

Un retour d'expérience pour les ouvrages maritimes : l'urbanisation en mer à Monaco

Feedback from offshore works: land reclamation in Monaco

Yahel Bert¹, Yves Stassen², et Hafid Tabet*³

¹Experte Géotechnique, SOCOTEC INFRASTRUCTURE, 14 av. Gustave Eiffel, 78180 Montigny-le-Bretonneux, France

²Directeur Technique, SAM Anse du Portier, 98000, Monaco

³Expert Travaux maritimes et fluviaux, 397 Corniche Kennedy, 13007 Marseille, France

Résumé. Le projet d'urbanisation en mer à Monaco est une référence technique récente dont nous présentons dans cet article les solutions techniques les plus innovantes, recherchées pour répondre tant aux conditions géologiques, géotechniques et océano-météorologiques difficiles du site qu'au cahier des charges très exigeant (durée de service des ouvrages supérieure à 100 ans, limitation très stricte de l'impact du projet sur l'écosystème environnant). Des solutions originales ont été développées pour la conception de l'infrastructure maritime constituant une extension en mer du territoire monégasque de 6 ha. L'ouvrage comporte une digue à talus en enrochements naturels devant être vibrocompactés à des profondeurs allant jusqu'à -50 m. Cette digue sert d'assise à une série de 18 caissons à paroi ajourée, de 10 000 t l'unité, en béton armé, préfabriqués au port de Marseille en coffrage glissant, dont le béton et le système d'armature ont fait l'objet d'études spécifiques pour la justification de la durabilité de la structure. Le remblai arrière, servant de sol rapporté, est posé sur des couches de sol sédimentaires partiellement purgées qui ont nécessité différents traitements afin d'éviter le risque de liquéfaction et de garantir le respect des objectifs de tassement à long terme (tassements maximums compris entre 1,5 et 9 cm selon les types de bâtiments et de fondations retenus).

Abstract. The land reclamation project in Monaco is a recent technical reference, of which we present in this article the most innovative technical solutions, designed to meet both geological, geotechnical and severe ocean-meteorological site conditions as well as required specifications (service life of structures more than 100 years, strict limitation of the impact of the project on the surrounding ecosystem). Original solutions have been

* Corresponding author: hafid.tabet@orange.fr

developed for the design of the 6 ha of land reclamation including a belt formed by a riprap embankment to be vibro-compacted at depths up to -50m. This dike is used as a base for a series of 18 low reflecting caissons, of 10 000 t per unit, in reinforced concrete, prefabricated at the port of Marseille in sliding formwork, of which the concrete and the reinforcement system were the object of specific studies for the justification of the durability of the structure. The rear backfill, serving as added soil, is placed on partially purged sedimentary soil layers which required different treatments in order to avoid the risk of liquefaction and to guarantee compliance with the long-term settlement objectives (maximum settlements between 1,5 and 9 cm depending on the types of buildings and foundations selected).

1 Introduction

Les projets d'urbanisation en mer sont inscrits dans l'histoire monégasque depuis plus d'un siècle avec la création du port Hercule à partir de 1907 et les premiers travaux d'extension de Fontvieille notamment. Le projet actuel, une plateforme de 6 ha gagnée sur la mer, formant le lot infrastructure maritime et permettant de développer un nouveau quartier baptisé Mareterra, se distingue des précédents pour au moins deux raisons : d'une part un positionnement à proximité de deux réserves naturelles (tombant des Spélugues et zone du Larvotto) impliquant une intégration permanente des enjeux environnementaux, depuis les premières réflexions de conception générale jusqu'à la mise en œuvre opérationnelle de chaque atelier de travaux ; d'autre part une implantation à des profondeurs d'eau importantes (50 m) nécessitant un recours intensif aux moyens nautiques et aux techniques offshore. Ce projet d'extension en mer, référence technique récente, mérite une attention particulière car la réalisation de ce projet a nécessité l'appel à des techniques innovantes.

Nous présentons dans cet article certaines des solutions conçues et mises en œuvre dans le cadre de ce projet. Elles peuvent être pertinentes lors de la conception d'autres ouvrages en mer tels que les STEP marines (stations de transfert d'énergie par pompage). En effet, les ouvrages de retenue, envisagés pour ces dispositifs, présentent des similarités avec ceux de l'infrastructure maritime réalisée à Monaco selon plusieurs points de vue : conditions d'exposition au milieu maritime, dimensions générales, fonctionnalité en tant qu'ouvrage de soutènement. Après avoir présenté notre retour d'expérience sur ces solutions constructives, nous nous attacherons à les mettre en perspective pour le développement des projets de STEP marines.

2 Le projet

L'infrastructure maritime a été achevée en novembre 2020 et permet de développer différents usages avec la construction d'un nouveau quartier (bâtiments d'habitations, commerces, extension du centre des congrès, espaces publics) et une nouvelle marina qui se termineront fin 2024. L'infrastructure maritime se compose de (fig.1) :

- Une digue sous-marine constituée d'un remblai d'assise des caissons (RAC) et d'un remblai arrière baptisé Remblai de Terre-Plein Technique (RTPT), posée à des profondeurs allant jusqu'à -50 m et arasée à la profondeur -20 m sous le niveau de la mer, servant d'assise à un ensemble de caissons gravitaires. Cette digue protégée par une carapace en enrochements naturels est directement posée sur les fonds marins préalablement dragués jusqu'au substratum rocheux. Sa réalisation a nécessité de l'ordre de 2 millions de tonnes de matériau de carrière de granulométrie

20/180 et diverses catégories d'enrochements naturels. Le noyau en 20/180 est ensuite traité par vibrocompaction en vue de limiter les tassements générés.

- Une ceinture formée par 18 caissons à paroi ajourée, en béton armé de 10 000 t l'unité, de forme trapézoïdale, préfabriqués au port de Marseille par coffrage glissant dans un caissonnier conçu spécialement pour ce projet. Les caissons sont ensuite transportés individuellement par flottaison et posés par ballastage. Le rôle de cette ceinture de caissons est d'assurer le soutènement de la plateforme et la protection de cette dernière contre les effets de la mer.
- Un remblai arrière de l'ordre de 800 000 t en TVC (0/40), appelé RTPC (Remblai du Terre-Plein Courant), arasé à +1,65 m NGF puis vibrocompacté et réceptionné moyennant une campagne de CPTs après traitement des sédiments sous-jacents. Cette plateforme permet l'exécution à sec des fondations profondes des aménagements et des superstructures du nouveau quartier. Elle leur assure une rigidité horizontale (déplacements et accélérations notamment sous l'effet du vent et tenue au séisme) et permet l'atteinte des objectifs de tassement (9 cm maximum pour les bâtiments courants et 1,5 cm pour certaines zones spécifiques à l'horizon de 50 ans) et de portance ($E_m > 15$ MPa sur les 3 premiers mètres de remblai et > 10 MPa en profondeur) après réalisation des travaux de renforcement de sol.

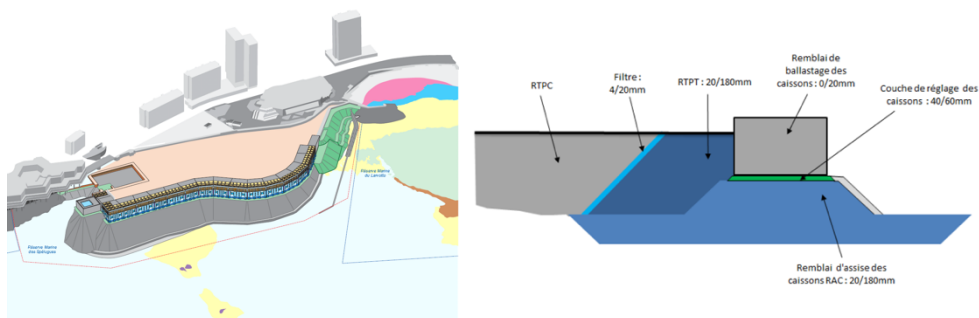


Fig. 1. Plateforme comprenant la ceinture de caissons et les systèmes de protection et de remblai (vue en plan et coupe) [22].

