

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de base

## Thème

**Etude de protection et de réhabilitation  
des ouvrages du port de Palm Beach**

Présenté par :

ABDEDDAIM Maroua  
BOUTAHAR Abdelaziz

Encadré par :

Mr LAKHDARI Boudjemaâ

Promotion 2022 /2023

## **Thème**

**Etude de réhabilitation du port  
de la présidence de Palm Beach**

## *Dédicace*

On dédie ce modeste travail :

Aux êtres les plus chères pour nous qui ont toujours été prêt à nous aider, nous soutenir et nous prodiguer de précieux conseils : Nos parents qu'Allah nous les gardent

*A Lina et Zakaria*

*A toutes les familles Abdeddaim, Belhaoua, Boutahar et*

*Ghernouz*

Ainsi qu'à tous nos amis

*Maroua  
et Abdelaziz*

## *Remerciement*

Nous remercions avant tout, Allah le tout-puissant qui nous a donné le courage, la volonté et tout pour réaliser notre travail

Nous tenons à exprimer notre gratitude à Mm.Lakhdari et Mm.Rahmani , nos encadrants pour leur aide et disponibilité.

Un grand merci a tous ceux qui nous ont aidés de prêt ou de loin à achever ce travail, Nous citerons :

M<sup>me</sup> Rahal (ingenieur à la DTP d'Alger)

M<sup>me</sup> Douibi, Hassain ,Mouhoubi ( ingénieurs au L.E.M)

Nous tenons, enfin, à exprimer notre reconnaissance à nos professeurs de l'ENSTP

## المخلص

في إطار إعداد مشروع التخرج، يهدف هذا المشروع الذي يتم تنفيذه في إطار مهني إلى تطبيق المعرفة المكتسبة على مدار سنوات الدراسة في المدرسة الوطنية للأشغال العمومية. كما يهدف أيضاً إلى دمج الطالب في الحياة المهنية، وفي هذا السياق، اخترنا تنفيذ مشروعنا في مجال المشاريع البحرية لتطوير قدراتنا في هذا المجال. الموضوع الذي تم اقتراحه لنا هو "دراسة حماية وتأهيل ميناء بالم بيتش".

بمجرد اكتمال عملية التأهيل، سيصبح ميناء بالم بيتش الرئاسي قابلاً للاستغلال مرة أخرى وقادراً على أداء وظائفه بشكل كامل. ستقوم أعمال التأهيل بإعادة تأهيل البنية التحتية والمرافق الخاصة بالميناء، مما يضمن عملية تسيير فعالة وآمنة. سيتيح هذا التأهيل فرصة لاستقبال السفن الدبلوماسية وإنشاء التبادلات الدولية.

لإجراء هذه الدراسة، اتبعنا خطة عمل تتضمن في البداية جمع المعلومات والبيانات المتعلقة بالمشروع. تشمل هذه البيانات:

- معلومات عامة حول البيئة البحرية والمنشآت البحرية (الأمواج، المد والجزر، التيارات، الأرصفة).
- بيانات حول الموقع الجغرافي والظروف الجوية للمنطقة.
- بيانات حول المشروع ومميزاته.

بعد تحليل جميع البيانات، تمكنا من دراسة مشكلة زحف الرمال إلى الميناء، واختيار وتحديد بنية مناسبة للحماية، بالإضافة إلى حساب الهياكل المختلفة لمرافق الرسو، استناداً إلى الصيغ والمعايير الببليوغرافية، وتوجيه المشرفين والمهندسين.

الكلمات المفتاحية: الميناء ، رصيف الميناء ، الاستقرار، تسليح ، السدود.

## Résumé

Dans le cadre de la préparation du projet de fin d'études, ce projet, effectué dans un cadre professionnel, a pour objectif de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises tout au long des années d'études à l'École nationale des travaux publics.

Il vise également à intégrer l'étudiant dans la vie professionnelle, et dans ce contexte, nous avons choisi d'effectuer notre projet dans le cadre maritime afin de développer nos capacités dans ce domaine. Le sujet qui nous a été proposé est ' l'étude de protection et de réhabilitation du port palm Beach.'

Une fois que la réhabilitation sera terminée, le port de la présidence de Palm Beach sera à nouveau opérationnel et pourra remplir pleinement ses fonctions. Les travaux de réhabilitation permettront de restaurer les infrastructures et les équipements du port, assurant ainsi un fonctionnement efficace et sécurisé. Cette réouverture offrira la possibilité d'accueillir des navires diplomatiques et de faciliter les échanges internationaux.

Pour réaliser cette étude, nous avons suivi un plan de travail consistant tout d'abord en collecte d'informations et de données sur le projet.

Ces données sont :

- des informations générales sur le milieu marin et les ouvrages maritimes (vagues, marée, courants, digues, quai, appontement).
- des données sur l'emplacement géographique et les conditions météorologiques de la région.
- des données sur le projet et ses caractéristiques.

Après avoir analysé toutes les données nous avons pu étudier le problème d'ensablement du port, et de choisir et dimensionner une variante de protection adéquate, ainsi que le calcul des différents ouvrages d'accostages en se basant sur les formules et les normes bibliographique ainsi que l'orientation des encadrants et les ingénieurs du LEM.

**Mots clés** : Port, quai, stabilité, ferrailage, ensablement.

**Abstract:**

As part of the preparation for the graduation certificate of a state engineer in ground works and built, this project, conducted in a professional setting, aims to apply the knowledge acquired throughout the years of study at the National School groundworks and built. It also aims to integrate the student into professional life, and in this context, we have chosen to carry out our project in the maritime sector to develop our skills in this field. The topic proposed to us is "the study of protection and rehabilitation of Palm Beach port."

Once the rehabilitation is completed, the Palm Beach presidential port will be operational again and able to fully fulfill its functions. The rehabilitation work will restore the port's infrastructure and facilities, ensuring efficient and secure operations. This reopening will provide the opportunity to accommodate diplomatic vessels and facilitate international exchanges.

To carry out this study, we followed a work plan consisting of first collecting information and data about the project. This data includes:

General information about the marine environment and maritime structures (waves, tides, currents, breakwaters, quays, berths).

Data on the geographical location and weather conditions of the region.

Data on the project and its characteristics.

After analyzing all the data, we were able to study the port's siltation problem, choose and size an appropriate protection variant, as well as calculate the different docking structures based on formulas, bibliographic standards, and the guidance of supervisors and engineers from the LEM.

**Keywords:** Port, quay wall, stability, reinforcement silting

:

## Liste des tableaux

<b>Chapitre II : Présentation du projet et collecte des données de base.....</b>	<b>13</b>
<i>tableau 1. Données climatologiques .....</i>	<i>16</i>
<b>Chapitre 3 : Étude de la réfraction et de la sédimentation.....</b>	<b>18</b>
<i>tableau 2. Données de houle extrêmes au large de Palm Beach du SSMO (1963-1970) .....</i>	<i>19</i>
<i>tableau 3. Moyenne des résultats de la propagation de la houle pour 50 et 1 année.....</i>	<i>21</i>
<i>tableau 4. Surface et volume de dragage par zone.....</i>	<i>25</i>
<i>tableau 5. Détail quantitatif sommaire de la variante 01 et 02.....</i>	<i>26</i>
<i>tableau 6. Tableau comparatif.....</i>	<i>27</i>
<i>tableau 7. Caractéristiques des houes de l'essai.....</i>	<i>27</i>
<b>Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages de protection.....</b>	<b>29</b>
<i>tableau 8. Récapitulatifs des caractéristiques des ouvrages de protection .....</i>	<i>37</i>
<b>Chapitre V : Rempiètement du quai .....</b>	<b>40</b>
<i>tableau 9. Coefficients de sécurité .....</i>	<i>41</i>
<i>tableau 10. Calcul du poids propre .....</i>	<i>43</i>
<i>tableau 11. Valeurs du coefficient de poussées des terres <math>K_a</math> .....</i>	<i>43</i>
<i>tableau 12. Tableaux récapitulatifs du calcul de la poussée des terres.....</i>	<i>44</i>
<i>tableau 13. Récapitulatif de la poussée due aux surcharges.....</i>	<i>46</i>
<i>tableau 14. Récapitulatif des efforts dans le cas statique .....</i>	<i>46</i>
<i>tableau 15. Résultats de la stabilité dans le cas statique .....</i>	<i>46</i>
<i>tableau 16. Récapitulatifs des efforts dans le cas dynamique.....</i>	<i>47</i>
<i>tableau 17. Résultats de la stabilité dans le cas dynamique .....</i>	<i>47</i>
<i>tableau 18. Efforts de la stabilité partiel 1 (cas statiques) .....</i>	<i>49</i>
<i>tableau 19. Efforts de la stabilité partiel 1 (cas dynamique).....</i>	<i>49</i>
<i>tableau 20. Résultats de la stabilité partiel 1 .....</i>	<i>49</i>
<i>tableau 21. Efforts de la stabilité partiel 12(cas statiques) .....</i>	<i>50</i>
<i>tableau 22. Efforts de la stabilité partiel 1 (cas dynamique).....</i>	<i>50</i>
<i>tableau 23. Résultat du calcul de la stabilité partiel 2.....</i>	<i>50</i>
<i>tableau 24. Récapitulatif des coefficients de glissement.....</i>	<i>52</i>
<i>tableau 25. Récapitulatif des effort ELS G+Q.....</i>	<i>56</i>
<i>tableau 26. Section d'armature longitudinale pour l'effort vertical .....</i>	<i>56</i>
<i>tableau 27. Section d'armature longitudinale pour l'effort vertical .....</i>	<i>57</i>
<b>Chapitre VI : Aménagement du port.....</b>	<b>59</b>
<i>tableau 28. Nombre d'embarcations.....</i>	<i>59</i>
<i>tableau 29. Comparaison entre les variantes d'aménagement.....</i>	<i>61</i>
<i>tableau 30. Devis estimatif de l'apportement flottant.....</i>	<i>61</i>

tableau 31.	<i>Devis estimatif de l'appontement dur .....</i>	61
tableau 32.	<i>Coefficient de sécurité .....</i>	64
tableau 33.	<i>Valeurs du poids propre et moments stabilisants dans le caisson .....</i>	64
tableau 34.	<i>Récapitulatifs des efforts agissant sur le caisson.....</i>	65
tableau 35.	<i>Résultats de la stabilité du caisson .....</i>	66
tableau 36.	<i>Calcul des paramètres pour la couche d'assise.....</i>	66
tableau 37.	<i>Calcul des paramètres pour la couche de fondation.....</i>	67
tableau 38.	<i>Combinaison considérer pour la modélisation du caisson .....</i>	69
tableau 39.	<i>Récapitulatif des résultats du calcul des moments sur les parois par Rabet .....</i>	70
tableau 40.	<i>Ferraillage longitudinale.....</i>	72
tableau 41.	<i>Stabilité de l'appontement flottant .....</i>	77
tableau 42.	<i>Récapitulatif des résultats du calcul de stabilité .....</i>	78

## Liste des figures

<b>Chapitre I : Généralités sur les ouvrages maritimes et le milieu marin .....</b>	<b>7</b>
<i>figure 1. Dimensions des navires .....</i>	<i>10</i>
<i>figure 2. Balise de signalisation .....</i>	<i>11</i>
<i>figure 3. Feux de signalisation .....</i>	<i>11</i>
<i>figure 4. Balise a sens indifereent .....</i>	<i>12</i>
<i>figure 5. Balise qui impose un sens de passage .....</i>	<i>12</i>
<i>figure 6. Signalisation de chemins principal .....</i>	<i>13</i>
<i>figure 7. Marque cardinale .....</i>	<i>13</i>
<b>Chapitre II : Présentation du projet et collecte des données de base.....</b>	<b>13</b>
<i>figure 8. Localisation géographique du site de projet .....</i>	<i>14</i>
<i>figure 9. Photos représentant l'état actuelle du quai .....</i>	<i>15</i>
<b>Chapitre 3 : Étude de la réfraction et de la sédimentation.....</b>	<b>18</b>
<i>figure 10. Plan de masse utilisé pour les études numériques .....</i>	<i>18</i>
<i>figure 11. Bathymétrie et maillage de la zone d'intérêt (relative à NGA) .....</i>	<i>19</i>
<i>figure 12. Rose de houle a la frontière offshore du modèle local .....</i>	<i>20</i>
<i>figure 13. Direction des houles considérer dans le projet .....</i>	<i>20</i>
<i>figure 14. Carte de positionnement des points d'extraction .....</i>	<i>21</i>
<i>figure 15. Synthèse du transport sédimentaire annuel sur la cote de palm Beach .....</i>	<i>23</i>
<i>figure 16. Aménagement de la variante 01 .....</i>	<i>24</i>
<i>figure 17. Aménagement de la variante 01 .....</i>	<i>24</i>
<i>figure 18. Plan de dragage .....</i>	<i>25</i>
<i>figure 19. Evolution des fonds après le cycle 01 .....</i>	<i>28</i>
<i>figure 20. Evolution des fonds après le cycle 02 .....</i>	<i>28</i>
<i>figure 21. Evolution des fonds après le cycle 03 .....</i>	<i>29</i>
<b>Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages de protection.....</b>	<b>29</b>
<i>figure 22. Coupe transversale d'une digue a talus en enrochement .....</i>	<i>30</i>
<i>figure 23. Coupe type du prolongement de la jetée principale .....</i>	<i>38</i>
<i>figure 24. Coupe type du contre épi .....</i>	<i>39</i>
<b>Chapitre V : Rempiétement du quai .....</b>	<b>40</b>
<i>figure 25. Coupe du quai en bloc a -3.5 m .....</i>	<i>42</i>
<i>figure 26. Vérifications glissement cercle par TALREN (cas statique) .....</i>	<i>51</i>
<i>figure 27. Vérifications glissement cercle par TALREN (cas dynamique) .....</i>	<i>51</i>
<i>figure 28. Le schéma statique de la poutre .....</i>	<i>52</i>
<i>figure 29. Schéma statique sous effet du poids propre (tassement au niveau du joint) .....</i>	<i>53</i>
<i>figure 30. Schéma statique sous effet de la charge ponctuelle (tassement au niveau du joint) .....</i>	<i>53</i>

<i>figure 31.</i>	<i>Schéma statique de la poutre sous effet du poids propre Tassement d'une pile de plusieurs blocs entre les joints.....</i>	<i>54</i>
<i>figure 32.</i>	<i>Représentation graphique.....</i>	<i>54</i>
<i>figure 33.</i>	<i>Schéma statique de la poutre sous effet d'une charge ponctuelle (Tassement d'une pile de plusieurs blocs entre les joints) .....</i>	<i>55</i>
<i>figure 34.</i>	<i>Schéma statique de la poutre sous effet du poids propre (Tassement d'une pile de blocs au milieu )</i>	<i>55</i>
<b>Chapitre VI : Aménagement du port.....</b>		<b>59</b>
<i>figure 35.</i>	<i>Aménagement de la variante 01.....</i>	<i>60</i>
<i>figure 36.</i>	<i>Aménagement de la variante 02.....</i>	<i>60</i>
<i>figure 37.</i>	<i>Coupe transversale du caisson .....</i>	<i>62</i>
<i>figure 38.</i>	<i>Vérifications glissement cercle par TALREN (cas statique) .....</i>	<i>67</i>
<i>figure 39.</i>	<i>Vérifications glissement cercle par TALREN (cas dynamique).....</i>	<i>68</i>
<i>figure 40.</i>	<i>Modèle du caisson.....</i>	<i>69</i>
<i>figure 41.</i>	<i>Modélisation de ELU4 sur une des parois du caisson.....</i>	<i>70</i>
<i>figure 42.</i>	<i>Cartographie des panneaux : ferrailage suivant l'axe X.....</i>	<i>70</i>
<i>figure 43.</i>	<i>Cartographie des panneaux : ferrailage suivant l'axe Y.....</i>	<i>71</i>
<i>figure 44.</i>	<i>Section de la paroi considérer lors du calcul manuel .....</i>	<i>71</i>
<i>figure 45.</i>	<i>Cartographie des moment MY ELU .....</i>	<i>73</i>
<i>figure 46.</i>	<i>Ferrailage selon la direction OX nappe inferieur .....</i>	<i>73</i>
<i>figure 47.</i>	<i>Ferrailage selon la direction OY nappe inferieur .....</i>	<i>74</i>
<i>figure 48.</i>	<i>Cartographie des moment Mxx.....</i>	<i>75</i>
<i>figure 49.</i>	<i>Cartographie des panneaux moment MY .....</i>	<i>75</i>
<i>figure 50.</i>	<i>Ferrailage de la nappe inferieur .....</i>	<i>75</i>
<i>figure 51.</i>	<i>Ferrailage de la nappe supérieure.....</i>	<i>76</i>
<i>figure 52.</i>	<i>Schéma statique.....</i>	<i>80</i>

## Liste des notations et indices

- $\gamma_s$  : Masse volumique du matériau.
- $\gamma'$  : Masse volumique déjaugé.
- $\gamma_w$  : Masse volumique de l'eau de mer
- KD : Coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON.
- H<sub>p</sub> : Houle de projet.
- H<sub>s</sub> : Houle significative.
- W : Poids des blocs.
- W<sub>cc</sub> : Poids carapace au niveau section courante.
- W<sub>fc</sub> : Poids filtre au niveau section courante.
- W<sub>nc</sub> : Poids noyau au niveau section courante.
- W<sub>cm</sub> : Poids carapace au niveau musoir.
- W<sub>fm</sub> : Poids filtre au niveau musoir.
- W<sub>nm</sub> : Poids noyau au niveau musoir.
- W<sub>cen</sub> : Poids carapace au niveau enracinement.
- W<sub>nen</sub> : Poids noyau au niveau enracinement.
- n : Nombre de couches.
- K $\Delta$  : Coefficient de couche.
- E : Épaisseur de la couche.
- $\phi$  : Angle de frottement interne du matériau.
- c : Cohésion.
- $\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible.
- K<sub>h</sub> : Accélération horizontale du séisme.
- K<sub>v</sub> : Accélération verticale du séisme.
- Fr : Facteur de sécurité du renversement.
- Fg : Facteur de sécurité du glissement.
- $\delta$  : Angle du frottement du sol sur l'écran.
- $\lambda$  : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale.
- $\beta$  : Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale.
- K<sub>a</sub> : Coefficient de poussée de Mononobé Okabé.
- K<sub>q</sub> : Coefficient de poussée due aux surcharges.
- P : Poussée.
- $\sigma$  : Contrainte.
- Mr : Moment de renversement.
- Ms : Moment stabilisateur.

ELS : état limite de service.

ELU : état limite ultime.

Mmin : plus grande valeur du moment positive

Mmax: plus grande valeur du moment negative

Tmin : plus grande valeur d'effort tranchant négative

Tmax : plus grande valeur d'effort tranchant positive

$\sigma_{bc}$  : Résistance admissible du béton.

$\sigma_{st}$  : Résistance admissible des aciers HA

Tu : contrainte cisaillement

Kz: coefficient d'élasticité verticale du sol

Fgr: facteur de sécurité grand glissement cercle

Fv: force verticale

Fh: force horizontal

Fs: force sismique

Asc<sub>nf</sub> : section d'acier condition de non-fragilité

As : section d'acier

St: espacement entre les armatures transversale

e: espacement entre les armatures verticales

d: hauteur utile

b: largeur de la section rectangulaire

$\phi_t$ : diamètre des armature transversale

$\phi_l$ : diamètre des armature longitudinale

C : cohésion du sol.

$Cotg \alpha$  : Pente du talus

$N_q$  et  $N_\gamma$ : Terme de portance de CAQUOT et KERISEL

W: poid propre des blocs quai

D: La profondeur d'enfoncement.

# Table de matière

<i>Dédicace</i> .....	I
<i>Remerciement</i> .....	II
<i>Résumé</i> .....	V
<i>Liste des tableaux</i> .....	VII
<i>Liste des figures</i> .....	IV
<i>Liste des notations et indices</i> .....	VI
<b>Introduction générale</b> .....	<b>1</b>
<b>Recherche bibliographique sur les appontements flottants</b> .....	<b>2</b>
<b>Chapitre I : Généralités sur les ouvrages maritimes et le milieu marin</b> .....	<b>7</b>
<i>I.1. Introduction</i> .....	7
<i>I.2. Les travaux maritimes dans les travaux publics</i> .....	7
<i>I.3. Définition d'un port</i> .....	7
<i>I.4. Différent type de port</i> .....	7
<i>I.5. Les ouvrages portuaires</i> .....	8
I.5.1. Les ouvrages extérieurs .....	8
I.5.2. Ouvrage d'accostage.....	8
<i>I.6. Mouvement de la mer</i> .....	8
I.6.1. La houle .....	9
I.6.2. Diffraction de la houle .....	9
I.6.3. Réfraction de la houle.....	9
I.6.4. Le déferlement .....	9
I.6.5. La marée .....	9
I.6.6. Les courants.....	9
<i>I.7. Les navires</i> .....	9
<i>I.8. La signalisation maritime</i> .....	10
<i>I.9. Conclusion</i> .....	13
<b>Chapitre II : Présentation du projet et collecte des données de base</b> .....	<b>1</b>
<i>II.1. Introduction</i> .....	14
<i>II.2. Situation géographique du projet</i> : .....	14
<i>II.3. Historique du port</i> .....	14
<i>II.4. Description de l'état actuelle du port et de ses ouvrages</i> .....	15
<i>II.5. Objectif du projet</i> .....	15
<i>II.6. Données naturelles du projet</i> .....	16
II.6.1. Géomorphologie de la zone .....	16
II.6.2. Données hydrologiques .....	16
II.6.3. Données climatologiques .....	16
II.6.4. Donnée sur les vents .....	16
II.6.5. Actions sismiques .....	16
II.6.6. Morphologie sous-marine .....	16
II.6.7. Paramètres océanographiques.....	16

II.7. Levé bathymétrique et topographique .....	17
II.8. Conclusion .....	17
<b>Chapitre 3 : Étude de la réfraction et de la sédimentation.....</b>	<b>18</b>
III.1. Introduction .....	18
III.2. Etude en modèles numériques MIKE 21.....	18
III.2.1. Données d'entrée pour le modèle.....	18
III.2.2. Etude de la transformation de la houle.....	19
III.2.2.1. Données de Houle et directions considérées .....	19
III.2.2.2. Résultats des calculs de la propagation de houle.....	21
III.2.3. Etude sédimentologique .....	22
III.2.3.1. Donne bathymétriques et donnée de houle .....	22
III.2.3.2 Résultats de l'étude sédimentaire.....	22
III.3. Aménagements proposés pour contrer à l'ensablement.....	24
III.4. Comparaison entre les variantes.....	25
III.5. Etude de la variante retenue.....	27
III.6. Conclusion .....	29
<b>Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages de protection.....</b>	<b>29</b>
IV.1. Introduction .....	30
IV.2. Définition d'une digue à talus en enrochements .....	30
IV.3. Méthodes de dimensionnement .....	30
IV.3.1 Dimensionnement de la carapace.....	31
IV.3.2. Dimensionnement de la sous couche .....	32
IV.3.3. Dimensionnement du noyau.....	32
IV.4. Dimensionnement du prolongement de la jetée principale.....	33
IV.4.1. Partie courante.....	33
IV.4.2. Partie musoir .....	34
VI.5. Dimensionnement de l'épi sud.....	35
VI.5.1. Partie courante interne.....	35
VI.5.2. Dimensionnement du musoir du contre épi et la partie externe .....	36
IV.6. Conclusion.....	39
<b>Chapitre V : Rempiètement du quai .....</b>	<b>40</b>
V.1. Introduction .....	40
V.2. Rempiètement en blocs .....	40
V.3. Hypothèse de calcul .....	40
V.3.1. Caractéristiques des matériaux de constructions .....	40
V.3.2. Charges et surcharges d'exploitation.....	41
V.3.3. Calcul des efforts.....	41
V.4. Détermination des efforts agissant sur le quai après le rempiètement .....	42
V.4.1. Poids propre des blocs et de la superstructure.....	43
V.4.2 La poussée des terres.....	43
V.4.3 Poussée hydrostatique de marnage.....	45
V.4.4 Poussée hydrodynamique .....	45
V.4.5 Poussée due aux surcharges .....	45
V.4.6. Force horizontale du séisme .....	46
V.5. Vérification de la stabilité du quai .....	46

V.5.1. La stabilité vis-à-vis au glissement et au renversement.....	46
V.5.2. Stabilité vis-à-vis du poinçonnement .....	47
<b>V.6 La stabilité partiel du quai vis-à-vis au glissement et au renversement .....</b>	<b>48</b>
V.6.1. Stabilité partiel 1 (Blocs3 et la poutre de couronnement).....	49
V.6.2. Stabilité partiel 2 (Blocs2 et Blocs3 ainsi que la poutre de couronnement) .....	50
<b>V.7.Verification de la stabilité du quai vis-à-vis du grand glissement.....</b>	<b>51</b>
<b>V.8.Ferraillage de la poutre de couronnement .....</b>	<b>52</b>
V.8.1 Efforts agissants sur la poutre de couronnement .....	52
V.8.1.1 Efforts horizontaux.....	52
V.8.1.2. Effort vertical.....	52
V.8.2. Calcule du ferraillage de la poutre .....	56
V.8.2.1. Effort vertical.....	56
V.8.2.2. Effort horizontal .....	57
<b>V.9.Conclusion.....</b>	<b>58</b>
<b>Chapitre VI : Aménagement du port.....</b>	<b>59</b>
VI.1. Introduction .....	59
VI.2. Variante d'aménagement.....	59
VI.3. Comparaison entre les variantes d'aménagements .....	61
VI.3.1. Devis estimatif des variantes.....	61
VI.3.3. Résultat de la comparaison .....	62
VI.4. Etude de l'appontement en caisson.....	62
VI.4.1. Elément constituant le caisson.....	62
VI.4.2 Hypothèses de calcul.....	62
VI.4.3. Calcul des efforts.....	64
VI.4.4. Vérification de la stabilité au glissement et au renversement.....	65
VI.4.5. Vérification de la stabilité au poinçonnement .....	66
VI.4.6. Vérification de la stabilité au glissement rotationnelle.....	67
VI.4.7. Ferraillage du caisson .....	68
VI.4.7.1. parois du caisson .....	68
VI.4.7.2. La semelle.....	73
VI.4.7.3. Dalle de fermeture .....	74
VI.5. Etude de l'Appontement flottant.....	76
VI.5.1. Elément constituant l'appontement .....	76
VI.5.2. Calculs de la flottabilité .....	76
VI.5.3. Calcul du dispositif d'ancrage .....	78
VI.5.3.1. Calcul de l'effort vertical .....	78
VI.5.3.2. Calcul du poids de bloc.....	78
VI.5.3.3. Equipements du corps mort.....	79
VI.5.3.4. Amarre aussière .....	79
VI.4.5.5. Chaînes métalliques et manilles pour les amarres aussières.....	79
VI.6. Dimensionnement de la Cale de halage .....	80
VI.6.1. Eléments constituant la calle de halage .....	80
VI.6.2. Modélisation de la calle .....	80
VI.6.3. Calcule du ferraillage.....	81
VI.6.4. Résultats:.....	81
VI.6.5. Effort tranchant.....	81
VI.6.6. Ferraillage des Poutres.....	81
VI.7. Conclusion.....	81
<b>Chapitre VII : Etude d'impact sur l'environnement.....</b>	<b>82</b>

<i>VII.1. Introduction</i> .....	82
<i>VII.2. Analyse globale du milieu (faune et flore)</i> .....	82
<i>VII.3. Estimation des déchets et résidu du projet</i> .....	82
<i>VII.4. Estimation des sources d'impact générer par le projet</i> .....	82
VII.4.1. Phase de construction .....	82
VII.4.2. Phase exploitation .....	82
<i>VII.5. Evaluation des impacts</i> .....	83
<i>VII.6. Mesures compensatoires</i> .....	85
<b>Conclusion générale</b> .....	<b>86</b>
<b>Bibliographie</b> .....	<b>87</b>
<b>Annexe</b> .....	<b>88</b>

## Introduction générale

La Wilaya d'Alger dispose d'un large littoral avec de merveilleuses plages et diverses potentialités touristiques et balnéaires, en plus de son riche patrimoine culturel.

Dans un cadre de développement touristique et diplomatique, le présent mémoire intitulée « Etude de protection et de réhabilitation des ouvrages du port de palm Beach (résidence d'état) » s'intéresse à la réhabilitation du port de plaisance qui connaît de sérieuses dégradations, sa protection contre le problème d'ensablement qui persiste depuis quelques années ainsi qu'une proposition d'aménagement.

Pour cela une description de l'état actuelle du port ainsi que son historique sera présentée, suivi d'une collecte de données de base nécessaire à son étude.

Pour la partie protection, une présentation des résultats de l'étude sédimentaire et de l'étude de réfraction seront présentés afin de choisir la solution adéquate pour contrer le problème d'ensablement. Cette partie sera suivie du dimensionnement de l'ouvrage choisi.

Pour la partie réhabilitation, il sera question de faire un rempiètement en blocs de l'ancien quai dégradé ainsi que les différents calculs.

Pour la partie aménagement, il sera proposé deux variantes d'apportement qui respectent les exigences du client. Et pour finir une étude d'impact sur l'environnement sera introduite au dernier chapitre.

# **Recherche bibliographique sur les appontements flottants**

## **I. Introduction**

Les appontements flottants sont des structures utilisées à l'amarrage des embarcations surtout dans les ports de plaisance et de pêche ils ont plusieurs avantages et sont de plus en plus utilisés.

## **II. Généralité sur les structures flottantes**

### **II.1. Définition**

Une structure flottante est une structure qui peut maintenir une partie de son poids sur l'eau et immerger le poids

### **II.2. Origine et historique**

L'apparition des structures flottantes revient à plusieurs milliers d'années dans les lacs où on a retrouvé des traces de petit village avec habitations sur pilotis

Ses structures se sont développées par le temps et sont applicables dans plusieurs domaines

### **II.3. Domaine application**

- Pont, quai, habitation et aéroport flottant
- Installation de stockage pétroliers
- Production de l'énergie éolienne, et base militaire
- Structure offshore et installation de loisir

### **II.4. Avantages**

- Facile et rapide à construire
- Facilement déplaçable et transportable
- Leur conception n'est pas affectée par les conditions de la bathymétrie
- Plus rentable lors de grande profondeur et moins polluant
- Elles dissipent l'énergie sismique par la mer
- Elles sont durables (jusqu'à 100 ans) et plus écologiques

## **III. Les appontements flottants**

Les appontements flottants sont disposés dans les ports de plaisance ou de pêche pour petit métier, ils aident à la disposition des bateaux dans le bassin et créent des postes de mouillage individuels, et permettent les allées et retours entre la terre et les postes. Ces systèmes peuvent être placés dans des bassins allant à 13m de profondeur maximum selon la zone géographique.

### **III.1. La géométrie des appontements**

Les séries d'appontements doivent être aménagées perpendiculairement aux directions de vents et/ou de houles dominants.

La largeur de l'appontement, doit être comprise comme permettant la circulation effective des piétons et elle exclut les zones occupées par tout obstacle tel les bornes d'alimentation, poteaux indicateurs, l'empiètement des beauprés (petit mât oblique placé sur l'avant de certains bateaux) ...etc. Ces largeurs sont recommandées par quatre normes.

### 1- La norme californienne

Elle considère inconfortable pour les usagers une longueur de passage supérieure à 230 m.

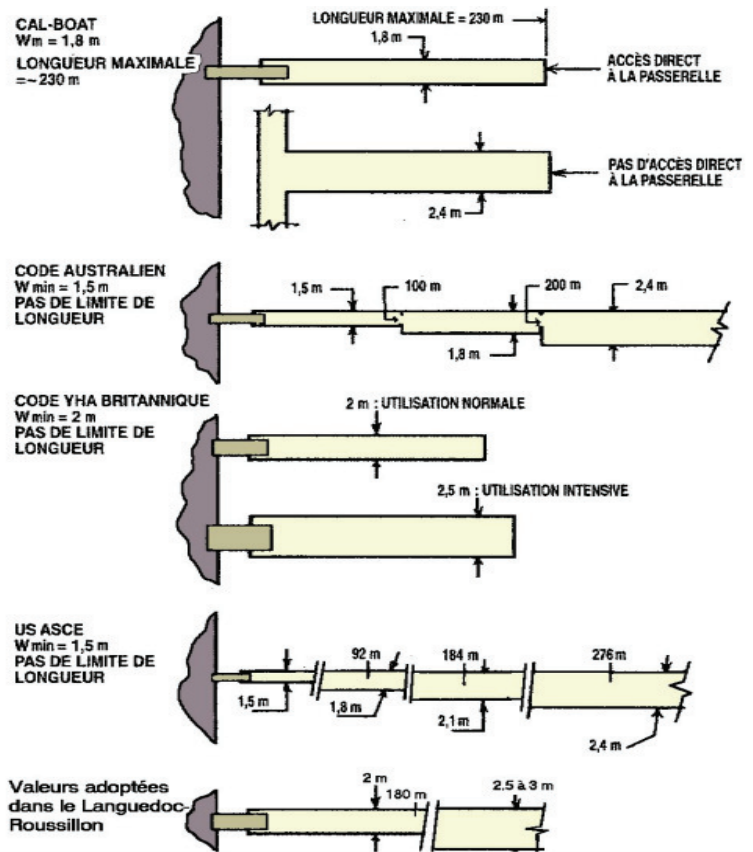
Pour les passages situés sur les limites du bassin, la largeur est fixée à 2,4 m, sinon, elle indique une largeur de 1,8 m.

### 2- Les normes australienne et américaine (ASCE1)

Ces dernières font varier la largeur en fonction de la longueur du passage, trois longueurs étant spécifiquement considérées par l'ASCE, soit 92 m, 184 m et 276 m.

### 3- La norme britannique

Elle n'indique pas de longueur limite, et dimensionne la largeur en fonction du niveau d'utilisation, soit de 2 m à 2,5 m pour une utilisation intensive.



L'AIPCN, dans un rapport de 1976 adopte.

Pour les appontements de longueur inférieure à 100 m, le nombre de postes est au maximum de 80 avec environ 2 usagers par poste et une largeur circulaire de 1,70 m permettant le simple croisement dans de très bonnes conditions serait ainsi suffisante. Quand, en revanche, si la longueur excéder 100 m et s'approcher de 200 m, il est souhaitable de prévoir une largeur d'au moins 2,40 m.

## IV. Les équipements des appontements

### IV.1. Les défenses d'accostage et pare-battage

Lors de l'accostage, le navire s'approche du ponton à une certaine vitesse, et donc a une énergie cinétique qui est absorbée par la défense. Pour protéger d'avantage la coque du bateau, les plaisanciers peuvent attacher des bouées sur les côtés et/ou francé du bateau. Une variété de matériaux est disponible • Thermoplastiques (ex. polyéthylène) • Caoutchoucs élastomères.

### IV.2. Les flotteurs

Le rôle principal du flotteur est d'assurer la flottabilité du ponton sous les charges, leur nombre dépend de la valeur de franc-bord ainsi que des dimensions des flotteurs. Les flotteurs peuvent être placés sur des pontons qui s'étendent sur toute la largeur ou longitudinalement sous la forme d'un catamaran pour plus de stabilité. Généralement ils sont en aluminium ou en plastique.

- **Les flotteurs en aluminium** sont réalisés à l'aide de tôles d'aluminium pliées et soudées, d'épaisseur 2 à 3 mm Leur inconvénient provient des problèmes de corrosion par l'eau de mer et la proximité des parties métalliques des bateaux.
- **Les flotteurs plastiques** peuvent être fabriqués suivant différentes méthodes :
- Les flotteurs roto moulés réalisés en polyéthylène haute densité.

- Les flotteurs en stratifié polyester, composé d'un mât (fibre de verre), lié par de la résine à un rowing (tissu de verre) et un gelcoat.
- Les flotteurs en tube de polychlorure de vinyle (PVC).

Malgré l'absence de problème de corrosion, leur étanchéité et leur résistance aux chocs sont moins bonnes que celles des flotteurs aluminium : il s'agit alors d'utiliser un composite polyester renforcé et dont la composition comprend 2 couches de mât encadrant un rowing, et un gelcoat en couche extérieure du flotteur. Le remplissage des flotteurs s'effectue principalement avec les mousses que sont le polystyrène expansé (PS) enveloppé d'un film polyane, ou le polyuréthane expansé (PUR) à cellules fermées.

### IV.3. Les platelages :

Le platelage représente le revêtement de la partie supérieure de l'appontement. Les matériaux glissants ou susceptibles de brûler ou de blesser les pieds nus sont à éviter. Ces platelages peuvent être réalisés avec des dalles de béton, mais pour des considérations esthétiques, le bois est le plus souvent utilisé, il doit avoir d'excellentes qualités de conservation aux intempéries, à l'eau de mer et aux tarets, et de bonnes résistances mécaniques et donc il réclame beaucoup de maintenance car, avec le temps, il est soumis à diverses dégradations (gauchissement, écharbonnage, putrescence, ...). Avec les années, les plastiques et les composites sont devenus pratiquement les seuls utilisés pour la fabrication des bateaux.

## V. Les systèmes d'ancrage des appontements

L'ancrage des appontements est déterminé en fonction de l'emplacement du port, du type de rivage, des conditions de houles, marées, courants, et vents ainsi que la profondeur de l'eau.

### V.1. Le guidage sur pieux

Les pieux, sont des éléments cylindriques pour la plupart ou parfois poutres carrées en acier ou en bois, utilise généralement dans les sites soumis à de fortes houles, afin d'interdire tout mouvement horizontal de l'appontement.

En eau profonde et/ou dans des conditions difficiles, il se peut que la conception du pieux soit grande et coûteuse afin d'assurer une stabilité suffisante. La Fédération Française des Ports de Plaisance limite la profondeur d'eau à 15 m environ.

Les pieux peuvent traverser l'appontement dans le milieu du platelage, ou limite intérieure mais le plus communément utilisé est la fixation extérieure à l'appontement par anneaux coulissants, munis d'au moins 3 galets polyamide ou polyéthylène haute densité avec axes en inox.

**L'entretien des pieux :** La vérification porte sur la mesure de l'épaisseur d'acier des pieux par ultra-sons tous les 5 ans, et la comparaison à l'épaisseur initiale et théorique provenant du calcul du pieu. La durée de vie d'un pieu est estimée à 15 ans, mais dépend essentiellement des mesures prises pour le préserver de la corrosion.

### V.2. Le guidage sur rail :

Ce système d'ancrage par rails est généralement installé le long d'un mur vertical en acier ou en béton pour soutenir une structure flottante, même si le mur présente une légère inclinaison. Les rails sont constitués de poutrelles en acier galvanisé qui sont solidement fixées au mur du quai. Les profils les plus couramment utilisés pour les poutrelles sont HEA, HEB ou des pieux PH, qui sont des poutrelles H spéciales avec des épaisseurs d'âme et d'ailes égales.

Ce système fonctionne comme une glissière, permettant à la structure flottante de se déplacer verticalement le long de l'axe Oz en roulant sur des galets fixés sur le côté du ponton. De plus,

le ponton est capable de se déplacer dans le plan perpendiculaire à l'axe Oz, ce qui permet aux galets de roulement de reposer à la fois sur les ailes et sur l'âme de la poutrelle.

### **V.3. L'ancrage par bracons**

Cette solution est utilisée lorsque le marnage est faible, ou les pontons sont attachés à des structures fixes au moyen de bras radiaux ou bracons reliant le quai à la rive, de plus, l'avantage de ce système est qu'il n'y a aucun élément d'ancrage qui encombre le fond, ce qui facilite les éventuels travaux de dragage. L'inconvénient majeur de ce type d'ancrage est qu'il ne permet l'accostage que d'un seul côté. Selon les recommandations de la Fédération Française des Ports de Plaisance, les bracons doivent être limités à une longueur de 6 à 8 mètres, notamment pour des raisons esthétiques.

### **V.4. L'ancrage par chaînes sur corps-morts**

Ce système présente l'avantage de ne pas être visible dans l'environnement, et il peut être réajusté en déplaçant les corps-morts sur le fond, permettant ainsi de repositionner la structure après d'éventuels désordres. Il convient particulièrement aux installations simples avec peu de variation du niveau de l'eau, car il est moins coûteux et plus facile à installer. Cependant, il est difficile de régler la tension des chaînes sur des fonds agités.

Les corps-morts ne devraient pas se déplacer, à moins d'être trop légers, mal enfouis ou posés sur un fond glissant. Il est recommandé de contrôler leur position au moins une fois par an, de préférence après l'été, en faisant intervenir un plongeur.

Les chaînes sont généralement croisées sous le ponton avant à l'autre extrémité afin d'éviter tout contact avec la coque des bateaux. En ce qui concerne les chaînes, elles doivent être remplacées tous les 5 ans si elles n'ont pas été entretenues, ou tous les 10 ans en cas de régularisations ou d'entretien régulier. Le remplacement doit être effectué lorsque la maille la plus faible ne représente plus que 60 à 75 % de sa section d'origine.

## **VI. Comparaison entre appontement flottant et dur**

Une conception complète, optimale et simple des ports et des marinas peut être réalisée à l'aide de divers accessoires. Parmi ces derniers se trouvent des pontons flottants et fixes, on présentera une brève comparaison entre ces deux variantes afin de déterminer le choix optimal.

### **VI.1. Matériaux de construction**

Les différents modèles de pontons flottants sont généralement en bois, en plastique ou en matériaux composites. Les pontons fixes sont majoritairement en béton, ce qui prouve leur résistance.

### **VI.2. Résilience et durabilité**

Le ponton fixe est beaucoup plus durable. Il est conçu pour résister à des vents très forts et aux grands chocs sismiques, ils sont montés sur pilotis, ce qui leur permet de maintenir leur position quelles que soient les conditions météorologiques. Grâce à sa base robuste, il peut également être utilisé sur des rivières à fort trafic.

### **VI.3. Coûts et maintenance**

En termes d'installation, les pontons flottants sont assez économiques. Son installation ne coûte pas cher, et est moins contraignante que celle du ponton dur car elle demande moins d'efforts. Son entretien est facile

De plus, selon le modèle, cet accessoire peut être facilement démonté. Vous pouvez donc l'utiliser à plusieurs endroits sans aucun problème. De plus, cet outil est de plus en plus

disponible sur le marché. Même en hiver, le matériel peut être stocké pour une meilleure utilisation dans des conditions climat.

#### **VI.4. Capacité de charge et flottabilité**

Les pontons fixes ont une plus grande capacité de charge que les pontons flottants. Cela est dû à sa construction et aux matériaux utilisés lors de la fabrication. Les pontons fixes peuvent supporter de petits et grands bateaux tels que des yachts, et bateaux à cabine.

Selon le modèle et les dimensions, les pontons flottants peuvent également avoir une bonne capacité de charge. Les derniers modèles sont équipés d'un système ingénieux pour une résistance accrue aux charges lourdes.

En termes de flottabilité, les pontons flottants ont une flottabilité accrue grâce au flotteur, assurant une stabilité maximale sur l'eau. Pour les pontons fixe leur poids et la densité des matériaux utilisés dans leur construction les rendent difficilement déplaçables sur l'eau et également difficiles à installer dans certaines conditions climatiques comme. Dans de tels cas, il peut être préférable d'utiliser un type plutôt qu'un autre, selon les conditions.

#### **VI.5. Avantages et inconvénients selon l'environnement**

Les pontons fixes conviennent aux eaux calmes comme les ports privés et les baies protégées, leur stabilité à long terme est avantageuse pour des installations permanentes et des coûts de maintenance réduits. Les pontons flottants sont préférés dans les eaux agitées car ils sont plus souples au mouvement de l'eau, ce qui les rend plus résistants aux phénomènes météorologiques tels que les tempêtes et les fortes vagues.

Les pontons flottants présentent également certains avantages par rapport aux pontons statiques d'un point de vue écologique, grâce à sa structure perforée, il améliore la circulation naturelle de l'eau sous sa surface, favorisant notamment l'oxygénation naturelle des écosystèmes aquatiques existants. Les modèles sélectionnés doivent répondre aux normes environnementales locales pour avoir un impact positif sur la vie marine.

### **VII. Conclusion**

Un ponton flottant est un aménagement dont l'avantage consiste en son mécanisme qui peut être installé et retiré librement. Grâce à la construction modulaire, ce type de ponton est disponible en différents modèles, il a l'avantages d'être léger ; résistant et durable. De plus, ce type de construction de ponton offre une esthétique de haute qualité.

D'un point de vue économique, sa nature amovible, permet une installation rapide de plus la diversité des matériaux de fabrication d'autre part permet de répondre à des besoins différents et ainsi adapter les couts. Ainsi les ponton fixe ont leur avantage et inconvénient. Le choix entre pontons flottants et pontons fixes dépend des besoins en termes de charge utile, de résistance et protection de l'environnement.

# **Chapitre I : Généralités sur les ouvrages maritimes et le milieu marin**

## I.1. Introduction

Avant d'entamer l'étude du projet, une présentation du domaine des travaux maritimes et de son environnement s'impose. Le présent chapitre élucide quelques notions fondamentales concernant les ports et ses ouvrages, le rôle d'un port, ses types ainsi que les différents mouvements de la mer et phénomènes naturels pouvant influencer une structure dans le milieu marin.

## I.2. Les travaux maritimes dans les travaux publics

Les travaux maritimes sont une partie intégrante des travaux publics. Ils consistent en la construction, rénovation et l'entretien des infrastructures et équipements maritimes tels que les ports, les digues, les jetées, quais, etc. ....

Ils contribuent à la croissance économique, car ils permettent les échanges commerciaux et touristique ainsi que la création d'emplois.

Les travaux maritimes font partie des projets d'aménagement du territoire et de développement durable, les ouvrages maritimes doivent être conçus et réalisés en tenant compte des contraintes environnementales et des risques naturels environnant la zone tels que les tempêtes, les tsunamis, les marées et l'érosion côtière.

Ce sont un élément clé pour les pays qui ont des côtes et des intérêts maritimes.

## I.3. Définition d'un port

Un port maritime est un havre d'abri pour les navires et autres embarcations. Il s'agit généralement d'une petite baie ou d'une étendue d'eau protégée contre les houles et les courants forts. Selon leurs types, les ports sont des infrastructures stratégiques pour les activités commerciales, culturelles et les échanges internationaux.

## I.4. Différent type de port

Il existe plusieurs types de ports maritimes, chacun ayant une fonction spécifique en fonction de leur situation géographique et des activités qu'ils soutiennent pour répondre à des besoins différents, et sont équipés d'installations spécifiques en conséquence.

Ci-dessous une définition des principaux types de ports maritimes :

- **Port de commerce** : Un port de commerce est un port qui sert principalement au transport de marchandises. Il est équipé d'installations pour le chargement et le déchargement des cargaisons, telles que des quais, les grues, les entrepôts et des aires de stockage.
- **Port de plaisance** : Un port de plaisance est un port qui sert principalement aux plaisanciers et aux yachts. Il est équipé d'installations pour l'amarrage et le stationnement des bateaux, ainsi que des stations de services tels que des points de vente et installations sanitaires.
- **Port de pêche** : Un port de pêche est un port où les navires de pêche peuvent décharger leur prise. Il est équipé d'installations pour le traitement, stockage et expédition du poisson.
- **Port de croisière** : Un port de croisière est un port où les navires de croisière peuvent accoster. Il est équipé d'installations pour le débarquement et l'embarquement des passagers, ainsi que des installations touristiques telles que des magasins, des restaurants et des attractions.

