



HAL
open science

Contribution à l'étude du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, soumis à des charges d'exploitation ferroviaire (charges dynamiques et cycliques)

Laurent Soyez

► To cite this version:

Laurent Soyez. Contribution à l'étude du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, soumis à des charges d'exploitation ferroviaire (charges dynamiques et cycliques). Sciences de l'ingénieur [physics]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2009. Français. NNT : . tel-00596015

HAL Id: tel-00596015

<https://theses.hal.science/tel-00596015>

Submitted on 26 May 2011

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



THESE DE DOCTORAT

En vue de l'obtention du titre de

DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité : Géotechnique

Présentée et soutenue publiquement par

Laurent SOYEZ

Sujet de la thèse

**Contribution à l'étude du comportement des ouvrages de
soutènement en sol renforcé, soumis à des charges d'exploitation ferroviaire
(charges dynamiques et cycliques)**

Le 17 Décembre 2009 devant le jury composé de :

Philippe DELMAS Richard KASTNER	<i>CNAM INSA Lyon</i>	Rapporteur Rapporteur
Guillaume CAMPION Alain LE KOUBY Pierre VEZOLE	<i>SNCF LCPC Eiffage Construction</i>	Examineur Examineur Examineur
Philippe MESTAT	<i>LCPC</i>	Directeur de thèse

Laboratoire d'accueil : **Laboratoire Central des Ponts et Chaussées**, 58 Boulevard Lefebvre, 75015 Paris

Remerciements

Ce travail de thèse aura été pour moi l'occasion d'aborder la recherche en mécanique des sols sous différents aspects et de collaborer avec un grand nombre de personnes sans lesquelles je n'aurais pu avancer.

Tout d'abord, je tiens à remercier, comme il se doit, Philippe Mestat qui a bien voulu être mon directeur de thèse et qui m'a encadré tout au long de ces trois années passées au LCPC. J'associe bien évidemment mon compagnon d'infortune Alain Le Kouby qui a accepté la lourde tâche de conseiller d'étude. Merci aussi à Guillaume Champion d'avoir été mon interlocuteur privilégié au sein d'IGOA et d'avoir relu avec attention le mémoire de thèse.

J'adresse ici mes vifs remerciements à Philippe Delmas d'avoir bien voulu présider mon jury de thèse et de m'avoir reçu plusieurs fois avec gentillesse au cours de ces trois ans. Je n'oublie pas Richard Kastner, rapporteur de ce travail de thèse, qui s'est plongé dans l'examen de cet épais mémoire.

J'ai fortement apprécié la confiance que m'ont accordée mes collègues d'IGOA, Jean-François Kersalé, Benoît Maillard, Patrice Schmitt, Olivier Bougeard et Luc Dieleman et pour leurs précieux conseils. De plus, nous sommes tous reconnaissant vis-à-vis de RFF pour son effort financier important.

La société Terre Armée, notamment représentée par Nicolas Freitag, aura été un soutien important, que ce soit au travers du concours de prévisions et de nombreux échanges fructueux, bien qu'ils aient été restreints.

Un grand nombre de personnes du LCPC ont apporté leur contribution, scientifique et/ou humaine, à ce travail. Je n'oublie pas les « services supports », représentés par Alain Drouet et Jean-Luc Clément. Il y a bien sûr les doctorants parisiens et nantais, une large part de la division MSRGI et de la DT-GEO avec qui j'ai pu échanger, parfois autour d'un bon repas.

Ma profonde gratitude va à Emmanuel Bourgeois sans qui la partie de modélisation numérique eut été une histoire « abracadabrantique ».

Je veux remercier vivement tout les collègues du CER pour avoir mené à son terme cette importante expérimentation qui est la base de cette recherche et plus particulièrement Mohsen Hosseingholian, Michel Froumentin et Dimitri Mercadier dont je n'ai pas réussi à atteindre les limites de leur patience, et ce n'est pas faute d'avoir essayé !

Dans le même esprit, il y a « l'équipe » de la centrifugeuse avec qui j'ai eu beaucoup de plaisir à travailler, malgré les quelques galères rencontrées. Ont eu la « joie » de ramer avec moi Luc Thorel et Claude Favraud. Nous avons été heureusement rejoints par Alain, Jean-Louis, Philippe, Gaëlle et les deux tôliers, Gérard et Jacques.

Je n'oublie pas mes amis grâce à qui j'ai fait chauffer ma carte de train. J'associe mon compagnon d'arme le « Docteur Julio » qui m'a, entre autre, permis de préparer sereinement et au soleil la troisième année. Il y a bien sur le soutien fondamental de la famille et les conseils toujours pertinents de Jean-Pierre Iorio.

J'ai eu la chance de croiser deux géotechniciens, comment dire, d'expérience ? Je pense tout d'abord à Pierre Vezole qui m'a poussé dans cette voie et qui m'a suivi activement jusqu'au point de bien vouloir faire partie de mon jury. Un grand merci à Francis Blondeau, probablement cousin de maître Yoda, pour son accessibilité, sa gentillesse et sa volonté de transmettre ses nombreuses connaissances.

Enfin, je tiens à remercier tout particulièrement Patrick Gaudicheau. Sa motivation inébranlable (même si j'ai bien failli nuire gravement à sa santé physique comme mentale), ses compétences reconnues tant en modélisation physique qu'en produits du terroir et sa gentillesse ont été un carburant essentiel pour venir à bout de ce travail.

Table des matières

Remerciements	3
Table des matières	7
Résumé	13
Liste des notations et sigles	17
Introduction	23
Chapitre 1	29
Définition du problème	29
1.1. Contexte ferroviaire.....	31
1.1.1. Caractéristiques géométriques et vitesses des trains.....	31
1.1.2. La voie.....	32
1.1.3. Utilisation envisagée des soutènements en sol renforcé.....	38
1.2. Généralités et réglementations	41
1.2.1. Principe de fonctionnement	41
1.2.2. Prise en compte de la surcharge dans le dimensionnement.....	44
1.3. Essais de chargement statique.....	49
1.3.1. Variations de traction dans les armatures	49
1.3.2. Déformations horizontales et verticales du soutènement.....	54
1.4. Expérimentations cycliques et dynamiques.....	60
1.4.1. Frottement sol – armature	60
1.4.2. Expérimentations en laboratoire.....	64
1.4.3. Essais en vraie grandeur.....	69
1.5. Modèles numériques.....	73
1.5.1. Construction d’un modèle de mur en Terre Armée.....	73
1.5.2. Confrontations modélisation/expérimentation.....	80
Chapitre 2	87
Expérimentations en vraie grandeur	87
2.1. Démarche.....	89
2.1.1. Association des différents outils	89
2.1.2. Interactions pratiques	90
2.2. Ouvrage expérimental du CER.....	91
2.2.1. Géométrie de l’ouvrage expérimental.....	91
2.2.2. Sélection et mise en œuvre des matériaux	93
2.2.3. Caractérisation de l’ouvrage.....	95

2.3. Essais	99
2.3.1. Dispositifs de chargement.....	99
2.3.2. Programme de chargement.....	102
2.3.3. Essais d'extraction.....	105
2.4. Mesures.....	107
2.4.1. Grandeurs mesurées et position des capteurs.....	107
2.4.2. Etalonnage.....	113
2.4.3. Acquisition et traitement des données	115
Chapitre 3.....	121
Réponse de l'ouvrage aux chargements statiques	121
3.1. Mise en œuvre et charge de service	123
3.1.1. Mise en place des tractions dans les armatures	123
3.1.2. Courbes typiques pour le chargement statique « 3 paliers » à 90 kN.....	126
3.1.3. Analyse des résultats pour le chargement statique 3 paliers.....	128
3.2. Chargements multicharges.....	137
3.2.1. Déplacements verticaux	138
3.2.2. Contraintes dans le sol et tractions dans les armatures.....	144
3.2.3. Déplacements horizontaux du parement.....	153
3.2.4. Calcul des déplacements du parement à partir du coefficient de transmission d'une surcharge sur un écran.....	156
Chapitre 4.....	161
Réponse de l'ouvrage aux chargements dynamiques et cycliques	161
4.1. Comportement dynamique de l'ouvrage	163
4.1.1. Essais multifréquences.....	163
4.1.2. Double M	178
4.1.3. Effets dynamiques	182
4.2. Essais de fatigue	188
4.2.1. Réponse du sol.....	188
4.2.2. Réponse du soutènement.....	196
4.2.3. Chargements statiques	203
4.3. Essais d'extraction d'armatures.....	205
4.3.1. Traitement des données	205
4.3.2. Analyse des résultats	208
Chapitre 5.....	215

Apport des modèles numériques.....	215
5.1. Concours de prévisions.....	217
5.1.1. Sujet.....	217
5.1.2. Modèles proposés.....	220
5.1.3. Résultats.....	227
5.2. Amélioration des modèles	233
5.2.1. Modèle discret bidimensionnel.....	234
5.2.2. Modèles discrets tridimensionnels	239
5.2.3. Modèle multiphasique.....	241
5.2.4. Validation par la modélisation du chargement à 850 kN	245
5.3. Calculs complémentaires.....	247
5.3.1. Influence des caractéristiques mécaniques du matériau de remblai sur la réponse de l'ouvrage	248
5.3.2. Modélisation de l'ouvrage expérimental de Triel.....	251
Chapitre 6.....	257
Elaboration d'un modèle réduit centrifugé.....	257
6.1. Conception et réalisation du modèle.....	260
6.1.1. Similitudes	261
6.1.2. Géométrie.....	261
6.1.3. Matériaux constitutifs	262
6.1.4. Montage du modèle	266
6.2. Instrumentation.....	270
6.2.1. Déplacements.....	270
6.2.2. Accélération.....	273
6.2.3. Traction dans les armatures	274
6.2.4. Acquisition et traitement des données	276
6.3. Validation du modèle	277
6.3.1. Essais d'extraction.....	277
6.3.2. Montée en g.....	278
6.4. Système de chargement.....	280
6.4.1. Bibliographie	280
6.4.2. Principe des moteurs à balourd.....	281
6.4.3. Montage	283
6.4.4. Tests préliminaires.....	285

Conclusions et perspectives	291
Bibliographie	299
Annexes.....	309
Annexe 1.....	311
Liste des ouvrages en Terre Armée sous voie ferrée.....	311
Annexe 2	319
Dimensionnement du soutènement du CER (document Terre Armée)	319
Annexe 3	327
Plan d'instrumentation détaillé du plot expérimental (Froumentin et al., 2008) .	327
Annexe 4	337
Description de la centrifugeuse et des conditions de similitude.....	337
Annexe 5	343
Réalisation et validation d'un système de.....	343
Annexe 6	357
Résultats des essais d'extraction en laboratoire.....	357

Résumé

Résumé

Réseau Ferré de France et la Société Nationale des Chemins de Fer souhaitent mettre à jour le référentiel technique datant de 1985 régissant l'utilisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé rapporté. L'objet de ce travail de thèse est l'étude du comportement des ouvrages en Terre Armée sous sollicitation ferroviaire, notamment en terme de déformation verticale.

Dans le cadre de cette recherche, un programme d'essais de grande ampleur a été mis en œuvre. Il s'appuie essentiellement sur un ouvrage expérimental en vraie grandeur associant un soutènement en Terre Armée et un remblai classique, ce dernier servant de référence. Une large gamme de sollicitations, incluant aussi des chargements statiques supérieurs ou égaux aux états de service, a permis la mise en évidence de l'influence de la fréquence de sollicitation sur la réponse de l'ouvrage et les effets de la fatigue entraînés par sept années de trafic ferroviaire. L'interaction sol – armature a été caractérisée au moyen d'essais d'extraction sous application d'efforts dynamiques.

Deux modèles aux éléments finis, l'un, bidimensionnel discret et l'autre, tridimensionnel homogénéisé, ont été développés en tenant compte des enseignements tirés d'un concours de prévisions de la réponse de l'ouvrage soumis à un chargement statique. Un travail spécifique a été mené sur l'interface sol – armature.

Enfin, un modèle physique centrifugé et une instrumentation adaptée ont été mis au point pour permettre un approfondissement de ce travail de recherche.

Mots clés :

Ferroviaire – Terre Armée – Expérimentation vraie grandeur – Fréquence – Fatigue – Déformation verticale – Modélisation numérique – Centrifugeuse géotechnique.

Abstract

French Railway Network and French National Railway Society want to update the technical reference library established in 1985 concerning the use of reinforced earth retaining walls. The aim of this thesis is to gain a better understanding of Reinforced Earth behaviour, especially about its vertical deformation, under railway excitation.

The research program is based on an important testing program which essentially consists in constructing a full-scale experimental structure by associating a Reinforced Earth wall and a classical railway embankment, the latter serving as reference. An important number of various loadings, including important static and service loads, emphasizes the influence of the load frequency on the geotechnical structure behaviour and the effect of fatigue caused by a seven-year railway traffic. The soil – reinforcement interaction was studied by means of dynamic pullout tests.

Two finite element models, a two-dimensional discrete model and a tri-dimensional homogenised model, were build taking into account results of a benchmark exercise predicting the response of the structure submitted to static load. Further, the research focused on the soil-reinforcement interface.

Lastly, a centrifuge physical model and adequate instrumentation were developed for further in-depth analysis and experiments.

Key words

Railway – Reinforced Earth – Full-scale experimentation – Frequency – Fatigue – Vertical deformation – Numerical modelling – Geotechnical centrifuge

Liste des notations et sigles

Notations

A_{arm}	Aire de la section des armatures réelles
A_{d50kN}	Amplitude des déplacements lors des essais multifréquences 20 – 50 kN
A_{d90kN}	Amplitude des déplacements lors des essais multifréquences 20 – 90 kN
A_{eq}	Aire de la section des armatures du modèle
A_f	Amplitude de la force appliquée par le vérin
A_{f50kN}	Amplitude de la force réellement appliquée lors des essais multifréquences 20 – 50 kN
A_{f90kN}	Amplitude de la force réellement appliquée lors des essais multifréquences 20 – 90 kN
c	Cohésion
c^*	Cohésion sol-renforcement
c_i	Coefficient d'interaction sol-renforcement (modèle multiphasique)
c_{sol}	Cohésion du sol
C_U	Coefficient d'uniformité
d	Distance entre le point considéré et le parement
d_a	Distance entre le point d'application de la charge et le parement
d_{arm}	Distance entre deux armatures du même lit
d_{50}	Diamètre médian des grains d'un sol
E	Module d'Young
E_{arm}	Module d'Young des armatures réelles
E_{eq}	Module d'Young équivalent des armatures du modèle numérique
e_{max}	Indice des vides maximal
e_{min}	Indice des vides minimal
f	Fréquence de rotation des moteurs à balourd
f^*	Coefficient de frottement apparent sol-armature
F_{moy}	Force moyenne appliquée sur le vérin
F_{max}	Force maximale d'extraction
F_{nloc}	Force normale au niveau du renforcement
F_{tloc}	Force tangentielle au niveau du renforcement
h	Hauteur considérée
h_{arm}	Hauteur entre deux lits d'armatures

h_p	Épaisseur de la plaque remplaçant les armatures dans le modèle numérique
H	Hauteur du mur
H_m	Hauteur mécanique de l'ouvrage
I_{arm}	Moment d'inertie de flexion des armatures réelles
I_{eq}	Moment d'inertie de flexion des armatures du modèle
I_{max}	Valeur maximale de l'interaction sol-armature dans le modèle multiphasique
K	Coefficient de poussée
K_a	Coefficient de poussée active
K_p	Coefficient de butée des terres
K_{qa}	Coefficient de transmission global
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
\bar{K}	Axe de rotation de la centrifugeuse
k_s^*	Raideur de cisaillement de l'interface sol-armature
L_a	Longueur d'adhérence de l'armature
m	Masse équivalente des balourds
m_r	Moment statique des balourds
m_t	Masse de la traverse
N_g	Accélération retenue lors des essais en centrifugeuse
p^*	Périmètre d'interaction sol-armature
r	Rayon équivalent des moteurs à balourd
r_B	Distance entre les moteurs à balourd et l'axe de la centrifugeuse
S_{loc}	Surface locale du renforcement
T_m	Traction maximale dans une armature
T_p	Traction dans une armature au niveau du parement
U	Tension
V_p	Vitesse des ondes de compression
V_s	Vitesse des ondes de cisaillement
W_{OPN}	Teneur en eau à l'Optimum Proctor Modifié
\bar{z}	Profondeur considérée
γ	Poids volumique
ΔT	Incrément de traction dans l'armature lié à l'application de la charge

ΔT_{max}	Incrément de traction maximal
$\Delta \sigma_1$	Amplitude des variations de contrainte axiale
$\Delta \sigma_v$	Incrément de contrainte verticale moyen
ε	Déformation
ε_p	Déformation permanente
η	Fraction volumique des armatures
θ	Position angulaire de la centrifugeuse
θ_1	Position angulaire du balourd
ρ_{dmin}	Masse volumique minimale
ρ_{dmax}	Masse volumique maximale
ρ_{dOPN}	Masse volumique à l'Optimum Proctor Modifié
ρ_s	Masse volumique des particules
σ_1	Contrainte axiale lors d'un essai triaxial
σ_3	Contrainte radiale lors d'un essai triaxial
σ_{conf}^*	Contrainte effective moyenne de confinement
σ'_p	Contrainte de préconsolidation du sol
σ'_{v0}	Contrainte verticale effective en place
μ_{def}	Micro-déformations
ν	Coefficient de Poisson
φ	Angle de frottement
φ_{sol}	Angle de frottement du sol
φ^*	Angle de frottement sol-renforcement

Sigles

AAENPC	Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
ACC	Accéléromètre
ADIF	Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (Espagne)
AFNOR	Association Française de Normalisation
CEDEX	Centro de Estudio y Experimentacion de Obras Publicas (Espagne)
CER	Centre d'Expérimentation Routière de Rouen

CETE N-C	Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement Normandie Centre
CPH	Capteur mesurant la pression totale horizontale
CPV	Capteur mesurant la pression totale verticale
GNT	Grave Non Traitée
INSA	Institut National des Sciences Appliquées
JNNG'08	Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur 2008 de Nantes
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LGV	Lignes à Grande Vitesse
LVDT	Linear Variable Differential Transducers
LVDTPAR	Capteur LVDT mesurant les déplacements horizontaux du parement
LVDTSC	Capteur LVDT mesurant les variations d'épaisseur de la sous-couche
PSD	Position Sensing Detector
RFF	Réseau Ferré de France
RRA	Recommandations et Règles de l'Art (LCPC et SETRA, 1991)
SETRA	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
SN	Structure Normale (remblai technique)
SNCF	Société Nationale des Chemins de Fer
TA	Structure Terre Armée
TAI	Terre Armée Internationale
TGV	Train à Grande Vitesse
TRRL	Transport and Road Research Laboratory

Introduction

Les ouvrages de soutènement font partie depuis longtemps des dispositifs techniques utilisés par la Société Nationale des Chemins de Fer (SNCF) dans le cadre de la construction de lignes nouvelles. A ce jour, l'emploi des ouvrages de soutènement en sol renforcé est encore très restreint. Il arrive que le clouage soit retenu comme solution provisoire, accompagnée d'un suivi des déplacements de la paroi, quand il est nécessaire de réaliser un déblai. Pour ce qui est des ouvrages en remblai, la « technique classique » de type mur en béton armé est toujours privilégiée. Seuls quatre ouvrages en sol rapporté de type Terre Armée, réalisés dans les années 1980, soutiennent des voies ferroviaires circulées du réseau français.

Une cinquième dérogation a été accordée en 2006 pour la réalisation de deux murs de soutènement en Terre Armée dans le cadre du raccordement de la Ligne à Grande Vitesse (LGV) Rhin-Rhône situé à Perrigny. La solution de base prévoyait un mur en béton armé fondé sur pieux. Le choix de cette variante a permis une diminution du coût et du temps de réalisation des travaux.

En conséquence, le gestionnaire du réseau, Réseau Ferré de France (RFF), et la SNCF ont souhaité mettre à jour le référentiel SNCF régissant l'utilisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé datant de 1985.

Les soutènements en sol rapporté peuvent être renforcés par des armatures métalliques ou des géosynthétiques. Dans le premier cas, la technologie a été mise au point au début des années 1960, malgré quelques variantes plus récentes. Pour les géosynthétiques, la gamme de produits et des technologies associées est beaucoup plus variée. Le recul sur la durabilité des armatures métalliques est considéré comme plus important que celui concernant les géosynthétiques. Enfin, les ouvrages à armatures « peu extensibles » sont *a priori* moins déformables que les autres. Pour ces trois raisons, c'est la solution des armatures métalliques qui a été retenue, dans un premier temps, dans le cadre de cette thèse. Une seconde priorité a été accordée aux ouvrages en sol rapporté, plus courants que les ouvrages de type paroi clouée.

La Terre Armée a été inventée par Henri Vidal, ingénieur et architecte, qui a publié en 1963 un document regroupant l'ensemble de ses réflexions sur le sujet. Le premier ouvrage a été réalisé à Pragnières par Electricité de France en 1965 et cette technique a connu son expansion dans le contexte autoroutier dès 1968. L'utilisation très limitée de la Terre Armée par la SNCF s'explique initialement par l'existence de problèmes liés à la corrosion et la présence de courants vagabonds. Ceux-ci étant aujourd'hui considérés comme réglés, l'entreprise a souhaité traiter la problématique des déformations propres de ces ouvrages.