Il a représenté un vrai défi de réalisation :

D'un point de vue technique avec :

- La nécessité d'importants dragages des fonds meubles (jusqu'à plus de 10 m de couches à draguer),
- L'utilisation de différentes techniques de traitement des sols laissés en place comme des sols rapportés en vue de répondre aux performances requises en situations statiques et dynamiques (risque de liquéfaction des sols),
- La justification de la durabilité des bétons des caissons (durée de service prescrite > 100 ans) nécessitant l'appel à une approche performantielle (NF EN 206-1/CN) et l'usage de modèles prédictifs associés à des essais préalables à échéances longues (365 j) pour le contrôle d'atteinte d'objectifs, et aussi l'utilisation d'aciers inox sur les parties les plus vulnérables (zones de splash) compte tenu des conditions océano-météorologiques

D'un point de vue écologique : la mise en œuvre d'une démarche ERC comportant un ensemble très large de mesures d'évitement, de réduction et de sauvegarde telles que : le déplacement préalable d'espèces patrimoniales (grandes nacres, posidonies, lithophyllum), un suivi permanent de la qualité des eaux et des niveaux de turbidité sur un périmètre élargi

englobant les réserves naturelles avoisinantes, des spécifications très sévères sur la qualité des matériaux de remblai, la mise en place d'écrans anti-turbidité, le suivi permanent et le nettoyage périodique de fonds marins durant toute la phase travaux. La conception des ouvrages en eux-mêmes vise à compenser les zones impactées par l'intégration d'importants habitats écologiques dans l'ouvrage en lui-même (caissons, talus en enrochements, émissaires éco-conçus) et à ses abords afin d'y favoriser le développement de la vie sous-marin.

D'un point de vue humain car le projet n'aurait pas pu voir le jour sans une collaboration de grande qualité entre les différents acteurs du projet, tant de l'État monégasque et la maîtrise d'ouvrage représentée par la SAM l'Anse du Portier, les entreprises assurant la conception et réalisation du projet (Bouygues TP et Egis) en collaboration avec l'équipe d'architectes et paysagistes intégrée au groupement : Renzo Piano, Denis Valode, Michel Desvigne et avec le bureau contrôle (Socotec-Cowi),

3 La campagne de dragages

3.1 Nature des travaux de dragage à réaliser

La maîtrise des caractéristiques géotechniques du sol d'assise de l'infrastructure maritime est un enjeu fondamental du projet : maîtrise de la stabilité, des tassements, du comportement au séisme. Les sols en place sont constitués d'une couche de vase superficielle puis de sédiments de faible capacité portante (limons sableux, parfois argileux, sables fins et grossiers plus ou moins lâches) reposant sur un substratum calcaire ou marno-calcaire.

La figure 2 présente le principe général des dragages sur une coupe type de l'ouvrage :

- Le retrait des enrochements assurant la protection du front de mer préexistant,
- Le dragage des sédiments pollués (couche de vase superficielle) incompatible avec une immersion en mer,
- Le dragage et l'immersion en mer des sédiments non pollués,
- La réalisation d'une purge complète des sédiments sous l'emprise des caissons et du talus avant du remblai d'assise,
- Le maintien d'une pente de dragage à 5H/2V au maximum depuis le front de mer existant afin de garantir la stabilité des avoisinants.

Ainsi, les volumes extraits par dragage sont de l'ordre de 450 000 m³ pour les sédiments fins et 150 000 m³ pour les remblais anthropiques et enrochements.

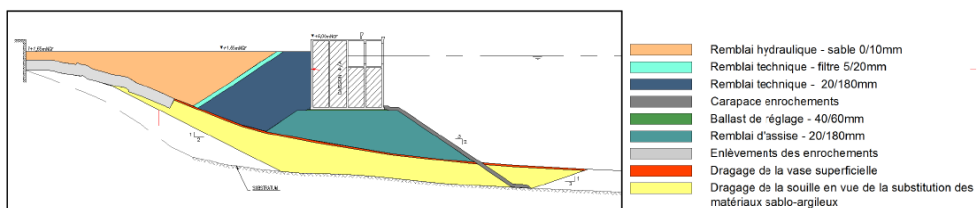


Fig. 2. Coupe type des dragages et remblais [22].

3.2 Méthodologie et moyens de dragage

Compte-tenu de l'ampleur des volumes à draguer et des profondeurs à atteindre, le choix s'est porté sur l'utilisation d'une drague à élinde trainante de grande capacité : le navire Francis Beaufort de capacité 11 300m³ (longueur 147 m, largeur 25 m). Le dispositif de dragage est constitué d'une conduite de diamètre 1200 mm et d'une tête d'élinde de 6 m de

large assurant l'aspiration des sédiments sur le fond marin au fur et à mesure de l'avancement du navire.

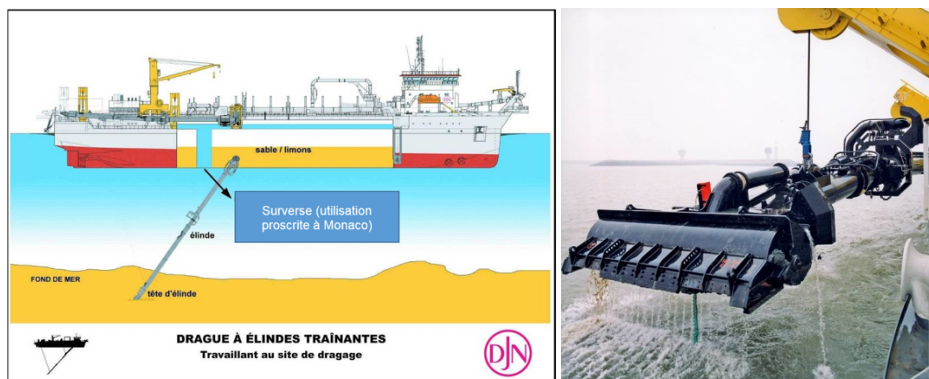


Fig. 3. Principe de drague à élinde – Drague Francis Beaufort en opération à Monaco [22].

Les tolérances attendues pour la réalisation des talus sont de +/- 20 cm par rapport au profil théorique de pente 5V/2H. Au regard de ce critère, un profil cible de dragage est défini par paliers de 20 à 40 cm d'épaisseur et 50 cm à 100 cm de large (figure 2). Ces largeurs de paliers, bien inférieures à celle de la tête d'élinde, ont nécessité un travail d'une grande précision et une multiplication des passages pour garantir une finition des talus dans le respect des tolérances. Ce travail de précision a été rendu possible par la mise à profit d'un système de positionnement dynamique du navire directement piloté par la consigne de positionnement en plan et en altimétrie de la tête d'élinde. La position du navire est connue avec une grande précision au moyen d'un système de GPS différentiel et la position relative de la tête d'élinde par rapport au navire est pilotée grâce à un enregistrement en continu des degrés de liberté de chaque articulation du dispositif.

La technique de dragage sans surverse a été retenue afin de limiter au mieux l'impact des travaux en matière de turbidité. Par cette technique, l'intégralité du mélange eau/sédiment aspiré au moyen de l'élinde est stocké dans la cale du navire sans rejet des eaux résultant de la décantation des sédiments. Le mélange aspiré comporte une proportion volumétrique d'eau de l'ordre de 80 % d'eau ce qui conduit à une quantité effective de sédiment extrait de 2 270 m³ en moyenne par chargement.

L'opération de dragage des seuls sédiments non pollués au moyen du navire Francis Beaufort a nécessité plus de 200 rotations échelonnées sur une période de 4 mois entre octobre 2017 et février 2018. La durée moyenne de chaque rotation est de 2h10 ; elle comprend l'extraction des matériaux, le trajet vers la zone d'immersion au large, l'opération d'immersion, le retour vers la zone d'extraction. Les couches superficielles de vases polluées ont quant à elles fait l'objet d'un traitement spécifique : extraction au moyen d'une drague à pelle excavatrice équipée d'un godet étanche, évacuation par chaland, prise en charge par une filière de traitement spécifique à terre.

L'immersion en mer des sédiments non pollués a donné lieu à des modalités opérationnelles particulières (l'élinde immergée à sa profondeur max de 75 m) en vue de garantir leur dépôt dans la zone prévue et éviter toute dispersion en dehors des eaux territoriales monégasques. La zone d'immersion retenue dans le cadre de l'étude d'impact se situe à 2,5 km au large de Monaco aux abords de l'isobathe -200 m NGF.

