

# MOE QUAI D'ACCOSTAGE IFREMER

## Rapport

N° : 24F-052-RA-7

Révision n° : A

Date : 24/07/2025

Votre contact :  
Xavier HAMARD  
hamard@isl.fr



// G2-PRO & dimensionnement structure

ISL Ingénierie SAS – ANGERS  
25 rue Lenepveu  
49100 – Angers  
France  
Tel : +33.2.41.36.01.77  
Fax : +33.1.40.34.63.36

[www.isl.fr](http://www.isl.fr)

**ISL**  
Ingénierie



# Visa

Document actualisé le 24/07/2025.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	24/07/2025	JVI	XHA	XHA	

JVI : VINCI Julien

XHA : HAMARD Xavier

Rapport ISL  
24F-052-RA-7  
Revision A  
MOE quai d'accostage IFREMER  
<http://www.isl.fr/r.php?c=273042>



]

## SOMMAIRE

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1</b>	<b>OBJET DU DOCUMENT.....</b>	<b>1</b>
<b>1.2</b>	<b>CADRE REGLEMENTAIRE.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>RELEVES TOPOGRAPHIQUES ET BATHYMETRIQUES</b>	<b>1</b>
<b>3</b>	<b>RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES .....</b>	<b>2</b>
<b>3.1</b>	<b>SITUATION ET CONTEXTE GEOLOGIQUE.....</b>	<b>2</b>
<b>3.2</b>	<b>RECAPITULATIF DES DONNEES .....</b>	<b>3</b>
<b>3.3</b>	<b>SONDAGES PRESSIOMETRIQUES .....</b>	<b>3</b>
<b>3.4</b>	<b>SONDAGES CAROTTES.....</b>	<b>4</b>
<b>3.5</b>	<b>MODELE GEOTECHNIQUE .....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>HYPOYHESES GENERALES .....</b>	<b>6</b>
<b>4.1</b>	<b>GEOMETRIE DE L'OUVRAGE.....</b>	<b>6</b>
<b>4.2</b>	<b>MATERIAUX .....</b>	<b>7</b>
4.2.1	Béton.....	7
4.2.2	Aciers d'armature .....	7
4.2.3	Aciers de structure (pieux) .....	7
<b>4.3</b>	<b>PRINCIPES DE MODELISATION .....</b>	<b>8</b>
<b>4.4</b>	<b>CHARGES.....</b>	<b>9</b>
4.4.1	Poids propre – G.....	9
4.4.2	Charge d'exploitation – QIND .....	10
4.4.3	Charge de circulation – QLM1 .....	10
4.4.3.1	Définition des modèles de circulation.....	10
4.4.3.2	Modèle LM1 .....	10
4.4.3.3	Vérifications au poinçonnement.....	12
4.4.4	Charge de freinage – QFREIN.....	12
4.4.5	Impact accidentel de bateau – AIMP .....	12
<b>4.5</b>	<b>COMBINAISONS.....</b>	<b>13</b>

<b>5</b>	<b>DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DU QUAÏ ET DE LA PASSERELLE .....</b>	<b>14</b>
<b>5.1</b>	<b>HYPOTHESES.....</b>	<b>14</b>
5.1.1	Prédimensionnement .....	14
5.1.2	Flèches admissibles.....	14
5.1.3	Ferraillage .....	15
5.1.4	Passerelle hyperstatique.....	15
<b>5.2</b>	<b>RESULTATS .....</b>	<b>16</b>
5.2.1	Dimensionnement des poutres – Passerelle d'accès au quai .....	16
5.2.1.1	Ferraillage longitudinal.....	16
5.2.1.2	Ferraillage d'effort tranchant .....	16
5.2.2	Dimensionnement des dalles – Quai .....	17
5.2.2.1	Ferraillage longitudinal.....	17
5.2.2.2	Ferraillage d'effort tranchant et poinçonnement .....	18
5.2.3	Dimensionnement des poutres – Quai .....	19
5.2.3.1	Ferraillage longitudinal.....	19
5.2.3.2	Ferraillage d'effort tranchant .....	20
5.2.4	Déplacements .....	21
5.2.4.1	Quai.....	21
5.2.4.2	Passerelle.....	21
<b>5.3</b>	<b>CONCLUSION.....</b>	<b>21</b>
<b>6</b>	<b>DIMENSIONNEMENT DES PIEUX .....</b>	<b>23</b>
<b>6.1</b>	<b>HYPOTHESES.....</b>	<b>23</b>
6.1.1	Prédimensionnement .....	23
6.1.1.1	Efforts de prédimensionnement .....	23
6.1.1.2	Prédimensionnement – Choix du profilé .....	23
6.1.1.3	Prédimensionnement – Vérification de la stabilité géotechnique.....	26
6.1.2	Estimation des raideurs horizontales du modèle .....	28
<b>6.2</b>	<b>RESULTATS .....</b>	<b>29</b>
6.2.1	Descentes de charge .....	29
6.2.2	Efforts internes .....	30
6.2.2.1	Efforts normaux .....	30
6.2.2.2	Efforts tranchants.....	30

6.2.2.3	Flexion simple.....	31
6.2.2.4	Flexion composée.....	31
6.2.3	Flambement .....	32
6.2.4	Efforts horizontaux diffusés au sol .....	32
<b>6.3</b>	<b>CONCLUSION.....</b>	<b>32</b>
<b>7</b>	<b>MUR GARDE-GREVE EN CRETE .....</b>	<b>33</b>
<b>7.1</b>	<b>HYPOTHESES.....</b>	<b>33</b>
7.1.1	Géométrie .....	33
7.1.2	Chargements .....	34
7.1.2.1	Poids propre .....	34
7.1.2.2	Poussée du remblai .....	34
7.1.2.3	Descentes de charges variables de la passerelle .....	34
7.1.2.4	Combinaisons.....	34
7.1.3	Vérifications .....	35
7.1.3.1	Renversement et excentrement de la charge.....	35
7.1.3.2	Glissement .....	35
7.1.3.3	Portance du terrain (ELU) et mobilisation du terrain (ELS).....	35
<b>7.2</b>	<b>RESULTATS .....</b>	<b>36</b>
7.2.1	Stabilité du mur .....	36
7.2.1.1	Renversement et excentrement.....	36
7.2.1.2	Glissement .....	36
7.2.1.3	Portance .....	37
7.2.2	Dimensionnement des pieux.....	37
<b>8</b>	<b>INCERTITUDES ET RISQUES RESIDUELS .....</b>	<b>38</b>
<b>8.1</b>	<b>CHARGE NEGLIGEES .....</b>	<b>38</b>
8.1.1	Amarrage .....	38
8.1.2	Houle.....	38
8.1.3	Courants .....	39
8.1.4	Expansion et contraction du béton .....	39
8.1.4.1	Joints de dilatations .....	39
8.1.5	Tassement différentiels.....	40
8.1.6	Séisme .....	40

<b>8.2</b>	<b>ALEAS GEOTECHNIQUES .....</b>	<b>40</b>
8.2.1	Lithologie.....	40
8.2.2	Caractéristiques mécaniques.....	40
8.2.3	Bathymétrie et affouillement .....	40

## TABLE DES ANNEXES

Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée.

## TABLE DES FIGURES

Figure 2-1 : Représentation des levés topographique et bathymétrique – ECR Environnement.....	2
Figure 3-1 : Contexte géologique de l'ouvrage .....	2
Figure 3-2 : Implantation des sondages de GINGER en 2024.....	3
Figure 3-3 : Variation des caractéristiques mécaniques des 3 sondages et du modèle (pieux) selon la profondeur.....	5
Figure 4-1 : Vue générale de l'ouvrage .....	6
Figure 4-2 : Schéma de la structure étudiée.....	7
Figure 4-3 : Présentation du modèle étudié (quai-pieux) .....	9
Figure 4-4 : Présentation du modèle étudié (passerelle) .....	9
Figure 4-5 : Répartition des charges uniformes industrielles .....	10
Figure 4-6 : Répartition des charges LM1 uniformes ( $q_{1k}$ ) selon la position des charges ponctuelles ( $Q_{1k}$ ), sans représenter la charge résiduelle, $q_{res}$ .....	11
Figure 4-7 : Charges de freinage .....	12
Figure 4-8 : Localisation des différents endroits où un impact bateau peut avoir lieu le long du quai .....	13
Figure 5-1 : Disposition des différentes sections des poutres en béton armé du quai .....	14
Figure 5-2 : Formules de RDM utilisées (Source : Technique de l'Ingénieur, C 2 060).....	16
Figure 5-3 : Ferrailage longitudinal théorique dans la nappe inférieure dans les deux directions..	17
Figure 5-4 : Ferrailage longitudinal théorique dans la nappe supérieure dans les deux directions	17
Figure 5-5 : Zones dans lesquelles le ferrailage minimal longitudinal n'est pas suffisant dans la nappe supérieure dans les deux directions .....	18
Figure 5-6 : Ferrailage d'effort tranchant théorique.....	18
Figure 5-7 : Réaction d'appuis .....	19
Figure 5-8 : Ferrailage longitudinal des poutres du quai .....	20
Figure 5-9 : Ferrailage d'effort tranchant des poutres du quai .....	20
Figure 5-10 : Déplacements maximaux des éléments en béton armé .....	21
Figure 6-1 : Pieux le plus chargé selon le calcul manuel (pieux central intermédiaire) .....	23
Figure 6-2 : Courbes de flambement de la NF EN 1993-1-1 (tube 711 x 16 corrodé).....	25
Figure 6-3 : Efforts normaux au sein des pieux (ELS CARA // ELU STR) .....	30



Figure 6-4 : Efforts tranchants au sein des pieux, dans les deux directions (ELU STR) .....	30
Figure 6-5 : Moments au sein des pieux, dans les deux directions (ELS CARA // ELU STR) .....	31
Figure 6-6 : Taux d'utilisation maximal à la flexion composée .....	31
Figure 6-7 : Longueurs de flambement des pieux dans les directions longitudinale et transversale du quai .....	32
Figure 7-1 : Mur en crête du mole .....	33
Figure 7-2 : Géométrie du mur garde-grève .....	33
Figure 8-1 : Hauteurs significatives maximales des vagues (Source : DHI, 2024) .....	38
Figure 8-2 : Vitesses maximales des courants (Source : DHI, 2024) .....	39

## TABLE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 : Lithologie rencontrée dans les sondages pressiométriques de 2024 .....	4
Tableau 3-2 : Synthèse des caractéristiques mécaniques des sondages pressiométriques de 2024 .....	4
Tableau 3-3 : Modèle géotechnique utilisé .....	5
Tableau 4-1 : Synthèse des conditions d'appuis du modèle .....	8
Tableau 4-2: Groupe de combinaisons étudiées .....	13
Tableau 5-1 : Récapitulatif des flèches admissibles .....	15
Tableau 5-2 : Récapitulatif du ferrailage minimal .....	15
Tableau 5-3 : Enveloppes des sections de ferrailage longitudinal .....	16
Tableau 5-4 : Enveloppes des sections de ferrailage d'effort tranchant .....	17
Tableau 5-5 : Récapitulatif des sections d'aciers nécessaires pour le ferrailage longitudinal .....	18
Tableau 5-6 : Résultats partiels de la vérification au poinçonnement des dalles .....	19
Tableau 5-7 : Enveloppe des sections des poutres du quai .....	20
Tableau 5-8 : Calcul des flèches de la passerelle .....	21
Tableau 5-9 : Récapitulatif des éléments en béton armé .....	21
Tableau 6-1 : Efforts de prédimensionnement sur les pieux centraux intermédiaires .....	23
Tableau 6-2 : Propriétés de la section étudiée (CHS 711 x 16) .....	23
Tableau 6-3 : Résultats partiels de la résistance au flambement (tube 711 x 16 corrodé) .....	25
Tableau 6-4 : Résultats partiels du calcul de résistance à la portance .....	27
Tableau 6-5 : Résultats des raideurs de sols .....	29
Tableau 6-6 : Récapitulatif des descentes de charge maximales des pieux .....	29
Tableau 6-7 : Vérification des résistances géotechniques .....	30
Tableau 7-1: Combinaisons étudiées .....	34
Tableau 7-2 : Résultats de stabilité au renversement et d'excentrement des charges .....	36
Tableau 7-3 : Résultats de vérification de la résistance au glissement .....	36
Tableau 7-4 : Résultats de vérification de la portance du sol sous les supports .....	37

Tableau 7-5 : Résultat de prédimensionnement des pieux du mur garde-grève .....	37
---	----

]

[



# 1 INTRODUCTION

## 1.1 OBJET DU DOCUMENT

La présente mission de maîtrise d'œuvre a pour objectif de réhabiliter le quai d'accostage et d'amarrage du site de Sainte-Anne du Portzic afin d'assurer un accès à la mer efficient et sécurisé aux organismes de recherche et de formation et aux industriels partenaires.

Le présent rapport constitue la note de calcul au stade G2PRO (selon la norme NF P 94-500) relatif à la stabilité des ouvrages.

Le rapport s'organise de la manière suivante :

- Cadre réglementaire des analyses et des calculs ;
- Rappel des reconnaissances topographiques et bathymétriques ;
- Rappel des reconnaissances géotechniques disponibles ;
- Résultat du dimensionnement de la structure du quai et de la passerelle ;
- Résultat du dimensionnement des pieux ;
- Synthèse des résultats et aléas géotechniques résiduels.

## 1.2 CADRE REGLEMENTAIRE

Les différents dimensionnements s'insèrent dans les cadres réglementaires présentés ci-dessous :

- *NF EN 1991 pour la définition des charges d'exploitation du quai ;*
- *NF EN 1992 pour le dimensionnement des ouvrages en béton armé ;*
- *NF EN 1993 pour le dimensionnement des ouvrages en acier ;*
- *NF EN 1997 pour le dimensionnement des fondations et les normes d'application locales ;*
- *PIANC RecCom 149/IV pour la définition des charges maritimes.*

# 2 RELEVES TOPOGRAPHIQUES ET BATHYMETRIQUES

Des levés bathymétriques et topographiques ont été réalisés en septembre 2024.

D'après ces relevés, la surface du quai existant est située à environ 8,8 mCM (5,2 mNGF). La surface de la passerelle côté digue atteint 9,3 mCM (5,7 mNGF).

Le relevé bathymétrique identifie la présence d'enrochements de protection lié à la digue aux abords du quai d'accostage.



### 3.1 SITUATION ET CONTEXTE GEOLOGIQUE

A topographic map of the Cosquer area. The map shows the coastline of the Gulf of Fos, with the town of Fos-sur-Mer to the east. The site of Cosquer is marked with a red arrow pointing to a small green area on the southern shore of the Gulf of Fos, near the village of Portrieu. The map includes various geographical features, roads, and place names such as Bihan, Kervater, le Cosquer, Portrieu, and du Diable. The map is color-coded with orange for land and blue for water, with contour lines indicating elevation.

### Figure 3-1 : Contexte géologique de l'ouvrage

### 3.2 RECAPITULATIF DES DONNEES

Une campagne de reconnaissances géotechniques a été réalisée dans le cadre du projet en 2024 par GINGER CEBPT. Cette campagne a consisté en :

- 2 sondages carottés d'environ 10 m de profondeur afin de caractériser la nature du sol contenu au sein des gabions et afin de prélever des échantillons permettant de réaliser des essais en laboratoire, dont :
  - 6 analyses granulométriques.
- 3 sondages destructifs de profondeur comprise entre 20 et 25 m, avec réalisation d'essais pressiométriques in-situ afin de :
  - Caractériser le niveau du terrain naturel au droit des gabions existants ;
  - Caractériser la nature du terrain constituant le mole ;
  - Caractériser les propriétés mécaniques des couches de sol de fondation et du terrain constituant le mole ;
- 8 essais au pénétromètre dynamique.

Le plan suivant représente l'implantation des sondages réalisés en 2024.

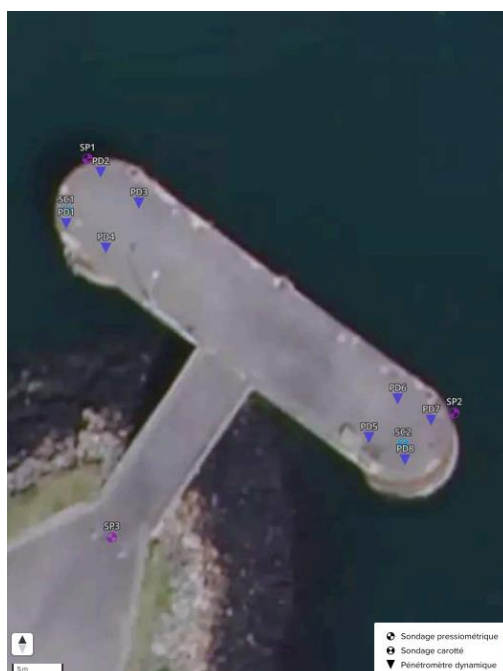


Figure 3-2 : Implantation des sondages de GINGER en 2024

**Nota :** Une campagne de reconnaissances a été réalisée au voisinage de la zone d'étude en 2006 par ARCADIS mais les sondages sont trop éloignés de l'ouvrage projeté et ne sont pas considérés.

