'opposent donc également aux mouvements solides dans le profil de la plage.

Les brise-lames agissent selon deux modes. Le premier réside dans la diminution de l'énergie des lames, qui arrivent au rivage, consécutive à la réflexion et au déferlement de la houle. Le second réside dans l'étalement de l'énergie de la houle derrière eux dû aux phénomènes de diffraction autour de leurs extrémités et de réfraction sur les fonds qu'ils modifient. Il en résulte de ces modes de fonctionnement que l'action des brise-lames reste limitée à leur voisinage.

Les brise-lames peuvent être émergents ou complètement immergés :

- Les ouvrages émergents engendrent, entre eux et la côte, une zone de calme relatif favorable à la sédimentation.
- Les ouvrages immergés limitent les volumes d'eau qui les franchissent et contraignent à déferler les houles qui dépassent une cambrure limite.

L'action des brise-lames est étroitement liée à leur longueur relative par rapport à la distance qui les sépare du rivage. Situés trop loin de la côte, ils ne départent pas la plage mais peuvent devenir dangereux pour la navigation. La ligne de rivage tend alors vers un équilibre présentant un point de rebroussement plus ou moins prononcé. Au contraire, situés trop près de la côte, ils tendent à créer des tombolos du fait de la sédimentation des eaux chargées de sable issues des lames qu'ils font déferler.

Les brise-lames ont également une action protectrice du rivage contre les tempêtes due à la l'élargissement de la plage qu'ils engendrent. Toutefois, lors de fortes tempêtes, leur côté terrestre peut subir des affouillements importants, voire destructeurs pour la plage.

Sauf rechargement artificiel, dans la zone de calme relatif, la formation des tombolos se fait en partie au détriment des secteurs du littoral adjacents. Lorsque l'essentiel du mouvement solide s'effectue dans le profil, ce phénomène peut rester imperceptible. Par contre, si le transit littoral longitudinal est important, l'ensemble formé du brise-lames et du tombolo, qui se comporte comme un épi, limite ou interrompt le transport solide. Une érosion localisée peut alors apparaître en aval du transport littoral.

4.2. Impact des brise-lames sur la ligne de rivage

La construction d'un brise-lames déplace l'équilibre du trait de côte. Son impact sur l'évolution de la ligne de rivage est essentiellement gouverné par l'accélération locale qu'il produit sur le transport sédimentaire longitudinal, et dans une moindre mesure par le transport solide dans le profil.

Si les crêtes des houles dominantes sont parallèles au trait de côte, et que la ligne de rivage est donc initialement en équilibre, il n'y a pas de transport longitudinal. Les ondes diffractées par les extrémités du brise-lames transportent alors des sédiments derrière lui, de ses extrémités vers la zone centrale qui le sépare de la plage. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que la zone située à l'ombre du brise-lames présente une bathymétrie avec des isobathes parallèles aux crêtes des houles diffractées, et que le transport longitudinal redevienne nul. Un point de rebroussement apparaît alors sur la ligne de rivage puis un tombolo prend naissance avec des lignes plus ou moins symétriques.

Lorsque la houle incidente aborde la côte avec une obliquité, dans un premier temps, le transport littoral est ralenti par la présence du brise-lames. Un dépôt sédimentaire se forme alors en aval du brise-lames et un point de rebroussement apparaît sur la ligne de rivage. Le trait de côte continue à s'empâter jusqu'à ce que le transit solide soit rétabli au travers de la structure ou qu'un tombolo soit formé et que l'ensemble soit contourné. La structure côtière est alors asymétrique et sa forme dépend de la longueur relative du brise-lames. Pendant cette période, une érosion, parfois sévère, du littoral peut apparaître en aval du transport sédimentaire du brise-lames.

Un point fondamental dans le dimensionnement des brise-lames découle de l'évolution du trait de côte en réaction à sa mise en place. Il s'agit de savoir si la forme d'équilibre recherchée inclut ou non le rattachement du brise-lames au rivage par la création d'un tombolo.

Les deux configurations présentent des avantages et des inconvénients. De manière générale, les évolutions de la ligne de rivage sans tombolo sont préférées. En effet, en formant, un tombolo peut fixer une grande quantité de sédiments et générer une érosion importante en aval du transport sédimentaire. Par ailleurs, lors du changement saisonnier de secteur des houles dominantes, une évolution en point de rebroussement s'oppose beaucoup moins qu'un tombolo à l'inversion du transport solide.

A noter également que la formation d'un tombolo permet d'augmenter considérablement la superficie disponible pour les activités humaines récréatives, et qu'elle facilite grandement l'entretien du brise-lames par l'accès qu'il offre aux engins. Toutefois, l'utilisation du brise-lames pour les plongeurs peut représenter un danger pour la sécurité publique.

4.3. Paramètres de dimensionnement des brise-lames

Les différents paramètres qui interviennent dans le dimensionnement de brise-lames concernent :

- sa longueur L ,
- sa distance D à la ligne de rivage,
- la profondeur h de son implantation,
- son orientation δ par rapport à la ligne de rivage,
- éventuellement la distance E entre les ouvrages.

Les paramètres les plus importants dans l'évolution du trait de côte consécutif à l'implantation d'un brise-lames concernent le phénomène de diffraction. Ce sont la longueur d'onde λ , la distance E entre les brise-lames à la côte, la direction de la houle α et la hauteur de la houle H . En effet, la forme résultante sera essentiellement gouvernée par la forme des lignes de crêtes de la houle et la vitesse de sa mise en place dépendra de l'énergie de la houle qui sera disponible pour assurer le transport sédimentaire.

D'autres paramètres, comme le marnage, la pente naturelle de la plage, l'approvisionnement de la plage en sédiments, la granulométrie des sédiments, présente également une certaine importance.

Longueur d'onde de la houle. De manière générale, le flux d'énergie transporté par la houle croît avec sa longueur d'onde. Comme le montre la théorie linéaire de la diffraction, la longueur d'onde n'a pas d'influence sur la forme des lignes de crêtes des lames, mais elle en a une sur la hauteur des ondes diffractées. Les ondes longues apportent d'avantage d'énergie dans la zone située entre le brise-lames et la côte que les ondes courtes. Cela est particulièrement vrai pour les ondes obliques qui tendent à limiter la formation des tombolos.

Distance entre les ouvrages. Le rapport entre la distance qui sépare entre eux les brise-lames et la longueur d'onde affecte pour une large part la hauteur de la houle à l'abri des ouvrages. L'énergie qui passe derrière les brise-lames croît généralement avec le rapport E/λ , tandis que les effets de diffraction décroissent.

Direction de la houle. La forme d'équilibre de la ligne de rivage dépend étroitement de l'obliquité des houles dominantes. Une forte obliquité engendre un courant longitudinal important qui s'oppose à la formation d'un tombolo et limite la formation du point de rebroussement. Une obliquité plus faible introduit une dissymétrie plus ou moins importante de la ligne de rivage à l'équilibre. Si il y a formation d'un tombolo, celui-ci sera situé plus ou moins en aval du transport sédimentaire par rapport au brise-lames. Sa forme dépend alors de la force du courant longitudinal et de la longueur du brise-lames.

Hauteur des lames. En eaux très peu profonde, la célérité de la houle est essentiellement gouvernée par la profondeur : $C = \sqrt{g(h + H)}$. Il en résulte que, pour une période donnée, la longueur d'onde de la houle diffractée derrière un obstacle diminue avec sa hauteur. Elle diminue donc le long des crêtes de en se rapprochant du brise-lames. Ce phénomène distord le plan de vague et favorise la formation des tombolos.

Marnage. L'impact d'un marnage important sur l'évolution de la ligne de rivage consécutive à la construction d'un brise-lames est assez difficile à prévoir. De manière générale, un marnage important (supérieur à 1.5 ou 2 mètres), tend à freiner la formation des tombolos. Ce phénomène est accentué si le brise-lames est franchi de manière significative pendant les marées hautes. Par ailleurs, il n'existe plus nécessairement une ligne d'équilibre simple pour le rivage.

Transit littoral. Si l'alimentation du littoral en sédiments est insuffisante, l'évolution de la ligne de rivage ne pourra pas se faire convenablement et restera incomplète. Elle pourra s'effectuer partiellement au détriment des zones voisines de la plage. Des échanges saisonniers de sédiments pourront alors apparaître entre l'amorce de tombolo et le reste de la plage.

Granulométrie des sédiments. La distribution granulométrique des sédiments disponibles joue un rôle important sur le profil d'équilibre de la plage, en relation avec l'énergie des lames. Plus la granulométrie sera grossière, plus le un profil de la plage sera raide, qui augmentera les effets de la diffraction. Une granulométrie fine nécessite moins d'énergie pour se déplacer et favorisera la création d'un tombolo. Le tri des matériaux entre le brise-lames et la côte sera modifié.

4.4. Dimensionnement des brise-lames

Les éléments de dimensionnement des brise-lames donnés ci-après correspondent à des mers sans marée.

4.4.1. Longueur relative des brise-lames

Il n'y a formation d'un tombolo derrière un brise-lames que si sa longueur relative par rapport à sa distance à la côte est suffisamment grande :

$$(4.1) \quad \frac{L}{D} \geq a$$

Dans le cas où la longueur relative est inférieure à l'unité, la probabilité de formation d'un tombolo est faible. Elle devient quasiment nulle lorsque la longueur relative est inférieure à 1/2. La sédimentation derrière l'ouvrage est pratiquement inexistante lorsque la longueur relative est inférieure à 1/3.

Si la longueur relative est supérieure à 2, la formation d'un tombolo est assurée. Si la longueur relative augmente encore, il y a alors possibilité de voir la création de deux tombolos avec formation d'une pièce d'eau emprisonnée entre eux.

D'après les travaux de Y. Nir, la surface S_e d'un tombolo à l'équilibre formé derrière un brise-lames insubmersible peut être évaluée au moyen des formules suivantes :

$$(4.2) \quad \begin{aligned} S_e &\approx \frac{LD}{1.2} & \frac{D}{L} < 1.2 \\ S_e &\approx L^2 & \frac{D}{L} > 1.2 \end{aligned}$$

D'après l'analyse de résultats expérimentaux sur modèle réduits et en nature, M.M. Harris et J.B. Herbich ont proposé une évaluation du volume de sable stocké par un tombolo sous la forme suivante :

$$(4.3) \quad V \approx LDh \exp\left(0.31 - 1.92 \frac{D}{L}\right) \quad 0.5 < \frac{D}{L} < 2.5$$

4.4.2. Segmentation des brise-lames

Pour une longueur globale donnée, une série de brise-lames peut avoir une efficacité aussi intéressante qu'un seul brise-lames vis à vis de la protection du littoral, tout en limitant les risques de formation de tombolos. Ce procédé permet alors de construire le brise-lames dans une profondeur d'eau moindre.

Le niveau d'énergie à l'abri du brise-lames est contrôlé par la largeur des espaces entre les segments de brise-lames et la diffraction des lames dans ces espaces. D'après les recommandations du CERC, les espaces doivent avoir au moins deux longueurs d'onde de large et la longueur relative de chaque segment de brise-lames doit être inférieure à l'unité :

$$(4.3) \quad E < 2\lambda \quad \text{et} \quad L < D$$

Un espacement trop important induirait une évolution ondulée du trait de côte, ce qui nuirait à l'uniformité de la protection contre les tempêtes.

Après avoir analysé de nombreux sites japonais, O. Toyoshima propose un espacement plus court croissant avec la profondeur d'eau :

$$(4.4) \quad 0.5\lambda < E < 1.5\lambda$$

En considérant que la limite d'expansion de la houle se situe sur la ligne de rivage, J. Charpentier préconise la formule :

$$(4.5) \quad E < \frac{D}{1.2} + \frac{\lambda}{2}$$

A noter que s'il existe un secteur de houles incidentes dominant, il peut être intéressant d'incliner l'axe des brise-lames par rapport au trait de côte.

Ces formulations sont conforme au fait que l'effet de bord prolonge l'effet du brise-lames qui se trouve avoir une "largeur de capture" de la houle supérieure à sa propre longueur et proportionnelle à la longueur d'onde. Il convient de rappeler, à ce sujet, qu'un flotteur axisymétrique a une largeur de capture optimale de $3\lambda/2\pi$.

4.4.3. Longueur des brise-lames

La longueur du brise-lames est le paramètre qui conditionne le plus directement la longueur de rivage protégée.

La longueur du brise-lames est liée à deux autres longueurs qui sont la distance à la plage et la longueur d'onde de la houle.

Selon les auteurs, différentes formules sont proposées pour choisir la longueur globale à donner à un brise-lames.

J. Charpentier (L.C.H.F.) propose la relation (4.6) qui est en accord avec le fait que la formation des tombolos dépend de la distance relative et de la longueur d'onde relative :

$$(4.6) \quad L > 1.2(D + 0.3\lambda)$$

De son côté, O. Toyoshima propose une corrélation entre la longueur d'onde et la longueur du brise-lames qui est représentée dans le tableau 4.1.