La circulation des trains dans des conditions admissibles nécessite la maîtrise des déformations de la voie. Les tolérances en terme de déplacement des rails sont de plus en plus faibles du fait de l'augmentation des vitesses d'exploitation. Il faut raisonner ici dans des gammes de quelques millimètres, contrairement au domaine autoroutier où l'unité de mesure est le centimètre. Les ouvrages sur lesquels repose la voie ne doivent pas être à l'origine de déformations de la voie.

Par expérience, la SNCF sait qu'un choix adapté du matériau de remblai associé à une mise en œuvre dans les règles de l'art aboutit à la réalisation d'un ouvrage dont les déformations verticales sont compatibles avec une utilisation ferroviaire. Néanmoins, il n'existe pas dans son référentiel de critère précis qui aurait été transposé au soutènement.

Jusqu'à présent, les ouvrages en Terre Armée sont considérés dans de nombreux textes comme « indéformables » pour les calculs de tassement. Cette hypothèse est justifiée par l'expérience dans les cas classiques, à savoir la retenue d'importants massifs de sol ou les structures routières. Elle devient discutable dans le contexte ferroviaire.

En effet, les sollicitations ferroviaires se caractérisent par leur caractère dynamique et leur fréquence de répétition. La réponse d'un ouvrage en Terre Armée à un chargement statique est susceptible d'être modifiée par les vibrations engendrées par le passage d'un convoi, et *a fortiori* un Train à Grande Vitesse lancé à 320 km/h. Il faut comprendre l'impact de ces vibrations sur les déformations instantanées de l'ouvrage et leur influence sur le comportement de l'interface sol – armature. De plus, la durée de vie d'un ouvrage ferroviaire est normalement fixée à 100 ans. Une Ligne à Grande Vitesse subit jusqu'à 1 000 000 de passages d'essieux par an. Ceci nécessite également de mieux appréhender le comportement à la fatigue de la Terre Armée.

Il découle de ce contexte trois objectifs à long terme communs à RFF, à la SNCF et au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Le premier est de mieux comprendre et quantifier les mécanismes qui régissent le comportement de la Terre Armée soumise à un chargement dynamique et cyclique. Le deuxième objectif est d'adapter, si nécessaire, la méthode usuelle de dimensionnement à ce contexte. Enfin, il s'avère pertinent de mettre au point un outil de prévision des déformations à long terme des ouvrages de soutènement, outil pouvant être de nature analytique ou numérique.

La contribution apportée ici à ce programme général de recherche a été articulée autour de trois axes.

Le premier a consisté en la réalisation d'un ouvrage expérimental en vraie grandeur au Centre d'Expérimentation Routière de Rouen (CER). Cet ouvrage est composé de deux

structures adjacentes : un ouvrage de soutènement en Terre Armée et un remblai classique, d'utilisation courante par la SNCF. L'ensemble a été soumis à un programme de chargement comprenant des sollicitations statiques correspondant à des niveaux de service et des chargements supérieurs, jusqu'à 850 kN, des sollicitations dynamiques de quelques milliers de cycles aux différentes fréquences rencontrées dans le domaine ferroviaire et deux essais de fatigue représentant sept années de trafic d'une LGV. Tous ces essais ont été menés successivement sur la structure Terre Armée et sur le remblai. Ils ont permis une comparaison de la réponse du soutènement avec celle de l'ouvrage de référence de la SNCF. En complément huit essais d'extraction d'armatures ont été pratiqués, dont quatre sous vibrations, pour étudier l'influence des vibrations sur le frottement sol – armature.

Il a été décidé d'explorer les possibilités de la simulation numérique pour la mise au point de l'outil de prévision des déformations des ouvrages en Terre Armée. Dans le cadre de cette thèse, l'étude se limite au cas statique. Une évaluation des pratiques actuelles des géotechniciens a été lancée au travers d'un concours de prévisions du comportement de l'ouvrage expérimental du CER. A partir des conclusions tirées de cet exercice, un travail complémentaire a été mené sur la construction de modèles numériques adaptés aux ouvrages en Terre Armée sur la base des outils existants.

Le troisième axe de recherche est la réalisation d'un modèle physique centrifugé. La simulation physique permet de mener plusieurs essais pour étudier l'influence de certains paramètres, tels que l'intensité du chargement ou la position de la surcharge, sur la réponse de l'ouvrage à un grand nombre de chargement.

Le premier chapitre revient sur le contexte scientifique de cette étude en décrivant les spécificités du domaine ferroviaire, les règles de dimensionnement en vigueur et les expérimentations statiques et dynamiques qui ont permis leur établissement. Son dernier paragraphe est consacré à la modélisation numérique des ouvrages en Terre Armée avec le logiciel CESAR-LCPC.

Le deuxième chapitre est une description de la démarche expérimentale adoptée dans cette thèse et des essais réalisées au CER de Rouen ; il apporte toutes les précisions relatives à l'ouvrage, au programme de chargements réalisés sur les deux structures, à l'instrumentation et aux mesures.

Les troisième et quatrième chapitres présentent l'analyse des résultats expérimentaux obtenus au CER. Le chapitre 3 est consacré aux résultats des essais statiques. Il aborde successivement le chargement statique de référence à 90 kN et le chargement à 850 kN. Le

chapitre 4 revient d'abord sur l'ensemble des essais dynamiques « courts » destinés à étudier l'influence de la fréquence de sollicitation sur la réponse de l'ouvrage. Sont analysés ensuite les résultats des essais de fatigue correspondant aux vitesses de 170 et 300 km/h. Enfin, le comportement de l'interface sol – armature est traité par l'intermédiaire des essais d'extraction.

Le cinquième chapitre est consacré à la modélisation numérique. Il décrit les résultats et les enseignements issus du concours de prévisions et le travail de recherche mené sur la modélisation de l'interface sol – armature. La méthodologie de construction du modèle est testée par la simulation d'un essai de chargement statique tiré de la littérature.

Le dernier chapitre illustre l'élaboration d'un modèle physique centrifugé de l'ouvrage expérimental du CER. Une instrumentation adaptée au modèle a aussi été mise au point grâce au développement d'un nouveau système de mesure de déplacement en centrifugeuse. Le dernier paragraphe est consacré à l'étude d'un nouveau système de chargement dynamique et cyclique.

Chapitre 1

Définition du problème

L'objectif de ce travail de thèse est d'étudier les effets des passages répétés de trains sur le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Pour en comprendre les problématiques sous-jacentes, le premier paragraphe de ce chapitre bibliographique sera consacré aux spécificités du contexte ferroviaire. En effet, en plus des trains eux-mêmes qui doivent être caractérisés, il faut définir le rôle de la structure d'assise. Dans un deuxième temps, après un rappel des grands principes qui régissent le fonctionnement du renforcement par Terre Armée, un point sur les textes réglementaires sera effectué. La description d'expérimentations statiques et dynamiques/cycliques fera l'objet respectivement des troisième et quatrième paragraphes. Enfin, le dernier point abordé sera l'utilisation actuelle des outils de modélisation numérique pour ce type d'ouvrage.

1.1. Contexte ferroviaire

Ce premier paragraphe est consacré, pour deux raisons, à une rapide analyse du contexte ferroviaire.

Tout d'abord, le dimensionnement des ouvrages de soutènement classiques (i.e. sans renforcement) sous voies ferroviaires est justifié selon les prescriptions du Livret 2.01 de la SNCF (SNCF, 2005a) qui définit les actions et les différents cas de charges à prendre en compte. Dans le cadre de ce travail, il faut s'appuyer sur des sollicitations réelles, différentes des sollicitations normalisées qui ont été simplifiées.

Deuxièmement, l'objectif est de déterminer si les déformations, à l'état de service d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé, sont compatibles avec le domaine ferroviaire. Or, le Livret 2.01 (SNCF, 2005a) impose de vérifier, le cas échéant, un critère sur les déplacements horizontaux en tête d'ouvrage qui doivent être inférieurs à $0,01 H$, avec H la hauteur du mur, mais il est simplement précisé que les tassements doivent être admissibles. Par retour d'expérience, la sélection des matériaux de remblai et les exigences de mise en œuvre font que les déformations des ouvrages en terre sont admissibles mais il n'existe pas de seuil défini par la SNCF. Par contre, l'entreprise réalise un suivi des déplacements de la voie (SNCF, 2000).

1.1.1. Caractéristiques géométriques et vitesses des trains

De nos jours, les lignes nouvelles qui pourraient être supportées par des ouvrages en Terre Armée sont essentiellement des Lignes à Grande Vitesse (LGV) et leurs raccordements au réseau existant. Pour cette raison, la présentation des sollicitations apportées par les trains est axée sur les Trains à Grande Vitesse (TGV).

Pour caractériser un train, il suffit de six paramètres. Le premier est la masse supportée par chaque essieu. Celle-ci peut être variable pour les différents essieux d'un même train ; par exemple, entre la locomotive et les voitures. Pour un TGV, la masse de référence est 18 t. Plus généralement, la masse maximale supportée par les essieux de trains en France, hors trains spéciaux pour les travaux, est de 25 t (trains de Fret).

Ensuite, il faut connaître les distances entre les différents essieux. S'agissant d'un TGV, il y en a quatre différentes (Figure 1-1). La plus petite est la distance entre les deux essieux d'un même boggie, à savoir 3 m. Elle est équivalente ici à celle séparant le dernier essieu de la motrice au premier essieu de la première voiture. La troisième est la distance inter-boggie de la locomotive qui est de 14 m. Enfin, les deux boggies d'une voiture sont séparés d'environ 19 m. Plus un train est lourd, plus le nombre de boggies est important et plus le nombre d'essieux par boggie est grand. Certains wagons de train de fret disposent de trois boggies de trois essieux. La combinaison des distances et des charges est suffisante pour une définition « statique » du convoi.

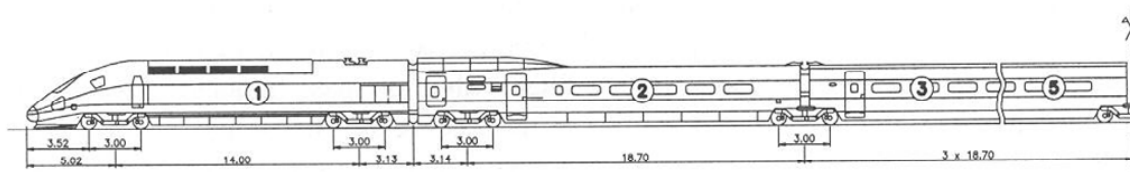


Figure 1-1 - Schéma de la motrice et de la première voiture d'un TGV (de Grande et Lombaert, 2000).

Pour l'étude du comportement dynamique, il faut connaître la vitesse de circulation des trains. Vitesse du convoi et distance entre essieux conditionnent les fréquences de sollicitation de l'infrastructure. La dernière LGV mise en service est circulée jusqu'à 320 km/h et il est prévu de porter d'ici quelques années la vitesse maximale d'exploitation à 360 km/h. La gamme de fréquences du domaine ferroviaire va donc jusqu'à 35 Hz. La signature d'un TGV est essentiellement liée au passage des voitures. Celles-ci reposant sur deux moitiés de boggies, cette signature est couramment appelée « double M ».

1.1.2. La voie

Pour décrire une voie de chemin de fer, il est possible de la décomposer en deux parties : d'une part, un bloc composé par des éléments préfabriqués et rapportés, qui vont du rail à la base de la traverse et, d'autre part, leur structure d'assise.

1.1.2.a. Rôle du rail

La partie supérieure de la voie est constituée de rails et de traverses entre lesquelles sont intercalées des semelles en élastomère dont la fonction est de filtrer les hautes fréquences. Celles-ci sont causées par les irrégularités des roues. La figure 1-2 représente une vue de face et une vue de dessus d'une traverse monobloc, préconisée pour les LGV, sur laquelle deux rails sont fixés, distant de 145 cm environ (SNCF, 2000). Les dimensions indiquées sont exprimées en millimètre.

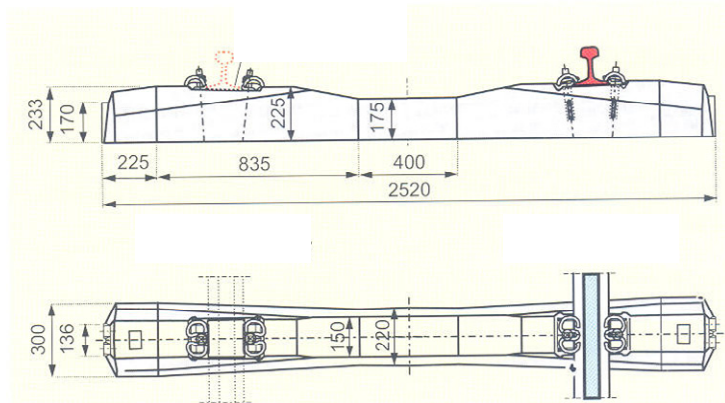


Figure 1-2 - Traverse monobloc en béton précontraint (Esveld, 2001).

Le rôle du rail est de distribuer la charge appliquée par les essieux sur plusieurs traverses adjacentes, distantes de 30 cm environ. En mode statique, la figure 1-3 illustre une répartition communément admise par la SNCF. De fait, suivant les sources, cette distribution évolue quelque peu (

Tableau 1-1). Ceci peut s'expliquer par la variabilité des paramètres pris en compte dans les calculs, par exemple la raideur du ballast ou la rigidité du rail mais surtout la charge à l'essieu. La répartition de la figure 1-3 est la plus défavorable pour la traverse située à l'aplomb de l'essieu, c'est pour cette raison qu'elle a été retenue.

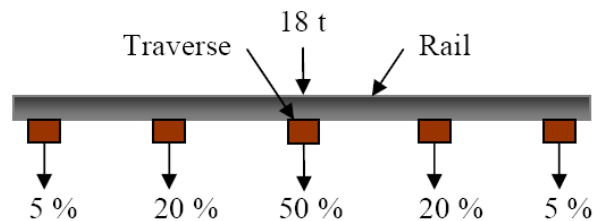


Figure 1-3 - Répartition de la charge sur les traverses par le rail en statique (Soyez et al., 2009).

Tableau 1-1 - Différentes répartitions de la charge extraites de la littérature

Traverse (T)	T _{n-2}	T _{n-1}	T _n	T _{n+1}	T _{n+2}
Profillidis et Humbert (1986)	7%	23,5%	39%	23,5%	7%
Profillidis (2006)	7%	23%	40%	23%	7%
Selig et Water (1994)	10%	22%	36%	22%	10%
Calculée d'après Esveld (2001)	8%	20%	44%	20%	8%

Dans le cas dynamique, un nombre plus important de traverses est mis en jeu et le pourcentage maximal de la distribution diminue. La figure 1-4 est le résultat d'un calcul réalisé au Centro de Estudio y Experimentacion de Obras Publicas (CEDEX) selon la théorie des poutres élastiques. Les paramètres ont été calés à partir de mesures expérimentales faites sur LGV lors du passage d'une locomotive diesel. Dans cette configuration, la traverse la plus sollicitée reprend environ 26 % de la charge.

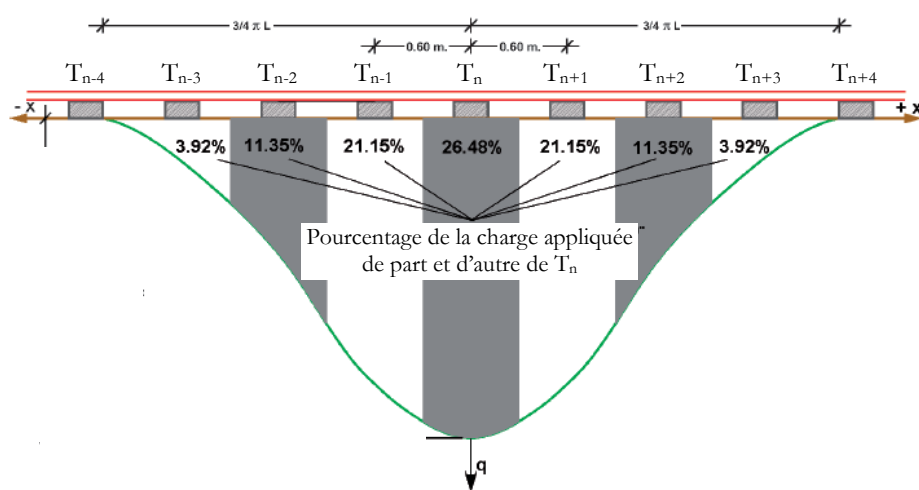


Figure 1-4 - Répartition de la charge par le rail calculée pour la ligne à grande vitesse Madrid-Zaragoza (d'après Manzananas et al., 2007).

Dans le cadre du projet européen SUPERTRACK (www.supertrack.no), des campagnes de mesures ont été lancées sur différentes voies à grande vitesse en Europe. Par exemple, la SNCF a instrumenté une portion de la LGV Nord à Beugnâtre. Des jauges de contrainte ont été collées sur le rail pour mesurer les charges de roues (Figure 1-5). Ces mesures confirment par ailleurs des charges à l'essieu d'environ 180 kN pour la motrice et 160 kN pour les wagons. En outre, la Figure 1-5 illustre la signature en « double M » des wagons d'un TGV.

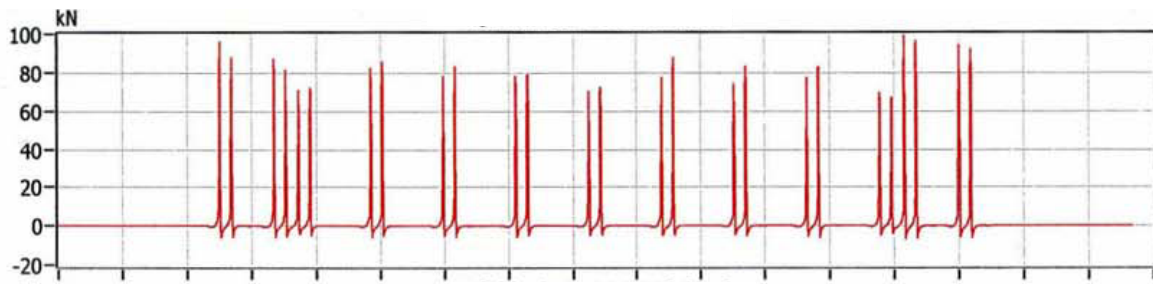


Figure 1-5 - Force mesurée sous un blochet d'une traverse biblocs (SNCF, 2005b).

Toujours dans le cadre du projet SUPERTRACK, avec la collaboration de l'Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF), le CEDEX a instrumenté des sections de la ligne à grande vitesse Madrid-Zaragoza.

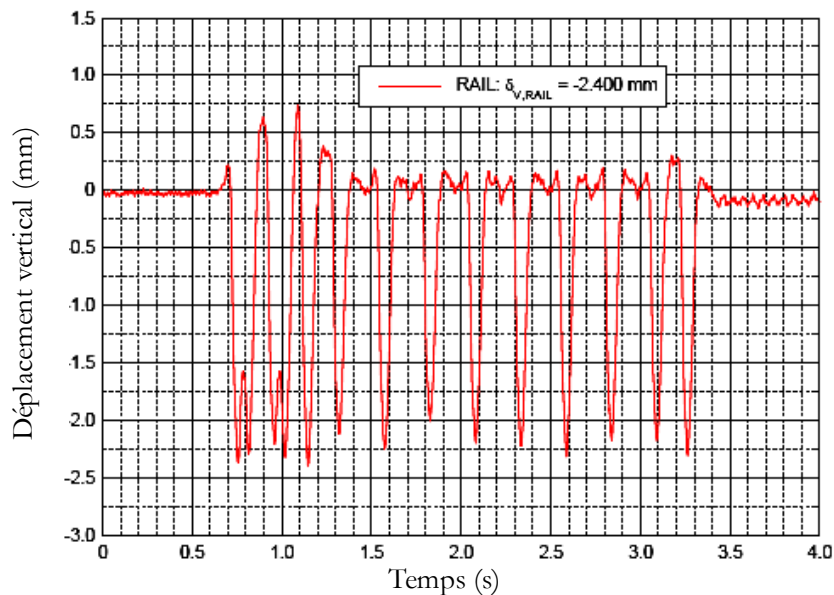


Figure 1-6 - Mesure de déplacement vertical du rail au passage d'une locomotive (CEDEX et ADIF, 2005).

En plus de la locomotive diesel dont il a été question plus haut pour la détermination des paramètres, des mesures de déplacement vertical du rail ont été prises lors de passages de trains de voyageurs (Figure 1-6). L'ordre de grandeur de l'amplitude des déplacements est de 2 mm.

1.1.2.b. Structure d'assise

La figure 1-7 est une coupe d'une voie « nouvelle » avec couche de forme rapportée. La partie supérieure de la structure d'assise est toujours une couche de ballast. La sous-couche peut être constituée d'une ou deux couche(s) de matériau granulaire. Si la couche de forme est

rapportée, elle appartient à la structure d'assise. Par contre, si c'est une couche de forme normale, elle appartient à la partie supérieure des terrassements.

Le choix des matériaux mis en œuvre doit se faire selon des critères imposés par la SNCF (SNCF, 1999), notamment en terme de granulométrie, spécifiés dans le chapitre 2.

La méthode de dimensionnement actuelle résulte de l'expérience de l'entreprise. Les épaisseurs des différentes couches sont principalement définies selon trois éléments : le type de ligne, la classe de qualité du sol support et la classe de portance de plate-forme recherchée (SNCF, 1996). L'épaisseur de la couche de ballast varie entre 15 et 35 cm et celle de la sous-couche entre 15 et 55 cm. Il faut aussi respecter une épaisseur minimale de la structure d'assise, qui est fonction de la portance du sol support, et vérifier la mise hors gel. Il n'existe pas de critère formalisé en terme de déformation admissible mais un critère de réception basé sur un essai à la plaque.