### 3.3 SONDAGES PRESSIOMETRIQUES

Les différents sondages pressiométriques réalisés ont permis de caractériser la lithologie suivante :

	SP1	SP2	SP3
Niveau du TN	-4,61 m CM (vase)	-4,71 m CM (vase)	+9,39 m CM (mole)
Toit du sable	-5,61 m CM	-5,41 m CM	-6,11 m CM



	SP1	SP2	SP3
Toit du schiste altéré	-8,51 m CM	-6,21 m CM	-9,11 m CM
Toit du schiste sain	-10,71 m CM	> -11,3 m CM	-11,61 m CM

**Tableau 3-1 : Lithologie rencontrée dans les sondages pressiométriques de 2024**

Les différents sondages ont permis de mesurer les caractéristiques mécaniques suivantes :

	Module de Ménard, $E_M$	Pression de fluage, $p_f^*$	Pression limite, $p_l^*$
Sable / Mole	[2,9 – 4,4] MPa 3,58 MPa	[0,12 – 0,29] MPa 0,22 MPa	[0,23 – 0,48] MPa 0,37 MPa
Schiste altéré	[15,3 – 170,3] MPa 41,26 MPa	[1,54 – 4,76] MPa 2,65 MPa	[2,78 – 4,76] MPa 3,41 MPa
Schiste sain	[348,6 - 400] MPa 372,54 MPa	4,88 MPa	4,88 MPa

**Tableau 3-2 : Synthèse des caractéristiques mécaniques des sondages pressiométriques de 2024**

**Nota :** Il est important de noter que les essais pressiométriques ont été réalisés au sein des matériaux rocheux (sains et altérés) à l'aide d'appareil pouvant atteindre une pression de 5 MPa. Les valeurs de pression de fluage et de pression limite supérieures à 4,7 MPa sont significatives d'un refus de l'appareillage. Les caractéristiques mécaniques sont donc probablement supérieures à partir de l'altimétrie -10 m CM, ce qui est sécuritaire vis-à-vis du dimensionnement de l'ouvrage.

**Nota :** Les essais pressiométriques réalisés dans le sondage SP3 ont été réalisés en crête du mole. Même si le sondage se prolonge sur 25 m de profondeur, les essais n'ont été réalisés que sur les 5 premiers mètres de profondeur. Malgré les remarques effectuées par le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage suite à la réception des données, aucune explication n'est donnée par le prestataire sur la non-poursuite de ces essais à des profondeurs plus importantes. Les caractéristiques mécaniques de cette couche de sol sont donc probablement sous-estimées.

### 3.4 SONDAGES CAROTTES

Les sondages carottés ont été réalisés dans le but de caractériser les matériaux de remblai contenus dans les gabions existants. Leur profondeur n'a pas permis d'atteindre le sol de fondation sous-jacent, ces sondages ayant pour unique objectif de déterminer la nature des matériaux constituant le corps des gabions, en lien avec l'enfoncement des pieux dans ces matériaux.

En conséquence, ces sondages ne sont pas pris en compte dans la présente analyse de dimensionnement des ouvrages.

### 3.5 MODELE GEOTECHNIQUE

Le tableau suivant synthétise la lithologie et les caractéristiques mécaniques de chaque couche de sol du modèle géotechnique utilisé pour le dimensionnement de l'ouvrage.

	Niveau du toit	Niveau de la base	$E_M$	$p_f^*$	$p_l^*$
Mole	+9,39 m CM	-6,0 m CM	3,5 MPa	0,22 MPa	0,37 MPa
Vase	-4,5 m CM	-5,5 m CM	-	-	-

	Niveau du toit	Niveau de la base	$E_M$	$p_f^*$	$p_i^*$
Sable	-5,5 m CM	-6,0 m CM	3,5 MPa	0,22 MPa	0,37 MPa
Schiste altéré	-6,0 m CM	-10,5 m CM	40 MPa	2,5 MPa	3,0 MPa
Schiste sain	-10,5 m CM	> -19,0 m CM	375 MPa	4,8 MPa	4,8 MPa

Tableau 3-3 : Modèle géotechnique utilisé

**Nota :** La résistance de la couche de vase est négligée dans les calculs.

**Nota :** Certains pieux sont implantés au sein des gabions existants. Les actions et les résistances du remblais intégré aux gabions sont négligées.

Les valeurs choisies des caractéristiques mécaniques sont sécuritaires par rapport aux valeurs moyennes présentées dans le Tableau 3-2. Il est rappelé que les valeurs des pressions limite et de fluage en dessous de la cote -10 m CM sont réputées sous-estimées, au vu des limitations de l'appareillage utilisé pendant les investigations.

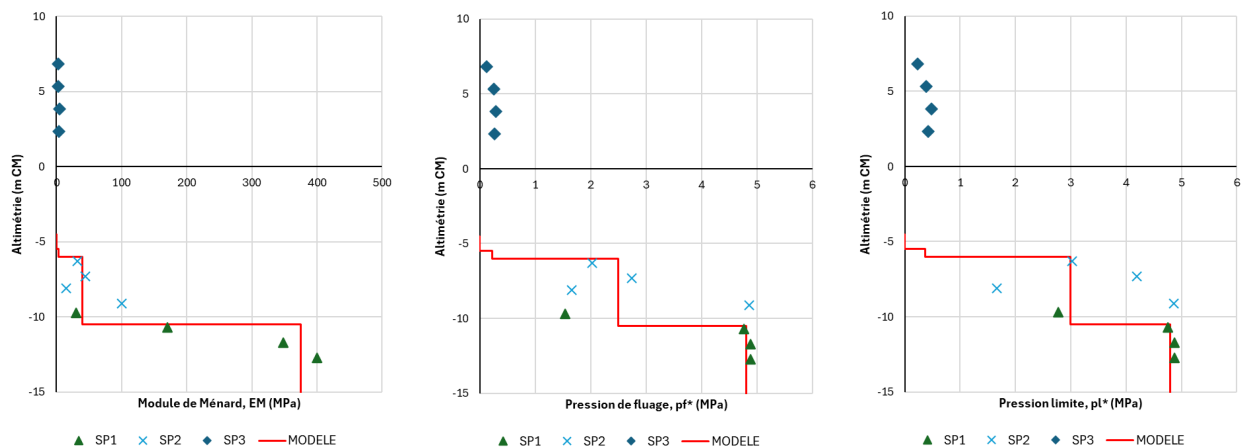


Figure 3-3 : Variation des caractéristiques mécaniques des 3 sondages et du modèle (pieux) selon la profondeur

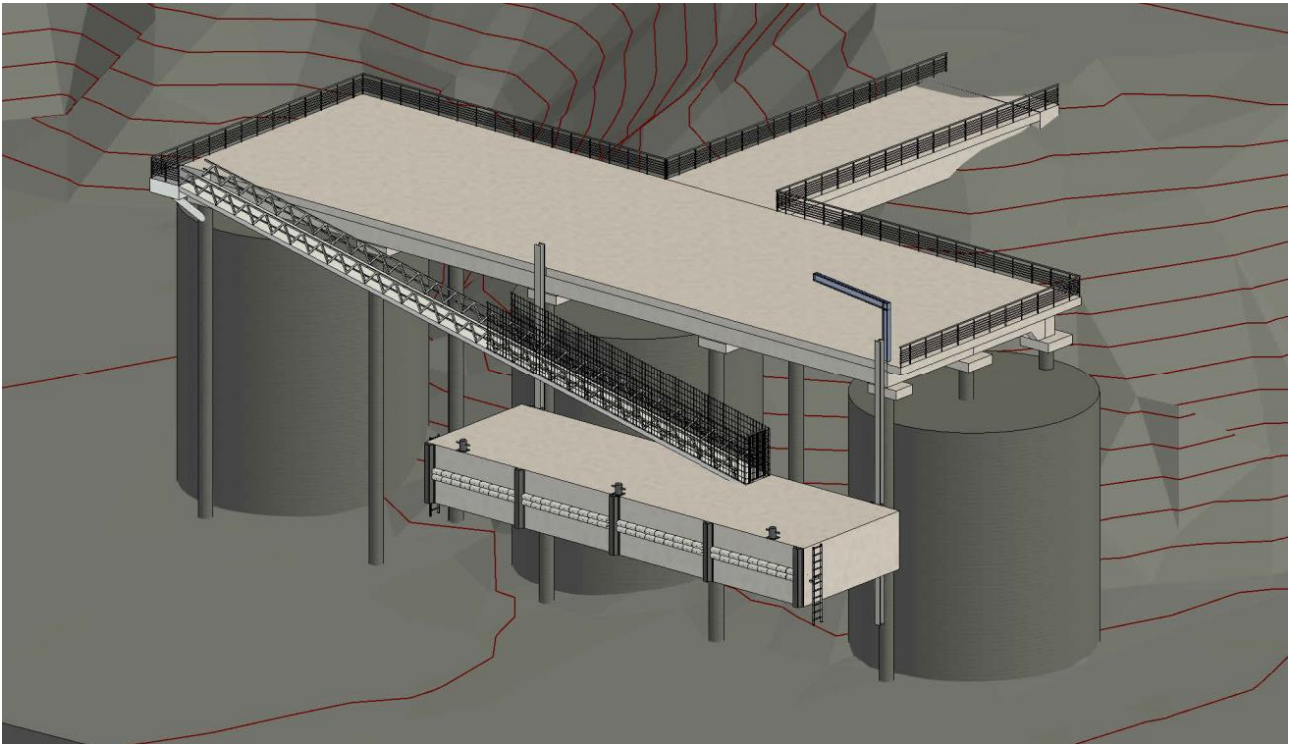


## 4 HYPOYHESES GENERALES

### 4.1 GEOMETRIE DE L'OUVRAGE

La structure du quai est entièrement constituée d'éléments en béton armé : les dalles permettant la circulation sont supportées par un système de poutre, elles-mêmes supportées par un maillage de pieux métalliques creux.

A ce stade, il a été retenu un maillage régulier constitué de 3 rangées de poutres longitudinales et de 5 lignes de poutres transversales pour supporter les dalles du quai. Chaque intersection entre poutres longitudinales et transversale est supportée par un pieu métallique.



**Figure 4-1 : Vue générale de l'ouvrage**

Les pieux du quai sont ainsi espacés de 9 m dans la direction longitudinale, et de 5 m dans la direction transversale.

Le quai est relié au mole par une passerelle de 6 m de large et d'environ 15 m de portée. La passerelle est également constituée d'éléments en béton armé (poutres et dalle). Du côté du mole, elle est appuyée sur un ouvrage de soutènement fondé en crête de digue. Du côté du quai, elle est supportée par 2 pieux supplémentaires.

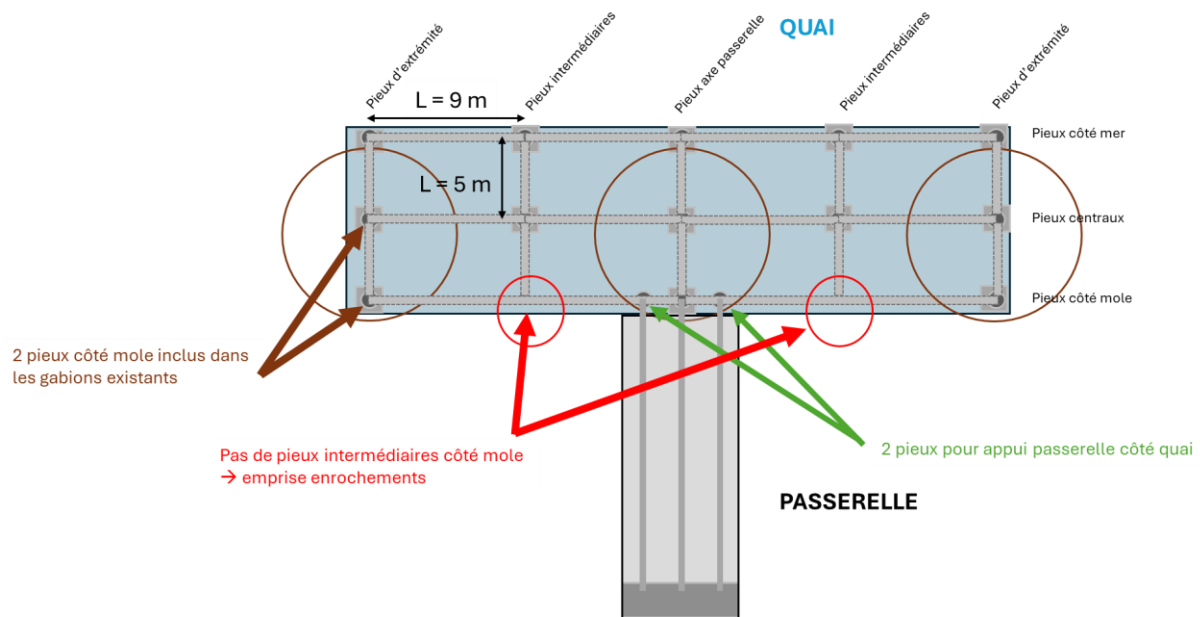


Figure 4-2 : Schéma de la structure étudiée

Au vu de l'emprise des enrochements en pied du mole, les pieux intermédiaires côté mole présentent des difficultés de mise en place. Il a donc été choisi de supprimer ces pieux et d'augmenter la section et la portée des poutres longitudinales côté mole.

La géométrie de l'ouvrage est schématisée dans la Figure 4-2.

## 4.2 MATERIAUX

### 4.2.1 BETON

L'ouvrage se situe en milieu marin. Conformément aux normes NF EN 1992 et NF EN 206/CN+A2, le béton possède les caractéristiques suivantes :

- Classe d'exposition : XS3 ;
- Classe de résistance : C35/45 ;
- Enrobage minimal : 6 cm ;
- Poids volumique : 25 kN/m<sup>3</sup>.

### 4.2.2 ACIERS D'ARMATURE

Les aciers d'armature du béton armé considérés possèdent les caractéristiques suivantes :

- Résistance à la traction : 500 MPa ;
- Poids volumique : 78,5 kN/m<sup>3</sup>.

### 4.2.3 ACIERS DE STRUCTURE (PIEUX)

Conformément à la norme NF EN 1993, l'acier de structure possède les caractéristiques suivantes :

- Nuance : S235 ;
- Résistance à la traction : 235 MPa ;
- Module d'Young : 210 GPa ;
- Poids volumique : 78,5 kN/m<sup>3</sup>.

Conformément à la norme NF EN 1993-5, une perte d'épaisseur due à la corrosion de **3,75 mm** est considérée sur toutes les faces exposées à la mer pour une durée de vie de 50 ans. L'intérieur des pieux (privés d'oxygène car les pieux sont scellés en tête) n'est pas concerné par la perte d'épaisseur par corrosion.

#### 4.3 PRINCIPES DE MODELISATION

Un calcul itératif a été réalisé afin de :

- Dimensionner les éléments en béton armé (résistance structurale et ferrailage) qui dépend de l'espacement des pieux ;
- Dimensionner les pieux (résistance structurale) qui dépend des descentes de charge de la structure béton et des conditions géotechnique ;
- La stabilité géotechnique des fondations profondes qui dépend des descentes de charge et du choix du profilé des pieux.

Un modèle global intégrant la superstructure du quai en béton armé et les pieux de fondation est donc réalisé sur le logiciel GRAITEC. Celui-ci est représenté dans la Figure 4-3 ci-après. Le tableau suivant récapitule les conditions d'appuis du modèle, avec T étant les raideurs en translation dans les 3 directions X, Y et Z, et R les raideurs en rotation autour des 3 axes X, Y et Z :

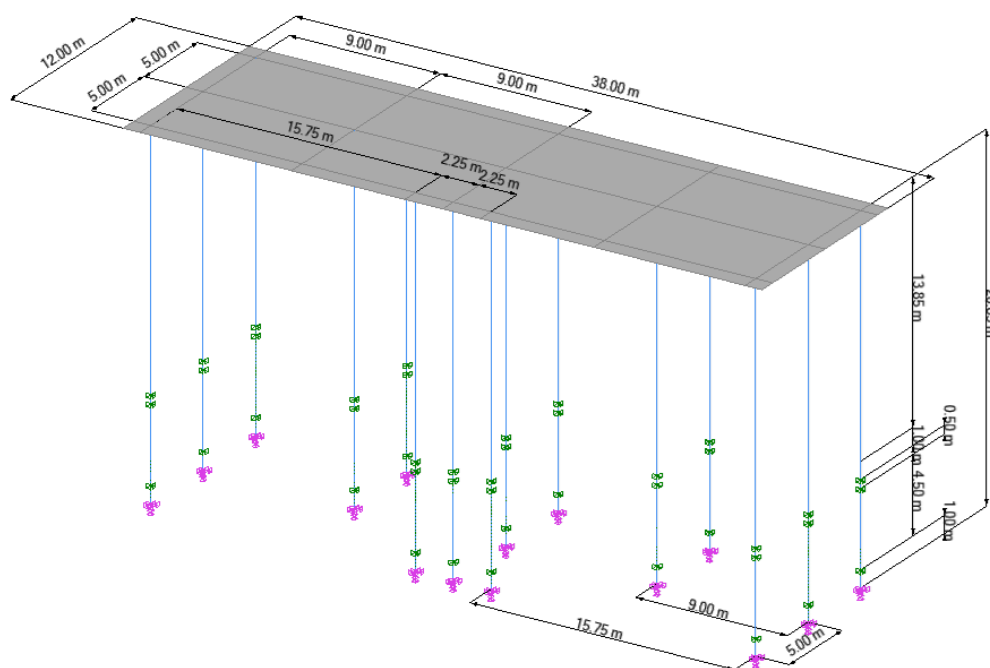
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
<b>Passerelle – Mole</b>	Bloqué	Bloqué	Bloqué	Libre	Libre	Libre
<b>Fût des pieux</b>	Elastique	Elastique	Libre	Libre	Libre	Libre
<b>Base des pieux</b>	Libre	Libre	Bloqué	Bloqué	Bloqué	Bloqué

**Tableau 4-1 : Synthèse des conditions d'appuis du modèle**

Les réactions frontales horizontales le long du fût des pieux sont modélisées par des appuis linéaires, de raideur constante, calculées de manière indépendante pour chaque couche de sol.