A noter que pour des incidences de houles proches de la normale au trait de côte, l'efficacité hydrodynamique d'un brise-lames correspond à la tranquillisation d'une longueur de rivage R de l'ordre de sa longueur diminuée de deux fois la distance à la côte.

$$(4.6) \quad L \approx R + 2D$$

Ce critère s'applique, bien entendu, à la longueur globale d'un brise-lames segmenté.

Position de l'ouvrage	Profondeur d'eau	Longueur de l'ouvrage
près du rivage	< 1 m	$L=2 \text{ à } 3 \lambda$
faible profondeur	1 à 2 m	$L=3 \text{ à } 5 \lambda$
profondeur moyenne	2 à 6 m	$L=3 \text{ à } 10 \lambda$
grande profondeur	> 6 m	$L=3 \text{ à } 10 \lambda$

Tableau 4.1 : corrélation suivante entre la longueur d'onde et la longueur du brise-lames d'après O. Toyoshima.

4.4.4. Arasée des brise-lames

Un brise-lames peut être étudié pour qu'une partie de l'énergie de la houle puisse être transmise par franchissement au dessus de lui. Ce phénomène participe à la prévention contre la formation des tombolos. La perméabilité de l'ouvrage joue également un rôle qui va dans le même sens.

La protection au moyen de brise-lames franchissables permet une évolution du rivage plus homogène et plus rectiligne qu'avec des brise-lames non franchissables.

L'énergie transmise par franchissement dépend de nombreux paramètres, comme le niveau de la marée, la hauteur, la période, et l'incidence des lames, la pente et la rugosité de l'ouvrage.

De nombreux essais ont été réalisés en bassin pour évaluer le franchissement en fonction des différents paramètres. Ils font apparaître que l'énergie transmise décroît lorsque la hauteur relative de l'ouvrage par rapport à la profondeur croît. Il faut une hauteur relative d'au moins 0.9 pour obtenir une transmission d'énergie inférieure à 50%. Par ailleurs, l'énergie transmise est une fonction croissante du nombre d'Iribaren-Battjes :

$$(4.7) \quad I_r = \frac{\operatorname{tg} \beta}{\sqrt{H / \lambda_0}}$$

Il apparaît également que la largeur e de l'ouvrage en tête présente une certaine importance. J. Dattatri /1978/ propose d'adopter :

$$(4.8) \quad 0.2 < \frac{e}{\lambda} < 0.3$$

Dans les mers à marée, le choix de la cote d'arasée est particulièrement délicat.

4.4.5. Différents types de brise-lames

Par le passé, des brise-lames ont été construits en maçonnerie. Toutefois, leurs coûts d'entretien sont relativement élevés et ce mode de construction est quasiment abandonné.

Aujourd'hui, les brise-lames sont essentiellement construits comme des digues à talus en enrochements. Ils sont pourvus d'un noyau en tout venant de carrière et sont éventuellement munis de géotextiles. Les carapaces en enrochement peuvent être plus ou moins arrangés.

5. Ouvrages de haut de plage parallèles au rivage

5.1. Fonctionnement des ouvrages

Les ouvrages construits en haut de plage et disposés parallèlement au rivage constituent une barrière entre la terre et la mer. Ils sont destinés à fixer la ligne de haut de plage et à protéger l'arrière plage contre les agressions de la mer, jusqu'à ce que la mer les détruise.

En se réfléchissant sur l'ouvrage de haut de plage, la houle crée un clapotis qui augmente le niveau d'agitation et l'intensité des courants induits par la houle qui circulent devant l'ouvrage. La capacité de la mer à mobiliser les sédiments et à les transporter s'en trouve accrue. La fixation de la ligne de haut de plage s'effectue donc au détriment des sédiments de la plage qui peut alors disparaître. Ensuite, l'ouvrage affouillé se déchausse ou bascule dans la fosse creusée dans le sable.

Les ouvrages de haut de plage doivent naturellement être conçus pour résister, par leur poids, au choc des lames déferlantes.

Ils doivent également être protégés des affouillements au moyen d'un rideau de palplanche, ou d'un massif para fouille.

Ils doivent enfin être protégés contre les tassements et les glissements des terrains situés derrière eux et dont ils assurent le soutènement. Il convient donc de limiter leur franchissement et d'assurer leur étanchéité et celle du sol situé derrière eux, ou de les drainer, afin de prévenir la mise en charge des terre-pleins et les creusements sur l'arrière des ouvrages.

Le franchissement peut être limité au moyen de formes courbes adéquates de la face avant des ouvrages. Par ailleurs, en donnant une pente relativement douce à l'ouvrage, sa capacité de réflexion sera diminuée tandis que sa capacité d'amortissement sera augmentée. La stabilité de la plage sera améliorée et l'ouvrage sera mieux protégé contre les efforts engendrés par la houle et les affouillements.

5.2. Différents types d'ouvrages

Les ouvrages de haut de plages sont conçus et dimensionnés en fonction des efforts engendrés par la mer et des efforts de soutènement engendrés par le massif qu'ils protègent.

La résistance aux efforts dus à la mer provient de son poids, de ses formes et par la tenue mécanique de sa structure et de son revêtement.

Les ouvrages peuvent être de simples murs séparant la plage et la ville sans changement de relief, comme c'est le cas à Narbonne Plage (figure 5.1). Mais le plus souvent les niveaux sont différents entre la plage et l'arrière plage. L'ouvrage devient alors un perré.



Figure 5.1 : Narbonne Plage, muret de haut de plage destiné à cantonner le sable côté plage (photo J. Bougis).



Figure 5.2 : La Flotte en Ré, perré en maçonnerie de l'époque Louis Philippe (milieu du XIX^{ème}) (photo J. Bougis).

Les ouvrages en maçonnerie. Les ouvrages de haut de plage les plus anciens sont les perrés en maçonnerie. Ils ont une très longue durée de vie et ne sont guère menacés que par un échantillonnage trop faible du parement, une mauvaise mise en œuvre ou un mauvais entretien (rejointoiement, colmatage). La figure 5.2 présente les perrés en

maçonnerie de la Flotte en Ré (port classé monument historique) qui ont aujourd'hui plus de 150 ans.

Construit en 1823 le cinquième mur de garantie de Saint Jean de Luz a provisoirement fixé le haut de la plage qui a reculé de 170 mètres en 145 ans (figure 5.3). Il a l'allure d'un véritable rempart contre les excès de la mer.



Figure 5.3 : Construit en sable recouvert d'un parement de pierre, le mur de garantie de Saint Jean de Luz constitue une promenade idéale, le soir après le travail (photo J. Bougis).

Les ouvrages en béton. Les ouvrages de haut de plage en béton se font depuis de nombreuses années. Ils ont une très longue durée de vie et ne sont guère menacés que par un échantillonnage trop faible du parement, une mauvaise mise en œuvre (béton de mauvaise qualité, ciment et agrégats incompatibles permettant des alcali-réactions, enrobage insuffisant des aciers) ou un mauvais entretien (colmatage, ragréage).

De nouveaux horizons se sont ouverts pour les ouvrages en béton avec les parements de réhabilitation de perrés anciens par recouvrement de dalles préfabriquées. La figure 5.4 présente une rénovation de perrés aux Sables d'Olonne au moyen du procédé Merseron. A noter que la dalle faîtières, imposée pour des raisons d'esthétique et collée au béton époxy a été partiellement arrachée par la première tempête après deux semaines de service.



Figure 5.4 : Les Sables d'Olonne : recouvrement d'un ancien perré en béton par des éléments préfabriqués (photo J. Bougis).



Figure 5.5 : Saint Hilaire de Riez : enrochements de haut de plage disposés à même le sol (photo J. Bougis).

Les ouvrages en enrochements. Les ouvrages de haut de plage en enrochements naturels ou en blocs artificiels se font sur le même mode que les digues à talus et s'échantillonnent selon le même principe. Ils sont actuellement très employés. Le noyau est construit en tout-venant de carrière. La règle de filtre doit être respectée afin d'éviter les fuites de fines au travers du parement.

La figure 5.5 montre le talus en enrochements de Saint-Hilaire-de-Riez qui protège Merlin-Plage, fleuron du tourisme littoral des années 70.

D'autres procédés sont également employés pour les ouvrages de haut de plage comme :

- les ouvrages en gabions métalliques,
- les rideaux de palplanche en bois,
- les protection de pieds d'ouvrages en algues artificielles, ...

5.3. Ouvrages de protection dunaire

Le transit sédimentaire se fait également sous l'action du vent. Il déplace les sédiments les plus fins le long de la plage et dans le profil.

Lorsqu'il existe une réserve de sable en haut de plage, celui ci forme une dune qui vit et se déplace tout en échangeant du sable avec la plage et l'avant plage au grès des saisons et des tempêtes.



Figure 5.6 : Ganivelles installées aux Saintes Maries de la Mer pour tenter de reconstituer la dune (photo J. Bougis).

Pour fixer les dunes au voisinage d'une position donnée, il convient de faire tomber le sable transporté par le vent et de le fixer sur place.

La végétation naturelle représente la meilleure solution pour remplir ces deux offices. A défaut, il est possible de recourir à des solutions artificielles (ganivelles, canisses, pieux horizontaux superposés, enrochements, ...) provisoires le temps que la végétation reprenne ses droits.

6. Plages artificielles

Le développement du tourisme a généré une importante croissance du besoin en terme de superficie de plages disponibles pour les activités ludiques.

Sur des secteurs du littoral qui peuvent se prêter à des aménagements touristiques, mais sur lesquels les plages naturelles sont insuffisantes en quantité ou en qualité, il est possible d'y remédier soit en modifiant des plages existantes, soit en créant de toute pièce des plages artificielles.

La modification de plages naturelles ou la création de plages artificielles sont des opérations délicates dans la mesure où il existe un équilibre fragile entre les différents paramètres du littoral (énergie et incidence des lames, transit littoral, mouvements dans le profil, granulométrie, pente de la plage ...) susceptibles de conduire à un résultat satisfaisant et stable.

6.1. Classification des plages artificielles

Le nom de plage artificielle recouvre deux notions qui méritent d'être distinguées :

- Les plages naturelle en voie d'érosion qui sont maintenues dans un état stable au moyen d'ouvrages, que ce soit à des fins de lutte contre l'érosion ou à des fins d'utilisation touristiques.
- Les plages constituées de matériaux naturels apportés artificiellement par l'homme.

Les plages artificielles peuvent être classées en trois grandes catégories :

- Les plages semi-artificielles : Ce sont des plages naturelles modifiées par la création d'ouvrages destinés à augmenter les dépôts de sédiments en certains endroits.
- Les plages artificielles à éléments meubles naturels : Ce sont des plages créées de toute pièce avec des sédiments naturels provenant de sablières ou d'autres plages et maintenus en place par des ouvrages.
- Les plages artificielles à éléments meubles artificiels : Ce sont des plages créées de toute pièce avec des sédiments obtenus par concassage de roches de dureté moyenne et maintenus en place par des ouvrages.

6.2. Profils des plages artificielles

Plusieurs familles de plage artificielles peuvent être distinguées en fonction de leur mode de création et de leurs conditions environnementales.

6.2.1. Plages sans ouvrage de pied

Les plages sans ouvrage de pied sont les plus simples et les plus économiques à réaliser.

Elles peuvent être envisagées lorsque les fonds naturels ne descendent pas trop rapidement, et qu'un soubassement stable peut être édifié avec des matériaux de faible granulométrie.

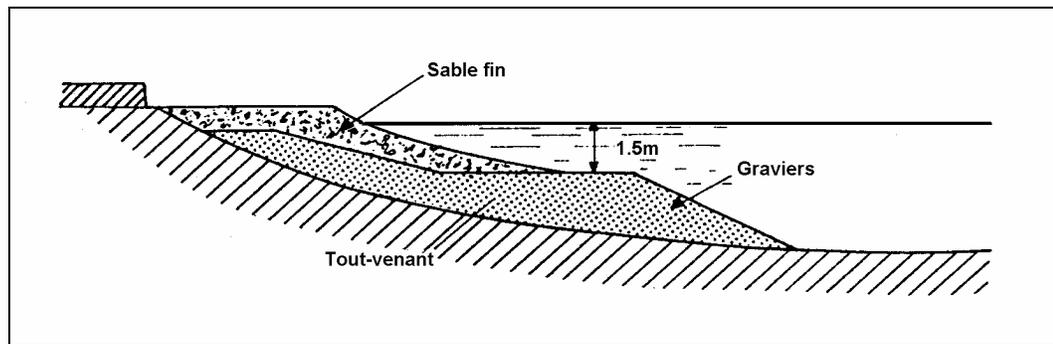


Figure 6.1 : Plage sans ouvrage de pied : La Croisette à Cannes (d'après R. Bonnefille).