- **Port de militaire** : Un port militaire est un port qui sert à la marine militaire pour les opérations navales et les manœuvres. Il est équipé d'installations pour la maintenance et la réparation des navires, ainsi qu'un arsenal pour le stockage des armes et des munitions.

## I.5. Les ouvrages portuaires

Les ports sont constitués de deux type d'ouvrage principalement qui sont : les ouvrages extérieurs permettant la protection du port, et les ouvrages intérieurs utiliser pour l'accostages et l'amarrages des navires.

### I.5.1. Les ouvrages extérieurs

Les ouvrage de fermeture portuaire sont des structures conçues pour protéger le port de la ruine et préserver l'intérieur du port des différente perturbation pouvant déranger l'amarrages des navires et embarcation. Ce sont principalement les jetées et les digues.

- **Les jetées** : ce sont des structures en béton ou en pierre qui s'étendent dans l'eau pour permettre aux navires de s'approcher et de s'amarrer. Les jetées peuvent être utilisées pour protéger les ports des vagues et des courants violent. Ils existent en deux types :
  - Les jetées principales.
  - Les jetées secondaires.
- **Les digues** : Une digue est un remblai longitudinal, naturel ou artificiel, qui empêche la submersion des basses-terres se trouvant le long de la digue par des eaux de la mer. On distingue plusieurs digues :
  - Les digues verticales.
  - Les digues à talus.
  - Les digues mixtes.
  - Les digues de types spéciaux.

### I.5.2. Ouvrage d'accostage

Un ouvrage d'accostage est une structure construite le long d'un cours d'eau pour permettre aux navires de s'approcher et de s'amarrer, Ils sont de différentes formes et tailles en fonction des besoins spécifiques de la zone à desservir. Les plus couramment utilisés sont :

- **Les quais** : ils existent en plusieurs types et peuvent être équiper de grues, des rampes d'accès et des systèmes de chargement et de déchargement Selon le besoin
- **Les pontons** : ce sont des structures flottantes en bois ou en métal qui sont ancrées dans l'eau pour permettre aux navires de s'amarrer. Les pontons peuvent être utilisés pour les bateaux de plaisance, les ferries et les navires de petite taille.
- **Les cales sèches** : ce sont des structures qui permettent aux navires d'être mis à sec pour des réparations et de l'entretien.

## I.6. Mouvement de la mer

Les mouvements de la mer sont des phénomènes naturels qui se produisent dans les océans, les mers et les zones côtières. Les mouvements de la mer peuvent avoir un impact important sur les activités humaines, notamment la navigation, la pêche, le tourisme et l'industrie offshore. Voici une brève explication des différents types de mouvements de la mer :

### **I.6.1. La houle**

La houle est un mouvement ondulatoire de la surface de l'eau de mer, généré par le vent dans les zones océaniques où il y a suffisamment de distance pour permettre une amplification des ondes. Elle se caractérise par des séries régulières de vagues qui se propagent dans une direction particulière, indépendamment des conditions locales de vent.

La houle peut se déplacer sur des milliers de kilomètres avant d'atteindre les côtes, ce qui peut donner lieu à des conditions de houle significatives dans les zones côtières même en l'absence de vent local. La taille et la force de la houle dépendent de plusieurs facteurs, notamment la vitesse du vent, la durée et la direction du vent, ainsi que la distance sur laquelle la houle est générée.

Les vagues de la houle sont caractérisées par leur période, qui est la durée entre deux crêtes successives, ainsi que leur hauteur et leur longueur d'onde. Les vagues peuvent être affectées par des phénomènes tels que la réfraction, la diffraction, la réflexion et le déferlement, en fonction des caractéristiques du fond marin et de la topographie côtière.

### **I.6.2. Diffraction de la houle**

La diffraction est le phénomène où la houle rencontre un obstacle, et se déforme et se courbe autour de celui-ci, créant des zones d'ombre et de lumière sur les côtés opposés de l'obstacle.

### **I.6.3. Réfraction de la houle**

La réfraction est le phénomène par lequel la houle change de direction lorsqu'elle rencontre une différence de profondeur. La houle qui se trouve dans la zone peu profonde rencontre une résistance accrue de l'eau, ce qui ralentit cette partie de la houle et la partie se trouvant dans la zone profonde continue à se déplacer plus rapidement, ce qui crée un angle de courbure dans la direction de la côte.

### **I.6.4. Le déferlement**

Le déferlement se produit lorsque la houle rencontre une zone peu profonde comme une plage ou la crête de la houle atteint une hauteur critique par rapport à la profondeur de l'eau, elle commence à se briser et s'effondre sur elle-même.

### **I.6.5. La marée**

La marée est un phénomène naturel qui se produit lorsque l'eau de l'océan monte et descend régulièrement en réponse à l'attraction gravitationnelle la position de la Lune et du Soleil par rapport à la Terre, notamment la topographie de l'océan et la force des vents.

### **I.6.6. Les courants**

Les courants sont des mouvements à grande échelle de l'eau de mer générés par une combinaison de facteurs, notamment la rotation de la Terre, les vents, les différences de température et de salinité, ainsi que les caractéristiques géographiques. Ils sont caractérisés par sa direction, sa vitesse et son débit. Il existe deux types de courants océaniques :

Les courants de surface : ils sont générés par les vents qui soufflent à la surface de l'océan et peuvent être influencés par les mouvements des marées et des vagues.

Les courants profonds : ils sont créés par des différences de température et de salinité dans l'eau de mer et sont plus lents que les courants de surface.

## **I.7. Les navires**

Il existe de nombreux types de navires, chacun étant conçu pour un usage spécifique, on cite parmi eux : les navires de recherche, les navires militaires, les navires de croisière, Les navires

de charge : utilisés pour le des marchandises en vrac ou des conteneurs (les cargos, les porte-conteneurs et les vraquier) ; Navires de pêche ( les chalutiers, les thoniers, et les bateaux de crevettes.) ; les Navires de plaisance : conçus pour les activités de tel les voiliers, les yachts, et les bateaux de pêche de loisirs.

Ainsi la connaissance des types de navires qui accostent dans un port est primordiale car leurs caractéristiques influent sur la conception du port, ces principales caractéristiques sont :

**Le tirant d'eau T** : c'est la distance verticale entre la ligne de flottaison DWL et la partie la plus basse du navire.

**Longueur** : La longueur du navire peut influencer la disposition des quais ou pontons, ainsi que l'espace nécessaire de manœuvrer à l'intérieur du port. Deux longueurs sont à considérer :

**LOA** : Longueur hors tout, mesurée de l'extrémité avant à l'extrémité arrière.

**LPP** : Longueur entre perpendiculaires.

**La largeur B** : La largeur du navire peut affecter l'espace nécessaire de manœuvrer dans le port.

**Hauteur** : La hauteur du navire peut influencer la hauteur du quai ou pontons ou des passages supérieurs qui enjambent le port.

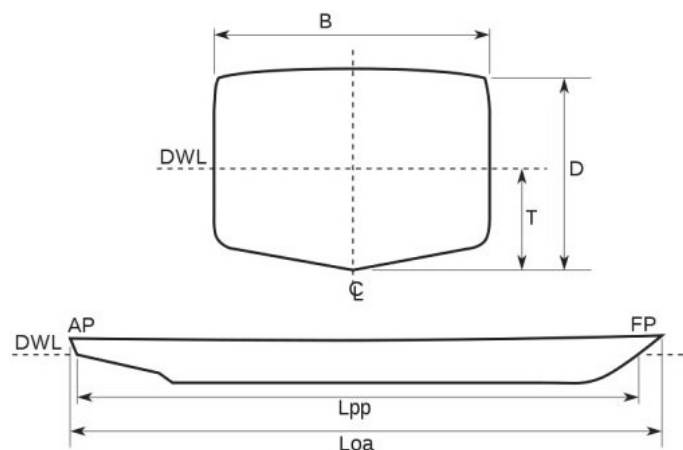


figure 1. Dimensions des navires

**Le tonnage net** : c'est le volume de la capacité commerciale du navire.

**Le type de cargaison transporté** : il peut affecter les installations nécessaires au port, comme les grues, les équipements de manutention, les entrepôts ou les zones de stockage.

**Maniabilité** : La maniabilité du navire peut affecter les équipements nécessaires pour guider ou remorquer le navire dans le port.

## I.8. La signalisation maritime

La signalisation maritime est un service public assuré aux usagers de la mer, qu'ils soient navigateurs professionnels ou plaisanciers. Ces dispositifs jouent un rôle essentiel en facilitant la navigation et en indiquant les itinéraires sécurisés aux navigateurs, ainsi que les zones non navigables et les dangers qu'elles représentent. Cette signalisation permet aux usagers de se positionner et de se repérer en mer, et à l'approche des ports et des estuaires.

Elle constitue un outil indispensable pour assurer la sécurité maritime et prévenir les accidents et pour cette raison, tout dommage aux dispositifs de signalisation maritime doit être signalé immédiatement, même s'il est accidentel.

**Les balises et les feux** Les balises maritimes sont des structures visibles érigées en mer, le long des côtes ou dans les estuaires. Elles sont généralement constituées d'un corps cylindrique ou conique, peint avec des couleurs vives et munies de marques distinctives. Peuvent être fixés, maçonnées, édifiées sur une roche ou flottantes, telles que les bouées de navigation .

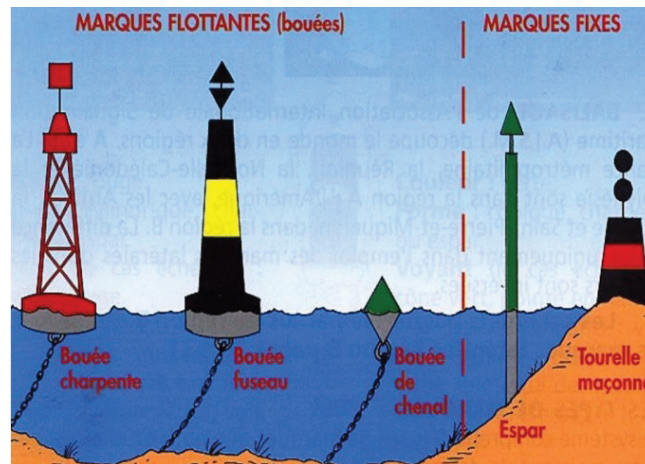


figure 2. Balise de signalisation

Parmi ces outils on trouve :

Les feux de navigation ou de signalisation, sont des dispositifs lumineux installés sur les balises ou des structures telles que les phares, les piliers ou les plates-formes. Ils émettent des signaux lumineux de différentes couleurs, intensités et motifs afin d'indiquer des informations spécifiques aux navigateurs.

Ces feux sont souvent équipés de lentilles spéciales ou de dispositifs de focalisation pour augmenter leur portée et leur visibilité, en particulier la nuit ou par mauvais temps. Ces feux servent à marquer les chenaux navigables, les zones de mouillage autorisées, les obstacles sous-marins, les zones interdites à la navigation, les voies d'accès aux ports ainsi que les changements de direction, les dangers côtiers ou les points de repère.

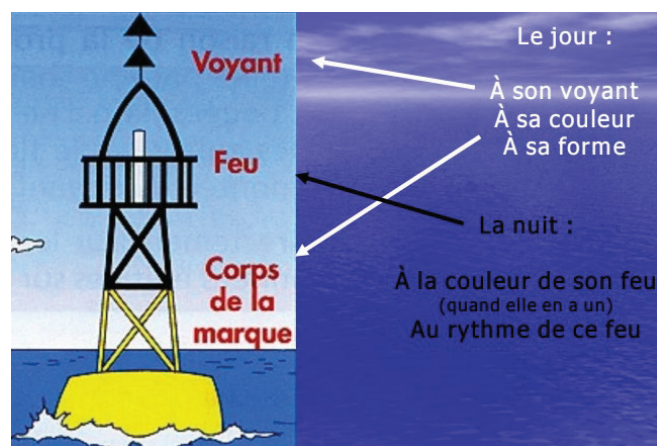


figure 3. Feux de signalisation

La signalisation est interprétée suivant la forme, la couleur et le voyant (partie supérieure des balises) et les caractéristiques du feu qui peuvent être fixes, clignotantes, à éclats ou à occultations, ces configurations visuelles sont déterminées par des règles internationales pour assurer une reconnaissance universelle.

- **Blaise a Sens indifferent**

Celles que l'on laisse indifféremment à droite ou à gauche. Ces balises en général marquent une zone d'eau particulière telle que :

- **Zone de danger isolé** : Balise noir et rouge avec un voyant sous forme de deux boules noires, et un feu a deux éclats groupés.
- **Zone d'eaux saines** Zone de passage la plus sûre dans la zone de hauts fonds, marqué par une balise blanche et rouge et un voyant sous forme d'une seule boule rouge.
- **Une marque spéciale** : balise jaune avec un voyant en croix, elle ne marque pas un danger particulier mais une condition spéciale qui dépend de la zone nautique.

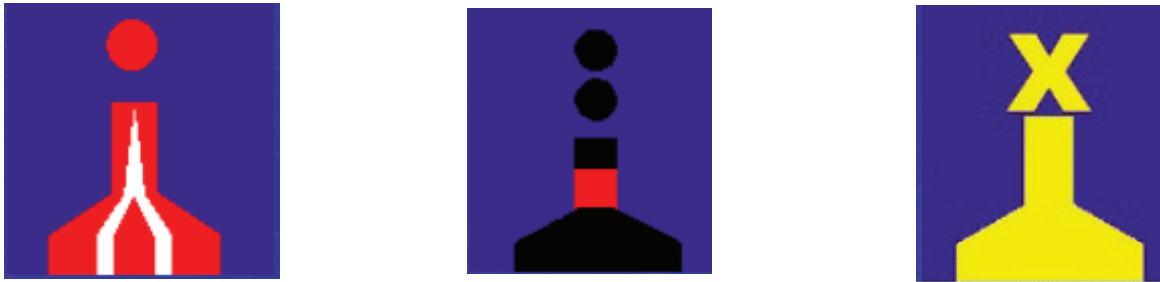


figure 4. Balise a sens indifferent

- **Balise qui impose un sens de passage**

**Marque latérale** : Ces marques délimitent un chenal de passage de partie navigable à travers la zone des hauts fonds lorsque le navigateur s'approche ou quitte le port ou la terre.

**Marque bâbord** : voyant cylindrique rouge avec un feu rouge quelconque, il faut la laisser à gauche lors de l'approche du côté mer au port, et à droite lorsque le navigateur quitte le port.

**Marque tribord** : voyant conique vert avec un feu vert quelconque, il faut la laisser à droite lors de l'approche du côté mer au port, et à gauche lorsque le navigateur quitte le port.

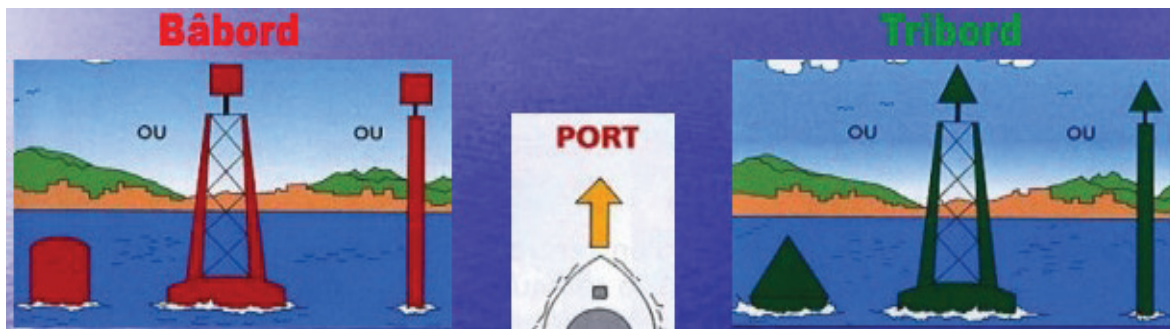


figure 5. Balise qui impose un sens de passage

- **Marque de chemin principale tribord et bâbord :**

Dans certain port il peut exister plusieurs chemins menants au même endroit, dans ce cas on utilise des marques qui fonctionnent de la même manière que le bâbord et le tribord mais qui il indique aussi la présence d'un chenal secondaire à droite du bâbord ou à gauche du tribord, à travers une démarcation de couleur opposé, c'est à dire une bande rouge sur le tribord si le chenal existe à gauche du tribord ou une band vert sure le bâbord si le chenal secondaire existe a droit du bâbord.

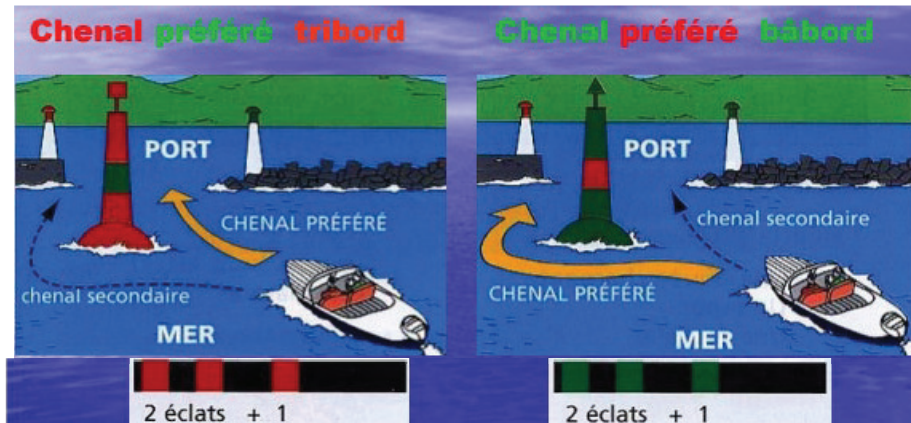


figure 6. Signalisation de chemins principal

- **Marque cardinale**

Il existe 4 comme les point cardinaux, elle ne désigne pas un point précis mais une délimitation entre la zone de danger et la zone navigable, elle sont jaunes avec des bandes noir, et un voyant en forme de cône ou flèche noir pour indiquer le côté sur le quelle le navigateur doit laisser le cône.

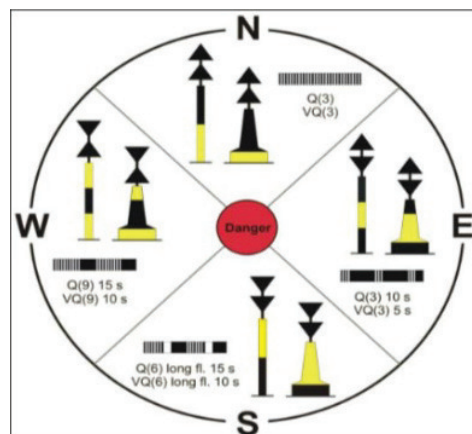


figure 7. Marque cardinale

## I.9. Conclusion

La conception d'un port est un processus complexe qui nécessite la prise en compte de plusieurs facteurs afin d'assurer le bon fonctionnement du port et la sécurité de la navigation. Ainsi les notions présentées dans ce chapitre permettent d'enrichir les connaissances théoriques de façon générale pour la conception des différents types de ports. Les éléments utilisés dans ce projet seront détaillés dans les chapitres suivant.

# **Chapitre II : Présentation du projet et collecte des données de base**

## II.1. Introduction

La wilaya d'Alger s'étend sur une superficie de 1190 km<sup>2</sup> avec un linéaire de cote de plus de 100 km. Cette Wilaya dispose de belles plages et diverses potentialités balnéaires avec 6 ports dont 4 sont plaisancier. Nous allons présenter dans ce chapitre le projet de réhabilitation d'un port de plaisance un peu spécifique dans un cadre touristique et diplomatique qui est le port présidentiel de Palm Beach, et aborder toutes les données de base nécessaires à l'étude du projet.

## II.2. Situation géographique du projet :

Le port de plaisance présidentiel de Palm Beach se trouve dans la commune de Zeralda au niveau du complexe résidentiel Palm Beach à l'extrémité Est de la baie de Bou Ismail plus exactement à l'Ouest de la presqu'île de Sidi Fredj. Ses coordonnées géographiques sont :

X = 485962 ; Y = 4067039 (Projection UTM Zone 31 Nord WGS 84)



figure 8. Localisation géographique du site de projet

## II.3. Historique du port

Le port de Palm Beach est un ancien port abandonné depuis quelque année. Peu d'information sur son historique sont disponible, selon un ancien rapport rédigé par le LEM en 1987, Un épi aurait été construit au sud de la plage pour aménager un petit port et protéger la plage de l'érosion en 1985, dans cette même année un quai a également été construit, suivi d'un tenon parallèle au quai en 1986.

En raison de l'ensablement du quai, une extension de l'épi nord existant a été réalisée avec un brise-lames de 360 mètres vers le sud-ouest pour contrer le problème. Cependant, cela n'a pas résolu le problème d'ensablement, ce qui a conduit à une ouverture importante de l'épi nord pour soulager le port.

Malheureusement, cette solution n'a pas fonctionné, car l'ensablement a continué de se produire, jusqu'à ce que le port soit complètement rempli en 2005.

En 2007, une étude pour protéger le port contre l'ensablement a été menée par le LEM, mais elle n'a pas résolu le problème.

## II.4. Description de l'état actuelle du port et de ses ouvrages

L'abri de plaisance est constitué d'une jetée principale d'environ 420 mètres de longueur située au nord, ainsi que d'une jetée secondaire d'environ 250 mètres de longueur au sud. Ces deux jetées protègent un plan d'eau de 4 hectares et offrent un linéaire d'ouvrages d'accostage totalisant environ 190 mètres.

L'abri est implanté sur une ligne de côte qui s'oriente pratiquement du nord au sud, ce qui le protège des agitations venant du secteur Est et même du secteur nord, offrant une situation avantageuse. Cependant, il est ouvert à ceux qui viennent du secteur nord-ouest à l'ouest et subit une dégradation chronique de ses ouvrages d'accostage et une diminution de ses fonds en raison d'un problème d'ensablement.

Les quais d'accostage de l'abri en question, connaissent des désordres plus ou moins importants sur une longueur d'environ 170 mètres. Concernent l'ensablement, il est possible de constater depuis la surface que les fonds ne sont pas importants.

Quelques images qui montrent l'état actuel des lieux sont présentées ci-dessous :



figure 9. Photos représentant l'état actuelle du quai

## II.5. Objectif du projet

Comme mentionner dans l'historique et décrit ci-dessus et selon les rapports établis ; depuis sa construction le port connaît un sérieux problème d'ensablement et quelque dégradations considérables. L'objectif sera de trouver une solution à ce phénomène et réhabiliter le port et ses dégradations afin qu'il soit fonctionnel et de proposer un aménagement pour augmenter sa capacité d'accueil.

## II.6. Données naturelles du projet

### II.6.1. Géomorphologie de la zone

La zone d'étude fait partie d'une étroite plaine côtière de 500 mètres à 1 km de largeur, et une altitude comprise entre 0 et 25 mètres. La plateforme côtière se réduit à une bande littorale ne dépassant pas 200 mètres (Bérard-Rocher plat, Bou - Ismail...). Les côtes sont en général basses et surtout sableuses à l'Est de l'oued Mazafran.

### II.6.2. Données hydrologiques

L'Oued Mazafran est le principal cours d'eau de la région et son bassin versant est assez étendu, avec un cours d'eau à fort débit d'environ 7 566 m<sup>3</sup>/seconde en hiver.

Un petit cours d'eau appelé Oued Palm Beach se jette à environ 500 mètres à l'ouest du port, mais les données sur ce cours d'eau sont limitées.

### II.6.3. Données climatologiques

La zone étudiée se trouve dans une région au climat subhumide avec une périodicité des températures et des précipitations qui se répartit comme suit :

**tableau 1. Données climatologiques**

Donnée	Température	Précipitation
Période hivernale (d'octobre à mars)	La température baisse jusqu'à atteindre 16°C	Précipitations moyennes atteignent 89,49 mm
Période estivale (D'avril à septembre)	La température peut aller jusqu'à 29°C	Précipitations très faibles, avec un taux d'humidité de 66%.

### II.6.4. Donnée sur les vents

À partir des données de MEDATLAS les vents prédominants proviennent des directions Est-Nord-Est et Ouest-Sud-Ouest, avec des vitesses maximales qui atteignent 20m/s pour les directions comprises entre 240° et 270°N. et 16m/s pour les directions comprises entre 45° et 90°N, Les vents du secteur Nord-Ouest et Nord-Nord-Ouest peuvent être forts lorsqu'ils se produisent, mais ils sont moins fréquents que les vents d'autres secteurs tels que cité ci avant. (Voir la rose des vents en annexe 1 figure A1).

### II.6.5. Actions sismiques

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/version 2003), une valeur d'accélération de base du séisme a été établie pour la zone de projet, qui est de  $a=0,25g$ . Cette valeur est basée sur le fait que l'ouvrage est situé à Alger, une zone présentant une sismicité élevée, classée en zone III. (voir annexe 8 ).

### II.6.6. Morphologie sous-marine

L'examen de la carte bathymétrique du site de Palm Beach a permis de constater une irrégularité des fonds marins entre 0 et 5 mètres de profondeur, avec la présence de barres hydrauliques correspondant aux zones de déferlement. Au-delà de la profondeur de -5 mètres, les fonds du site sont réguliers sans présence d'accidents topographiques majeurs.

### II.6.7. Paramètres océanographiques

#### II.6.7.1. La marée et les variations du niveau marin

En Algérie, deux différents niveaux de référence sont utilisés :

Niveau zéro hydrographique Z.H= 0.00 m

Nivellement général algérien NGA=0.00 m

Niveau zéro hydrographique Z.H des plus basse eaux. =NGA-0.34m

La marée sur la côte algérienne est très faible, avec une amplitude de l'ordre de quelques centimètres (20 à 30 cm). La surcote exceptionnelle est généralement égale à +1m NGA.

Pour le projet, le niveau d'eau est 0,00 et +1,0 m (Z.H), qui correspondent respectivement au niveau -0,34 m NGA et +0,7 m NGA.

### **II.6.7.2. Les courants côtiers**

Il existe de nombreux phénomènes hydrodynamiques qui jouent un rôle dans les transferts sédimentaires sur la plage sous-marine et dans la zone du ressac. Les courants ainsi créés dépendent de nombreux facteurs, tels que l'amplitude et l'incidence de la houle par rapport à la côte, la topographie de la plage sous-marine et la granulométrie des sédiments.

### **II.6.7.3. Statistiques de la Houle**

Les données collectées seront principalement issues de rapports d'études antérieures menées dans la même zone géographique par le LEM.

#### **Houles au large :**

Les enregistrements du S.S.MO indiquent une prédominance des houles provenant du secteur Ouest Nord-Ouest en hiver, avec une période moyenne de 8 à 9 secondes et des amplitudes moyennes de 2 à 3 mètres. Des houles plus importantes peuvent atteindre des amplitudes maximales de 4 à 6 mètres, avec une longueur d'onde de 150 à 170 mètres et une célérité de 14 m/s. Dans des conditions de "gros temps", la longueur d'onde peut atteindre 200 mètres et la célérité 17 m/s, ce qui entraîne une profondeur de déferlement estimée entre 6 et 9 mètres.

#### **Houles à la côte :**

Les données de houles au large de la zone d'étude montrent que le site peut être exposé à des houles provenant des secteurs Nord, Nord-Ouest et Ouest, avec des tempêtes de la direction Ouest. La présence du cap de Sidi Fredj agit comme un écran à la propagation des houles provenant des secteurs Est, tandis que le littoral du site, orienté Nord-Sud, est largement ouvert aux autres secteurs de houles.

## **II.7. Levé bathymétrique et topographique**

La carte en Annexe 1 figure A2, illustre les résultats d'un levé bathymétrique de 150 hectares, ces levées ont été effectuées à partir des travaux sur terrain.

## **II.8. Conclusion**

Toutes ces données permettront de mieux comprendre le site et serviront de données d'entrée pour l'étude hydro sédimentaire, le dimensionnement des ouvrages de protection et la calibration du modèle lors des essais en modèle réduit physique.

# **Chapitre 3 : Étude de la réfraction et de la sédimentation**

### III.1. Introduction

L'étude sédimentologique et l'étude de réfraction de la houle sont toutes deux importantes dans les projets des ports maritimes.

L'analyse des sédiments, permet de prévoir le transport des sédiments dans le futur à travers des simulations, quant à l'étude de réfraction de houle, elle est importante pour comprendre la grandeur des houles qui vont solliciter notre port et ainsi prévoir et dimensionner des ouvrages adéquats. Dans le présent chapitre, nous allons présenter les résultats obtenus lors des études effectuées par le Laboratoire des études maritimes en cours.

### III.2. Etude en modèles numériques MIKE 21

#### III.2.1. Données d'entrée pour le modèle

Les données d'entrée pour la modélisation numérique sont citées ci-dessous :

- Le système de coordonnées géographiques est : WGS84 -UTM 31N
- La référence verticale est : le Nivellement Général d'Algérie (NGA).
- Les données bathymétriques sont relatives à la référence verticale NGA (ZH +0,34 m).

Le plan de masse préliminaire du port de plaisance de Palm Beach qui a permis de délimiter le port et les ouvrages voisinant sur lequel est effectuée l'étude de modélisation numérique

(Transformation de la houle ou étude hydro-sédimentaire) est illustrée sur la figure suivante :

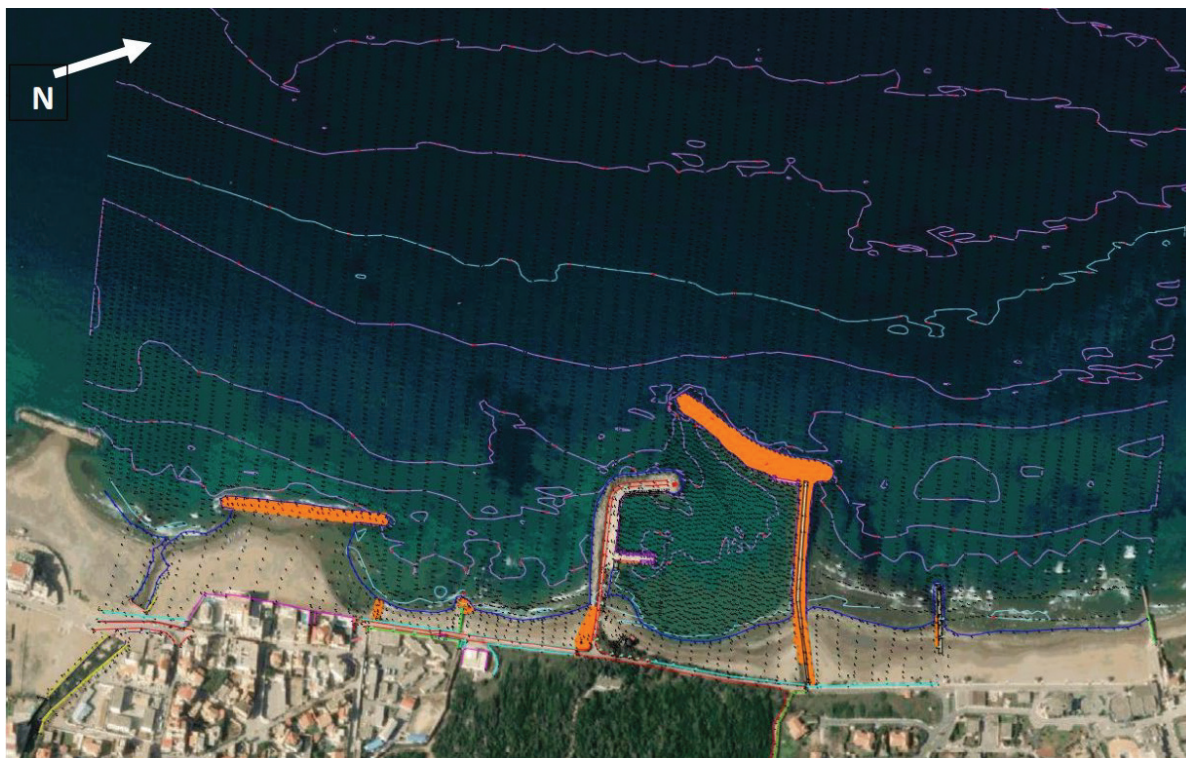


figure 10. Plan de masse utilisé pour les études numériques

- Bathymétrie : La bathymétrie du modèle côtier utilisée dans cette étude provient de la combinaison du levé local bathymétrique de Juin 2022, de la carte marine SHOM 3030 – Partie comprise entre Alger et Cherchell, 1867-1868 (scale 1:100000) et de la base de données de cartes marines Navionics.

- Maillage : Pour le modèle hydrodynamique, Le domaine spatial est discrétisé selon un maillage non structuré à éléments triangulaires constitué d'environ 5047 nœuds et 8983 éléments. La résolution en offshore est de 1km et augmente progressivement jusqu'à 250m à la côte. La discrétisation du domaine ainsi que la bathymétrie sont indiquées sur la Figure ci-dessous

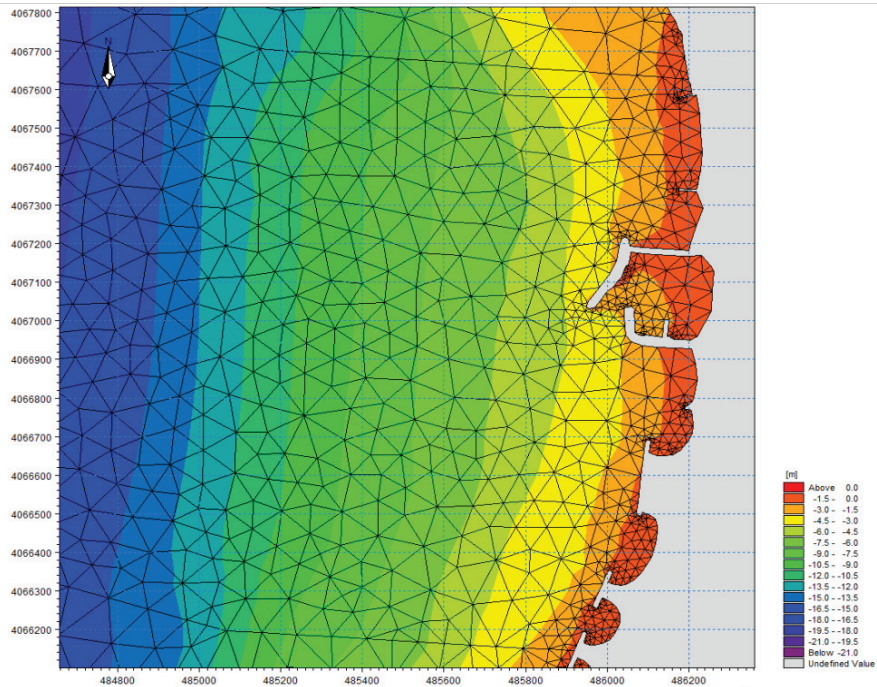


figure 11. Bathymétrie et maillage de la zone d'intérêt (relative à NGA)

### III.2.2. Etude de la transformation de la houle

L'objectif de cette étude est de fournir des conditions de houle en des points de référence sur le site de l'étude qui seront utilisées, selon les besoins, pour obtenir la houle de projet pour le dimensionnement des ouvrages maritimes et éventuellement comme données d'entrée pour le modèle physique.

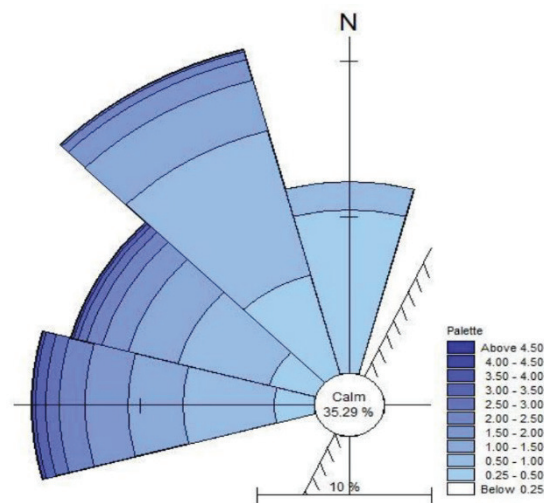
#### III.2.2.1. Données de Houle et directions considérées

Les données sur lesquelles est basée cette étude sont issues de statistiques de houles au large de (SSMO) couvrant une période d'observation de 07 ans (1963-1970), et sont synthétisées dans le tableau suivant :

tableau 2. Données de houle extrêmes au large de Palm Beach du SSMO (1963-1970)

DIRECTION DE HOULE (Hs)	EST		NORD EST		NORD		NORD OUEST		OUEST	
	Tp	Hs	Tp	Hs	Tp	Hs	Tp	Hs	Tp	Hs
Annuelle	9,35	3,67	10,26	4,37	10,12	4,26	9,25	3,60	12,53	6,56
Décennale	11,14	5,14	12,23	6,23	12,37	6,38	11,42	5,40	14,49	9,22
Vingtennale	11,61	5,59	12,72	6,79	12,92	7,02	11,96	5,94	14,97	10,02
Cinquantennale	12,17	6,17	13,32	7,53	13,58	7,87	12,60	6,65	15,54	11,08
Centennale	12,58	6,62	13,73	8,08	14,02	8,50	13,05	7,18	15,93	11,88

La figure ci-dessous montre la rose de houle a la frontière offshore du modèle local



**figure 12. Rose de houle a la frontière offshore du modèle local**

On remarque que 65% des houles proviennent du secteur 270 à 360°. Environ 10% des houles ont une hauteur significative de plus de 3m.

Contenu de la configuration du site et son exposition ainsi que le secteur des houles du large, trois directions sont considérées :

- Houle venant du secteur Ouest perpendiculaire à la côte : houle frontale (N 270°).
- Deux (02) directions de houle à incidence approximativement oblique venant Ouest, et Nord-Ouest, (N 290° et N 320°). La figure ci-dessous illustre cette configuration



**figure 13. Direction des houles considérer dans le projet**

La figure ci-dessous représente le positionnement des points d'extraction utilisé dans le calcul de la propagation de la houle

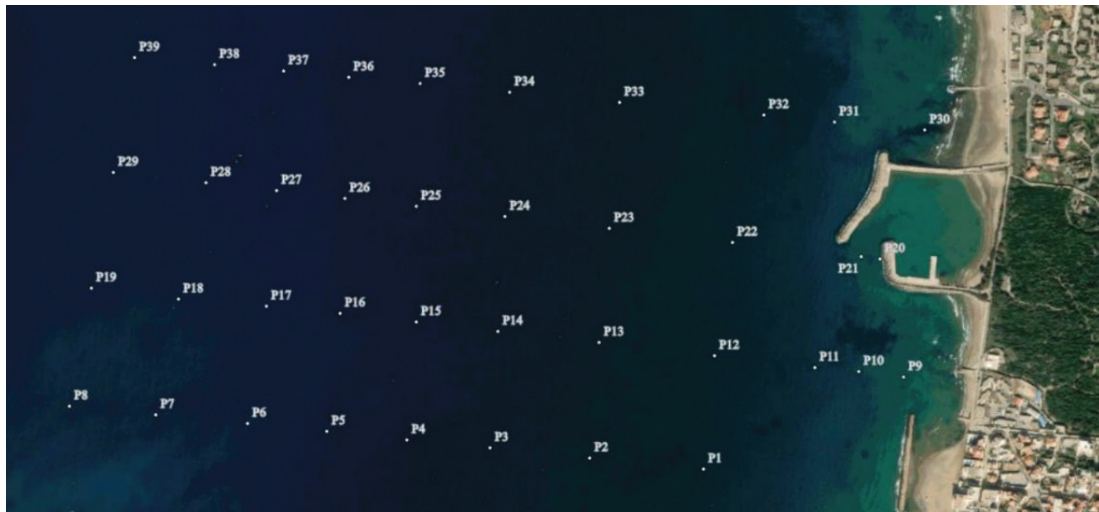


figure 14. Carte de positionnement des points d'extraction

Ce calcul a permis la détermination quantitative des paramètres de houles suivant : Hs : hauteur significative en mètres ; Tp : Période pic en secondes ; et les directions en degrés, sur les 39 points d'extraction positionnés à différentes profondeurs (jusqu'à -20 m environ) et cela pour les 3 directions (N 270°, N 290° et N 320°). (Les résultats en annexe1 tableau A1).

### III.2.2.2. Résultats des calculs de la propagation de houle

Le tableau ci-dessous représente la moyenne des résultats obtenue des différents paramètres sur les profondeurs mentionnées pour une houle cinquantennale de dimensionnement et annuelle.

tableau 3. Moyenne des résultats de la propagation de la houle pour 50 et 1 année

Secteur	Profondeur (m)	1 ans				50 ans			
		Hs(m)	kr	Tps	Direction	Hs(m)	kr	Tp(s)	Direction
N320	-2	1.34	0.37	7.63	288	1.51	0.23	10.05	287
	-4	1.92	0.53	8.06	283	2.23	0.34	10.59	291
	-6	2.61	0.73	8.46	301	3.29	0.49	11.14	299
	-8	2.91	0.81	8.75	305	4.19	0.63	11.52	302
N290	-2	1.6	0.24	10.08	282	1.7	0.15	12.47	283
	-4	2.32	0.35	10.63	283	2.48	0.22	13.12	284
	-6	3.36	0.51	11.17	288	3.68	0.33	13.78	289
	-8	4.27	0.65	11.54	289	4.88	0.44	14.28	291
N270	-2	1.64	0.25	10.08	277	1.75	0.16	12.45	279
	-4	2.35	0.36	10.63	277	2.52	0.23	13.11	280
	-6	3.36	0.51	11.16	281	3.70	0.33	13.75	284
	-8	4.21	0.64	11.53	281	4.88	0.44	14.20	284

- **Synthèse**

L'analyse des résultats représenté dans les tableaux ci avant permet de conclure que :

- Les houles **annuelles** directions N320°, N270° et N290°, à la côte sont faiblement réfractées ; présentent respectivement un coefficient de réfraction moyen de 0.53, 0.36 et 0.35 (à la profondeur de -4m). Elles Perdent une grande partie de leur énergie.
- Pour les houles **cinquantennale** extrêmes et à la profondeur de -4m, les houles les plus réfractées appartiennent au direction secteur Ouest (N270° et N290°) avec des coefficients respectifs de 0,23 et 0,22 suivie des houles de direction N320° du secteur Nord-Ouest avec un coefficient de réfraction de 0,34. En termes de hauteur, les houles appartenant au secteur Ouest (N270°) sont les plus défavorables avec une hauteur significative de **2,52m**. **Cette houle sera retenue pour le prédimensionnement de l'ouvrage de protection du projet.**

### III.2.3. Etude sédimentologique

L'objectif de cette étude est d'examiner le fonctionnement hydro-sédimentaire du port de Palm Beach afin de déterminer la cause de son ensablement, et ainsi proposer les solutions pour y remédier.

#### III.2.3.1. Donne bathymétriques et donnée de houle

Les donné bathymétriques sont ceux prélevée en mars 2016 comme point de départ de toutes les simulations. Pour plus de précision il a été rajouté les modifications suivantes à la bathymétrie initiale a savoir : - La mise en place d'un brise-lame en mars 2019 ; - Rajouter la bathymétrie levée en 2022 afin de valider l'évolution des fonds depuis 2016.

les données de houle sont ceux décrit dans la partie précédente.

#### III.2.3.2 Résultats de l'étude sédimentaire

- **Les houles**

Les résultats comme indiqué dans le tableau précédent montrent que les houles perdent une grande partie de leur énergie a la côte, ainsi ils participent à la génération d'une dérive plus ou moins importante. Car les profondeurs faibles provoquent une réfraction importante des houles et donc à la fois un amortissement et un resserrement des directions d'incidence face à l'unité sédimentaire.

- **Evolution des courants**

Les courants de marée sont trop faibles sur la zone, les courants ayant une influence sur la dérive littorale (déplacement de sédiments) sont ceux générés par les houles dont la nature est essentiellement influencée par l'incidence des houles à la côte. Les résultats de la modélisation au Nord du port de plaisance Palm Beach permettent de constater :

- La présence d'un courant tourbillonnaire assez fort, sous l'effet des houles du Nord et du Nord-Ouest, dont une partie se réoriente vers l'Ouest et une autre longe la côte en direction du Sud (Figure A3 lignes 1 et 2 en annexe1).
- Pour les houles du secteur Ouest les écoulements sont orientés Nord-Sud sur toute la zone.
- Derrière le brise-lame au Sud du port, les courants sont déviés vers le large avant de reprendre leur course le long de la côte. On trouve également à cet endroit un dépôt de sable relativement important (Figure A3 ligne3 en annexe 1).

### • Dynamique sédimentaire sur la zone

Le transport sédimentaire découle directement des conditions hydrodynamiques et des caractéristiques du sédiment. Les trajectoires empruntées par les sédiments sableux sont la conséquence directe des courants engendrés par la houle, et devraient donc d'une certaine manière confirmer les remarques faites à propos des courants et des houles, et c'est ce qui est représenté dans la figure A4 annexe l'état actuel à comparer avec ceux des courants mentionnés dans le paragraphe précédent.

Donc l'analyse qualitative des écoulements et du transport nous a permis de déterminer le cheminement de la dérive littorale le long de la zone d'étude : elle s'effectue globalement du Nord au Sud : de la Pointe de Sidi Fredj jusqu'à la plage de Palm Beach.

Afin de déterminer les quantités annuelles de sédiment transitant le long du site de Palm Beach, au total 03 profils ont été extraites de la bathymétrie actuelle pour l'année en cours et pour les dix dernières années. Chaque profil nous donne l'intensité du transport sédimentaire le traversant sur une année représentative ainsi que sa direction. Les résultats de cette synthèse sont présentés sur la Figure N°15.

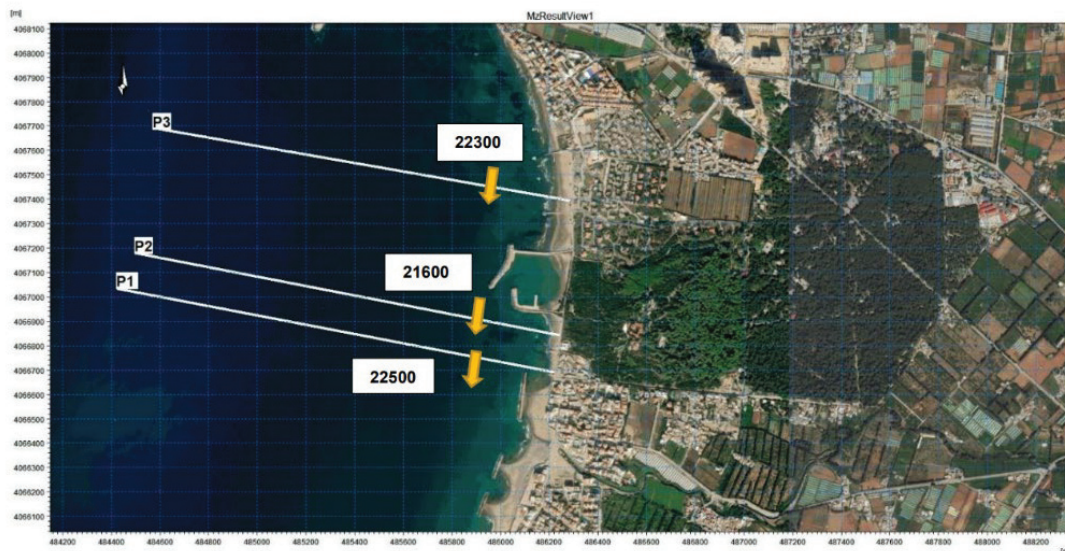


figure 15. Synthèse du transport sédimentaire annuel sur la cote de palm Beach

### • Synthèse

De manière générale, on constate que :

- L'intensité de la dérive littorale est de l'ordre de  $20\ 000\text{m}^3/\text{an}$  le long de l'unité sédimentaire étudiée.
- La résultante du transport porte vers le Sud.
- Les mouvements des sédiments sont faibles au-delà de la zone active qui est l'ordre de 500m dans notre zone d'étude.
- Le profil 03 se trouve légèrement plus élevé que le profil 02, ce qui explique qu'une partie des sédiments transportés par le transit est déposé au niveau du port (P02 est situé juste au sud du port). C'est ce qui confirme l'ensablement observé au niveau du port de plaisance de Palm Beach.