Les réactions verticales le long du fût des pieux (frottement) ne sont pas prises en compte. Seule la résistance de pointe des pieux est modélisée.

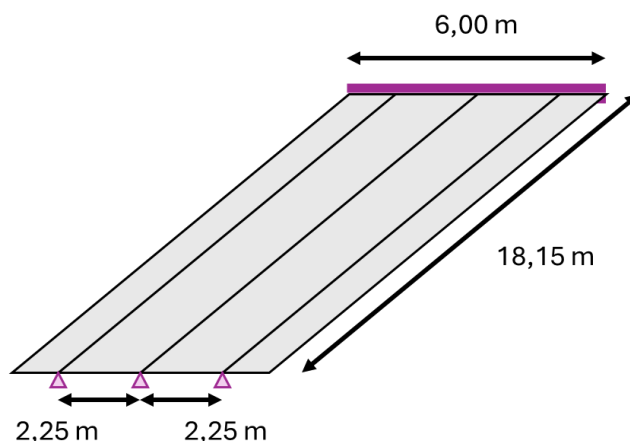
La figure suivante présente les caractéristiques principales du modèle avec les dimensions effectives de calcul décrites à l'axe neutre de chaque élément.



**Figure 4-3 : Présentation du modèle étudié (quai-pieux)**

Les descentes de charges de la passerelle d'accès, calculées séparément, sont intégrées au modèle GRAITEC de l'ensemble quai-pieux.

La passerelle est modélisée comme un ensemble poutres-dalle hyperstatique encastré d'un côté, et libre de l'autre. A titre sécuritaire, la participation de la dalle à la résistance de la structure n'est pas considérée à ce stade du dimensionnement. La portée utile de la passerelle est augmentée à 18,15 m selon ses conditions d'appuis conformément à la NF EN 1992-1-1 : 5.3.2.2 par rapport à sa portée réelle de 17,8 m.



**Figure 4-4 : Présentation du modèle étudié (passerelle)**

## 4.4 CHARGES

### 4.4.1 POIDS PROPRE – G

Le poids propre de la structure est calculé automatiquement par le logiciel de calcul en considérant les valeurs décrites dans le chapitre §4.2.

#### 4.4.2 CHARGE D'EXPLOITATION – Q<sub>IND</sub>

Conformément à la norme NF EN 1991-1-1, le quai peut être assimilé à une zone d'usage industriel, E2. Il est donc proposé de prendre en compte la charge suivante :

- **Charge uniforme : 7,5 kPa.**

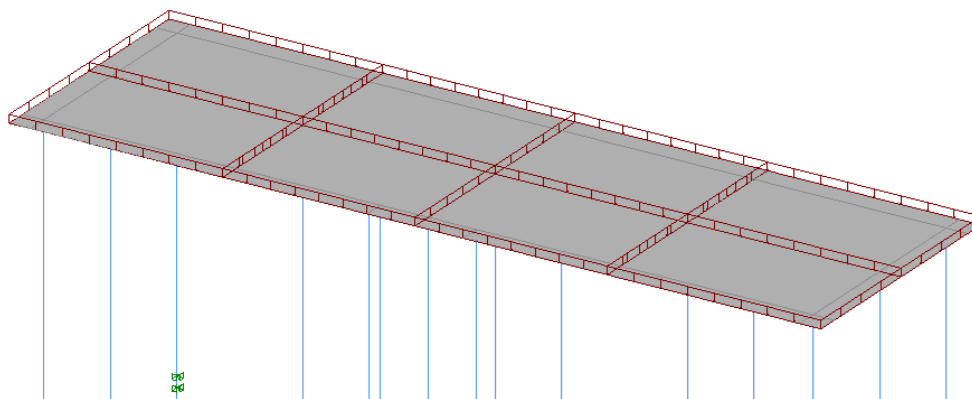


Figure 4-5 : Répartition des charges uniformes industrielles

Chaque travée du quai et de la passerelle peut être chargée individuellement. Chaque combinaison de chargement de travées est étudiée afin de maximiser les moments au sein des dalles et des poutres, qui peuvent être supposées continues à l'état définitif.

#### 4.4.3 CHARGE DE CIRCULATION – Q<sub>LM1</sub>

##### 4.4.3.1 Définition des modèles de circulation

Le quai peut accueillir une circulation de véhicules. La norme NF EN 1991-2 définit 4 modèles de chargement à utiliser pour représenter les charges verticales dues aux effets du trafic :

- **Modèle LM1** : Combinaison de charges concentrées et uniformément réparties couvrant la plupart des effets du trafic (camions, voitures et piétons) à utiliser pour les vérifications générales et locales. Ce modèle est défini au chapitre §4.4.3.2 ;
- **Modèle LM2** : Charge d'essieu unique appliquée à des surfaces spécifiques (contact entre les roues et les surfaces de roulement) couvrant les effets dynamiques destinés aux vérifications locales. Ce modèle correspond à une charge d'essieu de 400 kN répartie sur deux roues de surface 0,35 m x 0,60 m. Ce modèle est négligé puisqu'il est inférieur à la charge ponctuelle définie au chapitre §4.4.3.3 à titre défavorable ;
- **Modèle LM3** : Série de charges d'essieux représentant des véhicules spéciaux destinés aux vérifications générales et locales. Le choix du véhicule spécial se fait dans le Tableau A.1 de la norme. Le poids total du véhicule spécial le plus petit équivaut à 600 kN réparti sur 4 lignes d'essieux. Ce modèle est négligé puisqu'il est égal à la charge ponctuelle définie au chapitre 4.4.3.2 ;
- **Modèle LM4** : Chargement de foule destiné aux vérifications générales, et à n'utiliser que pour certaines situations transitoires. Il s'agit de répartir une charge uniforme de 5 kPa sur la structure. Ce modèle est négligé puisqu'il est inférieur à la charge d'exploitation Q<sub>IND</sub>.

##### 4.4.3.2 Modèle LM1

Selon la norme NF EN 1991-2, le modèle de chargement LM1 indique qu'il est nécessaire de charger chaque voie de circulation par :

- Des charges concentrées à double essieu (tandem) pour représenter la circulation ;
- Des charges uniformément réparties pour les voies chargées et non-chargées.

Conformément à la norme NF EN 1991-2 (4.3.2.b), le tandem sera simplifié comme une seule charge ponctuelle égale à la somme des charges des deux essieux. Cette hypothèse est sécuritaire, notamment pour les vérifications au poinçonnement.

Les facteurs  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{qi}$  et  $\alpha_{qr}$  qui correspondent aux coefficients d'ajustement des charges du trafic prévu au modèle LM1 sont considérés égaux à 1,00.

Il est donc proposé de prendre en compte les charges suivantes :

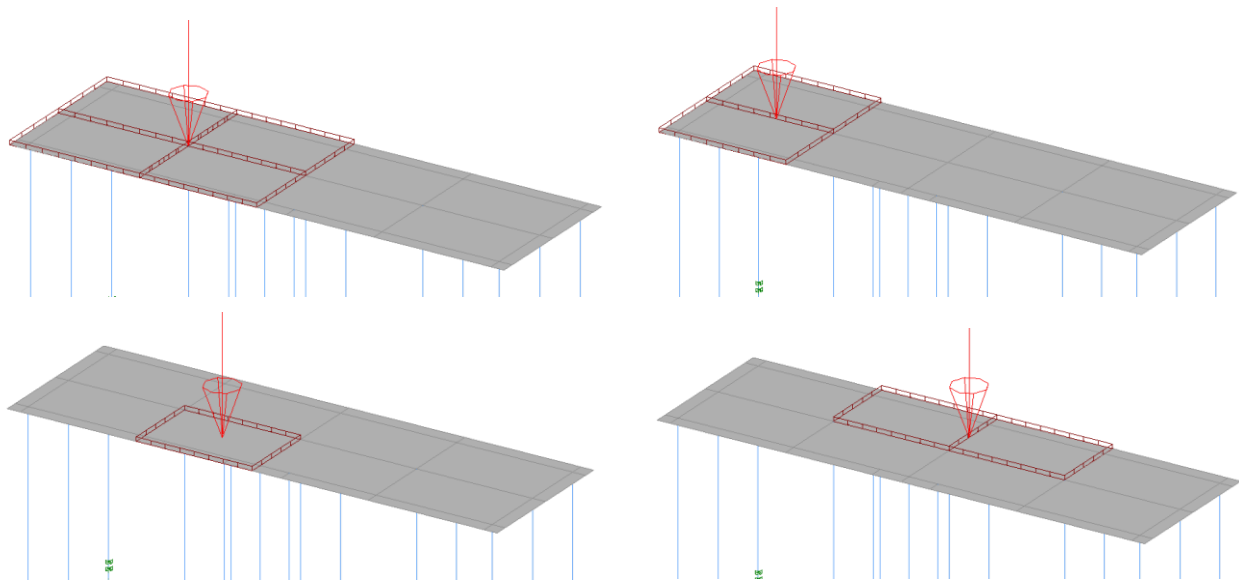
- **Portée chargée :**
  - **Charge ponctuelle,  $Q_{1k}$  :** 600 kN ;
  - **Charge uniforme,  $q_{1k}$  :** 9 kPa ;
- **Portée non-chargée :**
  - **Charge résiduelle,  $q_{res}$  :** 2,5 kPa.

**Nota :** Les charges ponctuelles du modèle LM1 équivalent à la circulation un véhicule de 60 tonnes. Dans le cadre du projet, cette situation n'est pas courante. Il est considéré que le modèle LM1 englobe les autres cas de charge imposés par la norme, tels que les véhicules spéciaux (modèle de chargement LM3 conformément à la norme NF EN 1991-2) pouvant circuler sur la passerelle et sur le quai.

Les charges ponctuelles sont placées à différents endroits de la superstructure afin de maximiser les efforts résultants :

- En tête de chaque pieux et au droit des appuis pour maximiser les descentes de charges verticales sur les pieux, sur le môle et les efforts tranchants au sein des poutres ;
- A mi-travée des poutres longitudinales et transversales pour maximiser les moments au sein des poutres du quai ;
- A mi-travée de la passerelle d'accès pour maximiser les moments au sein de la passerelle ;
- Au centre des dalles pour maximiser les moments au sein des dalles du quai.

La charge uniforme  $q_{1k}$  est répartie sur toutes les dalles qui sont directement adjacentes à la charge ponctuelle  $Q_{1k}$  associée. La charge  $q_{res}$  est répartie sur toutes les autres dalles.



**Figure 4-6 : Répartition des charges LM1 uniformes ( $q_{1k}$ ) selon la position des charges ponctuelles ( $Q_{1k}$ ), sans représenter la charge résiduelle,  $q_{res}$**

#### 4.4.3.3 Vérifications au poinçonnement

Conformément à la norme NF EN 1991-2, la charge ponctuelle du modèle LM1 est définie par un système de deux essieux à deux roues, de dimensions 0,40 m x 0,40 m :

- Charge ponctuelle totale : 600 kN ;
- Charge ponctuelle par essieu : 300 kN ;
- Charge ponctuelle par roue,  $V_{Ed}$  : 150 kN.

La contrainte maximale de poinçonnement,  $v_{Ed}$ , dépend des dimensions des éléments en béton et sera calculée conformément à la norme NF EN 1992-1-1 : 6.4.3.

#### 4.4.4 CHARGE DE FREINAGE – QFREIN

A chaque charge de circulation est associée une charge horizontale de freinage du véhicule étudié. Selon la norme NF EN 1991-2/NA, cette charge équivaut à 30% du poids des véhicules spéciaux.

La charge horizontale de freinage équivaut donc à  **$Q_{lk} = 180$  kN**.

L'application de cette charge est modélisée dans les deux directions longitudinale et transversale du quai, et dans les deux sens. Les charges de freinage sont appliquées dans une seule direction à la fois, de manière indépendante.

La charge de freinage est également modélisée dans le sens de la portée de la passerelle d'accès.

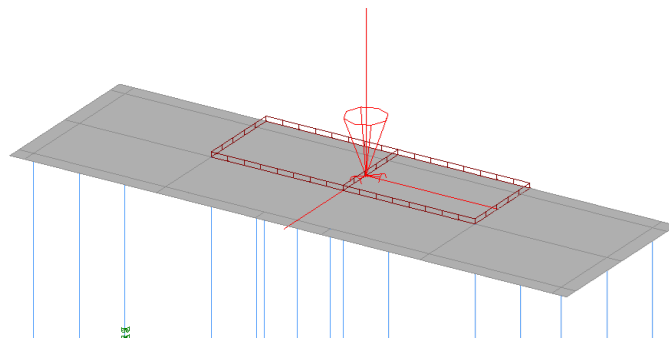


Figure 4-7 : Charges de freinage

#### 4.4.5 IMPACT ACCIDENTEL DE BATEAU – AIMP

L'impact accidentel des bateaux doit être considéré le long de la structure en béton, et le long des pieux. Les recommandations du PIANC RecCom n°149-IV proposent une méthode pour estimer les efforts liés du choc accidentel d'un bateau.

Selon le PIANC, l'effort d'impact,  $F$ , est calculé en considérant la masse du bateau,  $m_s$ , la masse hydrodynamique attachée au vaisseau,  $m_h$ , la vitesse d'approche du bateau,  $v$ , et la capacité de déformation des bateaux et de la structure,  $f$  (considérée égale à 0,05 m).

$$F = \frac{m v^2}{f} = \frac{(m_s + m_h) v^2}{f}$$

Les bateaux qui accostent sur le quai d'IFREMER ne dépassent pas 12 m de longueur. Les bateaux cibles ne sont pas précisément définis et l'accessibilité doit être assurée pour une large gamme de navire. La masse du bateau type est ainsi considérée égale à  $m_s = 10,1$  tonnes (PIANC RecCom n°149-IV : 9.5.1).

La masse d'eau attachée au bateau,  $m_h$ , est calculée en fonction de la largeur du bateau,  $B$ , de la profondeur d'eau,  $h$ , et du tirant d'eau,  $T$ . Les hypothèses les plus défavorables amènent à considérer une masse d'eau de  $m_h = 48,5$  tonnes.

La vitesse d'approche standard des bateaux est considérée égale à  $v_0 = 0,3$  m/s.

L'effort lié à l'impact d'un bateau de plaisance est ainsi égal à  **$F = 105$  kN** selon le PIANC.



Il est considéré que cet effort peut s'appliquer à plusieurs endroits différents le long de la structure :

- Sur les dalles en béton, à proximité de la tête des pieux ;
- A mi-hauteur des pieux périphériques ;
- Sur les dalles en béton à mi-travée entre deux rangées de pieux.

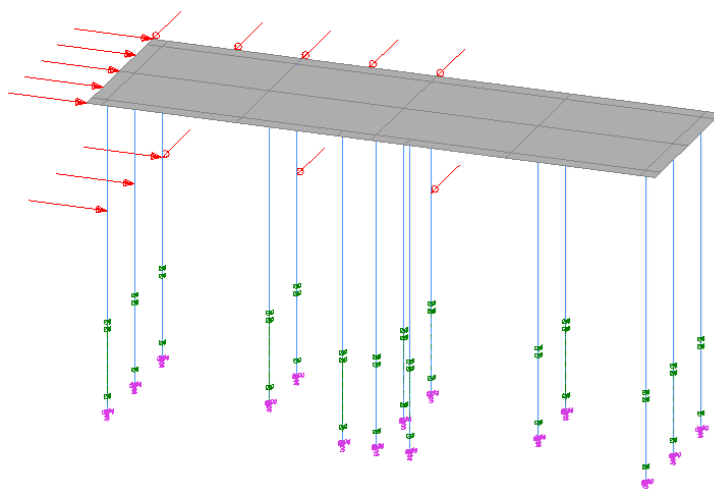


Figure 4-8 : Localisation des différents endroits où un impact bateau peut avoir lieu le long du quai

## 4.5 COMBINAISONS

Les groupes de combinaisons suivantes sont prises en compte dans les vérifications de la structure du quai, de la passerelle et des pieux.

	G	Q <sub>IND</sub>	Q <sub>LM1</sub>	Q <sub>FREIN</sub>	A <sub>IMP</sub>
ELS QP 1	1,00	-	-	-	-
ELS QP 2	1,00	1,00	-	-	-
ELS CARA 2	1,00	-	1,00	-	-
ELS CARA 2	1,00	-	1,00	1,00	-
ELU STR 1	1,35	-	-	-	-
ELU STR 2	1,35	1,50	-	-	-
ELU STR 3	1,35	-	1,50	-	-
ELU STR 4	1,35	-	1,50	1,50	-
ELU ACC	1,00	1,00	-	-	1,00

Tableau 4-2: Groupe de combinaisons étudiées

Chaque groupe de combinaison inclue l'ensemble des combinaisons selon la position des charges de circulation LM1, et selon la direction de freinage.

**Nota :** Au vu de la symétrie de l'ouvrage et afin de réduire le nombre de combinaisons dans le modèle, les charges ponctuelles (variables et accidentelles) ont uniquement été modélisées sur le côté gauche du quai. Cela engendrera une asymétrie des résultats présentés. Néanmoins le dimensionnement sera homogénéisé sur l'ensemble de la structure.