Un lit de graviers est mis en place avec des moyens terrestres (bulldozer). Son toit se situe aux environs de 1.5 mètre au dessous des plus basses mers. Il est ensuite recouvert, en haut de plage et dans la zone intertidale, d'un lit de sable plus ou moins fin en fonction des conditions d'équilibre imposées par l'énergie des lames.

6.2.2. Plages à butée de pied

Lorsque les fonds descendent rapidement, les matériaux de faible granulométrie ne forment plus un soubassement stable. Ils doivent alors être retenus par un ouvrage de butée en enrochements.

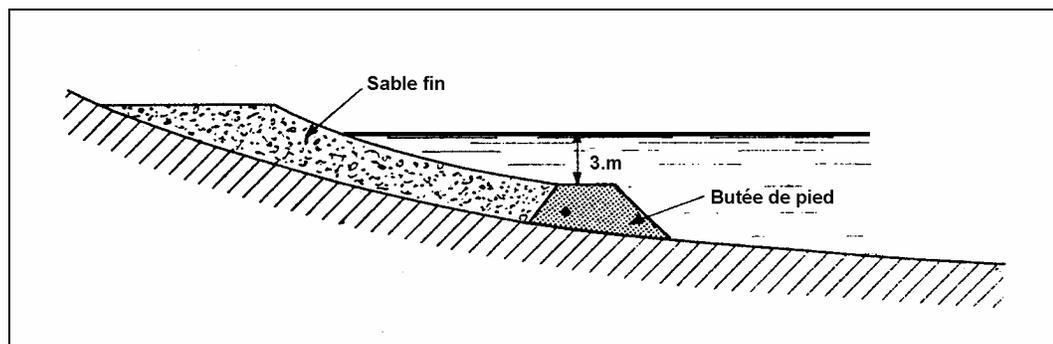


Figure 6.2 : Plage à butée de pied : Port Canto à Cannes (d'après R. Bonnefille).

Le cordon d'enrochements doit être arasé aux environs de 2 à 3 mètres au dessous des plus basses mers. Sa mise en place se fait au moyen d'un chaland.

La construction de ce type de plage présente un coût sensiblement plus élevé que le précédent.

6.2.3. Plages suspendues

Lorsque la pente naturelle est trop importante, il convient de réaliser une plate-forme sous-marine en tout venant de carrière, butée en pied par une cordon d'enrochements. L'ensemble est arasé aux environs de 1.5 à 2 mètres au dessous des plus basses mers. Il est recouvert d'un lit de sable fin en haut de plage et dans la zone intertidale.

Ces plages sont protégées contre les fortes lames qui déferlent sur le cordon de pied de plage. Par contre, les faibles houles sont amplifiées par la faible profondeur, ce qui permet de limiter la pollution de la masse d'eau.

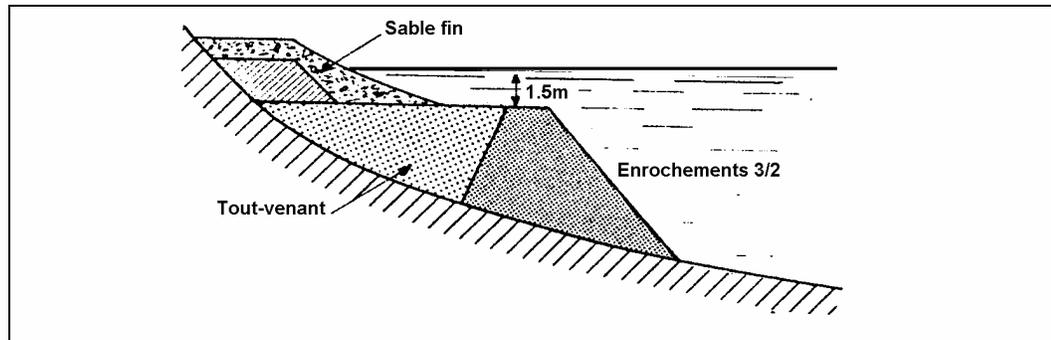


Figure 6.3 : Plage suspendue : Le Larvoto à Monaco (d'après R. Bonnefille).

6.2.4. Plages protégées par un brise-lames continu

Dans les mers à marées, les plages artificielles peuvent être construites à l'abri d'un brise-lames qui arrête la houle. Il est arasé à la cote de la mi-marée afin d'arrêter la houle de basse mer et de faire déferler la houle de haute mer.

Le talus de bas de plage est alors protégé contre les lames. Il peut être construit en matériaux assez fins avoir une pente relativement importante.

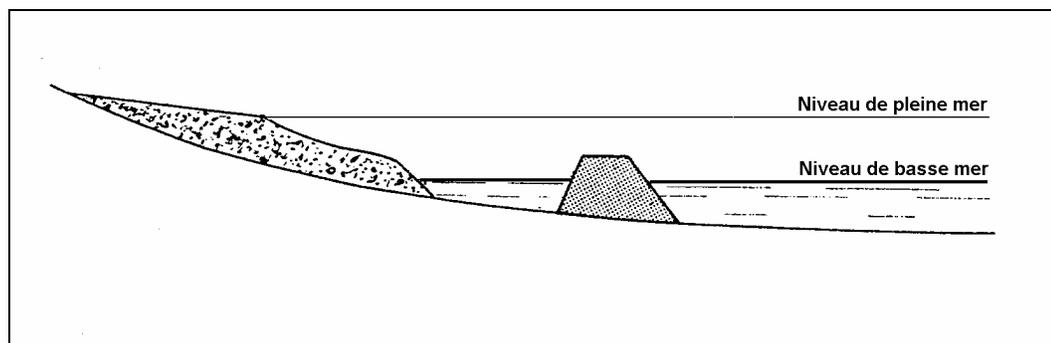


Figure 6.4 : Plage à marée : Iles Canaries (d'après R. Bonnefille).

6.2.5. Plages protégées par un brise-lames discontinu

Dans les mer avec ou sans marée, la protection par un brise-lames discontinu permet d'atténuer les effets de la houle par diffraction.

Ces plages sont constituées au moyen d'une ensemble d'ouvrages transversaux et longitudinaux de haut de plage.

6.3. Tracés en plan des plages artificielles

Afin d'obtenir un tracé en plan stable, il est usuel de construire les plages artificielles au moyen de combinaisons d'épis et de brise-lames isolés ou reliés au rivage.

La plage présente alors une succession d'alvéoles dont le plan est dicté par le phénomène de diffraction des houles. Les concentration d'énergie de la houle sont à éviter sous peine de conduire à des instabilités saisonnières qui peuvent aller jusqu'à l'érosion définitive de certaines zones.

Les alvéoles doivent être suffisamment ouvertes pour permettre aux différents systèmes de courants de s'établir et d'assurer ainsi un renouvellement des eaux susceptible d'éviter les problèmes de pollution.

Des canaux de circulation de l'eau peuvent également être aménagés entre les alvéoles à l'abri des brise-lames. Ils évitent les contacts entre les enrochements et le sable qui sont une source de pollution (plage du Prado à Marseille construite par SOGREAH).



Figure 6.5 : Plage artificielle de la Grande Motte.

6.4. Dimensionnement des plages artificielles

Pour que les plages artificielles puissent répondre à l'attente des touristes, il convient de leur donner des dimensions minimales qui assurent un minimum de confort.

La largeur L_m de la plage au dessus des plus hautes eaux doit avoir une largeur minimale lui permettant d'assurer son rôle de protection de l'arrière plage contre les effets de la houle.

$$(6.1) \quad L_m > 15 \text{ à } 20 \text{ m}$$

Les baigneurs ne doivent pas pouvoir entrer involontairement en contact avec le soubassement de la plage, mais seulement avec le lit de sable. Ils doivent donc perdre pied avant d'arriver à l'extrémité du lit de sable qui se trouve à la hauteur h_m au dessous de la plus basse mer.

$$(6.2) \quad h_m > 1.5 \text{ m}$$

Enfin la surface S de la plage émergente doit permettre d'accueillir le nombre N de touristes prévu :

$$(6.3) \quad S > N s$$

avec une surface individuelle minimale s comprise entre 5 et 6 m² par personne en zone urbaine et de l'ordre de 8 m² à l'extérieur des agglomérations.

6.5. Rechargement des plages

La réalisation d'ouvrages de stabilisation du transit littoral n'est pas suffisante pour assurer la reconstitution d'une plage. Il faut également que les matériaux sédimentaires soient disponibles de manière suffisante et continue. Dans le cas où il n'existe pas d'apports suffisants assurés par une source d'alimentation naturelle pérenne (cours d'eau, stock amont, falaise pour les galets), il faut envisager un rechargement initial, puis des rechargement d'entretien périodiques qui représentent chaque année 10 à 20% de l'apport initial.

Les quantités de matériaux à mettre en place sur une plage par rapport au volume minimum nécessaire pour l'établir sont déterminées en fonction de différents paramètres.

Comme le sable naturel (indice n), le sable de rechargement (indice r) subit, de la part de la mer, un tri granulométrique. Ses fractions plus fines, comme ses fractions plus grossières que celle du sédiment naturel subissent des pertes importantes. Le rapport R_s entre la quantité de matériau naturel et celle du matériau de rechargement dépend du diamètre moyen des grains et de l'écart type de la distribution granulométrique de chacun des sables.

$$(6.4) \quad R_s = \frac{\sigma_{\phi_r}}{\sigma_{\phi_n}} \exp\left(-\frac{M_{\phi_n} - M_{\phi_r}}{2(\sigma_{\phi_n} - \sigma_{\phi_r})}\right)$$

Il apparaît toutefois, d'après les études réalisées par Dean puis par James, que la fraction du sable de rechargement plus grossière que le sable naturel reste en place plus ou moins totalement. Ce phénomène reste valable pour des matériaux plus grossier comme les graviers et les galets. Le tableau 6.1 met en évidence les différentes configurations possibles. Il montre qu'il faut toujours éviter des rechargements avec des matériaux plus fins que les matériaux naturellement en équilibre sur le site, que ce soit du sable, des graviers ou des galets.

	Matériau de rechargement mieux trié que le naturel	Matériau de rechargement moins bien trié que le naturel
Matériau de rechargement plus fin que le naturel	Distributions non assorties. Pertes importantes à attendre	Volume à mettre en place donné par le calcul de R_s
Matériau de rechargement plus gros que le naturel	Distributions non assorties. Rechargement stable.	Volume à mettre en place plus faible que celui calculé

Tableau 6.1 : Comportement du rechargement en fonction des différences de matériaux.

Par ailleurs, James a établi un facteur de fréquence F de rechargement qui permet de comparer, pour un site donné, la stabilité de différentes granulométries par rapport à un rechargement avec le même matériau que celui en place.

$$(6.5) \quad \text{Ln } F = \Delta \left(-\frac{M_{\phi_r} - M_{\phi_n}}{\sigma_{\phi_n}} \right) - \frac{\Delta^2}{2} \left(\frac{\sigma_{\phi_n}^2}{\sigma_{\phi_r}^2} - 1 \right)$$

expression dans laquelle Δ est un paramètre sans dimension, compris entre 0.5 et 1.5 qui dépend des conditions environnementales.

Le sable des plages remanié sans cesse par la mer est très compact. Il en résulte que le volume de sable transporté par camion doit être 1.5 fois plus important que celui prévu sur la plage.

6.6. By-passing sédimentaire

6.6.1. Importance du rétablissement du transit littoral

Le by-passing sédimentaire est un transit littoral artificiel de sable ou de galets qui se substitue au transit naturel insuffisant ou interrompu.

Tous les ouvrages et en particulier les ports construits sur des littoraux à transit littoral sont confrontés à un moment donné au contournement par les sédiments des ouvrages d'arrêt et de protection. Les chenaux d'accès s'ensablent alors et le dilemme classique revient à l'ordre du jour :

- allongement des ouvrages d'arrêt et accentuation des phénomènes d'érosion en aval du transport sédimentaire,
- dragage du sable dans les chenaux pour maintenir l'accès au port avec rejet des produits de dragage à l'aval du transport sédimentaire du port.

La première solution représente des coûts d'investissement importants. Elle n'apporte qu'une solution provisoire, tout au moins tant que le transport sédimentaire ne s'établit pas dans une profondeur d'eau supérieure à celle du chenal. Suivant la configuration du terrain, ce point d'équilibre peut n'être jamais atteint, ou au prix d'une perte des sédiments dans les grands fonds.

La seconde solution représente des coûts d'entretien importants. Elle est une forme de rétablissement artificiel du transit littoral qui ne présente vraisemblablement pas le rendement d'une installation de by-pass conçue et dimensionnée pour le site.

Il apparaît donc qu'une installation de by-pass constitue sans doute à terme la solution la plus économique.