### III.3. Aménagements proposés pour contrer à l'ensablement

Afin de contrer le problème d'ensablement dans le port de plaisance de Palm Beach, deux variantes sont proposées :

- **Variante 01**
  - Un prolongement de 65ml de la jetée principale.
  - Un contre épi de 55ml implanté au musoir de la jetée secondaire.
  - Élimination du brise lames sud.

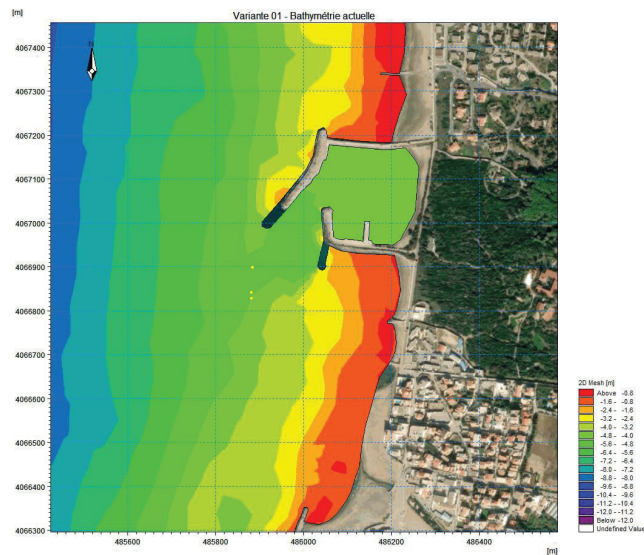


figure 16. Aménagement de la variante 01

- **Variante 02**
  - Prolongement de 100 ml.
  - Un contre épi de 55ml implanté au musoir de la jetée secondaire.
  - Diminution de la longueur du brise lame sud de 65ml.

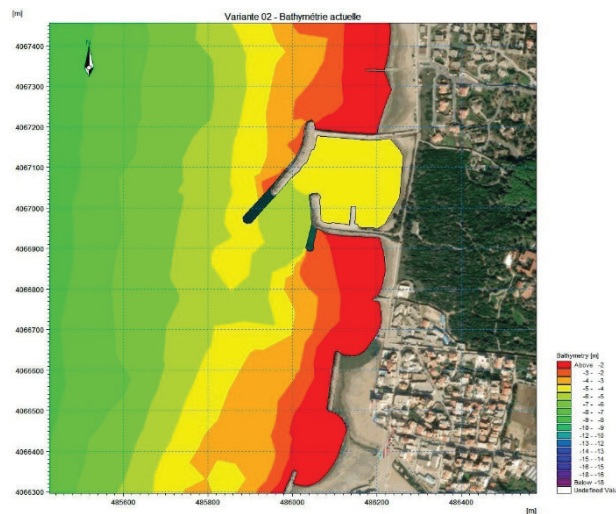


figure 17. Aménagement de la variante 01

- Un dragage sera nécessaire pour les deux variantes suivant le plan ci-dessous :

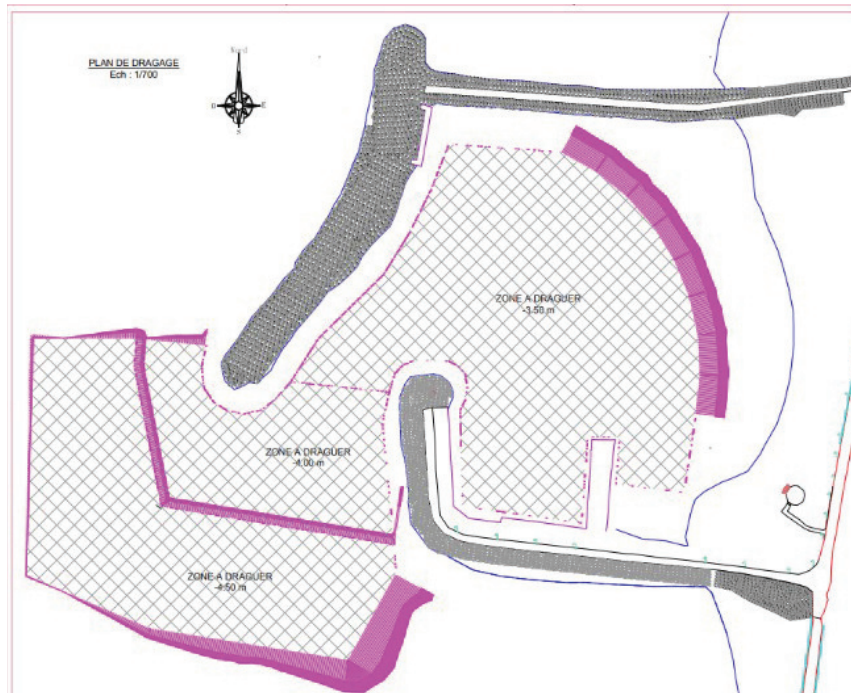


figure 18. Plan de dragage

Les surface et les volume sont tel que représenté ci-dessous :

tableau 4. Surface et volume de dragage par zone

Zone de dragage	Description	Cote nominale NGA	Superficie (Ha)	Volume de dragage (m3)
Zone A	Intérieur du port	3.5m	2.6	55 838
Zone B	Passe d'entrer	4m	0.8	3 732
Zone C	Chenal de passage	4.5m	1.8	9 898
Totale			5.2	69 467

### III.4. Comparaison entre les variantes

- Résultats de la modélisation de l'aménagement proposée

#### 4- Les courant

##### ➤ Pour une houle du Nord

- L'aménagement 2 avec une jetée plus longue engendre une augmentation des courants et un éloignement de ceux-ci vers le large bien qu'ayant les mêmes caractéristiques, l'aménagement 01 est moins performant (Figure A3, ligne1 annexe 1).

➤ **Pour une houle du nord-ouest**

- Les deux aménagements semblent efficaces : les courants du Nord ne sont pas réorientés vers la passe d'entrée du port au contraire (cas actuel), mais ils sont repoussés vers le large de façon à ne plus raboter le rivage (Figure A3, ligne2 annexe 1).

➤ **Pour une houle ouest**

- On constate une diminution des courants et une réorientation de ces derniers vers le large pour les deux scénarios (Figure A3, ligne3 annexe 1) par rapport à l'état actuel. La dérive est plus importante avec le scénario 01.

#### 5- Le transport sédimentaire :

➤ **Pour une houle du nord**

- Pour l'aménagement 2, il en résulte une dérive littorale fortement accentuée sur l'estran sableux du secteur qui engendre que les particules se déposent plus loin par rapport à la situation actuelle et surtout en comparaison avec le scénario 1 (Figure A4, ligne1 annexe 1).

➤ **Pour une houle nord-ouest**

- Les deux aménagements semblent efficaces sur le secteur d'étude : le transport est orienté vers le large, mais l'aménagement 02 semble plus efficace les sédiments sont mieux orientés vers le large et leur intensité vers la côte est moindre(Figure A4,ligne2 annex1).

➤ **Pour une houle ouest**

- Pour les deux scénarios on remarque que le dépôt sur la passe est éliminé cependant le scénario 2 est plus efficace (Figure A4, ligne3 annexe 1).

#### 6- Dragage

Estimé pour un ensablement de la passe d'entrée de 1m.

- Le dragage s'effectue après 07 ans pour la variante 01.
- Le dragage s'effectue après 11 ans pour la variante 02.

#### 4- Devis estimatif

**tableau 5. Détail quantitatif sommaire de la variante 01 et 02**

<b>Détail quantitatif sommaire des variantes</b>		
<b>DESIGNATION</b>	<b>Montant Sommaire (DA-HT) variante 01</b>	<b>Montant Sommaire (DA-HT) variant 02</b>
<b>Enlèvement et évacuation des matériaux du brise-lame existant</b>	26 661 538	8 665 000
<b>Prolongement de la jetée</b>	109 083 000	167 820 000
<b>Contre épi</b>	31 520 000	31 520 000
<b>Dragage</b>	245 000 000	245 000 000
<b>Montant de la variante</b>	412 264 538	453 005 000

Le tableau ci-dessous représente les résultats de la comparaison tel que :

A=7points ; B=5points ; C=1points.

**tableau 6. Tableau comparatif**

Critères		Variante 01	Variante 02
<b>Courant</b>	Direction N	B	A
	Direction NO	B	B
	Direction O	A	B
<b>Transport sédimentaire</b>	Direction N	C	A
	Direction NO	B	A
	Direction O	B	A
<b>Dragage</b>	Durée	B	A
<b>Devis</b>	Réalisation	A	C
<b>Résultats</b>	/	<b>45</b>	<b>51</b>

On remarque pour tous les critères la variante 02 est plus favorable à part en ce qui concerne le coût de réalisation de la variante 02 est plus chère à cause du prolongement de la jetée principale de 100ml comparé à la 1<sup>ère</sup> variante qui est de 65ml, cependant à long terme ce dernier sera compensé avec les coûts d'entretiens qui se feront une fois chaque 11 ans au lieu de 7 ans pour la 1<sup>ère</sup> variante.

**Conclusion :**

**La variante 02 est plus adéquate à ce projet.**

### III.5. Etude de la variante retenue

L'étude du projet sur modèle réduit physique à fond mobile a permis d'analyser l'impact de la solution proposée (i.e. Extension de la jetée principale de 100ml, ajout du contre épi de 55ml rattaché au musoir de la jetée secondaire et du dragage sur le fond) et ainsi prévoir les érosion et dépôt de sable pouvant se développer et de définir les mesures compensatoire à envisager.

Les directions prédominantes sont N270 et N290 et N 320, A -15m les angles dérivent et donc 270 devient 276 et 320 devient 315 et 290 reste la même les valeurs à la cote sont sur le tableau elle varie entre 1m et 4 m pour les différents Tp

**tableau 7. Caractéristiques des houes de l'essai**

Direction	N° 270 → N°276	N° 290	N° 320 → N°315
<b>TP (s)</b>	<b>Hs (s)</b>		
<b>6 s</b>	1.03	1.07	0.96
<b>8 s</b>	2.15	2.25	2.23
<b>10 s</b>	3.19	4.06	3.07

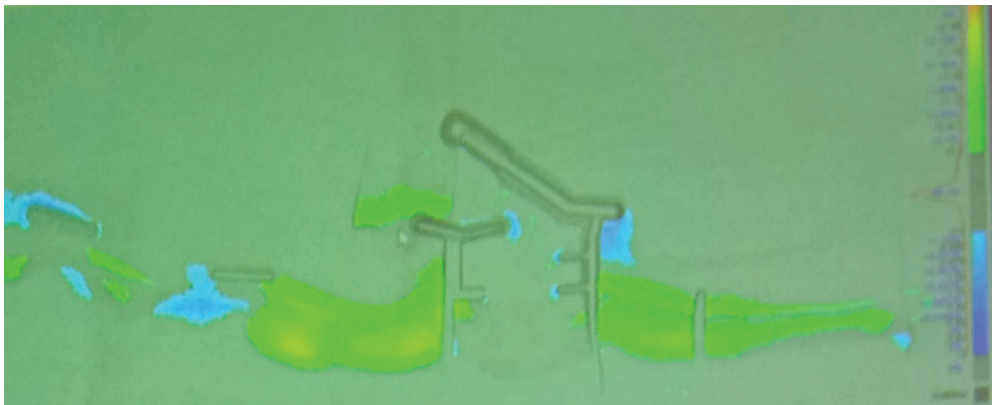
- Le modèle est construit conformément au plan de masse en appliquant une échelle distordue, et les cycles suivant :

- **Cycle 1 (2022-2023)** : mise en place de l'extension de la jetée principale et du contre épi rattaché à la jetée secondaire ; réduction de la longueur de la brise lame de 65ml côté ouest, sa longueur sera donc égale a 135ml ; dragage suivant le plan figure 18
  - **Cycle 02 (2023-2028)** observation du comportement en présence des ouvrages projeté
  - **Cycle 03 (2028-2033)** observation du comportement en présence des ouvrages projeté
  - **Les résultats du cycle de 1 ans montrent :**
    - Une évolution des fonds après la mise en place des ouvrages
    - Un ensablement à l'extérieur de la jetée secondaire et principale entre 0.5 et 0.8m
    - Une érosion à l'ouest du brise lame (i.e. Émigration du sable vers la jetée secondaire) et au coude de la jetée principale
    - Légère érosion à l'apponement et musoir de la jetée secondaire
- La photo ci-dessous représente ces résultats



**figure 19. Evolution des fonds après le cycle 01**

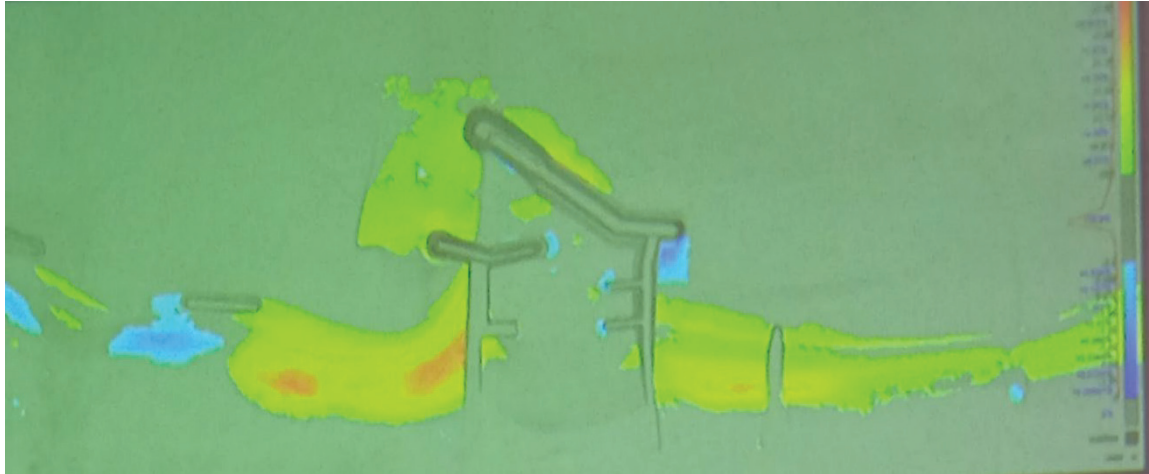
- **Les résultats du cycle 02 montrent :**
    - Une augmentation de l'ensablement atteignant 1m80 à l'extrémité des 2 jetée.
    - L'érosion augmente atteignant 1m25
    - Léger ensablement qui ne dépasse pas 0.5m. a la passe d'entrée et 0.8m au contre épi
- La figure ci-dessous représente ses résultats



**figure 20. Evolution des fonds après le cycle 02**

- **Les résultats du cycle 03 montrent que :**
  - L'ensablement augmente et atteint les 2m à l'extrémité extérieure des deux jetées.
  - Ensablement au niveau de la passe d'entrée, du chenal d'accès et à l'intérieur du port, ce dernier est estimé à 0.8m (acceptable).
  - L'érosion atteint les 1m30.

**figure 21. Evolution des fonds après le cycle 03**



**Recommandation :**

- Prévoir de rereplir la zone d'érosion en dessous du coude de la jetée principale avec les matériaux de dragage afin de prévenir l'éventuelle érosion des matériaux de la jetée de protection.
- Prévoir un curage du trait de côte et un dragage a au niveau de l'extérieur de la jetée secondaire pour augmenter un peu la durée de dragage.

### III.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pu déterminer la variante à adopter afin de contrer l'ensablement et prouver son efficacité par le modèle réduit à fond mobile, ainsi que la houle de projet qui est de 2.15m.

# **Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages de protection**

## IV.1. Introduction

Ce chapitre porte principalement sur le dimensionnement du prolongement de la digue de protection choisi dans le chapitre précédent ainsi que la vérification des franchissements de la houle, la digue à talus est souvent l'ouvrage le plus utilisée afin de protéger les plans d'eau contre les houles. Les calculs sont réalisés à la base de l'ancienne coupe existante ainsi que les données du chapitre III.

## IV.2. Définition d'une digue à talus en enrochements

Les digues sont des ouvrages de protection construits pour opposer la propagation de la houle, ils sont peu esthétiques. Leur ruine est généralement progressive et leur résistance est d'autant plus efficace que le massif est peu poreux et haut. Ces ouvrages sont constitués de matériaux rocheux de différentes catégories granulaires de poids croissant depuis l'intérieur (noyau) vers la face externe « carapace ». Pour des houles allant de moins de 3m à 4.5m il est recommandé que la carapace soit composée d'enrochement naturel. Les blocs artificiels sont utilisés pour les hauteurs de houles supérieures à 4.5m et peuvent être utilisés aussi pour les hauteurs de houle variant entre 3 et 4.5 m. Le choix de l'enrochement dépend de plusieurs paramètres tels : la taille de blocs, leur qualité et quantité, disponibilité de carrière et leur proximité ainsi que le coût.

La Figure ci-dessous montre une coupe-type d'une digue à talus, avec ses divers éléments :

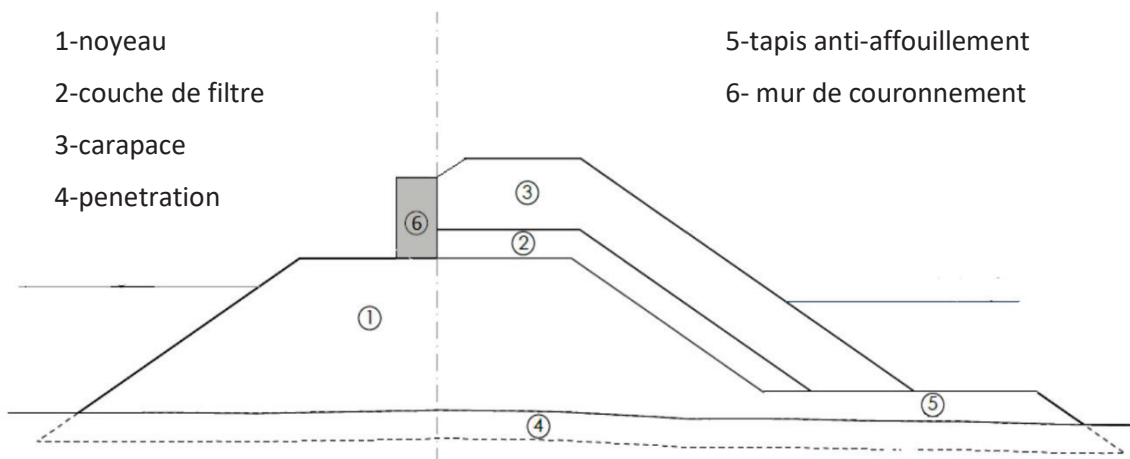


figure 22. Coupe transversale d'une digue à talus en enrochement

## IV.3. Méthodes de dimensionnement

Le dimensionnement des ouvrages extérieurs comprendra le prolongement de la jetée principale et la conception de l'épi de protection sur la jetée secondaire. Le dimensionnement comportera :

1. La détermination du poids de la carapace, de son épaisseur et le nombre de blocs / m<sup>2</sup>
2. La détermination du poids des filtres et leurs épaisseurs.
3. La détermination du poids du noyau.
4. La vérification des lois de Terzaghi.
  - Pour les deux ouvrages deux types de profils sont à considérer :
    - Le profil courant.
    - Le profil au musoir.

### IV.3.1 Dimensionnement de la carapace

#### IV.3.1.1 Dimensionnement du poids de la carapace

Les méthodes utilisées pour le dimensionnement et l'estimation des tailles de blocs sont des méthodes empiriques basées sur des études de laboratoires. La méthode utilisée dans cette partie est celle élaborée par HUDSON (1953), suivant la formule ci-dessous :

$$w_C = \frac{\gamma_B H^3}{k_D \left( \frac{\gamma_B}{\gamma_\omega} - 1 \right)^3 \cotg \alpha}$$

$w_C$ : poids des BCR en tonnes.

$\gamma_B$  : masse volumique des blocs utilisés.

$\gamma_\omega$  : masse volumique de l'eau de mer.

$\cotg \alpha$  = angle du talus à l'horizontale.

$k_D$  : coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON. (Tableau A3 annexe 2).

$H$  : amplitude de la houle de dimensionnement.

#### IV.3.1.2. Dimensionnement de l'épaisseur de la carapace

On utilise pour l'épaisseur de la formule extraite du « Shore Manual protection, Coastal Engineering Research Center » C.E.R.C- US Army, suivante :

$$E = n \times k_\Delta \times \left( \frac{w_C}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

$E$  = épaisseur carapace en m.

$n$  = nombre de couches (= 2).

$w_C$  = poids des blocs de carapace.

$\gamma_s$  = densité du matériau.

$k_\Delta$  = coefficient de type de couche. (Tableau A2 annexe 2).

#### IV.3.1.3. Nombre de blocs par unité de surface

Le nombre de blocs par le m<sup>2</sup> est déterminé par la formule suivante :

$$Nb = n \times k_\Delta \times (1 - p) \times \left( \frac{\gamma_s}{w_C} \right)^{2/3}$$

$Nb$  = nombre de blocs par m<sup>2</sup>.

$n$  = nombre de couches.

$w_C$  = poids des blocs de carapace.

$\gamma_s$  = densité du matériau.

$k_\Delta$  = coefficient de forme des blocs.

$p$  = porosité moyenne = 44 %.

## IV.3.2. Dimensionnement de la sous couche

### IV.3.2.1. Poids de la sous couche

La sous couche assure la transition entre le noyau et la carapace et empêche l'entraînement par l'eau des particules fines du noyau. La catégorie des enrochements pour Le SPM (CERC, 1984) recommande, un poids  $w_{SC}$  compris entre  $w_C/15$  et  $w_C/10$ . (Selon le rock manuel)

### IV.3.2.2. Epaisseur de la sous couche

L'épaisseur du filtre est donnée par la même formule que IV.3.1.2 en prenant les caractéristiques du filtre.

## IV.3.3. Dimensionnement du noyau

### IV.3.3.1 Poids du noyau

Le poids du noyau est généralement compris entre  $w_C/6000$  et  $w_C/4000$ .

### IV.3.4. Vérification des lois de Terzagui.

Les règles énoncées par Terzagui permettent d'assurer que les sous-couches assurent bien leur rôle qui est de filtre granulométrique permettant de retenir les matériaux les plus fins, à cet effet les inéquations suivantes devront être respecter, (Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D).

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} \leq 5 \quad ; \quad 4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} \leq 20 \quad ; \quad \frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} \leq 25$$

- On calcule le pourcentage en diamètre par la formule suivante :

$$D_i = i \times (\phi_S - \phi_i) + \phi_i$$

- Calculer le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer :

$$\phi_i = 2 \times \left( 3 \frac{w_i}{4 \times \pi \times \gamma_s} \right)^{1/3} \quad \phi_S = 2 \times \left( 3 \frac{w_s}{4 \times \pi \times \gamma_s} \right)^{1/3}$$

Où  $w_i$  et  $w_s$  sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

## IV.4. Dimensionnement du prolongement de la jetée principale

### IV.4.1. Partie courante

- Paramètre de calcul

$\gamma_B = 2.65 \text{ t/m}^3$ pour les enrochements naturels	$\gamma_\omega = 1.028 \text{ t/m}^3$
$\cotg \alpha = 3/2$	$H = 2.52 \text{ m}$
$k_D = 3.5$ blocs anguleux	$n = 2$
$k_\Delta = 1.15$	$p = 44 \%$

- Calcul du poids de la carapace

$$w_C = \frac{\gamma_B H^3}{k_D \left( \frac{\gamma_B}{\gamma_\omega} - 1 \right)^3 \cotg \alpha} = \frac{2.65 \times 2.52^3}{3.5 \left( \frac{2.65}{1.028} - 1 \right)^3 \cdot 3/2} = 2.05 \text{ t}$$

La catégorie de l'enrochement à choisir devra comporter  $0.75 w_C$  et  $1.25 w_C$  donc 1.6t et 2.6t

**On choisit la catégorie d'enrochement [3t – 6t]**

- Calcul de l'épaisseur de la carapace

Avec :  $w_C = (3+6) / 2 = 4.5 \text{ t}$

$$E = n \times k_\Delta \times \left( \frac{w_C}{\gamma_s} \right)^{1/3} = 2 \times 1.15 \times \left( \frac{4.5}{2.65} \right)^{1/3} = 2.74 \text{ m}$$

**On prend Ecarapace = 2.8 m**

- Calcul du Nombre de blocs par unité de surface

$$Nb = n \times k_\Delta \times (1 - p) \times \left( \frac{\gamma_s}{w_C} \right)^{2/3} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.44) \times \left( \frac{2.65}{4.5} \right)^{2/3} = 0.9$$

**Soit 90 blocs par 100 m<sup>2</sup>**

- Poids de la sous couche

$$w_C/15 \text{ t} < w_{sc} < w_C/10 \text{ t} \Rightarrow 2.05/15 \text{ t} < w_{sc} < 2.05/10 \text{ t} \Rightarrow 0.136 \text{ t} < w_{sc} < 0.205 \text{ t}$$

**On choisit la catégorie d'enrochement [1t – 3t]**

Epaisseur de la sous couche

$$E = n \times k_\Delta \times \left( \frac{w_n}{\gamma_s} \right)^{1/3} = 2 \times 1.15 \times \left( \frac{2}{2.65} \right)^{1/3} = 2.10 \text{ m}$$

- Poids du noyau.

$$w_C/6000 \text{ t} < w_n < w_C/4000 \text{ t}$$

$$2.05/6000 \text{ t} < w_n < 2.05/4000 \text{ t}$$

$$3.4 \times 10^{-4} \text{ t} < w_n < 5.1 \times 10^{-4} \text{ t}$$

**Donc : On prendra un tout venant de carrière 0 à 500 Kg**

- **Vérifications de therzagui**

**Noyau :  $0 \leq W \leq 0,5T$**

$$\phi_i = 2 \times \left( 3 \frac{0}{4 \times \pi \times 2.65} \right)^{1/3} = 0m \quad \phi_s = 2 \times \left( 3 \frac{0.5}{4 \times \pi \times 2.65} \right)^{1/3} = 0.716m$$

$$D_{15} = 0.15 (0.716 - 0) + 0 = 0.107 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.716 - 0) + 0 = 0.358 \text{ m}$$

$$D_{85} = 0.85 (0.716 - 0) + 0 = 0.609 \text{ m}$$

**Couche filtre :  $1 \leq W \leq 3T$**

$$\phi_i = 2 \times \left( 3 \frac{1}{4 \times \pi \times 2.65} \right)^{1/3} = 0.902m \quad \phi_s = 2 \times \left( 3 \frac{3}{4 \times \pi \times 2.65} \right)^{1/3} = 1.302m$$

$$D_{15} = 0.15 (1.302 - 0.902) + 0.902 = 0.962 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (1.302 - 0.902) + 0.902 = 1.102 \text{ m}$$

$$D_{85} = 0.85 (1.302 - 0.902) + 0.902 = 0.609 \text{ m}$$

Donc

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.902}{0.609} = 1.48 \leq 5 \quad \text{vérifié}$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.902}{0.107} = 8.43 \leq 20 \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.102}{0.358} = 3.07 \leq 25 \quad \text{vérifié}$$

#### IV.4.2. Partie musoir

- **Paramètre de calcul**

$\gamma_B = 2.65 \text{ t/m}^3$  pour les enrochements naturels

$\gamma_\omega = 1.028 \text{ t/m}^3$

$\cotg \alpha = 3/2$

$H = 2.52 \text{ m}$

$k_D = 2.9$  blocs anguleux, vague non déferlante

$n = 2$

$k_\Delta = 1.15$

$p = 44 \%$

- **Calcul du poids de la carapace**

$$w_C = \frac{\gamma_B H^3}{k_D \left( \frac{\gamma_B}{\gamma_\omega} - 1 \right)^3 \cotg \alpha} = \frac{2.65 \times 2.52^3}{2.9 \left( \frac{2.65}{1.028} - 1 \right)^3 \cdot 3/2} = 2.5t$$

La catégorie de l'enrochement à choisir devra comporter  $0.75w_C$  et  $1.25w_C$  donc 1.9t et 3.2t

**On choisit la catégorie d'enrochement [3t – 6t]**

- **Calcul de l'épaisseur de la carapace**

Avec :  $w_C = (3+6) / 2 = 4.5t$

$$E = n \times k_\Delta \times \left( \frac{w_C}{\gamma_s} \right)^{1/3} = 2 \times 1.15 \times \left( \frac{4.5}{2.65} \right)^{1/3} = 2.74 \text{ m}$$

**On prend Ecarapace = 2.8 m**

- **Calcul du Nombre de blocs par unité de surface**

$$Nb = n \times k_{\Delta} \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_s}{w_C}\right)^{2/3} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.65}{4.5}\right)^{2/3} = 0.9$$

- **Poids de la sous couche**

$$w_C/15 < w_{sc} < w_C/10$$

$$2.5/15 < w_{sc} < 2.5/10$$

$$0.166 < w_{sc} < 0.25$$

**On choisit la catégorie d'encrochement [1t – 3t]**

- **Epaisseur de la sous couche**

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{w_n}{\gamma_s}\right)^{1/3} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.65}\right)^{1/3} = 2.10m$$

- **Poids du noyau.**

$$w_C/6000 \text{ t} < w_n < w_C/4000 \text{ t}$$

$$2.5/6000 \text{ t} < w_n < 2.5/4000 \text{ t}$$

$$4.2 \times 10^{-4} \text{ t} < w_n < 6.251 \times 10^{-4} \text{ t}$$

**On prendra un tout venant de carrière 0 à 500 Kg**

- **Vérifications de therzagui**

Les conditions de therzagui sont vérifiées entre la catégorie [0.5t – 1t] et [1t – 3t] (voir P32)

## VI.5. Dimensionnement de l'épi sud

### VI.5.1. Partie courante interne

- **Paramètre de calcul**

$\gamma_B = 2.65 \text{ t/m}^3$  pour les encrochements naturels

$\gamma_{\omega} = 1.028 \text{ t/m}^3$

$\cotg \alpha = 3/2$

$H = 1.75m$

$k_D = 2.9$  blocs anguleux, vague non déferlante

$n = 2$

$k_{\Delta} = 1.15$

$p = 44 \%$

- **Calcul du poids de la carapace**

$$w_C = \frac{\gamma_B H^3}{k_D \left(\frac{\gamma_B}{\gamma_{\omega}} - 1\right)^3 \cotg \alpha} = \frac{2.65 \times 1.75^3}{2.9 \left(\frac{2.65}{1.028} - 1\right)^3 \cdot 3/2} = 1.077t$$

La catégorie de l'encrochement à choisir devra comporter  $0.75w_C$  et  $1.25w_C$  donc  $0.8t$  et  $1.34t$

**On choisit la catégorie d'encrochement [1t - 3t]**

- **Calcul de l'épaisseur de la carapace**

Avec :  $w_C = (1+3) / 2 = 2t$

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{w_C}{\gamma_s}\right)^{1/3} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.65}\right)^{1/3} = 1.88 \text{ m}$$

On prend  $E_{\text{carapace}} = 1.9\text{m}$

- **Calcul du Nombre de blocs par unité de surface**

$$Nb = n \times k_{\Delta} \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_s}{w_C}\right)^{2/3} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.65}{2}\right)^{2/3} = 1.83 \text{ blocs}$$

Soit 183 blocs par 100 m<sup>2</sup>

- **Poids du noyau.**

$$w_C/6000 \text{ t} < w_n < w_C/4000 \text{ t}$$

$$1.5/6000 \text{ t} < w_n < 1.5/4000 \text{ t}$$

$$2.5 \times 10^{-4} \text{ t} < w_n < 3.751 \times 10^{-4} \text{ t}$$

On prendra un tout venant de carrière 0 à 500 Kg

- **Vérifications de therzagui**

Les conditions de therzagui sont vérifiées entre la catégorie [0.5t – 1t] et [1t – 3t] (voir P32)

#### VI.5.2. Dimensionnement du musoir du contre épi et la partie externe

$\gamma_B = 2.65 \text{ t/m}^3$ pour les enrochements naturels	$\gamma_{\omega} = 1.028 \text{ t/m}^3$
$\cotg \alpha = 3/2$	$H = 2.52\text{m}$
$k_D = 2.9$ blocs anguleux, vague non déferlante	$n = 2$
$k_{\Delta} = 1.15$	$p = 44 \%$

- **Paramètre de calcul**
- **Calcul du poids de la carapace**

$$w_C = \frac{\gamma_B H^3}{k_D \left(\frac{\gamma_B}{\gamma_{\omega}} - 1\right)^3 \cotg \alpha} = \frac{2.65 \times 2.52^3}{2.9 \left(\frac{2.65}{1.028} - 1\right)^3 \cdot 3/2} = 2.5 \text{ t}$$

La catégorie de l'enrochement à choisir devra comporter  $0.75w_C$  et  $1.25w_C$  donc 1.9t et 3.2t

On choisit la catégorie d'enrochement [3t – 6t]

- **Calcul de l'épaisseur de la carapace**

Avec :  $w_C = (3+6) / 2 = 4.5\text{t}$

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{w_C}{\gamma_s}\right)^{1/3} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.65}\right)^{1/3} = 2.74 \text{ m}$$

On prend  $E_{\text{carapace}} = 2.8 \text{ m}$

- **Calcul du Nombre de blocs par unité de surface**

$$Nb = n \times k_{\Delta} \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_s}{w_C}\right)^{2/3} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.65}{4.5}\right)^{2/3} = 0.1$$

• **Poids du noyau.**

$$w_C/6000 \text{ t} < w_n < w_C/4000 \text{ t}$$

$$2.5/6000 \text{ t} < w_n < 2.5/4000 \text{ t}$$

$$4.2 \times 10^{-4} \text{ t} < w_n < 6.251 \times 10^{-4} \text{ t}$$

**On prendra un tout venant de carrière 0 à 500 Kg**

• **Vérifications de therzagui**

**Noyau :  $0 \leq W \leq 0,5T$**

$$\phi_i = 2 \times \left( 3 \frac{0}{4 \times \pi \times 2.65} \right)^{1/3} = 0m \quad \phi_s = 2 \times \left( 3 \frac{0.5}{4 \times \pi \times 2.65} \right)^{1/3} = 0.716m$$

$$D_{15} = 0.15 (0.716 - 0) + 0 = 0.107 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.716 - 0) + 0 = 0.358 \text{ m}$$

$$D_{85} = 0.85 (0.716 - 0) + 0 = 0.609 \text{ m}$$

**Couche filtre :  $3 \leq W \leq 6T$**

$$\phi_i = 2 \times \left( 3 \frac{3}{4 \times \pi \times 2.65} \right)^{1/3} = 1.302m \quad \phi_s = 2 \times \left( 3 \frac{6}{4 \times \pi \times 2.65} \right)^{1/3} = 1.629m$$

$$D_{15} = 0.15 (1.629 - 1.302) + 1.302 = 1.351 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (1.629 - 1.302) + 1.302 = 1.465 \text{ m}$$

$$D_{85} = 0.85 (1.629 - 1.302) + 1.302 = 1.58 \text{ m}$$

Donc

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{1.351}{0.609} = 2.2 \leq 5 \quad \text{vérifié}$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{1.351}{0.107} = 13.69 \leq 20 \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.465}{0.358} = 3.07 \leq 25 \quad \text{vérifié}$$

Le calcul du run up a permis d'obtenir résultats suivant (détail en annexe 2)

Déferlement=3,72m	Run up = 5,32m	Run down=3,022m	Donc la cote sera arasée a 5.5m
-------------------	----------------	-----------------	---------------------------------

**tableau 8. Récapitulatifs des caractéristiques des ouvrages de protection**

Ouvrage	Couche	Partie courante interne			Partie courante externe et musoir		
		Catégorie d'enrochement	Epaisseur de la couche	Cote d'arase	Catégorie d'enrochement	Epaisseur de la couche	Cote d'arase
Prolongement de la jeté principale	Carapace	/	/		3t – 6t	2.8m	+5.5m
	Filtre	1t-3t	2.1m	+4m	1t-3t	2.1m	+4m
	Noyau	0 t -0.5t	/	+2m	0-0.5t	/	+2m
Contre épi	Carapace	1t - 3t	1.8	+3.3	3t-6t	2.8	+3.3
	Noyau	0 - 0.5t	/	+0.5	0-0.5t	/	+0.5

- Coupe des différents ouvrages :

**Prolongement de la jetée principale**

Il est composé d'un seul tronçon qui débute du musoir de la jetée existante et s'étend sur 100m environ orienté vers le Sud-Ouest. Fondé à des profondeurs variantes entre -2.0 m et -4.0 m. Le noyau en T.V.C a une largeur moyenne de berme de 12m, qui se prolonge sous la carapace (côté mer) en 4.75m de largeur pour former un tapis anti-affouillement.

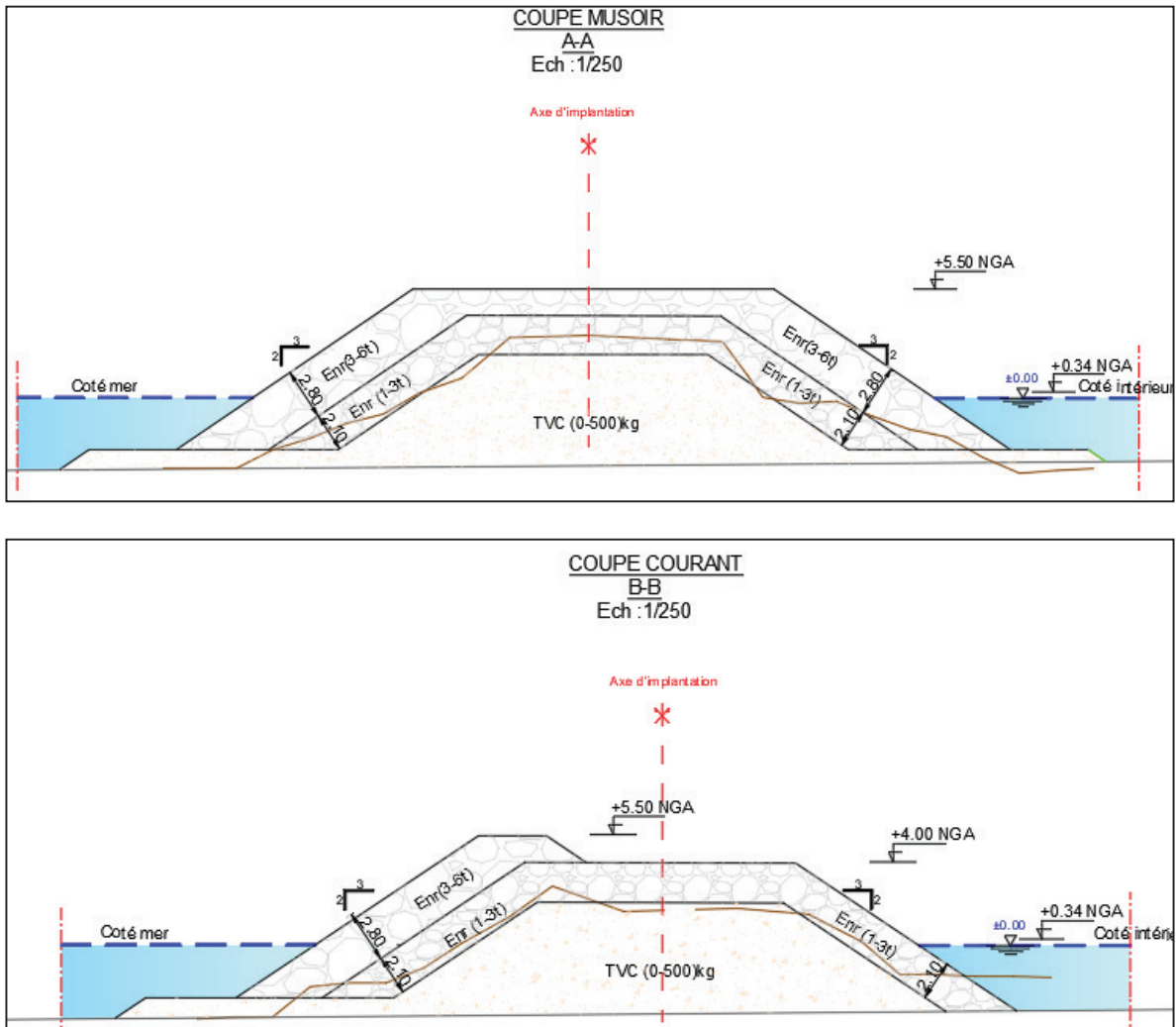


figure 23. Coupe type du prolongement de la jetée principale

## Contre épi

Il a une longueur moyenne de 65ml dont 55m sur mer, son noyau a une largeur moyenne de la berme de 6m, qui se prolonge sous la carapace (côté mer) en 4.00m de largeur pour former un tapis anti-affouillement.

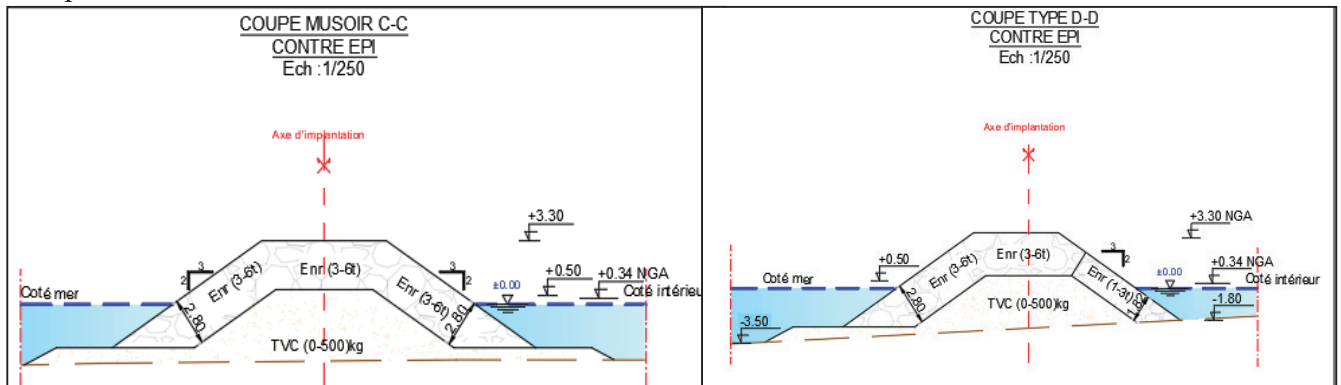


figure 24. Coupe type du contre épi

- **Réduction du brise-lame existant**

Nous préconisons de réduire la longueur de ce dernier de 65ml côté Ouest. C'est-à-dire, sa longueur deviendra égale à 135ml. Les quantités reprises du brise-lame existant pourrait être réutilisé, en particulier ceux issus de la carapace.

## IV.6. Conclusion

Pour assurer une meilleure stabilité de la digue face aux effets de la houle extrême, le recours à l'essai sur modèle physique réduit est important afin d'assurer la stabilité, ainsi que l'optimisation du poids des blocs et la vérification des franchissements de la houle.

# **Chapitre V : Rempiétement du quai**

## V.1. Introduction

En règle générale, le terme "rempiétement" fait référence à toutes les opérations réalisées à la base d'un quai dans le but d'augmenter le tirant d'eau disponible ou de renforcer sa structure pour répondre aux nouvelles exigences d'exploitation. Dans ce chapitre il s'agira de renforcer l'ancien quai dégradé du port afin de permettre son exploitation.

## V.2. Rempiétement en blocs

Cette variante permet le confortement des quais existants. Elle consiste, en l'implantation à une profondeur du front d'accostage d'origine, un quai en blocs composé :

1. D'une assise en enrochements.
2. D'un empilement en certains nombres de blocs en « I » préfabriqué en béton.
3. D'un matériau en tout-venant de carrière pour le remplissage des évidements de blocs.
4. D'un remblai en tout-venant de carrière déversée à l'arrière des blocs.
5. D'un cavalier en enrochements en pied de quai pour la protection contre les affouillements.
6. D'un couronnement en béton armé coulé en place,

## V.3. Hypothèse de calcul

### V.3.1. Caractéristiques des matériaux de constructions

- Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements

Poids volumique  $\gamma_d = 1.8 \text{ t/m}^3$

Poids volumique déjaugé  $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$

Angle de frottement interne  $\varphi = 37^\circ$

Cohésion  $c = 0 \text{ t/m}^2$

- Assise en enrochement

Poids volumique déjaugé  $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$

Angle de frottement interne  $\varphi = 37^\circ$

Cohésion  $c = 0 \text{ t/m}^2$

Contrainte admissible  $\sigma_{adm} = 40 \text{ à } 60 \text{ t/m}^2$

- Béton de masse

Poids volumique  $\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$

Poids volumique déjaugé  $\gamma'_b = 1.4 \text{ t/m}^3$

Béton armé :

Poids volumique  $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

Poids volumique déjaugé  $\gamma'_b = 1.5 \text{ t/m}^3$

### V.3.2. Charges et surcharges d'exploitation

#### Charges permanentes G :

- Poids propre du mur.
- Poids du remblai dans les évidement et sur les blocs.
- Poussée des terres.
- Poussée hydrostatique du marnage.
- Poussée hydrodynamique.
- Bollard.