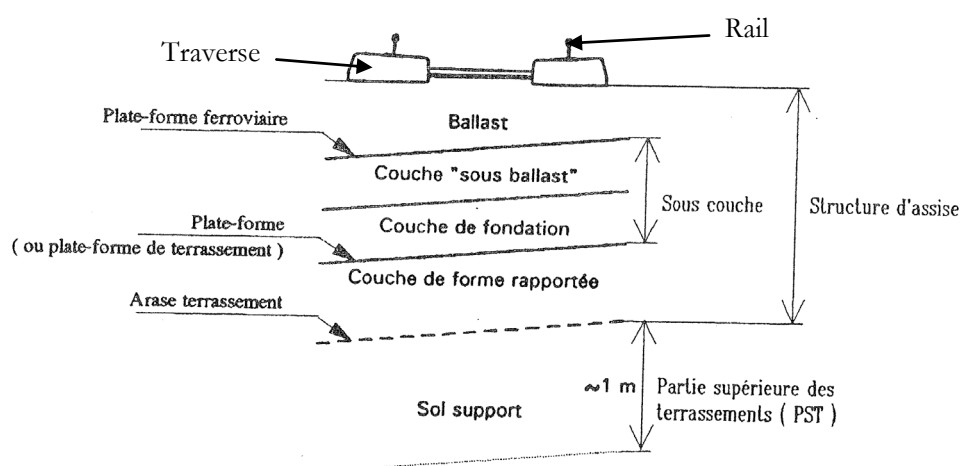


Figure 1-7 - Coupe d'une voie nouvelle avec couche de forme rapportée (d'après SNCF, 1996).

D'un point de vue « géotechnique », une des principales fonctions de la voie est de transmettre les contraintes au sol support tout en les diffusant. Etant donnée la faible surface de contact entre la roue et le rail, les contraintes liées au passage des trains sont très fortes. De par la diffusion, ces contraintes diminuent très rapidement avec la profondeur. La figure 1-8 illustre ce phénomène. Les résultats du calcul réalisé par Esveld (2001) montrent qu'elles sont divisées par 20 000 entre le rail et la base du ballast. La sous-couche amplifie ce phénomène.

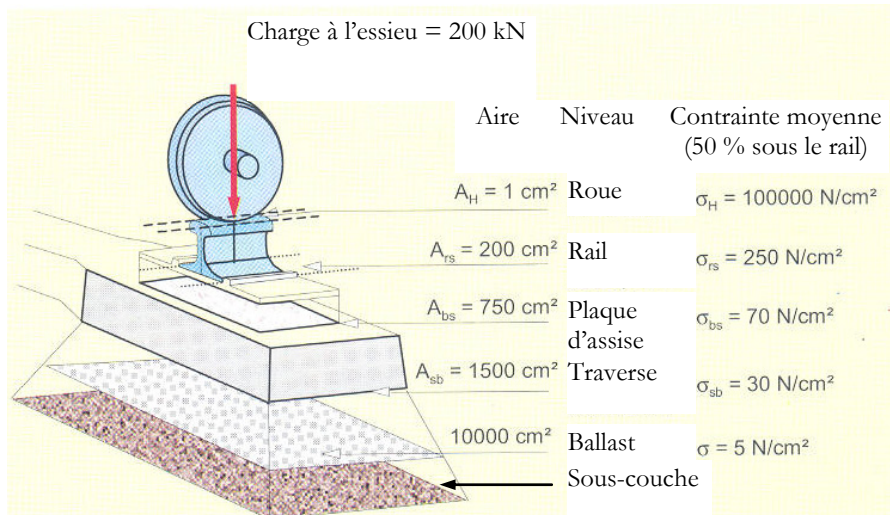


Figure 1-8 - Exemple de diffusion de la charge à travers la voie (d'après Esveld, 2001).

Pour quantifier ce phénomène, la figure 1-9 présente des contraintes verticales mesurées à 0,4 m sous les traverses aux passages de deux trains : le premier, de voyageurs, dont le poids supporté par chaque essieu est de 100 kN, et un train de fret plus lourd à 225 kN par essieu. Ils circulent respectivement à 30 et 50 km/h. Dans les deux cas, la locomotive provoque des contraintes de l'ordre de 40 kPa, niveau de contrainte identique à celui généré par les wagons de fret, alors qu'il diminue de moitié pour les voitures de voyageurs.

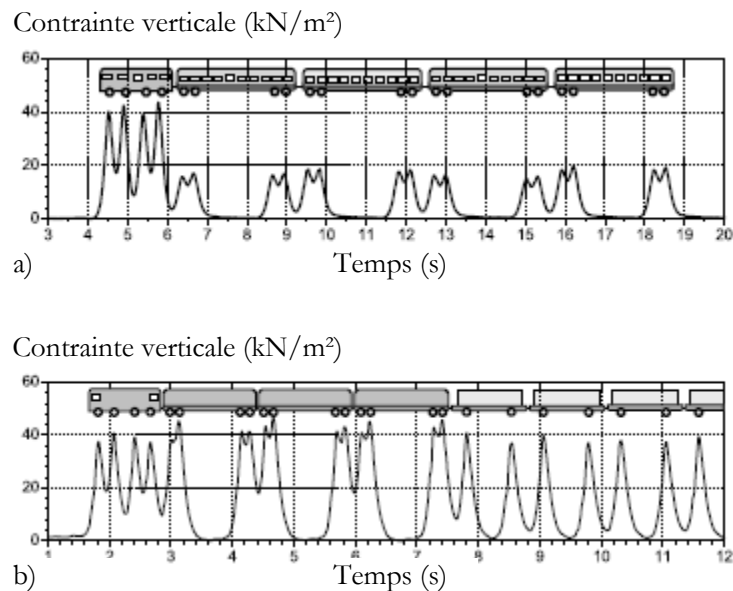


Figure 1-9 - Contraintes verticales mesurées dans la sous-couche. a) au passage d'un train de voyageur, b) au passage d'un train de fret (d'après Katzenbach et Ittershagen, 2005).

En terme d'accélération verticale, l'atténuation liée à la structure d'assise est illustrée par la figure 1-10, constituée de deux graphiques. Ceux-ci donnent les accélérations verticales mesurées sur la LGV Nord, au niveau d'une traverse pour celui de gauche, et dans la couche de forme pour celui de droite. Dans le premier cas, l'accélération maximale est de 15 m/s^2 et plus globalement les pics atteignent environ 10 m/s^2 , alors que, dans la couche de forme, le maximum vaut 5 m/s^2 et les pics en moyenne $2,5 \text{ m/s}^2$.

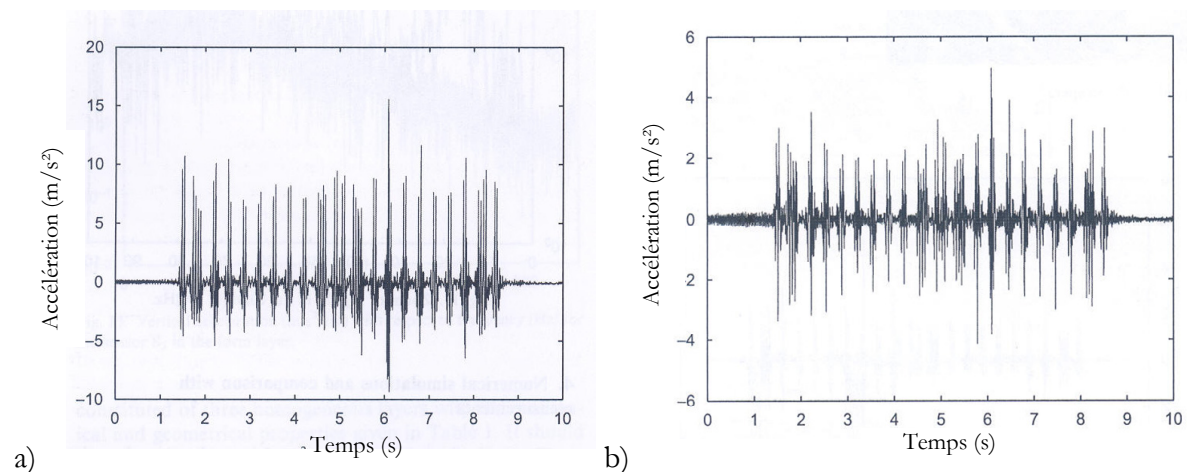


Figure 1-10 - Mesures d'accélérations verticales au passage d'un TGV (d'après Chebli et al., 2008) : a) au niveau d'une traverse, b) dans la couche de forme.

1.1.3. Utilisation envisagée des soutènements en sol renforcé

Il existe une approche, utilisée en Allemagne lors du dimensionnement d'un talus renforcé par des géosynthétiques (Liberenz et Weisemann, 2002), qui considère l'aspect ferroviaire du chargement de trois manières conjointes dans la méthode de dimensionnement. Premièrement, un facteur de sécurité est appliqué au frottement sol - renforcement mobilisable. Deuxièmement, la valeur de la résistance des géogrilles est pondérée selon la profondeur. Elle est nulle dans le premier mètre et demi sous le rail, ce qui aboutit ici à ne pas en mettre dans cette zone. Il arrive que les géogrilles soient quand même mises, ce qui constitue un facteur de sécurité. Elle est réduite d'un facteur allant jusqu'à 50 % dans les 1,5 m suivants et elle reste inchangée pour des profondeurs supérieures à 3 m. Enfin, le calcul se faisant en statique, un coefficient de pondération dynamique, fonction de la vitesse de circulation du train, a été défini.

Cette approche, certes intéressante, se révèle au final assez pénalisante d'un point de vue géométrique. La SNCF et RFF souhaitent pouvoir disposer la structure d'assise directement sur

l'ouvrage sans avoir à intercaler 1 m de remblai. L'objectif est plus d'adapter la méthode de dimensionnement à cette configuration plus sévère que d'avoir une approche plus sécuritaire du type de celle qui vient d'être évoquée.

En effet, la SNCF et RFF s'interrogent sur l'utilisation de la technologie des sols renforcés en lieu et place de solutions plus classiques, du type mur-poids. Dans un premier temps, elles envisagent un usage uniquement en soutènement. A titre d'illustration, dans le cadre de la branche Est de la nouvelle LGV Rhin-Rhône, un ouvrage de raccordement de la ligne sur le réseau existant est prévu à Perrigny. A cette occasion, étant données les économies liées à son utilisation et la faible vitesse de circulation (90 km/h), la solution d'un soutènement en sol renforcé rapporté a été privilégiée à celle plus classique d'un mur-poids fondé sur pieux. La figure 1-11 est un extrait du plan de situation de la nouvelle ligne LGV. Les soutènements en Terre Armée, référencés ici Mur 2 et Mur 3, représentés par les traits « en gras » entre la voie de fret existante, nommée V1-V2 Racco Longvic sur le plan, et la nouvelle ligne désignée par V1-V2 Racco LGV.

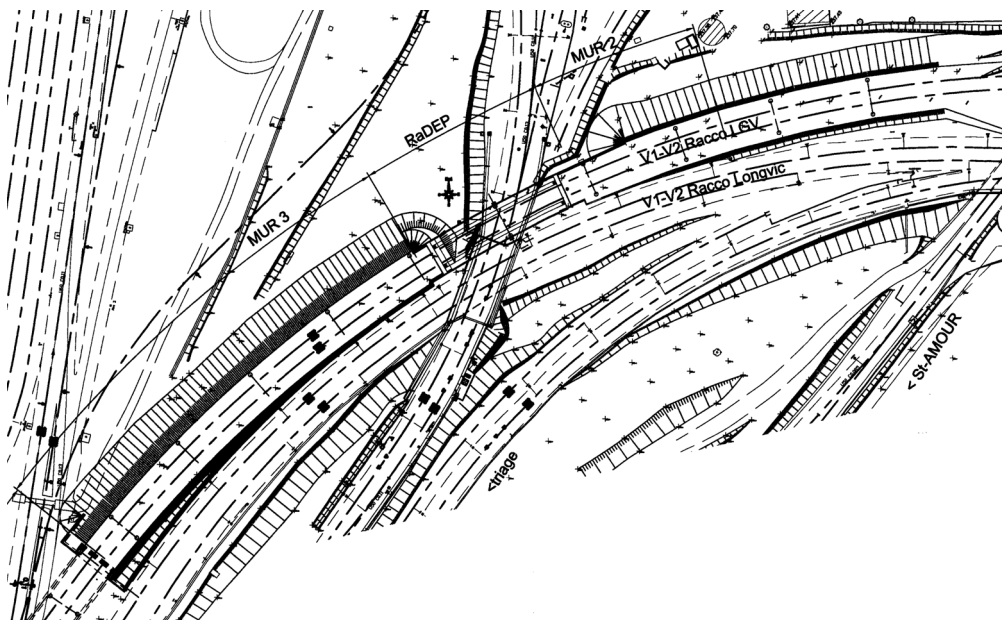


Figure 1-11 - Extrait du plan de situation de la nouvelle ligne LGV (document RFF).

En général, la distance minimale entre l'axe de la voie et un parement est de 3 m, que ce soit en tête d'ouvrage ou devant le parement. Ici, à cause du manque de recul sur ce type de solution, cette distance a été portée à 4 m environ (Figure 1-12). Ce profil correspond à un ouvrage type que les deux entités aimeraient pouvoir reproduire, si possible sans limite de vitesses de circulation.

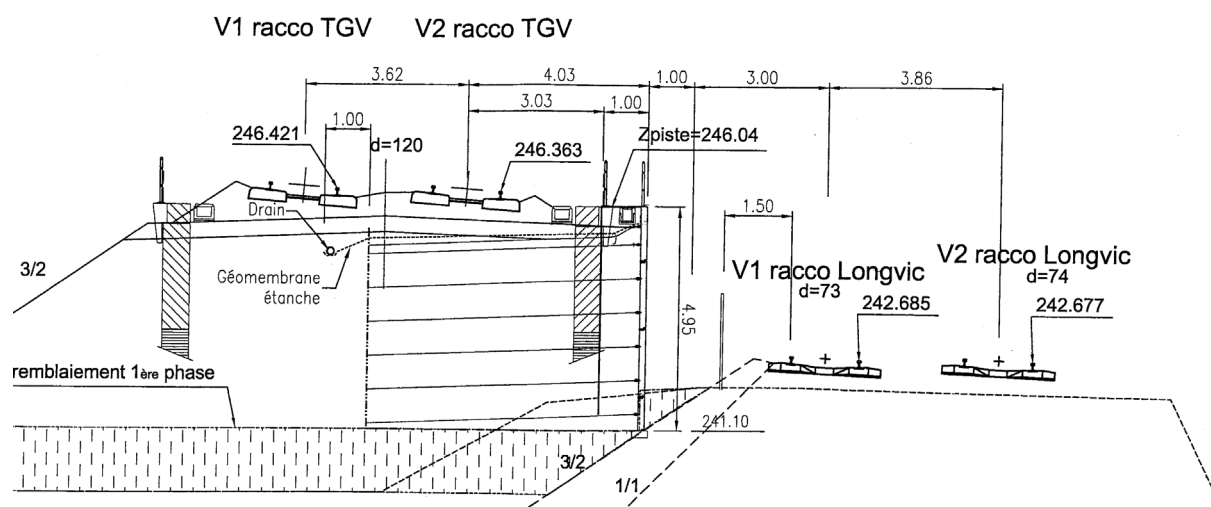


Figure 1-12 - Coupe transversale de l'ouvrage à proximité du pont (document RFF).

A ce jour, il existe quatre ouvrages de soutènement en Terre Armée directement sous des voies appartenant à RFF. Ceux-ci ont été construits en 1977 (Cergy Pontoise), 1984 (Gare de Conflans Fin d'Oise), 1985 (Angoulême) et 1986 (Gare de Strasbourg-Neudorf). A chaque fois, la voie soutenue est circulée, soit à très basse vitesse, soit par des trains légers. Depuis, l'utilisation des soutènements en sol renforcé dans le contexte ferroviaire en France a été stoppée, notamment pour éclaircir l'effet des courants vagabonds sur la durabilité des armatures. Certains problèmes de corrosion devaient aussi être éclaircis. Les travaux de recherche menés depuis sur ces deux thématiques font que ces deux phénomènes ne sont plus considérés comme des obstacles. En parallèle, l'augmentation des vitesses de circulation a durci les critères en déformation de la voie, ce qui accentue la nécessité de prévoir les déformations des ouvrages.

Enfin, il est intéressant de constater que la société Terre Armée Internationale dénombrait, en 2001, 91 ouvrages de soutènement supportant des voies ferrées, le plus souvent dimensionnés à partir de l'ancienne notice interne de la SNCF (SNCF, 1985). La liste de ces ouvrages figure en Annexe 1. Malheureusement, les seules informations fournies sont la localisation du mur, l'année de mise en œuvre et, pour une minorité d'entre eux, la distance du parement à l'axe de la voie. Comme la hauteur du parement n'est pas fournie, il est uniquement possible de constater que, pour les quelques ouvrages supportant des voies à grande vitesse, dont il n'est pas certain qu'elles soient circulées à grande vitesse à cet endroit, la distance minimale est de 4,5 m. Pour les trains « légers » au sens de la liste présentée en annexe 1, les cas où la distance est inférieure à 4,5 m sont des mètres, donc bien plus légers que des TGV. Aucun de ces ouvrages n'a été instrumenté mais, à ce jour, il n'y a pas eu d'incident connu.

1.2. Généralités et réglementations

Ce deuxième paragraphe de la bibliographie décrit d'une manière générale les ouvrages en Terre Armée. Sans rentrer dans le détail, le fonctionnement global de ce type d'ouvrage sera rappelé. Ensuite, quelques points de la justification des ouvrages seront détaillés, notamment la prise en compte d'une charge d'exploitation.

1.2.1. Principe de fonctionnement

Le procédé de la Terre Armée utilise du matériau de remblai granulaire, des armatures, le plus souvent métalliques, et un parement composé d'écailles. Le montage commence par la réalisation d'une semelle de réglage en béton pour le parement. Ensuite, la mise en œuvre se fait par couches successives comprenant à chaque fois les mêmes étapes. La première est la pose d'un niveau d'éléments de parement. Ensuite, une couche de sol est remblayée puis compactée. Les armatures sont alors fixées au parement par boulonnage (Figure 1-13). Une autre couche de sol est mise en œuvre jusqu'à ce que le niveau de sol ait rattrapé celui du parement. Le processus peut alors recommencer.



Figure 1-13 - Mise en œuvre du mur 3 de l'ouvrage de raccordement de Perrigny (document SNCF).

Le fonctionnement de l'ouvrage repose essentiellement sur l'existence d'un frottement entre le matériau de remblai et les armatures. Le frottement se traduit par des contraintes de cisaillement à la surface des armatures, ce qui entraîne une variation continue de la traction dans

les armatures (Figure 1-14). Grâce à ce phénomène, les armatures se mettent en traction, conférant au matériau composite une cohésion proportionnelle à la densité et à la résistance des armatures.

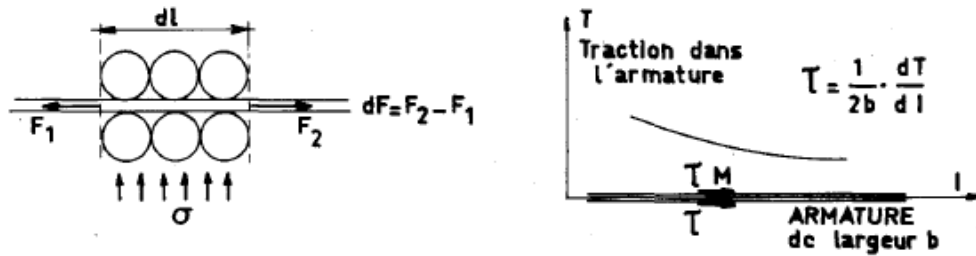


Figure 1-14 - Variation de l'effort de traction dans l'armature et contrainte de cisaillement entre le sol et l'armature (LCPC et SETRA, 1991).

A ce jour, les lois de mobilisation du frottement sont empiriques. Ne connaissant pas la valeur précise de la contrainte sur l'armature, un coefficient de frottement apparent noté f^* a été défini comme le rapport entre la contrainte de cisaillement maximale mobilisable sur la surface de l'armature et la contrainte verticale moyenne de même niveau. f^* dépend de la densité du remblai, du poids des terres sur le remblai et de l'état de surface de l'armature.

Dès que le remblai est compacté, le coefficient de frottement apparent est généralement plus élevé que le coefficient de frottement théorique. Cela s'explique par le phénomène de dilatance empêchée (Schlosser et Guilloux, 1981). Le cisaillement qui se crée dans le sol entraîne une augmentation de volume, limitée par la faible compressibilité du sol voisin. La conséquence est une augmentation de la contrainte normale s'exerçant sur les armatures (Figure 1-15).

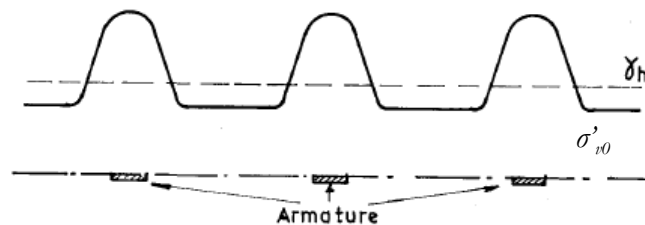


Figure 1-15 - Répartition des contraintes sur un lit d'armatures (LCPC et SETRA, 1991).