Pour chaque opération d'immersion, le processus décisionnel intègre le contrôle des conditions hydrodynamiques et la vérification de leur compatibilité avec un dépôt des matériaux dans la zone autorisée. A cet effet un ensemble de modélisations tridimensionnelles des panaches de matériaux en suspension et des dépôts ont été mises en

œuvre au moyen de modèles « forecast » et « hindcast ». Les modèles « forecast » sont des approches prédictives qui portent sur plusieurs scénarii représentatifs des conditions environnementales les plus fréquentes. Ils constituent un outil décisionnel permettant de valider la décision d'immersion en fonction des mesures de courant constatées sur site au moment de l'opération. Les modèles « hindcast » permettent de reconstituer, au moyen des mêmes outils numériques, les conditions réellement observées au fur et à mesure des différentes opérations d'immersion et de confirmer le respect des contraintes en matière de dispersion des matières en suspension et de zone de dépôt. Les bathymétries effectuées sur les zones de dépôt ont finalement permis de valider la pertinence de ces modélisations et la conformité des travaux réalisés.

3.3 Le processus de contrôle de l'atteinte du substratum

La mise à nu du substratum sous l'emprise de la ceinture de caissons est l'objectif premier des opérations de dragage. Le processus de contrôle de l'atteinte du substratum est fondamental dans le cadre de la réception des travaux et s'appuie sur la mise en œuvre de plusieurs outils complémentaires.

En premier lieu, l'examen des matériaux extraits et pompés à bord du navire constitue un élément d'appréciation essentiel pour les opérateurs : une proportion d'eau supérieure à 80 % combinée à la présence de fractions grossières plus importantes révèle généralement un positionnement de la tête d'élinde sur une zone de substratum affleurant. La réalisation quotidienne de bathymétries différentielles par sondeur multifaisceaux permet de consolider ces premières analyses de terrain en fournissant une évaluation précise des épaisseurs des matériaux extraits. L'atteinte du substratum est pressentie dès lors qu'un écart bathymétrique suffisamment faible apparaît entre deux passages successifs de la tête d'élinde sur une même zone.

Dans le cadre du processus de réception, les contrôles finaux sont réalisés au moyen d'un système de reconnaissance géophysique permettant de cartographier les épaisseurs résiduelles de sédiments. Le sondeur à sédiments (sub-bottom profiler) utilise un signal basse fréquence issu d'un émetteur tracté en subsurface et en capacité de pénétrer les couches de sédiments sur des profondeurs importantes. Les différentes strates de couches sédimentaires ainsi que le substratum rocheux peuvent ainsi être identifiés et cartographiés (figure 4-a). En complément, l'utilisation d'un sonar à balayage latéral a permis d'analyser certaines zones nécessitant des investigations particulières (figure 4-b). Contrairement au sondeur à sédiment, le sonar à balayage latéral émet des ondes à haute fréquence ne pénétrant pas les sédiments. La réflectivité des ondes dépend de la nature des fonds rencontrés et permet de restituer des images des fonds marins sur lesquelles des singularités peuvent être identifiées, notamment les blocs rocheux isolés.

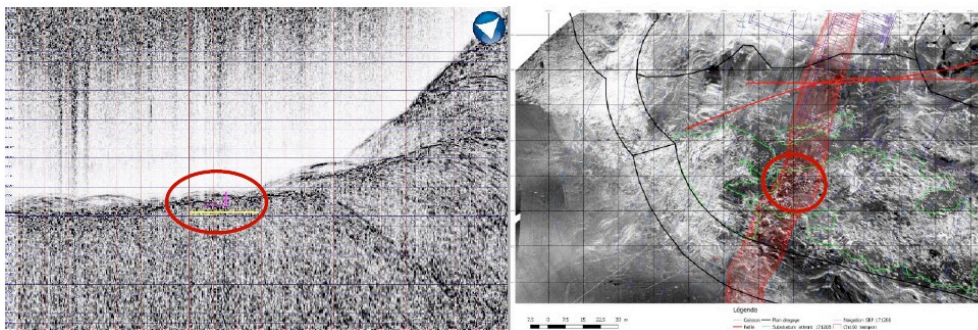


Fig. 4. Interprétation des enregistrements du sondeur à sédiments (a) et du sonar à balayage latéral (b) [22].

La combinaison des moyens opérationnels à bord du navire (examen des matériaux dragués et bathymétries quotidiennes) et des outils géophysiques (sondeur à sédiments et sonar à balayage latéral) a donc permis de consolider le processus de réception des travaux de dragage notamment dans les zones où l'atteinte du substratum était nécessaire. Sur certains points singuliers (blocs d'enrochements notamment), l'interprétation des résultats géophysiques a dû être complétée par des contrôles visuels sur site au moyen de scaphandriers.

4 La digue d'assise des caissons

4.1 Conception de la digue

La digue d'assise des caissons est constituée d'un remblai nommé RAC : remblai d'assise des caissons. Cette digue d'assise a fait l'objet d'études de stabilité détaillées et de contre-calcul afin d'en vérifier sa stabilité à long terme et au séisme. Les matériaux constitutifs du remblai de digue sont des granulats dont le fuseau a été spécifiquement adapté au projet afin d'éviter les fines et de permettre un traitement de densification par vibrocompaction.

La digue a fait l'objet d'études de stabilité locale et stabilité globale pour 5 coupes représentatives du projet. Pour chacune d'entre elles, 3 cas ont été vérifiés : statique, sous séisme pesant et sous séisme allégeant. De même, les vérifications de stabilité au grand glissement en phase chantier et en phase de service ont été réalisées sous TALREN et contrôlées par des contre-calculs sous Midas GTS (logiciel aux éléments finis).

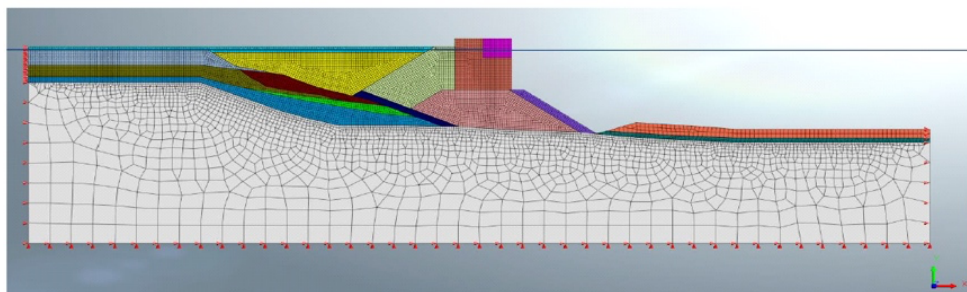


Fig. 5. Présentation de la coupe de calcul de vérification sous MIDAS GTS (extrait du contre-calcul SOCOTEC).

De plus, des études de sensibilité ont été menées sur chacune des coupes afin de tester les effets de variation du niveau de nappe, d'absence de surcharges sur le caisson ainsi que les cas de fluctuation du poids volumique du caisson de +/- 10 %. L'ensemble des vérifications a été satisfaisant et a participé à la validation de :

- Paramètres retenus pour le matériau à savoir : $C' = 0$ kPa, $\varphi' = 46^\circ$ en statique et 48° au séisme, $E_M = 17,5$ MPa et $K \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s.
- Spécifications du matériau de remblai de digue : $Rho \geq 2,55$ t/m³ selon la norme NF EN 1097-6, $R_c \geq 60$ MPa selon la norme NF EN 1926, $M_{DE} \leq 30$ sur la fraction 10/14 selon norme NF EN 1097-1 avec le fuseau de spécifications suivant, construit selon la norme NF P 18-545

4.2 Modalités d'exécution de la digue

Plus de 2 millions de tonnes de granulats calcaires nécessaires à la constitution de la digue d'assise des caissons ont été produits à la carrière E.J.L de Château Neuf les Martigues près de Marseille. Le matériau était ensuite chargé au port de Fos sur mer dans un « fall pipe vessel (FPV) » d'une capacité de 30 000 t.

La pose des granulats, réalisée entre les profondeurs de -50 m et -20 m, a été faite par déversement au moyen du Fall Pipe muni d'une caméra sous-marine (cf. figure du FPROV ci-dessous) avec une capacité de 2000 t/h. Compte tenu des contraintes du site et des conditions locales (houle, courant, co-activité), une phase d'apprentissage a été nécessaire pour vérifier la méthodologie. Après analyse de ces opérations, le choix des seuils et déclencheurs a pu être validé et notamment celui du contrôle de la turbidité. La quantité de matériau installée est ajustée en réglant la sortie du chargeur et la vitesse de progression du navire (gérée par un système de déplacement automatique DP). Le FPROV est, par ailleurs, manœuvrable indépendamment du navire, dans un cercle de diamètre de 10 % de la profondeur de l'eau dépendant du courant et des conditions de chargement du tube de déversement.