## 5 DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DU QUAI ET DE LA PASSERELLE

### 5.1 HYPOTHESES

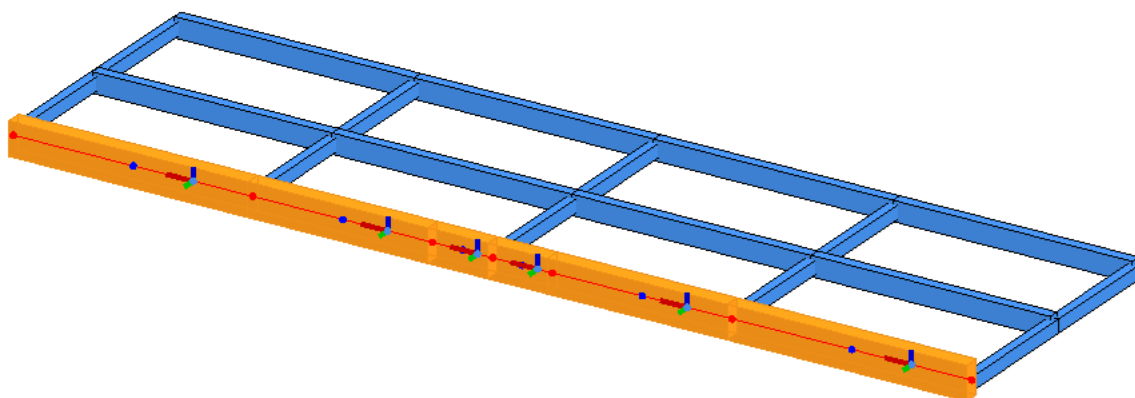
#### 5.1.1 PREDIMENSIONNEMENT

Le choix des dimensions des éléments structurels se fait :

- Afin de satisfaire les dispositions constructives : une épaisseur minimale de dalle de 25 cm est considérée afin de fournir un bras de levier suffisant tout en permettant l'enrobage minimal de 6 cm ;
- Un ratio minimal de prédimensionnement établi entre la portée des poutres simplement appuyées,  $L$ , et la hauteur utile de la poutre,  $h$ , compris entre  $L/h = [10 \text{ à } 15]$  ;
- Un ratio minimal de prédimensionnement établi entre la portée des dalles simplement appuyées sur leurs quatre côtés,  $L$ , et la hauteur utile de la dalle,  $h$ , égal à  $L/h = 25$ .

Sur cette base, les sections considérées à ce stade sont les suivantes :

- Poutres ( $h \times b$ ) :
  - Poutres de la passerelle : 1,25 m x 0,60 m ;
  - Poutres longitudinales du quai, côté mole : 1,25 m x 0,60 m (orange) ;
  - Poutres longitudinales du quai, centrales et côté mer : 0,75 m x 0,40 m (bleu) ;
  - Poutres transversales du quai : 0,50 m x 0,35 m (bleu) ;
- Dalles ( $h$ ) :
  - Dalles de la passerelle : 0,35 m ;
  - Dalles du quai : 0,35 m.



**Figure 5-1 : Disposition des différentes sections des poutres en béton armé du quai**

#### 5.1.2 FLECHES ADMISSIBLES

Aucun critère particulier au projet n'impose la limitation des déformées à une flèche maximale. Selon les normes, il est considéré de limiter les flèches à  $L/250$  pour les situations quasi-permanentes, où  $L$  est la portée de l'élément.

Le tableau suivant récapitule les flèches admissibles pour chaque élément :

	Hauteur, h	Largeur, b	Portée maximale, L	Flèche admissible, $\delta$
Longitudinales – mole	1,25 m	0,60 m	15,75 m	6,3 cm
Longitudinales – mer	0,75 m	0,40 m	9,00 m	3,6 cm
Transversales	0,50 m	0,35 m	5,00 m	2,0 cm
Dalles – quai	0,35 m	1,00 m	9,00 m	3,6 cm
Passerelle	1,25 m	0,60 m	15,60 m	6,2 cm
Dalles – passerelle	0,35 m	1,00 m	15,60 m	6,2 cm

**Tableau 5-1 : Récapitulatif des flèches admissibles**

### 5.1.3 FERRAILLAGE

Le logiciel GRAITEC calcule automatiquement les sections d'acier théoriques de chaque élément en béton armé pour les armatures longitudinales (flexion – dans les deux directions pour les dalles) et transversales (tranchant).

Le ferrailage minimal des éléments en béton armé respecte les dispositions de la norme pour :

- La maîtrise de la fissuration (NF EN 1992-1-1 : 7.3) ;
- La prévention de la rupture fragile (NF EN 1992-1-1 : 9.2) ;
- Le respect du taux d'armature d'effort tranchant minimal (NF EN 1992-1-1 : 9).

Le tableau suivant récapitule les sections de ferrailage minimales pour chaque élément et chaque nappe d'armatures :

	$A_{s,min} 7.3$	$A_{s,min} 9.2$	$A_{s,min}$
Longitudinales – mole	10,35 cm <sup>2</sup>	11,72 cm <sup>2</sup>	<b>11,72 cm<sup>2</sup></b>
Longitudinales – mer	4,14 cm <sup>2</sup>	4,47 cm <sup>2</sup>	<b>4,47 cm<sup>2</sup></b>
Transversales	2,42 cm <sup>2</sup>	2,45 cm <sup>2</sup>	<b>2,45 cm<sup>2</sup></b>
Dalles – quai	4,83 cm <sup>2</sup> /m	4,51 cm <sup>2</sup> /m	<b>4,83 cm<sup>2</sup>/m</b>
Passerelle	10,35 cm <sup>2</sup>	11,72 cm <sup>2</sup>	<b>11,72 cm<sup>2</sup></b>
Dalles – passerelle	4,83 cm <sup>2</sup> /m	4,51 cm <sup>2</sup> /m	<b>4,83 cm<sup>2</sup>/m</b>

**Tableau 5-2 : Récapitulatif du ferrailage minimal**

### 5.1.4 PASSERELLE HYPERSTATIQUE

Pour rappel, le dimensionnement des éléments en béton armé de la passerelle d'accès se fait, selon une hypothèse défavorable, en négligeant la participation de la dalle.

L'ensemble des efforts apportés par les charges décrites au chapitre §4.4 peuvent être calculés par les formules de résistance des matériaux suivantes.

Le principe de superposition est ensuite utilisé pour les combinaisons décrites au chapitre §4.5 aux ELS et aux ELU.

Les descentes de charges totales de la passerelle sont ensuite diffusées au modèle du quai.

Tableau 10 – Moment, effort tranchant et déformations des poutres consoles et des poutres droites à une travée d'inertie constante (suite)						
Caractéristiques		Réactions	Moment		Effort tranchant	
Type	Charges		Diagramme	Équations	Diagramme	Équations
		$R_A = \frac{5}{8} p \ell$ $R_B = \frac{3}{8} p \ell$		$M = \frac{p \ell x_1}{2} \left( \frac{3}{4} - \frac{x_1}{\ell} \right)$ $M_A = -\frac{p \ell^2}{8}$ $M_{max} = \frac{9}{128} p \ell^2$ pour $x_{1m} = \frac{3}{8} \ell$		$T = \frac{3}{8} p \ell - p x_1$
		$R_A = \frac{11}{16} P$ $R_B = \frac{5}{16} P$		A à O : $M = \frac{P}{16} (11x - 3\ell)$ $M_A = -\frac{3P\ell}{16}$ O à B : $M = \frac{5}{16} P(\ell - x)$ $M_O = \frac{5P\ell}{32}$		A à O : $T = \frac{11}{16} P$ O à B : $T = -\frac{5}{16} P$

Figure 5-2 : Formules de RDM utilisées (Source : Technique de l'Ingénieur, C 2 060)

## 5.2 RESULTATS

**RAPPEL :** Au vu de la symétrie de l'ouvrage et afin de réduire le nombre de combinaisons dans le modèle, les charges ponctuelles (variables et accidentelles) ont uniquement été modélisées sur le côté gauche du quai. Cela engendrera une asymétrie des résultats présentés. Les enveloppes des résultats sont donc réparties.

### 5.2.1 DIMENSIONNEMENT DES POUTRES – PASSERELLE D'ACCES AU QUAI

#### 5.2.1.1 Ferrailage longitudinal

Le tableau suivant récapitule les moments et le ferrailage longitudinal calculés pour chaque cas de charge et pour les combinaisons.

	G	q <sub>IND</sub>	q <sub>LM1</sub>	Q <sub>LM1</sub>	M <sub>Ed</sub>	A <sub>s</sub>
ELS QP	890 kN.m	391 kN.m	-	-	1 281 kN.m	27,38 cm <sup>2</sup>
ELS CARA	890 kN.m	-	469 kN.m	1 702 kN.m	3 061 kN.m	65,40 cm <sup>2</sup>
ELU STR 1	1 202 kN.m	586 kN.m	-	-	1 788 kN.m	38,21 cm <sup>2</sup>
ELU STR 2	1 202 kN.m	-	704 kN.m	2 552 kN.m	4 458 kN.m	95,25 cm <sup>2</sup>

Tableau 5-3 : Enveloppes des sections de ferrailage longitudinal

Le ferrailage présenté est considéré comme uniformément réparti le long des poutres au stade d'Avant-Projet, sans épure d'arrêt des barres (NF EN 1992-1-1 : 9.2.1.3) et sans écrêtage (NF EN 1992-1-1 : 5.3.2.2). Cette hypothèse permet d'être conservatrice, notamment au vu des éventuelles armatures à mettre en œuvre le long des faces verticales des poutres (armatures longitudinales de peau et/ou de torsion).

#### 5.2.1.2 Ferrailage d'effort tranchant

Le tableau suivant récapitule les efforts tranchants et le ferrailage transversal calculés pour chaque cas de charge et pour les combinaisons.

	G	$q_{IND}$	$q_{LM1}$	$Q_{LM1}$	$V_{Ed}$	$A_{sw}/s$
ELU STR 1	589 kN	287 kN	-	-	876 kN	9,10 cm <sup>2</sup> /m
ELU STR 2	589 kN	-	344 kN	619 kN	1 552 kN	16,13 cm <sup>2</sup> /m

Tableau 5-4 : Enveloppes des sections de ferrailage d'effort tranchant

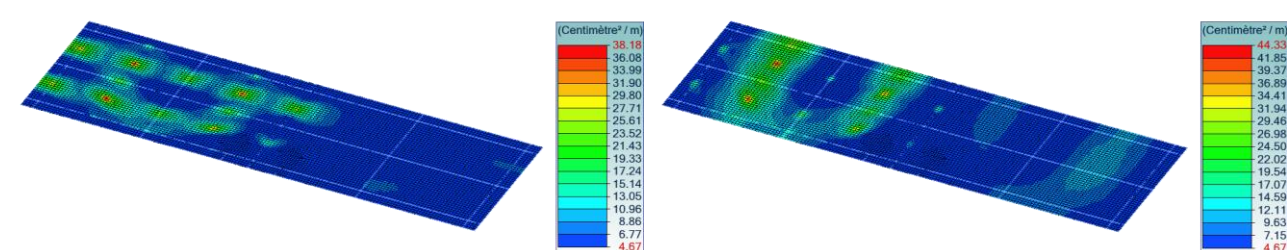
Le ferrailage présenté est considéré comme uniformément réparti le long des poutres au stade d'Avant-Projet, sans réduction des efforts (NF EN 1992-1-1 : 6.2.3). Cette hypothèse permet d'être conservatrice, notamment au vu des éventuelles armatures à mettre en œuvre le long des faces verticales des poutres (armatures de torsion).

## 5.2.2 DIMENSIONNEMENT DES DALLES – QUAI

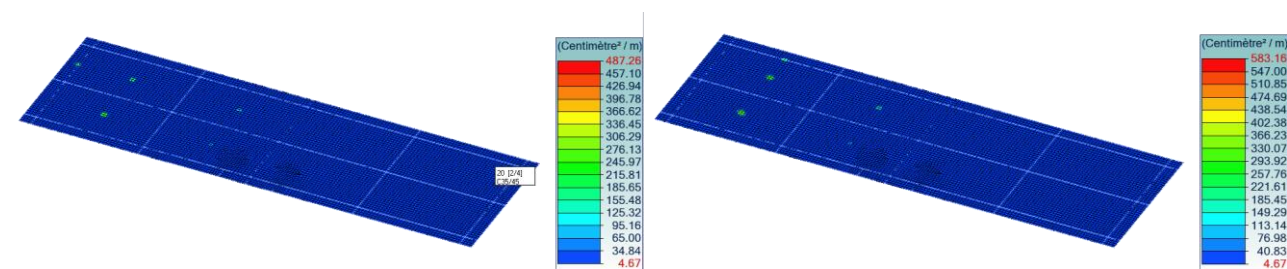
### 5.2.2.1 Ferrailage longitudinal

Les cartographies suivantes présentent le ferrailage longitudinal théorique nécessaire à mettre en œuvre dans les dalles.

Pour rappel, ce modèle valeur est extrêmement défavorable puisque la charge d'un camion de 60 tonnes est concentrée en un seul point et n'est pas répartie sur ses 2 essieux.

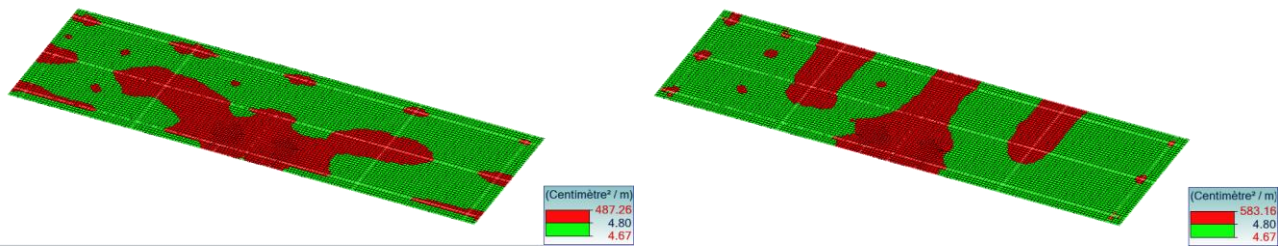
Figure 5-3 : Ferrailage longitudinal théorique dans la nappe inférieure dans les deux directions

Le pic de ferrailage longitudinal en nappe inférieure des dalles atteint 44,4 cm<sup>2</sup>/m et se situe au droit des zones directement soumises aux charges ponctuelles de circulation. En négligeant ces pics artificiels, une section de **25 cm<sup>2</sup>/m** est suffisante dans les deux directions.

Figure 5-4 : Ferrailage longitudinal théorique dans la nappe supérieure dans les deux directions

Le pic de ferrailage longitudinal en nappe supérieure des dalles atteint 583,2 cm<sup>2</sup>/m et se situe au droit des zones directement soumises aux charges ponctuelles de circulation. Cette valeur n'est pas physique et représente le ferrailage nécessaire pour résister au poinçonnement vis-à-vis d'une charge ponctuelle.

Les zones représentées en rouge dans les figures suivantes sont les zones dans lesquelles le ferrailage minimal de 4,8 cm<sup>2</sup>/m n'est pas suffisant. En négligeant les pics artificiels engendrés par le ferrailage lié au poinçonnement, une section comprise entre **16 cm<sup>2</sup>/m et 19 cm<sup>2</sup>/m** est suffisante dans chaque direction.



**Figure 5-5 : Zones dans lesquelles le ferrailage minimal longitudinal n'est pas suffisant dans la nappe supérieure dans les deux directions**

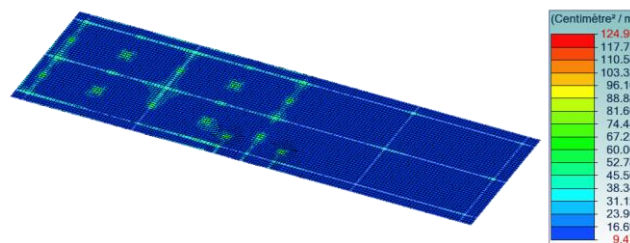
Le tableau suivant précise les sections d'acier longitudinales nécessaires.

	Nappe inférieure	Nappe supérieure
Direction longitudinale	25,00 cm <sup>2</sup> /m	19 cm <sup>2</sup> /m
Direction transversale	25,00 cm <sup>2</sup> /m	16 cm <sup>2</sup> /m

**Tableau 5-5 : Récapitulatif des sections d'aciers nécessaires pour le ferrailage longitudinal**

### 5.2.2.2 Ferrailage d'effort tranchant et poinçonnement

Les cartographies suivantes présentent le ferrailage d'effort tranchant théorique nécessaire à mettre en œuvre dans les dalles.



**Figure 5-6 : Ferrailage d'effort tranchant théorique**

Le ferrailage minimal d'effort tranchant conformément à la norme NF EN 1992-1-1 : 9 est égal à **9,47 cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>**.

Le pic de ferrailage transversal des dalles atteint 125,0 cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> et se situe le long des poutres et au droit des zones directement soumises aux charges ponctuelles de circulation. Il s'agit des zones où les vérifications au poinçonnement doivent être réalisées.

La contrainte maximale de poinçonnement,  $v_{Ed}$ , dépend des dimensions des éléments en béton et est calculée conformément à la norme NF EN 1992-1-1 : 6.4.3. Cette contrainte ne doit pas dépasser  $v_{Rd,max}$  soit la valeur maximale de calcul de la résistance au poinçonnement du béton.

Si cette contrainte est inférieure à la résistance du béton au poinçonnement,  $v_{Rd,c}$ , alors aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire. Il est considéré que cette résistance néglige l'impact du ferrailage longitudinal ainsi que les contraintes normales qui se développent dans la dalle ( $v_{Rd,c} = v_{min}$ ).