Il a aussi été démontré par l'expérience que les armatures à haute adhérence (HA) permettent un meilleur comportement du massif que des armatures lisses. Enfin, le coefficient f^*

est une fonction décroissante du poids des terres situées au-dessus de l'armature considérée et ce phénomène est moins marqué avec des armatures HA.

La répartition des tractions dans les armatures a été déterminée de manière expérimentale. Les expérimentations permettent d'affirmer que les tractions ne sont pas maximales au niveau du parement mais dans le massif. La ligne reliant les tractions maximales (notées T_m) de chacun des lits passe par la base du parement et présente une partie souvent considérée comme verticale dans la moitié supérieure de l'ouvrage. Au sommet de l'ouvrage, la distance entre le parement et cette ligne est toujours inférieure à 0,3 fois la hauteur mécanique (notée H_m), cette dernière ayant été définie comme la somme de la hauteur du parement et de la hauteur de terre du talus amont ayant un rôle dans la stabilité de l'ouvrage. Enfin, la ligne des tractions maximales sépare l'ouvrage en deux zones (Figure 1-16). La première, dite « active », se caractérise par le fait que le sol tend à glisser vers l'extérieur du massif et est essentiellement retenu par les efforts de frottement mobilisés sur les surfaces des armatures. Ces efforts sont dirigés vers l'extérieur du massif. A l'inverse, dans la zone « résistante », c'est l'armature qui tend à glisser vers l'extérieur du massif et qui est retenue par les contraintes de cisaillement que le sol exerce sur elle. La longueur de l'armature située dans la zone résistante est appelée longueur d'adhérence (notée L_a).

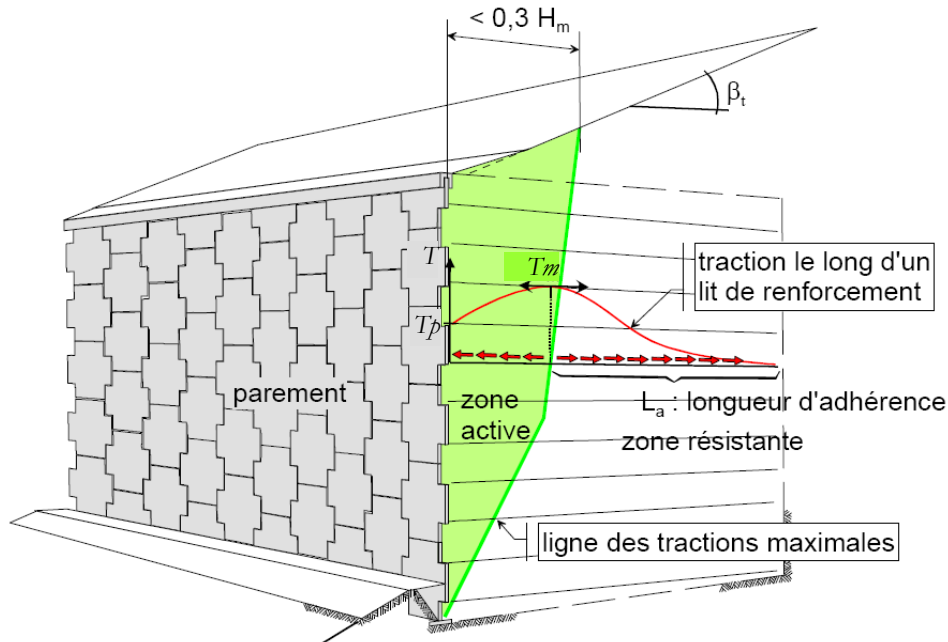


Figure 1-16 - Délimitation des zones active et passive par la ligne des tractions maximales (Reiffsteck, 2007).

1.2.2. Prise en compte de la surcharge dans le dimensionnement

Ce paragraphe concernant la prise en compte de la surcharge dans le dimensionnement des ouvrages s'appuie sur la norme NF P 94-220 (AFNOR, 1998), spécifique aux ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples, qui vient d'être intégrée dans un document plus général, la norme NF P 94-270 (AFNOR, 2009), qui englobe l'ensemble des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Ces textes s'inspirent de l'ouvrage Recommandations et Règles de l'Art (noté R.R.A., LCPC et SETRA, 1991) dont la première version date de 1979 et qui a longtemps été le texte de référence en la matière.

Les trois points abordés plus particulièrement sont la spécificité géométrique de la surcharge, son caractère dynamique et la prise en compte des déformations.

Tout d'abord, la méthode de justification du dimensionnement est bidimensionnelle alors que les trains circulent parallèlement au parement. Pour ce faire, dans le plan normal au parement qui sert au dimensionnement des ouvrages, une surcharge linéique de 50 kPa/ml est imposée par la SNCF (SNCF, 2005a).

La distance entre l'axe de la voie et le parement est au minimum de 3 m. Pour des raisons de sécurité, elle est pour l'instant majorée de 1 m dans le cas des ouvrages en sol renforcé (SNCF, 1985). En prenant la distance minimale, les traverses mesurant 2,4 m de long, la surcharge est à appliquer sur une zone qui commence à 1,8 m du parement et qui finit à 4,2 m. Pour rappel, la hauteur du parement des ouvrages types est comprise entre 4 et 6 m. La largeur de la zone active étant de $0,3 H_m$, la surcharge est donc a priori à l'aplomb de la zone passive. La Figure 1-17 est un exemple pour le cas où la hauteur du parement est de 4,5 m.

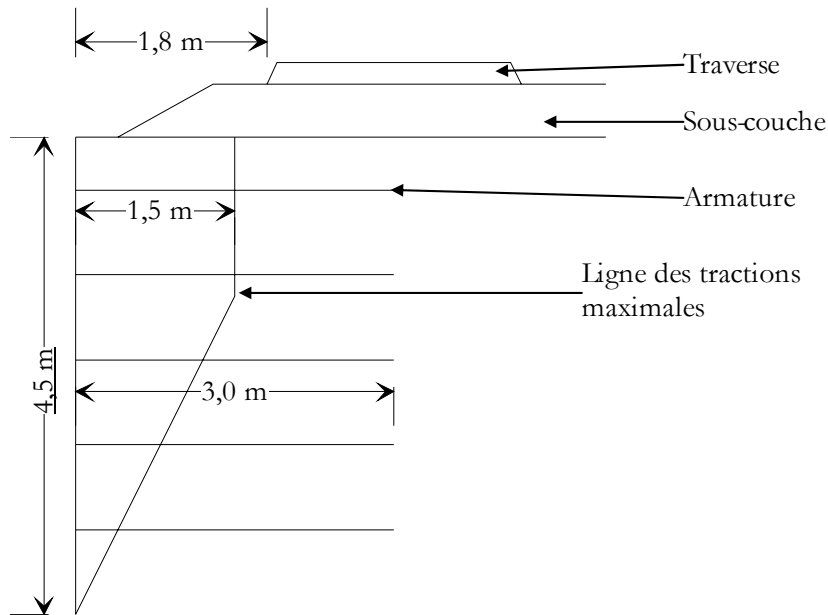


Figure 1-17 - Exemple pour un mur de 4,5 m de haut.

Selon la norme, il existe deux manières de prendre en compte une surcharge. La première, qui est celle retenue par la société Terre Armée pour le dimensionnement des ouvrages ferroviaires, est de considérer deux couches de matériau correspondant à la structure d'assise et leur appliquer une surcharge qui, par définition, est semi-infinie. C'est-à-dire qu'elle commence bien à 1,8 m du parement mais n'a pas de limite à 4,2 m. Il n'existe pas de surcharge finie. De leur côté, les R.R.A. proposaient d'assimiler les charges pondéreuses à une couche de remblai de hauteur adéquate, notamment pour déterminer la hauteur mécanique. Cette hypothèse de calcul majore les surcharges motrices. Ce n'est pas gênant pour un dimensionnement opérationnel puisque cela place l'ingénieur du côté de la sécurité mais dans le cadre de cette étude, c'est un biais dont il faut tenir compte.

Si, à l'inverse, la surcharge est assimilée à une culée de pont, l'impact sur le dimensionnement n'est pas le même. Pour ce type de surcharge, il est supposé qu'elle démarre proche du parement, ce qui n'est pas le cas de la traverse. De plus, lors de la détermination de la position de la ligne des tractions maximales, il ne faut pas tenir compte de la partie de la surcharge qui est à une distance de plus de 0,5 fois la hauteur du parement, ce qui là encore ne correspond pas à la géométrie étudiée (Figure 1-18).

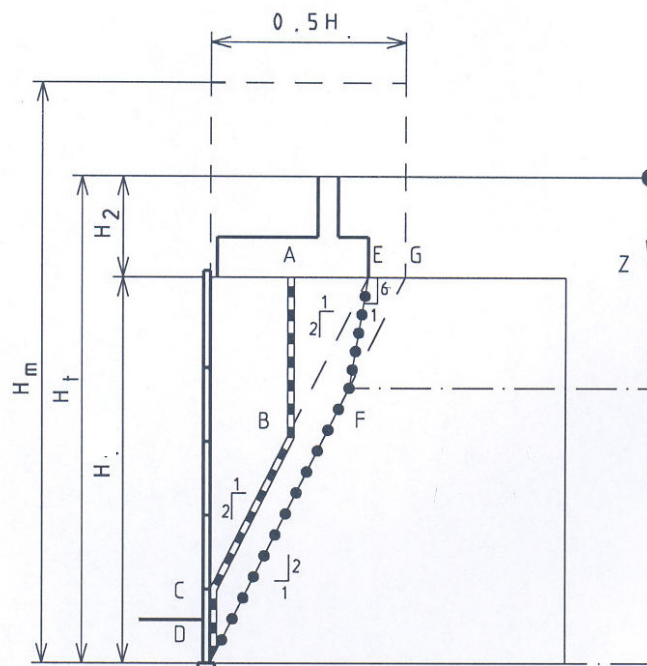


Figure 1-18 - Détermination de la ligne des tractions maximales pour le cas d'une culée de pont (AFNOR, 2009).

Par contre, dans ce cas, la détermination de la contrainte verticale dans le massif est plus proche de la réalité. En effet, il faut considérer une diffusion de la charge qui se fait uniformément suivant une répartition à $\frac{1}{2}$ (Figure 1-19). Dans la zone concernée, il faut ajouter cette augmentation de la contrainte verticale liée à la surcharge à la contrainte verticale liée au poids des terres qui s'obtient par le produit de la hauteur fois le poids spécifique du matériau. De cette manière, l'impact de la présence de la surcharge sur les tractions dans les armatures semble plus proche de la réalité.

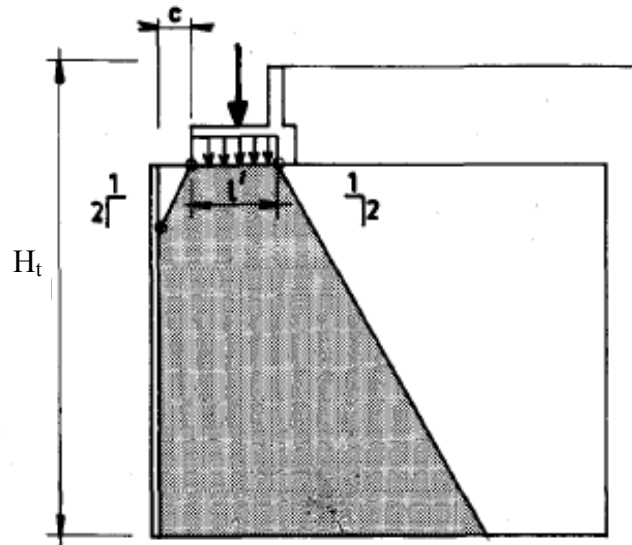


Figure 1-19 - Diffusion des charges verticales concentrées (d'après LCPC et SETRA, 1991).

En ce qui concerne les déplacements de l'ouvrage, la méthode de justification considérée dans LCPC et SETRA (1991) ne s'intéressait qu'aux tassements du sol de fondation. Les déformations propres du soutènement étaient négligées car, d'après le texte : « L'ouvrage en Terre Armée, par suite de la présence des armatures, tasse moins que le remblai de même hauteur, réalisé avec le même matériau et compacté de la même intensité ». L'ordre de grandeur donné est de quelques millièmes de la hauteur. Ce paragraphe est déjà présent dans la première version du document qui date de 1979. Pour une utilisation statique ou routière, cette justification peut suffire. Par contre, pour un ouvrage ferroviaire, cette justification mérite d'être approfondie.

Les textes réglementaires plus récents, inspirés par ce document, font état de la faible déformabilité de ce type d'ouvrage mais n'en redonnent pas l'ordre de grandeur. De plus, il est demandé dans le texte en vigueur de vérifier l'adéquation du niveau de déformation propre de l'ouvrage avec son utilisation mais la méthode de calcul n'est pas mentionnée. En effet, il faut rappeler que la méthode de dimensionnement des murs en Terre Armée est une méthode à la rupture où ne figure aucun calcul de déformation propre de l'ouvrage.

Il en va de même pour la prise en compte du caractère dynamique de la surcharge dans la méthode de justification. Dès 1979, les charges de circulation réglementaires ont été fixées à 10 kN/m² à appliquer sur les surfaces circulées des remblais. C'est donc qu'implicitement l'impact des vibrations sur la réponse de l'ouvrage avait été jugé négligeable puisque c'est le même niveau de charge que pour tout autre type d'ouvrage.

Dans la norme NF P 94-220, le cas des surcharges ferroviaires est pris en compte. En effet, il y est précisé que le coefficient de pondération appliqué à la surcharge pour la justification

vis-à-vis du poinçonnement du sol de fondation, fixé à 1,33, peut être ramené à 1,20. Cette valeur plus faible vient du fait que la charge est étroitement bornée. Là encore, c'est la seule spécificité liée à ce cas de charge dynamique. La prise en compte des vibrations n'est pas abordée à d'autres moments dans cette norme.

Le seul texte réglementaire qui s'intéresse explicitement à l'impact des vibrations sur le comportement des soutènements est l'IN 0203 (anciennement Notice Générale – EF 2 B 21 n°1), document interne à la SNCF et spécifique à leur dimensionnement (SNCF, 1985). Elle impose de majorer les tractions maximales dans les armatures. Le coefficient multiplicateur vaut 1,2 pour les lits situés dans les 3 premiers mètres sous le rail, 1,1 pour les 3 mètres suivants et 1,0 pour les lits situés à plus de 6 m sous le rail (Figure 1-20).

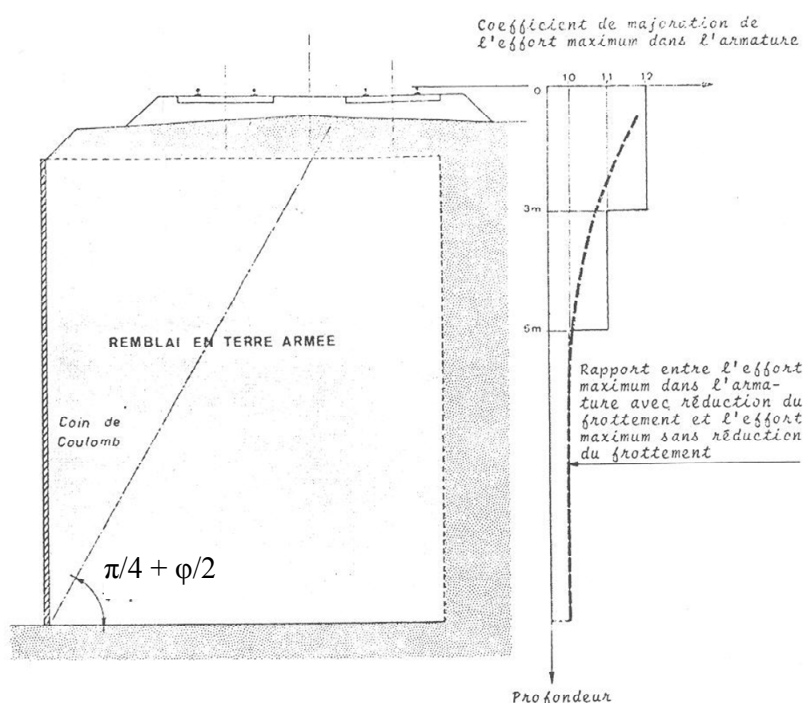


Figure 1-20 - Coefficient de majoration des efforts maximums (Verrier, 1979).

Ces valeurs sont le fruit d'un travail de modélisation aux éléments finis dont il est fait mention par Verrier (1979). L'auteur explique que l'influence des vibrations étant mal connue, il a été supposé que celles-ci dégradent le frottement sol - armature, sans toutefois en donner d'ordre de grandeur. A partir des résultats des différents calculs effectués, l'auteur déduit que cette dégradation provoque une augmentation des tractions maximales dans les armatures d'environ 20 % dans la partie supérieure de l'ouvrage. Ce résultat a amené la prescription d'un coefficient de majoration des efforts qui est présent dans le référentiel (SNCF, 1985). Par contre, selon l'auteur, cette prescription ne doit être suivie que si la surcharge ferroviaire se trouve à

l'intérieur du coin de Coulomb. Ce coefficient de majoration des efforts a donc été fixé de manière préventive et ne repose en rien sur des mesures ou observations faites sur un ouvrage réel.

Plus généralement, il reste certains points à éclaircir dans la compréhension du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, ne serait-ce que sous chargement statique. La méthode de dimensionnement, proposée dans les années 70, est un outil qui permet à la profession de dimensionner les ouvrages à partir de schémas de fonctionnement simplifiés.

De ce fait, elle n'est pas a priori suffisante pour bien appréhender la réponse de l'ouvrage à une charge de type ferroviaire. De plus, elle n'incorpore pas l'ensemble des connaissances qui ont été accumulées lors des expérimentations en vraie grandeur antérieures et/ou postérieures. Pour cette raison, plusieurs essais de chargement statique sont décrits dans le prochain paragraphe.

1.3. Essais de chargement statique

La première partie s'appuie sur deux essais de chargement pour présenter la réponse de l'ouvrage en terme de traction dans les armatures. Dans un deuxième temps, sont présentées des expérimentations où les déplacements de l'ouvrage ont été suivis, ce qui permettra d'avoir un ordre de grandeur des déformations.

1.3.1. Variations de traction dans les armatures

Lors de la phase de développement du procédé Terre Armée, de nombreux essais sur modèles réduits, pour la plupart bidimensionnels, ont été menés pour comprendre la réponse des soutènements à un chargement statique (Corté, 1977). Ces recherches ont été complétées par des essais en vraie grandeur, au nombre d'une dizaine (Bastick, 1985a). Certains d'entre eux sont antérieurs à la rédaction des RRA et sont à l'origine de la méthode de dimensionnement. Pour la majorité d'entre eux, le chargement a été appliqué au ras du parement afin de simuler la présence d'une culée de pont. Un des ouvrages les plus utiles de cette série pour nos préoccupations est celui de Dunkerque (Figure 1-21, Juran, 1977), le chargement ayant été positionné loin du parement, comme dans notre problématique.

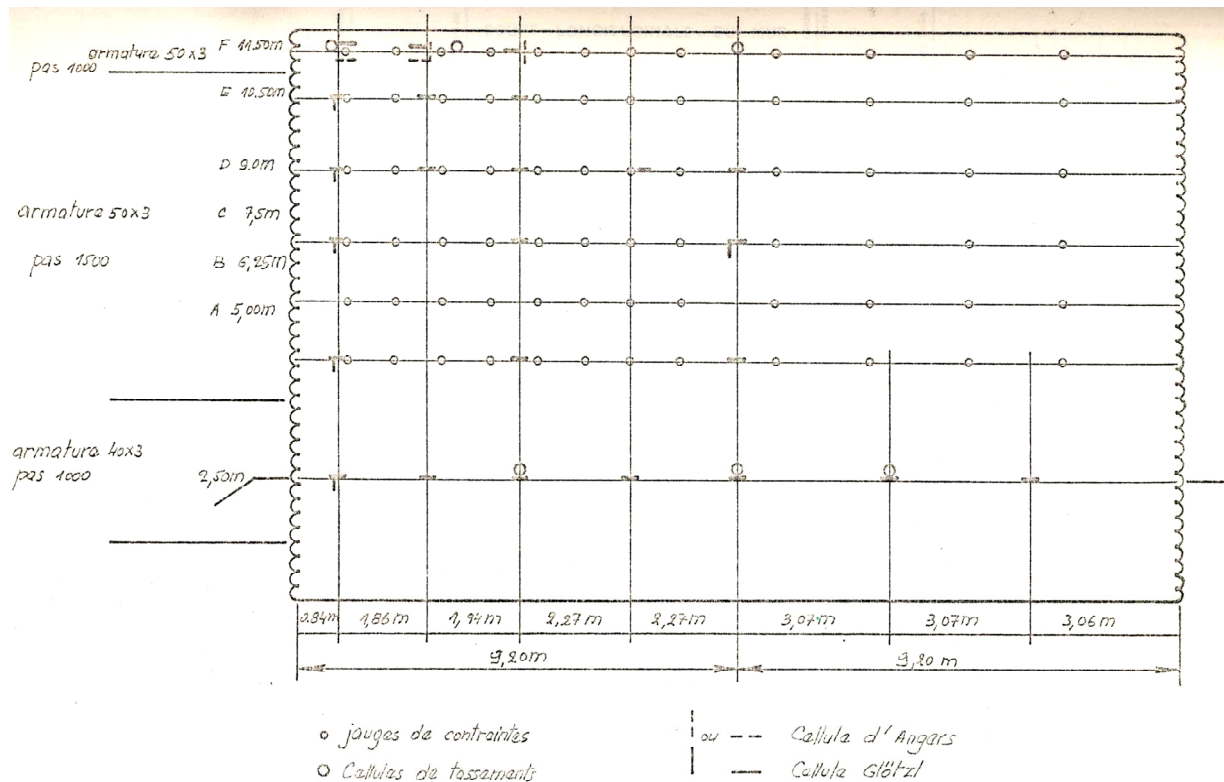


Figure 1-21 - Profil instrumenté de l'ouvrage du port de Dunkerque (Juran, 1977).