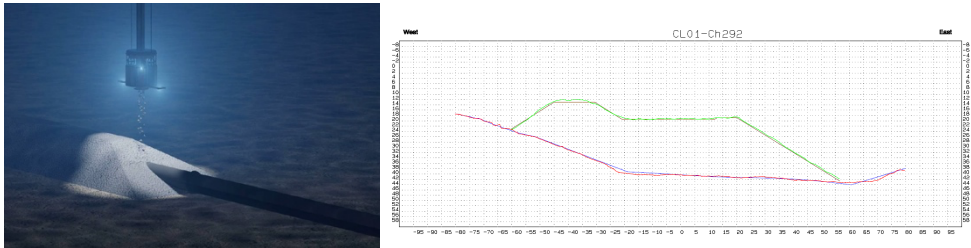


Fig. 6. Schéma d'installation des matériaux par le FPROV avec un exemple de bathymétrie intermédiaire en coupe [15].

Le contrôle des travaux de mise en œuvre des enrochements a été fait par levés bathymétriques avant pose, pendant et à la fin du déversement, puis comparés au design 3D du projet avec un contrôle des pentes de talus tous les 15 m.

4.3 Les travaux de vibrocompaction

4.3.1 La planche d'essai

Un traitement par vibrocompaction a été ensuite exécuté sur l'ensemble de la digue afin d'améliorer la densité relative du matériau et limiter les tassements sous le poids du caisson et des aménagements. Un point crucial a été la mise au point d'un système de contrôle adapté du fait que le l'échantillonnage par sondage n'est pas possible dans un contexte sous-marin et à de telles profondeurs. Le choix a été fait de réaliser une planche d'essai terrestre à l'échelle 1/1, permettant de mettre au point des critères facilement mesurables pour le contrôle sur site.

Pour ce faire, il a été réalisé une fouille de 22 m par 22 m et de 15 m de profondeur sur le site de la carrière, rempli d'eau et de remblai de 20/180 mm. L'objectif assignée à cette planche d'essai était de permettre de définir à partir de la connaissance de la densité relative initiale DR_0 avant vibrocompactage, le mode de maillage de vibrocompactage, les hauteurs de passes, l'ampérage minimum et maximum, l'efficacité du vibrocompactage sur toute la hauteur du matériau 20-180 mm, les niveaux de tassement post-traitement, le comportement des talus après vibrocompactage ainsi que la perception du chantier vis-à-vis des nuisances sonores et vibratoires.

Les essais ont ainsi été faits avec des combinaisons de 3 maillages triangulaires et 2 aiguilles de vibration : 2 mailles de 3,4 m et 3,8 m en aiguille V23 et 2 mailles de 3,8 m et 4,0 m en aiguille V48, avec les vérifications suivantes :

- Avant traitement : levé topographique et pour chaque type de maille : 3 pénétromètres statiques tous les mètres, 1 pressiométrique en méthode STAF (Système de Tube fendu Auto-Foré) et 3 mesures granulométriques dont la méthode de prélèvement a dû être validée par le Constructeur. De plus et sur la totalité de la surface de la fouille, il a été procédé à 1 profil sismique par réfraction par diagonale de la fouille. Cette campagne géophysique avait pour but de mesurer de manière indirecte l'état de densité relative des matériaux avant traitement.
- Après traitement et pour chaque type de maille : 10 sondages pénétrométriques répartis à mi-distance entre deux points de vibrocompactage, à 1/3 et 2/3 entre deux points de vibrocompactage. 4 sondages pressiométriques en méthode STAF, dont 2 sondages réalisés tous les mètres à proximité des sondages pénétrométriques, et 3 essais Lefranc ont été faits dans un des sondages pour la mesure de la perméabilité après traitement (à 3, 10 et 15 mètres de profondeur).

De même, 1 essai cross-hole à partir de 3 forages de 15 m de profondeur (1 sondage carotté et 2 sondages destructifs) en vue de la détermination des vitesses d'onde sismique VP et VS, un profil de sismique réfraction + MASW, sur la même diagonale que celle réalisée avant traitement et 3 autres profils complémentaires, de plus faibles longueurs, placés au niveau des mailles élémentaires de vibrocompactage ont été exécutés.

Enfin, il a été convenu de terminer ces tests par 3 essais à la plaque après décapage du premier mètre superficiel au centre des mailles (nécessité d'ajuster le niveau d'eau) et 3 mesures granulométriques.

4.3.2 Interprétation des résultats

Afin de quantifier l'amélioration de la densité relative du sol par le traitement de vibrocompactation par mesure au pénétromètre, la relation de Jamiolkowski a été utilisée : $Dr = -98 + 66 \log_{10} * qc / (l'0)0,5)$

À partir des résultats obtenus, des corrélations entre Em et qc ont pu être établies (cf. figure ci-dessous), donnant lieu aux formules suivantes :

$$Em = qc \text{ si } qc < 10 \text{ MPa}$$

$$Em = 3.75 \times qc - 27.5 \text{ au-delà}$$

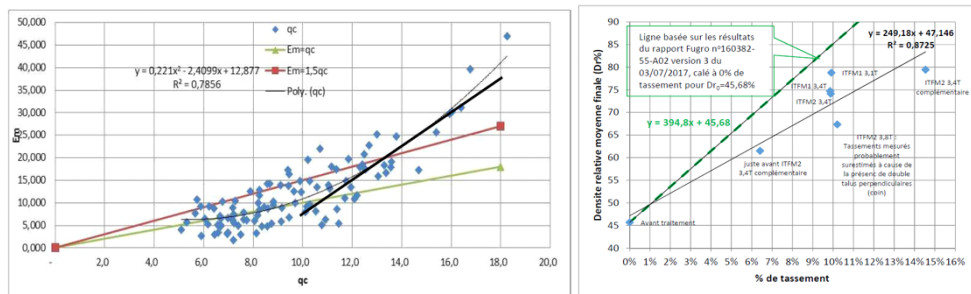


Fig. 7. Gauche : corrélation entre EM et qc après vibrocompactation. Droite : corrélation entre le Dr et le % de tassement pour le choix de la maille de traitement [15].

A noter que ces résultats sont similaires à ceux publiés par M. Cassan [12] soit $Em/(qc \cdot p^0)$ variant entre 1 et 1,5 (cas des sables). Enfin les mesures au scan 3D ont permis d'établir une corrélation entre le pourcentage de tassement et le D_r obtenu par maille. A partir des résultats obtenus dans la planche d'essai et des corrélations établies, il a été possible de déduire un niveau de tassement consigné comme principal critère de réception in-situ. Ce qui a permis de contrôler l'atteinte d'objectif de densification pour toute la digue de l'assise des caissons.

5 La ceinture de caissons

5.1 Conception générale de la ceinture de caissons

La ceinture de caissons est constituée de 18 structures en béton armé dont les dimensions et caractéristiques géométriques résultent de nombreuses contraintes architecturales, fonctionnelles et techniques.

Le contour de l'extension en mer correspond approximativement à la courbe isobathe de profondeur 35 m. Ce tracé est adapté à l'écoulement des courants près de la cote et s'inscrit comme une forme naturelle dans le paysage côtier existant (plan-masse figure 8). Pour la réalisation de ce front de mer, une solution de type caissons à paroi ajourée préfabriqués en béton armé s'est rapidement imposée compte-tenu des possibilités qu'elle offre en matière de performance hydraulique et de conception architecturale. Le choix s'est porté sur une section de caisson trapézoïdale dont l'agencement en quinconce permet d'épouser efficacement le profil recherché (figure 9).