6.6.2. Différentes formes de by-passing

Il existe différentes solutions pour déplacer les sédiments qui se présente en amont du transport littoral d'une zone, en aval de cette zone :

- le transport des sédiments par un moyen terrestre (camion),
- le dragage en mer sur un ponton flottant avec refoulement en aval,
- l'installation d'un système de transport par tuyauterie et pompes intégré aux infrastructures du port (by-pass).

La mise en place d'un système de by-pass fixe ou mobile nécessite une bonne connaissance du fonctionnement hydrosédimentaire du site, aussi bien en termes de transit moyen que de transit de pointe (tempête). Les systèmes mobiles ou déplaçables sont préférables aux systèmes complètement fixes qui risquent, avec le temps, de se retrouver isolés de la partie active de la plage et donc du flux sédimentaire.

7. Tenue à la mer des murs verticaux

7.1. Introduction

Les digues et jetées construites en mer sont soumises à des sollicitations parfois très importantes de la part de la houle et des lames déferlantes. De nombreux auteurs se sont intéressés aux problèmes liés à la tenue des ouvrages défensifs fixes de génie civil, que ce soit pour évaluer les efforts auxquels ils sont assujettis ou pour connaître le risque de franchissement des ouvrages par les lames les plus sévères.

Il s'agit, dans tous les cas, de phénomènes complexes et non linéaires, aussi bien du point de vue de fluide (lames irrégulières, cambrées et déferlantes ...), que du point de vue du génie civil (sols et fondations, enrochements surmontés ou non de caissons béton ...). Dans ces conditions une approche purement théorique ou numérique est hors de propos, et il convient de recourir à l'analyse dimensionnelle et à l'expérience pour établir des formules empiriques.

L'étude des problèmes liés à la tenue à la mer des digues et jetées est particulièrement vaste en raison de la diversité des situations, des ouvrages et des auteurs. Aussi, afin de prendre du recul et d'éviter la litanie des formules, ne sera elle abordée qu'au travers d'exemples simples assortis d'ordres de grandeurs.

Ce chapitre est consacré à l'étude de la tenue à la mer des murs plans verticaux en profondeur constante.

La figure 7.1 présente le schéma de principe. La profondeur du domaine fluide est $h=12.0$ mètres. Le mur vertical a une hauteur totale de 14.5 mètres. La partie supérieure du mur a une hauteur de 5.5 mètres. Sa base est située à 9.0 mètres au dessus du fond.

7.2. Bref historique des formules de pression

Les formules permettant d'évaluer la pression exercée par les vagues sur la partie supérieure d'un mur vertical ont une longue histoire liée à celle de la construction des brise-lames et jetées pour la protection et la tranquillisation des ports.

En 1842, T. Stevenson a mis au point une jauge afin de mesurer la pression engendrée par les vagues le long d'un mur. De 1890 à 1902, B. Gaillard a réalisé différentes séries de mesures de la pression engendrée par les lames. Pour évaluer la pression, il a proposé une formulation empirique fondée sur la vitesse des particules d'eau. En 1919, au Japon, I. Hiroi a modifié la jauge de T. Stevenson et obtenu des pressions allant jusqu'à 350 kPa. Il a correctement interprété cette valeur de pression particulièrement élevée comme un phénomène local et ne l'a pas relié directement à la stabilité de la partie supérieure du mur. Il a

proposé une nouvelle formule empirique pour évaluer la pression engendrée par les vagues.

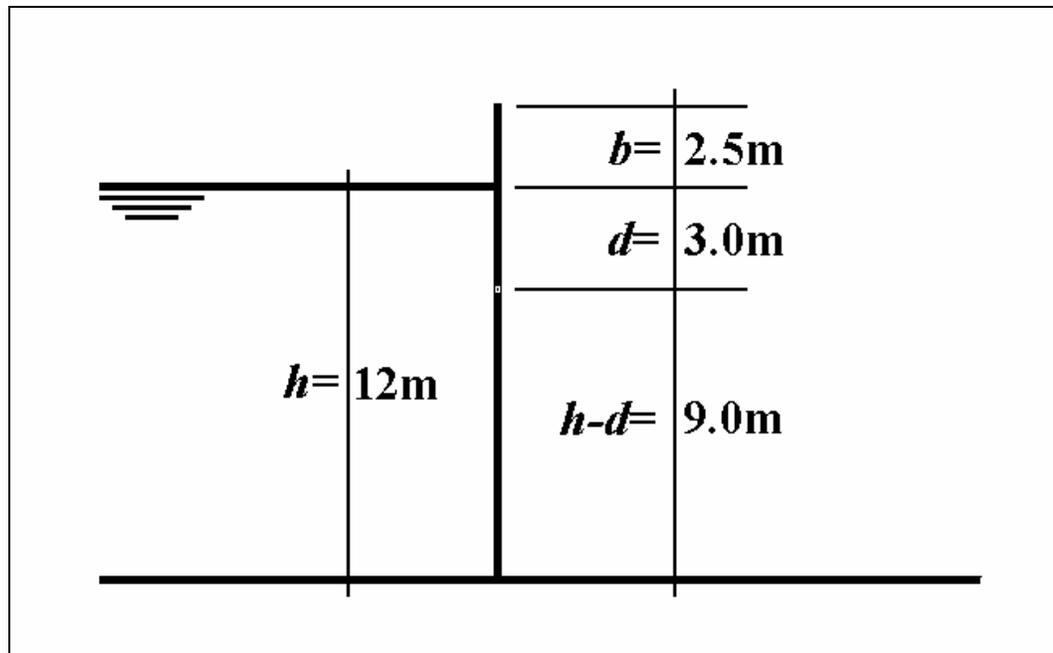


Figure 7.1 : Schéma du mur vertical et de sa partie haute.

C'est en 1928 que G. Sainflou a introduit la pression engendrée par un système de houles stationnaires qui se réfléchissent sur un mur. Sa formulation a reçu immédiatement l'approbation de la communauté des ingénieurs constructeurs de ports dans le monde. Toutefois, en 1958, les observations expérimentales de L. Rundgren ont mis en évidence une surestimation de la méthode de Sainflou pour les houles fortement cambrées mais non déferlantes. Partant de la théorie d'ordre supérieur développée par R. Miche en 1944, L. Rundgren a proposé une approche fondée sur l'équation de Sainflou pour les ondes longues peu cambrées et non déferlantes et sur l'équation de Miche-Rundgren pour les ondes très cambrées ou déferlantes.

En 1950, R.R. Minikin a proposé une formule d'évaluation de la pression des vagues déferlantes partiellement fondée sur les données obtenues en laboratoire par R.A. Bagnold. Cette formule est maintenant rarement employée pour l'étude des brise-lames en raison des valeurs excessives qu'elle prédit.

En 1966 Y. Ito a proposé une nouvelle formule pour la prédiction de la pression pour les houles et pour les lames déferlantes.

Depuis 1970, le développement des ports a permis de nombreuses comparaisons entre les résultats des formules empiriques et les résultats expérimentaux. Ainsi, différentes formulations ont été améliorées et de nouvelles formules ont été proposées. En particulier, K.K. Tanimoto & al. ont proposé quelques modifications à la formule de Y. Ito.

7.2. Forces engendrées par la houle sur des murs

Pour évaluer les efforts hydrodynamiques engendrés par la houle et les lames sur la partie supérieure d'un mur vertical, il est nécessaire de commencer par la solution analytique provenant du modèle de houle régulière du premier ordre de Airy. Dans un second temps, différentes approches empiriques qui prennent en compte les effets non-linéaires, seront abordées.

7.2.1. Théorie analytique du premier ordre d'Airy

Soit un domaine fluide de profondeur h limité par un fond plan et horizontal. Soit $Oxyz$ un repère orthonormé direct. Oxy est inclus dans le plan horizontal de la surface libre et Oz est l'axe vertical ascendant.

Soit une houle de hauteur H_I qui se propage dans ce domaine fluide suivant un axe Or qui est supposé faire un angle β avec l'axe Ox , et être réfléchi par un mur vertical d'équation $x=0$.

L'élévation de la houle sinusoïdale incidente, de période T et de longueur d'onde λ , peut s'écrire en fonction du temps t sous la forme :

$$(7.1) \quad \eta_I = \frac{H_I}{2} \sin \left[2\pi \left(\frac{r}{\lambda} - \frac{t}{T} \right) \right] = \frac{H_I}{2} \sin [kr - \omega t]$$

où ω est la pulsation ($\omega T = 2\pi$) et k est le nombre d'onde ($k\lambda = 2\pi$). k et ω sont reliés entre eux par la relation de dispersion :

$$(7.2) \quad k \tanh kh = k_\infty = \frac{\omega^2}{g}$$

Dans ces conditions, le potentiel des vitesses de la houle incidente peut s'écrire :

$$(7.3) \quad \phi_I = -\frac{H_I g}{2\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \Re \left\{ \exp i \left[k(+x \cos \beta + y \sin \beta) - \omega t \right] \right\}$$

et, le potentiel de l'onde réfléchi peut être mis sous la forme :

$$(7.4) \quad \phi_R = -R \frac{H_I g}{2\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \Re \left\{ \exp i \left[k(-x \cos \beta + y \sin \beta) - \omega t \right] \right\}$$

où R est le coefficient de réflexion.

La superposition des deux ondes engendre un système d'ondes global dont le potentiel des vitesses est $\phi_I + \phi_R$:

(7.5)

$$\phi = -\frac{H_1 g}{2\omega} \frac{\text{chk}(z+h)}{\text{chkh}} \Re \left\{ \exp i(ky \sin \beta - \alpha) [\exp(ikx \cos \beta) + R \exp(-ikx \cos \beta)] \right\}$$

Si le mur est complètement réfléchissant, $R=1$, et le potentiel des vitesses du système d'ondes se simplifie pour donner :

$$(7.6) \quad \phi = -\frac{H_1 g}{\omega} \frac{\text{chk}(z+h)}{\text{chkh}} \cos(kx \cos \beta) \cos(ky \sin \beta - \alpha)$$

La pression générée par le système d'ondes est donnée par l'équation de Lagrange :

$$(7.7) \quad p = -\rho g z - \rho \frac{\partial \phi}{\partial t} - \frac{1}{2} \rho V^2$$

d'où l'expression de la pression sur le mur à l'abscisse $x=0$:

$$(7.8) \quad p = -\rho g z + \rho g H_1 \frac{\text{chk}(z+h)}{\text{chkh}} \sin(ky \sin \beta - \alpha) - \frac{1}{2} \rho \frac{\omega^2 H_1^2}{\text{sh}^2 kh} \left\{ \sin^2 \beta \text{ch}^2 k(z+h) \sin^2(ky \sin \beta - \alpha) + \text{sh}^2 k(z+h) \cos^2(ky \sin \beta - \alpha) \right\}$$

Naturellement la pression est maximale lorsque l'incidence est perpendiculaire au mur. Dans ce cas :

$$(7.9) \quad p = -\rho g z - \rho g H_1 \frac{\text{chk}(z+h)}{\text{chkh}} \sin \alpha - \frac{1}{2} \rho \frac{\omega^2 H_1^2}{\text{sh}^2 kh} \text{sh}^2 k(z+h) \cos^2 \alpha$$

La force qui s'applique, par unité de largeur, sur la partie supérieure du mur située au dessus de la cote $-d$, est obtenue par intégration de la pression entre les deux cotes $z_1=-d$ and $z_2=0$. Le moment est réduit par rapport à cette même profondeur :

$$(7.10) \quad F = \frac{1}{2} \rho g d^2 - \rho g H_1 \frac{\text{th}^2 kh}{k_\infty} \left[1 - \frac{\text{shk}(h-d)}{\text{shkh}} \right] \sin \alpha - \frac{1}{4} \rho g H_1^2 \left[1 - \frac{\text{shk}(h-d) \text{chk}(h-d) + kd}{\text{shkh} \text{chkh}} \right] \cos^2 \alpha$$

$$(7.11) \quad M = \frac{1}{6} \rho g d^3 + \rho g H_1 \frac{\text{th}^2 kh}{k_\infty^2} \left[1 - \frac{kd \text{shkh} + \text{chk}(h-d)}{\text{chkh}} \right] \sin \alpha + \frac{1}{8 k_\infty} \rho g H_1^2 \left[1 - \frac{\text{ch}^2 k(h-d) + 2kd \text{chkh} \text{shkh} - k^2 d^2}{\text{ch}^2 kd} \right] \cos^2 \alpha$$

Le dernier terme de chacune des deux expressions peut être décomposé en un terme constant, appelé torseur des efforts de dérive, et un terme harmonique dépendant du temps avec une pulsation double de celle de la houle incidente. Ainsi, le torseur des efforts de pression peut être réécrit sous la forme :

$$(7.12) \quad F = \frac{1}{2} \rho g d^2 - \rho g H_1 \frac{\text{th}^2 kh}{k_\infty} \left[1 - \frac{\text{sh}k(h-d)}{\text{sh}kh} \right] \sin \alpha \alpha$$

$$- \frac{1}{4} \rho g H_1^2 \left[1 - \frac{\text{sh}k(h-d) \text{ch}k(h-d) + kd}{\text{sh}kh \text{ch}kh} \right] \left[\frac{1 + \cos 2\alpha}{2} \right]$$

$$(7.13) \quad M = \frac{1}{6} \rho g d^3 + \rho g H_1 \frac{\text{th}^2 kh}{k_\infty^2} \left[1 - \frac{kd \text{sh}kh + \text{ch}k(h-d)}{\text{ch}kh} \right] \sin \alpha \alpha$$

$$+ \frac{1}{8k_\infty} \rho g H_1^2 \left[1 - \frac{\text{ch}^2 k(h-d) + 2kd \text{ch}kh \text{sh}kh - k^2 d^2}{\text{ch}^2 kd} \right] \left[\frac{1 + \cos 2\alpha}{2} \right]$$

7.2.2. Approche empirique

Comme l'approche théorique du premier ordre ne peut prendre en compte les effets non linéaires de la propagation de la houle et de l'élévation du niveau d'eau, ses résultats sont souvent optimistes. Aussi, est il nécessaire de se tourner vers des résultats expérimentaux et les formules empiriques auxquelles ils aboutissent.