Cet ouvrage à double parement a été réalisé dans le port de Dunkerque pour servir de support aux portiques roulants et de zone de stockage de minerais. Les parements ne sont pas en béton mais en métal. L'ouvrage mesure 630 m de long, entre 15 et 18,4 m de large et 10 m de haut. Le matériau de remblai est un sable de mer extrait dans la région et l'ouvrage repose sur un sol compressible. Il a été largement instrumenté au moyen de jauges de déformations collées sur des armatures appartenant à plusieurs lits et de capteurs de contrainte mis en place à différentes profondeurs dans le sol.

Il a été ainsi possible de remonter aux variations de traction dans les armatures liées à l'application de la charge. A partir des valeurs relevées pour plusieurs positions de la charge, la distance entre le parement et le point d'application de la charge (notée d_a) ayant varié de 1,4 à 7 m lors des essais, le constat suivant a été établi : pour $d_a < H/2$ (Figure 1-22a), l'augmentation de traction au niveau des lits supérieurs se situe sensiblement à l'aplomb de la charge puis se rapproche du parement dans la partie basse du mur, tandis que pour $d_a > H/2$ (Figure 1-22b), l'ouvrage travaille comme un radier vis-à-vis du chargement.

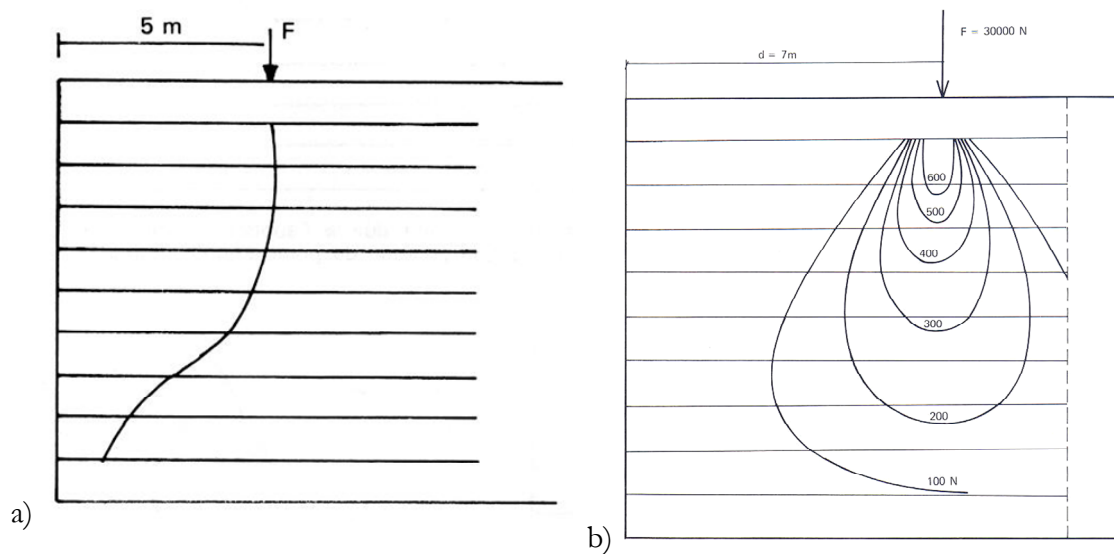


Figure 1-22 - Variations de traction liées à l'application de la charge (Corté, 1977). a) ligne des maxima pour $d = 5$ m, b) par zone d'influence pour $d = 7$ m.

Dans les deux cas, en toute rigueur, pour obtenir la traction maximale réelle dans une armature lorsque l'ouvrage est chargé, il faut cumuler les tractions liées au poids propre du soutènement et celles liées à l'application de la surcharge (Figure 1-23).

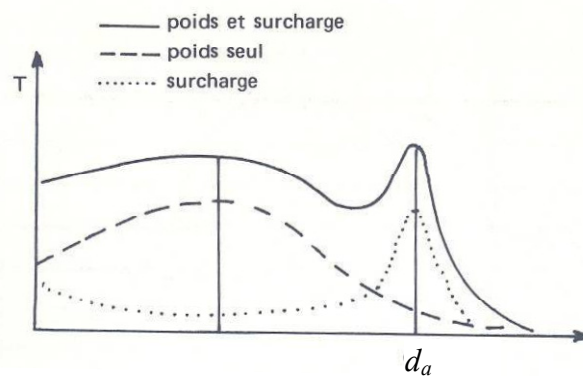


Figure 1-23 - Superposition des tractions dans une armature (Corté, 1977).

Pour illustrer la mise au point de la méthode de calcul des incréments de traction dans les armatures, c'est le mur autoroutier de Fremersdorf qui servira de support. Il s'agit d'un ouvrage construit le long de la Sarre et mesurant entre 6 et 7,3 m de haut pour 970 m de long (Figure 1-24). Le matériau de remblai est là aussi un sable, sauf près du parement où une grave à forte perméabilité a été mise en œuvre du fait des crues de la Sarre. Deux profils du soutènement ont

été instrumentés au moyen de jauges de déformation, de capteurs de contrainte (horizontale et verticale) et de capteurs de déplacement du parement.

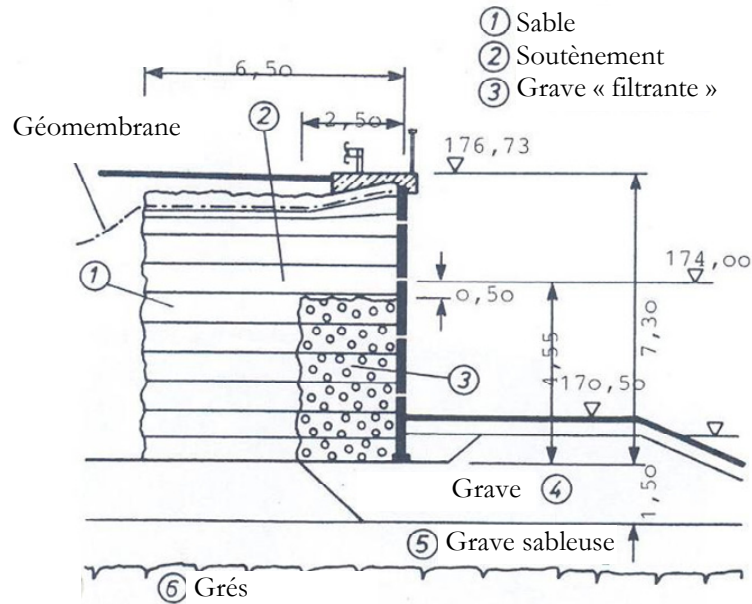


Figure 1-24 - Coupe de l'ouvrage autoroutier de Fremersdorf (d'après Floss et Thamm, 1979).

Avant l'ouverture à la circulation de l'autoroute, un essai de chargement a été réalisé à l'aide d'écailles supplémentaires, disposées pour former un bloc de 6 m de long et 3 m de large disposé à 2 m du parement, parallèlement à celui-ci. La surcharge initiale était de 18 kPa, puis elle a été portée à 36 kPa.

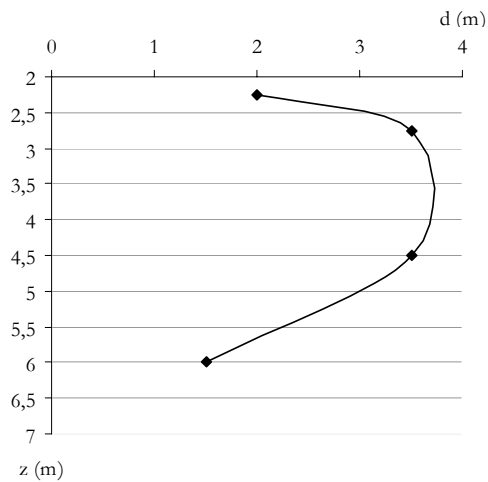


Figure 1-25 - Position des augmentations maximales de traction (d'après Thamm, 1981).

La figure 1-25 présente la distance au parement de l'augmentation maximale de traction dans les armatures en fonction de leur profondeur. Contrairement à ce que laissent présumer les résultats relevés à Dunkerque, l'augmentation maximale de traction dans la partie haute du mur n'est pas à l'aplomb de la charge.

A partir des enseignements tirés de l'ensemble des essais de chargement, Bastick (1985a) a essayé de trouver une méthode de calcul des variations de traction provoquées par l'application du chargement en s'appuyant sur la théorie de Boussinesq. Dans le cas de Fremersdorf, cette méthode se traduit de la manière suivante. Soient $d_1 = 2$ m et $d_2 = 5$ m avec d la position étudiée (Figure 1-26), le coefficient de diffusion est alors égal à :

$$F_d = F_1(d_2, d) - F_1(d_1, d) \quad (\text{I.1})$$

avec

$$F_1(d_1, d) = F_0\left(\frac{d + d_1}{z}\right) - F_0\left(\frac{d - d_1}{z}\right) \quad (z \text{ étant la profondeur}) \quad (\text{I.2})$$

où

$$F_0(x) = \frac{1}{\pi} \left(\frac{d}{1 + d^2} + \arctan(d) \right) \quad (\text{I.3})$$

Pour prendre en compte l'aspect tridimensionnel de l'influence de la surcharge, un coefficient de diffusion latérale (noté F_{lat}) doit être introduit :

$$F_{lat} = 2 \times F_0\left(\frac{a}{z}\right) \quad \text{avec } a = 3 \text{ m (moitié de la longueur)} \quad (\text{I.4})$$

Ces coefficients permettent de calculer la variation de contrainte verticale moyen ($\Delta\sigma_v$) et de là, l'augmentation de traction dans l'armature est déterminée de manière classique, avec ici un coefficient de poussée (noté K) supposé égal à 0,25 :

$$\Delta T = K \times q \times F_d \times F_{lat} \times d_{arm} \times h_{arm} \quad (\text{I.5})$$

avec q la surcharge, d_{arm} l'espacement entre deux armatures du même lit et h_{arm} la différence de hauteur entre deux lits d'armatures. La confrontation entre les mesures et la théorie présentée sur la figure 1-26 montre une bonne corrélation.

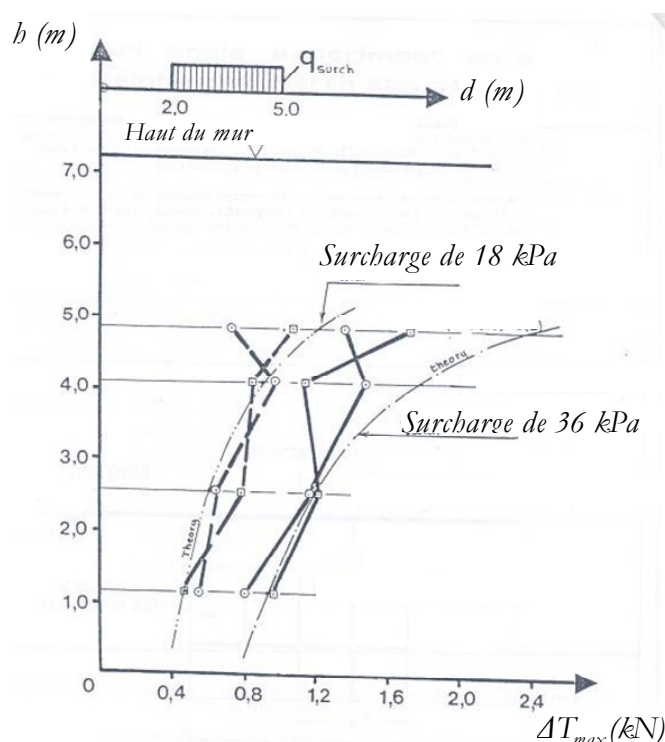


Figure 1-26 - Augmentations de traction maximales en fonction de la hauteur (d'après Bastick, 1985a).

Plus généralement, il peut s'avérer nécessaire de prendre en considération dans le calcul des variations de traction un moment de renversement du parement lié à la diffusion de la surcharge, d'autant plus si celle-ci est proche du parement. Ce n'est pas le cas ici et ce ne le sera *a priori* pas non plus pour les ouvrages ferroviaires.

Il est donc possible de calculer plus finement avec une méthode, qui reste cependant simple à mettre en œuvre, les tractions dans les armatures d'un soutènement lorsque celui-ci est soumis à une surcharge statique. Néanmoins, la figure 1-25 montre que le lieu précis de l'augmentation maximale demeure délicat à déterminer.

1.3.2. Déformations horizontales et verticales du soutènement

Parmi les différents essais de chargement décrits dans la littérature, deux d'entre eux ont fait l'objet d'un suivi des déplacements verticaux de la surcharge et/ou des déplacements horizontaux du parement. Le premier est le soutènement expérimental de Triel sur Seine réalisé en 1975 par le Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP).

Il s'agit d'un mur expérimental de 6 m de haut (dont 0,6 m de fiche), mesurant 19,5 m de long en partie haute et 40,5 m en partie basse. Il a subi un chargement statique de type « culée de pont » dans le but d'observer les déplacements du parement. La moitié des écailles mesure 14 cm d'épaisseur et l'autre moitié 18 cm. Le matériau de remblai est un tout-venant sablo-graveleux extrait sur place. Les armatures en acier galvanisé, de section 30 mm x 4 mm, mesuraient 5 m de long (Figure 1-27).

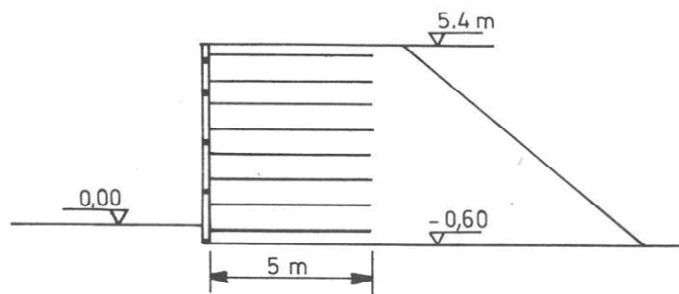


Figure 1-27 - Coupe type de l'ouvrage de Triel sur Seine (CEBTP, 1975).

Pour suivre les déplacements horizontaux du parement, des mires ont été mises en place suivant trois profils (Figure 1-28).

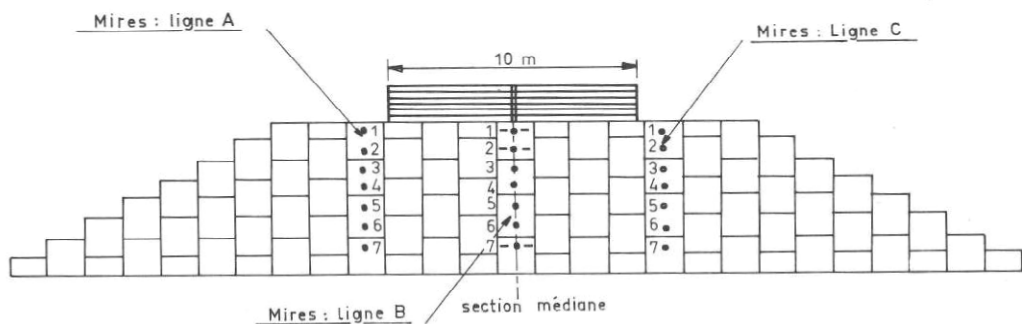


Figure 1-28 - Disposition des mires (CEBTP, 1975).

Certaines armatures ont été instrumentées en trois points au moyen de jauges de déformation. Le chargement a été appliqué par l'intermédiaire de « billettes » d'acier de fonderie disposées en lits successifs (Figure 1-28), d'une longueur de 10 m. Leur assemblage constituent un bloc de 2 m de large, positionné le long du parement.

Les mesures faites sur le profil B pour trois niveaux de surcharge sont récapitulées sur la figure 1-29.

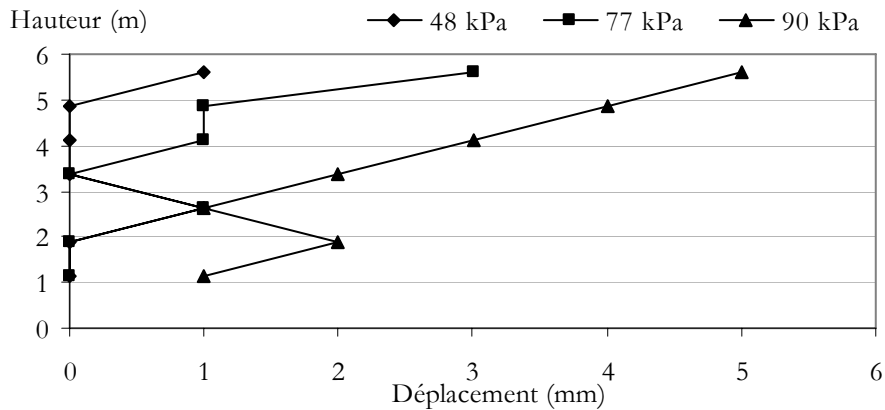


Figure 1-29 - Déplacements horizontaux du parement pour trois niveaux de surcharge.

La première observation est que l'ordre de grandeur des déplacements du parement est de quelques millimètres, 5 au maximum, pour un ouvrage de 6 m de haut. La précision du système de mesure, visiblement insuffisante pour des surcharges inférieures à 45 kPa, explique l'allure des courbes pour 48 et 77 kPa.

Deuxièmement, il est clair que l'évolution des déplacements n'est pas une fonction linéaire de la surcharge. Pour 48 kPa, les déplacements sont inférieurs à 1 mm, alors qu'ils atteignent 5 mm à 90 kPa.

Troisièmement, il est raisonnable de supposer que le comportement des armatures reste élastique et linéaire, il est donc possible de relier les tractions et les déformations des armatures de la manière suivante :

$$\Delta T_{moy} = \varepsilon \times E_{arm} \times A_{arm} \quad (I.6)$$

où ΔT_{moy} , ε , E_{arm} , A_{arm} et ν sont respectivement la traction moyenne dans l'armature, la déformation, le module d'Young, l'aire de la section et le coefficient de Poisson des armatures.

Les augmentations de traction maximales mesurées pour $h = 4$ m sont de l'ordre de 9 kN, ce qui donne selon la formule (I.6) un allongement d'environ 1,7 mm, ce qui est significativement plus important que le millimètre mesuré au niveau du parement. Par contre, en considérant que la variation de traction moyenne vaut la moitié du maximum, l'écart est plus raisonnable.

Pour mémoire, dans le cas présent, une surcharge qui représente environ les deux tiers de $\gamma \times H$ induit un déplacement maximal du parement qui vaut le millième de la hauteur.

Une des plus importantes expérimentations concernant la Terre Armée est celle de Bourron Marlotte. Le premier objectif de cette étude était d'étudier les murs à armatures courtes, cet aspect ne sera pas traité ici. Par contre, le deuxième objectif était d'étudier les déformations de l'ouvrage soumis à une surcharge de type « culée de pont », associant des chargements verticaux et horizontaux.

Dans un premier temps, c'est un ouvrage de 10,5 m de haut qui a été mis en œuvre. Il a été démonté partiellement, sa hauteur étant ramenée à 6 m, pour permettre la mise en place d'un sommier en béton de 1,5 m de large, 0,85 m d'épaisseur et 5,4 m de long. Un remblai de hauteur 1,5 m a ensuite été mis en place derrière le sommier (Figure 1-30). Le sol support en place, de mauvaise qualité, a été substitué sur 5 m de haut par du sable de Fontainebleau.

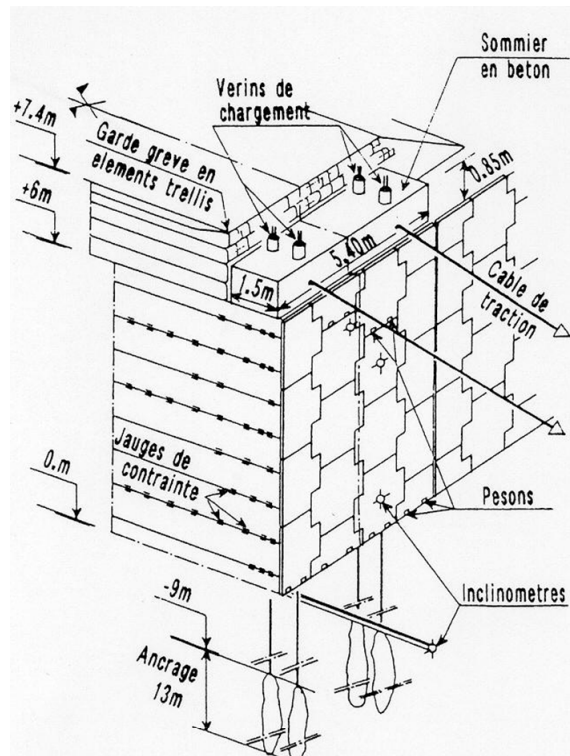


Figure 1-30 - Présentation de l'ouvrage de Bourron Marlotte (Bastick et al., 1991).