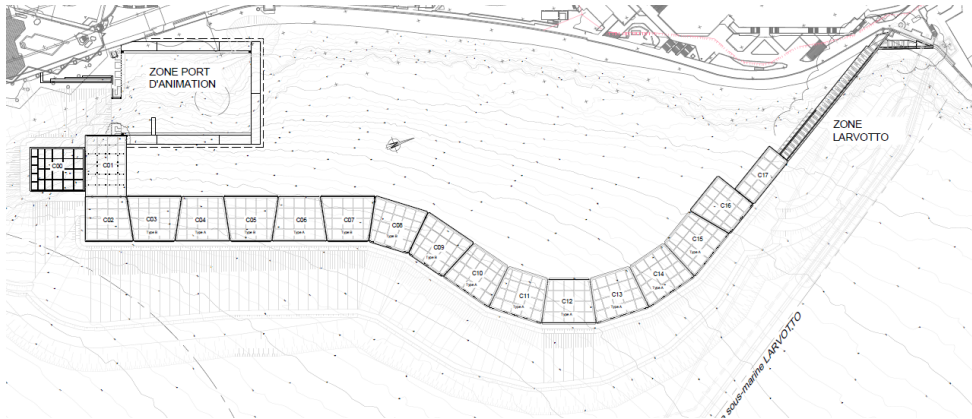


Fig. 8. Ceinture de caissons constituant le front de mer [22].

Les caissons 3 à 15 présentent des sections trapézoïdales répétitives permettant d'uniformiser les processus de construction. Aux extrémités de l'ouvrage, des caissons spécifiques sont nécessaires mais restent compatibles avec les mêmes principes constructifs : le caisson 0 assurant la protection de la passe d'entrée du port d'animation, les caissons 1 et 2 assurant la fermeture de l'ouvrage à l'extrémité Sud, les caissons 16 et 17 assurant le raccordement vers la digue de fermeture à l'extrémité Nord. A l'exception des caissons d'extrémité (caissons 0, 1 et 17), tous les caissons sont fondés sur le remblai d'assise nivelé à la cote -20 m NGF. Ce choix résulte d'une optimisation entre différents critères techniques de dimensionnement : rapport hauteur/largeur au regard de la stabilité d'ensemble, volume de matériaux nécessaires à la réalisation du remblai d'assise.



Fig. 10. Maquette 3D pour essais hydrodynamiques dans le laboratoire HR Wallingford [23].

5.3 Principes de construction des caissons

Compte-tenu du nombre de caissons à réaliser et de leurs dimensions importantes (33,50 m x 28,00 m x 25 m de haut), un outil spécifique nommé caissonnier a été développé pour permettre la préfabrication des caissons en bord à quai sans recours à une forme de radoub. La préfabrication et le stockage des caissons ont été effectués au sein du Grand Port Maritime de Marseille, le long du quai en eau profonde adossé à la digue du large. Le principe consiste à démarrer la construction hors d'eau sur le fond du caissonnier en flottaison puis d'immerger progressivement l'ensemble au fur et à mesure de la construction. Une fois l'élévation des principaux voiles verticaux terminée, l'immersion du caissonnier est poursuivie jusqu'à la mise en flottaison du caisson (figure 11). Le caisson est alors transféré à un second poste à quai pour achèvement des éléments supérieurs.



Fig. 11. Séquence de construction au caissonnier [23].

Ce mode constructif s'est révélé particulièrement efficace grâce au recours à la technique de coffrage glissant. Le retour d'expérience des premiers caissons a permis d'optimiser le procédé en intégrant la préfabrication au caissonnier de l'ensemble des voiles verticaux à l'exception de la file de poteaux Jarlan extérieure.

5.4 Enjeux liés à la durabilité des ouvrages

Le mode de construction retenu pour la réalisation des caissons nécessite une grande maîtrise de l'ensemble du processus d'exécution et notamment des caractéristiques du béton mis en œuvre. La technique de coffrage glissant combinée à des contraintes de pompages sur des hauteurs importantes entre le quai et le haut du caissonnier, nécessite une maîtrise particulière de la rhéologie des bétons. D'autre part l'immersion du béton au jeune âge au sein du caissonnier nécessite une approche spécifique vis-à-vis de la pénétration des ions chlorure et des enjeux de durabilité associés.

Dans ce contexte, les bétons ont fait l'objet d'une formulation selon l'approche performantielle proposée par la norme NF EN 206-1/CN. L'approche retenue utilise un modèle prédictif de pénétration des ions chlorures basé sur le code développé par la Fédération Internationale du Béton [21]. Ce modèle permet de déterminer la profondeur de migration des chlorures en fonction du temps d'après la 2^{ème} loi de Fick. Il est développé selon une approche probabiliste conduisant à définir un indice de fiabilité β associé à une probabilité de dépassement d'un taux de chlorures critique au niveau des armatures à l'issue de la durée de service de l'ouvrage. Le coefficient de fiabilité retenu pour le projet est de 1,30 pour une durée de service de 100 ans. Il en résulte une spécification sur la valeur maximum du coefficient de diffusion des ions chlorures (D_{RCM}) à un instant de référence choisi égal à 28 jours (figure 12). Une spécification commune à l'ensemble des zones (aérien, marnage, immergé) a été retenue à savoir un D_{RCM} (28j) maximum de $6,0 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. Le respect de ce critère a fait l'objet d'un contrôle renforcé au moyen d'essais indépendants réalisés sur toute la durée du chantier par l'ensemble des acteurs (constructeur, maître d'œuvre, contrôleur technique). L'approche prédictive a par ailleurs démontré sa pertinence grâce à la réalisation d'essais jusqu'à 365 jours validant les paramètres du modèle mathématique à long terme

La mise en œuvre d'armatures en inox a été retenue dans la zone de splash (zone de marnage et d'embruns), Duplex EN 1.4362. Grâce à cette disposition, on observe sur la figure 12 que cette zone apparaît comme la moins critique vis-à-vis de la sensibilité aux ions chlorures bien qu'elle corresponde à la classe d'exposition la plus préjudiciable. La prise en compte de cette disposition constructive dans le modèle prédictif permet de maintenir ainsi une formulation de béton homogène pour l'ensemble de l'ouvrage et met en évidence un niveau de fiabilité accru dans cette zone sensible ($\beta=2,5$ pour un D_{RCM} à 28 jours de $6,0 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$).

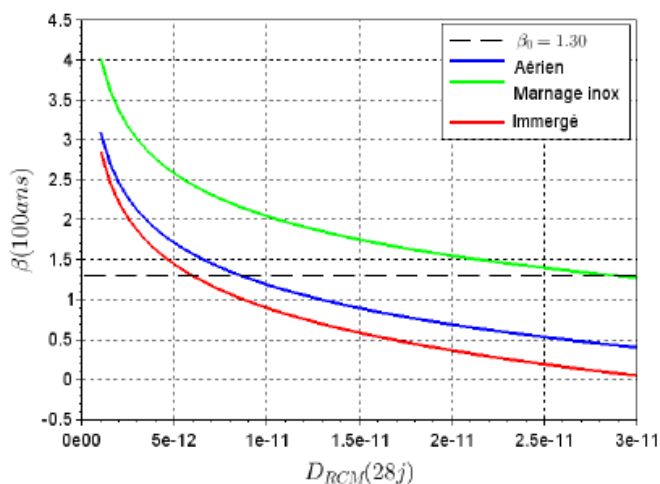


Fig. 12. Indice de fiabilité à 100 ans selon le coefficient de diffusion des ions chlorures à 28j.

Le modèle prédictif a par ailleurs été mis à profit pour évaluer le niveau de pénétration des ions chlorure lors de l'immersion du béton au jeune âge dans le caissonier. Les dispositions constructives retenues ont consisté à majorer l'épaisseur d'enrobage de 10 mm en sous-face du radier (soit 70 mm au lieu de 60 mm pour les voiles) et mettre en œuvre une peinture époxydique sur les voiles verticaux extérieurs en sortie du coffrage glissant, autorisant une immersion du béton à 3 jours.

5.5 Opérations de remorquage et de pose des caissons

Le transfert des caissons entre Marseille et Monaco s'est effectué par remorquage en flottaison après mise en œuvre d'obturateurs étanches entre les poteaux Jarlan et installation des équipements de pompage nécessaires aux opérations. Une fenêtre météo fiable à 72 heures est requise pour l'opération de transfert des caissons avec les critères suivants : hauteur significative de houle 2m maximum, vent moyen sur 10min à 10m 15m/s. A leur arrivée à Monaco, les caissons sont amarrés sur des coffres provisoires, déséquipés et préparés en vue de l'opération de pose définitive. Compte-tenu du niveau d'exigence architectural imposé au niveau du front de mer, la procédure de pose prévoit une tolérance de +/- 10 cm par rapport à l'axe cible et la redéfinition des nouvelles positions cibles après relevé de chaque caisson posé.