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \leq v_{Rd,max}$$

$$\frac{\beta V_{Ed}}{u_i d} \leq v_{min} = 0,035 \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{f_{ck}} \leq 0,4 \left( 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) f_{cd}$$

Avec :

- $\beta$  étant un coefficient relatif à l'excentrement de la charge qui influe sur la répartition des contraintes de cisaillement. A titre défavorable, ce coefficient est considéré égal à 1,00 ;
- $d$  étant la hauteur utile de la dalle ;
- $u_i$  étant le périmètre du contour de contrôle considéré, équivalent au périmètre du contour de la charge (ou de l'appui) augmenté d'une emprise de  $2d$  ;
- $v_{min}$  étant la résistance minimale au cisaillement du béton non-armé.

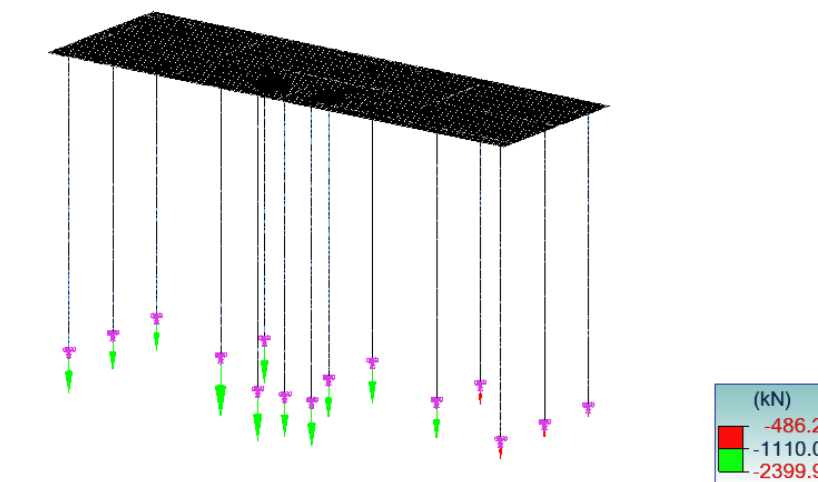
Le tableau suivant récapitule les valeurs caractéristiques de la vérification à l'ELU.

	Interface	$V_{Ed}$	$v_{Ed}$	$v_{Rd,c} = v_{min}$	$v_{Rd,max}$
Charge circulation	Roue-dalle	225 kN	161 kPa	540 kPa	4 815 kPa
Réaction d'appui max	Poutre-dalle	2 400 kN	1 175 kPa	540 kPa	4 815 kPa
Réaction d'appui	Poutre-dalle	1 110 kN	540 kPa	540 kPa	4 815 kPa

**Tableau 5-6 : Résultats partiels de la vérification au poinçonnement des dalles**

Il n'y a pas besoin d'installer un ferrailage spécifique au poinçonnement en travée des dalles pour reprendre les efforts ponctuels du chargement du camion.

Avec les hypothèses défavorables de la présente note ( $v_{Rd,c} = v_{min}$ ), pour se passer de ferrailage spécifique contre le poinçonnement, la réaction d'appui doit être inférieure à 1 100 kN à l'ELU.



**Figure 5-7 : Réaction d'appuis**

Par symétrie, l'ensemble des réactions des appuis sont supérieures à 1 110 kN. Il y a donc besoin de prévoir des armatures spécifiques contre le poinçonnement à proximité de tous les appuis.

Le ferrailage d'effort tranchant est calculé selon la norme NF EN 1992-1-1 : 6.4.5. Le ferrailage d'effort tranchant maximal (nécessaire pour reprendre la réaction d'appui maximale de 2 400 kN) est de l'ordre de **19 cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>**.

### 5.2.3 DIMENSIONNEMENT DES POUTRES – QUAI

#### 5.2.3.1 Ferrailage longitudinal

La cartographie suivante présente le ferrailage longitudinal théorique nécessaire à mettre en œuvre dans les poutres.



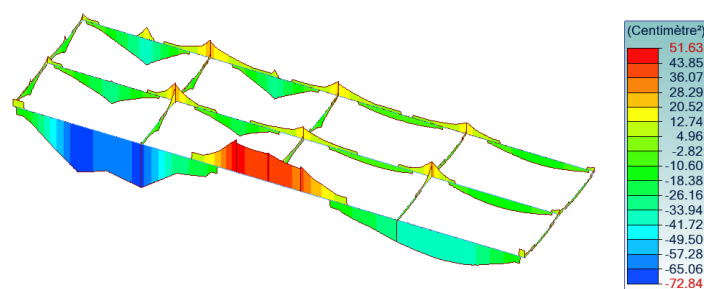


Figure 5-8 : Ferrailage longitudinal des poutres du quai

Le pic de ferraillage longitudinal en nappe inférieure des poutres atteint 72,9 cm<sup>2</sup>/m et se situe au droit des charges ponctuelles de circulation. Cette valeur n'est pas physique et représente le ferraillage nécessaire pour résister au poinçonnement vis-à-vis d'une charge ponctuelle.

Le pic de ferraillage longitudinal en nappe supérieure des poutres atteint 51,6 cm<sup>2</sup>/m et se situe au droit des appuis de la passerelle. Cette valeur n'est pas physique et représente le ferraillage nécessaire pour résister au poinçonnement vis-à-vis d'une charge ponctuelle.

Le tableau suivant représente les enveloppes de ferraillage de chaque typologie de poutre.

	$A_{s,min}$	$A_{s,sup}$	$A_{s,inf}$
Longitudinales – mole	11,72 cm <sup>2</sup>	<b>51,63 cm<sup>2</sup></b>	<b>72,84 cm<sup>2</sup></b>
Longitudinales – mer	4,47 cm <sup>2</sup>	<b>29,16 cm</b>	<b>40,74 cm<sup>2</sup></b>
Transversales	2,45 cm <sup>2</sup>	<b>22,81 cm<sup>2</sup></b>	<b>17,39 cm<sup>2</sup></b>

Tableau 5-7 : Enveloppe des sections des poutres du quai

Ces valeurs sont des enveloppes extrêmes calculées sur la base de moment au droit des appuis du quai et au droit des charges ponctuelles de circulation, qui pourront être écrêtées (selon la NF EN 1992-1-1 : 5.3.2.2).

Le ferraillage des pics est considéré comme uniformément réparti le long des poutres au stade d'Avant-Projet. Cette hypothèse permet d'être conservatrice, notamment au vu des éventuelles armatures à mettre en œuvre le long des faces verticales des poutres (cadres et filants).

### 5.2.3.2 Ferrailage d'effort tranchant

La cartographie suivante présente le ferraillage d'effort tranchant théorique nécessaire à mettre en œuvre dans les poutres.

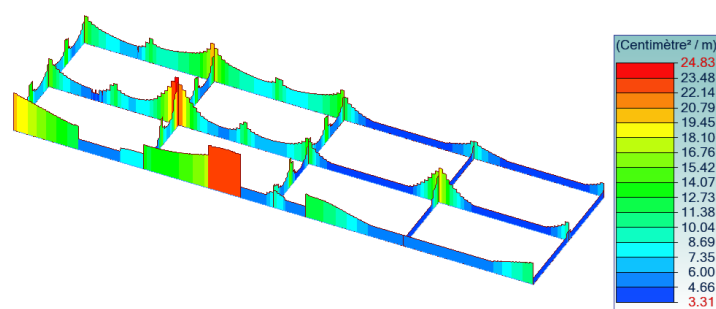


Figure 5-9 : Ferrailage d'effort tranchant des poutres du quai

Le pic de ferraillage transversal des poutres atteint **24,9 cm<sup>2</sup>/m** et se situe au droit des appuis de la passerelle et du quai. Cette valeur pourra être écrêtée au nu des appuis conformément à la NF EN 1992-1-1 : 6.2.2. A ce stade, les valeurs présentées dans la sont conservées.

## 5.2.4 DEPLACEMENTS

### 5.2.4.1 Quai

La figure suivante représente l'enveloppe des déplacements maximaux de la structure, aux ELS quasi-permanents et caractéristiques.

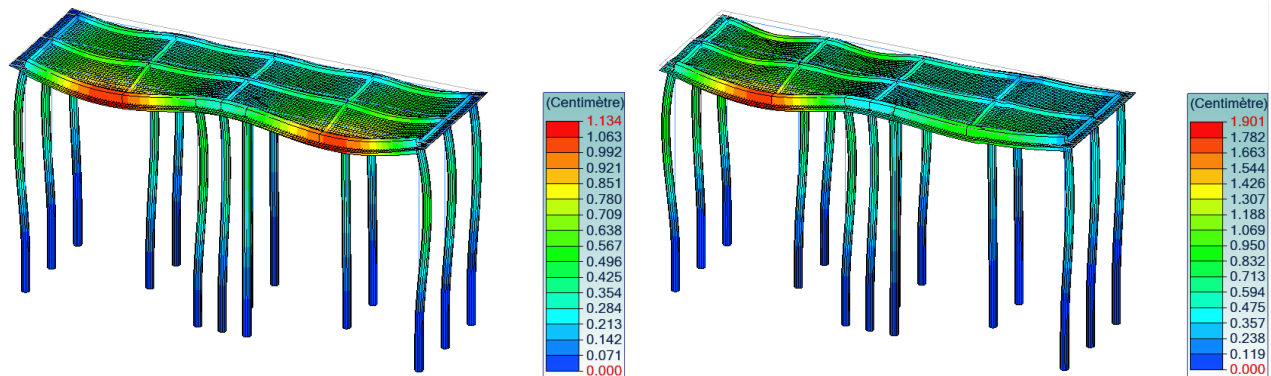


Figure 5-10 : Déplacements maximaux des éléments en béton armé

Les déplacements maximaux se situent à mi-travée de la poutre longitudinale côté mole (et en extrémité de la poutre transversale intermédiaire). Le déplacement maximal atteint 1,9 cm à l'ELS caractéristique, ce qui est en-deçà de la limite admissible de 2,0 cm des poutres transversales.

### 5.2.4.2 Passerelle

Le tableau suivant récapitule les flèches calculées pour chaque cas de charge et pour les combinaisons. Pour rappel, les valeurs des flèches sont surestimées puisqu'elles négligent la participation des dalles.

	G	q <sub>IND</sub>	q <sub>LM1</sub>	Q <sub>LM1</sub>	Total
ELS QP	0,68 cm	0,30 cm	-	-	<b>0,98 cm</b>
ELS CARA	0,68 cm	-	0,36 cm	0,98 cm	<b>2,02 cm</b>

Tableau 5-8 : Calcul des flèches de la passerelle

Le déplacement maximal atteint 2,0 cm à l'ELS caractéristique, ce qui est en-deçà de la limite admissible de 6,2 cm des poutres de la passerelle.

## 5.3 CONCLUSION

Le tableau ci-après récapitule les propriétés des différents éléments en béton armé.

	h	b	A <sub>sv/s</sub>	A <sub>s,sup,1</sub>	A <sub>s,sup,2</sub>	A <sub>s,inf,1</sub>	A <sub>s,inf,2</sub>
Longitudinales – mole	1,25 m	0,60 m	24,9 cm <sup>2</sup> /m	51,7 cm <sup>2</sup>	-	72,9 cm <sup>2</sup>	-
Longitudinales – mer	0,75 m	0,40 m	24,9 cm <sup>2</sup> /m	29,2 cm <sup>2</sup>	-	40,8 cm <sup>2</sup>	-
Transversales	0,50 m	0,35 m	24,9 cm <sup>2</sup> /m	22,9 cm <sup>2</sup>	-	17,4 cm <sup>2</sup>	-
Dalles – quai	0,35 m	-	19,0 cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	19,0 cm <sup>2</sup> /m	16,0 cm <sup>2</sup> /m	25,0 cm <sup>2</sup> /m	25,0 cm <sup>2</sup> /m
Passerelle	1,25 m	0,60 m	16,13 cm <sup>2</sup> /m	11,8 cm <sup>2</sup>	-	95,3 cm <sup>2</sup>	-
Dalles – passerelle	0,35 m	-	19,0 cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	19,0 cm <sup>2</sup> /m	16,0 cm <sup>2</sup> /m	25,0 cm <sup>2</sup> /m	25,0 cm <sup>2</sup> /m

Tableau 5-9 : Récapitulatif des éléments en béton armé



Les ferraillements décrit ci-dessus implique les ratios de ferraillement suivants :

- Dalles :  $200 \text{ kg/m}^3$  ;
- Poutres de la passerelle :  $150 \text{ kg/m}^3$  ;
- Poutres longitudinales – mole :  $150 \text{ kg/m}^3$  ;
- Poutres longitudinales :  $200 \text{ kg/m}^3$  ;
- Poutres transversales :  $200 \text{ kg/m}^3$ .

L'ensemble des éléments en béton armé respectent les critères de limitation des flèches.

## 6 DIMENSIONNEMENT DES PIEUX

### 6.1 HYPOTHESES

#### 6.1.1 PREDIMENSIONNEMENT

##### 6.1.1.1 Efforts de prédimensionnement

Les efforts de prédimensionnement calculés manuellement et seront vérifiés par le modèle élément fini sont décrits dans le tableau suivant. Ces efforts sont considérés comme défavorables puisque aucune répartition des efforts entre pieux par les éléments en béton armé n'est considérée.

	Effort normal, $N_{Ed}$	Effort de cisaillement, $V_{Ed}$	Moment, $M_{Ed}$
ELS	2 240 kN	180 kN	0 kN.m
ELU	3 245 kN	270 kN	725 kN.m

Tableau 6-1 : Efforts de prédimensionnement sur les pieux centraux intermédiaires

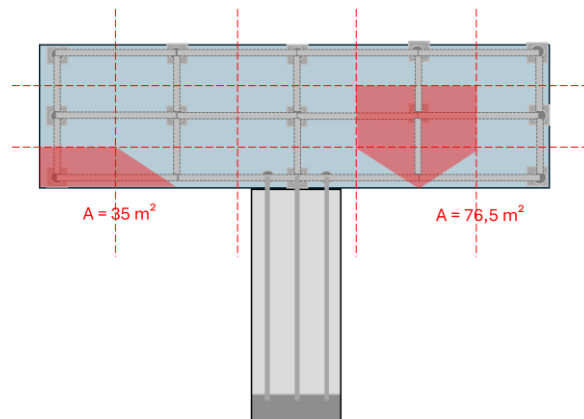


Figure 6-1 : Pieux le plus chargé selon le calcul manuel (pieux central intermédiaire)

##### 6.1.1.2 Prédimensionnement – Choix du profilé

Le prédimensionnement structurel des pieux se fait selon la norme NF EN 1993 et prend en compte la perte d'épaisseur par corrosion de 3,75 mm sur les faces extérieures du pieux, indiqué au chapitre §4.2.3. A ce stade, un pieu métallique de section **711,0 x 16,0** est considéré.

	Non-corrodé	Corrodé
Diamètre extérieur, $d$	711,0 mm	703,5 mm
Epaisseur, $t$	16,0 mm	12,25 mm
Aire de la section, $A$	349,35 cm <sup>2</sup>	260,02 cm <sup>2</sup>
Aire de cisaillement, $A_v$	174,28 cm <sup>2</sup>	132,93
Module plastique, $W_{pl}$	7 730,00 cm <sup>3</sup>	5 853,99 cm <sup>3</sup>
Périmètre, $P_s$	2 233 mm / ml	2 210 mm / ml
Moment d'inertie, $I$	211 040 cm <sup>4</sup>	158 942 cm <sup>4</sup>

Tableau 6-2 : Propriétés de la section étudiée (CHS 711 x 16)

### Résistance à la compression

La résistance à la compression des pieux,  $N_{c,Rd}$ , se fait selon la NF EN 1993-1-1 : 6.2.4 et doit respecter l'inégalité suivante :

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- $A$  étant l'aire de la section ;
- $f_y$  étant la limite d'élasticité de l'acier ;
- $\gamma_{M0}$  étant le coefficient partiel pour la résistance des sections transversales, égal à 1,0.

La résistance à la compression des pieux est donc égale à **6 250 kN** après corrosion, supérieure à l'effort normal de calcul estimé de 3 245 kN à l'ELU.

### Résistance à la flexion

La résistance à la flexion des pieux,  $M_{c,Rd}$ , dans n'importe quelle direction se fait selon la NF EN 1993-1-1 : 6.2.5 et doit respecter l'inégalité suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- $M_{pl,Rd}$  étant la valeur de calcul de la résistance plastique de la section à la flexion ;
- $W_{pl}$  étant le module plastique de la section.

La résistance à la flexion des pieux est donc égale à **1 375 kN.m** après corrosion, supérieure au moment de calcul estimé de 725 kN.m à l'ELU.

### Résistance à l'effort tranchant

La résistance des pieux au cisaillement,  $V_{c,Rd}$ , dans n'importe quelle direction se fait selon la NF EN 1993-1-1 : 6.2.6 et doit respecter l'inégalité suivante :

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- $V_{pl,Rd}$  étant la valeur de calcul de la résistance plastique de la section au cisaillement ;
- $A_v$  étant l'aire de cisaillement de la section.

La résistance au cisaillement des pieux est donc égale à **1 800 kN** après corrosion, supérieure à l'effort tranchant de calcul estimé de 270 kN à l'ELU.

### Vérification au flambement

La vérification d'un pieu métallique au flambement se fait selon la NF EN 1993-1-1 : 6.3 et doit respecter l'inégalité suivante :

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$  étant la valeur de calcul de la résistance d'un pieu comprimé au flambement ;
- $\chi$  étant le coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

A ce stade, les effets du déversement sont négligés et seul le flambement par flexion est étudié. Le coefficient  $\chi$  dépend du type de profilé et de l'élancement critique de chaque élément. Il est calculé selon la NF EN 1993-1-1 : 6.3.1.3.