7.2.2.1. Formule d'Hiroi

D'après les travaux d'Hiroi, la pression dynamique engendrée par les lames peut s'écrire :

$$(7.14) \quad p = + \frac{3}{2} \rho g H_1$$

Elle est supposée agir uniformément sur toute la hauteur de la partie supérieure du mur vertical ou, si la hauteur b du mur au dessus du niveau de la surface libre au repos est suffisante, jusqu'à une élévation η de 1.25 fois la hauteur des lames au dessus le niveau de la surface libre au repos.

Dans ce cas, la force exercée sur la partie supérieure du mur s'écrit :

$$(7.15) \quad F = \frac{1}{2} \rho g d^2 + \frac{3}{2} \rho g H_1 \left(\frac{5}{4} H_1 + d \right) \quad \text{si } \frac{5}{4} H_1 < b$$

$$F = \frac{1}{2} \rho g d^2 + \frac{3}{2} \rho g H_1 (b + d) \quad \text{si } \frac{5}{4} H_1 > b$$

et son moment par rapport à la profondeur $-d$:

$$(7.16) \quad \begin{aligned} M &= \frac{1}{6} \rho g d^3 + \frac{3}{4} \rho g H_I \left(\frac{5}{4} H_I + d \right)^2 & \text{si } \frac{5}{4} H_I < b \\ M &= \frac{1}{6} \rho g d^3 + \frac{3}{4} \rho g H_I (b + d)^2 & \text{si } \frac{5}{4} H_I > b \end{aligned}$$

Il convient de remarquer que cette formulation très simple est une enveloppe des pressions et conduit donc logiquement à un résultat pessimiste.

7.2.2.2. Formules de Sainflou et de Miche-Rundgren

De manière générale, les structures maritimes, sont situées dans des profondeurs d'eau suffisamment faible pour que la houle déferle sur elles. Toutefois, dans des zones plus ou moins protégées, ou lorsque le fetch est limité, et lorsque la profondeur au pied de la structure est supérieure à 1.5 fois la hauteur maximale de la houle attendue, des houles non déferlantes sur la structure peuvent exister.

En désignant par H_I la hauteur de la houle incidente et par H_R celle de l'onde réfléchie, avec un coefficient de réflexion défini par $R=H_R/H_I$, il vient :

$$(7.17) \quad H = H_I + H_R = (1 + R)H_I$$

Si la réflexion est totale, $R=1$, et la hauteur du clapotis ou du système d'ondes stationnaires au niveau de la structure est égale au double de la hauteur de la houle incidente $2H_I$. La hauteur des crêtes du clapotis au dessus du niveau de la surface libre au repos est alors :

$$(7.18) \quad \eta = h_0 + \frac{1+R}{2} H_I$$

et la hauteur du clapotis au dessous du niveau de la surface libre au repos s'écrit :

$$(7.19) \quad \eta = h_0 - \frac{1+R}{2} H_I$$

expressions dans lesquelles h_0 est la hauteur des centres des orbites du clapotis au dessus du niveau de la surface libre au repos. Elle s'écrit d'après R. Miche :

$$(7.20) \quad h_0 = \frac{(1+R)^2}{4} \frac{\pi H_l^2}{\lambda \operatorname{th} kh} \left(1 + \frac{3}{4 \operatorname{sh}^2 kh} - \frac{1}{4 \operatorname{ch}^2 kh} \right)$$

Quand la crête est au niveau du mur, la pression croît de zéro à la surface libre jusqu'à $\rho g h + p_1$ au fond, où p_1 est sensiblement :

$$(7.21) \quad p_1 = \left(\frac{1+R}{2} \right) \frac{\rho g H_l}{\operatorname{ch} kh}$$

Quand, au contraire le creux est au niveau du mur, la pression croît de zéro à la surface libre jusqu'à $\rho g h - p_1$ au fond. L'amplitude approximative de la force engendrée par la houle peut être déterminée en faisant l'hypothèse que la pression varie linéairement de la surface libre au fond lorsque les crêtes ou les creux sont au niveau du mur :

$$(7.22) \quad p = \rho g \left[h + \left(\frac{1+R}{2} \right) \frac{H_l}{\operatorname{ch} kh} \right] \frac{\eta - z}{\eta + h}$$

La force générée par la houle peut alors s'écrire :

$$(7.23) \quad \begin{aligned} F &= \frac{1}{2} \rho g \left[h + \frac{(1+R)}{2} \frac{H_l}{\operatorname{ch} kh} \right] \frac{(\eta + d)^2}{\eta + h} & \text{si } \eta < b \\ F &= \frac{1}{2} \rho g \left[h + \frac{(1+R)}{2} \frac{H_l}{\operatorname{ch} kh} \right] \frac{(b + d)(2\eta - b + d)}{\eta + h} & \text{si } \eta > b \end{aligned}$$

et son moment par rapport à la profondeur $-d$:

$$(7.24) \quad \begin{aligned} M &= \frac{1}{6} \rho g \left[h + \frac{(1+R)}{2} \frac{H_l}{\operatorname{ch} kh} \right] \frac{(\eta + d)^3}{\eta + h} & \text{si } \eta < b \\ M &= \frac{1}{6} \rho g \left[h + \frac{(1+R)}{2} \frac{H_l}{\operatorname{ch} kh} \right] \frac{(\eta + d)^2 (3\eta - 2b + d)}{\eta + h} & \text{si } \eta > b \end{aligned}$$

7.2.3. Résultats numériques

Afin d'avoir une bonne méthode de comparaison des ordres de grandeurs, le torseur des efforts dynamiques est rapporté au torseur des efforts hydrostatiques en eau calme :

$$(7.25) \quad F_s = \frac{1}{2} \rho g d^2$$

$$M_s = \frac{1}{6} \rho g d^3$$

La hauteur H_I qui doit être prise en compte n'est pas la hauteur significative (la moyenne du tiers des plus grandes hauteurs) mais la plus grande hauteur des vagues. D'après la théorie des spectres et la théorie des statistiques de Rayleigh, le rapport est de l'ordre de 1.6 à 2.

Le tableau 7.1. donne pour différentes périodes comprises entre 2 et 10 secondes et pour une hauteur maximum de 1.5 mètres, la comparaison des différentes approches :

Méthode		Théorie d'Airy		Formule d'Hiroi		Miche-Rundgren	
Période (s)	H_I max (m)	F/F_s	M/M_s	F/F_s	M/M_s	F/F_s	M/M_s
2	0.9	1.2	1.4	2.2	3.6	1.8	2.6
3	1.5	1.6	2.0	2.4	5.9	2.4	4.0
4	1.5	1.7	2.1	2.4	5.9	2.2	3.6
5	1.5	1.8	2.3	2.4	5.9	2.2	3.5
6	1.5	1.9	2.3	2.4	5.9	2.2	3.5
7	1.5	1.9	2.4	2.4	5.9	2.3	3.5
8	1.5	1.9	2.4	2.4	5.9	2.3	3.6
9	1.5	1.9	2.4	2.4	5.9	2.3	3.7
10	1.5	1.9	2.4	2.4	5.9	2.4	3.7

Tableau 7.1 : Comparaison entre différentes formulations pour les houles non déferlantes ($h=12$, $d=3$, $b=2.5$ et $H_I=1.5$).

Le tableau 7.2. donne pour différentes périodes comprises entre 2 et 10 secondes et pour une hauteur maximum de 3 mètres, la comparaison de différentes approches :

Méthode		Théorie d'Airy		Formule d'Hiroi		Miche-Rundgren	
Période (s)	H_I max (m)	F/F_s	M/M_s	F/F_s	M/M_s	F/F_s	M/M_s
2	0.9	1.2	1.4	2.2	3.6	1.8	2.6
3	2.0	1.7	2.3	4.7	11.1	3.1	6.1
4	3.0	2.4	3.4	6.5	16.1	4.1	8.9
5	3.0	2.6	3.6	6.5	16.1	4.0	8.5
6	3.0	2.7	3.7	6.5	16.1	4.1	8.6
7	3.0	2.8	3.8	6.5	16.1	4.2	8.8
8	3.0	2.8	3.8	6.5	16.1	4.3	9.1
9	3.0	2.9	3.9	6.5	16.1	4.4	9.4
10	3.0	2.9	3.9	6.5	16.1	4.5	9.7

Tableau 7.2 : Comparaison entre différentes formulations pour les houles non déferlantes ($h=12$, $d=3$, $b=2.5$ et $H_I=3.0$).

Il est clair que les différentes formulations donnent des résultats dans un ordre en accord avec les prévisions : les résultats de la formule de Miche-Rundgren sont compris entre les deux autres.

7.2.4. Masses ajoutée de la partie supérieure du mur

Pour réaliser l'analyse dynamique des structures de la partie supérieure du mur et connaître ses modes propres de vibrations, les masses d'eau ajoutées doivent être évaluées pour les petites périodes (hautes fréquences). Cette évaluation a été effectuée au moyen du module bidimensionnel (2D vertical) de diffraction-radiation du logiciel Poseidon.

La profondeur au repos est de 12 mètres, et le point de réduction G est à la profondeur $-d$, à la jonction entre la partie supérieure et la partie inférieure du mur. Les résultats sont donnés pour une largeur unitaire du mur.

	Période (s)	1.00	0.10	0.01
embarquée	m_{11} (kg/m)	2.20 E3	2.38 E3	2.43 E3
roulis / G	m_{33} (kg.m/m)	4.75 E3	6.14 E3	6.20 E3

Tableau 3.2 : Masses d'eau ajoutées pour les basses périodes.

7.3. Forces générées par les lames déferlantes sur le mur

7.3.1. Approche empirique

7.3.1.1. Formule de Minikin

D'une part, la formule de Minikin suppose que le maximum de la pression dynamique intervient au niveau de la surface libre au repos. Dans le cas d'une profondeur constante h , elle s'écrit :

$$(7.26) \quad p_m = 202 \rho g h \frac{H_b}{\lambda}$$

expression dans laquelle λ est la longueur d'onde et H_b la hauteur de la houle au déferlement définie comme le plus petit des deux critères suivants (en fait le second est inclus dans le passage à la limite du premier) :

- la cambrure maximale de la houle : $\frac{H}{\lambda} \leq 0.124 \operatorname{th} 2\pi \frac{h}{\lambda}$
- la hauteur relative maximale : $\frac{H}{h} \leq 0.78$