L'arrivée du premier caisson à Monaco a été célébrée le 25 juillet 2018. La pose de l'ensemble de la ceinture de caissons s'est achevée le 18 juillet 2019 avec l'installation du caisson n°11 en côtes bloquées entre ses deux voisins.

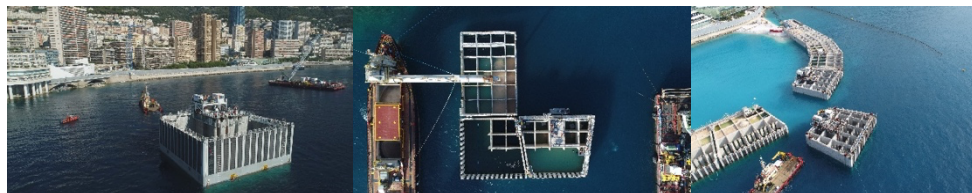


Fig. 13. Pose et ballastage des caissons [23].

6 La stabilisation du sol en place : problématique des traitements

Les sols mis en évidence au droit du projet se composent de :

- Sols meubles, potentiellement affectés par le risque de liquéfaction, se composent de vases superficielles, de limon sableux, parfois limon argileux, avec présence de végétaux filandreaux abondants avec odeur vasarde, de sables très fins à grossiers faiblement limoneux, sables très fins et limons et de brèche / éboulis / rognons calcaires dans la matrice sableuse ou liant limoneux cimenté ou non ;
- Substratum rocheux, composé de formations compactes de type brèche et éboulis marno-calcaire ou calcaire

La plus grande partie des sols meubles avait été draguée. Il demeurait néanmoins toute la zone proche du rivage, impossible à draguer au risque de déstabiliser la digue existante et les bâtiments avoisinants. Compte tenu de la complexité de la zone, il a fallu faire appel à différentes techniques de traitement de sols.

6.1 Colonnes ballastées

Au droit du caisson C17 et des quais blocs, le renforcement des sols ne pouvait se faire que par voie maritime. L'intérêt du traitement par colonnes ballastées vis-à-vis du risque de liquéfaction est multiple : densification du sol, diminution des contraintes de cisaillement sous séisme par répartition de ces contraintes entre le sol et les CB, dissipation des pressions interstitielles par effet drainant.

Le principe du traitement est d'incorporer autant de matériau de ballast que possible. Le taux d'incorporation (TI) est fonction du linéaire de pénétration (P), du volume de ballast incorporé (V) et de l'air équivalente (AE) traité, de tel sorte que :

$$TI = [(V/P)/AE] * 100$$

Plus le taux d'incorporation de matériau augmente, plus le module de cisaillement (G) diminue et le facteur de sécurité au séisme augmente.

La méthode proposée par Hashin [13] permet d'estimer le pourcentage d'augmentation du F_s en fonction du taux d'incorporation, avec $G_r = G_{\text{colonne}} / G_{\text{sol}}$. La géométrie appliquée au projet est la suivante :

- Maillage des colonnes ballastées : 2,1 x 2,1 en triangulaire soit une surface équivalente de 7,64 m².
- Nombre de colonnes ballastées dans la maille de référence : 2 colonnes.
- Diamètre des colonnes ballastées : 0,7 m soit une surface de 0,38 m² par colonne ballastées.

Ainsi, le taux d'incorporation théorique était de 10 % pour le maillage primaire.

Pour augmenter le taux d'incorporation, il a été effectué un traitement en inter-maille par maillage secondaire.

Deux techniques différentes d'incorporation de ballast ont ainsi été appliquées en fonction du maillage. Le bottom-feed consiste en un traitement du bas vers le haut, où l'aiguille vibrante incorpore le ballast en remontant du substratum vers la surface du sédiment liquéfiable par délestage de ballast par le trou de l'aiguille (maillage primaire du projet), et le top-feed où le ballast est préalablement déposé sur une certaine épaisseur en surface du sédiment liquéfiable à traiter, avant d'être enfoncé de haut en bas par entraînement de l'aiguille vibrante (maillage secondaire).

La réception des travaux de traitement était conditionnée par deux critères : $F_s > 1,25$ permettant de vérifier la non-liquéfaction et $C_u \text{ final} \geq C_u \text{ Cible}$ permettant de vérifier les stabilités au glissement. 7 CPT de contrôle ont été réalisés par voie maritime et ont servi à la validation de la zone de traitée.

Limite de la technique

Plus on traite le sol, c.-à-d. plus on resserre le maillage, plus le sol se densifie. Il a été ainsi constaté sur le chantier en maille secondaire des difficultés de pénétration de l'aiguille. De plus, cette technique ne permet pas de traverser certains types de terrain et en particulier les enrochements présents en bordure de la digue existante et sous lesquels des sols potentiellement liquéfiables avaient été identifiés au moment des reconnaissances. C'est ce qui a nécessité l'appel à d'autres techniques de traitement dans ces autres zones.

6.2 Injections solides

La solution des injections solides a été analysée, car elle permettait de traverser les enrochements en équipant la foreuse d'un carottier avant d'atteindre la profondeur à traiter. Les travaux d'injections solides consistent en l'injection de mortier par tranche de 1m dans les sédiments sous les enrochements existants. L'objectif de ces travaux est l'atteinte de $F_s > 1,25$.

Pour cette méthode des injections solides, l'augmentation du F_s est calculé en considérant : $F_s = 1,25 * K_g$

Où $K_g = \sqrt{(G_s/GL)}$ [8] où G_s est le module de cisaillement dynamique du sol et GL celui du massif renforcé par injection solide.

Le module de cisaillement du sol traité dépend du R_c après traitement, sachant que la résistance après traitement est quant à elle fonction du taux d'incorporation. Ainsi le taux d'incorporation cible permettant d'atteindre le F_s désiré à partir des modules cisaillements connus du sol et des résistances cibles pour atteindre la non-liquéfaction était de 12 %. Pour valider la méthode un plot d'essai a été entrepris. Il devait permettre également d'ajuster les paramètres de forage, de valider les volumes d'injection, la maille nécessaire à un traitement optimal et la mise en place de drain pour améliorer la consolidation. Les résultats obtenus montrent cependant que les volumes injectés par rapport à l'objectif de consigne n'étaient

pas suffisants. Le taux cible de 12 % n'a jamais pu être obtenu lors du plot d'essai. Suite à ces résultats, le plot d'essai a été considéré infructueux car la technique de l'injection solide s'est révélée inappropriée aux conditions et natures de sols du site [17].

6.3 Encagement par Jet-grouting

La technique du jet grouting par encagement de volumes de sols en place permet d'isoler les terrains lâches évitant ainsi l'effet de « lateral spreading » redouté des sols liquéfiables.

Principe : la technique proposée consiste à traiter les sédiments naturels en colonnes circulaires ou elliptiques, exécutée avec une méthode à double fluide. Cette technique permet de former un réseau de cellules alvéolaires dans les sédiments (couche de l'ordre de 15m de sédiments à traiter jusqu'au toit du substratum rocheux).

Le principe de cette amélioration des sols est de créer une grille de sol traité créant des casiers fermés. Le sol non traité est ainsi maintenu entre les parois en permettant de contrôler sa déformation de cisaillement. Lors d'un séisme, le renforcement permettra de contenir l'augmentation des pressions interstitielle et donc in fine de contrer un éventuel phénomène de liquéfaction.

Les éléments de jet-grouting à haute rigidité apportent une résistance significative contre les déformations latérales de cisaillement lors du séisme et soulagent ainsi les efforts parasites dans les fondations profondes. La capacité portante du volume de sol traité est également accrue, ce qui assure une meilleure maîtrise des tassements verticaux.

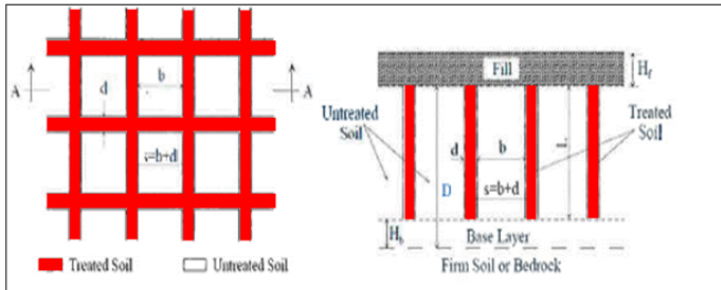


Fig. 14. Vue en plan et coupe du principe de traitement par casier [18].