#### Charges d'exploitations Q :

- Surcharge = 2 (t / m<sup>2</sup>)
- Effort d'amarrage = 1 (t/ml)

#### Séisme :

- K<sub>h</sub> : Accélération horizontal (K<sub>h</sub> = 0.25)
- K<sub>v</sub> : Accélération verticale (K<sub>v</sub> = ± 0.3 K<sub>h</sub> = 0.075)

#### Coefficients de sécurité

tableau 9. Coefficients de sécurité

	Cas statique	Cas dynamique
renversement $Fs = \frac{Ms}{Mr}$	≥ 1.5	≥ 1.1
Au glissement $Fg = \frac{Fv \times \tan \phi}{Fh}$	≥ 1.5	≥ 1.1

### V.3.3. Calcul des efforts

#### Calcul des coefficients de poussées

Le calcul des coefficients de poussées sera établi par la méthode de MONONOBÉ-OKABÉ avec les hypothèses suivantes :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

$\delta = \varphi$  Pour parois verticale (sol/sol)

$\delta = \frac{2}{3} \varphi$  Pour parois incliné (sol/béton)

#### Poussée hydrostatique du marnage

Le marnage est de 34 cm (Soit e = 0,34 m)

La pression due au marnage est  $\sigma = e \times \gamma_w$

D'où les poussées due au marnage :  $P_1 = \frac{1}{2} \sigma \cdot e$  ;  $Y_{G1} = h + \frac{e}{3}$

$$P_2 = \sigma \cdot h \quad ; \quad Y_{G2} = \frac{h}{2}$$

### Poussée hydrodynamique

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_h = 0,9917 K_h \gamma_w h^2$$

Le bras de levier de la poussée est  $Z = 0,40 h$  à partir du fond marin

$h$  : La profondeur au pied du bloc

### Sollicitation due à l'amarrage

L'effort d'amarrage est appliqué à +0.30 m au-dessus du niveau supérieur du quai (+1.50), le moment dû à l'effort d'amarrage est :  $M = F \times (h + 1.5 + 0.30)$  Pour les quais en blocs

### Efforts dû au séisme

Force horizontale due au séisme (SI):  $SI = K_h \times P$

Force verticale due au séisme :  $(1 \pm K_v) \times P$

$P$  : Poids total du mur (y compris les terres dans les évidements et au-dessus des blocs)

## V.4.Determination des efforts agissant sur le quai après le rempiétement

La Coupe type du quai est représentée dans la figure ci-après :

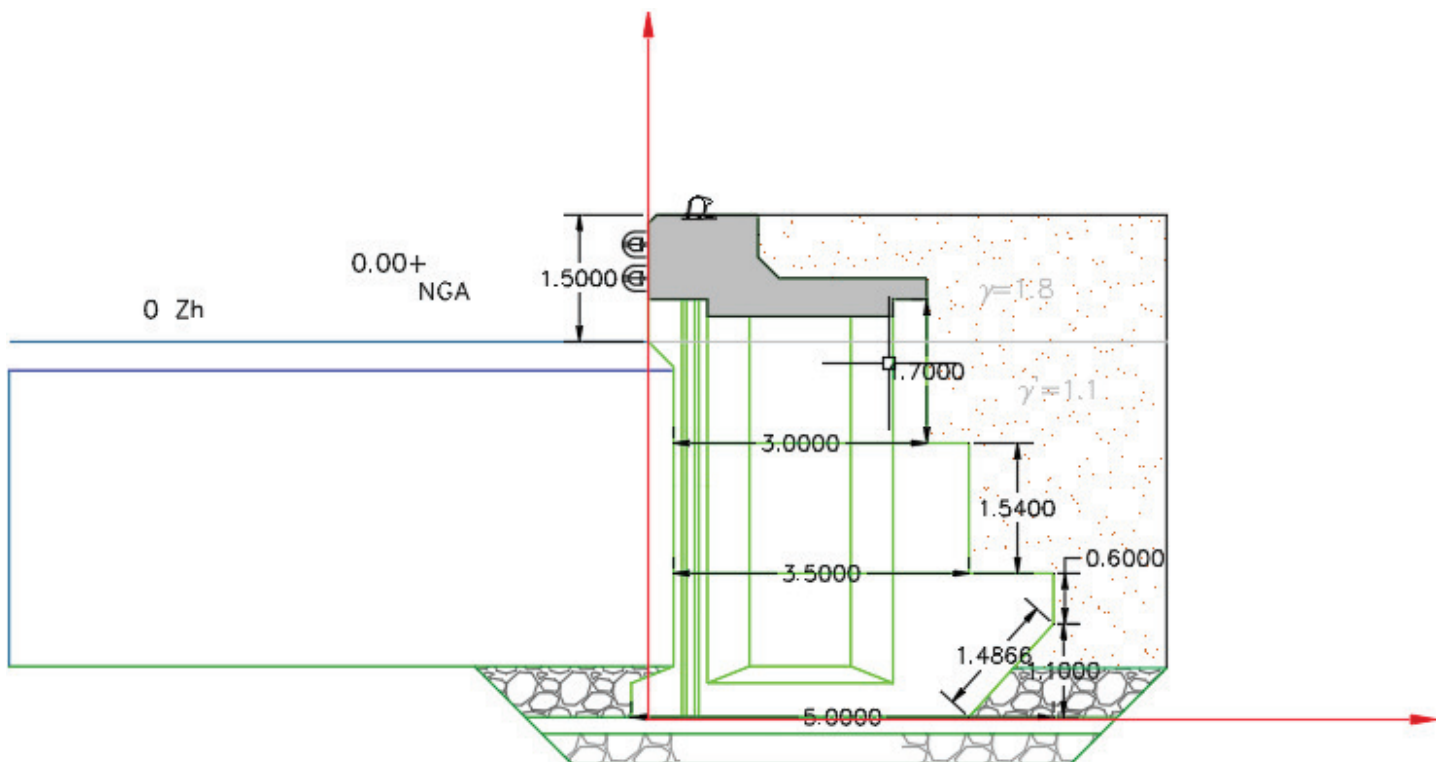


figure 25. Coupe du quai en bloc a -3.5 m

### V.4.1. Poids propre des blocs et de la superstructure

Poids = volume x poids volumique

**tableau 10. Calcul du poids propre**

Elément	Poids propre (t/ml)	Bras de levier (x)	Moment stabilisant (t.m/ml)
Blocs 1	$W1=(17,88 \times 1,4)/3=8.344$	X=2.14m	17,856
Blocs 2	$W2=(10,98 \times 1,4)/3=5.124$	X=2.25m	11.529
Blocs 3	$W3=(10,75 \times 1,4)/3=5.017$	X=1.64m	8.228
Poutre de couronnement	$W4=2.26 \times 2,5=5.62$	X= 1.7m	9.554
Poids du TV sur la poutre de couronnement +revêtement	W5=2.95	X=2,35m	4.23
Poids du TV sur le bloc 2	$W6=1.223 \times 1,1=1.345$	X=3,75m	5.044
Poids du TV sur le bloc 1	$W7= (4.03 \times 1,1) =4.436$	X=4,5m	19.962
Poids du TV dans l'évidement Blocs 1	$W8=2 \times (2,21 \times 1,1)/3=1.62$	X=2m	3.24
Poids du TV dans l'évidement Blocs 2	$W9=2 \times (2,618 \times 1,1)/3=1.92$	X=2m	3.84
Poids du TV dans l'évidement Blocs 3	$W10= 2 \times (2,4 \times 1,1 + 0.85 \times 1,8)/3= 2.78$	X=2m	5.56
Totale	$\sum F_v=39.2$		$\sum M_s=91.695$

### V.4.2 La poussée des terres

Les résultats du calcul des coefficients de poussées établi par la méthode de MONONOBÉ-OKABÉ cité dans les hypothèses de calcul (titre V.3.3) est représenté dans le tableau suivant :

**tableau 11. Valeurs du coefficient de poussées des terres Ka**

<b>Statique</b>	Frottement Sol/Mur	0,2257
	Frottement Sol/Sol	0,2331
<b>Dynamique</b>	Frottement Sol/Mur	0,3503
	Frottement Sol/Sol	0,3767

#### V.4.2.1. Cas statique

- **0 < h < 1.5**

$$h = 0 ; \sigma_1 = 0 ; p = 0$$

$$\sigma_1 = \gamma_d \times h_1 \times K_{ps1} = 1.8 \times 1.5 \times 0.233 = 0.629 \text{ t/m}^2$$

$$P1 = \frac{1}{2} \sigma_1 \times h_1 = 0.5 \times 0.624 \times 1.5 = 0.472 \text{ t/ml} ;$$

$$\text{Appliqué a : } Y = \frac{1}{3} \times 1,5 + 4,5 = 5m$$

- **1,5 < h < 4,84**

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma' \times h_2 \times K_{ps1} = 0.629 + 1.1 \times 3,34 \times 0.233 = 1.486 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \times h_2 = 0.5 \times (0.629 + 1.486) \times 3,34 = 3.533 \text{ t/ml} ;$$

Appliquée à Y = 3,14 m

- **4,84 < h < 5,94 écran incliné**

$$\text{A } 4,84\text{m} : \sigma_{31} = [(\gamma_d \times h_1) + (\gamma' \times h_2)] \times K_{ps2} = [(1.8 \times 1.5) + (1.1 \times 3,34)] \times 0.225 = 1,435 \text{ t/m}^2$$

$$\text{A } 5,94\text{m} : \sigma_{32} = [(\gamma_d \times h_1) + \gamma' (h_2 + L)] \times K_{ps2} = [(1.8 \times 1.5) + 1.1 \times (3.34 + 1.487)] \times 0.225 = 1.802 \text{ t/m}^2$$

$$P3 = \frac{1}{2} (1.435 + 1.802) \times 1.1 = 1.78 \text{ t/ml}$$

Appliquée à Y = 0.55m

#### V.4.2.2. Cas dynamique

- **0 < h < 1.5**

$$h = 0 ; \sigma_1 = 0 ; p = 0$$

$$\sigma_1 = \gamma_d \times h_1 \times K_{ds1} = 1.8 \times 1.5 \times 0.3767 = 1.02 \text{ t/m}^2$$

$$P1 = \frac{1}{2} \sigma_1 \times h_1 = 0.5 \times 1.02 \times 1.5 = 0.765 \text{ t/ml} ;$$

$$\text{Appliqué a : } Y = \frac{1}{3} \times 1,5 + 4,5 = 5m$$

- **1,5 < h < 4,84**

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma' \times h_2 \times K_{ds1} = 1.02 + 1.1 \times 3,34 \times 0.377 = 2.41 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \times h_2 = 0.5 \times (1.02 + 2.41) \times 3,34 = 5.7 \text{ t/ml} ;$$

Appliquée à Y = 3,14 m

- **4,84 < h < 5,94 écran incliné**

$$\text{A } 4,84\text{m} : \sigma_{31} = [(\gamma_d \times h_1) + (\gamma' \times h_2)] \times K_{ds2} = [(1.8 \times 1.5) + (1.1 \times 3,34)] \times 0.35 = 2,231 \text{ t/m}^2$$

$$\text{A } 5,94\text{m} : \sigma_{32} = [(\gamma_d \times h_1) + \gamma' (h_2 + L)] \times K_{ds2} = [(1.8 \times 1.5) + 1.1 \times (3.34 + 1.487)] \times 0.35 = 2.81 \text{ t/m}^2$$

$$P3 = \frac{1}{2} (2.231 + 2.81) \times 1.1 = 2.78 \text{ t/ml}$$

Appliquée à Y = 0.55m

**tableau 12. Tableaux récapitulatifs du calcul de la poussée des terres**

		Cas statique		Cas dynamique	
X	Y	Pv (t/ml)	Ph (t/ml)	Pv (t/ml)	Ph (t/ml)
3.5m	5m	0.284	0,377	0.46	0.612
4 m	3.14m	2.126	2.822	3.43	4.55
4.5 m	0.55m	0.742	1.618	1.16	2.52

Avec: Ecran vertical:  $P_h = P \cos \delta$  ;  $P_v = P \sin \delta$  ; Ecran incliné :  $P_h = P \cos (\delta + \lambda)$  ;  $p_v = P \sin (\delta + \lambda)$

#### V.4.3 Poussée hydrostatique de marnage

$$\sigma = \gamma_w \times e = 1.03 \times 0.34 = 0.35 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = 0,5 \cdot \sigma \cdot e = 0.059 \text{ t/ml} \quad ; \quad Y_{G1} = h + \frac{e}{3} = 3,5 + \frac{0.34}{3} = 3.613 \text{ m}$$

$$P_2 = \sigma \cdot h = 1.225 \text{ t/ml} \quad ; \quad Y_{G2} = \frac{h}{2} = 1.75 \text{ m}$$

#### V.4.4 Poussée hydrodynamique

$$P_h = 0,9917 K_h \gamma_w h^2 = 0,9917 \times 0,25 \times 1,03 \times 3,5^2 = 3.12 \text{ t/ml} ;$$

Appliqué à  $Y = 0.4 \times 3.5 = 1.4 \text{ m}$

#### V.4.5 Poussée due aux surcharges

La surcharge uniformément répartie :  $q = 2 \text{ t/m}^2$

##### V.4.5.1. Cas statique

- **0 < h < 4,84m**

$$\sigma = q \times K_{qs} \quad ; \quad K_{qs} = \frac{K_{ps}}{\cos(-\beta + \lambda)}$$

$$\beta = 0 \text{ et } \lambda = 0 \Rightarrow K_{qs} = K_{ps} = 0.2257$$

$$\sigma_{qs1} = 2 \times 0.2257 = 0.451 \text{ t/m}^2$$

$$P_{qs1} = \sigma_{q1} \times h = 0.4514 \times 4.84 = 2.185 \text{ t/ml}$$

Appliqué à  $Y = 3.52 \text{ m}$

- **4.84 m < h < 5.94m (écran incliné)**

$$\lambda = 42.29; \quad \beta = 0 \quad \Rightarrow K_{ps2} = 0.315$$

$$\sigma_{qs1} = 2 \times 0.315 = 0.63 \text{ t/m}^2$$

$$P_{qs2} = \sigma_{q2} \times L = 0.63 \times 1.487 = 0.937 \text{ t/ml}$$

Appliqué à  $Y = 0.55 \text{ m}$

##### V.4.5.1. Cas dynamique

$$P = q \times L \times (1 + K_v) \times K_{qd}$$

- **0 < h < 4.84m**

$$\lambda = 0 \quad ; \quad \beta = 0 \quad \Rightarrow K_{qd1} = K_{pd1} = 0.3503$$

$$P = 2 \times 4.84 \times (1 + 0.075) \times 0.35 = 3.6 \text{ t/ml}$$

Appliquée à  $Y = 3.52 \text{ m}$

- **4.84 < h < 5.94m**

$$\lambda = 42.29 \quad ; \quad \beta = 0 \quad \Rightarrow K_{qd1} = K_{pd1} = 0.5$$

$$P = 2 \times 1.487 \times (1 + 0.075) \times 0.5 = 1.6 \text{ t/ml}$$

Appliquée à  $Y = 0.55 \text{ m}$

tableau 13. Récapitulatif de la poussée due aux surcharges

		Cas statique		Cas dynamique	
X (m)	Y (m)	P <sub>v</sub> (t/ml)	P <sub>h</sub> (t/ml)	P <sub>v</sub> (t/ml)	P <sub>h</sub> (t/ml)
3.5	3.52	1.236	1.64	1.502	3.27
4.5	0.55	0.748	0.564	0.67	1.454

#### V.4.6. Force horizontale du séisme

$$F_A = K_h \times P = 0.25 \times 39.2 = 9.8 \text{ t/ml. Avec :}$$

$K_h$  : accélération horizontale du séisme.

P : poids totaux du mur de quai.

### V.5. Vérification de la stabilité du quai

#### V.5.1. La stabilité vis-à-vis au glissement et au renversement

##### V.5.1.1. Cas statique

tableau 14. Récapitulatif des efforts dans le cas statique

Élément	F <sub>v</sub> (t/ml)	M <sub>s</sub> (t.m/ml)	F <sub>h</sub> (t/ml)	M <sub>r</sub> (t.m/ml)
Poids propre	39.2	91.695	0	0
Poussé des terres	3.15	12.20	4.816	12.837
Marnage	0	0	1.284	2.359
Surcharge	1.984	7.295	2.204	7.69
Bollard	0	0	1	6.16

Le calcul des combinaisons est tel que ;

Charge permanente G = Poids propre + Poussé des terres + Marnage + bollard

Charge d'exploitation Q = Surcharge

tableau 15. Résultats de la stabilité dans le cas statique

		$\Sigma M_s$	$\Sigma M_r$	$\Sigma F_v$	$\Sigma F_H$	$F_r = \frac{M_s}{M_r}$	$F = \frac{E_v}{E_h} \times tg\phi$
ELS	G + Q	111.2	29.046	44.334	9.305	3.84 > 1.5	3.57 > 1.5
ELU	1.35G + 1.5Q	151.2	41.29	59.9	13.04	3.66 > 1.5	3.46 > 1.5

## V.5.1.2. Cas Dynamique

tableau 16. Récapitulatifs des efforts dans le cas dynamique

Elément	Fv (t/ml)	Ms (t.m/ml)	Fh (t/ml)	Mr (t.m/ml)
Poids propre	39.2	91.695	0	0
Poussé des terres	5.05	21.9	7.682	18.73
Marnage	0	0	1.284	2.359
Surcharge	2.194	8.29	4.724	12.31
Bollard	0	0	1	6.16
Pression hydrodynamique	0	0	3.12	4.368
Séisme	0	0	9.2575	27.495

Le calcul de la combinaison est tel que :

Charge permanente G = Poids propre + Poussée des terres + Marnage + Bollard + Pression hydrodynamique

Charge d'exploitation Q = Surcharge

Charge due au séisme  $F_A$  = Séisme

tableau 17. Résultats de la stabilité dans le cas dynamique

		$\Sigma M_s$	$\Sigma M_r$	$\Sigma F_v$	$\Sigma F_H$	$F_r = \frac{M_s}{M_r}$	$F_g = \frac{Ev}{Eh} \times tg\phi$
ACC	G + Q + $F_A$	121.885	71.422	46.264	27.068	1.7 > 1.2	1.3 > 1.2

Conclusion :

**La stabilité de l'ouvrage dans le cas dynamique et statique est vérifiée vis-à-vis au glissement et au renversement.**

## V.5.2. Stabilité vis-à-vis du poinçonnement

## - Couche d'assise

La contrainte développée au niveau de la couche d'assise est :  $\sigma_v = \frac{F_v}{B'}$

Tell que:  $B' = e \times 2$  si  $e > B/2 = 4/2 = 2m$

Sinon  $B' = 2(B - e)$  et  $e = \frac{M_s - M_R}{F_v}$

## - Couche de fondation

Nous sommes en présence d'une fondation superficielle sur un sol supposé homogène, avec une charge excentrée et inclinée. Avant chargement, le sol de fondation est à l'état élastique, lorsque la charge dépasse une certaine valeur critique, le sol passe à l'état d'équilibre plastique.

Le calcul de la capacité portante du sol de fondation doit être fait avec la méthode de MEYERHOF par la formule suivante :

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B'_1 N_\gamma I_\gamma + \gamma' D N_q I_q + C N_c I_c$$

$$C = 0 \Rightarrow Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B'_1 N_\gamma I_\gamma + \gamma' D N_q I_q$$

$N_\gamma, N_q, N_c$  : coefficient de la force portance

$I_\gamma, I_q$ : facteurs d'inclinaison dépendants de l'angle de frottement interne et de la charge appliquée.

$$I_q = (1 - 2\sigma/\pi)^2 ; I_\gamma = (1 - \sigma/\phi)^2 \text{ ( Selon les recommandations de l'euro code 7)}$$

$$\sigma = \arctg(F_H / F'_V) ; F'_V = F_V + \gamma' H ; B'_1 = B' + 2H \operatorname{tg}\phi ; Q_{adm} = F'_V / B'_1$$

Avec :  $H=056m ; D=1.14m$

Cas statique ELU	Cas statique ELS	Cas dynamique
<b>Couche d'assise</b>	<b>Couche d'assise</b>	<b>Couche d'assise</b>
$e = \frac{151.2 - 40.36}{59.9} = 1.85m$	$e = \frac{111.2 - 28.95}{44.154} = 1.86m$	$e = \frac{121.88 - 71.42}{46.26} = 1.1m$
$\rightarrow e < 2m$	$\rightarrow e < 2m$	$\rightarrow e < 2m$
$B' = 3,7 \text{ m}$	$B' = 3,72m$	$B' = 2.2m$
$\sigma_v = \frac{59.9}{3.7} = 16.18 \text{ t/m}^2$	$\sigma_v = \frac{44.154}{3.72} = 11.9 \text{ t/m}^2$	$\sigma_v = \frac{46.26}{2.2} = 21.03 \text{ t/m}^2$
$F_p = \frac{60}{16.2} = 3.7 > 3$	$F_p = \frac{60}{11.9} = 5 > 3$	$F_p = \frac{60}{21.03} = 2.85 > 2$
<b>Couche de fondation</b>	<b>Couche de fondation</b>	<b>Couche de fondation</b>
$B'_1 = 4,38m$	$B'_1 = 4,38m$	$B'_1 = 4,38m$
$N_\gamma = 66.11 ;$	$N_\gamma = 66.11$	$N_\gamma = 66.11$
$N_q = 42.92 \times 1.255 = 53.8646$	$N_q = 42.92 \times 1.255 = 53.8646$	$N_q = 42.92 \times 1.255 = 53.8646$
$F'_V = 60.5 \text{ t/ml} \rightarrow \sigma = 12.13^\circ$	$F'_V = 46.88 \text{ t/ml} \rightarrow \sigma = 11.226^\circ$	$F'_V = 44.89 \text{ t/ml} \rightarrow \sigma = 30.33^\circ$
$I_q = 0.75 ; I_\gamma = 0.45$	Donc $I_q = 0.76 ; I_\gamma = 0.48$	Donc $I_q = 0.48 ; I_\gamma = 0.032$
$Q_{lim} = 112.03 \text{ t/m}^2$	$Q_{lim} = 127.77 \text{ t/m}^2$	$Q_{lim} = 34.81 \text{ t/m}^2$
$Q_{adm} = F'_V / B'_1 = 13.8 \text{ t/m}^2$	$Q_{adm} = F'_V / B'_1 = 10.8 \text{ t/m}^2$	$Q_{adm} = F'_V / B'_1 = 10.562 \text{ t/m}^2$
$F_p = \frac{112.03}{13.8} = 8.11 > 3$	$F_p = \frac{127.77}{10.8} = 11.8 > 3$	$F_p = \frac{34.81}{10.562} = 3.3 > 3$

### V.6 La stabilité partiel du quai vis-à-vis au glissement et au renversement

Dans ce qui suit le calcul de la stabilité des blocs par rapport eux même, autrement dit, la poutre de couronnement et bloc 3, ensuite la poutre de couronnement, bloc 3 et bloc 2 doivent aussi être stable.

Ces parties du sont soumise aux mêmes effets que le quai entier, l'intensité des actions et des moments diffères. (Le calcul des combinaisons ainsi que les vérifications représentées dans le tableau 20 et 23 sont considérer comme dans la partie précédente).

V.6.1. Stabilité partiel 1 (Blocs3 et la poutre de couronnement)

- Cas statique

tableau 18. Efforts de la stabilité partiel 1 (cas statiques)

Désignation	F <sub>v</sub> (T/ml)	X(m)	M <sub>s</sub> (t.m/ml)	F <sub>h</sub> (T/ml)	Y(m)	M <sub>r</sub> (t.m/ml)
Poids	14.517	-----	23.023	-----	-----	-----
Poussée des terres	0.284	3.3	0.937	0.46	1.7	0.782
	0.566	3.3	1.86	1.09	0.6	0.654
Surcharge	0.973	3.3	3.21	0.73	1.35	0.985
Marnage	-----	-----	-----	0.059	0.97	0.057
	-----	-----	-----	0.3	0.43	0.129
Bollard	-----	-----	-----	1	2.7	2.7

- Cas dynamique

tableau 19. Efforts de la stabilité partiel 1 (cas dynamique)

Désignation	F <sub>v</sub> (T/ml)	X(m)	M <sub>s</sub> (t.m/ml)	F <sub>h</sub> (T/ml)	Y(m)	M <sub>r</sub> (t.m/ml)
Poids	14.517	-----	23.023	-----	-----	-----
Poussée des terres	0.46	3.3	1.518	0.61	1.7	1.037
	0.824	3.3	2.72	1.09	0.6	0.654
Surcharge	0.85	3.3	2.805	1.85	1.35	2.497
Poussée hydrodynamique	-----	-----	-----	0.2	0.344	0.068
Marnage	-----	-----	-----	0.059	0.97	0.058
	-----	-----	-----	0.3	0.43	0.129
Bollard	-----	-----	-----	1	2.7	2.7
Séisme	-----	-----	-----	5.08	1.35	6.858

tableau 20. Résultats de la stabilité partiel 1

		ΣM <sub>s</sub>	ΣM <sub>r</sub>	ΣF <sub>v</sub>	ΣF <sub>H</sub>	$Fr = \frac{M_s}{M_r}$	$F = \frac{Ev \times tg\phi}{Eh}$
ELS	G + Q + B	29.030	5.307	16.304	3.639	5.47>1.5	4.48>1.5
ELU	1.35G + 1.5Q	39.672	7.74	22.2	5.226	5.125>1.5	4.247>1.5
ACC	G + Q + F <sub>A</sub>	27.261	13.99	16.66	10.189	1.949>1.2	1.635>1.2

### V.6.2. Stabilité partiel 2 (Blocs2 et Blocs3 ainsi que la poutre de couronnement)

#### ➤ Cas statique

tableau 21. Efforts de la stabilité partiel 12(cas statiques)

Désignation	F <sub>v</sub> (T/ml)	X(m)	M <sub>s</sub> (t.m/ml)	F <sub>h</sub> (T/ml)	Y(m)	M <sub>r</sub> (t.m/ml)
Poids	20.986	-----	41.49	-----	-----	-----
Poussée des terres	0.284	3	0.852	0.377	3.24	0.905
	1.615	3.5	5.652	2.143	1.37	2.936
Surcharge	1.15	3	3.45	1.528	2.12	3.233
Marnage	-----	-----	-----	0.059	2.51	0.15
	-----	-----	-----	0.252	1.2	0.303
Bollard	-----	-----	-----	1	4.24	4.24

#### ➤ Cas dynamique

tableau 22. Efforts de la stabilité partiel 1 (cas dynamique)

Désignation	F <sub>v</sub> (T/ml)	X(m)	M <sub>s</sub> (t.m/ml)	F <sub>h</sub> (T/ml)	Y(m)	M <sub>r</sub> (t.m/ml)
Poids	20.986	-----	41.49	-----	-----	-----
Poussée des terres	0.46	3	1.38	0.612	3.24	1.983
	1.818	3.5	6.363	3.95	1.37	5.4115
Surcharge	1.335	3	4.005	2.9	2.12	6.15
Poussée hydrodynamique	-----	-----	-----	1.47	0.96	1.4112
Marnage	-----	-----	-----	0.059	2.51	0.15
	-----	-----	-----	0.252	1.2	0.303
Bollard	-----	-----	-----	1	4.24	4.24
Séisme	-----	-----	-----	5.246	2.12	11.123

tableau 23. Résultat du calcul de la stabilité partiel 2

		∑M <sub>s</sub>	∑M <sub>r</sub>	∑F <sub>v</sub>	∑F <sub>H</sub>	$F_r = \frac{M_s}{M_r}$	$F = \frac{E_v}{E_h} \times \text{tg}\phi$
ELS	G + Q	51.448	11.787	24.035	5.38	4.36>1.5	4.46>1.5
ELU	1.35G+ 1.5Q	69.9	17.006	32.62	7.61	4.11>1.5	4.28>1.5
ACC	G + Q + F <sub>A</sub>	53.238	30.771	24.6	15.49	1.73>1.2	1.588>1.2

Conclusion :

La stabilité partielle du quai est vérifiée dans les deux cas statiques est dynamique

### V.7.Verification de la stabilité du quai vis-à-vis du grand glissement

Le calcul de glissement cercle est fait à l'aide du logiciel 'TALREN V5 'existant au LEM.

➤ Cas statique

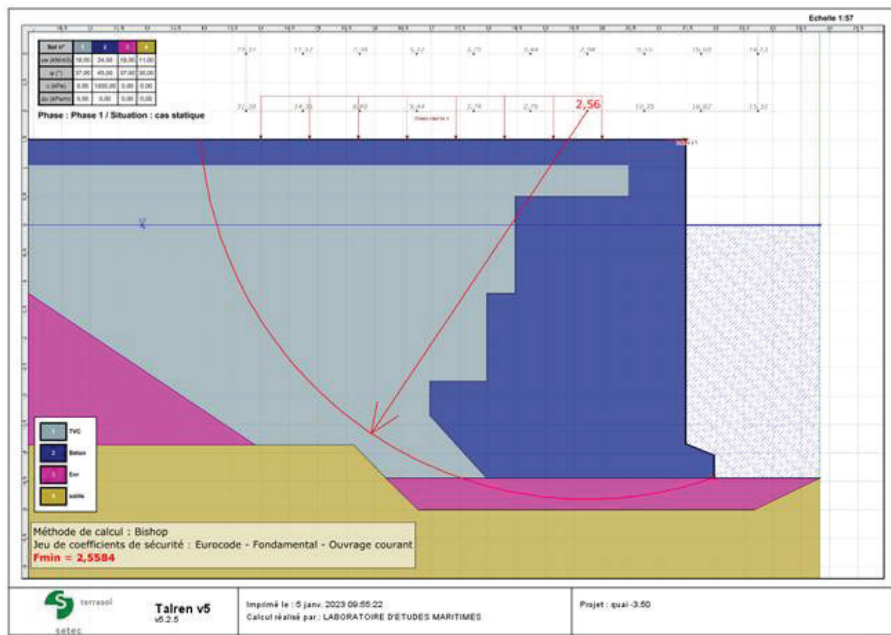


figure 26. Vérifications glissement cercle par TALREN (cas statique)

➤ Cas dynamique



figure 27. Vérifications glissement cercle par TALREN (cas dynamique)

tableau 24. Récapitulatif des coefficients de glissement

Coefficient	Cas Statique	Cas Dynamique
Fg	2.56	1.51

Conclusion :

**Le quai est Stable vis-à-vis du glissement cercle dans les deux cas statique et dynamique**

## V.8. Ferrailage de la poutre de couronnement

La poutre de couronnement, qui sert de partie supérieure du quai et relie les piles de blocs tout en supportant les charges roulantes, est fabriquée sur place en béton armé. Elle est équipée de bollards et de dispositifs de défense pour l'amarrage, ce qui nécessite une grande rigidité pour absorber les différents efforts verticaux et horizontaux. Elle est constituée de plot de 10 m de longueur séparé par des joints, et comporte deux bollards de 5 t.

L'ouvrage se situe en milieu agressif, nous supposons des fissurations très préjudiciables, donc le calcul se fait à l'ELS.

### V.8.1 Efforts agissants sur la poutre de couronnement

#### V.8.1.1 Efforts horizontaux

- La poutre de couronnement est supposée très rigide, d'où sa réaction linéairement répartie.
- L'effort agissant sur le bollard est de 5T.

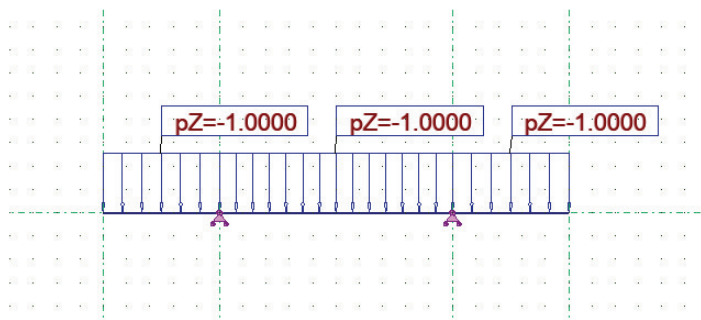


figure 28. Le schéma statique de la poutre

$$p = \frac{\text{capacité du bollard}}{\text{espacement}} \cdot \cos(\alpha) = \frac{5 \cdot 2}{10} \cdot \cos(0) = 1 \text{ t/ml}$$

Donc on a :

$$T_{\max} = \frac{QL}{2} = \frac{1 \times 5}{2} = 2.5t \quad \text{et} \quad M_{\max} = \frac{QL^2}{32} = 3.125 \text{ t.ml}$$

La répartition des moments et effort tranchant est représenté dans l'annexe 3 figure A6,A7.

#### V.8.1.2. Effort vertical

➤ **Poids propre de la poutre :**

$$Q_p = 2.26 \times 2.5 = 5.62 \text{ t/ml}$$

$$Q_t = 1 \times 1.8 + 0.47 \times 2.5 = 2.975 \text{ t/ml}$$

$$Q_G = Q_p + Q_t = 8.6 \text{ t/ml}$$

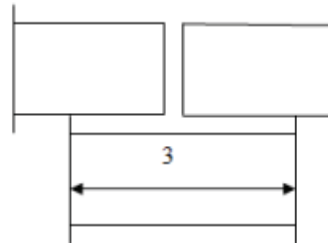
➤ **Sous la charge concentrée :**

$$P = 6 \text{ t}$$

On a 3 cas de figure possible :

**V.8.1.2.1. Tassement d'une pile de blocs au niveau du joint**

Dans ce cas on considère la poutre encastrée d'un côté et libre de l'autre extrémité



➤ **Sous effet du poids propre :**

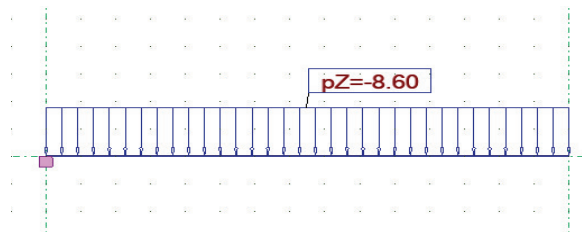


figure 29. Schéma statique sous effet du poids propre (tassement au niveau du joint)

$Q_G = 8.6 \text{ t/ml}$  et  $l = 1.5 \text{ m}$  donc on a :

$$M_{\max} = \frac{-ql^2}{2} = -9.68 \text{ (t.ml)} \quad \text{et} \quad T_{\max} = q \times l = 12.9 \text{ (t)}$$

➤ **Sous effet de la charge ponctuelle :**

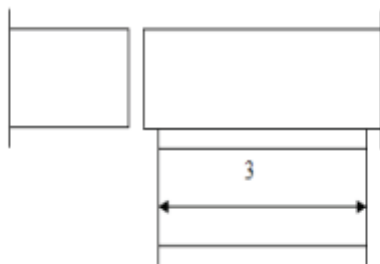


figure 30. Schéma statique sous effet de la charge ponctuelle (tassement au niveau du joint)

$$P = 6 \text{ t et } l = 1.5 \text{ m donc } M_{\max} = -Pl = -9 \text{ t.m} \quad \text{et} \quad T_{\max} = P = 6 \text{ t}$$

la répartition des moments et effort tranchant est représenté dans l'annexe 3 figure A9 a A13.

V.8.1.2.2. Tassement d'une pile de plusieurs blocs entre les joints :



Dans ce cas on considère la poutre encastrée d'un côté et simplement appuyée de l'autre Extrémité.

➤ **Sous effet du poids propre :**

$Q_G = 8.6\text{t/ml}$  et  $l = 3\text{m}$

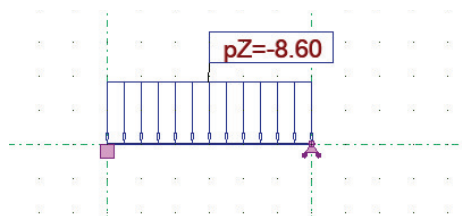


figure 31. Schéma statique de la poutre sous effet du poids propre Tassement d'une pile de plusieurs blocs entre les joints

$$M_{appui} = M_A = -\frac{gl^2}{8} = -9.675 \text{ m} \qquad M_{travée} = \frac{9gl^2}{128} = 5.44 \text{ t.m}$$

$$R_A = T_A = \frac{5gl}{8} = 16.125 \text{ t} \qquad R_B = T_B = \frac{3gl}{8} = 9.67 \text{ t}$$

➤ **Sous charge concentré :**

$P = 6 \text{ t} ; l = 3,0 \text{ m}$

Les valeurs du moment, et celles des réactions sont représentées dans le schéma suivant.

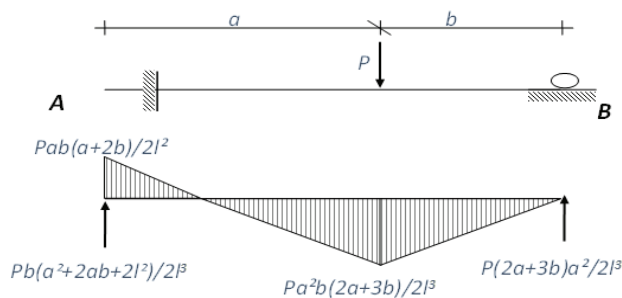


figure 32. Représentation graphique

La position critique créant un moment maximal à l'encastrement est donnée par la condition suivante :

$$a = \frac{l}{\sqrt{3}}, \quad a = 1,732 \text{ m} \Rightarrow b = 1,268 \text{ m}$$

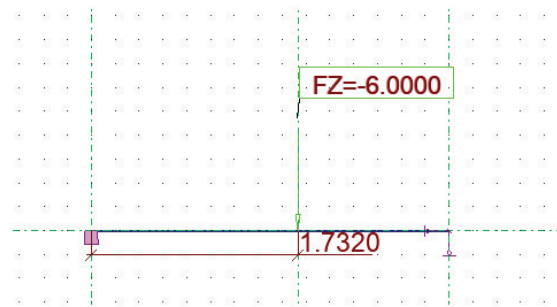


figure 33. Schéma statique de la poutre sous effet d'une charge ponctuelle (Tassement d'une pile de plusieurs blocs entre les joints)

$$R_A = 3.5775t$$

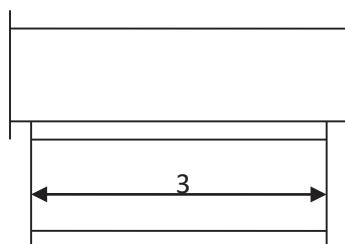
$$R_B = 2.4225t$$

$$M_{Appuis} = -3.1244t \cdot m$$

$$M_{travée} = 3.0718 t \cdot m$$

la repartition du moment et effort tranchant est représentés dans l'annexe 3 (figures A15 a A19).

**V.8.1.2.3. La pile des blocs qui tasse se trouve au milieu du tronçon**



Dans ce cas la poutre est considérée encastree des deux coté

➤ **Sous la charge du poids propres :**

$$g = 8.26 \text{ t/ml}; \quad l = 3,0 \text{ m}$$

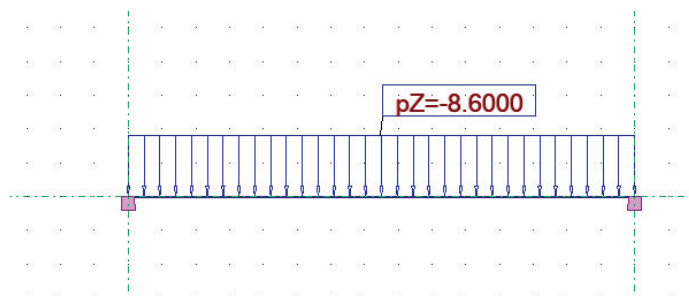


figure 34. Schéma statique de la poutre sous effet du poids propre (Tassement d'une pile de blocs au milieu )

$$R_A = R_B = 12.91t$$

$$T_{max} = 12.91t$$

$$M_{appui} = -6.46t \cdot m$$

$$M_{travée} = 3.23 t \cdot m$$

➤ **Charge concentrée :**

$$P = 6 \text{ t}; \quad l = 3,0 \text{ m}$$



### V.8.2.1.2. Vérification à l'effort tranchant

$$T = V_u \approx 0,1891 \text{ MN} ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} \approx 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3,9 \text{ MPa} \quad \boxed{\text{Vérfié}}$$

### V.7.2.1.3. Calcul de la section $A_t$ et $S_t$

- **Diamètre des cadres  $\phi_t$  :**

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi_L) = \min(37,15 ; 120 ; 20) = 20 \text{ mm} \text{ donc on prend : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Nous disposons 1 cadre + 2 étriers donc :  $A_t = 6 \text{ HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$

- **Espacement des cadres  $S_t$  :**

- On a une charge concentrée et pas de CUD donc on applique la règle générale :

$$s_t \leq \frac{A_t 0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tjk})}$$

Avec Fissuration très préjudiciable  $\rightarrow K=0$  donc  $S_t \leq 87 \text{ cm}$ .

- Pourcentage minimal:  $S_t > \frac{A_t f_e}{0,4 b} = 31 \text{ cm}$

- $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) < 87 \text{ cm}$

- $\Rightarrow 31 \leq S_t < 97 \text{ cm}$  Donc on prend  $S_t = 40 \text{ cm}$ .

**On dispose 1 cadre + 2 étriers de  $\phi 10$  tous les 40**

### V.8.2.2. Effort horizontal

#### V.8.2.2.1. Section d'armature longitudinale

Pour ce calcul on a utilisé le logiciel ROBOT EXPERT 2010 et le règlement BAEL99 et les résultats sont les suivants :

(Voir la note de calcul par robot expert en annexe 4)

**tableau 27. Section d'armature longitudinale pour l'effort vertical**

Moment ELS appliqué (t.m/m)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
3.2	18	0	18	Section théorique : $A_{s1} = A_{cnf} = 19,375 \text{ cm}^2$

Armature de construction :  $A_{s2min} = \frac{A_{s1}}{3} = 6,5 \text{ cm}^2$

**On choisit 4HA25 Section réel  $A_{s1} = 19,63 \text{ cm}^2$   
4HA16  $A_{s2} = 8,04 \text{ cm}^2$**

**V.8.2.2.2 Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_u = 2,5 \text{ t} \approx 0,025 \text{ MN} ; \bar{\tau}_u = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}) = 3,9 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,9 \text{ MPa}$$

**V.8.2.2.3. Armatures transversales minimales**

$$\text{Pour } St = 40 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0.81 \text{ cm}^2$$

**On choisit Un cadre HA 12 e= 40 cm**

**V.9. Conclusion**

Le rempiétement de l'ancien quai existant en état dégradé a été effectué par la méthode des quai poids en bloc et, ce dernier a été vérifié dans les deux cas statique et dynamique ainsi que ferrailé comme il a été présenté dans ce chapitre.

Le quai retenue est en blocs cependant l'utilisation d'un quai sure pieux pour garder le port ouvert peut être avantageuse pour contrer à l'ensablement.

# **Chapitre VI : Aménagement du port**

## VI.1. Introduction

Dans ce chapitre il s'agira de traiter les variantes d'aménagement à considérer pour le port ainsi que le calcul des différents ouvrages envisager.

## VI.2. Variante d'aménagement

- Nombre d'embarcation existantes : 5 embarcations
- Nombre totale d'embarcation future : 8 embarcations
- Nombre d'embarcation attendue (supposé de 2 à 4 embarcations voir 8)
- Linéaire accostable 110 ml

Tableau d'embarcations :

**tableau 28. Nombre d'embarcations**

	Longueur de l'embarcation	Nombre	Linéaire nécessaire	Totale nécessaire
<b>Embarcation existante</b>	22	2	44ml	95 ml
	15	1	15ml	
	18	2	36ml	
<b>Embarcation prévue</b>	20	2	40ml	51ml
	11	1	11ml	
<b>Embarcation supposé</b>	20	2	40ml	114 ml
	18.5	4	74ml	
<b>Totale</b>				260 ml

Le port de palm Beach possède un linéaire accostable de 110ml, un linéaire insuffisant pour accueillir d'autres embarcation de délégation étrangère. Afin d'augmenter la capacité d'accueil du port ont considéré deux types deux variante pour l'aménagement :

### - Variante 01

La première variante est constituée de deux appontements durs en caisson d'une longueur de 50 ml et une largeur de 4.5 m distancé de 50ml l'un de l'autre.

### - Variante 02

La deuxième variante est constituée de d'un appontement flottant d'une largeur de 2.8ml et une longueur de 25ml et un appontement dur de 50ml distancé de 50 m l'un de l'autre.

- Afin de mettre l'embarcation a sec une cale de halage est prévu pour les deux variantes

Les schémas sont représentés dans la page suivante.

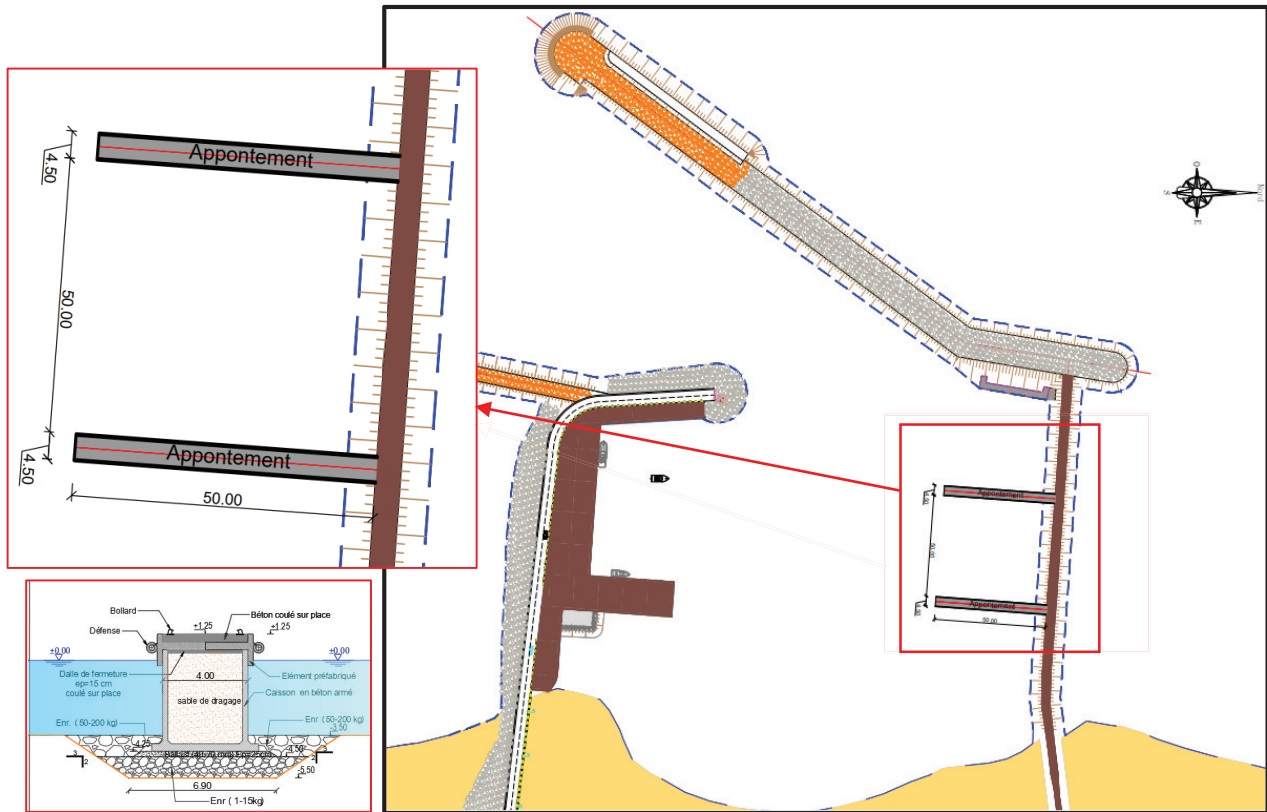


figure 35. Aménagement de la variante 01

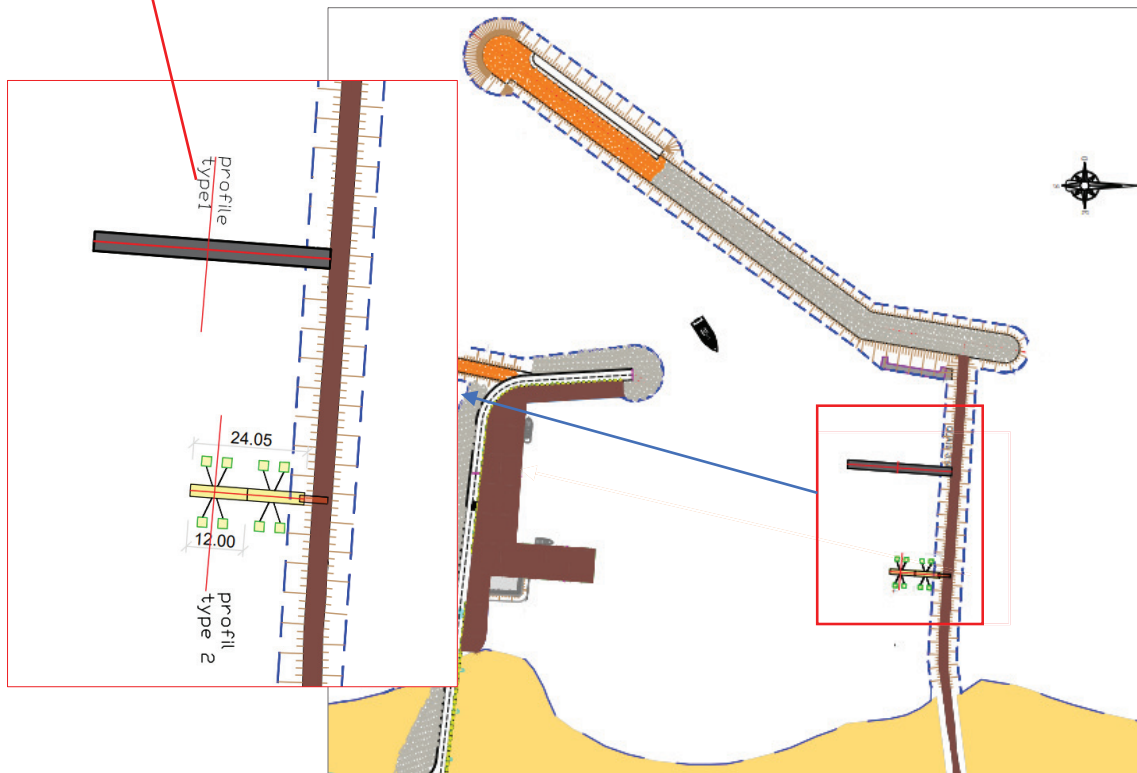


figure 36. Aménagement de la variante 02

### VI.3. Comparaison entre les variantes d'aménagements

tableau 29. Comparaison entre les variantes d'aménagement

Critère de comparaison	Variante 01	Variante 02
<b>Linéaire accostable rajouté</b>	$2 \times 50 \times 2 = 200\text{ml}$	$2 \times 50 + 2 \times 25 = 150\text{ml}$
<b>Durabilité</b>	Résistante et durable	L'appontement flottant présente des conditions de durabilité concurrente, et une bonne résistance surtout au choc sismique
<b>Construction</b>	Plus contraignante et prend plus de temps	Facile dans des délais très bref
<b>Cout</b>	Plus couteux	Plus économique
<b>Possibilité d'augmentation de capacité</b>	Non	Oui grâce au système modulaire possibilité de rajouter jusqu'à 75ml et dont un linéaire accostable de 150ml
<b>Environnement</b>	Moins esthétique et plus polluant surtout en phase de construction	Plus esthétique et moins polluant d'autant plus que sa structure permet de ne pas perturber le milieu marin

#### VI.3.1. Devis estimatif des variantes

tableau 30. Devis estimatif de l'appontement flottant

Désignation	Montant DA
<b>Prix estimer pour la structure flottante 25ml</b>	12 100 000
<b>Passerelle de passage</b>	1 100 000
<b>Corps mort et chaine métalliques</b>	4 600 000
<b>Mise en œuvre</b>	4 300 000
<b>Totale</b>	22 100 000

tableau 31. Devis estimatif de l'appontement dur

Désignation pour 50 ml	Montant DA
<b>Prix estimer pour la structure</b>	49 000 000.00
<b>Accessoire</b>	1 500 000.00
<b>Mise en œuvre</b>	15 800 000.00
<b>Totale</b>	66,300,000.00

### VI.3.3. Résultat de la comparaison

D'après les devis on déduit que

Le montant de la variante 01 :  $66\,300\,000 \times 2 = 132\,600\,000$  Da pour 200ml accostable

Le montant de la variante 02 :  $66\,300\,000 + 22\,100\,000 = 88\,400\,000$  pour 150 ml

Et 130 400 000 pour 75ml de flottant et 50 ml de dure donc un totale de 250 ml

Afin d'augmenter la capacité du port nous optons pour **la variante 02** qui présente plus d'avantage pour notre projet. Étant donné que le nombre d'embarcation à accueillir est inconnue l'appontement flottant présente un meilleur avantage par sa structure modulaire et la rapidité de sa mise en œuvre, d'autant plus qu'elle est plus économique et écologique.