L'élancement critique,  $\bar{\lambda}$ , pour le flambement par flexion est défini ci-après :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A f_y}{\frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}}}$$

Avec :

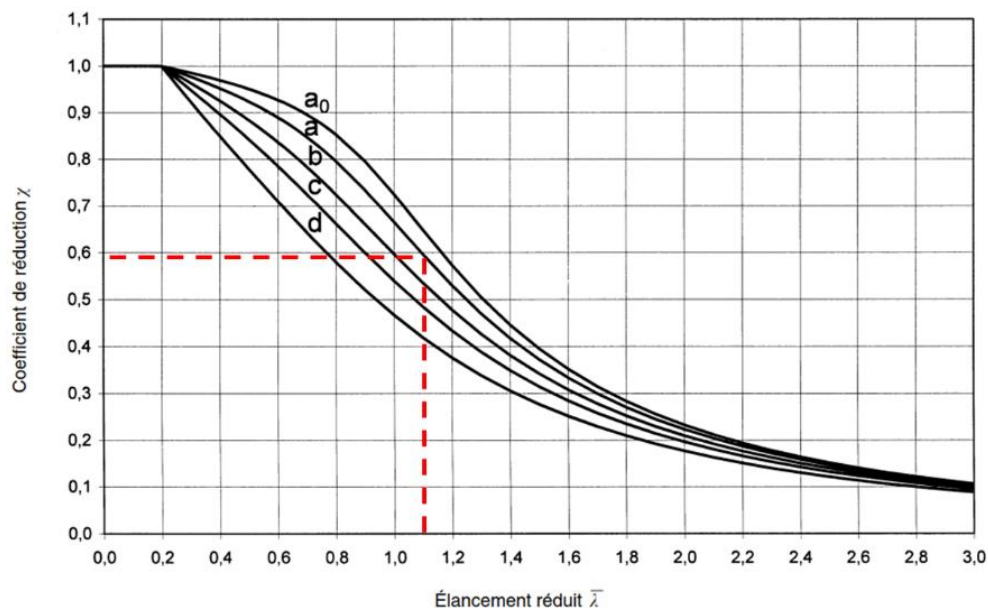
- $N_{cr}$  étant l'effort normal critique de flambement élastique ;
- $E$  étant le module d'Young du pieux ;
- $I$  étant le moment d'inertie de la section droite ;
- $L_{cr}$  étant la longueur critique de flambement.

A titre sécuritaire et selon la NF EN 1993-5, la longueur de flambement est considérée égale à 1,8 fois la hauteur libre des pieux.  $L_{cr}$  est donc considéré égale à 25 m, soit 4 m plus longue que le pieu.

Les profilés creux finis à chaud et de nuance S235 suivent la courbe  $a$  de la Figure 6-2.

	$N_{cr}$	$\bar{\lambda}$	$\chi$	$N_{b,Rd}$
<b>CHS 711 x 16</b>	5 270 kN	1,089	0,591	3 695 kN

**Tableau 6-3 : Résultats partiels de la résistance au flambement (tube 711 x 16 corrodé)**



**Figure 6-2 : Courbes de flambement de la NF EN 1993-1-1 (tube 711 x 16 corrodé)**

La résistance au flambement des pieux est donc égale à **3 695 kN** après corrosion, supérieure à l'effort normal de calcul estimé à 3 245 kN.

### 6.1.1.3 Prédimensionnement – Vérification de la stabilité géotechnique

Le prédimensionnement géotechnique des pieux se fait selon la norme NF P94-262.

#### Portance d'un pieu isolé

La méthode pour déterminer la portance d'un pieu isolé à l'ELU est conforme à la norme NF P94-262 : 9.2. Lorsqu'il est mobilisé à la compression, la résistance de calcul du pieu,  $R_{c,d}$ , dépend à la fois de la résistance de calcul de frottement axial,  $R_{s,d}$ , et de la résistance de calcul de pointe,  $R_{b,d}$ .

$$R_{c,d} = R_{s,d} + R_{b,d}$$

La résistance caractéristique de frottement axial du fût,  $R_{s,k}$ , dépend de la valeur caractéristique du frottement axial unitaire,  $q_{s,k,i}$ , pour chaque couche de sol,  $i$ , qui varie selon une fonction,  $f_{sol}$ , dépendant de la pression limite nette,  $p_i^*$ , le long du pieu.

$$R_{s,k} = P_s \int_0^D q_{s,k,i}(z) dz$$

Avec  $P_s$  étant le périmètre du fût.

La valeur caractéristique du frottement axial unitaire,  $q_{s,k,i}(z)$ , se calcule selon l'équation suivante :

$$q_{s,k,i}(z) = \min ( \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{sol}[p_i^*(z)] ; q_{s,i,max} )$$

Pour les conditions de sol étudiées et pour le type de pieux utilisés (pieux FTC), les valeurs recommandées par l'Annexe F de la norme NF P94-262 sont :

- Le calcul de la fonction  $f_{sol}$  :

$$f_{sol}(p_i^*) = (a p_i^* + b)(1 - e^{-c p_i^*})$$

- Le frottement axial unitaire maximal ;
- Le paramètre adimensionnel d'interaction entre pieu et sol de fondation,  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ .

La prise en compte des valeurs caractéristiques impose la prise en compte de 3 coefficients partiels pour obtenir la résistance de calcul du frottement axial,  $R_{s,d}$  :

- $\gamma_{R;d1} = 1,15$  sur la valeur du frottement axial unitaire lié à la dispersion du modèle de calcul ;
- $\gamma_{R;d2} = 1,10$  sur la valeur du frottement axial unitaire lié au calage des méthodes de calcul ;
- $\gamma_s = 1,10$  sur la résistance caractéristique de frottement,  $R_{s,k}$ , à la compression.

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{1}{\gamma_s} P_s \int_0^D q_{s,k,i}(z) dz = \frac{1}{\gamma_s} P_s \int_0^D \frac{q_s(z)}{\gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}} dz$$

La résistance de pointe,  $R_b$ , dépend de la pression limite nette,  $p_i^*$ , du terrain à proximité de la base du pieu ainsi que d'un facteur de portance pressiométrique,  $k_p$  selon l'expression suivante, issue de l'Annexe F de la norme NF P94-262 :

$$R_b = A_b q_b = A_b (k_p p_{le}^*) = A_b \left( k_p \left[ \frac{1}{2} \int_{D-0,5}^{D+1,5} p_i^*(z) dz \right] \right)$$

Avec :

- $A_b$  étant l'aire de la pointe d'un pieu isolé ;
- $q_b$  étant la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base du pieu ;
- $k_p$  étant un facteur de portance pressiométrique ;
- $p_{le}^*$  étant la pression limite équivalente du terrain ;
- $D$  étant la profondeur du pieu ;
- $p_i^*$  étant la pression limite nette du terrain.

La prise en compte des valeurs caractéristiques impose la prise en compte de 3 coefficients partiels pour obtenir la résistance de calcul de pointe,  $R_{b,d}$  :

- $\gamma_{R;d1} = 1,15$  sur la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base du pieu lié à la dispersion du modèle de calcul ;
- $\gamma_{R;d2} = 1,10$  sur la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base du pieu , lié au calage des méthodes de calcul ;
- $\gamma_b = 1,10$  sur la résistance caractéristique de pointe,  $R_{b,k}$  à l'ELU.

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} = \frac{A_b q_{b,k}}{\gamma_b} = \frac{A_b \left( k_p \left[ \frac{1}{2} \int_{D-0,5}^{D+1,5} p_l^*(z) dz \right] \right)}{\gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}}$$

Selon le modèle géotechnique défini dans le chapitre §3.5 et selon les recommandations de la norme, les caractéristiques suivantes peuvent être considérées. La résistance du béton en crête et de la vase est négligée.

	Sable	Schiste altéré	Schiste sain
<b>Toit</b>	-5,50 m CM	-6,00 m CM	-10,50 m CM
<b>Base</b>	-6,00 m CM	-10,50 m CM	> -19,5 m CM
<b>Epaisseur</b>	0,50 m	4,50 m	< 9,00 m
$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	1,80	1,60	1,60
$p_l^*$	0,37 MPa	3,0 MPa	4,8 MPa
$a$	0,01	0,01	0,01
$b$	0,6	0,08	0,08
$c$	1,2	3,0	3,0
$f_{\text{sol}}(p_l^*)$	0,023 MPa	0,110 MPa	0,128 MPa
$q_{s,max}$	90 kPa	200 kPa	200 kPa
$q_{s,k}$	41 kPa	176 kPa	200 kPa
$k_p$	-	-	2,0
$q_{b,k}$	-	-	9,6 MPa

**Tableau 6-4 : Résultats partiels du calcul de résistance à la portance**

Pour les dimensions décrites aux chapitres §6.1.1.1 et §6.1.1.2, la valeur de calcul de la portance d'un seul pieu,  $R_{c,d}$ , est décomposée de la manière suivante :

- $R_{b,d} = 2\,682$  kN / pieu ;
- $R_{s,d} = 1\,583$  kN / pieu.

La valeur de calcul de la portance d'un pieu isolé,  $R_{c,d}$ , est donc égale à **4 265 kN / pieu** à l'ELU.

## Portance d'un groupe de pieux

Le calcul de la portance du groupe de pieux à l'ELU est conforme à la norme NF P94-262 : 9.3.

La portance de groupe dépend du nombre de pieux,  $n$ , et des valeurs de calcul de la résistance de pointe et de frottement axial précédemment calculées. Un coefficient supplémentaire,  $C_e$ , prenant en compte l'efficacité du groupe de fondation est imposé sur la résistance de frottement axial :

$$R_{c;g;d} = n(R_{b;d} + C_e R_{s;d})$$

Le coefficient  $C_e$  dépend de la profondeur des pieux et de leur rapprochement. L'entraxe des pieux équivaut à 5,0 m, soit supérieur à 3 fois le diamètre des pieux : l'Annexe J de la norme NF P94-262 indique que ce coefficient est donc égal à 1,00.

La portance du groupe de pieux est donc équivalente à environ **63 975 kN** à l'ELU.

## Mobilisation du terrain

La méthode pour estimer la mobilisation du terrain à la compression à l'ELS est conforme à la norme NF P94-262 : 14.2.

Lorsqu'il est mobilisé à la compression, l'effort imposé doit être inférieur à la valeur de calcul de la charge de fluage de compression du sol,  $R_{c;cr;d}$ , calculé par :

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}} = \frac{0,50 R_{b;k} + 0,70 R_{s;k}}{\gamma_{cr}}$$

Où  $\gamma_{cr}$  est un facteur partiel sur la charge de fluage de compression, et est égal à 1,10. L'expression précédente suppose défavorablement que la mise en œuvre du pieu n'engendre pas de refoulement du terrain, et réduit l'influence de la résistance de pointe.

La valeur de calcul de la charge de fluage est donc égale à **2 450 kN / pieu** à l'ELS.

### 6.1.2 ESTIMATION DES RAIDEURS HORIZONTALES DU MODELE

Les raideurs horizontales de réaction des sols sont calculées selon l'Annexe I de la NF P94-262.

Les réactions frontales du sol (c'est-à-dire la butée du sol contre le fût du pieu), définies ci-après, sont considérées.

$$K_f = \frac{12E_M}{\left(\frac{4}{3}\right) \left(\frac{B_0}{B}\right) \left(2,65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} \quad \text{Lorsque } B \geq B_0$$

$$K_f = \frac{12E_M}{\left(\frac{4}{3}\right) (2,65)^\alpha + \alpha} \quad \text{Lorsque } B < B_0$$

Avec :

- $K_f$  étant le module linéique de mobilisation de la pression frontale ;
- $E_M$  étant le module de Ménard ;
- $B$  étant la largeur de l'élément de fondation (soit le diamètre extérieur du pieux) ;
- $B_0$  étant une largeur de référence égale à 0,60 m ;
- $\alpha$  étant un coefficient caractérisant le terrain dans la méthode pressiométrique.

**Nota :** Les réactions tangentielles (c'est-à-dire le frottement du sol sur les surfaces latérales du fût du pieu) sont négligées pour les pieux circulaires selon la NF P94-262.

La NF P94-262 indique que les raideurs de sol doivent avoir un comportement élastoplastique et respecter un palier de réaction frontale maximale,  $r_1 = B p_f^*$ , où  $p_f^*$  est la pression de fluage nette.

Si le palier  $r_1$  est dépassé, alors le sol sort de son comportement purement élastique et le sol plastifie. Un modèle plus poussé serait donc requis, et qui intégrerait des conditions d'appuis elastoplastiques. A ce stade, à titre simplificatif, les raideurs horizontales sont considérées comme ayant un comportement purement linéaire.

Le tableau suivant récapitule les valeurs utilisées pour estimer les raideurs horizontales de réaction des sols pour un pieu de section CHS 711 x 16 :

	Sable	Schiste altéré	Schiste sain
Toit	-5,50 m CM	-6,00 m CM	-10,50 m CM
Base	-6,00 m CM	-10,50 m CM	> -19,5 m CM
Epaisseur	0,50 m	4,50 m	< 9,00 m
$\alpha$	0,33	0,67	0,50
$E_M$	3,5 MPa	40 MPa	375 MPa
$p_f^*$	0,22 MPa	2,50 MPa	4,80 MPa
$r_1$	0,16 MN/m	1,78 MN/m	3,41 MN/m
$K_f$	<b>10,6 MPa</b>	<b>77,9 MPa</b>	<b>902,2 MPa</b>

Tableau 6-5 : Résultats des raideurs de sols

## 6.2 RESULTATS

### 6.2.1 DESCENTES DE CHARGE

Le tableau suivant présente les descentes de charge estimées, les descentes de charge calculées par le modèle par élément finis.

	Prédimensionnement			Modèle		
	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	$M_{Ed}$
ELS QP	2 240 kN	180 kN	0 kN.m	1 140 kN	15 kN	130 kN.m
ELS CARA				1 670 kN	25 kN	210 kN.m
ELU STR	3 245 kN	270 kN	0 kN.m	2 400 kN	35 kN	300 kN.m
ELU ACC	-	-	-	1 120 kN	75 kN	360 kN.m

Tableau 6-6 : Récapitulatif des descentes de charge maximales des pieux

Les pieux sont comprimés à toutes les combinaisons.

Les efforts normaux et les efforts tranchants estimés sont globalement plus faibles que les efforts maximaux calculés par le modèle à éléments finis. Les moments calculés par le modèle au sein des pieux restent relativement faibles, inférieurs à 400 kN.m.

Le tableau ci-après compare les efforts de prédimensionnement, les efforts issus du modèle et les valeurs des différentes résistances pour la vérification de stabilité géotechnique des pieux du chapitre §6.1.1.3.



	Effort prédimensionnement	Effort modèle	Résistance
Portance d'un pieu	3 245 kN	2 400 kN	<b>4 265 kN</b>
Portance d'un groupe de pieux	48 675 kN	22 010 kN	<b>63 975 kN</b>
Mobilisation du terrain	2 240 kN	1 670 kN	<b>2 450 kN</b>

**Tableau 6-7 : Vérification des résistances géotechniques**

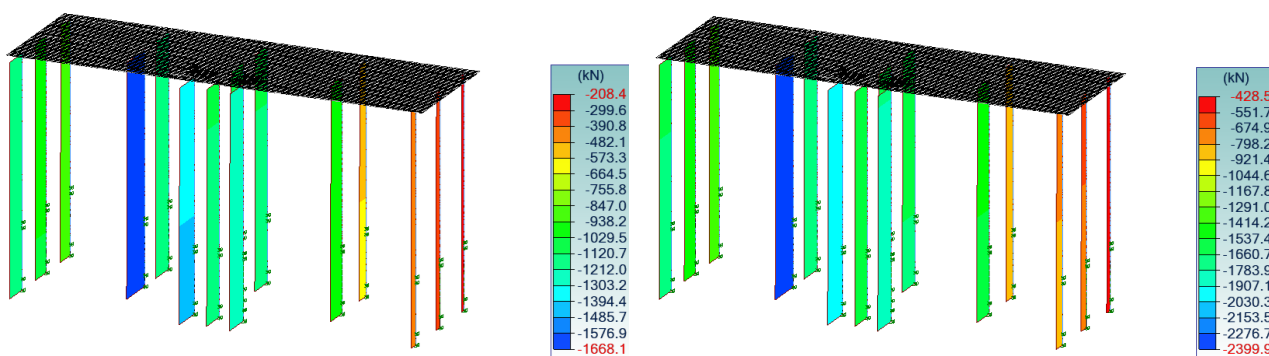
L'ensemble des vérifications conformément à la NF P94-262 sont respectées.

## 6.2.2 EFFORTS INTERNES

Le logiciel GRAITEC vérifie directement le taux de travail des éléments métalliques vis-à-vis des différentes sollicitations.

### 6.2.2.1 Efforts normaux

Les cartographies suivantes représentent l'enveloppe des efforts normaux qui se développent au sein des pieux aux ELS CARA et aux ELU STR.