L'ouvrage a été instrumenté selon le même principe que pour les autres réalisations expérimentales. De plus, des inclinomètres horizontaux ont été posés au fur et à mesure de la construction du soutènement.

La sollicitation de l'ouvrage s'est faite en quatre phases. La première et la dernière ne comportaient pas de chargement horizontal. La figure 1-31 présente la réponse de l'ouvrage en terme de déplacement, notamment vis-à-vis des tassements du sommier mesurés pendant ces

deux essais. Le niveau de chargement est important puisqu'il représente environ 6 fois $\gamma \times H$. Le tassement maximal mesuré vaut environ 40 mm, soit 0,66 % de la hauteur de l'ouvrage.

Pour un niveau de charge de service, c'est-à-dire 150 kPa, l'ordre de grandeur du tassement du sommier est de 5 mm et les déplacements du parement sont un peu plus faibles. Il est intéressant de constater que, pour de faibles niveaux de chargement, le déplacement du parement est plus faible que le tassement du sommier ; à partir d'un chargement de l'ordre de 300 kPa, les mesures sont équivalentes.

Pour une géométrie sensiblement la même qu'à Triel, les déplacements du parement pour un même niveau de chargement sont ici plus faibles. Le fait que l'ouvrage mesurait 10,5 m de haut à l'origine peut avoir engendré une surconsolidation et par conséquent des déformations permanentes.

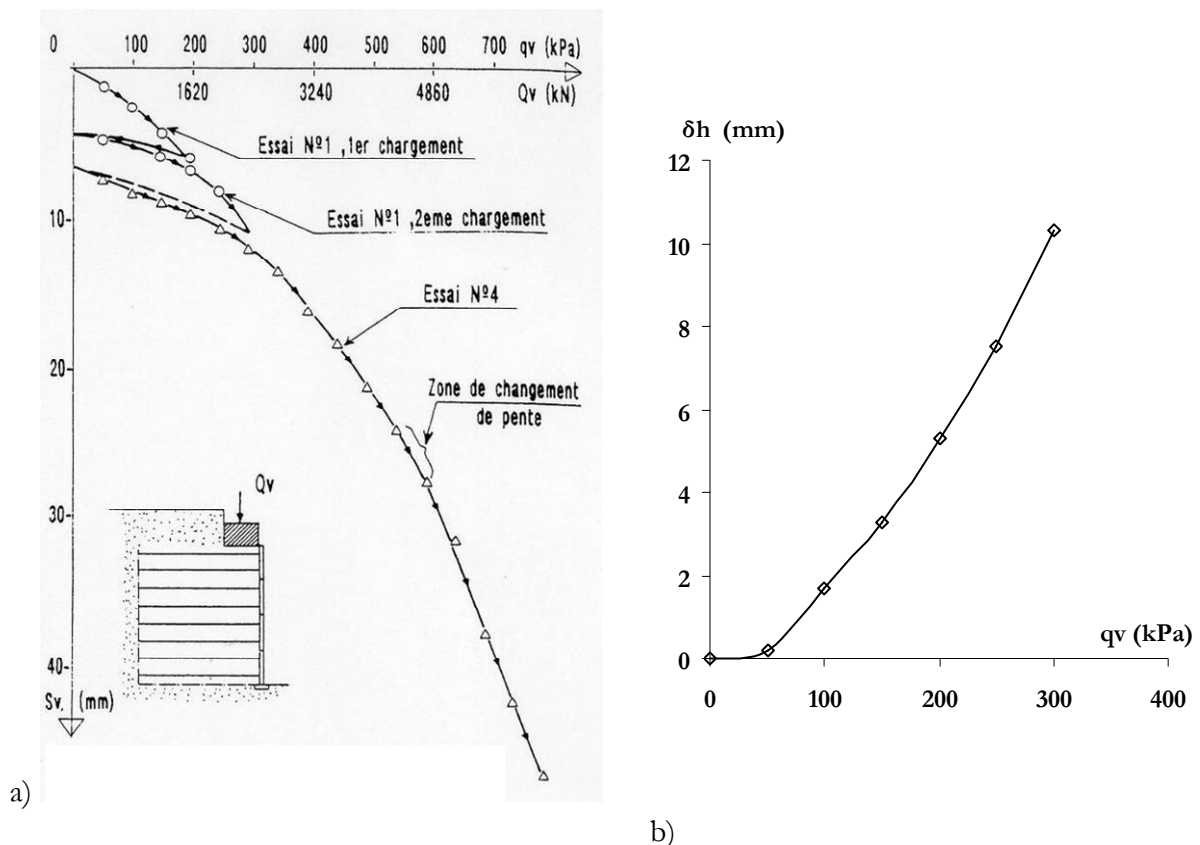


Figure 1-31 - Réponse de l'ouvrage en déplacement. a) Tassement du sommier lors des tests 1 et 4 (Bastick et al., 1991), b) Déflexion du parement (d'après Bastick et al., 1993).

Au final, l'analyse des précédents essais de chargement statiques aboutit à une méthode de calcul des variations de traction plus précise que celle de la méthode de dimensionnement en vigueur. Par exemple, les auteurs précisent que, d'après la méthode de dimensionnement des

RRA, le mur de Bourron Marlotte n'était pas capable de supporter 700 kPa en tête. Néanmoins, même avec cette avancée, la position de l'augmentation de traction maximale liée à l'application de la surcharge reste incertaine.

S'agissant des déformations, il semble qu'en statique l'ordre de grandeur des déplacements verticaux de la face supérieure de l'ouvrage comme les déplacements horizontaux du parement s'expriment en millimètres. A des niveaux de chargement importants, proches de la rupture, les déformations verticales sont de quelques millièmes de la hauteur. La figure 1-31a montre aussi que la réponse en tassement n'est pas linéaire. Malheureusement, il n'existe qu'un seul exemple d'ouvrage de ce type, ce qui ne permet pas d'établir de règle de calcul.

Le tableau 1-2 synthétise les principaux points évoqués dans ce paragraphe.

Tableau 1-2 - Synthèse des différentes expérimentations statiques..

Ouvrages	Enseignements	Questionnements
Dunkerque	La position des augmentations de traction dans les armatures dépend de la position de la surcharge.	
Fremersdorf	Prendre en compte la diffusion latérale permet de calculer la valeur des augmentations maximales de traction.	Quelle est la position des augmentations de traction maximales dans les armatures ?
Triel	L'ordre de grandeur des déplacements du parement est de quelques millimètres.	Ces déplacements n'évoluent pas de façon linéaire avec le niveau de la charge.
		Ils ne peuvent pas être directement reliés aux variations maximales de traction.
Bourron Marlotte	Toutes proportions gardées, les déplacements horizontaux du parement sont inférieurs à ceux mesurés à Triel.	Quel est l'impact du pré-chargeement sur le déplacement du parement ?
	Les déformations verticales de l'ouvrage atteignent 0,66 % de la hauteur pour un niveau de surcharge pour lequel il devrait rompre.	Comment calculer les déformations verticales d'un ouvrage, qui ne sont visiblement pas proportionnelles à la surcharge ?

1.4. Expérimentations cycliques et dynamiques

Selon la norme NF P 94-220, il est possible d'utiliser la Terre Armée pour soutenir une voie ferrée. Il est même précisé que ce type de surcharge, par nature cyclique et dynamique, étant étroitement borné, le coefficient de pondération attribué à la surcharge ferroviaire peut être diminué. Là encore, le texte ne retrace pas les raisons de ce choix qui doit reposer sur des connaissances acquises au travers d'essais de laboratoire et d'ouvrages expérimentaux. Ce paragraphe est donc consacré à une synthèse de l'ensemble des expérimentations qui ont abordé ce domaine.

Dans un premier temps sont présentés les essais concernant le frottement sol – armature, puis viennent les essais traitant de divers aspects du comportement des ouvrages et pour terminer les ouvrages en vraie grandeur.

1.4.1. Frottement sol – armature

Des essais de référence ont été menés en 1978 au Transport and Road Research Laboratory (TRRL – Royaume-Uni). Deux objectifs étaient visés, à savoir qualifier l'influence du matériau constitutif des armatures, dont l'acier galvanisé, et l'effet de vibrations de surface sur le frottement sol – armature. Pour ce faire, Murray et al. (1979) ont construit un modèle physique de soutènement (Figure 1-32) de 3 m de haut dont deux lits d'armatures pouvaient être extraits.

Le matériau utilisé est un sable avec un coefficient d'uniformité (C_U) de 2,3, un angle de frottement (φ) de 40 degrés et un poids volumique (γ) de 19 kN/m³. Les auteurs ont commencé par définir un angle de frottement sol – armature de référence à l'aide d'une boîte de cisaillement. Ils ont obtenu une valeur de 54,2 degrés pour l'armature en acier galvanisé.

Le modèle a été recouvert au départ de blocs de béton simulant la présence de 1,5 m de matériau supplémentaire qui ont été enlevés avant que la première série de tests soit lancée. Un compacteur dynamique, dont le poids est de 5,1 kN, capable de produire une charge dynamique de 20 kN à une fréquence de 20 Hz a ensuite été utilisé pour faire vibrer le modèle pendant une deuxième série d'extractions. Dans un troisième temps, la surcharge a été remplacée sur le soutènement pour entreprendre une dernière série d'extractions.

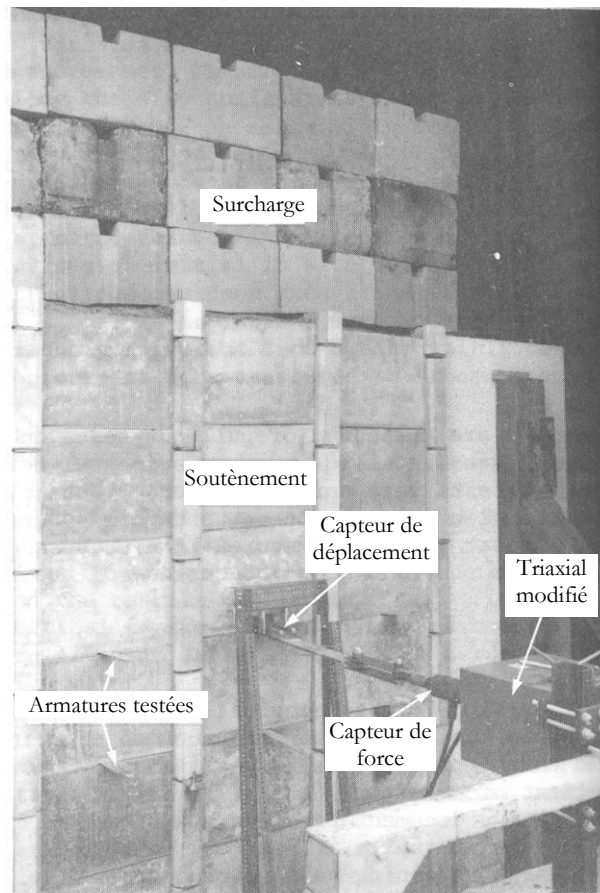


Figure 1-32 - Modèle de soutènement pour essais d'extraction du TRRL (d'après Murray, 1979).

Il s'avère tout d'abord qu'entre les deux séries d'extractions « statiques », les résultats diffèrent sensiblement. Alors que la première série a été effectuée sans surcharge et la deuxième avec, la force d'extraction, pondérée par la longueur du renforcement, chute d'environ 30 % entre les deux séries. Les auteurs attribuent cet écart à des contraintes dans le sol initiées par la surcharge statique qui auraient été libérées par les vibrations et choisissent de ne conserver que la deuxième série pour la comparaison avec les essais dynamiques.

La comparaison des résultats bruts entre essais statiques et dynamiques montre une diminution de l'ordre de 20 % de la force d'extraction liée aux vibrations (Figure 1-33a). Les auteurs ont choisi de tenir compte de la variation de contrainte normale engendrée par les vibrations. À l'aide de géophones placés dans le soutènement lors de sa mise en œuvre, ils ont corrigé la contrainte normale s'exerçant sur les armatures aux différentes profondeurs. À partir de cette contrainte verticale moyenne corrigée, ils ont recalculé la force théoriquement mobilisable par le frottement sol – armature (Figure 1-33b). Ils en sont arrivés à la conclusion que le frottement n'était pas dégradé par les vibrations.

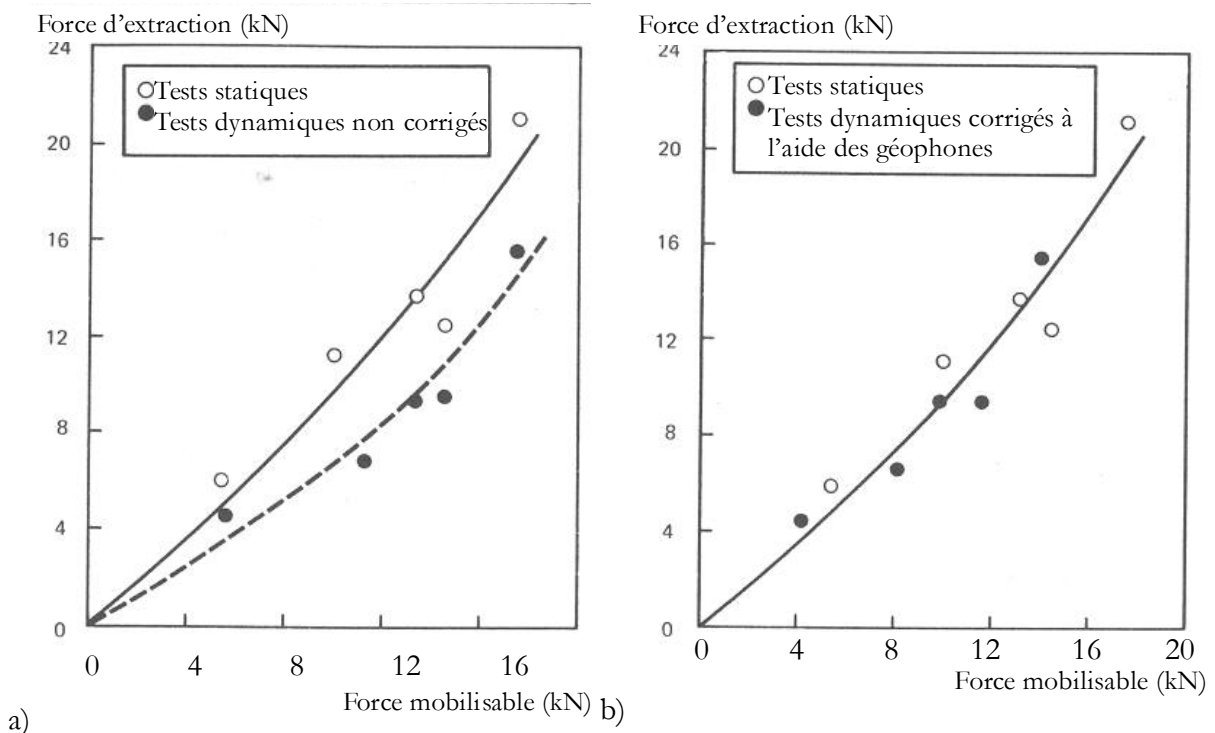


Figure 1-33 - Comparaison des résultats des essais d'extraction statiques et dynamiques (d'après Murray et al., 1979). a) sans correction, b) avec correction.

Une autre expérimentation, cette fois en vraie grandeur, a été menée pour étudier l'impact des vibrations sur le frottement sol – armature. C'est un ouvrage expérimental de 3,75 m de haut et de 16,5 m de large qui a été mis en œuvre à Millville (USA) (Figure 1-34).

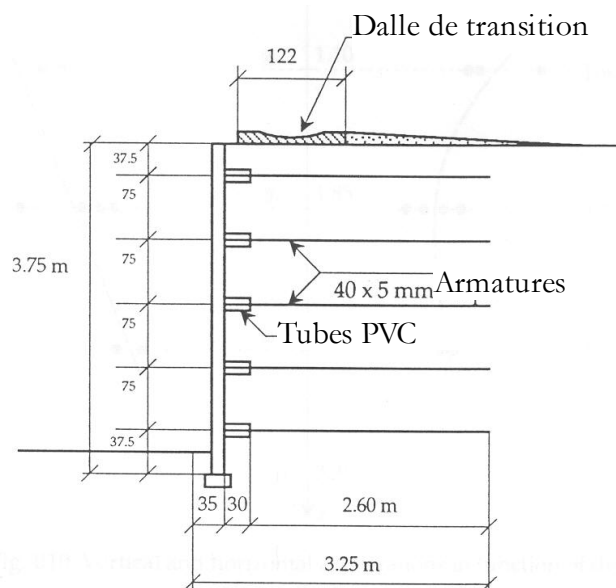


Figure 1-34 - Coupe de l'ouvrage de Millville (d'après TAI, 1994).

Quatre colonnes d'armatures, repérées de A à D, ont été équipées de tubes PVC au niveau de l'attache pour éviter les effets de coin lors des extractions (Figure 1-35). Une dalle de transition en béton a été posée en tête pour accueillir un compacteur.

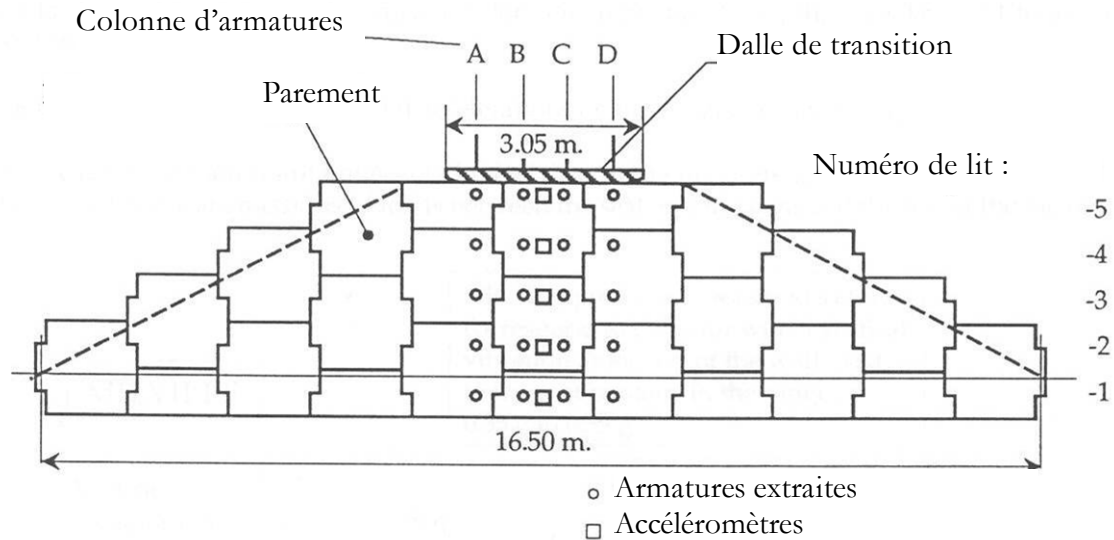


Figure 1-35 - Vue du parement de l'ouvrage expérimental de Millville (d'après TAI, 1994).

Les colonnes ont été extraites successivement de A à D, alternativement en statique et en dynamique. La figure 1-36 récapitule les forces maximales d'extraction.

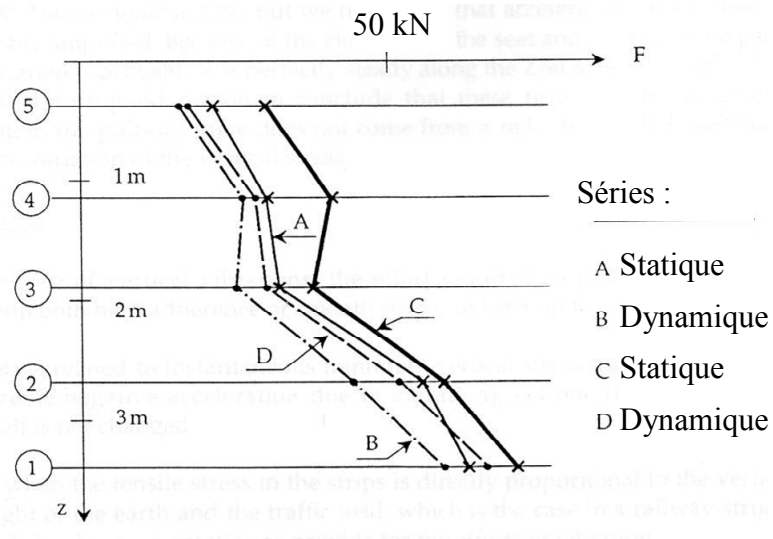


Figure 1-36 - Résultats des essais d'extraction par séries (d'après TAI, 1994).

Contrairement aux essais du TRRL, la série C donne des résultats bien meilleurs que la série A. D'après les auteurs, les vibrations auraient ici complété le compactage de l'ouvrage pour en augmenter la densité, ce qui a un impact sur le dilatance. En conséquence, ils ont simplement comparé les séries C et D, les considérant comme les vraies valeurs.

Les vibrations entraînent une chute de la force maximale d'extraction qui varie presque linéairement avec la profondeur, valant 42 % pour le lit 5 et 7 % au niveau du lit 1. Là encore, les auteurs essaient de relier cette baisse à une variation de contrainte verticale mais sans mesure tangible.