Afin de vérifier par le calcul l'efficacité du traitement et d'en déterminer la maille, le paramètre à suivre r_u doit être vérifié. L'objectif est la recherche d'un rapport $r_u = u / \sigma'v$ suffisant pour satisfaire le coefficient de sécurité recherché de 1,25 de l'EC8. Étant donné qu'il n'existe pas de relation directe entre le coefficient r_u (risque de liquéfaction lorsque $r_u = 1.0$) et le facteur de sécurité établi par l'Eurocode ($FS = CRR / CSR \geq 1,25$), il a été établi pour le projet de vérifier $r_u < 0,6$.

L'évaluation du risque de liquéfaction est ainsi effectuée au moyen des analyses dynamiques tridimensionnelles avec le logiciel Flac3D v7.0 (développé par ITASCA) sur la base de la méthode des différences finies. Pour analyser les phénomènes de liquéfaction, ce logiciel utilise la loi de comportement « P2PSand-3D » développée par Cheng [2]. Les courbes de CSR et CRR sont implémentées dans le logiciel qui soumet ensuite le modèle aux sollicitations sismiques correspondant aux 5 accélérogrammes monégasques.

Ainsi sont testées pour le projet 5 coupes représentant des épaisseurs variables de sédiments liquéfiables avec les 5 accélérogrammes différents. Le maillage choisi pour la modélisation est un maillage de casier carré de 5,60 m de côté et l'épaisseur des éléments de

jet-grouting est prise égale à 0,50 m. A noter que le modèle prend en compte des défauts de réalisation avec une cellule éventuellement mal fermée.

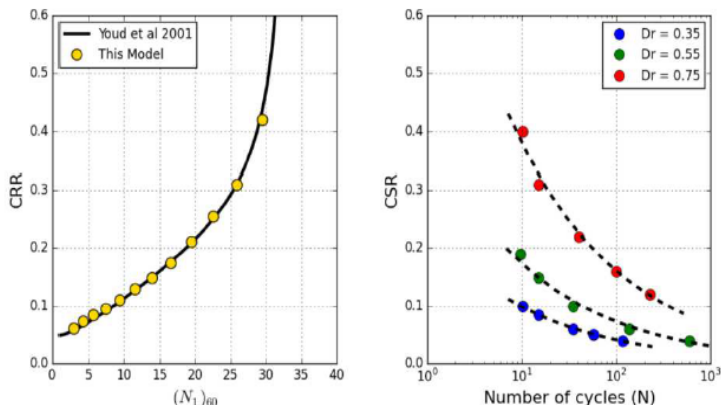


Fig. 15. Gauche : valeurs de CRR par rapport aux résultats d’une courbe semi-empirique de la littérature [4]. Droite : CSR vers nombre de cycles en simulation des essais DSS cycliques [18].

Résultats : Pour valider le modèle, il est recherché $r_i < 0,6$. On constate que pour toutes les coupes testées et tous les accélérographes ce critère est respecté. Ce qui a permis de valider la dimension des cellules de traitement. Afin de tester la bonne méthodologie de réalisation des colonnes un plot d’essai a également été effectué s’avérant très satisfaisant.

Limite de la technique : La limite de la technique tient au fait que ce critère n’est mesurable directement sur site. Les paramètres indirects de contrôle des travaux retenus ont été le contrôle des paramètres d’injection et de l’épaisseur des colonnes, la vérification de la fermeture des cellules et de l’homogénéité des traitements, via des essais cross-hole et de carottage pour vérifier la bonne continuité des colonnes et la verticalité des injections ainsi que les Rc des zones traitées.

6.4 Drains sismiques

Sous une large partie du remblai de la plateforme, des lentilles de sols potentiellement liquéfiables subsistaient. Le projet initial avait prévu un traitement de cette zone par colonnes ballastées terrestres. Cependant du fait des profondeurs de traitement très importantes (pouvant aller jusqu’à -60 m) et la présence d’un grand nombre de pieux de fondation en ces endroits, il a été proposé par le prestataire des travaux de colonnes ballastées (Ménard sol traitement) de réaliser une variante par drains sismiques. Cette technique, peu commune en France et en Europe, a fait l’objet d’un avis technique de chantier par le contrôleur technique car le procédé n’est pas couvert par une EPG (Évaluation de Procédé Géotechnique).

Principe

L’installation de drains sismiques a pour but d’atténuer le phénomène de liquéfaction par la dissipation rapide des suppressions interstitielles durant le séisme. Les drains sismiques sont constitués d’un tuyau préfabriqué en PEHD perforé ondulé et sont entourés d’un tissu filtrant en géotextile. Les drains sismiques doivent traverser le sol rapporté pour atteindre les sédiments n’ayant pas été purgés et demeurant liquéfiables.

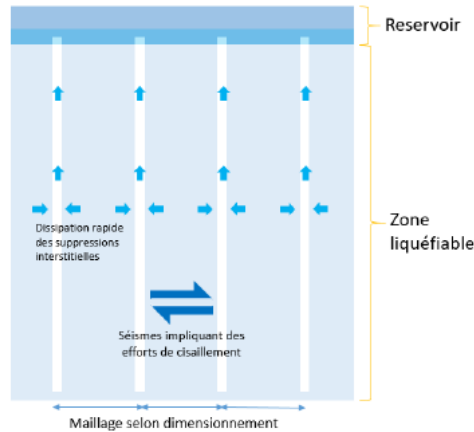


Fig. 16. Fonctionnement des drains sismiques [19].

L'objectif du traitement de sol par drains sismiques, est de limiter le rapport $ru = u / \sigma'v$ moyen par tranche de sol d'épaisseur égale à 0,50 m, à une valeur maximale de 0,6 de manière à empêcher la liquéfaction.

Afin de déterminer le rapport ru et ainsi de pouvoir dimensionner la solution de drains sismiques, trois types de paramètres sont à considérer dans le modèle : paramètres géotechniques, paramètres sismiques et paramètres des drains sismiques.

Définition des paramètres géotechniques : Dans un premier temps, l'approche de Robertson doit être validée par le calage des paramètres géotechniques sur la base de l'analyse du coefficient de consolidation c_h . Il s'agit du paramètre clé qui relie la perméabilité horizontale et le coefficient de compressibilité qui sont les données d'entrée du logiciel FEQDrain utile au dimensionnement du maillage des drains sismiques. Dans un second temps, le principe de détermination de chaque paramètre d'entrée du logiciel FEQDrain doit être précisé.

Le coefficient c_h de consolidation est déterminé par l'équation suivante : $C_h = k_h * E_{oed} / \gamma_w$

Ce coefficient a été analysé par une étude comparative de 3 approches différentes : Robertson (2015) sur la base des CPTs, Perez & Fauriel (1988) et Teh & Houlsby (1991) et des valeurs de C_v issus des essais œdométriques et des essais de dissipation in situ. Il en est ressorti que le rapport entre les coefficients horizontal C_h et vertical C_v est compris entre 1 et 10 pour les sols fins, argileux. Il a été retenu pour les calculs du projet le rapport suivant : $C_v = C_h / 5$. De plus l'approche de Robertson étant la seule à donner des valeurs continues à partir des mesures de CPT, c'est cette dernière qui a été retenue pour la détermination du C_h , C_v et m_v (coefficient de compressibilité) pour déterminer les paramètres d'entrée du logiciel FEQDrain.

Définition des paramètres sismiques : Un calcul aux éléments finis a été réalisé par le concepteur (Bouygues-Egis) pour établir le nombre de cycle provoquant la liquéfaction dans les conditions du projet. Ces calculs ont abouti à la formule suivante intégrant le nombre de cycle générant la liquéfaction des sols :

$$Nl = Neq * FS^{2,8}$$

Avec les durées de séisme de 8 s (valeur de base) et 10s (sensibilité) et nombre de cycles équivalents correspondants, respectivement $Neq=6$ et $Neq=8$.

Définition des paramètres de drains : Il fallait ensuite déterminer les paramètres des drains (maille, diamètre, haut réservoir), sachant que le remblai de sable RTPC servira de réservoir d'expansion.