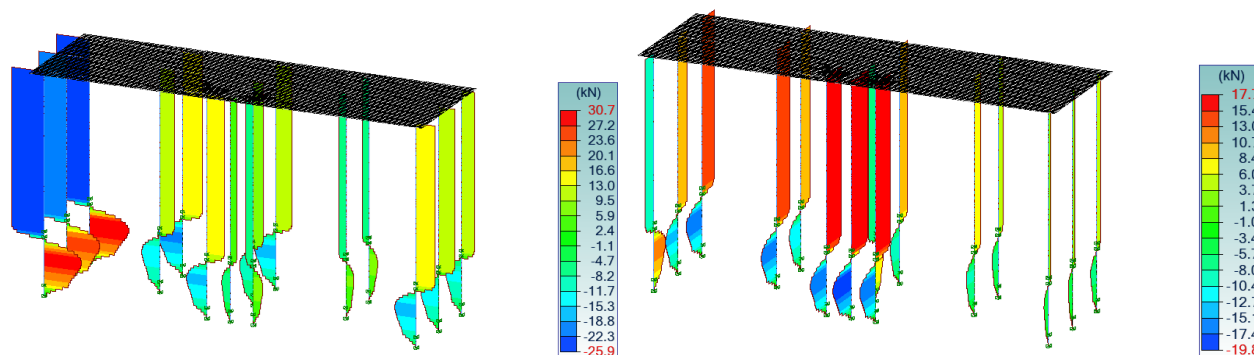
**Figure 6-3 : Efforts normaux au sein des pieux (ELS CARA // ELU STR)**

Les efforts normaux calculés par le modèle sont bien inférieurs à la résistance à la compression d'un pieu, de 6 250 kN décrite au chapitre §6.1.1.2.

Par ailleurs, le logiciel GRAITEC confirme que le taux d'utilisation de la section des pieux corrodés est de l'ordre de 38% à la compression.

### 6.2.2.2 Efforts tranchants

Les cartographies suivantes représentent l'enveloppe des efforts de cisaillement dans les deux directions qui se développent au sein des pieux aux ELU STR.

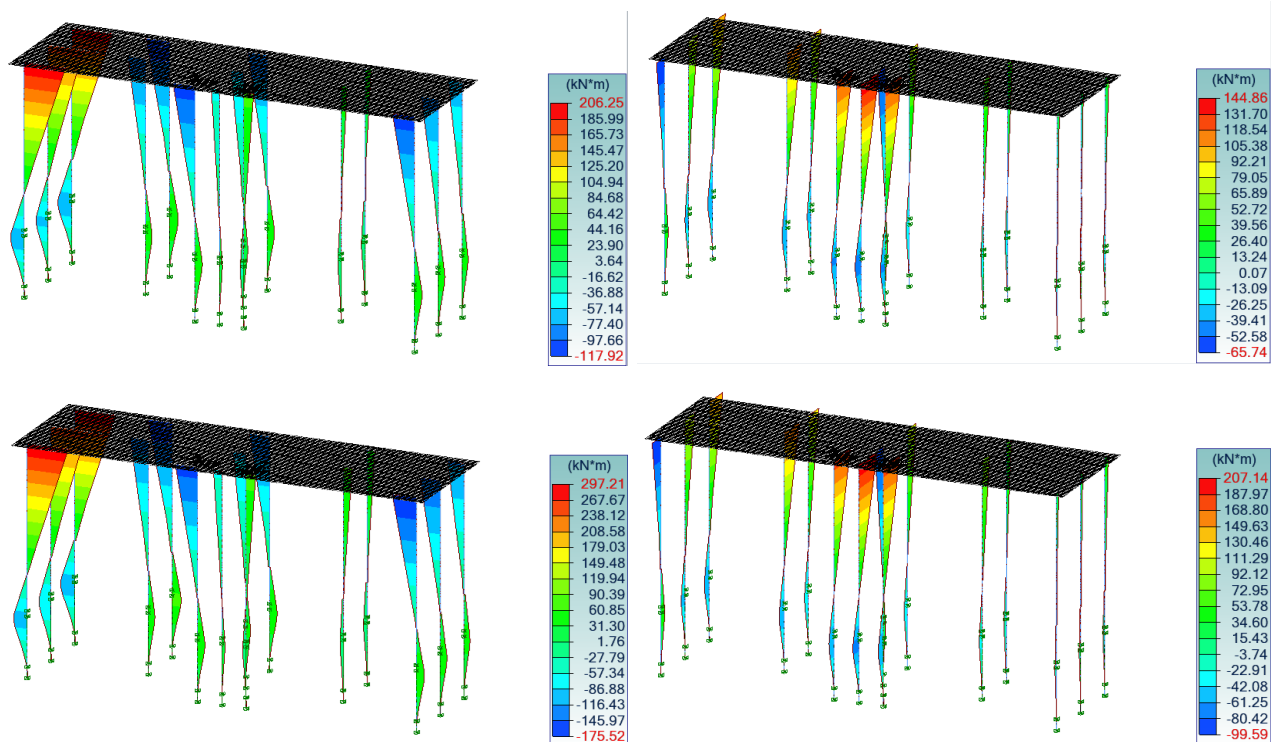
**Figure 6-4 : Efforts tranchants au sein des pieux, dans les deux directions (ELU STR)**

Les efforts de cisaillement calculés par le modèle sont bien inférieurs à la résistance à l'effort tranchant d'un pieu, de 1 800 kN décrite au chapitre §6.1.1.2.

Par ailleurs, le logiciel GRAITEC indique que le taux d'utilisation de la section des pieux corrodés est de l'ordre de 3% au cisaillement.

### 6.2.2.3 Flexion simple

Les cartographies suivantes représentent l'enveloppe des efforts de flexion dans les deux directions qui se développent au sein des pieux aux ELS CARA et aux ELU STR.



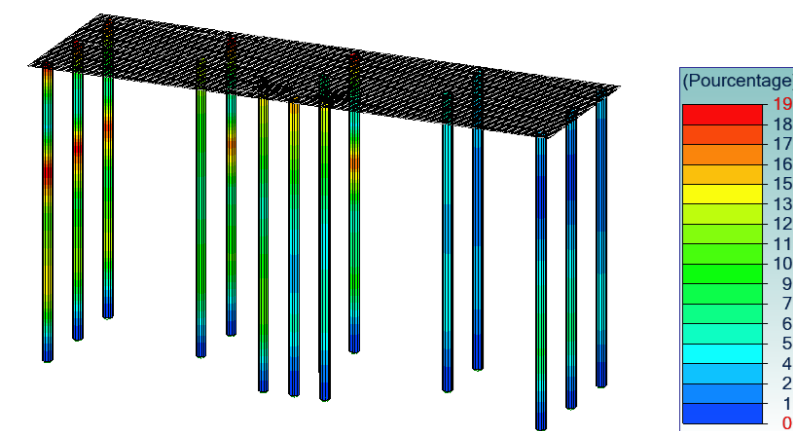
**Figure 6-5 : Moments au sein des pieux, dans les deux directions (ELS CARA // ELU STR)**

Les moments calculés par le modèle sont bien inférieurs à la résistance à la flexion simple d'un pieu, de 1 375 kN décrite au chapitre §6.1.1.2.

Par ailleurs, le logiciel GRAITEC indique que le taux d'utilisation de la section des pieux corrodés est de l'ordre de 19% à la flexion simple.

### 6.2.2.4 Flexion composée

Le logiciel GRAITEC réalise les calculs de vérification de la résistance à la flexion composée.



**Figure 6-6 : Taux d'utilisation maximal à la flexion composée**

Le taux d'utilisation maximal à la flexion composée atteint 19% au sein des pieux à l'ELU.

### 6.2.3 FLAMBEMENT

Le modèle aux éléments finis vérifie les longueurs de flambement des pieux métalliques selon les raideurs des appuis en pied et en crête, et dans les deux directions. Les longueurs de flambement sont comprises entre 20,8 m et 23,0 m.

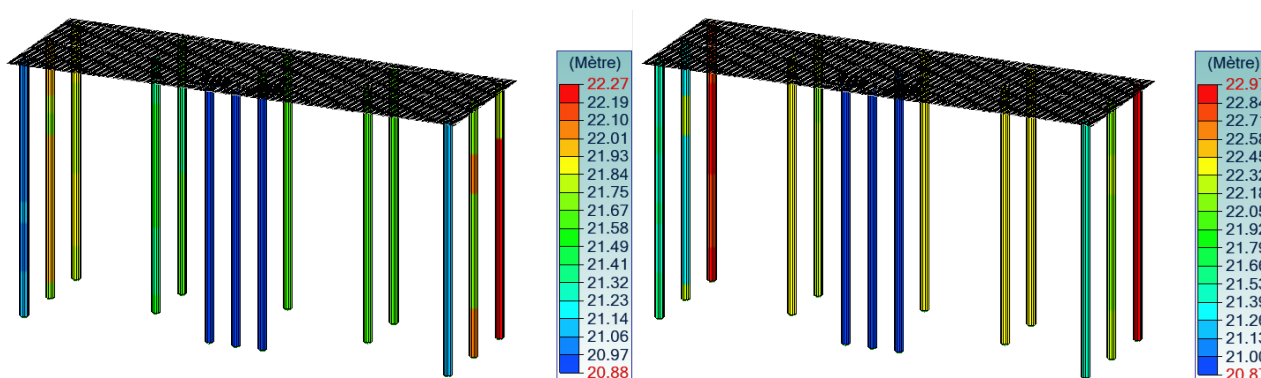


Figure 6-7 : Longueurs de flambement des pieux dans les directions longitudinale et transversale du quai

La valeur de calcul de la résistance au flambement est donc mise à jour à **4 150 kN** après corrosion. Cette valeur de résistance au flambement est bien supérieure à la charge de compression maximale à l'ELU de 2 400 kN.

### 6.2.4 EFFORTS HORIZONTAUX DIFFUSÉS AU SOL

Le tableau suivant compare les efforts horizontaux diffusés aux différentes couches de sol par les pieux et les paliers de réaction frontale maximale décrits au chapitre §6.1.2.

	ELS QP		ELS CARA		ELU		ELU ACC		Palier $r_1$
	Total	Linéique	Total	Linéique	Total	Linéique	Total	Linéique	Linéique
Sable	2,5 kN	5 kN/ml	4,0 kN	8 kN/ml	6,0 kN	12 kN/ml	7,5 kN	15 kN/ml	0,16 MN/ml
Schiste altéré	16,5 kN	3,7 kN/ml	27,0 kN	6,0 kN/ml	40,0 kN	8,9 kN/ml	61,0 kN	13,6 kN/ml	1,78 MN/ml
Schiste sain	7,5 kN	7,5 kN/ml	12,0 kN	12 kN/ml	18,0 kN	18 kN/ml	25,0 kN	25 kN/ml	3,41 MN/ml

Le palier  $r_1$  de chaque couche de sol est respecté, pour chacune des combinaisons étudiées. Chaque couche de sol reste donc dans sa phase élastique selon le modèle.

## 6.3 CONCLUSION

Le choix des profilés et les conditions de stabilité géotechniques définis par le prédimensionnement sont confirmés par les résultats du modèle aux éléments finis.

Les caractéristiques des pieux sont rappelées ci-après :

- Profil : CHS 711,0 x 16,0 ;
- Longueur du pieu : 21 m ;
- Niveau en base : - 11,5 m CM.

## 7 MUR GARDE-GREVE EN CRETE

### 7.1 HYPOTHESES

#### 7.1.1 GEOMETRIE

La passerelle d'accès actuelle qui lie le mole au quai est supportée par un mur situé en crête du mole. Celui-ci ne présente pas de désordre et ne présente pas d'indices de défaut de stabilité.



Figure 7-1 : Mur en crête du mole

Une vérification sommaire des conditions de stabilité du mur garde-grève en crête du mole est réalisée afin de vérifier s'il a besoin d'être conforté au vu de la variation des descentes de charges.

La géométrie du mur reste identique à celle de l'ouvrage existant représenté ci-après.

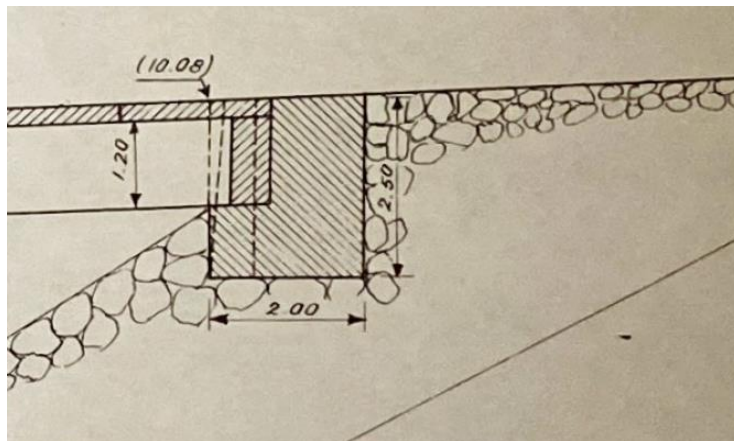


Figure 7-2 : Géométrie du mur garde-grève

Les plans d'archive de la Figure 7-2 n'indiquent pas certaines dimensions du mur. Il est donc supposé les dimensions suivantes :

- Longueur de semelle : 2,00 m ;
- Epaisseur de semelle : 1,00 m ;
- Hauteur totale du mur : 2,50 m ;
- Epaisseur du mur : 1,00 m.

L'étude de stabilité du mur garde-grève se faire en 2D et conformément à la NF P94-261.



## 7.1.2 CHARGEMENTS

### 7.1.2.1 Poids propre

Le poids propre du mur de soutènement et les descentes de charges permanentes de la passerelle sont considérés avec un poids volumique de 25 kN/m<sup>3</sup>.

Le poids propre du mur est estimé à **87,5 kN/ml** et s'applique au centre de gravité du mur.

La descente de charge permanente de la poutre centrale de la passerelle est estimée à une charge ponctuelle de 348,8 kN. Au vu de l'épaisseur de la poutre et de la semelle du mur garde-grève, cette charge ponctuelle peut être diffusée au sein du béton (à 45°) pour équivaloir à **122,4 kN/ml**. Elle s'applique au milieu du patin de la semelle, soit à 50 cm du bord.

### 7.1.2.2 Poussée du remblai

La poussée du remblais,  $G_{REM}$ , est estimée en considérant un poids volumique,  $\gamma_{REM}$ , de 19 kN/m<sup>3</sup>. La hauteur de remblai retenu,  $H$ , correspond à la hauteur du mur, soit 2,5 m. Cette poussée est considérée comme une charge permanente et se calcule de la manière suivante :

$$G_{REM} = \frac{\gamma_{REM} H^2}{2}$$

La poussée du remblai équivaut donc à **59,4 kN/ml** et s'applique au tiers de la hauteur retenue.

### 7.1.2.3 Descentes de charges variables de la passerelle

Les descentes de charges variables correspondent à l'enveloppe des charges provenant des chargements sur la passerelle tels que décrits au chapitre §4.4.

La descente de charge variable verticale ( $Q_{IND}$  et  $Q_{LM1}$ ) de la poutre centrale de la passerelle est estimée à une charge ponctuelle de 832,6 kN. Au vu de l'épaisseur de la poutre et de la semelle du mur garde-grève, cette charge ponctuelle peut être diffusée au sein du béton à **292,1 kN/ml**. Elle s'applique également au milieu du patin de la semelle, soit à 50 cm du bord.

La descente de charge variable horizontale ( $Q_{FREIN}$ ) de la poutre centrale de la passerelle est estimée à une charge ponctuelle de 180 kN. Au vu de l'épaisseur de la poutre et de la semelle du mur garde-grève, cette charge ponctuelle peut être diffusée au sein du béton pour équivaloir à **63,2 kN/ml**. Elle s'applique en crête de la semelle, soit à 1 m de hauteur par rapport à l'arase inférieure de la semelle.

### 7.1.2.4 Combinaisons

Les combinaisons suivantes sont prises en compte dans les vérifications de la stabilité du mur garde-grève.

	G	$G_{REM}$	$Q_V$	$Q_H$
ELS QP 1	1,00	1,00	-	-
ELS CARA 1	1,00	1,00	1,00	1,00
ELU GEO 1	1,00	1,35	-	-
ELU GEO 2	1,35	1,35	-	-
ELU GEO 3	1,00	1,35	1,50	1,50
ELU GEO 4	1,35	1,35	1,50	1,50

Tableau 7-1: Combinaisons étudiées

### 7.1.3 VERIFICATIONS

#### 7.1.3.1 Renversement et excentrement de la charge

La vérification de la stabilité au renversement de l'élément béton se fait selon la norme NF P94-261 (§9.5 à l'ELU et §13.3 à l'ELS) et doit respecter les deux conditions suivantes :

- Le facteur de sécurité,  $FS_R$ , entre les moments stabilisateurs,  $M_{stab}$ , et les moments déstabilisateurs,  $M_{destab}$ , doit être supérieur à 1,00 :

$$FS_R = \frac{M_{stab}}{M_{destab}} > 1,00$$

- L'excentrement de la charge par rapport au centre de gravité,  $e_{cdg}$ , doit être inférieur à un excentrement limite dépendant de la situation de calcul ( $e_{lim} = B/6$  à l'ELS et  $e_{lim} = 7B/15$  à l'ELU, avec B étant la largeur de la fondation en béton).

$$|e_{cdg}| = \frac{M_{total}}{V_d} < e_{lim}$$

#### 7.1.3.2 Glissement

La vérification de la stabilité au glissement du support se fait selon la norme NF P94-261 (§10 à l'ELU) et doit respecter l'inégalité suivante :

$$H_d \leq R_{h;d} = \frac{V_d \tan \varphi}{\gamma_{R;h} \gamma_{R;d;h}}$$

Avec :

- $H_d$  étant la valeur de calcul de la charge horizontale transmise à la fondation ;
- $V_d$  étant la valeur de calcul de la charge verticale transmise à la fondation ;
- $\varphi$  étant la valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre base de fondation et le terrain, égal à  $30,0^\circ$  à titre défavorable ;
- $\gamma_{R;h}$  étant le facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation (égal à 1,10) ;
- $\gamma_{R;d;h}$  étant le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement (égal à 1,10).