En tout état de cause, que ce soit le fait d'une dégradation du frottement sol – armature ou celui d'une chute de la contrainte normale, il est établi que les vibrations diminuent la force maximale d'extraction. Il semblerait par ailleurs que la densité et donc la dilatance du matériau jouent un rôle sur cette dégradation.

1.4.2. Expérimentations en laboratoire

En plus des éléments de réponse sur le frottement sol - armature, des expérimentations ont été menées en laboratoire pour essayer d'appréhender d'autres aspects du comportement dynamique des ouvrages en sol renforcé. Des éprouvettes de sol renforcé ont été sollicitées en dynamique au moyen d'un appareil triaxial pour valider les grandes lignes de la réponse d'un assemblage sol – renforcements. De plus, des modèles physiques ont été vibrés dans le cadre de l'élaboration du règlement sismique, pris en compte aujourd'hui par la norme.

Afin de préciser l'évolution des caractéristiques mécaniques globales d'échantillons de sable armé, des essais triaxiaux à chargements répétés ont été entrepris au LCPC dans les années 70 (Madani et al., 1979). Le principe de l'expérience est résumé sur la figure 1-37, à savoir une éprouvette cylindrique soumise à une contrainte radiale σ_r , une contrainte axiale σ_l et une variation de contrainte axiale d'amplitude $\Delta\sigma_l$.

Considérant que lorsqu'elle est inférieure à 5 Hz, la fréquence de sollicitation affecte peu les résultats de l'essai, les auteurs ont fixé celle de leurs expérimentations à 4 Hz, ce qui leur a permis de réaliser de l'ordre de 10^6 cycles par éprouvette.

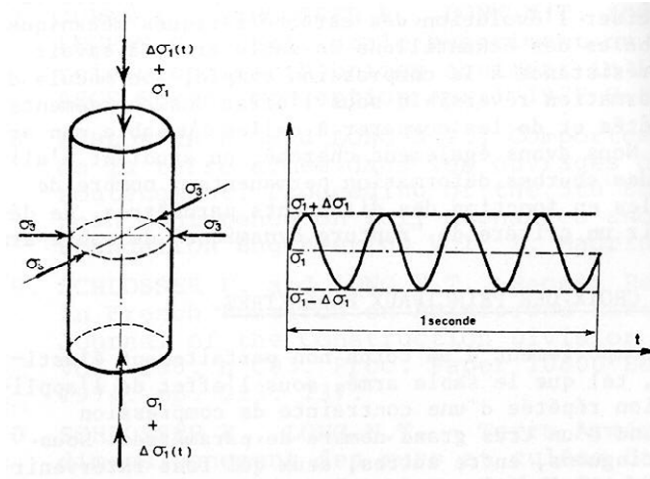


Figure 1-37 - Conditions de sollicitations des éprouvettes (Madani et al., 1979).

En termes de déformations permanentes mesurées (ε_p), du fait de la difficulté de constituer des éprouvettes rigoureusement identiques, les expérimentateurs sont confrontés à une dispersion des résultats d'environ 10 %. Par contre, l'allure des courbes reste la même, à savoir une progression rapide d' ε_p lors des 50 premiers cycles, puis une évolution beaucoup plus lente et linéaire.

La première série d'essais avait pour objectif d'évaluer l'influence de l'espacement horizontal des renforcements sur les déformations permanentes. Les éprouvettes de 100 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur, constituées de sable de Fontainebleau, étaient renforcées par des feuilles d'aluminium de 40 microns d'épaisseur. Par rapport à du sable seul, les renforcements ont permis de diminuer de 30 à 50 % les déformations permanentes, en fonction de l'espacement des renforcements (Figure 1-38a).

Au travers des différentes séries d'essais, les auteurs ont pu dégager certaines tendances. Tout d'abord, pour de faibles valeurs de h_{arm} (hauteur entre deux renforcements) et toutes choses étant égales par ailleurs, plus l'amplitude des contraintes axiales est grande, plus le seuil des déformations permanentes atteint est élevé. Pour h_{arm} plus grand, non seulement le seuil atteint pour un petit nombre de cycles augmente mais aussi la pente de la courbe au-delà de 50 cycles.

La partie constante de la contrainte axiale joue aussi un rôle. Plus celle-ci est élevée, plus le niveau de déformation atteint l'est aussi. Néanmoins, les auteurs ont mis en évidence que pour des niveaux de contrainte maximale identiques, l'influence de l'amplitude est prépondérante sur celle de la contrainte moyenne. L'influence de la contrainte radiale a aussi été étudiée. Une faible augmentation de celle-ci réduit considérablement les déformations permanentes de l'éprouvette.

Enfin, les auteurs se sont penchés sur la résistance à la compression simple et sur le module de déformation élastique des éprouvettes. Si l'essai de fatigue de l'éprouvette ne modifie

que très peu la résistance ultime de l'éprouvette, il la rigidifie, c'est-à-dire que son module élastique s'en trouve augmenté (Figure 1-38b). Une dernière série de mesures a aussi montré que plus le sable est armé, plus les déformations élastiques sont réduites.

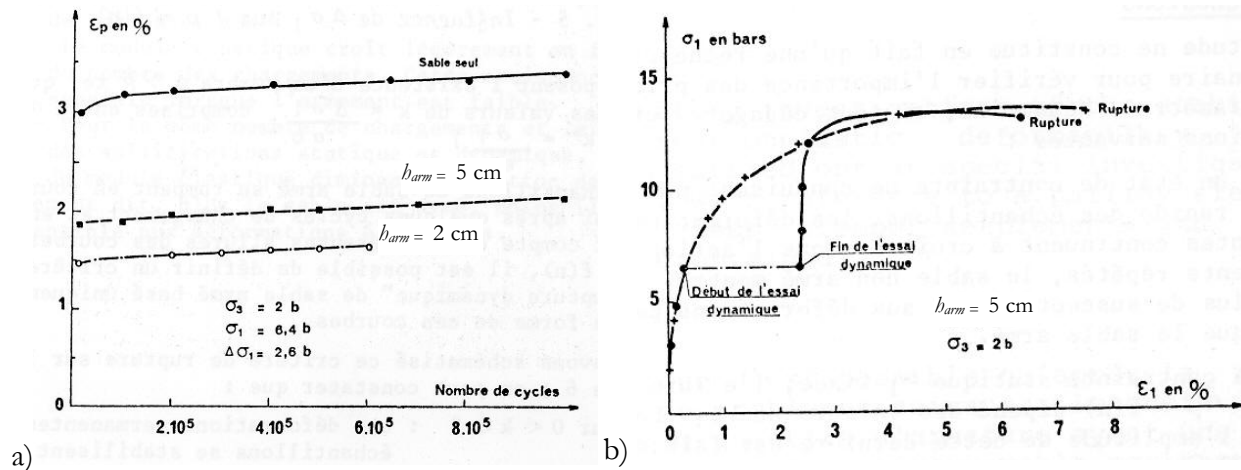


Figure 1-38 - Déformations permanentes des éprouvettes (Madani et al., 1979) : a) influence de l'espacement des renforcements, b) impact d'un essai de fatigue sur la rupture.

Même si ces essais ne sont pas directement transposables aux ouvrages réels, ils laissent à penser qu'un soutènement en Terre Armée ne se déforme pas plus qu'un remblai classique sous l'action d'une sollicitation dynamique que pourrait représenter la circulation des trains. De plus, ces essais triaxiaux confirment certaines grandes lignes du comportement d'un matériau renforcé. Dans les R.R.A., il est précisé qu'un soutènement en Terre Armée se déforme moins qu'un remblai de même hauteur, ce que nous chercherons à vérifier. Ces essais sont peut-être à l'origine de cette affirmation.

Un des axes de recherche ayant impulsé de nombreuses expérimentations est le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé soumis aux séismes, pour que ce type de sollicitations sismiques soit correctement pris en compte dans les règles de dimensionnement. Le moyen le plus utilisé pour y parvenir a été l'utilisation de modèles physiques en semi-grandeur positionnés sur des tables vibrantes. L'exemple le plus célèbre est l'ouvrage de Chida (1980) (Figure 1-39).

Même si la définition de certains coefficients diffère selon les auteurs (Dhouib, 1994), il est communément admis que les sollicitations, notamment les accélérations horizontales qu'engendre un séisme, ont pour effet d'élargir la zone active et par voie de conséquence d'augmenter les tractions maximales dans les armatures.

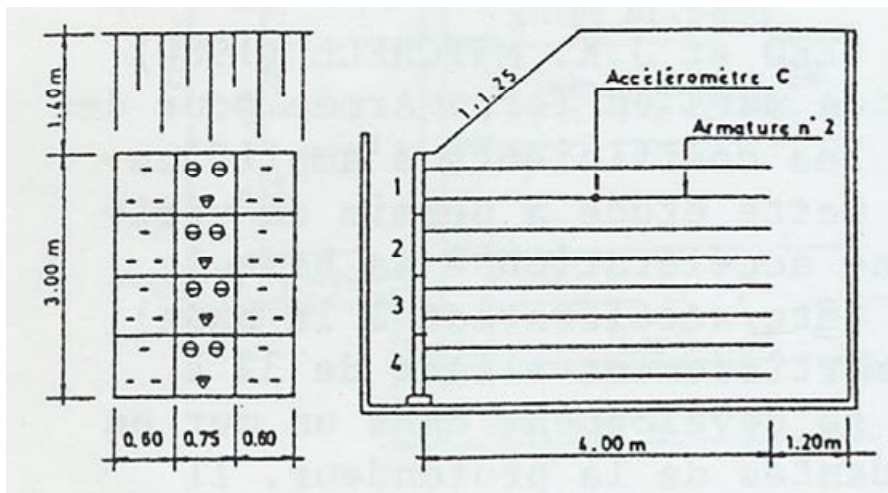


Figure 1-39 - Coupe de l'ouvrage de Chida (Bastick et Schlosser, 1986).

Pour s'en prémunir, une majoration de la traction maximale, liée à l'accélération horizontale maximale à laquelle sera confronté l'ouvrage, a été préconisée. En règle générale, les murs en Terre Armée ont la réputation de « bien réagir » vis-à-vis des sollicitations sismiques. En effet même des ouvrages pour lesquels cet aspect n'avait pas été pris en compte lors du dimensionnement ont supporté des séismes sans que cela n'entraîne de dommages ou de déformations particuliers.

Il convient de mentionner plus particulièrement ici une étude menée à Berkeley dans les années 70, et dont le but était d'étudier l'impact de sollicitations verticales engendrées par un séisme sur le comportement de l'ouvrage.

La Figure 1-40 donne les principales dimensions (en mm) des modèles physiques utilisés. La contrainte normale ayant un impact sur la dilatance et donc sur le frottement sol – armature, il est dommage que ces modèles n'aient pas été centrifugés pour améliorer la représentativité des contraintes dans le sol.

Lors des premiers essais, avant de simuler des séismes déjà déclarés, les auteurs ont utilisé des sollicitations sinusoïdales de trois types : purement verticales, purement horizontales et associant les deux axes (Figure 1-41). Ces essais ont été réalisés à 15 et 30 Hz en prenant en compte les lois de similitude, qui sont détaillées en Annexe 4.

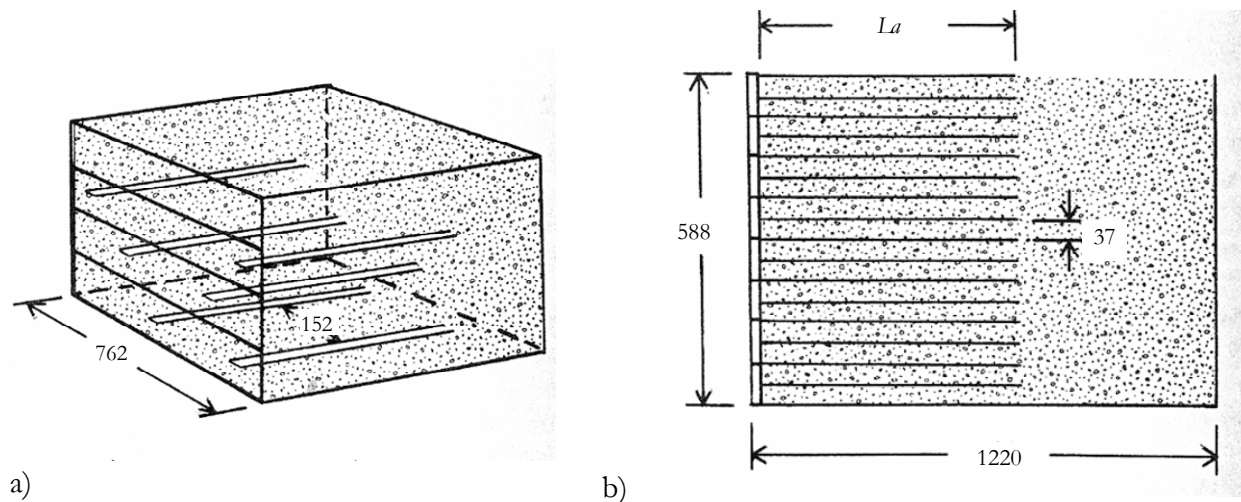


Figure 1-40 - Schémas des modèles physiques utilisés à Berkeley (Wolfe et Rea, 1978) : a) vue 3D, b) coupe longitudinale.

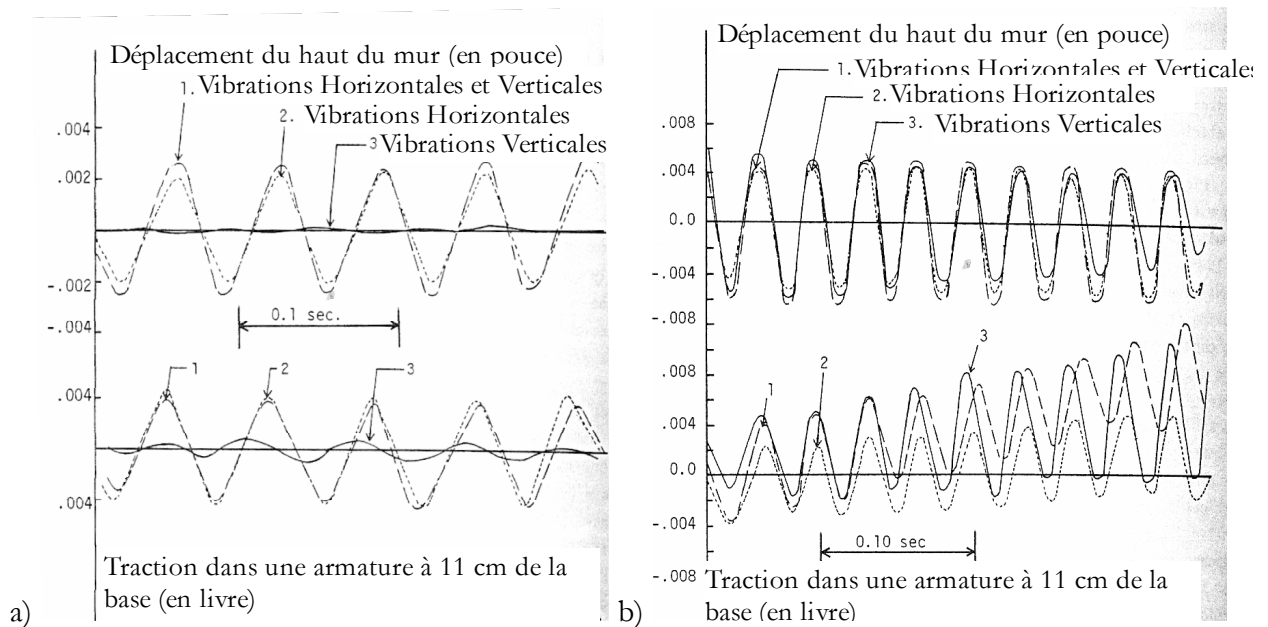


Figure 1-41 - Réponse du modèle aux différentes sollicitations en termes de déplacement et de traction dans les armatures (d'après Wolfe et Rea, 1978) : a) à 15 Hz b) à 30 Hz.

Il est intéressant de constater que les réponses du modèle aux deux sollicitations unidirectionnelles, de même amplitude, sont très différentes. En effet, à 15 Hz, les sollicitations purement verticales ne provoquent quasiment pas de déplacement en tête du mur, alors que les sollicitations horizontales entraînent une évolution sinusoïdale de la position de la face supérieure du modèle. Pour ce qui est de la mesure de traction dans une armature, l'amplitude du signal lors des vibrations verticales est de l'ordre de 10 à 15 % de celle obtenue pour les autres sollicitations.

A la fréquence de 30 Hz, qui avait préalablement été identifiée comme une fréquence de résonance par les auteurs, les réponses évoluent. En terme de déplacement, le modèle répond de

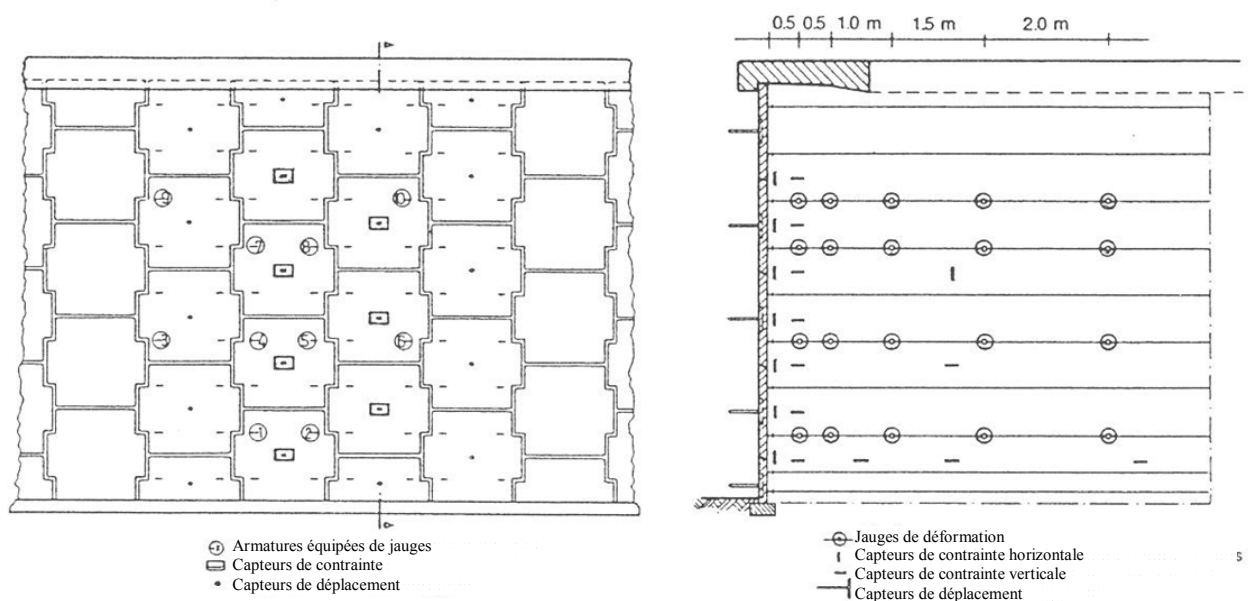
manière similaire aux trois types de sollicitation. Les échantillons de mesure présentés (Figure 1-41b) montrent une accumulation des déplacements et que l'amplitude des déplacements est la plus importante dans le cas de la sollicitation purement verticale.

Pour conclure, ces essais de laboratoire nous apprennent que le matériau sol - armé est moins déformable que le sol seul. De plus, les ouvrages sont *a priori* sensibles à la fréquence et à la direction de la sollicitation.

1.4.3. Essais en vraie grandeur

En plus des essais de chargement présentés plus haut, les ouvrages de Fremersdorf et celui de Triel ont été soumis à des chargements dynamiques.

Dans le premier cas, une campagne de mesures a été effectuée sous circulation « contrôlée » d'un camion avant l'ouverture de l'autoroute au public. En plus des jauges de contrainte déjà évoquées ci-dessus, des capteurs de déplacements horizontaux et verticaux ont été disposés sur le parement (Figure 1-42).



Pour disposer d'une référence statique, le camion de 335 kN a été positionné à l'arrêt à l'aplomb de la zone instrumentée. Ensuite, il a effectué des passages à 20, 40 et 60 km/h. Les auteurs ont constaté que la réponse dynamique de l'ouvrage était peu influencée par la vitesse du

camion et donc la fréquence de sollicitation. Les variations de traction présentées correspondent à la vitesse de 40 km/h (Figure 1-43).

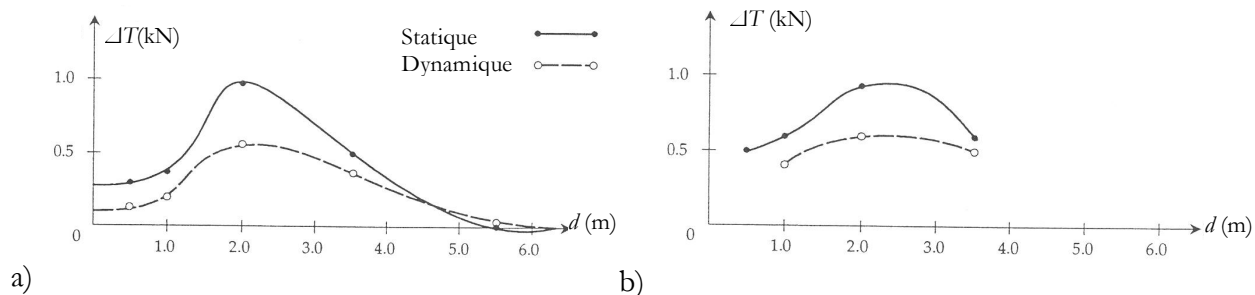


Figure 1-43 - Comparaisons des variations de traction statiques et dynamiques (d'après TAI, 1994) : a) à une profondeur de 2,25 m, b) à une profondeur de 2,75 m.