La pression dynamique décroît paraboliquement de la valeur p_m au niveau de la surface libre au repos jusqu'à zéro à la distance $H_b/2$ au dessus et en dessous de ce niveau :

$$(7.27) \quad p_d = \frac{p_m}{H_b^2} (H_b - 2|z|)^2$$

D'un autre côté, la pression statique croît de zéro au sommet de la crête jusqu'à $\rho g(h+H_b/2)$ au niveau du fond :

$$(7.28) \quad p_s = \frac{1}{2} \rho g (H_b - 2z)$$

Le torseur total des efforts de pression (statique et dynamique) qui en résulte sur la partie supérieure du mur vertical s'écrit :

$$(7.29) \quad \begin{aligned} F &= F_1 + F_2 \\ M &= M_1 + M_2 \end{aligned}$$

avec :

$$(7.30) \quad \begin{aligned} F_1 &= \frac{1}{8} \rho g H_b^2 + \frac{p_m H_b}{6} & \text{si } \frac{H_b}{2} < b \\ F_1 &= \frac{1}{2} \rho g b (H_b - b) + \frac{p_m b}{3} \left[1 - \left(1 - \frac{2b}{H_b} \right)^3 \right] & \text{si } \frac{H_b}{2} > b \end{aligned}$$

$$(7.31) \quad \begin{aligned} F_2 &= \frac{3}{8} \rho g H_b^2 + \frac{p_m H_b}{6} & \text{si } \frac{H_b}{2} < d \\ F_2 &= \frac{1}{2} \rho g d (H_b + d) + \frac{p_m d}{3} \left[1 - \left(1 - \frac{2d}{H_b} \right)^3 \right] & \text{si } \frac{H_b}{2} > d \end{aligned}$$

$$(7.32) \quad \begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{48} \rho g H_b^2 (H_b + 6d) + \frac{p_m H_b}{96} (8d + H_b) & \text{si } \frac{H_b}{2} < b \\ M_1 &= \frac{1}{24} \rho g b (6d(H_b - b) + b(3H_b - 4b)) + \\ & \frac{p_m}{96 H_b^2} \left[(2b - H_b)^3 (6b + 8d + H_b) + H_b^3 (8d + H_b) \right] & \text{si } \frac{H_b}{2} > b \end{aligned}$$

$$(7.33) \quad \begin{aligned} M_2 &= \frac{1}{12} \rho g H_b^3 + \frac{3p_m H_b^2}{96} & \text{si } \frac{H_b}{2} < d \\ M_2 &= \frac{1}{48} \rho g \left((H_b + 2d)^3 - H_b^2 (H_b + 6d) \right) + \\ & \frac{p_m}{96 H_b^2} \left[H_b^3 (8d - H_b) + (2d - H_b)^4 \right] & \text{si } \frac{H_b}{2} > d \end{aligned}$$

7.3.1.2. Formule de Ito-Tanimoto

Cette formulation suppose l'existence d'une distribution trapézoïdale de la pression dynamique le long du mur vertical depuis le fond jusqu'au niveau de la surface libre. La pression est nulle à la surface libre dont la surélévation est supposée être égale à $\eta = 1.5 H_m$, expression dans laquelle la hauteur de la houle de projet doit être prise égale à $H_m = 1.8 H_s$.

La pression maximum que la houle engendre sur le mur vertical est supposée se situer au niveau de la surface libre au repos. Dans le cas d'une profondeur constante h , elle s'écrit :

$$(7.34) \quad p_m = \left[0.6 + \frac{1}{2} \left(\frac{2kh}{\text{sh}2kh} \right)^2 \right] \rho g H_m$$

Au fond, la pression est supposée être égale à :

$$(7.35) \quad p_b = \frac{P_m}{\text{ch}kh}$$

Ainsi :

$$(7.40) \quad \begin{aligned} p_d &= p_m \left[1 - \frac{2z}{3H_m} \right] && \text{si } z > 0 \\ p_d &= p_m \left[1 + \frac{z}{h} \left(1 - \frac{1}{\text{ch}kh} \right) \right] && \text{si } z < 0 \end{aligned}$$

La pression statique croît de zéro au niveau de la surface libre au repos jusqu'à ρgh au fond de l'eau :

$$(7.41) \quad p_s = -\rho g z$$

Le torseur total des efforts de pression (statique et dynamique) qui en résulte sur la partie supérieure du mur vertical s'écrit :

$$(7.42) \quad \begin{aligned} F &= F_1 + F_2 \\ M &= M_1 + M_2 \end{aligned}$$

avec :

$$(7.43) \quad \begin{aligned} F_1 &= \frac{3}{4} p_m H_m && \text{si } \frac{3H_m}{2} < b \\ F_1 &= p_m b \left(1 - \frac{b}{3H_m} \right) && \text{si } \frac{3H_m}{2} > b \end{aligned}$$

$$(7.44) \quad F_2 = \frac{1}{2} \rho g d^2 + p_m d \left[1 - \frac{d}{2h} \left(1 - \frac{1}{\text{ch}kh} \right) \right]$$

$$(7.45) \quad M_1 = \frac{3}{8} p_m H_m (H_m + 2d) \quad \text{si } \frac{3H_m}{2} < b$$

$$M_1 = \frac{p_m b}{18H_m} (9H_m (b + 2d) - 2b(2b + 3d)) \quad \text{si } \frac{3H_m}{2} > b$$

$$(7.46) \quad M_2 = \frac{1}{6} \rho g d^3 + \frac{1}{6} p_m d^2 \left[3 - \frac{d}{h} \left(1 - \frac{1}{chkh} \right) \right]$$

7.3.2. Résultats numériques

Le tableau 7.3. donne pour différentes périodes comprises entre 2 et 10 secondes et pour une hauteur maximum de 1.5 mètres, la comparaison des différentes approches :

Méthode		Théorie d'Airy		Formule de Minikin		Ito-Tanimoto	
Period (s)	H_I max (m)	F/F_s	M/M_s	F/F_s	M/M_s	F/F_s	M/M_s
2	0.9	1.2	1.4	22.7	19.5	1.4	1.8
3	1.5	1.6	2.0	29.0	27.2	1.8	2.7
4	1.5	1.7	2.1	16.5	15.5	1.8	2.7
5	1.5	1.8	2.3	11.0	10.3	1.8	2.7
6	1.5	1.9	2.3	8.2	7.7	1.8	2.8
7	1.5	1.9	2.4	6.6	6.2	1.9	3.0
8	1.5	1.9	2.4	5.6	5.3	2.0	3.2
9	1.5	1.9	2.4	4.8	4.6	2.1	3.3
10	1.5	1.9	2.4	4.3	4.1	2.1	3.4

Tableau 7.3 : Comparaison entre différentes formulations pour les houles déferlantes ($h=12$, $d=3$, $b=2.5$ et $H_I=1.5$).

Le tableau 7.4. donne pour différentes périodes comprises entre 2 et 10 secondes et pour une hauteur maximum de 3.0 mètres, la comparaison des différentes approches :

Méthode		Théorie d'Airy		Formule de Minikin		Ito-Tanimoto	
Period (s)	H_I max (m)	F/F_s	M/M_s	F/F_s	M/M_s	F/F_s	M/M_s
2	0.9	1.2	1.4	22.7	19.5	1.4	1.8
3	2.0	1.7	2.3	51.3	51.4	2.1	3.6
4	3.0	2.4	3.4	66.0	74.5	2.8	5.6
5	3.0	2.6	3.6	43.9	49.7	2.8	5.7
6	3.0	2.7	3.7	32.9	37.2	3.0	6.0
7	3.0	2.8	3.8	26.5	30.0	3.2	6.5
8	3.0	2.8	3.8	22.3	25.3	3.3	6.9
9	3.0	2.9	3.9	19.4	22.1	3.5	7.3
10	3.0	2.9	3.9	17.2	19.6	3.7	7.7

Tableau 7.4 : Comparaison entre différentes formulations pour les houles déferlantes ($h=12$, $d=3$, $b=2.5$ et $H_I=3.0$).

Il est clair que les différentes formulations donnent des résultats dans un ordre en accord avec les prévisions : les résultats de la formule de Minikin sont nettement surévalués.

Il convient également de noter qu'en faisant $h_0=0$ dans la formule de Sainflou, on obtient approximativement les mêmes valeurs qu'avec la formule de Ito-Tanimoto.

7.4. Forces générées par les impacts sur le mur

Une lame qui se brise directement sur un mur vertical, engendre une pression dynamique très élevée, mais de courte durée, dans la région où sa crête heurte la structure. Ces impacts ou chocs hydrodynamiques ont été étudiés en laboratoire par de nombreux auteurs.

Comme l'ont montré les expériences de laboratoire de R.A. Bagnold /1939/ et plusieurs autres auteurs, un capteur de pression situé contre un mur vertical enregistre des pressions très élevées dues au déferlement.

Cette pression peut atteindre plus de dix fois la pression hydrostatique correspondant à la hauteur de la lame. Cependant sa durée est très courte.

En fait, c'est une impulsion de pression qui est exercée sur le mur vertical lorsque la face frontale verticale de la lame le heurte en se brisant. La vague perd alors sa quantité de mouvement de translation pendant le temps de la collision. Cette quantité de mouvement est convertie en impulsion qui s'exerce sur le mur vertical.

Soit P_I l'impulsion de pression, τ sa durée et M_v la quantité de mouvement de translation. Il vient :

$$(7.47) \quad M_v = \int_0^{\tau} P_I dt$$

Afin de se faire une idée de l'ordre de grandeur de cette quantité de mouvement, considérons le cas d'une masse d'eau dont la section a la forme d'un cylindre semi-circulaire de diamètre H_b , avançant avec la célérité de la lame C_b :

$$(7.48) \quad M_v \approx \frac{\pi}{8} \rho H_b^2 C_b$$

En supposant que l'impulsion de pression croît linéairement dans de temps depuis l'instant initial de la collision $t=0$, jusqu'à sa valeur maximum à l'instant $t=\tau$, et qu'elle est réduite à zéro après cet instant $t > \tau$, le pique de pression peut s'écrire :

$$(7.49) \quad P_{I_{max}} \approx \frac{\pi}{4\tau} \rho H_b^2 C_b$$

Dans la pratique, la face frontale de la lame incidente est toujours un peu incurvée, et une petite quantité d'air est piégée entre l'eau et le mur à l'instant de la collision. Cet air agit comme un amortisseur et contribue à limiter l'amplitude de l'impulsion de pression, prévenant ainsi des niveaux de pression anormalement élevés.

Il convient de noter que l'angle d'incidence β de la lame sur le mur est un facteur qui affecte de manière importante l'impulsion de pression lors du déferlement. Lorsque l'angle d'incidence croît, l'impulsion de pression décroît rapidement. Cela est dû à la décroissance de la composante normale au mur de la quantité de mouvement de translation, qui est proportionnelle à $\cos^2\beta$. Cette décroissance est accentuée par le fait qu'en raison de l'obliquité de l'incidence, la durée de l'impulsion de pression sur le mur croît en proportion de $\sin\beta$. Tanimoto a suggéré que pour un angle d'incidence supérieur à 20° , l'impulsion de pression générée pendant le déferlement est faible.

7.5. Franchissement du mur

Il serait trop coûteux de construire les structures de génie côtier pour éviter leur franchissement par les plus grandes vagues du spectre de houle. Dans ces conditions, quand cela n'est pas nécessaire pour des raisons de sécurité, les structures de génie côtier restent franchissables par les plus grandes lames. Le franchissement des ouvrages a été étudié en laboratoire par de nombreux auteurs.

L'incidence des lames, leur hauteur et leur période sont des facteurs importants, comme le sont la vitesse du vent et sa direction par rapport à la structure.

Le volume d'eau qui franchit la structure dépend de la hauteur du couronnement de la structure, de la profondeur d'eau au pied de la structure, du fruit de la structure et de l'état de surface de son parement.

7.5.1. Houles régulières

L'analyse des données expérimentales obtenues par Saville /1955/, indiquent que la quantité d'eau qui franchit la structure par unité de largeur peut être représentée par :

$$(7.50) \quad Q = \sqrt{gQ_0^*} H_0^{1.5} \exp\left(-\frac{0.217}{\alpha} \operatorname{th}^{-1}\left(\frac{h-d_s}{R}\right)\right) \quad \text{avec } 0 \leq \frac{h-d_s}{R} < 1$$

Expression où :

- g est l'accélération de la pesanteur terrestre,
- H_0 est la hauteur de la lame en grande profondeur,
- h est la hauteur du couronnement de la structure au dessus du

- fond,
- d_s est la profondeur au pied de la structure,
 - R est la hauteur atteinte par l'eau (run-up) sur la structure supposée assez haute pour ne pas être franchie, et corrigée des effets d'échelle.
 - α et Q_0^* sont des coefficients empiriques qui dépendent des caractéristiques de la houle incidente et de la géométrie de la structure.

Dans le cas d'un mur vertical lisse, α est de l'ordre de 0.06 et, pour $d_s=12$ mètres, $H'_0=1.5$ mètre et $T=7s$, Q_0^* est de l'ordre de 0.08, et $R=0.25 H'_0$. Dans ces conditions, Q est inférieur à $0.05 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

7.5.2. Houles irrégulières

Très peu d'information sont disponibles pour prédire correctement la valeur moyenne et la valeur extrême du débit de franchissement des structures par des houles irrégulières.

Quelques modifications ont été proposées afin de pouvoir continuer à appliquer la formule de Saville. Elles consistent essentiellement à introduire la hauteur significative de la houle et de son run-up, et à ajouter un facteur prenant en compte la probabilité d'occurrence p du phénomène de franchissement :

$$(7.51) \quad Q = \sqrt{gQ_0^*H_{s0}^3} \exp\left(-\frac{0.217}{\alpha} \text{th}^{-1}\left(\frac{h-d_s}{R_s}\right)\left(-\frac{\ln p}{2}\right)^{-\frac{1}{2}}\right)$$

avec
$$0 \leq \frac{h-d_s}{R} \left(-\frac{\ln p}{2}\right)^{-\frac{1}{2}} < 1$$

Le tableau 7.5 présente le débit de franchissement associé à une probabilité donnée pour $H'_{s0}=1.5$ mètre et $T_p=7s$.