## VI.4. Etude de l'appontement en caisson

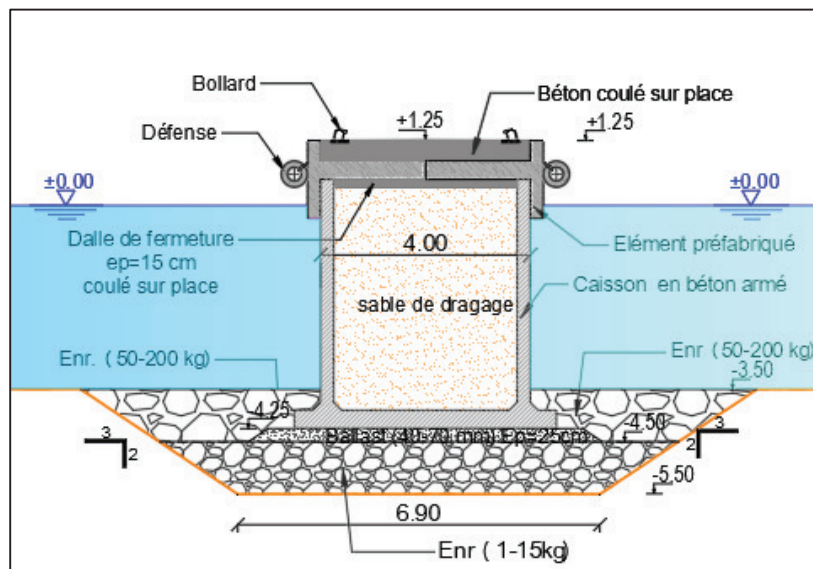
### VI.4.1. Élément constituant le caisson

Le radier du caisson est une dalle en béton armé sur lequel est encastré le voile, il repose sur une assise en enrochement de carrière de catégorie (1-15 Kg) surmonté d'une couche de réglage en ballast (20-40 mm) d'une épaisseur de 20 cm. Il est conçu pour supporter les charges descendantes et assurer leurs transmissions au sol de fondation.

Le voile est de forme rectangulaire en béton armé d'une épaisseur de 0.25m et une largeur de 4m et hauteur de 4.75m. il est surmonté de deux éléments préfabriqués en béton armé sur lesquels une dalle en béton est coulé. Le voile est conçu pour de résister aux efforts générés par les remblais qui se trouvent à l'intérieur du caisson et aussi résister aux différents efforts comme celui de l'amarrage du navire.

Le schéma ci-dessous représente les dimensions du caisson ainsi que les éléments le constituant.

figure 37. Coupe transversale du caisson



### VI.4.2 Hypothèses de calcul

#### VI.4.2.1 Caractéristiques des matériaux

- **Caractéristiques des matériaux de construction**

➤ **Béton :**

Poids volumique	$\Upsilon_b = 2.4 \text{ t/m}^3$ .
Poids volumique déjaugé	$\Upsilon'_b = 1.4 \text{ t/m}^3$ .
Résistance à la compression	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ .

➤ **Béton armé :**

Poids volumique	$\Upsilon_{ba} = 2.5 \text{ t/m}^3$
Poids volumique déjaugé	$\Upsilon'_{ba} = 1.4 \text{ t/m}^3$

➤ **Aciers :**

HA FeE400 type 1 ; Coefficient de fissuration  $\eta = 1,6$

➤ **Caractéristiques physiques et géotechniques**➤ **Matériau de remplissage :**

Poids volumique	$\Upsilon_s = 1.8 \text{ t/m}^3$
Poids volumique déjaugé	$\Upsilon'_s = 1.1 \text{ t/m}^3$

• **Assise en enrochement (1-15 kg) :**

Poids volumique déjaugé	$\Upsilon' = 1.1 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement interne	$j = 37^\circ$
Cohésion	$c = 0 \text{ t/m}^2$
Contrainte admissibles	$Q_{adm} = 40 \text{ à } 60 \text{ t/m}^2$

➤ **Densité de l'eau de mer :**  $\Upsilon_\omega = 1.026 \text{ t/m}^3$ ➤ **La marée :**  $e = 0.34 \text{ m}$ **VI.4.2.2 Charges et surcharges d'exploitation****Charges permanentes G :**

- Poids propre de la dalle et du caisson.
- Poids du matériau de remplissage.
- Poussée des terres à l'intérieur du caisson (à considérer lors du ferrailage).
- Poussée hydrostatique du marnage.
- Poussée hydrodynamique.

**Charges d'exploitations Q :**

- Force d'amarrage et d'accostage :  $A = 2 \text{ t/ml}$
- Surcharge d'exploitation :  $S = 2 \text{ t/m}^2$
- Force due au Séisme :  $K_h$  : Accélération horizontale ( $K_h = 0.25$ )  
 $K_v$  : Accélération verticale ( $K_v = \pm 0.3$   $K_h = 0.075$ )

### VI.4.2.3. Combinaisons de charges

Cas statique : ELU  $1.35G + 1,5. Q_i$  ELS :  $G + Q_i$

Cas dynamique  $G + Q_i + F_s$  Avec :  $F_s$  : Force due au séisme

### VI.4.2.4. Coefficient de sécurité

tableau 32. Coefficient de sécurité

	Cas statique	Cas dynamique
Au renversement $F_s = Ms/Mr$	$\geq 1.5$	$\geq 1.1$
Au glissement $F_g = ev \tan\phi / eh$	$\geq 1.5$	$\geq 1.1$
Au poinçonnement $F_p = \sigma_{assise} / \sigma_v$	$\geq 1.5$	$\geq 2.0$

### VI.4.3. Calcul des efforts

On considère 2 cas pour le calcul, le cas statique et le cas dynamique. On commence par le calcul des différents efforts et force à prendre en considération pour ces 2 cas.

#### VI.4.3.1. Poids propre de l'ouvrage

Le tableau ci-dessous résume le calcul du moment stabilisant due au poids de l'ouvrage par ml en prenant compte de la poussée d'Archimède (déjaugé) tel que :

- $s$  : Les surfaces des sections calculées à l'aide du logiciel *AutoCAD 2018*
- $V = s \times \gamma \times 4$  : pour les éléments du caisson et la dalle de fermeture
- $V = s \times \gamma \times 10$  : pour la dalle coulée et les éléments préfabriqué
- $F_v = V/4$  et  $M_s = F_v \times x$  ( $x$  : les bras de levier)

Le détail de calcul du poids propre est en annexe 5 tableau A4

tableau 33. Valeurs du poids propre et moments stabilisants dans le caisson

Élément	Fv	Ms
Caisson + dalle de fermeture	25.253	63.133
Éléments préfabriqués +dalle	22.57	56.36
Somme	47.822	119.493

#### VI.4.3.2. Calcule des surcharges

La surcharge de service considérée est de  $S=2 \text{ t/m}^2$ , donc :

$$P = \frac{S \times s}{L} = \frac{2 \times 3.75}{4} = 1.875 \text{ t/m} \quad \text{Tel que:}$$

$S$  : surface de l'élément :  $s = (4 \times 4) - (3.5 \times 3.5) = 3.75 \text{ m}^2$

$L$  : longueur de l'élément en  $L=4\text{m}$

#### VI.4.3.3. Poussée hydrostatique (marnage)

La pression due au marnage est donnée par la formule suivante :

$$P_m = \sigma. h = e. \gamma_w. h = 0,34 \times 1,026 \times 4.25 = 1.483 \text{ t/ml}$$

Appliqué a :  $\frac{h}{2} = \frac{4.25}{2} = 2.125$  avec :  $h$  : hauteur du voile

**VI.4.3.4. Effort d’amarrage et d’accostage**

Lors de l’amarrage, le caisson est sollicité par des efforts induisant des déplacements verticaux, exercés par les amarres sur les bollards.

Dans notre cas elle est estimée a  $F = 2 \text{ t/ml}$ , appliqué à +0.30 m au-dessus du niveau supérieur de l’appontement (+1,25m) donc :

$$H_b = 4.25 + 0.5 + (0.35+0.4) + 0.3 = 5.8\text{m}$$

**VI.4.3.5. Poussée des terres**

La poussée peut être calculée par les formules classiques de la mécanique des sols :

$$Pt = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Tel que  $K_a=0.233$  pour le cas statique et  $K_a=0.3767$  pour le cas dynamique

(Voir hypothèse de calcul V)

**VI.4.3.6. Force due au séisme**

L’effort sismique horizontal et vertical est donné par la relation suivante :

$$F_{s,h} = P \cdot K_h = 47.762 \times 0,25 = 11.94 \text{ t/ml}$$

$$F_{s,v} = P \cdot (\pm K_v) = 47.762 \times (\pm 0,075) = \pm 0.358\text{t/ml}$$

**VI.4.3.7. Poussées hydrodynamiques**

Pour les ouvrages immergés, lors du séisme, les pressions sont généralement évaluées par la relation suivante :

$$P_w = 0.9917 \times \gamma \omega \times K_h \times h^2 = 0.9917 \times 1.026 \times 0.25 \times 3.9^2 = 3.87\text{t/ml}$$

Appliqué à  $Y=0.4h = 0.4 \times 3.9 = 1.56$  (h : hauteur immergé)

**VI.4.4. Vérification de la stabilité au glissement et au renversement**

Les résultats du calcul des efforts effectué ci-dessous ainsi que le calcul des moments est représenté dans le tableau suivant :

**tableau 34. Récapitulatifs des efforts agissant sur le caisson**

Effort	Fs (t/ml)	X(m)	Ms(t.m/ml)	Fr(t/ml)	Y(m)	Mr(t.m/ml)
Poids propre	47.822	2.500	119.555			
Surcharge	1.875	2.500	4.688			
Marnage				1.483	2.125	3.150
Amarrage				2.000	5.800	11.600
Accostage				2.000	4.925	9.850
Hydrodynamiques				3.869	1.560	6.036
Séisme				11.96	3.7	44.165
				0.359	2.5	0.896

Le tableau suivant représente le calcul des combinaisons ainsi que la vérification tel que :

➤ **Cas statique**

- Efforts stabilisants : G= Poids propres ; Q= surcharges ;
- Effort renversant : G= Marnage ; Q= amarrage + accostage

➤ **Cas dynamique**

- Efforts stabilisants : G= Poids propres ; Q= surcharges ;
- Effort renversant : G= Marnage+ Poussée hydrodynamique ; F<sub>a</sub>= séisme ; Q= amarrage + accostage

**tableau 35. Résultats de la stabilité du caisson**

		FS	MS	FR	MR	Renversement Ms/Mv		Glissement F <sub>v</sub> =tan(∅)/F <sub>h</sub>	
<b>ELS</b>	<b>G+ Q</b>	49.637	124.093	5.483	24.600	5.044	Sup 1.5	6.822	Sup 1.5
<b>ELU</b>	<b>1.35 G+1.5 Q</b>	67.291	168.228	8.001	36.428	4.618	Sup 1.5	6.337	Sup 1.5
<b>ACC</b>	<b>G+Q+F</b>	49.637	124.093	21.65	75.626	1.641	Sup 1.1	1.728	Sup 1.1

**Conclusion :**

Le caisson est stable vis-à-vis du glissement et du renversement

**VI.4.5. Vérification de la stabilité au poinçonnement****a. Couche d'assise**

La contrainte développée au niveau de la couche d'assise est :  $\sigma_v = \frac{F_v}{B'}$

Tell que:  $B' = e \times 2$  si  $e > B/2 = 5/2 = 2.5\text{m}$

Sinon  $B' = 2(B-e)$  avec  $e = \frac{M_S - M_R}{F_v}$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**tableau 36. Calcul des paramètres pour la couche d'assise**

	e		B'	σ <sub>v</sub>	$\frac{\sigma}{\sigma_v} > 2$
<b>ELS</b>	2.005	≤ 2.5	3.990	12.455	4.817
<b>ELU</b>	1.959	≤ 2.5	4.081	16.507	3.635
<b>ACC</b>	0.977	≤ 2.5	6.046	8.219	7.300

**b. Couche de fondation :**

Le calcul de la capacité portante du sol de fondation doit être fait avec la méthode de MEYERHOF par la formule suivante :

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma I_\gamma + \gamma' D N_q I_q + C N_c I_c$$

N<sub>γ</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>c</sub> : coefficient de la force portance I<sub>γ</sub>, I<sub>q</sub>: facteurs d'inclinaison dépendants de l'angle de frottement interne et de la charge appliquée tel que :

$$I_q = (1 - 2\sigma/\pi)^2 ; I_\gamma = (1 - \sigma/\varphi)^2$$

$$\sigma = \arctg(F_H / F'_V) ; F'_V = F_V + \gamma' H ; B'_1 = B' + 2H \operatorname{tg}\varphi ; Q_{adm} = F'_V / B'_1$$

- Paramètre de calcul fixe :

$$H=1\text{m} ; D=1\text{ m} ; C = 0 \Rightarrow Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma I_\gamma + \gamma' D N_q I_q$$

$$N_\gamma = 66.11 ; N_q = 42.92 \times 1.255 = 53.8646 \text{ (voir annexe 8 tableau A.10).}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

tableau 37. Calcul des paramètres pour la couche de fondation

	Fv'	$\sigma$	B1'	Qadm	Iq	Iy	Qlim	$\frac{Qlim}{Qadm} > 3$
ELS	50.797	0.108	2.31	22.005	0.995	0.868	132.345	6.014
ELU	68.472	0.116	2.40	28.532	0.995	0.857	134.270	4.706
ACC	50.797	0.403	4.36	11.638	0.934	0.552	143.512	12.332

Conclusion :

**Le caisson est stable vis-à-vis du poinçonnement**

### VI.4.6. Vérification de la stabilité au glissement rotationnelle

Afin de vérifier la capacité du sol à supporter le grand glissement, il a été utilisé le logiciel de calcul TALREN version 5.15 disponible au LEM.

Les résultats obtenus sont représentés dans les figures ci-dessous :

➤ Cas statique

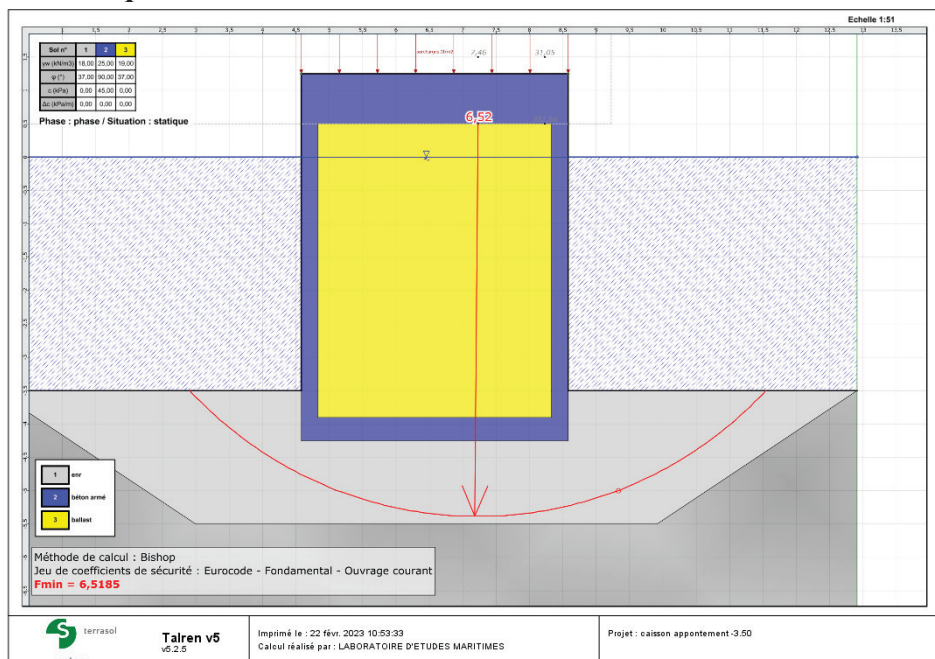


figure 38. Vérifications glissement cercle par TALREN (cas statique)

➤ Cas dynamique

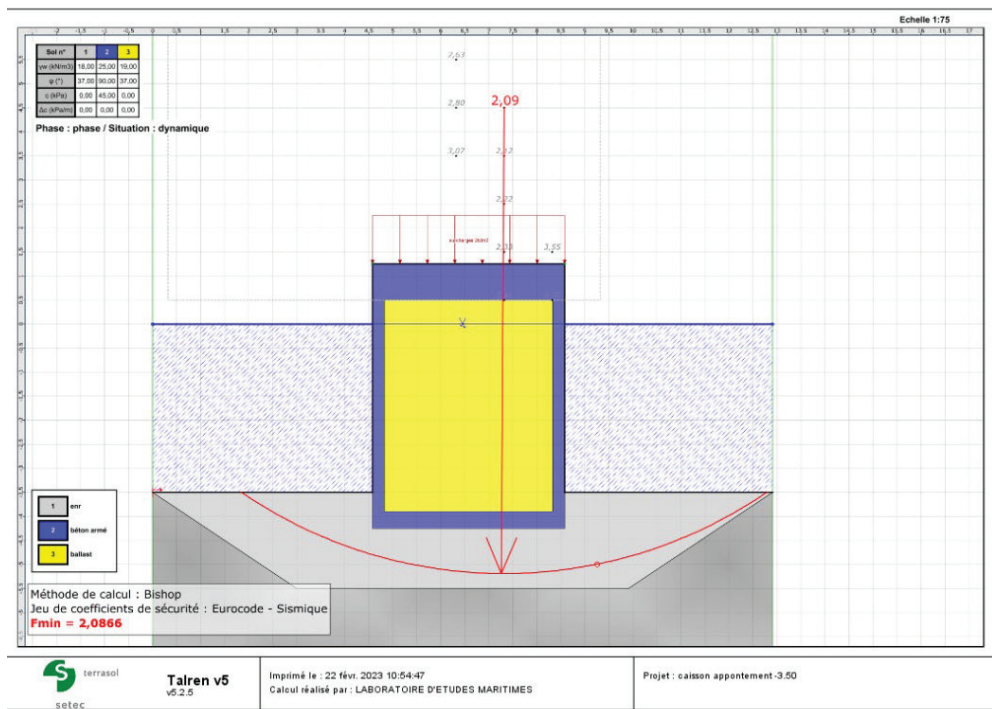


figure 39. Vérifications glissement cercle par TALREN (cas dynamique)

Coefficient	Cas Statique	Cas Dynamique
$F_{gc}$	6.5	2.0866

Conclusion

**Le caisson est stable vis-à-vis du grand glissement**

VI.4.7. Ferrailage du caisson

La structure est composée d'un plancher d'épaisseur 0,35m et une surface de 5\*5m qui représente la semelle, et 4 voiles identiques d'épaisseur 0.25m et section 4\*4.45 m.

La nature de ce problème nécessite l'utilisation des méthodes MEF, pour ceci on a eu recours au logiciel « Robot Structural Analysis Professional 2023 » pour effectuer le calcul des efforts et le ferrailage de ce caisson.

VI.4.7.1. parois du caisson

VI.4.7.1.1. Modélisation

L'épaisseur de la section  $e=25cm > 15cm$  et la largeur  $L=4m > 4a=1m$  donc ces éléments ne peuvent pas être traités comme poteaux et doivent être traités comme des plaques épaisses.

➤ Caractéristique des Matériaux :

- Béton :  $F_{c28}=30 \text{ MPA}$  ;  $F_{t28}= 2.4 \text{ MPA}$
- Acier : Fe400 ; Milieu agressive ; fissuration très préjudiciable
- Matériaux de remplissage :  $\gamma = 1.8t/m^3$  ;  $\gamma' = 1.1t/m^3$
- Sol support :  $K_z=6000t/ml$

- **Condition d'appuis :**

- Les voiles sont considérés encastrées à la semelle et les uns aux autres.
- La semelle est considérée appuis sure un sol élastique  $K_z=6000t/ml$

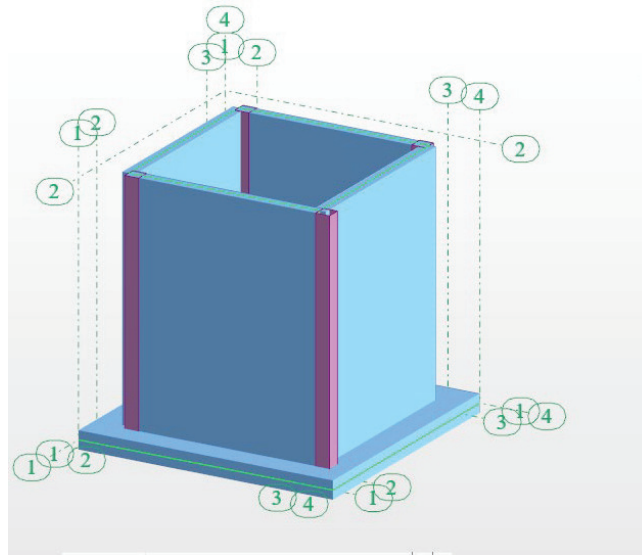


figure 40. Modèle du caisson

**Plus de détails de la modélisation en annexe**

- **Le chargement :**

- Poids propre du caisson  $G$ . - Charge exploitation  $Q$  - Charge séisme SIS.
- Poids des terres à l'intérieur du caisson  $P_t$  - Poussée hydro statique  $Q_h$
- Poussée des terres statiques à l'intérieur du caisson  $Q_t$
- Charge des éléments en béton en dessus du caisson  $Q_b$
- Poussée hydro dynamique  $Q_{td}$ . - Poussée des terres dynamique  $Q_{hd}$
- Charge ponctuelle du poids sur les parois lors du soulèvement du caisson durant l'installation  $P_p$
- Effort d'amarrage et d'accostage  $B$

- **Combinaison :**

**tableau 38. Combinaison considéré pour la modelisation du caisson**

Phase	Type	Combinaison
Mis en place du caisson	ELU1	$1.35G+1.5P_p$
	ELU2	$1.35G+1.35Q_h$
	ELU3	$1.35G+1.35Q_h+1.35Q_t+1.35P_t$
	ACC1	$G+Q_{hd}+Q_{td}+P_t+SIS$
Exploitation	ELU4	$1.35(G+Q_h+Q_t+P_t+Q_b)+1.5(B+Q)$
	ACC2	$G+Q_{hd}+SIS+Q_b+Q_{td}+B+Q+P_t$
	ELS1	$G+Q_h+Q_t+P_t+Q_b+B+Q$

• Modélisation des efforts de la combinaison défavorable

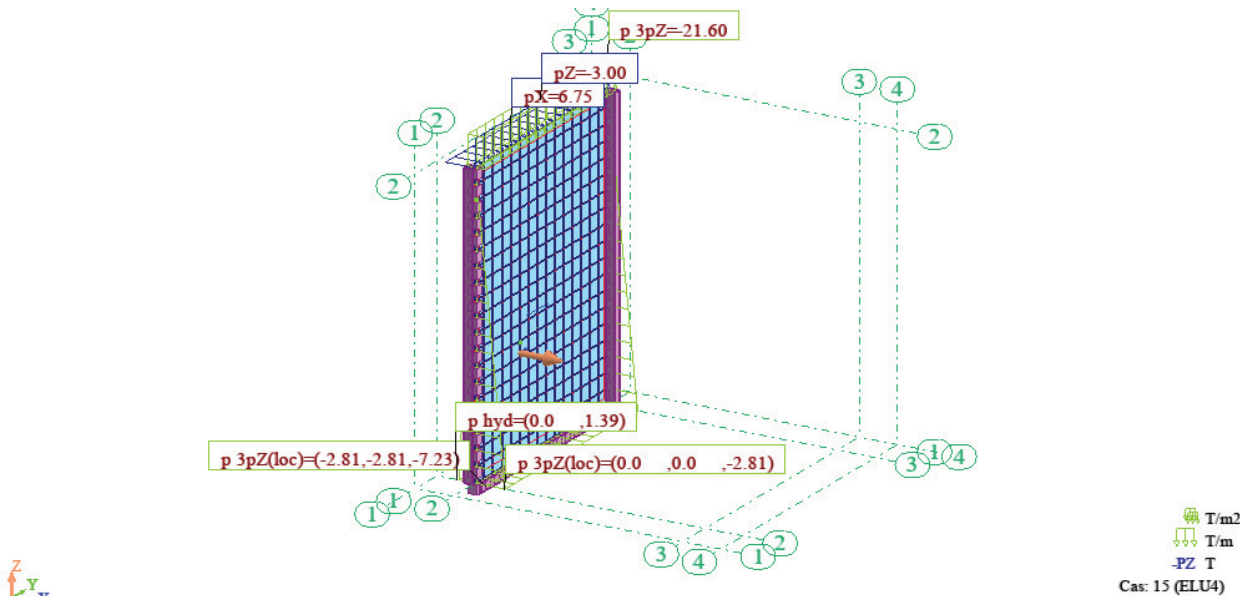


figure 41. Modélisation de ELU4 sur une des parois du caisson

VI.4.7.1.2. Résulta de la modélisation

Les différentes cartographies du calcul des moment pour les 3 combinaison suivant l’axe X et Y sont présenté dans l’annexe 5 figures A25 a A31

Le tableau suivant recapitule les résultats Max et Min de ces calculs

tableau 39. Récapitulatif des résultats du calcul des moments sur les parois par Rabet

Combinaison	MYYmax	MYYmin	MXXmax	MXXmin
ELU4	-----	-----	4,28(t*m/ml)	-13,48(t*m/ml)
ACC2	-1(t*m/ml)	-2(t*m/ml)	2,92(t*m/ml)	-9,36(t*m/ml)
ELU2	1,58 (t*m/ml)	-3,5(t*m/ml)	-----	-----

VI.4.7.1.2.2. Le ferrailage

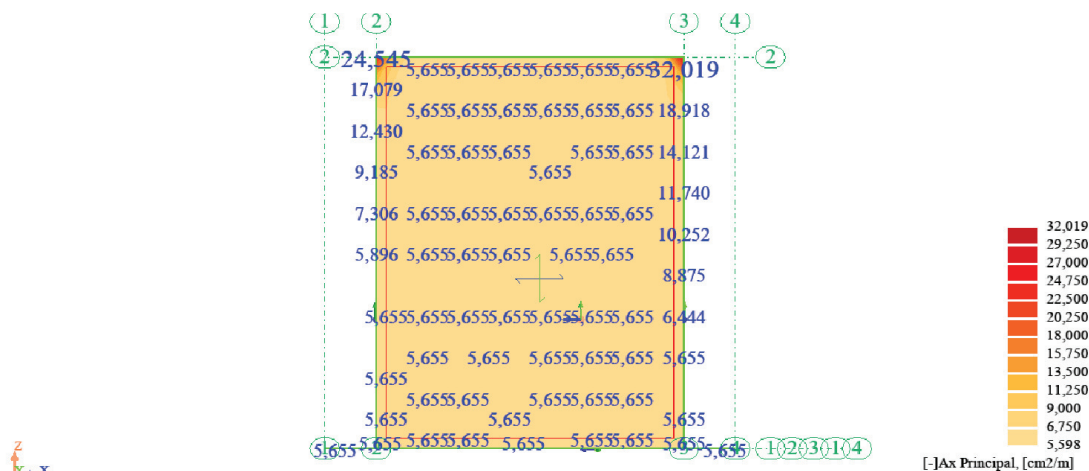


figure 42. Cartographie des panneaux : ferrailage suivant l’axe X

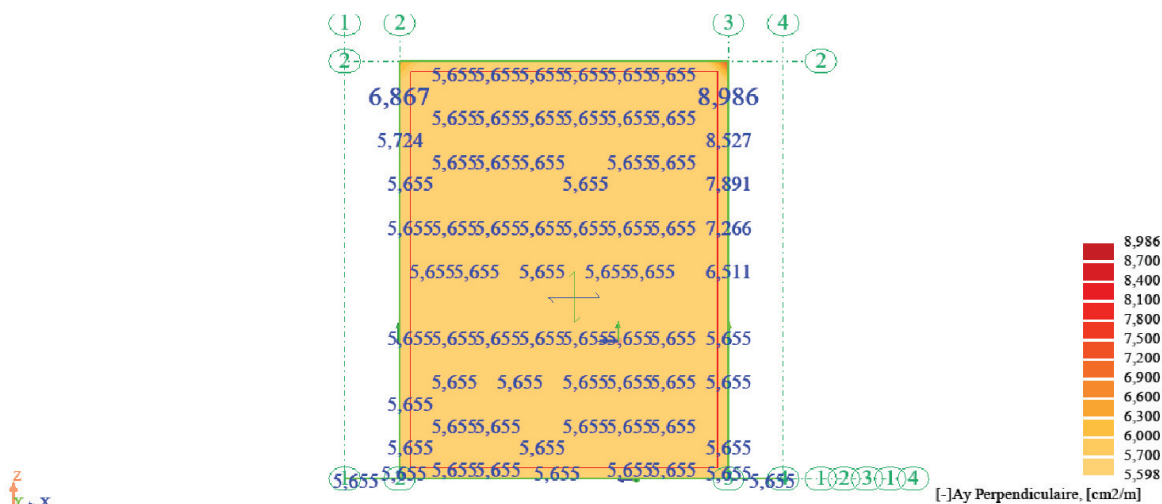


figure 43. Cartographie des panneaux : ferrillage suivant l'axe Y

• **Calcul manuel**

Section A= 0.25×1 m<sup>2</sup>

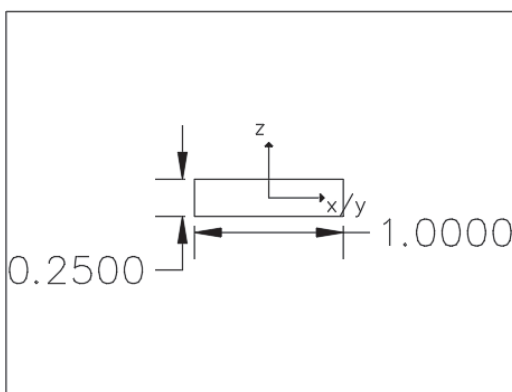


figure 44. Section de la paroi considérée lors du calcul manuel

• **Les moments les plus défavorable dans le sens X et Y :**

<p>- <b>Aux extrémité des parois :</b></p> <p><math>M_{xx} = 6.31 \text{ tm/ml} = 0.0631 \text{ MNm/ml}</math></p> <p><math>M_{yy} = 3.5 \text{ tm/ml} = 0.035 \text{ MNm/ml}</math></p>	<p>- <b>Au milieu des parois :</b></p> <p><math>M_{xx} = 4.5 \text{ tm/ml} = 0.045 \text{ MNm/ml}</math></p> <p><math>M_{yy} = 3.5 \text{ tm/ml} = 0.035 \text{ MNm/ml}</math></p>
--	--

Le calcul se fait à L'ELS car le cas de fissuration est très préjudiciable

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left[ 0.8 \frac{2 f_e}{3} ; \max(0.4 f_e ; 88 \sqrt{n f_t}) \right] = 172,4 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \sigma_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \cdot d = 0.1373 \text{ m} ; \quad Z = d - \frac{x}{3} = 0.18 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \sigma_{bc} \cdot z = 0.2224$$

Suivant xx :

$0.2224 > 0.0631$  Donc Section sans acier comprimé

$$A_{S_{\text{extrémité}}} = \frac{M_{xx}}{z \cdot \sigma_{st}} = 20.33 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ à l'extrémité haut des parois } 4.45 \text{ m} < z < 3 \text{ m}$$

$$A_{S_{\text{milieu}}} = \frac{M_{xx}}{z \cdot \sigma_{st}} = 14.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ au milieu et parties inférieures des parois } 4.75 \text{ m} < z < 3.75 \text{ m}$$

Suivant yy :

$$0.2224 > 0.035 \text{ Donc SSAC } A_s = \frac{M_{yy}}{z \cdot \sigma_{st}} = 11.3 \text{ cm}^2$$

- **Armature longitudinale :**

En comparant Les calculs manuel et par ordinateur les résultats sont homogènes, pour garantir les sécurités de notre ouvrage durant tous les phases on prend les résultats de ferrailage les plus défavorable.

Choix des armatures :  $\varphi \leq \frac{h}{10} = 25 \text{ mm}$

**tableau 40. Ferrailage longitudinale**

Section (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
<b>Parallèle à l'axe X locale du voile :</b>	
Partie extérieure du panneaux x- : $A_{S_x} = 20 \text{ cm}^2$	8*HA20/ml Espacement de $e_v = 10 \text{ cm}$
Partie intérieure du panneaux x+ : $A_{S_x} = 14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ partout	8*H16/ml avec espacement $e_v = 10 \text{ cm}$
<b>Selon l'axe Y locale du voile :</b>	
Partie extérieure du panneaux y- : $A_{S_y} = 19.1375 \text{ cm}^2/\text{ml}$	8H20/ml Espacement de $10 \text{ cm}$
Partie intérieure du panneaux x+ : $A_{S_x} = 14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ partout	8HA16/ml Espacement de $e_v = 10 \text{ cm}$

- **Justification vis-à-vis l'effort tranchant**

- Vérification du béton

$$V_{u_{xx\max}} = 20t = 0.2 \text{ MN}$$

Fissuration très préjudiciable :  $T_b = \min [0.15 f_{cj} / 1.5 ; 4 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa}$

$$T_{b\max} = \frac{VU}{bd} = 0.9 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$$

$$\frac{VU}{0.9a \times l} < 0.07 f_c 28/1.5$$

$$\frac{20}{0.9 \times 0.25 \times 1 \times 100} = 0.9 \text{ MPa} < 1.4 \text{ MPa}$$

**vérifié**

Pas besoin d'armature transversale vis-à-vis l'effort tranchant.

Et Selon le document règlementaire technique D.T. R. BC 2.42 seules les armatures verticales sont retenues par une armature transversale, dans le cas où le diamètre des armatures verticales dépasse les 12mm l'armature transversale doivent tenir tous les bars des armatures verticales avec un espacement d'aux plus 15 fois les diamètres des armatures verticales.

Les armatures transversales peuvent être des cadres de 6mm dans notre cas avec un espacement de 20cm.

Plan de ferrailage se trouve en annexe 5 figures A32 a A34

VI.4.7.2. La semelle

VI.4.7.2.1. Modélisation :

- Type de structure : plaque
  - Les mêmes caractéristique des matériaux sont utilisé
- Plus de détails sur la modélisation se trouve en annexe 4

**Le chargement :**

- 1.Poids propre du caisson PP
- 2.Poids des terres a l’interieur du caisson pt
- 3.Charge des element en béton en dessus du caisson Qb

VI.4.7.2.2. Resultat de la modelisation

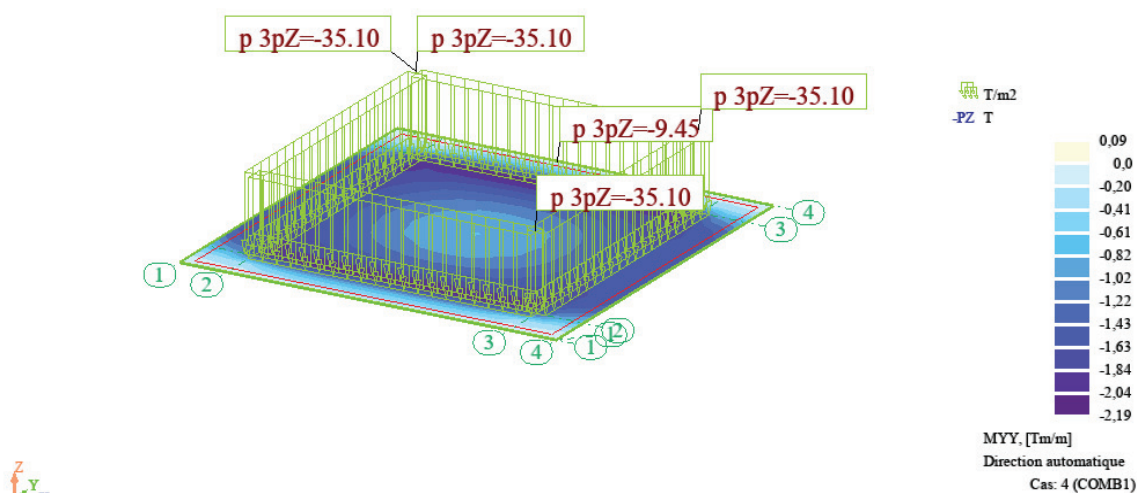


figure 45. Cartographie des moment MYY ELU

• Ferrailage

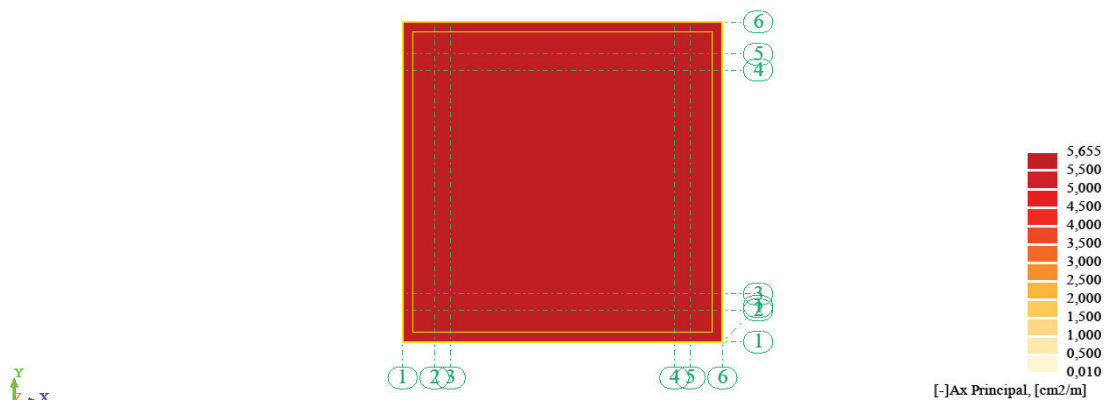


figure 46. Ferrailage selon la direction OX nappe inferieur

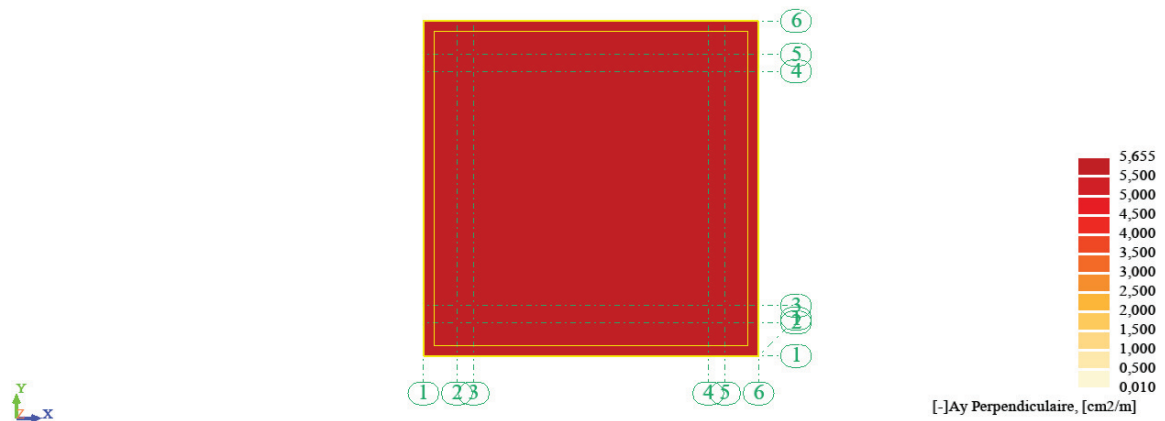


figure 47. Ferrailage selon la direction OY nappe inferieur

• **Calcul manuel :**

$$A=1 \times 0.35\text{m}$$

Calcul se fait à L'ELS car le cas de fissuration est très préjudiciable

$$\sigma_{bc} = 0.6fc28 = 18\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left[ 0.8 \frac{2fe}{3} ; \max(0.4fe; 88\sqrt{nft}) \right] = 172,4\text{MPa}$$

$$X = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_{st}} \cdot d = 0.183\text{m}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0.239\text{m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \sigma_{bc} \cdot z = 0.4\text{MN.m} > 0.0219\text{MN.m}$$
 Section sans acier comprimé

$$A_{s_{inf}} = \frac{M_{xx}}{z \cdot \sigma_{st}} = 5.31\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s_{sup}} = \frac{M_{xx}}{z \cdot \sigma_{st}} = 0.218\text{ cm}^2/\text{ml}$$
 donc en prend la section d'armature min  $A_{scnf} = 4,14\text{cm}^2$

Le calcul manuel et par ordinateur donne des résultats similaires En prend un ferrailage de **HA16** avec un espacement de 15 cm dans les deux directions. Sur, la nappe inférieure et supérieure Voir le plan de ferrailage en annexe 5 figure A35

**VI.4.7.3. Dalle de fermeture**

**VI.4.7.3.1. Modélisation**

On suppose :

- Une charge permanente de 2 T/m<sup>2</sup> appliquée sur cette dalle qui représente le poids du béton au-dessus.
- La dalle repose sur un sol élastique (matériaux de remplissage du caisson) d'une raideur de 8000T/m<sup>3</sup>.
- Un tassement différentiel des matériaux à l'intérieur du caisson (dalle repose sur ces extrémités). Voir la modélisation en annexe 5 figures A36



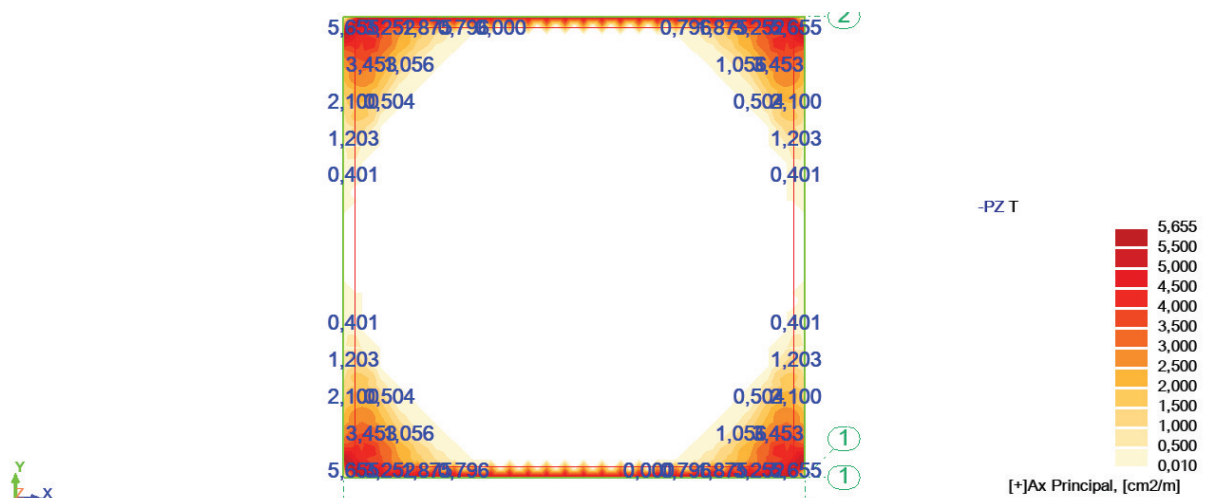


figure 51. Ferrailage de la nappe supérieure

Donc on prend un ferrailage de  $AS=10\text{cm}^2/\text{ml}$  on prend HA16 espacement de 15 dans les deux directions OX et OY pour la nappe inférieure. Et un ferrailage de  $5.625\text{ cm}^2$  on prend HA12 espacement de 20 cm pour la nappe supérieure dans les deux directions.