#### 7.1.3.3 Portance du terrain (ELU) et mobilisation du terrain (ELS)

La vérification de la portance du sol sous l'élément en béton se fait selon la norme NF P94-261 (§9.1 à l'ELU et §13.4 à l'ELS) et doit respecter l'inégalité suivante :

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v}}$$

Avec :

- $V_d$  étant la valeur de calcul de la charge verticale transmise à la fondation ;
- $R_0$  étant la valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux ;
- $R_{v;d}$  étant la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation ;
- $A'$  étant l'aire effective à la base de la fondation. Au vu des valeurs d'excentrement ( $e < 0,667$ ), le chapitre précédent indique que la fondation reste comprimée à toutes les combinaisons.  $A'$  est donc égal à  $2,0 \text{ m}^2$  à toutes les combinaisons ;
- $\gamma_{R;v}$  étant le facteur partiel permettant le calcul de la portance (égal à 1,40 à l'ELU et à 2,30 à l'ELS) ;
- $\gamma_{R;d;v}$  étant le coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée (égal à 1,20 à l'ELU et à l'ELS) ;

- $q_{net}$  étant la valeur de la contrainte associée à la résistance nette sous la fondation. La valeur de  $q_{net}$  est calculée selon l'Annexe D de la norme NF P94-261.

$$q_{net} = k_p p_{le}^* i_\delta i_\beta$$

- $k_p$  étant le facteur de portance pressiométrique considéré égal à 1,00 selon les abaques (D.2.3) de la norme, de manière très défavorable ;
- $p_{le}^*$  étant la pression limite nette équivalente du sol compris entre la base du support jusqu'à une profondeur de 3,0 m ;
- $i_\delta$  étant le coefficient de réduction de la portance lié à l'inclinaison du chargement calculé selon la méthode (D.2.4) de la norme ;
- $i_\beta$  étant le coefficient de réduction de la portance lié à la proximité d'un talus de pente  $\beta$ , calculé selon la méthode (D.2.5) de la norme.

## 7.2 RESULTATS

### 7.2.1 STABILITE DU MUR

#### 7.2.1.1 Renversement et excentrement

Le tableau suivant décrit les résultats des vérifications de la stabilité au renversement et la vérification du respect des critères d'excentrement de la charge.

	$V_d$ (kN)	$M_{stab}$ (kN.m)	$M_{destab}$ (kN.m)	$FS_R$	$e_{cdg}$ (m)	$e_{lim}$ (m)
ELS QP 1	209,9	167,4	49,5	<b>3,38</b>	0,438	0,667
ELS CARA 1	502,0	313,5	112,6	<b>2,78</b>	<b>0,600</b>	0,500
ELU GEO 1	209,9	167,4	66,8	<b>2,51</b>	0,520	0,933
ELU GEO 2	283,4	226,1	66,8	<b>3,38</b>	0,438	0,933
ELU GEO 3	648,1	386,5	161,5	<b>2,39</b>	0,653	0,933
ELU GEO 4	721,6	445,2	161,5	<b>2,76</b>	0,607	0,933

**Tableau 7-2 : Résultats de stabilité au renversement et d'excentrement des charges**

Le mur garde-grève est intrinsèquement stable ( $FS_R > 1,00$ ). Il ne respecte pas les critères de stabilité des normes aux ELS CARA (dû aux charges de freinage).

#### 7.2.1.2 Glissement

Le tableau suivant présente les résultats de résistance vis-à-vis du glissement (ELU).

	$H_d$ (kN)	$V_d$ (kN)	$R_{h;d}$ (kN)	$FS_G$
ELU GEO 1	80,2	209,9	100,1	<b>1,249</b>
ELU GEO 2	80,2	283,4	135,2	<b>1,687</b>
ELU GEO 3	174,9	648,1	309,2	<b>1,768</b>
ELU GEO 4	174,9	721,6	344,3	<b>1,969</b>

**Tableau 7-3 : Résultats de vérification de la résistance au glissement**

Les vérifications de la résistance au glissement sont validées à toutes les combinaisons.

### 7.2.1.3 Portance

Le tableau suivant présente les résultats de portance (ELU) et de limitation des contraintes (ELS).

	V <sub>d</sub> (kN/m)	H <sub>d</sub> (kN/m)	R <sub>0</sub> (kN/m)	V <sub>d</sub> -R <sub>0</sub> (kN/m)	q <sub>net</sub> (kPa)	R <sub>v;d</sub>	FS <sub>P</sub>
ELS QP 1	209,9	59,4	95,0	114,9	86,7	62,8	<b>0,547</b>
ELS CARA 1	502,0	122,5	95,0	407,0	99,4	72,1	<b>0,177</b>
ELU GEO 1	209,9	80,2	95,0	114,9	59,0	70,2	<b>0,611</b>
ELU GEO 2	283,4	80,2	95,0	188,4	86,7	103,2	<b>0,548</b>
ELU GEO 3	648,1	174,9	95,0	553,1	90,8	108,1	<b>0,196</b>
ELU GEO 4	721,6	174,9	95,0	626,6	100,0	119,1	<b>0,190</b>

**Tableau 7-4 : Résultats de vérification de la portance du sol sous les supports**

Les vérifications de la portance du sol ne sont respectées sous aucune combinaison. Ce défaut de portance peut être expliqué par les critères sévères de la norme et par la proximité du mur garde-grève au talus.

Eloigner le mur garde-grève du talus n'est pas envisageable puisque cela engendrerait une augmentation de la portée effective de la passerelle.

Il est donc proposé de renforcer le mur garde-grève par des pieux, dimensionnés ci-après, afin de diffuser les charges au sein du corps du mole.

### 7.2.2 DIMENSIONNEMENT DES PIEUX

Le dimensionnement des pieux du mur garde-grève suit la même méthode qu'au chapitre §236.1.1, à l'exception de la vérification contre le flambement.

Les caractéristiques mécaniques du terrain constitutif du mole sont fondées sur les essais réalisés lors du sondage SP3 (n'ayant pu être réalisés qu'en crête du mole). Elles sont globalement plus faibles que celles des SP1 et SP2.

A ce stade, une rangée de 3 pieux métalliques de section **CHS 711,0 x 16,0** et de longueur 15 m est considérée.

	Effort prédimensionnement	Résistance
Compression	1 552 kN	<b>2 290 kN</b>
Cisaillement	270 kN	<b>1 375 kN.m</b>
Flexion	-	<b>1 800 kN</b>
Portance d'un pieu	1 552 kN	<b>1 595 kN</b>
Portance d'un groupe de pieux	4 656 kN	<b>4 785 kN</b>
Mobilisation du terrain	1 078 kN	<b>1 090 kN</b>

**Tableau 7-5 : Résultat de prédimensionnement des pieux du mur garde-grève**



## 8 INCERTITUDES ET RISQUES RESIDUELS

### 8.1 CHARGE NEGLIGEEES

#### 8.1.1 AMARRAGE

Les charges d'amarrage de bateaux ne sont pas considérées à ce stade.

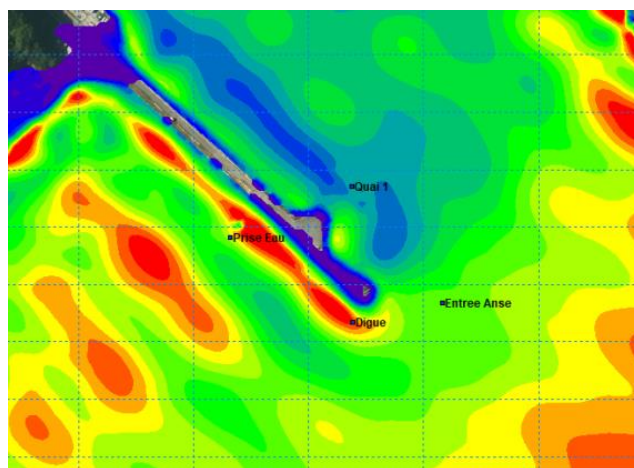
Les bateaux qui accostent sur le quai d'IFREMER ne dépassent pas 12 m de longueur. Selon les recommandations du PIANC RecCom n°149/IV : 9.5.2, les efforts d'amarrage d'un bateau de 12 m de longueur sont égaux à 14 kN.

Cet effort est largement inférieur à la charge de freinage décrit au chapitre §4.4.4 ou à la charge d'un impact de bateau décrit au chapitre §4.4.5. Cet effort n'est donc pas modélisé.

#### 8.1.2 HOULE

L'étude hydrodynamique de l'anse de Sainte-Anne réalisée par DHI France en 2024 montre que la zone située au droit de l'ouvrage est globalement protégée des houles. Il a été montré qu'au droit du quai, les hauteurs de houle maximales (état de mer et clapot) sont de l'ordre de 1,65 m.

Hauteur Hs [m]	Entrée Anse	Digue	Prise d'eau	Quai
Référence T100	2.37	3.49	2.70	1.36
T100 + 0.67m	2.48	3.50	2.70	1.64



**Figure 8-1 : Hauteurs significatives maximales des vagues (Source : DHI, 2024)**

Le PIANC RecCom n°149/IV recommande d'intégrer les efforts de houle selon 4 causes :

- Efforts de houle transmis par un bateau amarré : ces efforts peuvent être négligés ou réduits si la structure du quai est séparée des bateaux amarrés par une structure flexible (ponton flottant ou défenses), ce qui est le cas dans le cadre de ce projet ;
- Efforts de houle générées par des vaisseaux à négliger ;
- Efforts horizontaux de houle générés par les impacts sur les faces verticales des structures :
  - Les pieux sont exposés aux impacts des vagues. Ces impacts engendrent des efforts de cisaillement et des moments supplémentaires. Au vu de l'aspect protégé de la zone d'implantation, et comparé aux autres efforts horizontaux appliqués sur les pieux, les efforts engendrés par la houle sont négligeables. Au vu de leur forme circulaire, ces efforts peuvent par ailleurs être réduits ;
  - Selon les conditions de marée, les poutres du quai peuvent être soumises à l'impact de la houle, engendrant des efforts horizontaux sur les poutres, et ainsi de la torsion ;
- Efforts verticaux de houle générés par les impacts sur les faces horizontales des structures :
  - Les effets de sur-pression dynamique peuvent engendrer des charges descendantes supplémentaires sur les poutres et les dalles. A vu des charges d'exploitation, ces effets ont un impact négligeable sur la structure en béton armé et sur les descentes de charge sur les pieux ;

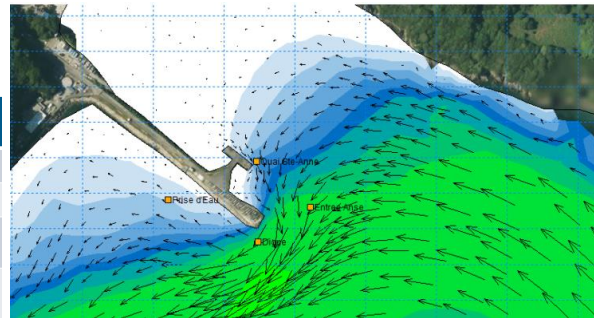
- D'autre part, les effets de sous-pression dynamique peuvent engendrer des charges ascendantes sur les poutres et les dalles. Ces effets ont un impact négligeable sur la structure face au ferrailage disposé et ne risquent pas d'engendrer d'efforts de traction au sein des pieux.

### 8.1.3 COURANTS

Les charges liées aux courants ne sont pas considérées à ce stade.

L'étude hydrodynamique de l'anse de Sainte-Anne réalisée par DHI France en 2024 montre que la zone située au droit de l'ouvrage est protégée des courants. Il a été montré qu'au droit du quai, les vitesses maximales restent en-deçà de 0,1 m/s, même en considérant les effets du vent et des vagues ( $v_{\max} = 0,064$  m/s).

Courants [m/s]	Entrée Anse	Digue	Prise d'eau	Quai
Marée 95	0.14	0.15	0.03	0.04
Marée 114	0.16	0.18	0.04	0.06
Direction du max (vers où il porte)	207°N	248°N	300°N	163°N
Marée+vent+vagues (5 fév 2014)	0.17	0.44	0.24	0.064



**Figure 8-2 : Vitesses maximales des courants (Source : DHI, 2024)**

Selon les recommandations du PIANC RecCom n°149/IV : 9.4.2, les efforts liés aux courants le long des structures de support des quais doivent être estimés avec une vitesse de courant minimale,  $v_c$ , de 1 m/s.

Même en considérant des hypothèses défavorables d'accumulation de concrétions marines sur les pieux, la pression maximale sur les pieux est inférieure à 1 kPa. Chaque pieux est donc soumis à une charge supplémentaire inférieure à 10 kN, qui peut être négligée au vu des autres efforts dimensionnants décrits au chapitre §4.4.

### 8.1.4 EXPANSION ET CONTRACTION DU BETON

Les efforts engendrés par les effets d'expansion et de contraction des éléments en béton armé sont négligés à ce stade. Sont inclus :

- Le fluage et le retrait des éléments en béton ;
- La dilatation thermique des éléments en béton.

#### 8.1.4.1 Joints de dilatations

Les éléments constitutifs du quai (dalles et poutres) sont considérés comme monolithiques. Il n'est pas prévu d'y installer des joints.

Il est cependant prévu d'intégrer une séparation entre le quai et la passerelle afin de faciliter les opérations de mise en œuvre de l'ouvrage, et afin de réduire la diffusion des efforts horizontaux (impacts, freinage, houle, etc.) entre les deux structures.

A titre informatif, un calcul a été réalisé pour estimer l'expansion thermique de la passerelle d'accès afin de prédimensionner les joints de dilatation à ses extrémités.

Selon la NF EN 1992-1-1 : 3.1.3, le coefficient linéaire d'expansion thermique est considéré égal à  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . Pour une différence maximale de température de  $80^\circ\text{C}$  (variation estimée entre  $-20^\circ\text{C}$  et  $60^\circ\text{C}$  à titre défavorable), il est prévu que la passerelle se dilate d'environ 1,5 cm.

### 8.1.5 TASSEMENT DIFFERENTIELS

Les effets de tassements différentiels d'un appui peuvent avoir des effets néfastes sur les superstructures. Les pieux étant fondés au rocher sain, il est peu probable qu'un appui tasse.

### 8.1.6 SEISME

De manière générale les principaux désordres apparaissant sur les ouvrages portuaires lors de séisme sont liés à la liquéfaction. L'ouvrage projeté est fondé sur pieux reposant sur le substratum rocheux, ce qui limite les risques liés à la liquéfaction. Par ailleurs sa structure élancée sur pieux métalliques amortie les oscillations du sol et rend la structure peu sensible aux séismes.

Enfin, il n'existe aucune réglementation spécifique applicable aux quais. Toutefois, un parallèle est établi avec l'Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique des ponts de la classe « à risque normal ». Dans ce contexte, l'ouvrage est classé en catégorie I, correspondant aux ponts ne relevant pas du domaine public, ne desservant pas d'établissement recevant du public et n'appartenant ni à la catégorie d'importance III ni à la catégorie d'importance IV. Ainsi les efforts liés à un séisme ont été négligés.

## 8.2 ALEAS GEOTECHNIQUES

### 8.2.1 LITHOLOGIE

La lithologie observée par les sondages pressiométrique indique une faible variabilité de la lithologie présente au droit de l'ouvrage existant. Il est important de souligner l'aspect ponctuel des sondages réalisés en 2024 comparé à l'emprise de l'ouvrage projeté.

Il est probable qu'une variation d'épaisseur ou de profondeur ponctuelle soit observée au droit d'un ou de plusieurs pieux. Une mission géotechnique G3 devra être réalisée par l'Entreprise pendant la période de préparation des travaux pour consolider la connaissance du contexte géologique et pour affiner le dimensionnement des structures envisagées.

### 8.2.2 CARACTERISTIQUES MECANIKES

Des aléas sur les caractéristiques mécaniques des matériaux du site subsistent. Ces aléas sont décrits ci-après :

- Les essais pressiométriques du sondages SP1 réalisé en 2024 n'ont pas été poursuivis au sein du corps du mole, à une profondeur supérieure à 7 m. Cela limite fortement la connaissance des matériaux du remblai du mole, et engendre des incertitudes pour le dimensionnement des pieux du mur garde-grève ;
- Les essais pressiométriques des sondages SP2 et SP3 réalisés en 2024 ont été réalisés au sein du rocher altéré et sain avec un appareillage ayant une pression maximale de 5 MPa. Cet appareillage n'est pas adapté à un tel matériau. Les caractéristiques mécaniques de ces couches sont donc probablement sous-estimées ;
- Aucun essai de cisaillement n'a été réalisé au sein des différents matériaux du site. L'angle de frottement du sable en crête du mole devra être mesuré, et doit être supérieur à 30° pour satisfaire les critères de stabilité au glissement du mur garde-grève et pour ne pas diffuser d'effort horizontaux aux pieux.

La mission G3 à réaliser par l'Entreprise devra permettre de prouver que les caractéristiques des matériaux en place respectent les caractéristiques considérées lors du dimensionnement des différents ouvrages de la présente note.

### 8.2.3 BATHYMETRIE ET AFFOUILLEMENT

Le risque d'affouillement engendre généralement des défauts de stabilité dans les ouvrages supportés par pieux.

Les campagnes de reconnaissances géotechniques et les essais de lançages ont permis d'estimer la bathymétrie au droit de l'ouvrage. Une couche de vase d'épaisseur d'environ 1 m a été identifiée à la cote d'environ -4 m CM.

Dans le cadre du dimensionnement, cette couche vasarde n'a pas été considérée au vu de ses faibles caractéristiques mécaniques. Un affouillement de 1 m n'aurait donc pas d'impact sur le dimensionnement des pieux.

Le niveau du toit de la vase se situant environ 4 m sous le niveau des PBMA et au vu des faibles courants, un affouillement en pied du mole et en pied des pieux est donc peu probable