P	$Q \text{ (m}^3/\text{s/m)}$
10^{-1}	0.056
10^{-2}	0.150
10^{-3}	0.232
10^{-4}	0.302
10^{-5}	0.360
10^{-6}	0.411

Tableau 7.5: Franchissement associé à une probabilité d'occurrence.

7.6. Effets de courbure du mur

Les résultats précédents ont été établis pour un mur considéré comme étant rectiligne en plan et pouvant être traité en bidimensionnel.

Dans la réalité les structures de génie côtier ne sont pas toujours rectilignes et il convient d'analyser l'évolution des résultats en fonction de la courbure du mur. Pour les applications numériques, le diamètre D du mur cylindrique sera supposé égal à 90 mètres.

7.6.1. Forces engendrées par la houle

Le premier effet de la courbure du mur concerne le niveau moyen de l'eau h_0 des formules de Sainflou et Miche-Rundgren (7.18) :

$$(7.52) \quad \eta(t) = h_0 + \frac{1+R}{2} H_I(t)$$

où h_0 est la hauteur des centres des orbites du clapotis au dessus du niveau de la surface libre au repos.

Parce que la courbure du mur laisse à l'eau la possibilité de s'évacuer sur les côtés, le niveau moyen doit être plus faible que dans le cas bidimensionnel.

Le deuxième effet est directement lié aux conditions aux limites pour le potentiel des vitesses. En utilisant les abaques classiques en fonction du ratio h/λ , la force globale sur un cylindre vertical peut s'écrire :

$$(7.53) \quad F = \rho g H_I h D \left(a \left(\frac{h}{\lambda} \right) + b \left(\frac{h}{\lambda} \right) \log \left(\frac{D}{\lambda} \right) \right)$$

pour une houle de période $T=7s$ dans une profondeur d'eau $h=12m$, $a=0.50$ et $b=-0.44$ pour $D/\lambda > 1$. Dans ces conditions, la force décroît lorsque le diamètre du cylindre croît.

En réduisant la force par la force hydrostatique prenant en compte toute la hauteur du cylindre, il vient :

$$(7.54) \quad CF = \frac{2H_I}{h} \left(a \left(\frac{h}{\lambda} \right) + b \left(\frac{h}{\lambda} \right) \log \left(\frac{D}{\lambda} \right) \right)$$

Ce coefficient est égal 0.108 alors que pour le mur droit, il est de 0.175. Ainsi, en première approximation, en eau libre, l'effet de courbure du mur peut être évalué comme une réduction de l'effort dynamique de 0.65.

Comme la distribution de pression dynamique de la houle suivant l'axe vertical est donnée, dans tous les cas, par :

$$(7.55) \quad \frac{chk(z+h)}{chkh}$$

Ce coefficient global s'applique pour une intégration partielle des pressions. Il en résulte que ce coefficient est le même pour la partie supérieure du mur.

Malheureusement, la distribution de pression sur la ligne génératrice du cylindre normale aux crêtes de la houle incidente est pratiquement la même que pour le mur droit.

7.6.2. Forces générées par les impacts

L'effet de courbure du mur le plus important sur les impacts concerne l'angle d'incidence. Avec un seuil de 20° :

- Seulement 30% ($2 \times 45 \times \pi \times 20 / 180$) de la surface du mur est soumise aux risques d'impacts de la part d'une onde plane.
- La force d'impact en un point donné est rapidement atténuée quand sa distance à la génératrice normale à la houle croît.

7.6.3. Franchissement

L'effet de courbure du mur sur le franchissement est probablement de désorganiser la symétrie plane de la houle incidente bidimensionnelle et de détruire la régularité du franchissement qui doit diminuer légèrement.

7.7. Concentrations d'efforts dues aux singularités géométriques

Les résultats précédents ont été établis pour un mur considéré comme étant rectiligne en plan et pouvant être traité en bidimensionnel.

Il existe souvent, aux extrémités des ouvrages, des raccords anguleux avec d'autres ouvrages. Cela peut avoir une certaine importance et changer localement les résultats obtenus.

7.7.1. Forces engendrées par la houle

L'effet le plus important du raccord anguleux concerne la surélévation du niveau moyen de l'eau h_0 des formules de Sainflou et Miche-Rundgren (3.18) :

$$(7.56) \quad \eta(t) = h_0 + \frac{1+R}{2} H_I(t)$$

où h_0 est la hauteur des centres des orbites du clapotis au dessus du niveau de la surface libre au repos.

Le confinement tend alors à augmenter cette valeur et donc les efforts obtenus.

7.7.2. Forces générées par les impacts

La singularité géométrique rend plus difficile la réalisation des conditions nécessaires aux impacts puisque la condition privilégiée pour l'apparition des impacts est d'avoir une onde plane qui se propage avec des lignes de crêtes parallèles à un mur plan et vertical.

7.7.3. Franchissement

L'effet de la singularité anguleuse du mur sur le franchissement est de le concentrer localement. Il peut alors prendre des valeurs plus importantes. Ce phénomène est encore accru par la surélévation de la surface libre.

8. Tenue à la mer des talus en enrochements

8.1. Introduction

Les talus en enrochements prennent une place de plus en plus importante dans la construction des ouvrages maritimes défensifs. Cela tient à plusieurs raisons qui sont leur facilité de construction et d'entretien, leur bonne tenue à la mer, et leur coût souvent plus faible que celui des autres types de constructions.

Ce chapitre est consacré à l'étude de la tenue à la mer des talus en enrochements en profondeur constante.

8.2. Section de la digue

La digue en enrochements est implantée dans une profondeur d'eau de 12 mètres. Sa cote d'arasée est établie à 14.50 mètres au dessus du fond.

Pour des raisons de construction, le sommet du noyau doit être praticable en camion. Sa largeur minimale est donc de 3.5 mètres.

La figure 8.1 présente le schéma de principe. La pente extérieure est de 2/1 tandis que le talus intérieur est un peu plus raide, de 4/3.

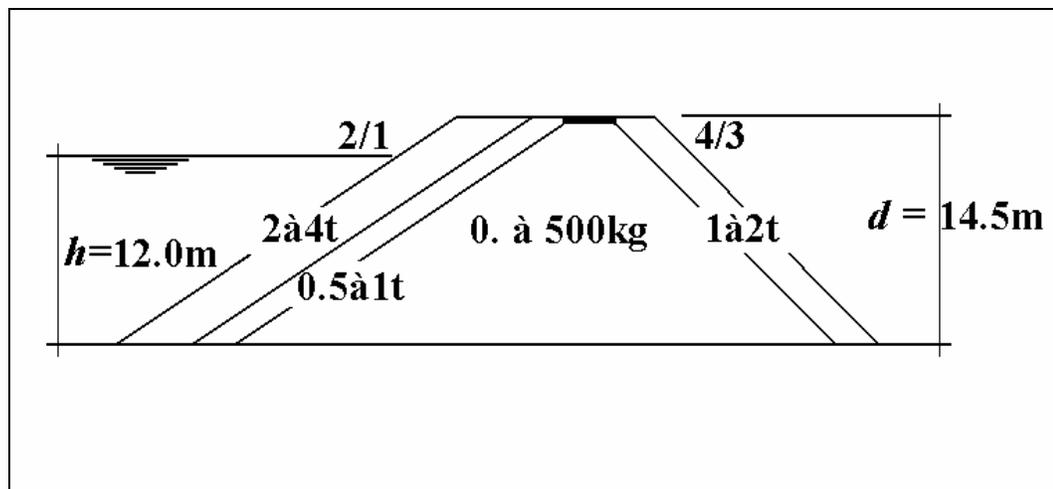


Figure 8.1 : Schéma de principe de la section d'une digue en enrochements.

Les caractéristiques générales adoptées pour la digue en enrochements (figure 8.1) sont données dans le tableau 8.1.

Cote d'arasée	14.50 m
Profondeur moyenne	12.00 m
Dalle de circulation en béton armé	
largeur	3.50 m
épaisseur	0.30 m
Noyau en tout venant	0 à 500 kg
Filtre carapace extérieure	
masse des blocs	0.5 à 1 t
pente	2/1
épaisseur (2 couches)	1.40 m
Carapace extérieure	
masse des blocs	2 à 4 t
pente	2/1
épaisseur (2 couches)	2.30 m
Carapace du môle	
masse des blocs	2 à 4 t
pente	2/1
épaisseur (2 couches)	2.30 m
Carapace intérieure	
masse des blocs	1 à 2 t
pente	4/3
épaisseur	1.80 m

Tableau 8.1 : Caractéristiques générales de la digue.

8.3. Echantillonnage de la carapace

Pour évaluer la stabilité des talus des digues en enrochements, il existe de nombreuses formules empiriques fondées sur l'analyse dimensionnelle. La plus utilisée d'entre elles est, sans doute, la formule de Hudson, ce qui lui confère l'un des meilleurs retours d'expérience.

En désignant par :

- M la masse minimale des enrochements de la carapace,
- H la hauteur crête à creux de la houle incidente,
- $\rho_s \approx 2650 \text{ kg/m}^3$ la masse volumique du matériau des enrochements,
- $\rho_e \approx 1028 \text{ kg/m}^3$ la masse volumique de l'eau,
- $\cotg \alpha$ la pente du talus (longueur sur hauteur),
- K_d un coefficient adimensionnel issu de l'expérience.

elle s'écrit :

$$(8.1) \quad M = \frac{\rho_s H^3}{K_d \left(\frac{\rho_s}{\rho_e} - 1 \right)^3 \cotg \alpha}$$

Les essais sur modèles réduits qui ont permis d'obtenir le coefficient K_d ont généralement été réalisés avec une houle régulière. Ainsi, si dans le cas d'une houle régulière, la hauteur de la houle à prendre en compte dans la formule de Hudson est évidente, il n'en va pas de même dans le cas d'une houle irrégulière.

Il est d'usage de prendre la hauteur significative $H_s = \bar{H}_{1/3}$ qui est la moyenne des hauteurs du tiers des plus hautes vagues, et de faire les essais en houle régulière avec la hauteur correspondante. Certains auteurs préfèrent prendre la hauteur $\bar{H}_{1/10} \approx 1.27 H_s$ qui est la moyenne des hauteurs du dixième des plus hautes vagues. Cela revient à doubler le poids des blocs ! A noter que personne ne songe à utiliser la hauteur maximale H_{\max} qui ne correspond pas à un concept périodique.

Dans son ouvrage, René Bonnefille précise :

"Pratiquement, pour des carapaces en enrochements naturels disposés en vrac sur deux couches, on retiendra les valeurs suivantes :

- $K_d=3.5$: la carapace est stable,
- $K_d=5$: la carapace commence à être sculptée et à prendre un profil à trois pentes avec raidissement des parties hautes et basses du talus,
- $K_d=10$: quelques blocs de la carapace sont remaniés ; les dommages sont acceptables à conditions de pouvoir les réparer avant la tempête suivante.

Ceci montre qu'entre une carapace susceptible d'être légèrement endommagée et une carapace offrant toute sécurité, soit le rapport des poids des blocs est 4, soit la hauteur de la houle diminue de 35%."

Type de blocs	n	Porosité %	Mise en place	Houle déferlante		Houle non déferlante		Pente
				Corps	Musoir	Corps	Musoir	
Enrochements								
Blocs arrondis	2	38	En Vrac	1.2	1.1	2.4	1.9	3/1-3/2
	>3		En Vrac	1.6	1.4	3.2	2.3	3/1-3/2
Blocs anguleux	2	37 - 40	En Vrac	2.0	1.9	4.0	3.2	3/2
			"	"	1.6	"	2.8	2/1
			"	"	1.3	"	2.3	3/1
	>3		En Vrac	2.2	2.1	4.5	4.2	-
	2		Rangé	5.8	5.3	7.0	6.4	-
Parallélépipèdes	2	27	Rangé	7.0 - 20.0	-	8.5 - 24.0	-	-
Cubes béton	2			7.5				
Cubes américains	2	47	En Vrac	6.5	-	7.5	5.0	-
Tétrapodes et Quadripodes	2	50	En Vrac	7.0	5.0	8.0	6.0	3/2
		49	"	"	4.5	"	5.5	2/1
			"	"	3.0	"	4.0	3/1
Acropodes	1		Rangé	10.0	6.7	12.0	8.0	-
Hexapodes	2	47	En Vrac	8.0	5.0	9.5	7.0	-
Tribars	1	54	Rangé	12.0	7.5	15.0	9.5	-
	2		En vrac	9.0	8.3	10.0	9.0	3/2
	2		En vrac	"	7.8	"	8.5	2/1
	2		En vrac	"	6.0	"	6.5	3/1
Dolos	2	56	En Vrac	15.8	8.0	31.8	16.0	2/1
			"	"	7.0	"	14.0	3/1

Tableau 8.2 : Coefficient de Hudson pour différents types de blocs.