- **Armature transversale :**

On a  $V_{\text{max}}=3.9\text{T/ml}$

On ne prévoit pas de reprise de bétonnage et  $T_u = \frac{Vu}{d*b} = 0.1238\text{MPa} < 0.07fc28/1.5 = 1.4\text{MPa}$

**Donc on n'a pas besoin d'armature transversale**

## VI.5. Etude de l'Appontement flottant

### VI.5.1. Elément constituant l'appontement

Pour la deuxième variante nous avons proposé un appontement flottant d'une largeur de 2.8 m et une longueur de 25 m composé d'une structure en aluminium et flotteurs en béton et polyéthylène. Les bollards disposés sont des Taquet type I avec un tir nominal supporté de 4 t. (bateaux de longueur 8 à 20 m). Les châssis sont en alliage en aluminium. L'accès aux jetées se fait à travers des passerelles, d'1.3 m de largeur et 5 m de longueur de coupe. Elles sont équipées de rampes et avec des finitions superficielles égales à celles des appontements.

### VI.5.2. Calculs de la flottabilité

Les calculs détaillés de flottabilité, stabilité et l'angle d'agitation sont et poids propre sont dans l'annexe 6

- Le tirant d'eau est considéré entre 1.2m et 2m ; Hauteur de la marée est 0.34 m

#### VI.5.2.1. Calcul de la capacité totale de charge :

$$N \times v \times \gamma_w = 4 \times 4.124 \times 1026 = 4 \times 4.124 \times 1026 = 16925 \text{ kg}$$

$$16925 / (2.8 \times 11.5) = 525.6 \text{ Kg/m}^2$$

- Nombre de flotteurs = :  $n=4$

- longueur de l'appontement :  $L=11.5\text{m}$

- Volume d'un flotteur :  $v = 4.124 \text{ m}^3$

- largeur de l'appontement :  $l=2.8\text{m}$

-Masse volumique de l'eau de mer  $\gamma_w = 1026 \text{ kg/m}^3$

### VI.5.2.2. Calcul de la hauteur totale de l'appontement

- Hauteur totale :  $H = H(\text{Flotteurs}) + H(\text{Structure})$
- Hauteur de la section submergé  $h$  :  $h = \frac{pp \times 10^3}{L \times l \times N \times \rho}$
- Calcul du franc-bord = Hauteur totale - hauteur submergé (Dans les deux cas)

Avec :  $pp$  : poids propre de toute la structure (Kg), (+150Kg/m<sup>2</sup> dans le cas chargé).

- Verification du Guidelines for marina berthing facilities (California Department of Boating and Waterways, 2005):  $356 \text{ mm} < \text{Franc-bord}_{\text{vide}} < 609 \text{ mm}$ .

$$\text{Franc-bord}_{\text{chargé}} > 254 \text{ mm}$$

- **Application numérique :**

$$H = 650 + 192 = 842 \text{ mm}$$

$$h_{\text{vide}} = \frac{7029.4 \times 10^3}{2.7 \times 2.35 \times 4 \times 1026} = 270 \text{ mm} \quad ; \quad h_{\text{chargé}} = \frac{(7029.4 + 150 \times 32.2) \times 10^3}{2.7 \times 2.35 \times 4 \times 1026} = 455 \text{ mm}$$

$$\text{Franc-bord}_{\text{vide}} = 842 - 270 = 572 \text{ mm} \quad ; \quad \text{Franc-bord}_{\text{chargé}} = 842 - 455 = 387 \text{ mm}$$

⇒ Les valeurs exigées par le Guideline sont vérifiées

### VI.5.2.3. Étude de la stabilité

Un corps flottant est stable en rotation si son bras de stabilité  $d = e - u > 0$  pour une surcharge de 100Kg/m<sup>2</sup>, tels que :

$e$  : Distance du méta centre au centre de flottation  $e = I/D$

$I$  : Inertie de l'appontement

$D$  = Volume d'eau déplacé = Poids total de l'appontement chargé /  $\gamma_w$

$u$  : Distance du centre de gravité au centre de flottation  $u = a - b$

$a$  : Distance du centre de gravité à partir de la base

$b$  : Distance du centre de flottation à partir de la base

Détails du calcul du centre de gravité est dans Annexe 6 tableau A8

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**tableau 41. Stabilité de l'appontement flottant**

I(m <sup>4</sup> )	P <sub>t</sub> (Kg)	D (m <sup>3</sup> )	e (m)	a(m)	b(m)	u(m)	d (m)
15.41	8639.4	8.42	1.83	0.681	0.227	0.454	1.377 > 0 => Vérifié

### VI.5.2.4. Calcul de l'angle d'agitation

Selon les recommandations du R.O.M l'angle d'agitation maximal devrait être inférieur à 8° on le déduit a la limite de stabilité lorsque  $M_s = M$  ou :

$M_s$  : est le Moment de renversement induit par l'exploitation de surcharge de l'axe d'inertie, c'est le moment de force quand un corps (sur un plan horizontal) basculera.

$$M_s = \cos \alpha \times l/4 \times f$$

- $f$  : poids de la surcharge

- l : la largeur de l'appontement

Et M : Moment produit par la poussée de l'axe d'inertie

$$M = \sin \alpha \times \overline{GM} \times F$$

- G : centre de gravité

• M : Moment métacentre : Point d'intersection de l'axe longitudinal de l'appontement et de la verticale passant par le centre de poussée, lorsque l'appontement est incliné.

- $\overline{GM}$  : Distance entre G et M.

- F : poids du corps

$$\sin \alpha \times \overline{GM} \times F = \cos \alpha \times l/4 \times f \Rightarrow \tan \alpha = \frac{l/4 \times f}{\overline{GM} \times F} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{2.35 \times 1610}{1.377 \times 8639.4} = 0.094$$

$$\Rightarrow \alpha = 5.37^\circ < 8^\circ \Rightarrow \text{Vérifier}$$

Tableau récapitulatif :

**tableau 42. Récapitulatif des résultats du calcul de stabilité**

Franc bord vide	Franc bord chargé	Bras de stabilité	Angle d'agitation
572 mm	387 mm	1.377 m	5.37°

### VI.5.3. Calcul du dispositif d'ancrage

Le dispositif d'ancrage est des corps morts ce sont des blocs massifs en béton armé ancre a 2/3 de leur hauteur et reliés entre eux par des chaines métalliques. Avec une agitation de 30 cm. Pour des embarcations de longueur  $15\text{m} \leq L \leq 22\text{m}$  avec un Tiran d'eau  $1.2\text{m} \leq DT \leq 2.5\text{m}$  Pour le calcul on considère  $L=20\text{m}$  ;  $l=6.22\text{m}$  ;  $T=2.5$

#### VI.5.3.1. Calcul de l'effort vertical

$$F = D \times K \times \sin(i)$$

K : coefficient de masse virtuelle  $1.3 \leq a \leq 2$

D : déplacement du navire

i est l'angle maximum de la pente superficielle.

$$F = 20 \times 6.22 \times 2.5 \times 0.4 \times 1.026 \times 1.4 \times \sin(3) = 9.352T$$

L'effort vertical revenant à une aussière est de  $F_a = (9.352/2) = 4.676T$

#### VI.5.3.2. Calcul du poids de bloc

En considérant que chaque corps mort reprend 2 embarcations :

Avec une majoration de 20%

$$W = F_a \times 2 \times 1.2 = 4.676 \times 2 \times 1.2 = 11.22 T$$

Le volume sous l'eau est :

$$V = \frac{W}{\gamma'} = \frac{11.22}{1.5} = 7.48\text{m}^3$$

On choisit les dimension suivante  $(2.5 \times 2.5 \times 1.2) = 7.5\text{m}^3$  le poids sous l'eau est  $W=11.25 T$ , le poids à sec est  $W_s = 18.75 T$

Ces blocs seront ancrés à une profondeur de  $(2/3) h$  donc, la profondeur est de 0.8m.

- **Vérification vis-à-vis au glissement du bloc :**

Pour que le bloc résiste au glissement il faut que la relation suivante soit vérifiée :

$$(H=V \times \operatorname{tg}\alpha) < (W \times \beta) + (0.5 K_p \times 1.1xh^2) \quad \text{tel que:}$$

H : Effort horizontal de glissement.

$\alpha$  : L'angle de l'inclinaison de l'amarre aussière.

$\beta$ : Coefficient de frottement=0.6.

$K_p$  : coefficient de butée, pour  $\phi_{sol}=37^\circ$  on aura alors  $K_p=3$ .

h : la hauteur de bloc 1.2m

Application numérique

$$H=9.352 \times \operatorname{tg}(38^\circ) = 7.3 \text{ T} < (11.22 \times 0.6) + (0.5 \times 3.2 \times 1.1 \times 1.2^2) = 9.266 \text{ T}$$

### Conclusion

**La stabilité du bloc vis-à-vis au glissement est vérifiée**

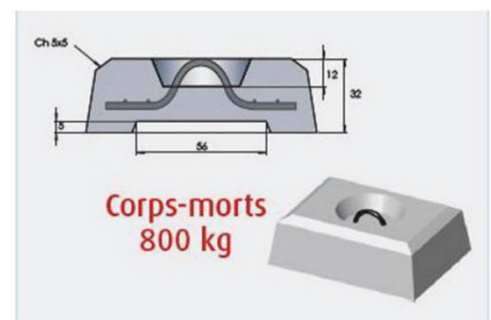
- **Condition sur le béton armé :**

Le béton est dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$ , et son durcissement se fait en atmosphère humide afin d'atteindre une résistance maximale a 28 jours.

Afin d'éviter les fissures à l'usage, les armatures considérées seront des HA 12, en ajoutant des cadres transversaux de HA12/15cm, Les espaces entre les armatures dans les deux directions est de 15 cm. L'enrobage est au minimum 10 cm afin d'éviter la corrosion de l'acier.

#### VI.5.3.3. Equipements du corps mort

Le corps mort est doté d'organeaux qui est constitué d'une barre ronde en acier courbé sous forme de « U » avec des retours droits « aile ». La longueur des ailes est de 5 fois plus longue que le diamètre soit  $5\phi = 5 \times 50 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$ . l'organeaux d'amarrage constitue le point d'attache et de passage des chaînes métalliques galvanisées d'un diamètre  $\phi 26 \text{ mm}$ . Le choix du diamètre de l'organeau est basé sur des critères de résistance (reprise des efforts) et de durabilité pour compenser la perte de métal due à la rouille.



#### VI.5.3.4. Amarre aussière

Dans notre cas et vue l'environnement, il est approprié d'utiliser un câble synthétique tressé pour amarrer ces embarcations,

La section de l'amarre est déterminée en fonction de l'effort appliqué majoré et de la contrainte du matériau constituant de l'amarre. Avec une contrainte de  $2200 \text{ Kg / cm}^2$  on aura la section suivante : une amarre de 35 mm de diamètre avec une densité de 1.14, le poids par mètre linéaire est de  $1.096 \text{ kg / m}$ .

#### VI.4.5.5. Chaînes métalliques et manilles pour les amarres aussières

Le diamètre du rond constituant la chaîne métallique est de  $\phi = 26 \text{ mm}$  selon la norme **EN-818-2**. Le diamètre du rond constituant la manille est  $\phi = 26 \text{ mm}$  Il est recommandé d'avoir une chaîne et une manille galvanisées pour les protéger contre la corrosion marine. La charge maximale d'utilisation est de 21 T.

## VI.6. Dimensionnement de la Cale de halage

### VI.6.1. Eléments constituant la cale de halage

Pour la réparation et la mise en abri à sèche des embraquassions il est prévu de construire une cale de halage de 40 m de longueur et 15 m de largeur.

Elle est constituée de 3 poutres ( $P_1, P_2, P_3$ ) préfabriquées et des dalles carrées jointives préfabriquées d'une superficie 2.50 m x 2.50 m et une épaisseur de 0.3m. L'ensemble est posé sur un tout venant (0-500kg) et enrochement (1-15kg) réglée par une couche de ballast de (20 – 40 mm). La pente de la cale de halage est de 13%.

### VI.6.2. Modélisation de la cale

- **Caractéristique des matériaux :**

- E : module de déformation longitudinale  $E_i = 355 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$  - I : inertie de la dalle
- Béton :  $F_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ,  $F_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$  - Acier: HA400
- K : module de réaction  $k = 6 \text{ kg/cm}^3$

- **Schéma statique :**

G: poids propre :  $G = 2,5 \cdot 0,3 \cdot 2,5 = 1,875 \text{ T/ml}$

P : surcharge ponctuelle :  $P_{\text{ponctuel}} = 9,37 \text{ t}$

S : surcharge uniforme :  $P_{\text{repartie}} = 9,37 / 2,5 = 3,7 \text{ t/ml}$

Cas n°1 : charge uniformément répartie (poids propre et celui de l'embarcation)

Cas n°2 : poids propre réparti et la charge de l'embarcation est prise ponctuelle roulent.

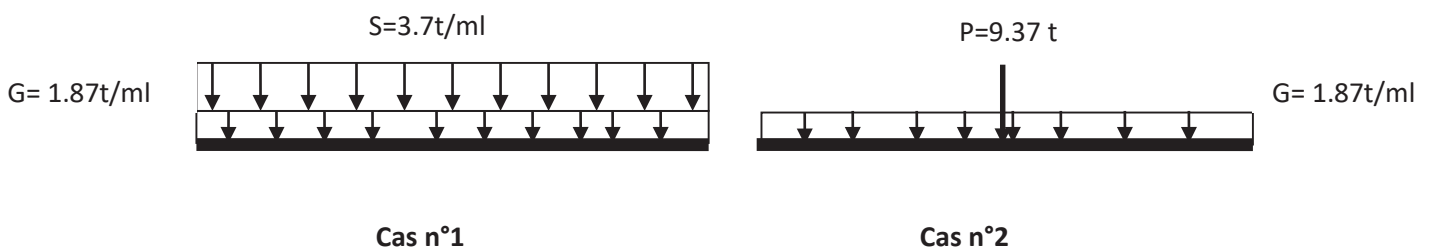


figure 52. Schéma statique

Afin de pouvoir tenir compte du module de réaction du sol on va utiliser le logiciel 'robot bat'

Afin de tenir compte de la possibilité d'un tassement différentiel du sol, 3 conditions d'appuis sont appliquées :

Dalle complètement en contact avec le sol.

Tassement aux milieux : dalle appuis sur ses extrémités sure un appui élastique  $K_y = 6000 \text{ t/m}^3$

Tassement des extrémités : dalle appuis aux milieux sure un appui élastique  $K_y = 6000 \text{ t/m}^3$

- **Calcul des efforts**

Le calcul des efforts par le logiciel ROBOT a donné les résultats suivants :

$$M_{\min} = -8 \text{ t.m/ml} \quad ; \quad M_{\max} = 6 \text{ t/ml}$$

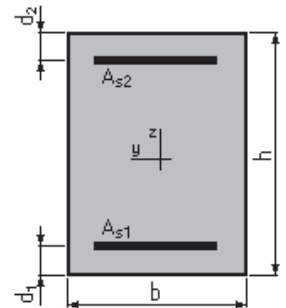
$$T_{\min} = -10.19 \text{ t.m/ml} \quad ; \quad T_{\max} = 10.19 \text{ t.m/ml}$$

( voir les schema de la modelisation en annexe 7 figures A38 et A39 )

### VI.6.3. Calcul du ferrailage

- Paramètres

- Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa) , Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)
- Fissuration très préjudiciable
- Diamètre moyen des aciers inférieurs : 14 (mm)
- Diamètre moyen des aciers supérieurs : 14 (mm)  $b = 100,0$  (cm)
- Milieu : eau agressive ; Coefficient alpha : 240  $h = 30,0$  (cm)
- Prise en compte des armatures comprimées  $d1 = 5,0$  (cm)
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques  $d2 = 5,0$  (cm)
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99, Application fascicule 74



- Moments appliqués

	Mmax (T*m)	Mmin (T*m)
ELU	6,00	-8,70

### VI.6.4. Résultats:

- Sections d'Acier :

Section théorique  $As1 = 6,7$  (cm<sup>2</sup>)  $As2 = 9,9$  (cm<sup>2</sup>)

$A_{min}(cnf) = 0.23b.d. f_{t28}/f_e = 4\text{cm}^2/\text{ml}$

Ainsi la section d'armature trouvée pour la nappe supérieure et inférieure est  $As=10\text{cm}^2/\text{ml}$ .

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correct, les armatures doivent avoir un diamètre  $\varphi < \frac{h}{10} = 3\text{cm} = 30\text{mm}$ . On prend  $6\text{HA}16/\text{m} = 12.06\text{cm}^2/\text{m}$

**Choix d'armature  $6\text{HA}16/\text{m} = 12.06\text{cm}^2/\text{m}$  pour la nappe supérieure et inférieure**

### VI.6.5. Effort tranchant

$V_u = 10.1\text{t}$  On ne prévoit pas de reprise de bétonnage et  $T_u = \frac{V_u}{d*b} = 0.4\text{MPa} < 0.07f_{c28} = 2.1\text{MPa}$   
Donc on n'a pas besoin d'armature transversale

### VI.6.6. Ferrailage des Poutres

Etant donné que les poutres sont sollicitées à des faibles efforts, et présentent des sections en béton importantes (grandes dimensions) la section d'acier préconisée sera calculée en appliquant le pourcentage minimum d'acier.  $As = 12\text{cm}^2$  dans les deux directions.

## VI.7. Conclusion

Suite à cette étude nous avons pu proposer un aménagement et un dimensionnement des ouvrages du port afin qu'il soit mieux exploité. Les 8 embarcations prévues dont le linéaire est estimé à 146ml (95+51) seront assurés par le quai ainsi que l'appontement fixe qui offrent 210ml accostable. Et en ce qui concerne les embarcations on prévoit 50ml assurés par l'appontement 50ml assuré par l'appontement dur et 50ml assurés par l'appontement flottant et donc une capacité d'accueil de 4 embarcations environ qui pourrait être augmentée facilement en cas de nécessité.

# **Chapitre VII : Etude d'impact sur l'environnement**

## VII.1. Introduction

Ce chapitre comporte une synthèse de l'étude d'impact du projet sur l'environnement naturel, humain et socio-économique, qui a pour but d'orienter les choix d'aménagement de façon à intégrer le port dans son milieu sans impacter l'environnement, et prendre les mesures nécessaires de compensation dans le cas défavorable.

## VII.2. Analyse globale du milieu (faune et flore)

L'analyse faunistique montre la présence de quatre groupes zoologiques (Annélides-Polychètes ; Mollusques-Bivalves ; Crustacés-Amphipodes ; Echinodermes-Echinides)

Les paramètres physico-chimiques enregistrés indiquent une homogénéité de la masse d'eau, avec une instabilité sédimentaire. La solution préconisée (protection et la réhabilitation des ouvrages) permettra de diminuer l'instabilité sédimentaire à l'intérieur du bassin portuaire en augmentant la profondeur

## VII.3. Estimation des déchets et résidu du projet

Les ports de plaisance produisent des déchets très variables en fonction des activités qui y sont implantées : ordures ménagères, emballages, déchets spéciaux solides ou liquides. La gestion de ces déchets implique leur stockage, collecte, élimination et valorisation conformément à la législation en vigueur, généralement géré par : le port lui-même ou la commune.

Dans le cadre de ce projet : La ferrailles, bois ainsi que pneumatique retrouvé sera vendue où recycler, les déchets ménager estimer à 1kg par personne seront collecter par la benne à ordures de l'APC et déchargé au centre d'enfouissement le plus proche. Les huiles et lubrifiant selon utilisation seront récupérer par Naftal. Les sédiments de dragage estimer à 70 000 m<sup>3</sup> seront utiliser dans les travaux e remplissage du caisson et blocs de quai ainsi

## VII.4. Estimation des sources d'impact générer par le projet

Les sources d'impact correspondent aux différentes opérations ayant cours lors de la réalisation des travaux ou encore lors de la période d'exploitation du projet.

### VII.4.1. Phase de construction

Les source d'impact sont dans les phases suivantes :

- Travaux de reconnaissances et l'installation des équipements
- Signalisation : définition de l'emprise des travaux, les aires annexes, les chemins d'accès et éventuellement les voies de contournement pour les usagers.
- Installation du chantier : présence d'engins de construction, des mouvements de terres, dépôts provisoires des matériaux, l'apport de matériels d'entretien des engins
- Présence de la base de vie et sa démobilisation
- Dragage et Réalisation des ouvrages maritimes et enfin la remise en état

### VII.4.2. Phase exploitation

- Présence des ouvrages maritimes : Elle correspond à la présence physique des composantes du projet.
- Entretien et réparation Cette activité regroupe tous les travaux d'entretien du projet, et de réparation en cas de défaillance de l'une de ses composantes.

**VII.5. Evaluation des impacts**

	Phase de construction		Phase d'exploitation	
Impact	Evaluation	Commentaire	Evaluation	Commentaire
<b>Milieu Physique</b>				
Qualité de l'Air	Moyenne	Poussières générées par les travaux et le transport et stockage des matériaux Gaz d'échappement générées par les véhicules de transport et engins. Odeurs de carburant, solvant et peinture utilise pour l'entretiens	Faible. (Négatif)	Nettement Moindre que la phase de construction Ils proviendront des camions de transport et des engins de terrassement utilisés lors du rechargement d'entretien
Qualité des eaux et sédiments marins	Moyenne (Négatif)	Risque de contamination de l'eau, des sédiments et des sols par les hydrocarbures et matières résiduelles (débris de construction, déchet domestiques des travailleurs matières dangereuses découlant des activités d'entretien de la machinerie. ...etc.)	Faible. (Négatif)	Déversement en mer des eaux usées non traitées par les navires ou de produits pétroliers (huiles, carburants,) lors des fuites ou accidents. Résidus de peinture et produits antisalissures.
Qualité et usage du sol	Moyenne. (Négatif)	Contamination potentielle en hydrocarbures et autres par le passage des camions La compaction des sols	Faible. (Négatif)	Pollution ou contamination par les huiles et hydrocarbures par déversement accidentel des véhicules utilitaires ou d'entretien.
Bathymétrie	Moyenne. (Négatif)	Impact positif pour l'aménagement du port Délocalisation des écosystèmes benthiques installés	Nulle.	Aucun impact n'est à signale
<b>Milieu Biologique</b>				
Faune & Flore marines	Faible. (Négatif)	Les perturbations sonores et la turbulences des eaux fera fuir un grand nombre de peuplement halieutique ce qui perturbera la reproduction.	Faible. (Négatif)	Changement du biotope du stock halieutique qui induira l'adaptation de son écosystème suivant le nouvelle aménagement

<b>Milieu Humain</b>				
Socio-économique et écotourisme	Forte (Positif).	Création de postes de travail et mise à contribution d'entreprises de construction. Profit des commerces à proximité de la zone du projet, par la présence de travailleurs sur les chantiers	Forte (Positif)	Accueillir un nombre plus important d'embarcations Une restauration de la zone va entraîner une réappropriation sociale du milieu. En effet, la réhabilitation du port de palm Beach permettra aux plaisanciers de la résidence d'état de s'approprier à nouveau
Santé/Sécurité	Forte. (Négatif)	Les accidents de travail en chantier L'émission des poussières sur une étendue assez restreinte et polluant. Elévation des niveaux sonores habituels Possibilité de transmission de maladie infectieuse des travailleurs aux populations avoisinantes Les matières résiduelles et domestique.		
Voies de communications	Faible. (Négatif)	L'ouverture d'une piste pour assurer une circulation plus fluide des camions de transport des matériaux	Nulle.	Pas d'impact significatif sur les voies de communications en car le port existe déjà bien avant ces travaux.
Ambiance sonore	Faible. (Négatif)	Les impacts de bruit des équipements et véhicule.	Nulle.	Bruit moindre qui pourrait provenir des camions engins d'entretien.

### VII.6. Mesures compensatoires :

à chaque phase du projet, notamment pendant la phase de construction et la phase d'exploitation, des mesures d'atténuation pour éliminer, réduire et éventuellement compenser les effets néfastes sur l'environnement seront prise en compte.

**- Phase de travaux**

Lors de la phase de travaux, plusieurs mesures seront mises en place pour minimiser l'impact sur l'environnement : Avant le début des travaux, un plan d'urgence sera élaboré pour réagir en cas d'accident. Un responsable de l'environnement sera désigné sur le chantier pour superviser l'analyse environnementale du site et s'assurer du respect des consignes. Contre de l'accès au chantier. Les aménagements seront réalisés en préservant l'intégrité des composantes environnementales., l'aire du projet sera réaménagée pour améliorer son aspect paysager.

**- Phase d'exploitation**

Un programme de suivi environnemental sera élaboré destiner aux opérateurs d'entretien. Inciter à l'adhésion à un cahier des charges environnemental.

### VII.7. Conclusion

Quelque mesure d'atténuation concernant notre projet est citée ci-dessous :

Phase de travaux	Phase exploitation:
<b>Milieu Physique</b>	
Arrosage périodique du sol pour limiter les poussières. Couverture des camions transportant les matériaux et imitation de la vitesse. Interdiction de ravitaillement à proximité des plans d'eau	Contrôle des rejets d'hydrocarbures et des résidus des opérations de carénage Contrôle de la qualité des eaux afin de prévenir toute pollution liée à l'exploitation du port.
<b>Milieu Biologique</b>	
Maintenir des corridors pour permettre la circulation des espèces animales et préserver la biodiversité. Éviter les travaux pendant les périodes d'activités de reproduction	Control et analyse des eaux de baignade et de la faune benthique., surtout pendant la saison estivale, pour garantir la santé des baigneurs.
<b>Milieu humain</b>	
Interdiction d'accès aux riverains sur le site terrestre et marin pour des raisons de sécurité et utilisation de panneaux de signalisation. Organiser le chantier afin de minimiser l'impact visuelle	Développer une main d'œuvre qualifiée et adaptée aux nouvelles installations pour une Exploitation rationnelle du port

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'études d'élève ingénieur en travaux publics nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques. Nous avons travaillé sur un plan d'aménagement d'un port de plaisance au niveau du port de la présidence de Palm Beach, en dimensionnant les différents ouvrages nécessaires, à la fois à l'intérieur et à l'extérieur du port.

Ce mémoire aborde les différentes étapes de l'étude, notamment la collecte et l'analyse des données du site du projet, l'étude d'aménagement en utilisant des modèles numériques, le prédimensionnement des ouvrages de protection et le calcul des ouvrages d'accostage. Nous avons également réalisé une étude d'impact sur l'environnement, ce qui nous a fait prendre conscience de la diversité et de l'étendue des connaissances requises dans ce domaine, qui englobe plusieurs disciplines.

Cette étude nous a ouvert les portes du monde professionnel. Nous avons pu bénéficier de l'expérience des ingénieurs travaillant dans les bureaux d'étude, grâce aux différentes interactions que nous avons eues au sein de la DTP Tipaza. Nous avons également visité plusieurs départements du laboratoire d'études maritimes (LEM), ce qui nous a permis d'acquérir des techniques d'assimilation des phénomènes physiques, d'apprendre à utiliser des logiciels tels que Robot et Talren pour la modélisation, et de maîtriser la réglementation en vigueur dans le domaine du calcul des structures pour les ouvrages maritimes.

## Bibliographie

- M. RAHMANI : Cours de Travaux maritimes, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2020-2021).
- M. BENREDOUANE : Cours de béton armé 4ème année. École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2021-2022).
- Règlement Parasismique algérien RPA (99/version 2003). Ministère des Travaux Publics (MTP), Algérie.
- Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62,(Décembre 2007). IUP génie civil, faculté des sciences et technologie, La Rochelle. France.
- J.CHAPON : Travaux Maritimes TOM I : Le milieu marin – Le navire – La navigation – Les côtes – Les ouvrages extérieurs des ports maritimes (Année 1972). Ed. Eyrolles 1984, Paris, France.
- J.CHAPON : Travaux Maritimes TOM II : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes –Dégagement des accès et plans d'eau des ports (Année 1974). Ed. Eyrolles 1975, Paris, France.
- CERC: Coastal Engineering Research Center, Coastal Engineering Research Center Laboratory Reports.
- Building code requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). 318, R. b. (2019).
- CIRIA, CUR, & CETMEF. (2009). Guide Enrochement. L'utilisation des enrochements pour les ouvrages hydrauliques. Version française.
- Shore protection manual volume II, Coastal Engineering Research Center, departement of the army waterways experiment station corps of engineers 1984.
- SHOM. (2016). OUVRAGES GÉNÉRAUX 3 signalisation maritime. 13 rue du Chatellier.
- Mohamed, S. I. (1997). Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton DTR-BC 2.42 banché.
- Guide technique pour la réalisation des ouvrages portuaires. (2016).
- **Logiciel**
  - Autodesk Auto-cad 2018.
  - Autodesk robot structural analysis 2016.
  - Microsoft Excel 2023

# **Annexe**

**Annexe 1**

**Donnés de l'étude  
sédimentaire et l'étude de  
réfraction**

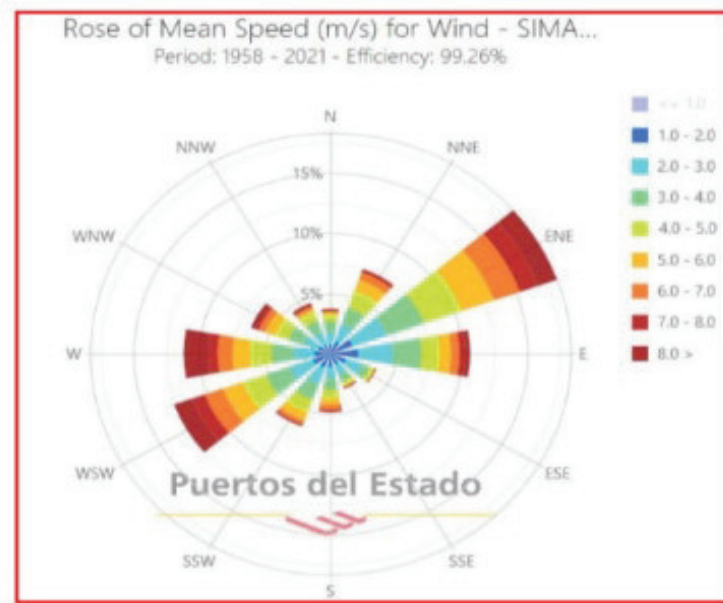


Figure A 1. Rose annuelle des vents du réseau SIMAR (1958-2021)

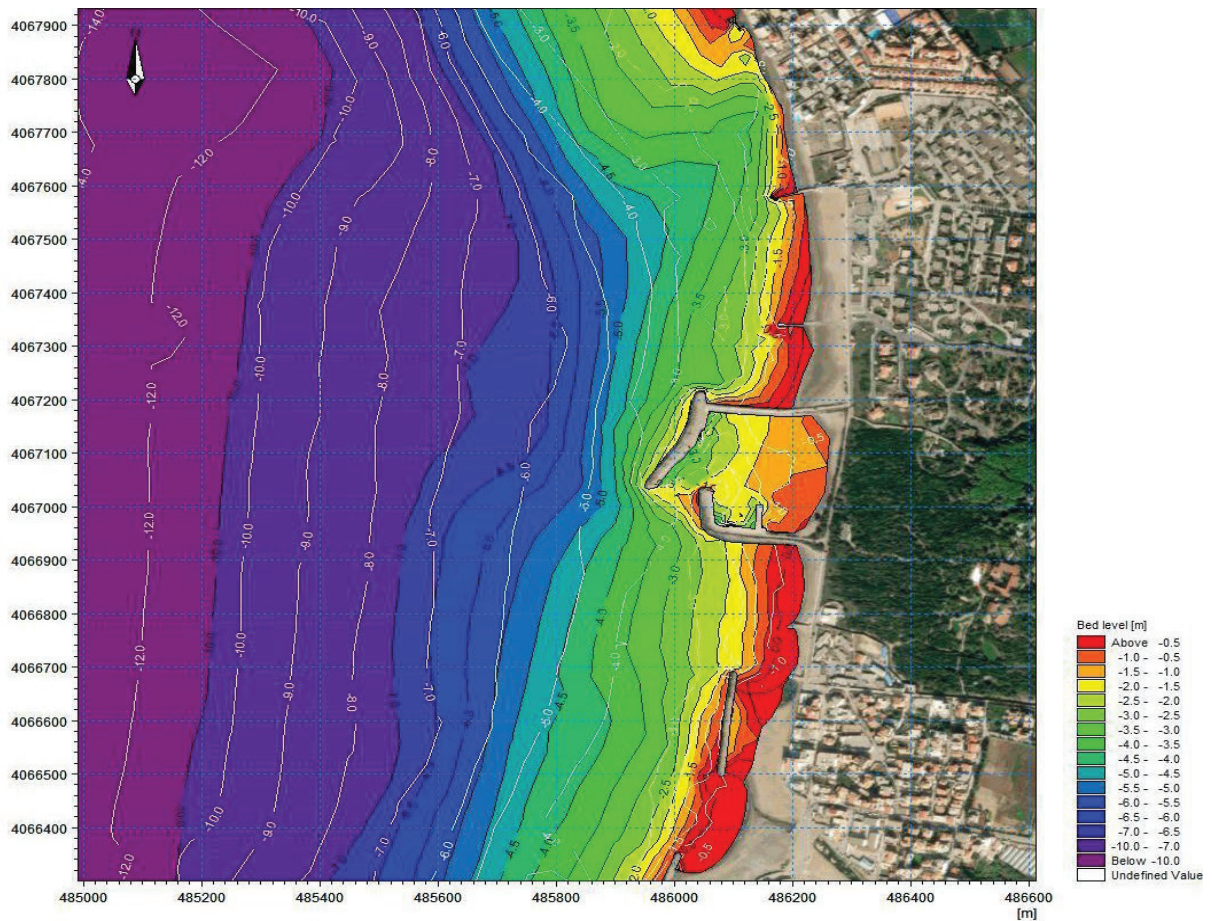


Figure A 2. Carte bathymétrique

Tableau A 1. Caractéristique des houles au point considerer

Houle N270°				01 an				10 ans				20 ans				50 ans				100 ans			
Points	x(m)	y(m)	Prof (m)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)
1	485684	4066579	-6	3,28	0,50	11,08	282	3,52	0,38	12,73	284	3,58	0,36	13,31	285	3,62	0,33	13,63	285	3,67	0,31	14,20	285
2	485456	4066602	-8	4,07	0,62	11,44	282	4,53	0,49	13,15	284	4,64	0,46	13,75	285	4,71	0,42	14,07	285	4,80	0,40	14,66	285
3	485256	4066621	-10	4,63	0,71	11,68	282	5,39	0,58	13,42	284	5,55	0,55	14,03	285	5,67	0,51	14,36	285	5,80	0,49	14,96	286
4	485089	4066638	-12	4,87	0,74	11,83	282	5,92	0,64	13,59	284	6,16	0,61	14,20	285	6,36	0,57	14,53	285	6,54	0,55	15,14	286
5	484928	4066654	-14	5,03	0,77	11,95	282	6,37	0,69	13,72	284	6,68	0,67	14,34	285	6,97	0,63	14,68	285	7,20	0,61	15,29	286
6	484769	4066670	-16	5,17	0,79	12,06	282	6,78	0,74	13,85	285	7,17	0,72	14,48	285	7,53	0,68	14,81	286	7,83	0,66	15,43	286
7	484585	4066688	-18	5,19	0,79	12,13	282	6,95	0,75	13,94	285	7,40	0,74	14,57	286	7,86	0,71	14,91	286	8,22	0,69	15,53	287
8	484411	4066705	-20	5,22	0,79	12,19	283	7,09	0,77	14,02	285	7,60	0,76	14,65	286	8,15	0,74	14,99	286	8,57	0,72	15,62	287
9	486086	4066764	-2	1,74	0,26	10,02	279	1,82	0,20	11,54	280	1,84	0,18	12,07	280	1,86	0,17	12,36	280	1,88	0,16	12,89	281
10	485996	4066774	-4	2,21	0,34	10,43	279	2,31	0,25	12,01	281	2,34	0,23	12,56	281	2,36	0,21	12,86	282	2,39	0,20	13,40	282
11	485908	4066783	-4	2,58	0,39	10,71	280	2,73	0,30	12,32	282	2,77	0,28	12,88	282	2,79	0,25	13,18	283	2,82	0,24	13,74	283
12	485706	4066806	-6	3,41	0,52	11,17	281	3,66	0,40	12,84	282	3,73	0,37	13,43	283	3,77	0,34	13,74	283	3,83	0,32	14,32	284
13	485475	4066832	-8	4,19	0,64	11,51	281	4,67	0,51	13,23	283	4,79	0,48	13,84	284	4,87	0,44	14,16	284	4,96	0,42	14,75	285
14	485271	4066855	-10	4,73	0,72	11,73	282	5,51	0,60	13,49	284	5,68	0,57	14,10	284	5,81	0,52	14,43	285	5,95	0,50	15,04	285
15	485109	4066873	-12	4,98	0,76	11,86	282	6,04	0,66	13,63	284	6,28	0,63	14,25	285	6,48	0,58	14,58	285	6,66	0,56	15,19	286
16	484956	4066890	-14	5,14	0,78	11,97	282	6,48	0,70	13,76	284	6,79	0,68	14,38	285	7,07	0,64	14,72	285	7,30	0,61	15,34	286
17	484807	4066906	-16	5,22	0,80	12,06	282	6,76	0,73	13,86	284	7,14	0,71	14,49	285	7,49	0,68	14,83	285	7,78	0,66	15,45	286
18	484630	4066919	-18	5,25	0,80	12,13	282	6,99	0,76	13,95	284	7,43	0,74	14,58	285	7,89	0,71	14,92	286	8,25	0,69	15,55	286
19	484457	4066942	-20	5,28	0,81	12,20	282	7,17	0,78	14,03	285	7,67	0,77	14,67	285	8,22	0,74	15,02	286	8,65	0,73	15,64	287
20	486038	4066999	-2	1,85	0,28	10,41	271	1,90	0,21	11,97	272	1,92	0,19	12,52	272	1,93	0,17	12,82	272	1,94	0,16	13,36	273
21	486001	4067004	-4	1,97	0,30	10,54	270	2,04	0,22	12,13	271	2,06	0,21	12,68	272	2,07	0,19	12,99	272	2,09	0,18	13,53	272
22	485742	4067033	-6	3,43	0,52	11,22	281	3,66	0,40	12,91	283	3,73	0,37	13,50	283	3,77	0,34	13,83	284	3,82	0,32	14,41	284
23	485495	4067061	-8	4,29	0,65	11,58	281	4,78	0,52	13,33	283	4,90	0,49	13,93	284	4,97	0,45	14,27	284	5,07	0,43	14,87	285
24	485285	4067084	-10	4,75	0,72	11,77	281	5,57	0,60	13,54	284	5,76	0,57	14,16	284	5,91	0,53	14,49	285	6,05	0,51	15,10	285
25	485108	4067104	-12	5,07	0,77	11,90	281	6,19	0,67	13,69	284	6,44	0,64	14,31	284	6,66	0,60	14,65	285	6,85	0,58	15,27	286
26	484965	4067120	-14	5,23	0,80	12,00	281	6,59	0,71	13,80	284	6,90	0,69	14,43	285	7,18	0,65	14,77	285	7,42	0,62	15,39	286
27	484827	4067136	-16	5,26	0,80	12,06	281	6,76	0,73	13,87	284	7,13	0,71	14,51	285	7,49	0,68	14,85	285	7,79	0,66	15,47	286
28	484686	4067152	-18	5,29	0,81	12,12	281	6,95	0,75	13,95	284	7,37	0,74	14,59	285	7,81	0,70	14,93	285	8,16	0,69	15,55	286
29	484501	4067173	-20	5,34	0,81	12,20	281	7,18	0,78	14,05	284	7,68	0,77	14,69	285	8,22	0,74	15,03	285	8,65	0,73	15,66	286
30	486128	4067258	-2	1,35	0,21	9,83	283	1,42	0,15	11,36	284	1,44	0,14	11,89	284	1,45	0,13	12,18	285	1,47	0,12	12,71	285
31	485947	4067274	-4	2,66	0,41	10,85	279	2,80	0,30	12,50	281	2,84	0,28	13,08	282	2,87	0,26	13,40	282	2,90	0,24	13,96	283
32	485806	4067287	-6	3,32	0,51	11,19	280	3,53	0,38	12,89	282	3,59	0,36	13,49	283	3,63	0,33	13,81	283	3,68	0,31	14,40	284
33	485516	4067313	-8	4,29	0,65	11,59	280	4,77	0,52	13,35	283	4,88	0,49	13,97	283	4,96	0,45	14,31	284	5,06	0,43	14,91	285
34	485296	4067333	-10	4,71	0,72	11,76	280	5,53	0,60	13,54	283	5,72	0,57	14,16	283	5,88	0,53	14,50	284	6,03	0,51	15,12	285
35	485115	4067350	-12	5,07	0,77	11,92	281	6,22	0,67	13,72	283	6,48	0,65	14,34	284	6,71	0,61	14,69	285	6,92	0,58	15,31	285
36	484972	4067363	-14	5,30	0,81	12,03	281	6,67	0,72	13,84	284	7,00	0,70	14,48	285	7,29	0,66	14,82	285	7,55	0,64	15,44	286
37	484841	4067376	-16	5,32	0,81	12,08	281	6,84	0,74	13,91	284	7,21	0,72	14,55	285	7,58	0,68	14,89	285	7,89	0,66	15,52	286
38	484704	4067388	-18	5,35	0,82	12,14	281	7,01	0,76	13,98	284	7,44	0,74	14,62	285	7,89	0,71	14,97	285	8,25	0,69	15,60	286
39	484542	4067402	-20	5,39	0,82	12,21	281	7,22	0,78	14,06	284	7,71	0,77	14,71	285	8,25	0,74	15,05	285	8,67	0,73	15,69	286

# Annexe 1

Houle N290°				01 an				10 ans				20 ans				50 ans				100 ans			
Points	x(m)	y(m)	Prof (m)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)
1	485684	4066579	-6	3,30	0,50	11,08	289	3,52	0,38	12,75	290	3,58	0,36	13,33	290	3,62	0,33	13,65	290	3,65	0,31	13,98	291
2	485456	4066602	-8	4,15	0,63	11,44	290	4,55	0,49	13,17	291	4,65	0,46	13,77	291	4,71	0,43	14,10	291	4,77	0,40	14,43	291
3	485256	4066621	-10	4,80	0,73	11,68	291	5,46	0,59	13,44	291	5,60	0,56	14,05	292	5,71	0,51	14,39	292	5,79	0,49	14,73	292
4	485089	4066638	-12	5,14	0,78	11,83	291	6,08	0,66	13,61	292	6,29	0,63	14,23	292	6,46	0,58	14,56	293	6,58	0,55	14,91	293
5	484928	4066654	-14	5,38	0,82	11,95	292	6,63	0,72	13,74	293	6,91	0,69	14,37	293	7,14	0,64	14,71	293	7,31	0,62	15,06	293
6	484769	4066670	-16	5,60	0,85	12,06	292	7,13	0,77	13,87	293	7,48	0,75	14,50	294	7,79	0,70	14,85	294	8,01	0,67	15,20	294
7	484585	4066688	-18	5,64	0,86	12,13	293	7,38	0,80	13,96	294	7,81	0,78	14,60	294	8,23	0,74	14,94	295	8,51	0,72	15,30	295
8	484411	4066705	-20	5,67	0,86	12,20	293	7,61	0,83	14,04	295	8,11	0,81	14,68	295	8,62	0,78	15,03	295	8,98	0,76	15,39	296
9	486086	4066764	-2	1,73	0,26	10,01	284	1,81	0,20	11,54	284	1,84	0,18	12,08	285	1,85	0,17	12,37	285	1,86	0,16	12,67	285
10	485996	4066774	-4	2,20	0,33	10,43	286	2,30	0,25	12,02	286	2,33	0,23	12,57	287	2,35	0,21	12,87	287	2,37	0,20	13,18	287
11	485908	4066783	-4	2,58	0,39	10,70	287	2,72	0,29	12,32	288	2,76	0,28	12,89	288	2,78	0,25	13,20	288	2,80	0,24	13,52	288
12	485706	4066806	-6	3,42	0,52	11,16	288	3,66	0,40	12,85	289	3,72	0,37	13,44	289	3,76	0,34	13,76	289	3,80	0,32	14,09	289
13	485475	4066832	-8	4,26	0,65	11,51	289	4,69	0,51	13,25	290	4,80	0,48	13,85	290	4,86	0,44	14,18	290	4,92	0,41	14,52	291
14	485271	4066855	-10	4,90	0,75	11,73	290	5,58	0,60	13,50	291	5,73	0,57	14,12	291	5,84	0,53	14,46	292	5,93	0,50	14,81	292
15	485109	4066873	-12	5,22	0,80	11,86	291	6,18	0,67	13,65	292	6,40	0,64	14,27	292	6,56	0,59	14,61	292	6,68	0,56	14,96	293
16	484956	4066890	-14	5,46	0,83	11,98	292	6,71	0,73	13,78	293	6,99	0,70	14,41	293	7,22	0,65	14,75	293	7,39	0,62	15,11	293
17	484807	4066906	-16	5,59	0,85	12,06	292	7,07	0,77	13,88	293	7,42	0,74	14,51	293	7,73	0,70	14,86	294	7,95	0,67	15,21	294
18	484630	4066919	-18	5,67	0,86	12,14	293	7,39	0,80	13,97	294	7,82	0,78	14,61	294	8,24	0,74	14,96	294	8,53	0,72	15,31	294
19	484457	4066942	-20	5,72	0,87	12,21	293	7,65	0,83	14,06	294	8,16	0,81	14,70	295	8,68	0,78	15,05	295	9,04	0,76	15,41	295
20	486038	4066999	-2	1,71	0,26	10,41	274	1,78	0,19	11,99	274	1,79	0,18	12,54	275	1,80	0,16	12,84	275	1,81	0,15	13,16	275
21	486001	4067004	-4	1,86	0,28	10,55	274	1,94	0,21	12,15	275	1,96	0,20	12,71	275	1,97	0,18	13,01	275	1,98	0,17	13,33	275
22	485742	4067033	-6	3,43	0,52	11,23	288	3,65	0,40	12,94	289	3,71	0,37	13,53	290	3,75	0,34	13,86	290	3,78	0,32	14,19	290
23	485495	4067061	-8	4,36	0,66	11,58	289	4,80	0,52	13,35	290	4,91	0,49	13,96	291	4,98	0,45	14,30	291	5,04	0,42	14,64	291
24	485285	4067084	-10	4,91	0,75	11,77	290	5,65	0,61	13,56	291	5,82	0,58	14,18	292	5,95	0,54	14,52	292	6,05	0,51	14,87	292
25	485108	4067104	-12	5,30	0,81	11,91	291	6,33	0,69	13,71	292	6,56	0,66	14,34	292	6,75	0,61	14,68	293	6,88	0,58	15,04	293
26	484965	4067120	-14	5,53	0,84	12,01	291	6,80	0,74	13,83	293	7,09	0,71	14,46	293	7,33	0,66	14,81	293	7,50	0,63	15,16	293
27	484827	4067136	-16	5,59	0,85	12,07	292	7,05	0,76	13,90	293	7,40	0,74	14,53	293	7,72	0,70	14,88	294	7,95	0,67	15,24	294
28	484686	4067152	-18	5,66	0,86	12,13	292	7,30	0,79	13,97	293	7,72	0,77	14,61	294	8,13	0,73	14,96	294	8,42	0,71	15,32	294
29	484501	4067173	-20	5,74	0,87	12,21	293	7,64	0,83	14,07	294	8,14	0,81	14,71	294	8,66	0,78	15,06	295	9,02	0,76	15,42	295
30	486128	4067258	-2	1,36	0,21	9,83	287	1,42	0,15	11,36	288	1,45	0,14	11,90	288	1,46	0,13	12,19	288	1,47	0,12	12,49	289
31	485947	4067274	-4	2,63	0,40	10,85	285	2,77	0,30	12,51	286	2,82	0,28	13,09	287	2,84	0,26	13,41	287	2,86	0,24	13,73	287
32	485806	4067287	-6	3,29	0,50	11,20	286	3,50	0,38	12,91	288	3,56	0,36	13,51	288	3,59	0,32	13,84	288	3,62	0,30	14,17	289
33	485516	4067313	-8	4,33	0,66	11,61	289	4,77	0,52	13,38	290	4,88	0,49	14,00	290	4,95	0,45	14,34	291	5,01	0,42	14,69	291
34	485296	4067333	-10	4,84	0,74	11,77	289	5,61	0,61	13,57	290	5,78	0,58	14,20	291	5,92	0,53	14,54	291	6,02	0,51	14,89	291
35	485115	4067350	-12	5,29	0,81	11,93	290	6,36	0,69	13,74	292	6,61	0,66	14,38	292	6,81	0,61	14,72	292	6,95	0,59	15,08	293
36	484972	4067363	-14	5,57	0,85	12,04	291	6,88	0,75	13,87	293	7,19	0,72	14,51	293	7,45	0,67	14,85	293	7,64	0,64	15,21	294
37	484841	4067376	-16	5,63	0,86	12,10	292	7,12	0,77	13,94	293	7,48	0,75	14,58	294	7,82	0,71	14,93	294	8,06	0,68	15,28	294
38	484704	4067388	-18	5,69	0,87	12,15	292	7,36	0,80	14,01	293	7,79	0,78	14,65	294	8,21	0,74	15,00	294	8,51	0,72	15,36	295
39	484542	4067402	-20	5,76	0,88	12,22	293	7,65	0,83	14,09	294	8,15	0,81	14,74	294	8,67	0,78	15,09	295	9,04	0,76	15,45	295