Résultats : Le dimensionnement des drains a donc pour objectif d’obtenir un $r_u < 0,6$ moyen par tranche de 0,5m grâce aux calculs du logiciel FEQDrain à partir des paramètres déterminés précédemment. Les paramètres suivants ont été testés et ont permis de valider le dimensionnement des drains avec une maille de 3mx3m.

rw	Rayon équivalent du drain	0.09m (9cm)
rouT	Rayon de la surface d’influence du drain	$r_{out} = \sqrt{\frac{L^2 \sqrt{3}}{2\pi}} = 1.5751m$ Avec un maillage triangulaire d’espacement $L = 3.0m$
Aread	Surface effective de stockage du drain	0.0064 m ²
Arear	Surface effective de stockage du réservoir	7.794 m ²
Depres	Position de la base du réservoir	Base du RTPC (voir NHY-211702)=17.4m

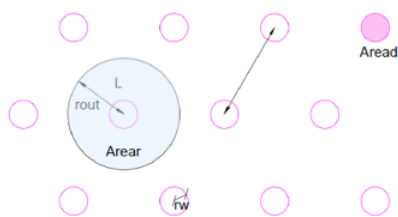


Fig. 17. Gauche : paramètres de drains entrant dans le calcul de drainage sous FEQDrains [19]. Droite : schéma de principe du maillage de drains sismiques.

Une planche d’essai a été réalisée pour effectuer les mesures nécessaires à la validation de la méthode et notamment s’assurer du bon fonctionnement de la dissipation de la pression interstitielle. Ainsi, l’augmentation du C_v apparaît significative au bout de 7 à 35 jours.

Une étude a été menée à partir des CPT post traitement. Les valeurs obtenues de r_u restent $< 0,6$, quelque-soit le jeu de paramètres testés (T_D et Neq). Des tests d’intégrité des drains ont été réalisés par ailleurs pour s’assurer de l’absence de casse ou de fléchissement des drains après leur mise en place : 1 drain sur 40 a été testé durant l’ensemble des travaux, sans aucun constat de désordre.

7 Mise en perspective dans le cadre des projets de STEP marines

Le principe de STEP (stations de transfert d’énergie par pompage) est apparu à la fin du 19^{ème} siècle et s’est largement développé entre 1970 et 1990 pour optimiser le fonctionnement des grandes centrales thermiques et nucléaires. L’évolution au niveau mondial, et en particulier en Europe, vers la transition énergétique va entraîner un fort besoin de stockage des énergies renouvelables, par nature intermittentes. Les centrales de pompage-turbinage à la mer, en connexion avec des unités de production comme les éoliennes offshore ou les énergies marines font partie des solutions. Cela a conduit les développeurs à un regain d’intérêt pour ce principe, notamment dans le cadre des énergies marines renouvelables. Le principe consiste à stocker de l’énergie sous forme potentielle en pompant l’eau d’un réservoir aval vers un réservoir amont lorsque la demande est faible puis de la restituer sous forme électrique en turbinant l’eau du réservoir amont vers le réservoir aval. Dans le cas de STEP marine, la mer est directement utilisée comme réservoir aval. Certains projets utilisant un réservoir amont à terre ont déjà vu le jour comme la STEP marine d’Okinawa au Japon (capacité de stockage de 180 MWh pour un volume de stockage de 560 000 m³ et une variation de niveau d’eau de 20 m dans le réservoir). D’autres développements sont en cours

en considérant l'utilisation d'un réservoir gagné sur la mer en zone côtière ou offshore. Les infrastructures envisagées dans de tels cas, présentent de fortes similarités avec l'extension en mer réalisée à Monaco (dimensions générales, exposition au milieu maritime, typologie des ouvrages). D'un point de vue technique, les solutions mises en œuvre sur le projet Mareterra pour la constitution de la digue, la réalisation des terrassements et la consolidation des sols constituent une référence nouvelle pour ce type d'ouvrage. Le projet Mareterra a également permis de démontrer la faisabilité dans un contexte environnemental très contraint (proximité immédiate de réserves sous-marines) moyennant l'intégration des enjeux liés à la préservation du milieu maritime dès les premières étapes d'études et de conception du projet.

8 Conclusion

Dans la continuité des précédentes opérations d'extension en mer de la Principauté, le projet Mareterra a conduit l'ensemble des concepteurs et constructeurs de l'infrastructure maritime à imaginer et mettre en œuvre une grande diversité de solutions techniques adaptées à un environnement complexe : contexte géologique et géotechnique, grande profondeur d'eau, exposition aux houles du large, exigences architecturales, enjeux environnementaux majeurs. Nous avons choisi de privilégier ici la présentation de certains aspects spécifiques de l'opération qui présentent une technicité particulière et peuvent constituer une réponse adaptée au développement de projets d'infrastructures maritimes dans des contextes de plus en plus contraints. En lien avec le développement des énergies marines renouvelables, de nouvelles générations de STEP marines basées sur le principe d'un réservoir en zone côtière ou offshore sont à l'étude. La conception et la réalisation de l'extension en mer du projet Mareterra constitue une référence nouvelle pour le développement de ce type d'infrastructures dont les enjeux techniques et environnementaux peuvent être similaires.

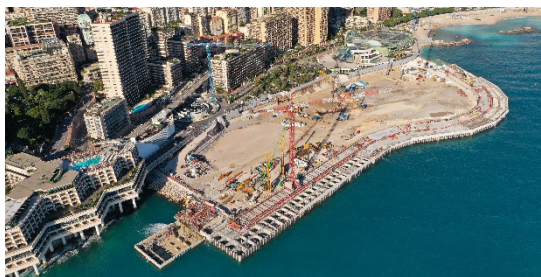


Fig. 19. Vue générale de l'infrastructure maritime après achèvement des remblais (décembre 2019) [23].

Références

1. Itasca Consulting Group, Inc. (2017) *FLAC3D — Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three Dimensions (Version 6.0)*, Minneapolis: Itasca
2. Z. Cheng, A Practical 3D Bounding Surface Plastic Sand Model for Geotechnical Earthquake, Engineering Application, in *Proceedings, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, V: (Austin, Texas, June 2018)*, pp. 34–47. S.J, Brandenberg and M.T. Manzari, Eds. ASCE
3. J. Lysmer, R.L. Kuhlemeyer, “Finite Difference Model for Infinite Media”, *J. Eng. Mech.*, 95 (EMR), pp. 859-877 (1969)

4. Method NCEER (Youd, T.L. and Idriss, I.M.), « Liquefaction Resistance of Soils: Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, 817-833
5. I.M. Idriss, R.W. Boulanger, Soil Liquefaction During Earthquakes, EERI Publication no MNO-12 (2008)
6. T. Lunne, P.K. Robertson, J.J.M. Powell, Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, E&FN Spon
7. S. M. Olson, T. D. Stark, « Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments », Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (2003)
8. CFMS - AFPS « Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous action sismique », Association française du génie parasismique (AFPS), Comité français de mécanique des sols (CFMS)
9. I.M. Idriss, R.W. Boulanger, Soil Liquefaction During Earthquakes, EERI Publication no MNO-12 (2008)
10. S. Lambert, Keller, « Évaluation de la réduction du risque de liquéfaction par des colonnes ballastées », 18ème Congrès International de Mécanique des Sols, Paris (2013)
11. V. Davidovici, S. Lambert, « Fondations et procédés d'amélioration du sol », Guide d'application de l'EC8
12. Casan, « Les essais in-situ en mécanique des sols. Éditeur Eyrolles, tome 1 et tome 2 (1978)
13. Z. Hashin, "Analysis of Composite Materials " - A Survey. J. of Applied Mechanics, (1983)
14. Liquéfaction : note d'hypothèse liquéfaction : notes Bouygues n°130200 et n°114015
15. Vibrocompaction : synthèse des résultats et des corrélations : note Bouygues n°230280
16. Colonnes ballastées : note d'hypothèse : note Bouygues n°230270
17. Injections solides : Plot d'essai d'injections solides, note de Solétanche Bachy – Keller n°211501
18. Jet grouting : note de calcul par éléments finis : note TREVI n°211608
19. Drains sismiques : note de dimensionnement – drains sismiques (ZP1-QC), note de Ménard n°211270
20. European Overtopping Manual (Eurotop) - Wave Overtopping of Sea and Related Structures, August (2007)
21. FIB Model code for service life design Bulletin 34 (2006)
22. Plans généraux Bouygues TP/ Egis
23. Crédits photos : Principauté de Monaco – SAM L'Anse du Portier – Bouygues TP-MC – Atelier Renzo Piano Building – Valode & Pistre Architectes – Michel Desvigne Paysagiste