Le tableau 8.2 présente les coefficients de Hudson à prendre en compte pour différents types de blocs naturels ou artificiels.

Dans ces conditions, pour des blocs d'enrochements naturels anguleux en vrac sur au moins deux couches, lorsque la houle ne déferle pas avant d'arriver sur l'ouvrage, il est d'usage de prendre le coefficient K_d égal à 4 pour le corps de la digue et à 3.2 pour les musoirs.

En appliquant cette formule avec une hauteur significative de la houle de 3 mètres, la masse minimale des enrochements doit être de 2.1 tonnes sur le corps de la digue et de 2.6 tonnes sur son musoir. Pour une hauteur significative de la houle de 3.5 mètres, ces valeurs deviennent respectivement 3.3 tonnes et 4.1 tonnes. Il apparaît donc convenable d'adopter pour la carapace extérieure et les musoirs des enrochements de 2 à 4 tonnes. Par ailleurs, des blocs de 1 à 2 tonnes paraissent suffisants sur les faces internes de la digue.

Naturellement, la tenue des enrochements est également liée à la période de la houle incidente. La période la plus défavorable peut être identifiée à partir du nombre d'Iribaren-Battjes critique qui s'écrit :

$$(8.2) \quad I_{r \text{ crit}} = I_{r0} - \frac{1}{B}$$

Avec, d'après les travaux effectués par l'équipe de J. Feuillet & all. au LNH, pour des enrochements naturels et une pente de digue 2/1 : $I_{r0}=1.33$ et $B=-0.6627$.

D'où, en désignant par λ_0 la longueur d'onde de la houle incidente en grande profondeur :

$$(8.3) \quad I_{r \text{ crit}} = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{H / \lambda_0}} = 2.8$$

Il en résulte que la période la plus défavorable pour la stabilité des enrochements seront comprise entre 7.7s et 8.45s suivant que la hauteur significative considérée est de 3.0 mètres ou de 3.5 mètres.

A noter que pour des périodes significatives des spectres dimensionnants sont souvent inférieures à 6s pour les houles courtes et supérieures à 10s pour les houles longues océaniques. Dans le cas présent, les effets dus à la période de la houle ne sont pas critiques pour le dimensionnement des blocs. Il en résulte que la formule de Hudson, qui intègre ce phénomène sous forme d'enveloppe, n'est pas appliquée dans les conditions les plus sévères, ce qui justifie de ne pas surdimensionner les blocs.

Le tableau 8.3 rassemble les résultats de la formule de Hudson obtenus pour trois valeurs de la pente et pour trois coefficients. Sur fond vert les résultats concernant les blocs de 2 à 4 tonnes.

H_s	Cotg $\alpha = 1.6$			cotg $\alpha = 2.2$			cotg $\alpha = 2.5$		
	$K_d=4$	$K_d=5$	$K_d=10$	$K_d=4$	$K_d=5$	$K_d=10$	$K_d=4$	$K_d=5$	$K_d=10$
3.00 m	2.8 t	2.3 t	1.1 t	2.1 t	1.7 t	0.8 t	1.8 t	1.5 t	0.7 t
3.25 m	3.6 t	2.9 t	1.4 t	2.6 t	2.1 t	1.1 t	2.3 t	1.9 t	0.9 t
3.50 m	4.5 t	3.6 t	1.8 t	3.3 t	2.6 t	1.3 t	2.9 t	2.3 t	1.2 t
3.75 m	5.6 t	4.4 t	2.2 t	4.0 t	3.2 t	1.6 t	3.6 t	2.8 t	1.4 t
4.00 m	6.7 t	5.4 t	2.7 t	4.9 t	3.9 t	2.0 t	4.3 t	3.5 t	1.7 t
4.25 m	8.1 t	6.5 t	3.2 t	5.9 t	4.7 t	2.4 t	5.2 t	4.1 t	2.1 t
4.50 m	9.6 t	7.7 t	3.8 t	7.0 t	5.6 t	2.8 t	6.1 t	4.9 t	2.5 t
4.75 m	11.3 t	9.0 t	4.5 t	8.2 t	6.6 t	3.3 t	7.2 t	5.8 t	2.9 t
5.00 m	13.2 t	10.5 t	5.3 t	9.6 t	7.7 t	3.8 t	8.4 t	6.7 t	3.4 t
5.25 m	15.3 t	12.2 t	6.1 t	11.1 t	8.9 t	4.4 t	9.8 t	7.8 t	3.9 t
5.50 m	17.5 t	14.0 t	7.0 t	12.8 t	10.2 t	5.1 t	11.2 t	9.0 t	4.5 t
5.75 m	20.0 t	16.0 t	8.0 t	14.6 t	11.7 t	5.8 t	12.8 t	10.3 t	5.1 t
6.00 m	22.8 t	18.2 t	9.1 t	16.6 t	13.2 t	6.6 t	14.6 t	11.7 t	5.8 t
6.25 m	25.7 t	20.6 t	10.3 t	18.7 t	15.0 t	7.5 t	16.5 t	13.2 t	6.6 t
6.50 m	28.9 t	23.2 t	11.6 t	21.1 t	16.8 t	8.4 t	18.5 t	14.8 t	7.4 t

Tableau 8.3 : Masse des blocs d'enrochements en fonction de la hauteur de la houle pour trois pentes caractéristiques et trois coefficients de Hudson.

8.4. Caractéristiques des couches d'enrochements

En désignant par :

- M_{moy} (kg) la masse moyenne des enrochements de la couche d'enrochements,
- n le nombre de blocs dans l'épaisseur de la couche,
- k_{Δ} un coefficient empirique,
- ρ_s (kg/m³) la masse volumique du matériau des enrochements,
- P (%) La porosité moyenne de la couche d'enrochements,

l'épaisseur d'une couche de blocs d'enrochements est déterminée par la formule suivante :

$$(8.4) \quad e = nk_{\Delta} \left(\frac{M_{moy}}{\rho_s} \right)^{1/3}$$

Le nombre N de blocs nécessaires pour couvrir une surface A donnée s'écrit alors :

$$(8.5) \quad \frac{N}{A} = nk_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{M_{moy}}{\rho_s} \right)^{-2/3}$$

Le tableau 8.4 indique pour différents types de blocs d'enrochements naturels ou artificiels les valeurs des coefficients à prendre en compte.

Type de bloc	n	Placement	k_{Δ}	$P(\%)$
Enrochements arrondis	2	En vrac	1.02	38
Enrochements anguleux	2 - 3	En vrac	1.00	37 - 40
Enrochements parallélépipédiques	2	Spécial	--	27
Cubes rainurés	2	En vrac	1.10	37
Cubes américains	2	En vrac	1.10	47
Tétrapodes	2	En vrac	1.04	50
Quadripodes	2	En vrac	0.95	49
Hexapodes	2	En vrac	1.15	47
Tribars	2	En vrac	1.02	54
Dolos	2	En vrac	0.94	56

Tableau 8.4 : Caractéristiques de différents blocs d'enrochements.

8.5. Caractéristiques des couches internes

Contrairement à la carapace qui doit être composée de blocs homogènes afin d'obtenir une forte porosité destinée à consommer l'énergie de la houle et à limiter les sous pressions, les couches de transition doivent présenter une granulométrie assez étendue pour participer à l'étanchéité de la digue.

La première sous couche de la digue, située juste sous la carapace, doit avoir une épaisseur d'au moins deux blocs ($n=2$) dont la masse doit être au moins du $1/10^{\text{ème}}$ de celle des blocs de la carapace dont le coefficient de Hudson $K_d < 12$ (enrochements naturels et certains blocs artificiels) et au moins $1/5^{\text{ème}}$ de celle des blocs artificiels de la carapace dont le coefficient de Hudson $K_d > 12$.

La sous couche suivante doit avoir une épaisseur minimale équivalente à celle de deux blocs de la couche précédente, et la masse de ses blocs doit être au moins de $1/20^{\text{ème}}$ de celle des blocs de la couche précédente.

Pour des enrochements de granulométrie mélangée, ou du tout-venant de carrière, les diamètres des deux couches successives doivent respecter la relation (8.6) appelée règle de filtre de Terzaghi :

$$(8.6) \quad 4d_{15}(\text{dessous}) < d_{15}(\text{dessus}) < 4d_{85}(\text{dessous})$$

8.6. Franchissement des talus en enrochements

Le franchissement frontal d'une digue à talus est caractérisé par la hauteur au dessus du niveau d'eau moyen que peut atteindre l'eau des vagues qui se brisent sur la digue. L'étude de cette hauteur, appelée run-up et notée R_u s'effectue à partir du paramètre adimensionnel R_u/H qui est fonction du nombre d'Iribaren-Battjes :

$$(8.7) \quad \frac{R_u}{H} = f(I_r) = 0.67 I_r^{0.51}$$

D'après la méthode proposée par Ahrens et Oorschoot et préconisée par le CERC et par le LNH, dans le cas d'une houle irrégulière, le risque de franchissement frontal d'une digue à talus peut être évalué à partir de l'expression :

$$(8.8) \quad \frac{R_u(p)}{H_s} = 0.67 \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha}{\sqrt{2\pi H_s / g T_p^2}} \right)^{0.51} \sqrt{\frac{\ln p}{2}}$$

dans laquelle les différents symboles désignent respectivement :

- $p = \operatorname{Prob}[R_u > R_u(p)]$: la probabilité que R_u soit supérieur à $R_u(p)$,
- R_u (m) : la hauteur au dessus de la surface libre atteinte par l'eau,
- H_s (m) : la hauteur significative de la houle,
- $\operatorname{cotg} a = 2/1$: la pente de la digue,
- T_s (s) : la période significative de la houle.
- $T_p \approx 1.05 T_s$ (s) : la période de pic du spectre de la houle d'après Goda.

Soit en introduisant la période significative de la houle :

$$(8.9) \quad \frac{R_u(p)}{H_s} = 0.67 \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha}{\sqrt{H_s / 1.72 T_s^2}} \right)^{0.51} \sqrt{\frac{\ln p}{2}}$$

Le tableau 8.5 présente le run-up et le débit de franchissement associé à une probabilité donnée pour $H_s = 1.5$ mètre et $T_p = 7$ s. Le débit a été évalué avec la formule de Saville, avec α de l'ordre de 0.05 et Q_0^* de l'ordre de 0.02.

P	R_u (m)	Q (m ³ /s/m)
10^{-1}	2.063	0.007
10^{-2}	2.918	0.029
10^{-3}	3.574	0.054
10^{-4}	4.127	0.078
10^{-5}	4.614	0.100
10^{-6}	5.054	0.120

Tableau 8.5 : Franchissement associé à une probabilité d'occurrence.

9. Références bibliographiques

- [1] **Bellessort B.**
Rechargement des plages - Extraction en mer
Aménagement et protection du littoral
Stage IPER - ENPC, Mai 1989.
- [2] **Bonnefille R.**
Cours d'hydraulique maritime
E.N.S.T.A. Editions Masson, Paris 1976.
- [3] **Chapon J.**
Travaux maritimes
Editions Eyrolles, Paris 1977.
- [4] **CERC - Department of the U.S. Army**
Shore protection manual
Coastal Engineering Research Center, Washington, DC 1984.
- [5] **Faltinsen O.M.**
Sea loads on ships and offshore structures
Ocean technology series
Cambridge University Press, Cambridge /1990/
- [6] **Feuillet J. & al.**
Le dimensionnement des digues à talus
EDF-DER n°64, Editions Eyrolles 1986.
- [7] **Goda Y.**
Random seas and design of maritime structures
University of Tokyo Press, Tokyo /1985/
- [8] **Grange Batelière**
Grande encyclopédie alpha de la Mer
Editions Kister, Paris, 1973.
- [9] **Lalaut Y.**
Fonctionnement et efficacité des ouvrages statiques de protection
du littoral - Aménagement et protection du littoral
Stage IPER - ENPC, Mai 1989.
- [10] **Lalaut Y.**
Création de plages artificielles
Aménagement et protection du littoral
Stage IPER - ENPC, Mai 1989.
- [11] **Sarpkaya T. et Isaacson M.**
Mechanics of wave forces on offshore structures
Van Nostrand Reinhold Compagny, New York /1981/

- [12] **Susbielles G. et Bratu C.**
Vagues et ouvrages pétroliers en mer
Publications de l' Institut Français du Pétrole
Editions Technip, Paris /1981/
- [13] **Viguiet J.**
By-passing
Aménagement et protection du littoral
Stage IPER - ENPC, Mai 1989.