## Annexe 1

Houle N320*				01 an				10 ans				20 ans				50 ans				100 ans			
Points	x(m)	y(m)	Prof (m)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)	Hs(m)	Kr	Tp(s)	Direction (°)
1	485684	4066579	-6	2,62	0,73	8,40	303	3,09	0,57	10,06	301	3,18	0,54	10,60	300	3,26	0,49	11,04	300	3,32	0,46	11,43	300
2	485456	4066602	-8	2,90	0,81	8,69	305	3,77	0,70	10,41	303	3,94	0,66	10,97	302	4,10	0,62	11,42	302	4,20	0,58	11,83	302
3	485256	4066621	-10	3,03	0,84	8,89	307	4,24	0,78	10,64	305	4,51	0,76	11,22	305	4,77	0,72	11,67	304	4,93	0,69	12,09	304
4	485089	4066638	-12	3,07	0,85	9,00	309	4,45	0,82	10,79	307	4,79	0,81	11,37	306	5,14	0,77	11,83	306	5,37	0,75	12,25	306
5	484928	4066654	-14	3,10	0,86	9,08	310	4,58	0,85	10,90	308	4,98	0,84	11,49	308	5,42	0,81	11,96	307	5,72	0,80	12,38	307
6	484769	4066670	-16	3,12	0,87	9,16	312	4,69	0,87	11,02	310	5,15	0,87	11,61	309	5,68	0,85	12,08	309	6,04	0,84	12,51	309
7	484585	4066688	-18	3,15	0,87	9,20	313	4,71	0,87	11,08	311	5,18	0,87	11,68	311	5,74	0,86	12,16	311	6,14	0,86	12,59	310
8	484411	4066705	-20	3,17	0,88	9,24	315	4,73	0,88	11,14	313	5,20	0,88	11,75	313	5,79	0,87	12,23	312	6,22	0,87	12,66	312
9	486086	4066764	-2	1,53	0,43	7,57	293	1,65	0,31	9,07	292	1,68	0,28	9,57	291	1,71	0,26	9,97	291	1,73	0,24	10,33	291
10	485996	4066774	-4	1,92	0,53	7,89	296	2,09	0,39	9,46	295	2,13	0,36	9,97	295	2,17	0,33	10,38	294	2,19	0,31	10,76	294
11	485908	4066783	-4	2,19	0,61	8,10	299	2,44	0,45	9,71	297	2,50	0,42	10,23	297	2,54	0,38	10,65	296	2,58	0,36	11,04	296
12	485706	4066806	-6	2,66	0,74	8,46	302	3,18	0,59	10,14	300	3,28	0,55	10,68	299	3,36	0,51	11,12	299	3,42	0,48	11,52	299
13	485475	4066832	-8	2,92	0,81	8,73	305	3,84	0,71	10,46	302	4,02	0,68	11,03	302	4,19	0,63	11,48	302	4,30	0,60	11,89	301
14	485271	4066855	-10	3,04	0,85	8,92	307	4,30	0,80	10,69	305	4,58	0,77	11,27	305	4,84	0,73	11,73	304	5,02	0,70	12,14	304
15	485109	4066873	-12	3,08	0,86	9,01	309	4,48	0,83	10,81	307	4,84	0,81	11,39	306	5,20	0,78	11,86	306	5,44	0,76	12,28	306
16	484956	4066890	-14	3,11	0,86	9,09	311	4,61	0,85	10,93	309	5,02	0,85	11,52	308	5,47	0,82	11,99	308	5,78	0,80	12,41	307
17	484807	4066906	-16	3,13	0,87	9,15	312	4,69	0,87	11,01	310	5,13	0,86	11,61	309	5,64	0,85	12,08	309	5,99	0,83	12,51	309
18	484630	4066919	-18	3,16	0,88	9,20	313	4,73	0,88	11,08	311	5,20	0,88	11,68	311	5,75	0,87	12,16	311	6,15	0,86	12,59	310
19	484457	4066942	-20	3,19	0,89	9,24	315	4,76	0,88	11,14	313	5,24	0,88	11,75	312	5,83	0,88	12,24	312	6,26	0,87	12,67	312
20	486038	4066999	-2	1,25	0,35	7,95	279	1,40	0,26	9,49	278	1,44	0,24	9,99	278	1,46	0,22	10,40	278	1,48	0,21	10,78	278
21	486001	4067004	-4	1,43	0,40	8,04	281	1,60	0,30	9,60	280	1,63	0,27	10,12	280	1,66	0,25	10,53	280	1,68	0,23	10,91	280
22	485742	4067033	-6	2,69	0,75	8,53	302	3,18	0,59	10,22	300	3,28	0,55	10,77	300	3,36	0,50	11,22	300	3,42	0,48	11,62	300
23	485495	4067061	-8	2,96	0,82	8,79	305	3,91	0,72	10,54	303	4,11	0,69	11,12	303	4,27	0,64	11,58	302	4,39	0,61	11,99	302
24	485285	4067084	-10	3,04	0,84	8,94	308	4,27	0,79	10,73	305	4,56	0,77	11,31	305	4,84	0,73	11,77	305	5,03	0,70	12,20	304
25	485108	4067104	-12	3,09	0,86	9,04	310	4,51	0,84	10,86	307	4,88	0,82	11,44	307	5,27	0,79	11,91	306	5,52	0,77	12,34	306
26	484965	4067120	-14	3,12	0,87	9,11	311	4,64	0,86	10,95	309	5,06	0,85	11,55	308	5,52	0,83	12,02	308	5,83	0,81	12,45	308
27	484827	4067136	-16	3,15	0,87	9,15	312	4,68	0,87	11,01	310	5,12	0,86	11,61	309	5,61	0,84	12,08	309	5,95	0,83	12,52	309
28	484686	4067152	-18	3,17	0,88	9,18	313	4,72	0,87	11,07	311	5,17	0,87	11,67	311	5,70	0,86	12,15	310	6,08	0,85	12,59	310
29	484501	4067173	-20	3,20	0,89	9,23	314	4,77	0,88	11,14	313	5,24	0,88	11,75	312	5,83	0,88	12,24	312	6,25	0,87	12,68	312
30	486128	4067258	-2	1,22	0,34	7,38	293	1,31	0,24	8,89	293	1,34	0,23	9,38	293	1,36	0,20	9,78	293	1,37	0,19	10,14	293
31	485947	4067274	-4	2,15	0,60	8,19	295	2,45	0,45	9,83	293	2,51	0,42	10,37	293	2,56	0,38	10,80	293	2,59	0,36	11,19	293
32	485806	4067287	-6	2,48	0,69	8,47	298	3,00	0,55	10,17	296	3,09	0,52	10,72	296	3,17	0,48	11,17	296	3,23	0,45	11,57	296
33	485516	4067313	-8	2,87	0,80	8,80	304	3,83	0,71	10,57	302	4,03	0,68	11,14	301	4,20	0,63	11,61	301	4,32	0,60	12,03	301
34	485296	4067333	-10	2,98	0,83	8,93	306	4,18	0,77	10,73	304	4,47	0,75	11,31	304	4,76	0,72	11,78	304	4,95	0,69	12,21	303
35	485115	4067350	-12	3,07	0,85	9,04	309	4,47	0,83	10,88	307	4,84	0,81	11,47	307	5,24	0,79	11,94	306	5,50	0,77	12,37	306
36	484972	4067363	-14	3,14	0,87	9,13	311	4,66	0,86	10,98	309	5,08	0,86	11,58	309	5,55	0,83	12,06	308	5,87	0,82	12,49	308
37	484841	4067376	-16	3,16	0,88	9,16	312	4,70	0,87	11,04	310	5,13	0,86	11,64	310	5,63	0,85	12,12	310	5,98	0,83	12,56	309
38	484704	4067388	-18	3,19	0,88	9,20	313	4,74	0,88	11,09	311	5,19	0,87	11,70	311	5,72	0,86	12,18	311	6,10	0,85	12,62	310
39	484542	4067402	-20	3,21	0,89	9,24	315	4,78	0,89	11,16	313	5,25	0,88	11,77	312	5,82	0,88	12,26	312	6,24	0,87	12,70	312



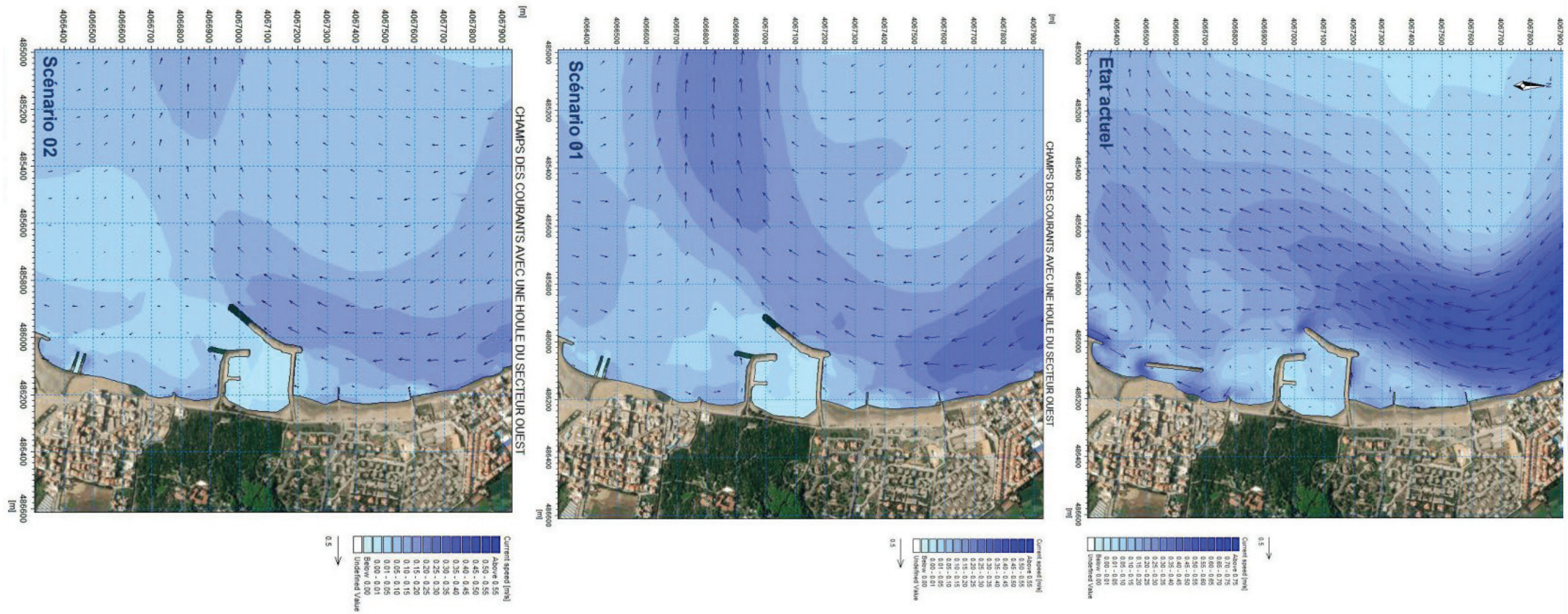


Figure A 3. Visualisation des courants engendrés par une houle de secteur 284° et de hauteur 2,10m (ligne 1) et par une houle de secteur 325° et de hauteur 1,52m (ligne 2) et par une houle de secteur 270° et de hauteur 2,51m (ligne 3) (à comparer avec l'état actuel , scénario 01 et 02 de droite à gauche )





# **Annexe 2**

## **Paramètres de calcul des ouvrages de protection**

Tableau A 2. Coefficient de couche et porosité des différents types de blocs

Type de bloc	n	Placement	$k_{\Delta}$	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 A 3. Valeur de  $K_D$  préconisées pour l'application de la formule de HUDSON

Désignation des blocs	Nombre de couche	Disposition des couches	Pente du talus cotg $\alpha$	Coefficient $k_d$ pour la section courante		Coefficient $k_d$ pour le musoir	
				vague déferlante	vague non déferlante	vague déferlante	vague non déferlante
<b>Blocs Naturels</b>							
Arrondis	2	en vrac	1,5 à 3,0	2,1	2,4	1,7	1,9
Arrondis	> 3	en vrac	1,5 à 3,0	2,8	3,2	2,1	2,3
Anguleux	1	en vrac (3)	1,5 à 3,0		2,9		2,3
Anguleux	2	en vrac	1,5	3,5	4,0	2,9	3,2
			2,0			2,5	2,8
			3,0			2,0	2,3
Anguleux	> 3	en vrac	1,5 à 3,0	3,9	4,5	3,7	4,2
Anguleux	2	spécial (1)	1,5 à 3,0	4,8	5,5	3,5	4,5

- estimation du run up et run down:

Le run-up de la houle représente le niveau maximal que l'eau peut atteindre sur le talus d'un ouvrage, sa valeur est estimée à l'aide d'équations développées par Van Der Meer et Stam en 1992 à partir des expériences, qui dépend de paramètre de déferlement  $\xi$  (nombre d'Iribarren) ainsi que  $H_s$  la hauteur de houle significative.

Pour les la houle irrégulière on a une distribution de run-up calculé par  $R_{u2\%}$  (m) comme représentatif, qui est actuellement le plus couramment utilisé.

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{S_0}} \quad \text{Et} \quad S_{0m} = \frac{2\pi H_s}{g T_m^2}$$

Avec:  $T_p$ : 13.1s;  $T_m$ : 7s ;  $H_s$ : 2.52m ;  $T_m-1.0 = 11.9s$  on trouve  $S_{0m} = 0.032$

Sachant que  $\tan(\alpha) = 2/3$  on a  $\xi_m = 3.72$

Selon le rock manuel pour un talus rugueux (carapace en enrochement naturel) sont :

$$R_{u n\%} / H_s = a \xi_m^c \quad \text{pour } \xi_m \leq 1.5$$

$$R_{u n\%} / H_s = b \xi_m^c \quad \text{pour } \xi_m > 1.5$$

## Annexe 2

Tel que:

Run-up dépassé par n % des vagues	a	b	c	d
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
1	1.01	1.24	0.48	2.15
2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
50 (valeur médiane)	0.47	0.60	0.34	0.82

Donc :

$$\frac{Ru_{2\%}}{Hs} = 1.17 \times 3.72^{0.46} = 2.113$$

$$Ru_{2\%} = 5.32\text{m}$$

### le run down :

avec un noyau imperméable, caractérisé par un coefficient de perméabilité nominale  $P = 0.1$  et pour des talus perméables d'une perméabilité relativement élevée, pour lesquelles  $P = 0.5$  et  $0.6$  la formule est

$$Rd_{2\%} = 2.1\sqrt{\tan(\alpha)} - 1.2P^{0.15} + 1.5e^{-60S0}$$

P : la perméabilité de l'ouvrage ( $P=0.1$ )

$\alpha$  : l'angle de talus du côté de la mer

S0: la cambrure nominale de la houle

$$Rd_{2\%} = 3,022 \text{ m}$$

tableaux récapitulatif :

Paramètre de déferlement	Run up	Run down
3,72	5,32m	3,022m

### 5.4.2 franchissements :

La hauteur de la revanche ( $h_{\min \text{ crête}}$ ) qui garantit la stabilité et la protection de l'ouvrage contre le franchissement ou débordement est déterminée en fonction de la valeur du débit maximal de franchissement. En général, il est admis par expérience que, pour une digue à talus, le débit de franchissement ne doit pas dépasser  $2 \cdot 10^3 (\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$ , en raison que c'est le port de la présidence et aucun dommage n'est toléré. Selon le rock manuel le calcul de franchissement pour un talus rugueux à noyaux non perméable ce fait par la méthode d'Owen (1980) et celle du TAW (2002a).

### la méthode de TAW (2002a):

## Annexe 2

---

Deux formules développées par Van der Meer pour exprimer le franchissement en fonction de la nature des vagues. Pour les vagues non-déferlantes (lorsque  $\gamma_b \zeta_{m-1,0} > \approx 2$ ) la formule est la suivante

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = C \exp\left(-D \frac{R_c}{H_{m0}} \gamma_f \gamma_\beta\right)$$

Avec :

Coefficients des Eqs 5.32 et 5.33	Valeurs avec marge de sécurité ( $\mu$ -cf) - calculs déterministes	Valeurs sans marge de sécurité - tendance moyenne/calculs probabilistes
A	0.067	0.067
B	4.30	4.75
C	0.20	0.20
D	2.30	2.60

Pour :  $R_c \approx R_u \approx 5,5\text{m}$  ;  $H_{m0} = H_s = 2.52\text{m}$  ; coefficient de berm=1 ; coefficient de rugosité=0.7

Selon rock manuel  $q = 3,8 \times 10^{-4} < 2 \times 10^{-3}$  vérifié ✓✓

**Annexe 3**

**Efforts agissant sur la poutre  
de couronnement du quai  
blocs**

Effort agissant sur la poutre de couronnement

1- Efforts horizontaux

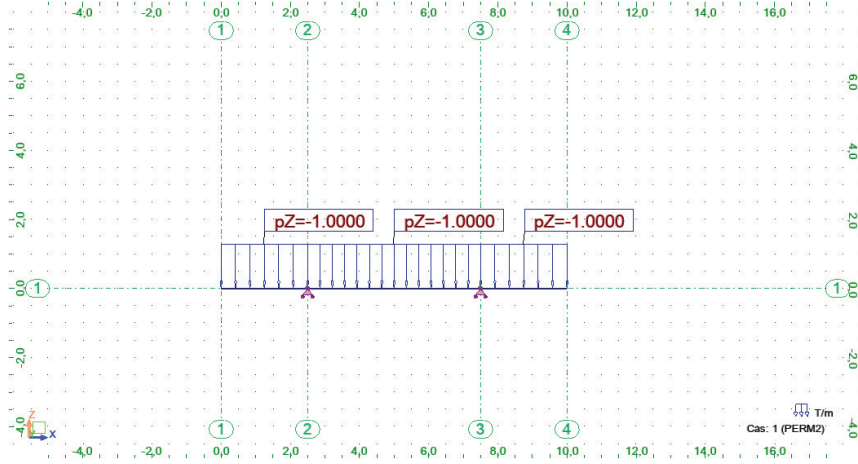


Figure A 5. Schéma statique de la poutre de couronnement

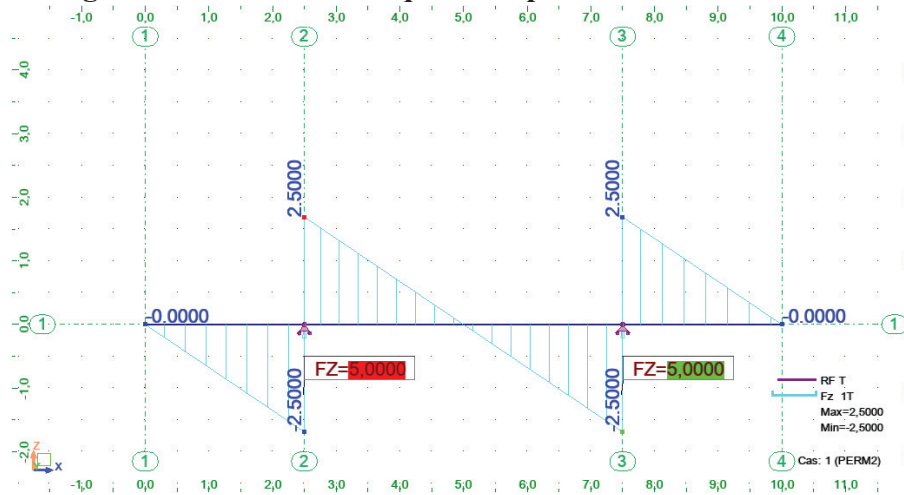


Figure A 6. Diagramme effort tranchant -logiciel robot -

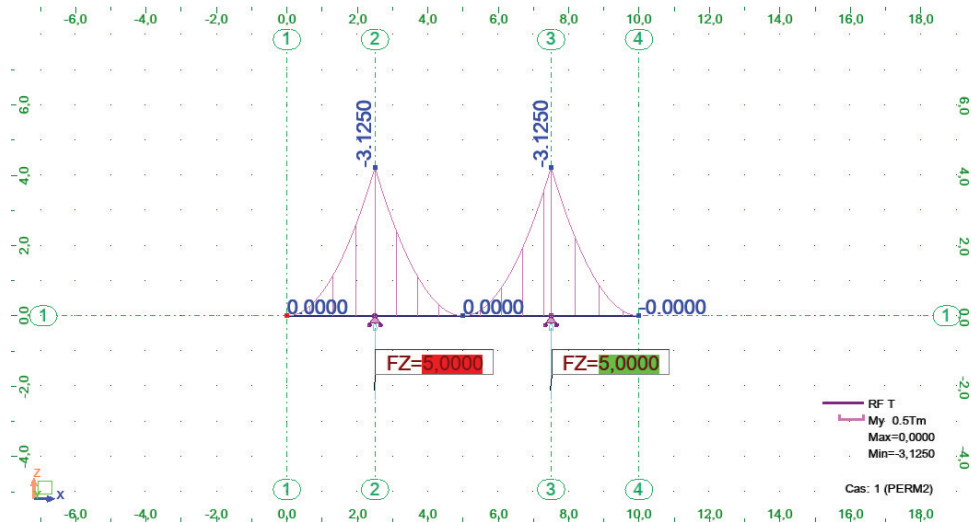


Figure A 7. Diagramme des moments -logiciel robot -

2- Efforts verticaux

2.a. Tassement d'une pile de blocs au niveau du joint

Dans ce cas on considère la poutre encastrée d'un côté et libre de l'autre extrémité

➤ Sous effet du poids propre :

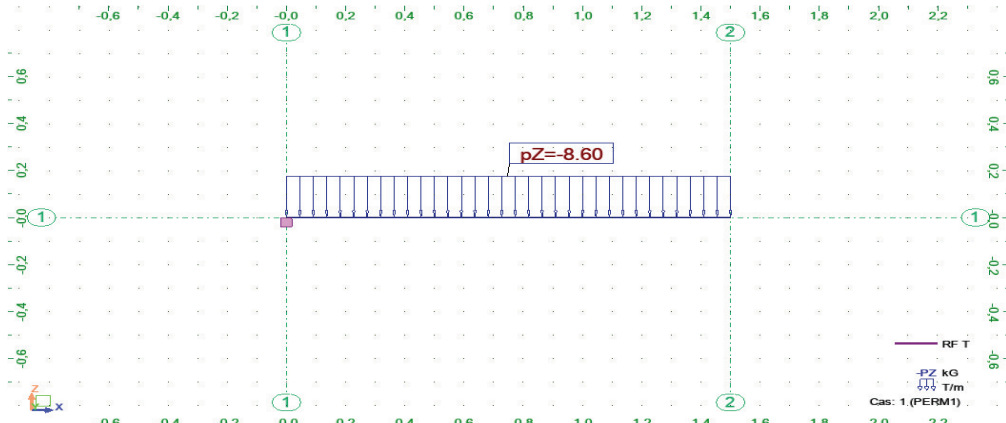


Figure A 8. Schéma statique de la poutre tassement d'une pile de blocs

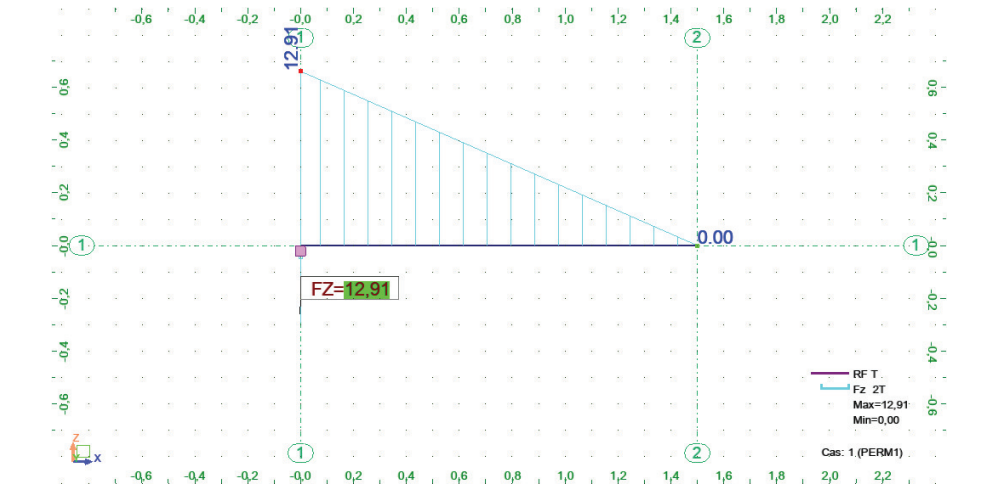


Figure A 9. Diagramme effort tranchant

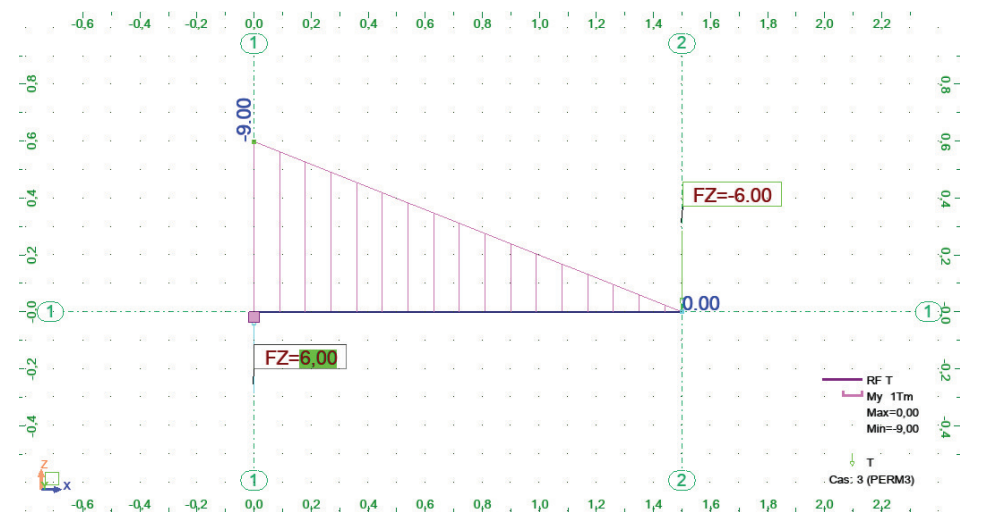


Figure A 10. Diagramme du moment

➤ Sous effet de la charge ponctuel :

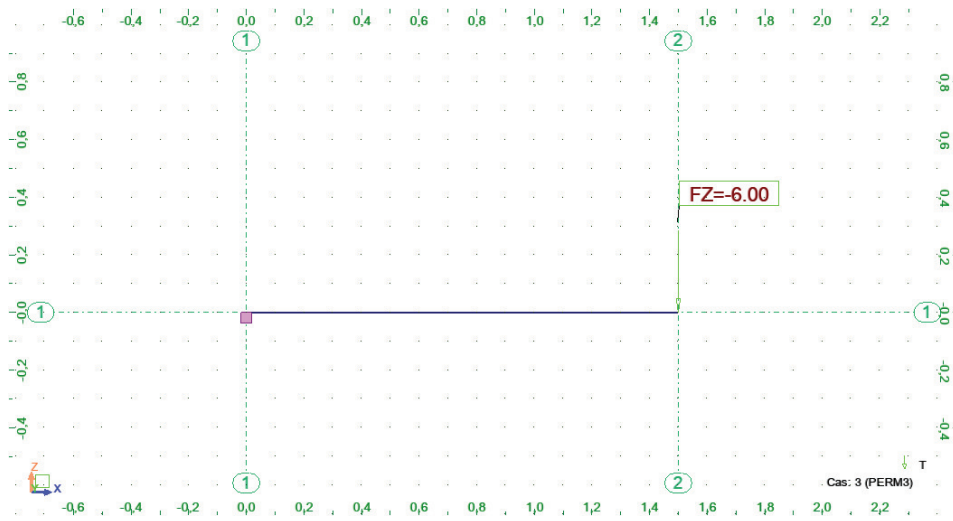


Figure A 11. Schéma statique

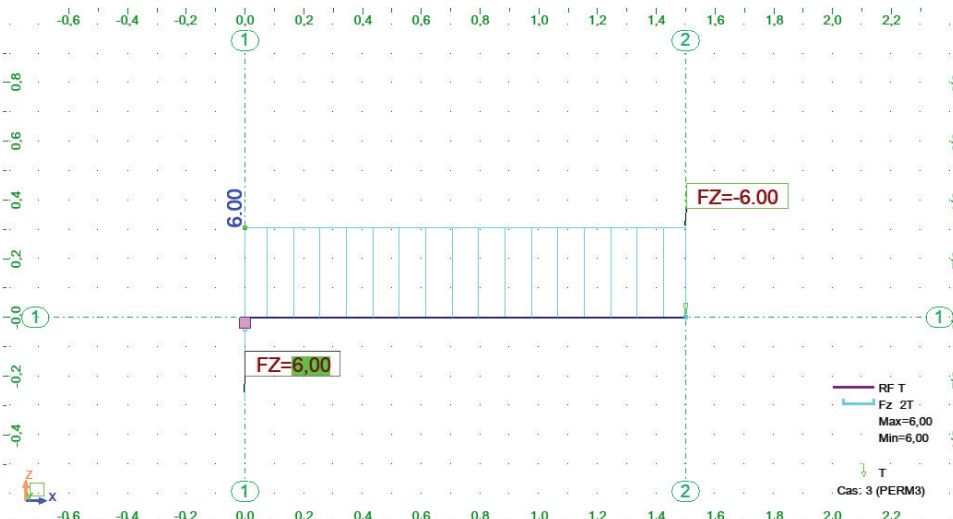


Figure A 12. Diagramme de l'effort tranchant

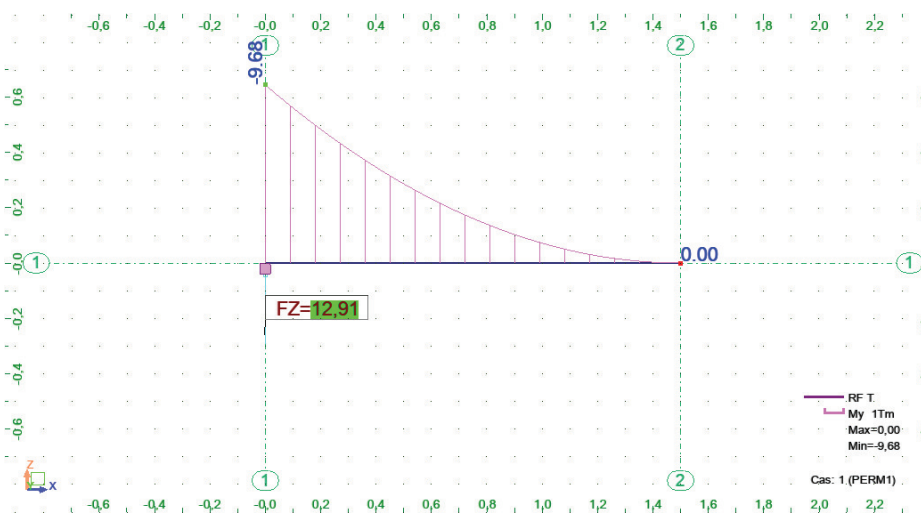


Figure A 13. Diagramme du moment

## Annexe 3

### 2.b. Tassement d'une pile de plusieurs blocs entre les joints :

Dans ce cas la poutre est considérée encastree d'un cote et simplement appuie de l'autre

#### ➤ Sous effet du poids propre :

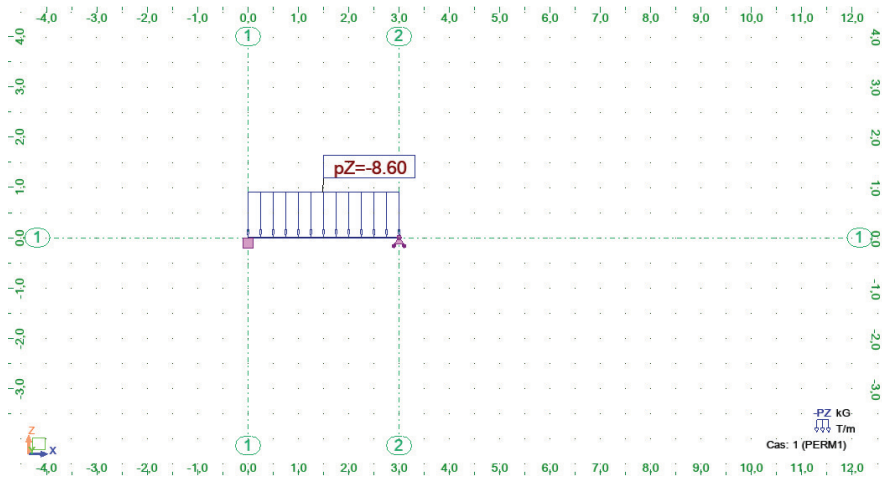


Figure A 14. Schéma statique

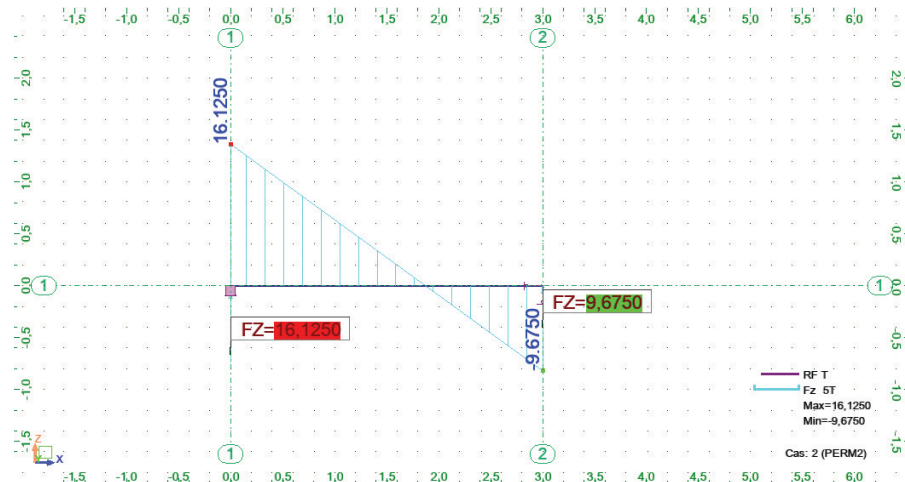


Figure A 15. Diagramme effort tranchant

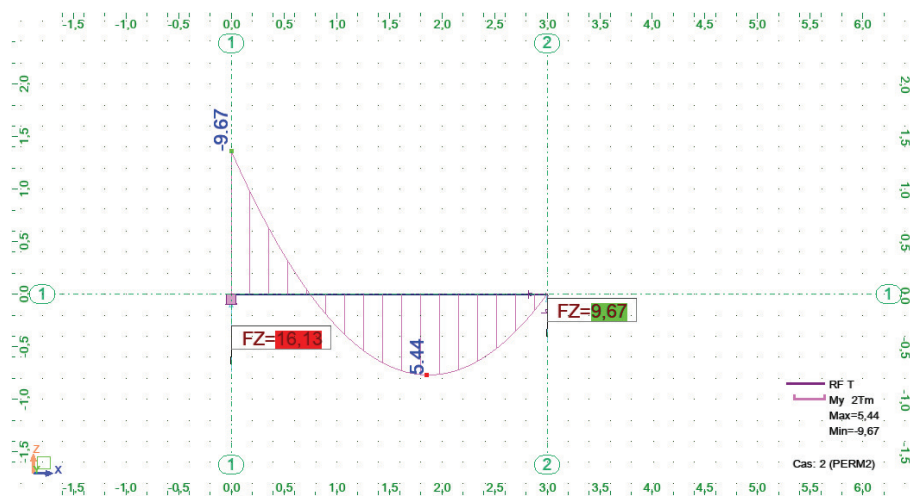


Figure A 16. Diagramme des moments

➤ Sous charge concentré :

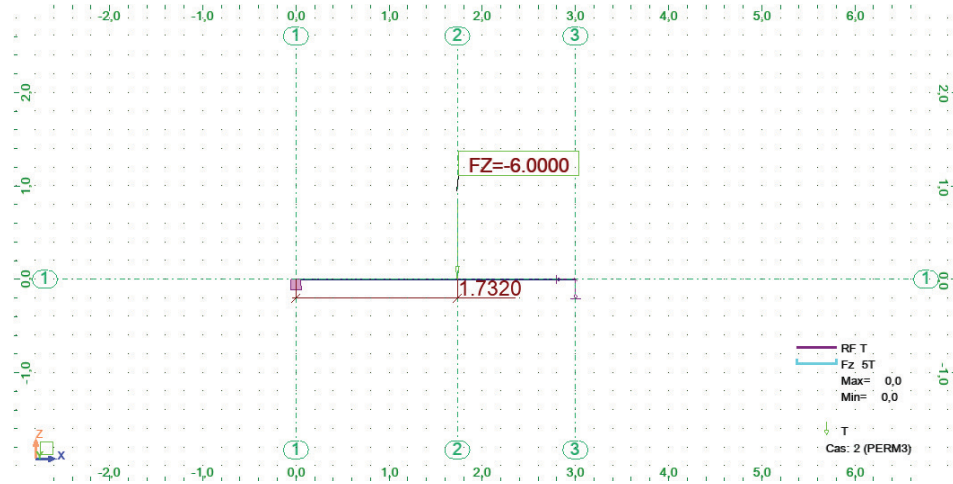


Figure A 17. Schéma statique

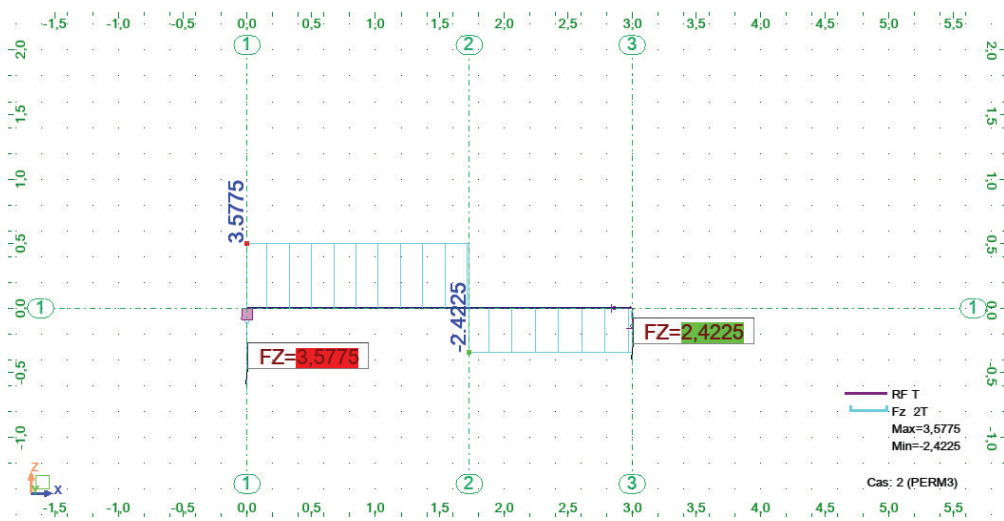


Figure A 18. Diagramme effort tranchant

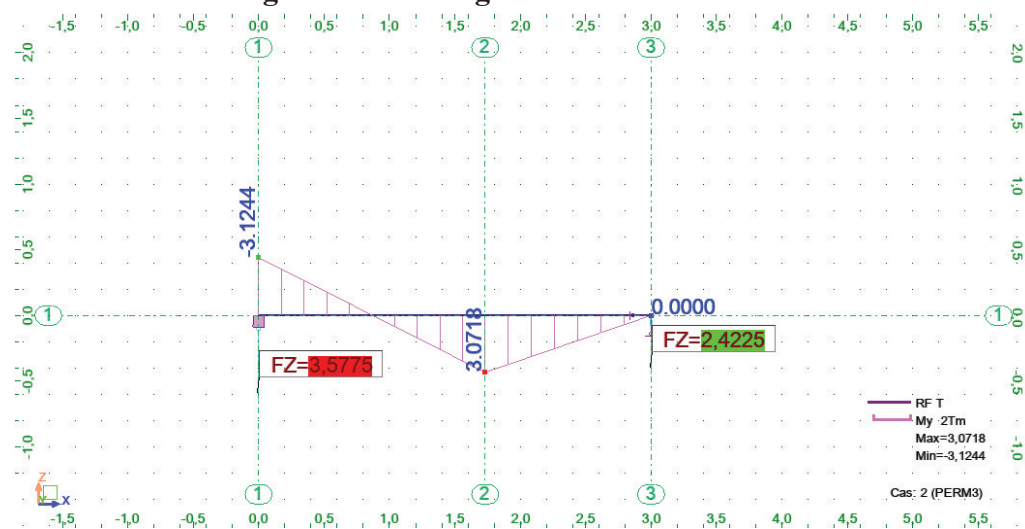


Figure A 19. Diagramme des moments

2.c. La pile des blocs qui tasse se trouve au milieu du tronçon, la poutre est encastrée à ces deux extrémités

Dans ce cas la poutre est considérée encastré des deux coté

- Sous la charge du poids propres :

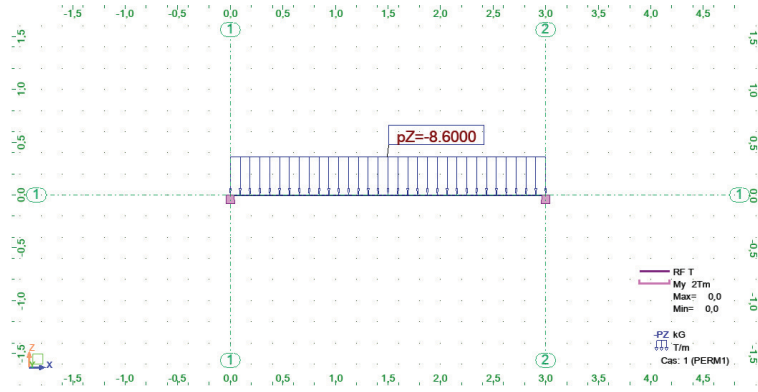


Figure A 20. Schéma statique

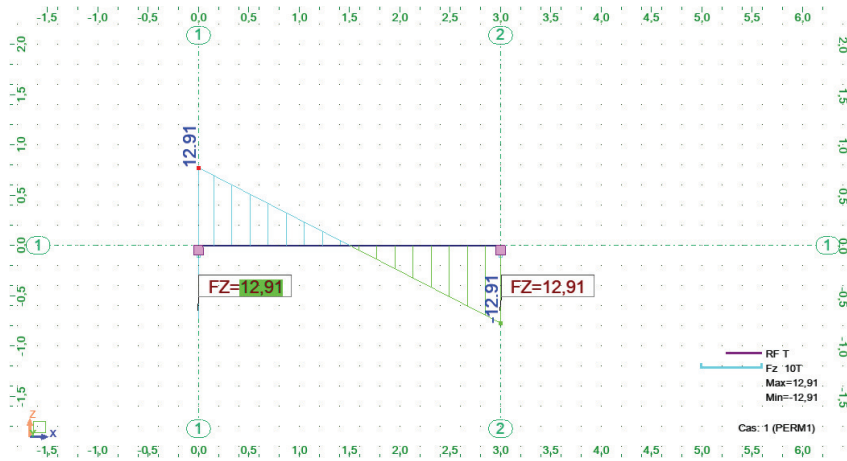


Figure A 21. Diagramme effort tranchant

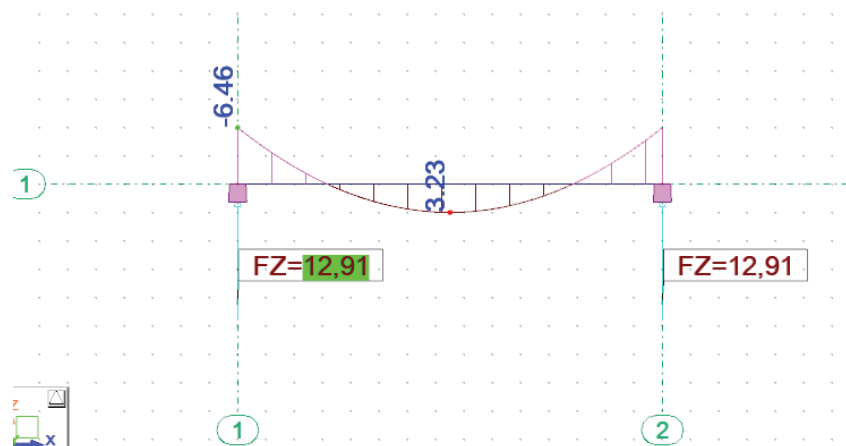


Figure A 22. Diagramme des moments

➤ Charge concentrée :

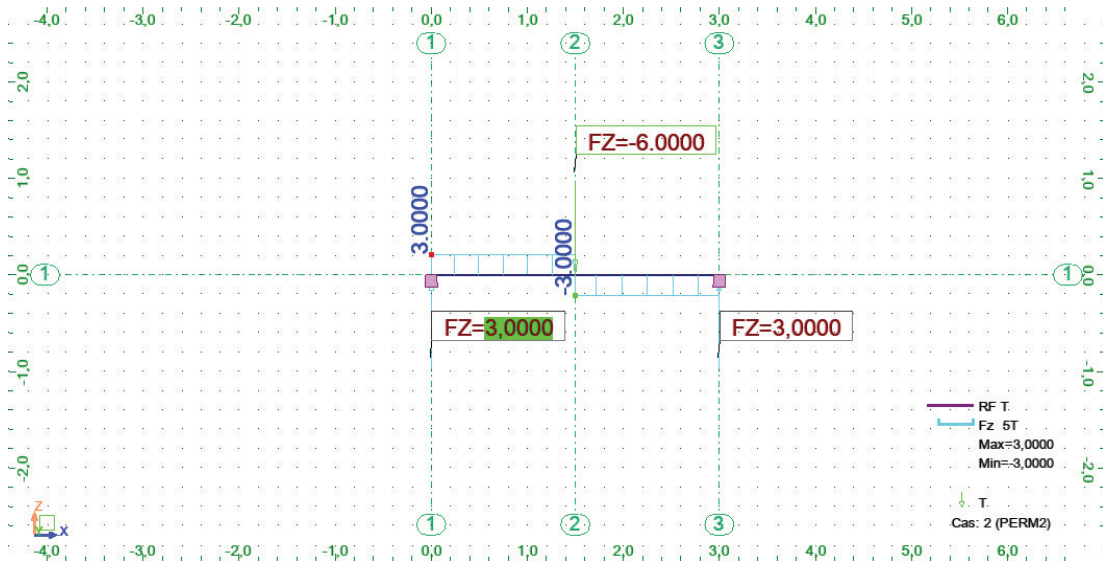


Figure A 23. Diagramme effort tranchant

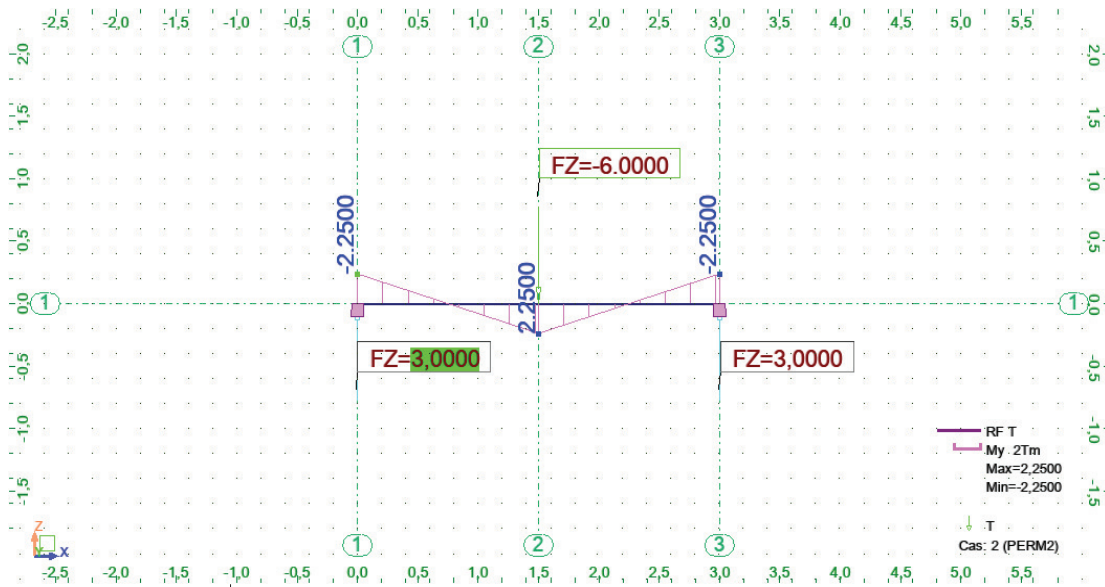


Figure A 24. Diagramme des moments

## **Annexe 4**

# **Paramètre Robot du calcul de ferrailage de la poutre de couronnement**



## Annexe 4

---

### Section d'armature longitudinale

Moments appliqués :

	<b>M<sub>max</sub></b> (T*m)	<b>M<sub>min</sub></b> (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	3,12	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 18,0$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 18,0$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 0,12$  (%)

Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,12$  (%)

# **Annexe 5**

## **Modélisation du caisson et résultats**

### Caisson

- Détails du calcul du poids propre du caisson
  - s : Les surfaces des sections calculées à l'aide du logiciel AutoCAD 2018
  - $V = s \times 10$  : pour la dalle coulée et les éléments préfabriqué
  - $V = s \times \gamma \times 4$  : pour les éléments du caisson et la dalle de fermeture
  - $F_v = V/4$  et  $M_s = F_v \times x$  (x : les bras de levier x)

**Tableau A 4. Détails du calcul du poids propre du caisson**

Elément	Surface	volume	Y	F <sub>v</sub>	X	M <sub>s</sub>
<b>Caissons immergés en BA</b>	3.745	14.980	1.500	5.618	2.500	14.044
<b>Partie du caisson en BA non immergée</b>	0.125	0.500	2.500	0.313	0.625	0.195
<b>Partie du caisson en BA non immergée</b>	0.125	0.500	2.500	0.313	4.375	1.367
<b>sable</b>	13.628	54.512	1.100	14.991	2.500	37.477
<b>sable</b>	1.400	5.600	1.800	2.520	2.500	6.300
<b>Élément préfabriqué en BA partie immergée gauche</b>	0.063	0.625	1.500	0.234	0.375	0.088
<b>Élément préfabriqué en BA partie immergée droite</b>	0.063	0.625	1.500	0.234	4.625	1.084
<b>Élément préfabriqué en BA partie non immergée gauche</b>	1.000	10.000	2.500	6.250	1.150	7.188
<b>Élément préfabriqué en BA partie non immergée droite</b>	1.000	10.000	2.500	6.250	3.840	24.000
<b>Dalle de fermeture coulé sur place non immergée</b>	0.600	2.400	2.500	1.440	2.500	3.600
<b>Dalle coulée sur place non immergée</b>	1.600	16.000	2.400	9.600	2.500	24.000
<b>Somme</b>		115.742		47.822		119.493

## Ferraillage du caisson

La structure est composée d'un plancher d'épaisseur 0,35m et une surface de 5\*5m qui représente la semelle, et 4 voiles identiques d'épaisseur 0.25m et section 4\*4.25 m.

Les résultats du calcul par le logiciel « Robot Structural Analysis Professional 2023 » pour le calcul des efforts et le ferraillage de ce caisson sont présenté ci-dessous

- **Caractéristique des Matériaux :**

- Béton :  $F_{c28}=30 \text{ MPA}$  ;  $F_{t28}= 2.4 \text{ MPA}$
- Acier : Fe400 ; Milieux agressive ; fissuration très préjudiciable
- Matériaux de remplissage :  $\gamma = 1.8t/m^3$  ;  $\gamma' = 1.1t/m^3$
- Sol support :  $K_z=8000t/ml$

- **Condition d'appuis :**

- Les voiles sont considérés encastrées à la semelle et les uns aux autres.
- La semelle est considérée appuis sure un sol élastique  $K_z=6000t/ml$

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure :**

$X = 2.500 (m)$  ;  $Y = 2.500 (m)$  ;  $Z = 1.593 (m)$

- **Moments d'inertie centraux de la structure :**

$I_x = 316.584 (t.m^2)$  ;  $I_y = 316.587 (t.m^2)$  ;  $I_z = 300.049 (t.m^2)$

Masse = 66.442 (t)

- **Description de la structure :**

Nombre de nœuds : 1649

Nombre de barres : 0

Eléments finis linéiques : 0

Eléments finis surfaciques : 1715

Eléments finis volumiques : 0

Nombre de degrés de liberté stat : 9486

Cas : 11

Combinaisons : 6

- **Le chargement :**

Poids propre du caisson G.

Poids des terres a l'intérieur du caisson Pt

Poussée des terres statiques a l'intérieur du caisson Qt

Pousseé hydro statique Qh

Charge des element en béton en dessus du caisson Qb

Charge seisme SIS.

poussée hydro dynamique Qtd.

## Annexe 5

poussée des terres dynamique  $Q_{hd}$

Charge ponctuelle du poids sur les parois lors du soulvage du caisson durant l'installation  $P_p$

Charge exploitation  $Q$

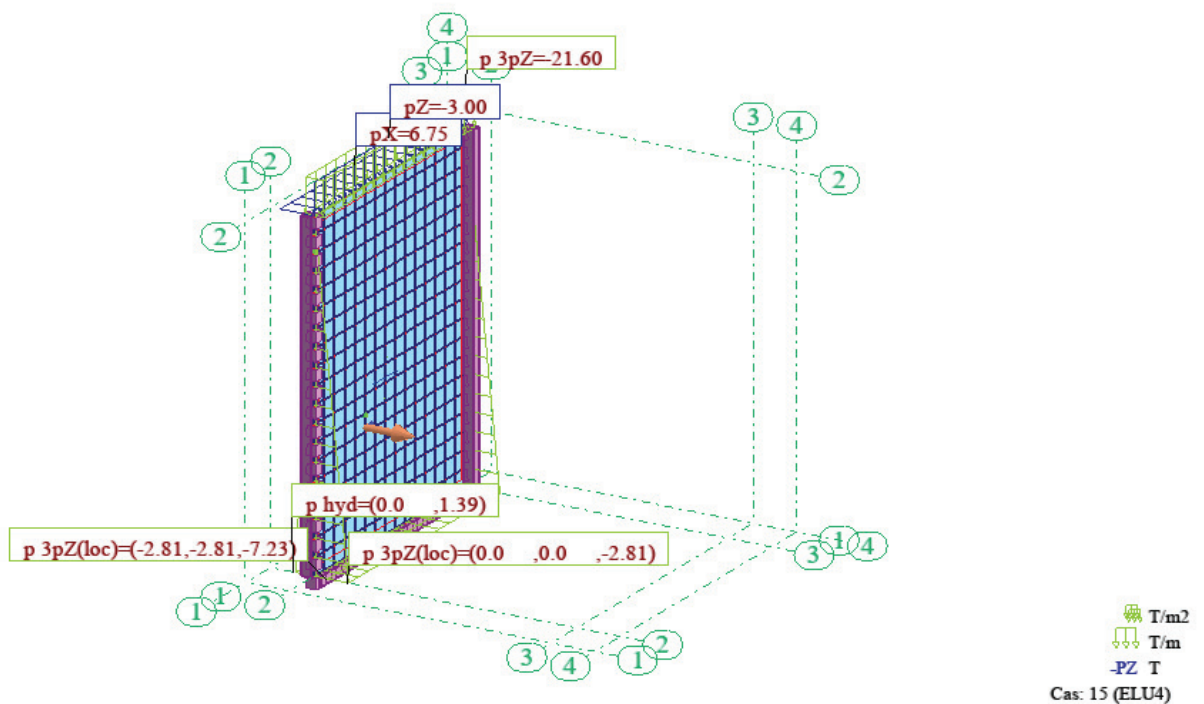
effort d'amarage et d'accostage  $B$

- **Combinaison :**

**Tableau A 5. Combinaison considérer pour la modelisation du caisson**

Phase	Type	Combinaison
Mis en place du caisson	ELU1	$1.35G+1.5P_p$
	ELU2	$1.35G+1.35Q_h$
	ELU3	$1.35G+1.35Q_h+1.35Q_t+1.35P_t$
	ACC1	$G+Q_{hd}+Q_{td}+P_t+SIS$
Exploitation	ELU4	$1.35(G+Q_h+Q_t+P_t+Q_b)+1.5(B+Q)$
	ACC2	$G+Q_{hd}+SIS+Q_b+Q_{td}+B+Q+P_t$
	ELS1	$G+Q_h+Q_t+P_t+Q_b+B+Q$

- **Modélisation des efforts de la combinaison défavorable**



**Figure A 25. Modélisation de ELU4 sur une des parois du caisson**

- les effort

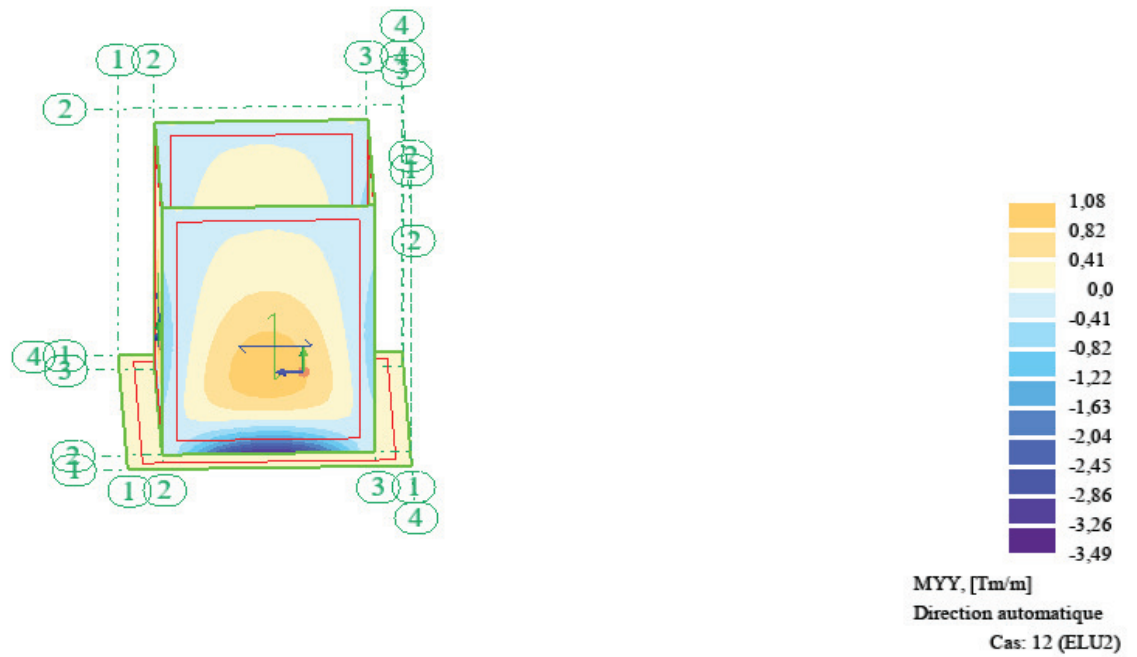


Figure A 26. Cartographie des panneaux : Moment  $M_{YYmax}$  et  $M_{YYmin}$  ELU2

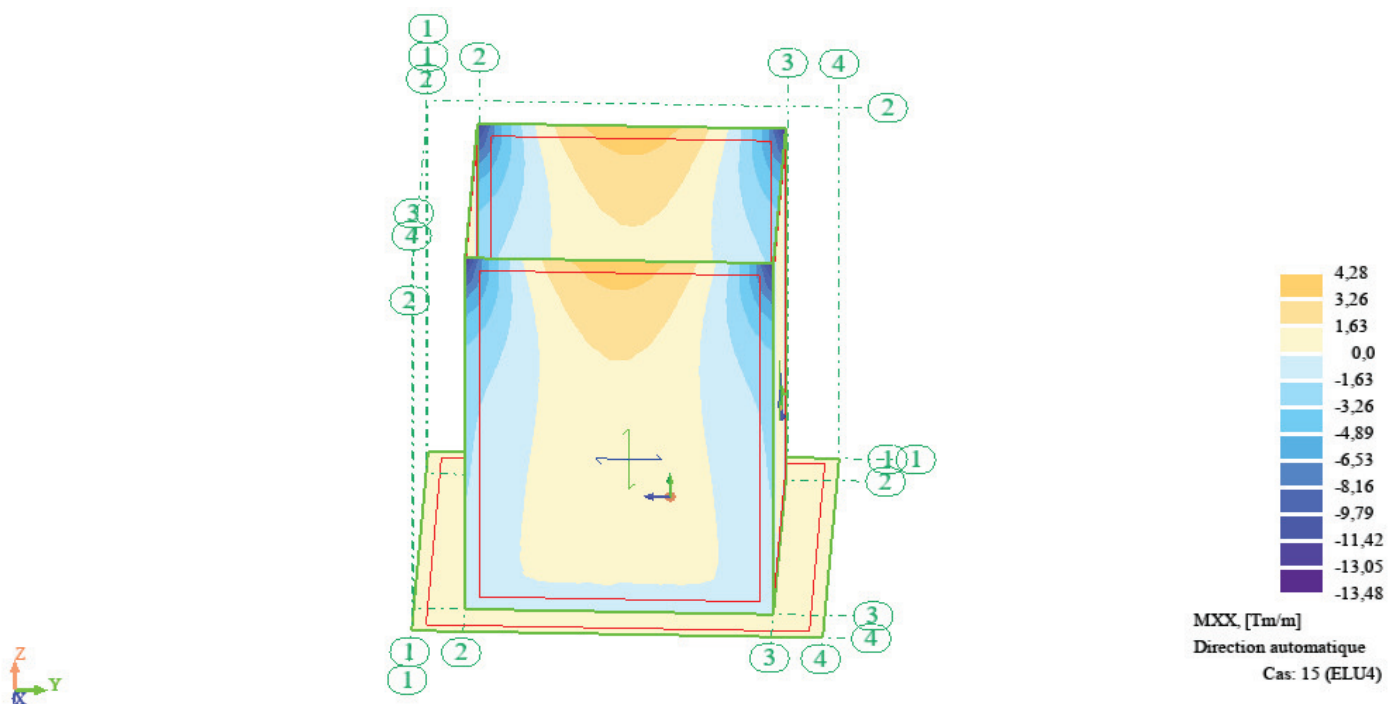


Figure A 27. Cartographie des panneaux : Moment  $M_{XXmax}$  et  $M_{XXmin}$  ELU4

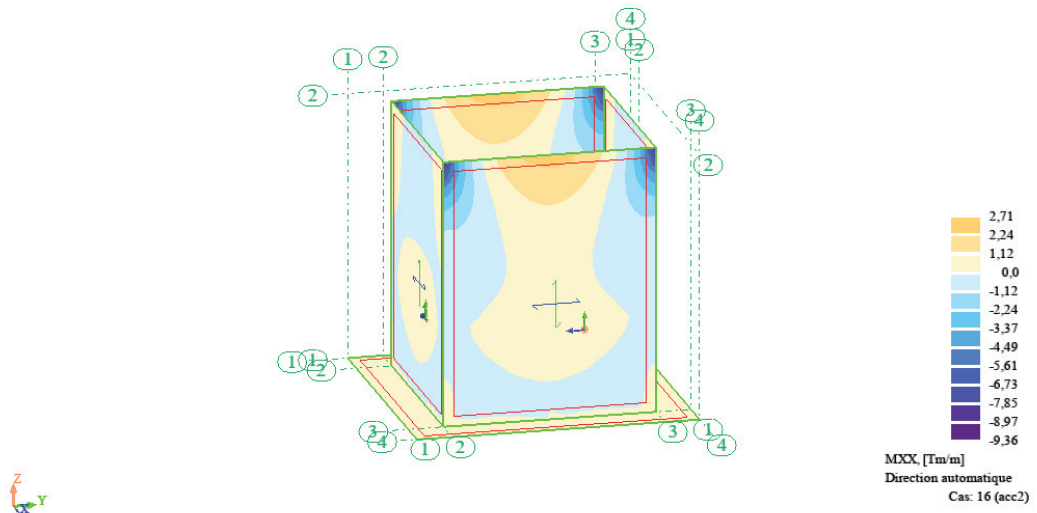


Figure A 28. Cartographie des panneaux : Moment  $M_{xx}$  accidentel ACC2

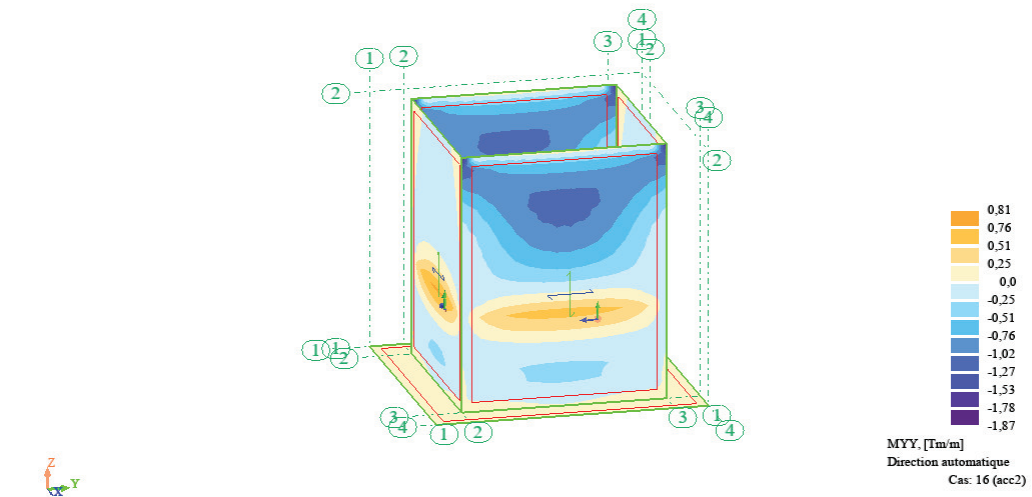


Figure A 29. Cartographie des panneaux : Moment  $M_{yy}$  accidentel ACC2

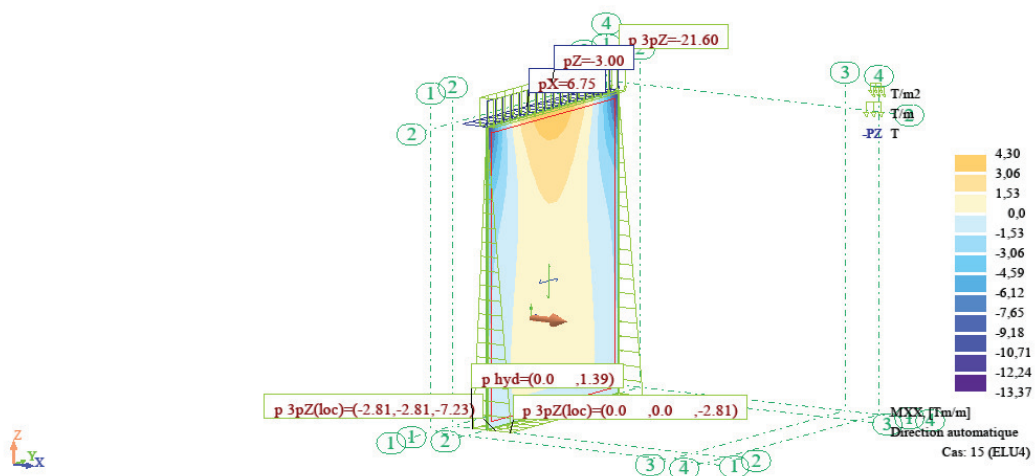


Figure A 30. Représentation des effort et Moment  $M_{xx}$  Max résultant

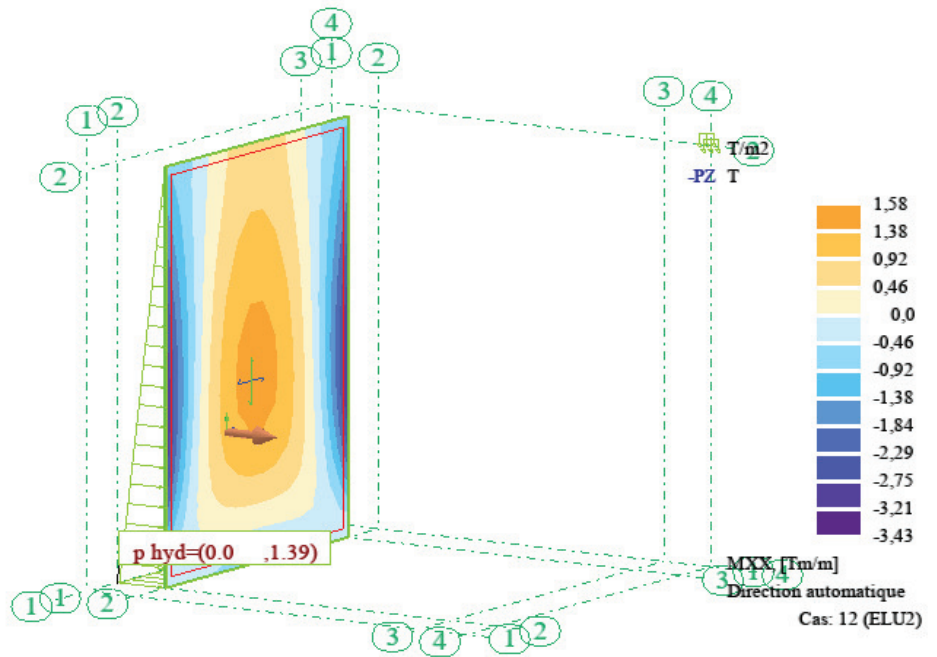


Figure A 31. Représentation des effort et Moment  $M_{YY} \text{ Max}$  résultant

- Plan de ferrailage :

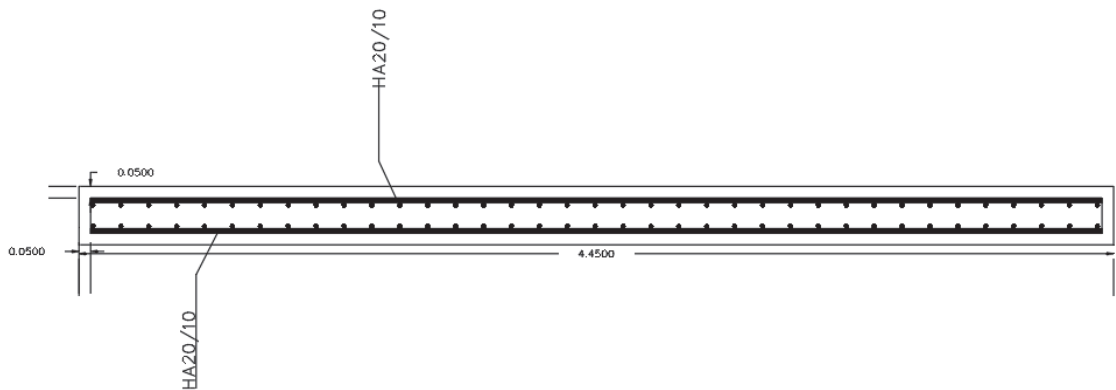


Figure A 32. Ferrailage horizontale selon l'axe OX

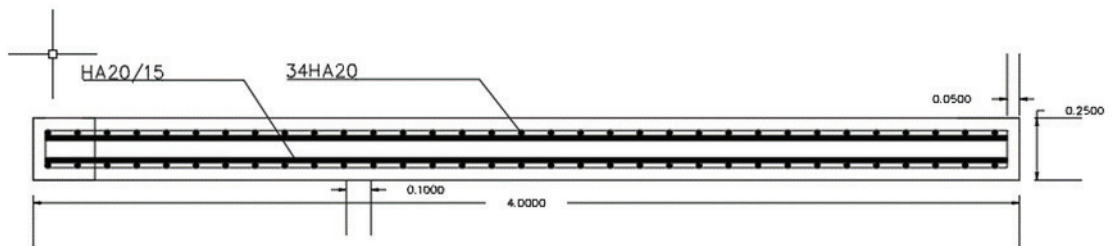


Figure A 33. Ferrailage vertical selon l'axe OY

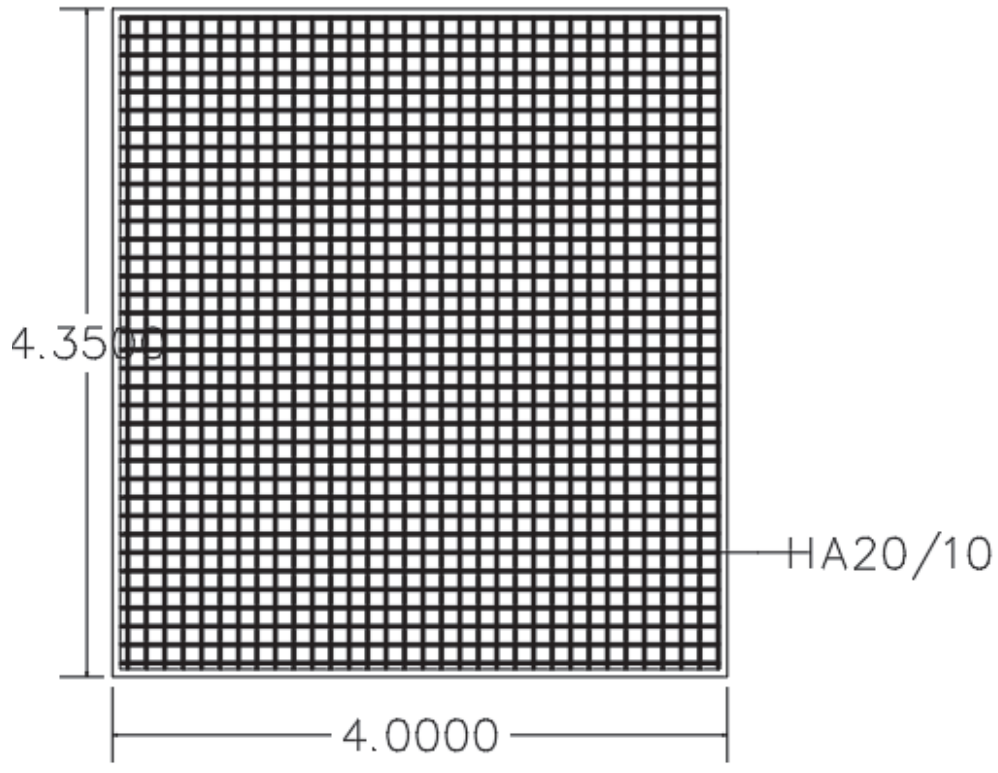


Figure A 34. Ferrailage du voile

### Calcul de la semelle

#### Modélisation

- Type de structure : plaque
- Les mêmes caractéristique des matériaux que les voiles sont utilisées

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure :**

$$X = 2.500 (m) ; Y = 2.500 (m) ; Z = 0.000 (m)$$

- **Moments d'inertie centraux de la structure :**

$$I_x = 39.084 (t.m^2) ; I_y = 39.084 (t.m^2) ; I_z = 78.168 (t.m^2)$$

$$\text{Masse} = 18.760 (t)$$

- **Description de la structure**

Nombre de nœuds : 121

Cas : 5

Combinaisons : 2

Nombre de barres : 0

Éléments finis linéiques : 0

Éléments finis surfaciques : 100

Éléments finis volumiques : 0

Nombre de degrés de liberté statique : 686

- Plan de ferrailage

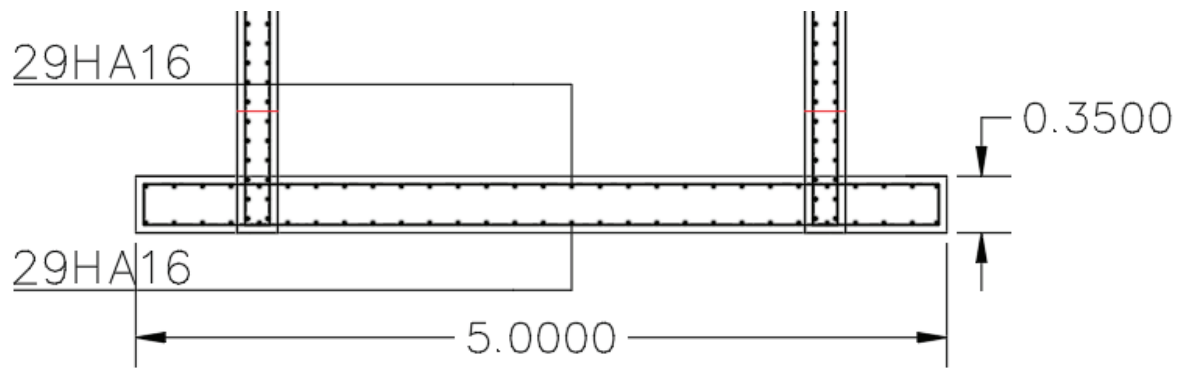
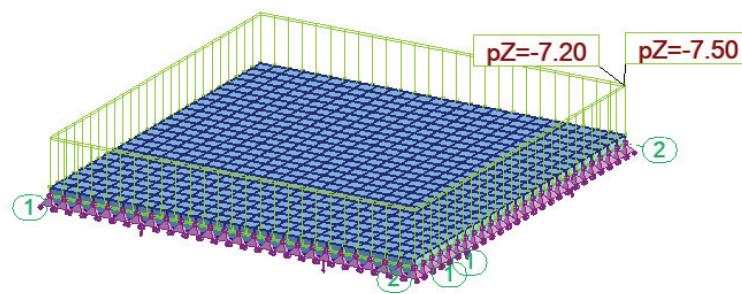


Figure A 35. Plan de ferrailage de la semelle

### Dalle de fermeture



T/m2  
-PZ T  
Cas: 5

Figure A 36. Modélisation robot de la dalle de fermeture

**Annexe 6**  
**Appontement flottant**

## Appontement flottant

- **Calcul du poids propre des appontements**

Le calcul du poids propre contient le calcul des éléments suivant : la structure en aluminium. ; les flotteurs. 3 ; le revêtement et les défenses.

**Tableau A 6. Calcul du poids de la structure en aluminium**

Les Profils	Poids/ml	ml	poids
<b>Profil principal ASE-900</b>	9.11	23	209,53
<b>Tube 63x63x3 transversal</b>	1,87	12,8	23,936
<b>Tube 63x63x3 diagonal</b>	1,87	19,49	36,4463
<b>Profil U</b>	3,45	5,12	17,664
<b>Profil clip</b>	0,79	7,02	5,5458
<b>Galerie technique</b>	1,35	32,4	32,4
<b>Couvercle galerie technique</b>	1,53	24	36.72
<b>Guide de flottation</b>	1.05	24	25,2
<b>Guide de flottation</b>	0,94	15,3	14,382
			Total = 401,8241

**Tableau A 7. Calcul du poids des flotteurs, revêtement et les défenses.**

Type	Surface	Epaisseur	Densité	Poids
<b>Flotteur</b>				
<b>Le béton</b>	19.62	0.03	2350	1357,83
<b>Le polystyrène</b>	6,345	0,65	15	61,86
<b>Nombre 4</b>			Total =	5678,775
<b>Poids propre du revêtement.</b>				
<b>Revêtement</b>	Volume	Densité	Nombre	Poids
<b>Horizontal</b>	0,00592	1350	80	639,36
<b>Vertical</b>	0,0049	1350	36	238,14
			Total =	877,5
<b>Poids propre de la défense du quai.</b>				
<b>Longueur</b>	Largeur	Épaisseur	Densité	Poids
<b>24</b>	0.11	0.02	1350	71.28

## Annexe 6

$$\text{Poids total (ASE-900)} = 401,82 + 5678,77 + 877,5 + 71,28 = 7029,40 \text{ Kg}$$

- **Calcul du centre de gravité de l'appontement**

$$R \times Yc = \sum \text{Moment o}$$

R : la résultante des forces de toutes les composantes

Yc : la position du centre de gravité par rapport à la base

**Tableau A 8. Calcul du centre de gravité de l'appontement**

<b>Elément profil</b>	<b>Poids</b>	<b>Bras de levier</b>	<b>Moment</b>
<b>profil principal</b>	209,53	0,75	157,15
<b>Couvercle galerie</b>	32,4	0,71	23,00
<b>Tube diagonal</b>	60,39	0,69	41,67
<b>Profil U</b>	17,66	0,69	12,19
<b>Guide de flottation</b>	41,27	0,65	26,83
<b>Couvercle galerie technique</b>	35,19	0,8	28,15
<b>Profil clip</b>	5,55	0,76	4,22
<b>Flotteurs</b>	5677.37	0.33	1873.53
<b>Revêtement</b>	639.36	0.81	516.9
<b>Revêtement Vertical</b>	238,14	0.77	170.27
<b>la défense</b>	71.28	0.77	54.89
<b>Totale</b>	7029.4	/	2923.31

$$\text{La Surcharge} = 100 \times 11.5 \times \frac{2.8}{2} = 1610 \text{ kg}$$

$$\text{Moment du a la surcharge} = 1.84 \times 1610 = 2962.4 \text{ kg.m}$$

$$\text{Moment total} = 2962.4 + 2923,31 = 5885,7 \text{ kg.m}$$

$$\text{Poids total} = 7029.4 + 1610 = 8639,4 \text{ kg}$$

$$Yc=0.681 \text{ m}$$

# **Annexe 7**

## **Calle de halage**

## Calle de halage

- Paramétré d'appuis

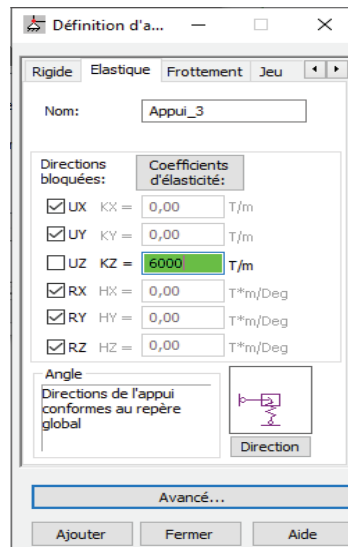


Figure A 37. Capture d'écran des paramètres d'appuis

- Calcul des efforts par robot

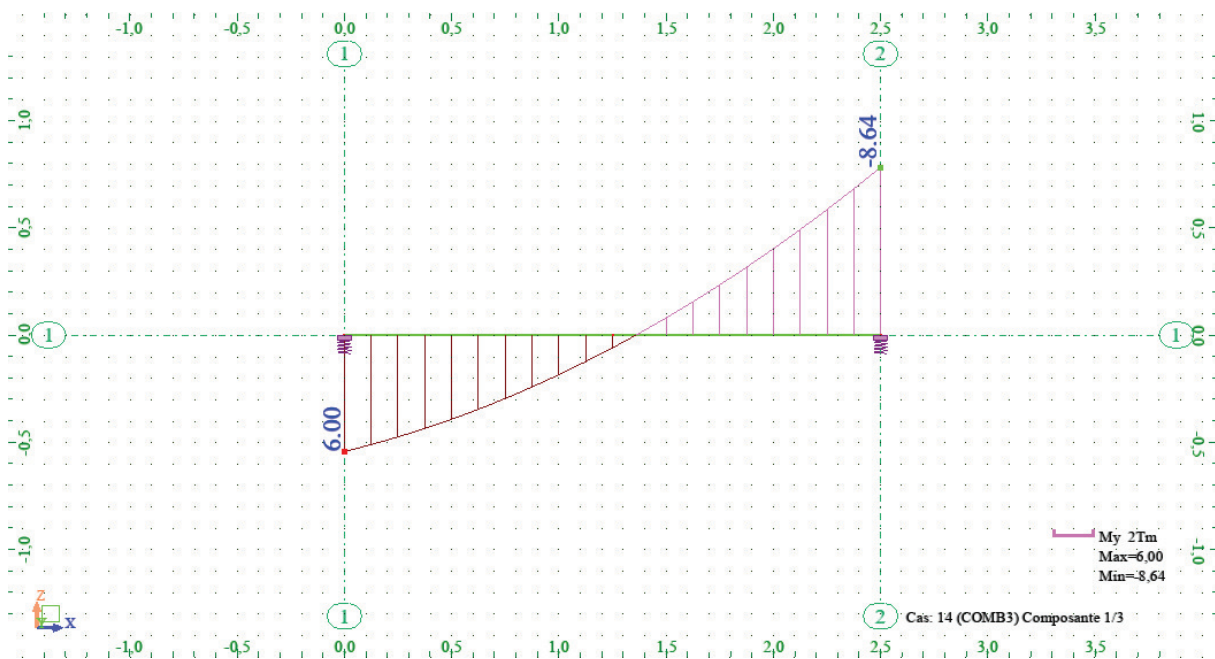


Figure A 38. Diagramme des moment max

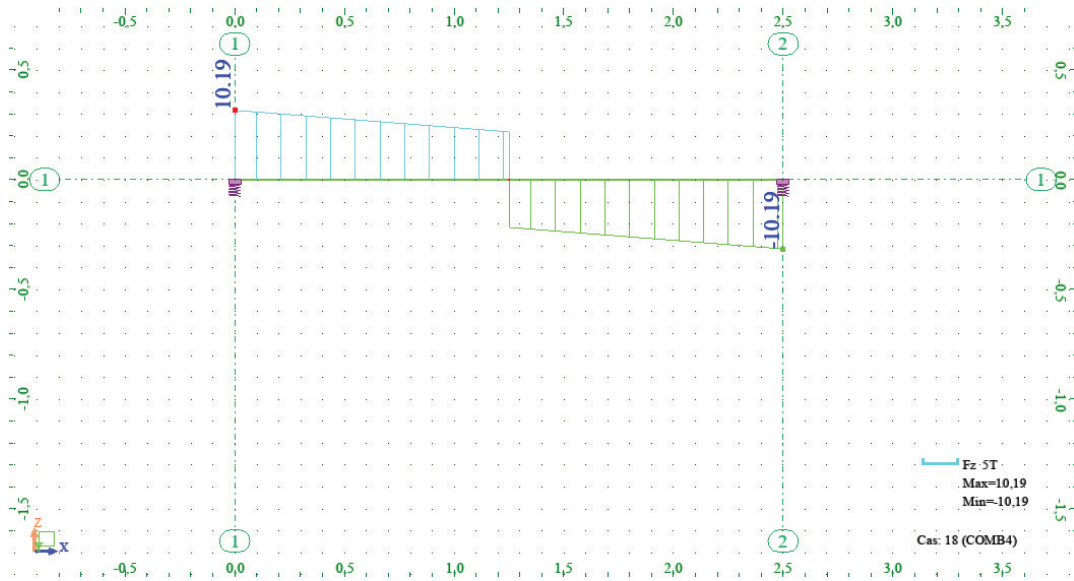
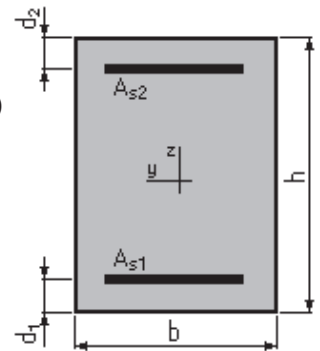


Figure A 39. Diagramme des effort tranchant max

• Paramètres Robot considerer pour le calcul du ferrailage

- Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)                      Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)
- Fissuration très préjudiciable
- Application fascicule 74
- Diamètre moyen des aciers inférieurs : 14 (mm)
- Diamètre moyen des aciers supérieurs : 14 (mm)
- Milieu : eau agressive
- Coefficient alpha : 240
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)



• Moments appliqués

	Mmax (T*m)	Mmin (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	6,00	-8,70
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

• Résultats:

Sections d'Acier :

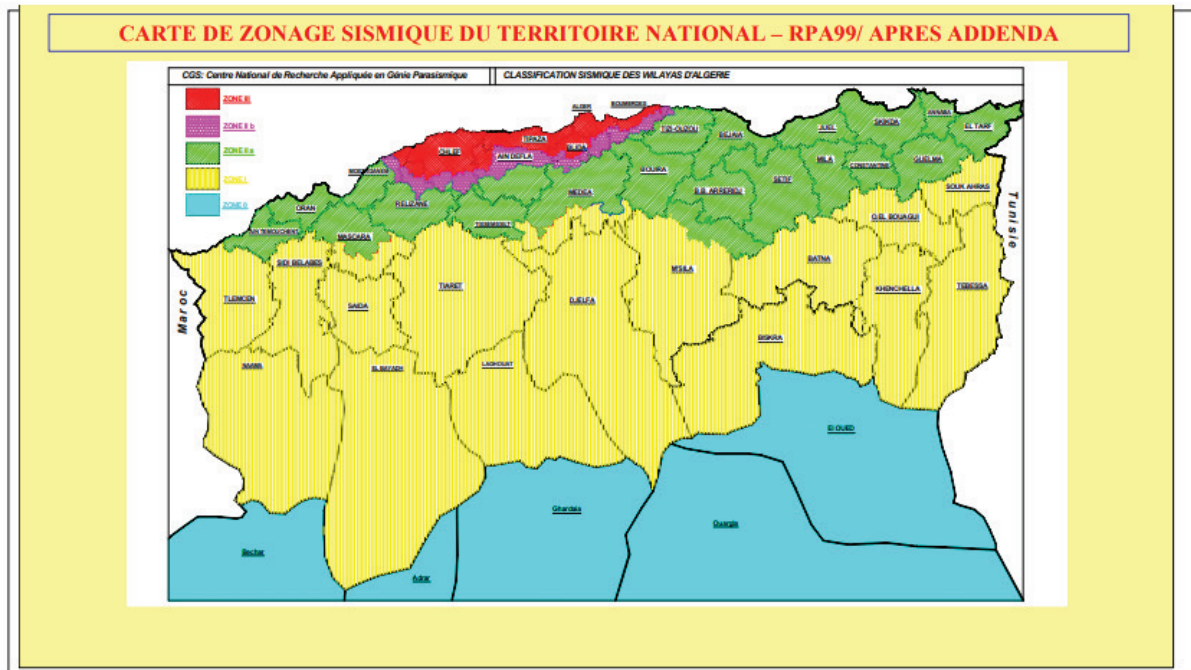
Section théorique	$A_{s1} = 6,7$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2} = 9,9$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,0$ (cm <sup>2</sup> )	
Théorique	$\rho = 0,67$ (%)	
Minimum	$\rho \text{ min} = 0,16$ (%)	

# **Annexe 8**

## **Donnés physiques**

**Actions sismiques**

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/version 2003), une valeur d'accélération de base du séisme a été établie pour la zone de projet, qui est de  $a=0,25g$ . Cette valeur est basée sur le fait que l'ouvrage est situé à Alger, une zone présentant une sismicité élevée, classée en zone III.



**Figure A 40. Carte de zonage sismique**

Les different catégorie d'ouvrage selon le RPA99 V2003 :

Groupe 1A : Ouvrages vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région.

Groupe 1B : Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personne.

**Groupe 2:** Ouvrages courants ou d'importance moyennes les Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

Tableau 4.1 RPA : Coefficient d'accélération :

**Tableau A 9. Coefficient de l'accélération sismique**

	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
<b>1A</b>	0.15	0.25	0.3	0.4
<b>1B</b>	0.12	0.2	0.25	0.3
<b>2</b>	0.1	0.15	0.2	<b>0.25</b>
<b>3</b>	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau A 10.Coefficient de caquot

$\phi$	$N\gamma$	$Nq$	$Nc$	$\phi$	$N\gamma$	$Nq$	$Nc$
0	0	1.00	5.14	29	18.80	16.40	27.90
5	0.20	1.56	6.47	30	21.80	18.40	30.10
7	0.52	2.01	7.97	31	25.50	20.60	32.70
10	1.00	2.49	8.45	32	29.80	23.20	35.50
11	1.20	2.71	8.80	33	34.80	26.10	38.70
12	1.43	2.97	9.29	34	40.90	29.40	42.20
13	1.69	3.26	9.80	35	48.00	33.30	46.10
14	1.99	3.59	10.40	36	56.60	37.80	50.60
15	2.33	3.94	11.00	37	67.00	42.90	55.70
16	2.72	4.33	11.60	38	79.50	48.90	61.40
17	3.14	4.77	12.30	39	94.70	56.00	67.90
18	3.69	5.25	13.10	40	113.00	64.20	75.40
19	4.29	5.60	13.90	41	133.00	73.90	83.90
20	4.97	6.40	14.80	42	164.00	85.40	93.70
21	5.76	7.07	15.80	43	199.00	99.00	105.00
22	6.68	7.83	16.90	44	244.00	115.00	118.00
23	7.73	8.66	18.10	45	297.00	135.00	135.00
24	8.97	9.60	19.30	46	366.00	159.00	152.00
25	10.40	10.70	20.70	47	455.00	187.00	174.00
26	12.00	11.80	22.20	48	570.00	223.00	199.00
27	13.90	13.20	24.00	49	718.00	265.00	230.00
28	16.10	14.70	25.80	50	914.00	319.00	267.00