Les allures des courbes statiques et dynamiques sont les mêmes et présentent un maximum qui, là encore, ne se situe pas au milieu de la surcharge mais est situé à environ 2 m du parement. Les augmentations dynamiques valent en moyenne la moitié des augmentations statiques. Les auteurs n'indiquent pas si les variations de traction sous chargement statique sont réversibles ou non.

Par ailleurs, les amplitudes maximales de déplacement du parement sont de l'ordre de 20 μm en horizontal et 30 μm en vertical. D'autres mesures ont été réalisées alors qu'un compacteur était en fonctionnement sur la chaussée. Pour une fréquence de 24,5 Hz, les amplitudes maximales des déplacements atteignaient 0,22 mm en horizontal et 0,19 mm en vertical. Les auteurs mentionnent qu'aucun phénomène spécifique n'est apparu. Il semble néanmoins que l'ouvrage soit sensible à la fréquence de sollicitation.

L'ouvrage de Triel a lui aussi été soumis aux sollicitations d'un compacteur dont le rouleau vibrant était calé dans une dalle de transition (Figure 1-44). Trois accéléromètres verticaux avaient été posés à une distance de 2,5 m du parement lors de la mise en œuvre ; trois accéléromètres horizontaux ont ensuite été collés aux mêmes profondeurs sur le parement. Plusieurs séries de mesures ont été menées à différentes fréquences et avec plusieurs masses de rouleau. Malheureusement, un problème récurrent de contact entre le rouleau et la dalle de transition a perturbé une grande partie des résultats. En effet, une amplification des accélérations mesurées aux alentours de 37 Hz a été observée notamment au niveau de la dalle de transition. Elle est probablement liée à ce problème de contact mais rien ne permet d'affirmer qu'il n'y a pas eu aussi un phénomène de résonance de l'ouvrage.

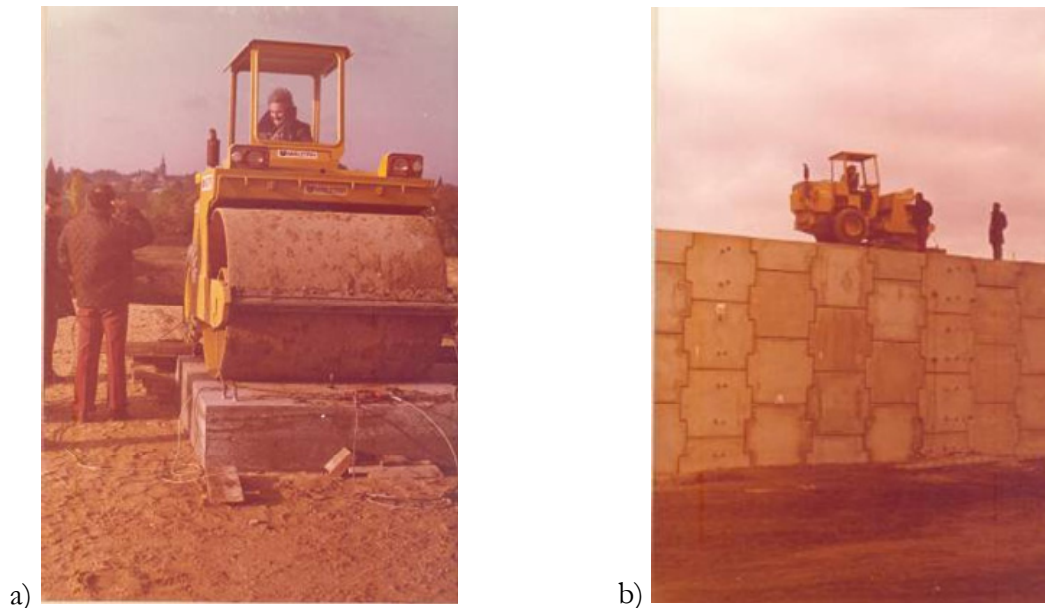


Figure 1-44 - Mise en vibration de l'ouvrage de Triel (CEBTP, 1975). a) détail de la dalle de transition et du compacteur, b) vue du parement.

Néanmoins, la figure 1-45a donne l'ensemble des mesures effectuées à 37,5 Hz, c'est-à-dire dans la gamme de fréquences où il y a une résonance, avec le rouleau chargé d'une tonne d'eau. Les accélérations horizontales, et donc les amplitudes de déplacement, diminuent peu avec la profondeur, à l'inverse des accélérations verticales qui sont divisées par 6 entre 0,38 m et 4,9 m de profondeur. Globalement, les déplacements sont très faibles avec un maximum d'environ 0,1 mm.

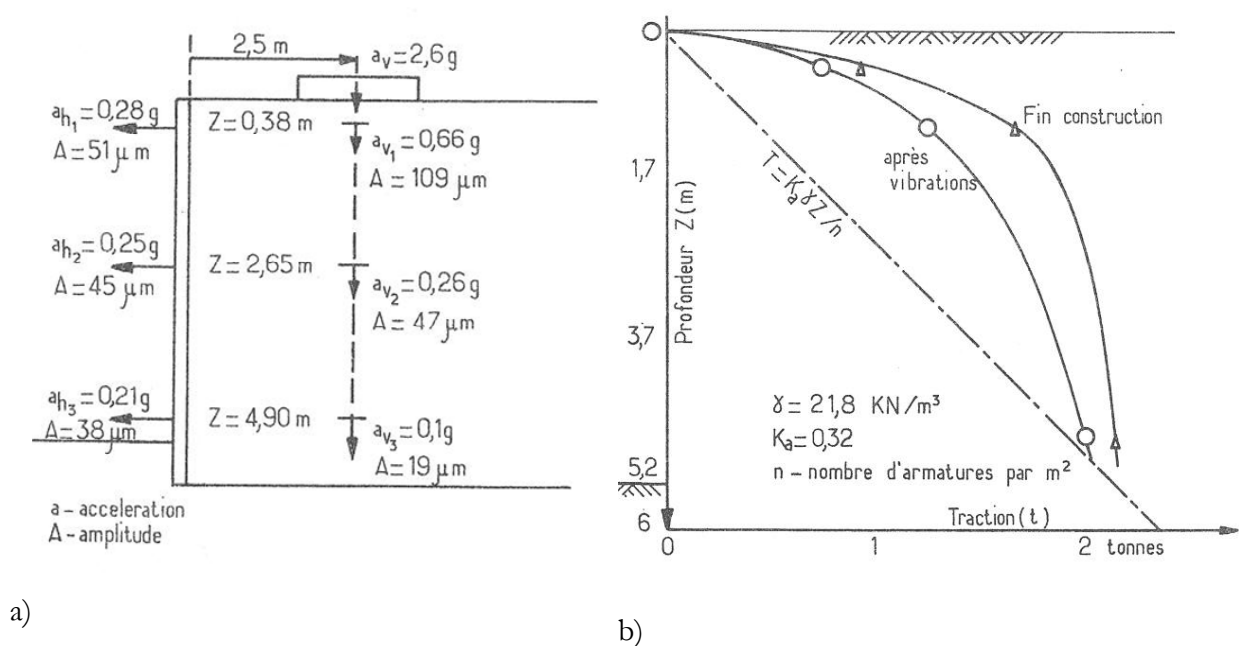


Figure 1-45 - Impact des vibrations sur l'ouvrage (Schlosser, 1979) : a) pendant ; b) après.

La figure 1-45b montre l'effet des vibrations sur les tractions maximales dans les armatures lorsque l'ouvrage est au repos. Les vibrations ont fait chuter d'environ 20 % les tractions. Il semblerait qu'elles aient réduit les efforts résiduels de précontrainte dus au compactage. Cependant, cette constatation est à prendre avec précaution car les mesures en fin de construction paraissent très élevées.

Le tableau 1-3 synthétise les principaux points évoqués dans ce paragraphe.

Tableau 1-3 - Synthèse des différentes expérimentations dynamiques.

Essais	Enseignements	Questionnements
TRRL et Millville	Les vibrations influencent la force maximale d'extraction.	Les vibrations modifient-elles le frottement sol-armature ou uniquement les contraintes verticales ?
	L'effet des vibrations dépend de la densité d'origine du matériau.	
Triaxiaux	Un matériau renforcé se déforme a priori moins que le même matériau sans les renforcements.	Quel est l'effet d'un chargement cyclique à plus haute fréquence ?
	Les essais de fatigue n'ont pas d'influence sur la résistance à la rupture du matériau.	
Chida	Les vibrations peuvent élargir la zone active d'un ouvrage.	
Berkeley	Les accélérations horizontales et verticales de la sollicitation n'ont pas le même impact sur la réponse de l'ouvrage.	Est-ce que les accélérations verticales seules peuvent élargir la zone active d'un ouvrage ?
	La fréquence de sollicitation influe sur la réponse du soutènement.	
Fremersdorf	Les déplacements du parement lors des sollicitations sont inférieurs à 1 mm.	Quelle est la position de l'augmentation maximale de traction dans le cas d'un chargement dynamique ?
	L'influence de la fréquence de sollicitation est confirmée.	
Triel	Là encore, les déplacements du parement sont inférieurs à 1 mm.	Les vibrations relâcheraient-elles les contraintes « emprisonnées » dans le sol lors du compactage ?

1.5. Modèles numériques

La modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé par la méthode des éléments finis, que ce soit à l'aide de modèles discrets (Bastick, 1985b) ou de modèles homogénéisés (Rospars et al., 2004), a permis de compléter avantageusement les expérimentations en vraie grandeur pour mieux comprendre le comportement de ce type d'ouvrage. Elle pourrait constituer un outil pour répondre à la nécessité pour la SNCF de prévoir les déformations des voies dans le temps et lors du passage des trains. Il faut donc déterminer si le savoir-faire acquis lors des précédentes recherches permet aujourd'hui de faire du calcul prévisionnel. Dans le cadre de ce travail de thèse, il a été décidé de se limiter aux cas des surcharges statiques.

Avant de répondre à cette question, il est nécessaire de revenir sur les spécificités liées à la construction d'un modèle numérique d'ouvrage de soutènement en Terre Armée. Dans un deuxième temps, des confrontations entre modèles numériques et ouvrages expérimentaux seront présentées. Cette présentation ne se veut pas exhaustive mais est adaptée au logiciel CESAR-LCPC qui est l'outil du LCPC.

1.5.1. Construction d'un modèle de mur en Terre Armée

Dans le cas des murs en Terre Armée, la structure obtenue en renforçant un massif de sol par un réseau régulier d'armatures parallèles entre elles est nettement tridimensionnelle. Néanmoins, la pratique courante des calculs de dimensionnement repose sur l'hypothèse des déformations planes, et de nombreuses modélisations par éléments finis mêmes récentes sont faites selon cette hypothèse (Bastick, 1987 ; Rospars et al., 2004). Les modélisations tridimensionnelles restent rares à cause de la lourdeur de la mise en œuvre d'un calcul dans lequel chaque armature est discrétisée (Sellali-Haraigue, 1999). Dans ce cadre simplificateur, des choix de modélisation doivent être faits pour représenter chaque partie de l'ouvrage. De manière générale, pour les différents aspects du fonctionnement du mur, il est possible d'employer des techniques de modélisation différentes ; chaque raffinement permet de mieux représenter un phénomène (par exemple l'influence des joints sur la raideur du mur), mais introduit dans le modèle des paramètres mécaniques spécifiques difficiles à déterminer (les caractéristiques mécaniques attribuées aux éléments représentant les joints).

1.5.1.a. Le parement

Compte tenu de leur épaisseur relativement importante (comparée à celle de palplanches par exemple), de l'ordre de 14 cm, les écaïlles elles-mêmes sont le plus souvent représentées par des éléments « de massif », c'est-à-dire ayant une épaisseur non nulle, auxquels est attribué un comportement élastique linéaire isotrope, généralement celui du béton constituant les écaïlles. Ce sont fréquemment des éléments isoparamétriques (les fonctions d'interpolation sont les mêmes pour tous les degrés de liberté).

Deux points sont à noter :

- il est possible de représenter les écaïlles par des éléments sans épaisseur de type poutre. Ces éléments ne sont pas isoparamétriques, ce qui fait que le déplacement n'est pas continu entre le sol et les écaïlles voisines. Par ailleurs, il faut veiller à la compatibilité des poutres avec les différents procédés que l'on se propose d'utiliser pour représenter le frottement du sol contre la paroi et l'accrochage des armatures ;
- le choix le plus simple consiste à représenter la superposition des écaïlles comme une paroi continue, ce qui revient à négliger le caractère discontinu de l'assemblage d'écaïlles. La raideur en flexion et en compression du parement est alors surestimée. Dans certains cas, un « joint » est introduit dans le maillage entre les écaïlles, qui présente des caractéristiques élastiques réduites : le parement se comporte alors comme une succession de panneaux articulés entre eux par une liaison qui ressemble à une rotule. L'utilisation des joints pose des problèmes de maillage, parce qu'elle force à introduire dans le maillage des éléments de petite taille (l'épaisseur du joint après la fin de la construction étant de quelques millimètres), et introduit des paramètres mécaniques supplémentaires difficiles à déterminer.

1.5.1.b. Le sol

Le sol est représenté comme un milieu homogène, dont le comportement est modélisé par la combinaison d'une élasticité non linéaire et d'une loi d'écoulement plastique, associée ou non. Dans un calcul orienté vers le dimensionnement, des modèles « frottants » de type Mohr-Coulomb sont généralement suffisants ; il est rare d'utiliser des modèles de comportement plus avancés (avec des surfaces de charge complexes, ou plusieurs mécanismes de plasticité, etc.), faute de savoir déterminer les paramètres nécessaires.

La contrainte normale s'exerçant sur les armatures, qui est ici la contrainte verticale, contrôle le frottement maximal que le sol peut exercer sur l'armature : il est donc important que

cette contrainte normale soit bien calculée. Néanmoins, lorsque le mur s'approche de la rupture, des déformations plastiques importantes peuvent se produire dans le sol, et s'accompagner d'une dilatance plastique significative, susceptible d'augmenter le frottement entre le sol et les armatures. Ce phénomène de « dilatance empêchée » est d'ailleurs pris en compte dans les méthodes de dimensionnement classiques des murs en Terre Armée. Le paramètre de dilatance dans le sol pourra donc jouer un rôle important pour décrire correctement le comportement du mur lorsque sa stabilité globale est menacée.

1.5.1.c. Les armatures

Une façon de représenter le rôle de renforcement joué par les armatures consiste à introduire des éléments particuliers, qui reproduisent plus ou moins fidèlement la géométrie des armatures, et auxquels sont attribuées des caractéristiques mécaniques très supérieures à celles du sol environnant.

Les deux approches les plus fréquentes consistent à utiliser :

- des éléments sans épaisseur, qui apportent une raideur en extension dans la direction des inclusions, avec ou sans prise en compte d'une raideur en flexion (éléments de type « poutre » ou « barre » respectivement) ; la prise en compte de la flexion peut nécessiter l'introduction d'une inconnue nodale supplémentaire (qui représente la rotation de la section), qui fait généralement appel à des fonctions d'interpolation différentes de celles utilisées pour les barres (et différentes pour les deux composantes du déplacement) ;
- des éléments de « massif », qui ont une épaisseur faible mais non nulle, dans lesquels les degrés de liberté sont les déplacements des nœuds et les fonctions d'interpolation sont identiques pour toutes les composantes du déplacement. Il est courant d'attribuer aux éléments correspondants dans le maillage une épaisseur fictive différente de l'épaisseur des bandes de renforcement, afin d'éviter d'avoir des éléments de 5 mm d'épaisseur alors que le mur fait plusieurs mètres de haut. Les paramètres mécaniques du modèle doivent être ajustés en conséquence. L'utilisation d'éléments de massif implique de prendre en compte une certaine raideur en flexion des armatures : le fait d'introduire une épaisseur fictive plus grande que l'épaisseur réelle peut en théorie conduire à surestimer cet effet de flexion.

Un autre choix possible, dans le cas où le nombre d'armatures dans les directions verticale et horizontale est suffisant, consiste à considérer le sol renforcé comme un matériau homogène, auquel on attribue un comportement homogénéisé « équivalent », généralement anisotrope, pour tenir compte du renforcement apporté par les armatures dans une direction privilégiée. A nouveau, il est possible de prendre en compte la raideur en traction et la raideur en flexion

(Hassen et de Buhan, 2005) ou seulement la première (Sudret, 1999). Les effets de flexion peuvent jouer un rôle dans le renforcement d'une couche de sol par des inclusions rigides. Ceux-ci n'ont pas encore été pris en compte avec une approche homogénéisée pour les murs en Terre Armée.

Une question est ensuite de choisir les propriétés équivalentes des éléments représentant les bandes de renforcement.

On note E_{arm} le module d'Young des armatures, A_{arm} et I_{arm} respectivement l'aire et le module d'inertie de flexion de leur section, et d_{arm} la distance entre deux armatures du même lit.

Pour que la raideur en traction équivalente à un lit d'armatures soit identique à celle des éléments qui le représentent, on donne (pour des éléments de barre) des caractéristiques équivalentes E_{eq} , A_{eq} et I_{eq} telles que :

$$E_{eq} \times A_{eq} = \left(\frac{E_{arm} \times A_{arm}}{d_{arm}} \right) \quad (I.7)$$

$$E_{eq} \times I_{eq} = \left(\frac{E_{arm} \times I_{arm}}{d_{arm}} \right) \quad (I.8)$$

(Note : A_{eq} a la dimension d'une épaisseur (fictive), mais est généralement considérée par le préprocesseur comme une section : on suppose que le calcul en déformation plane est fait pour une distance unité dans la direction perpendiculaire au maillage).

Ce type de procédé revient à remplacer un lit d'armatures par une plaque d'épaisseur nulle ayant globalement la même raideur en traction et en flexion.

Avec des éléments de massif, un lit d'armatures est remplacé par une plaque ayant une épaisseur finie h_p , constituée d'un matériau élastique linéaire isotrope. Le choix du coefficient de Poisson n'est généralement pas argumenté. Pour le module d'Young, est adoptée une valeur E_{eq} déterminée par le même procédé que précédemment, de manière à assurer l'égalité :

$$E_{eq} \times h_p = \left(\frac{E_{arm} \times A_{arm}}{d_{arm}} \right) \quad (I.9)$$

Il n'est pas possible de respecter la rigidité de flexion si l'épaisseur des éléments du maillage h_p est différente de celle des armatures. Dans la mesure où les effets de traction sont largement majoritaires, l'erreur commise reste acceptable.

Dans les calculs homogénéisés, en supposant pour simplifier qu'on se limite à la prise en compte de la raideur en traction, le sol renforcé se voit attribuer un comportement anisotrope et le module dans la direction des armatures est augmenté d'un facteur égal à celui donné par :

$$E = E_{arm} \times A_{arm} \times \eta \quad (\text{I.10})$$

où η est la fraction volumique des armatures (nombre d'armatures par mètre carré de parement).

Compte tenu du fait que la plupart des calculs sont faits pour vérifier le dimensionnement du mur, rares sont dans la littérature les calculs réalisés avec un comportement plastique ductile des armatures, quel que soit le procédé numérique employé pour représenter les armatures (éléments sans épaisseur, éléments isoparamétriques avec épaisseur, homogénéisation). En pratique, ce type de comportement peut être pris en compte simplement avec un logiciel comme CESAR-LCPC, dans les deux situations où sont utilisés des éléments de massif ou un modèle homogénéisé. La mise en œuvre d'éléments de type barre élastoplastique n'est pas possible dans l'état actuel de ce code. La mise en œuvre de poutres élastoplastiques est possible, mais la littérature n'en fait pas état.

1.5.1.d. L'interaction sol - armature

Le principe de fonctionnement des murs en Terre Armée repose sur le fait que le sol, en se déformant, transmet par frottement un effort longitudinal aux armatures. Pour mobiliser la résistance des armatures, il est donc nécessaire d'accepter un mouvement du terrain autour des armatures. Il est important de souligner que rien n'empêche, dans la modélisation, de négliger ce mouvement relatif.

Dans le cas des modèles homogénéisés, deux approches sont possibles : la première consiste à négliger le glissement relatif nécessaire pour mobiliser l'armature, et à supposer que le déplacement des armatures (dans leur direction) est égal au déplacement moyen du sol (Sudret et de Buhan, 1999). Une conséquence importante de cette simplification est que l'effort transmis à

une armature par frottement, rapporté à l'unité de longueur, peut être arbitrairement grand : le modèle ne permet pas d'introduire une valeur maximale du frottement.

Pour surmonter cette difficulté, des modèles plus riches ont été introduits (de Buhan et Sudret, 1999 ; Bennis, 2003), et dans le domaine des tunnels, le même type d'approche a été employé par Wong et al. (1999) et de Buhan et al. (2008).

Lorsque des éléments spécifiques sont introduits pour représenter les armatures, il est possible, en première analyse, de supposer qu'il y a un contact parfaitement adhérent entre le sol et la plaque représentant un lit d'armatures.

Ce type de modélisation présente le même défaut que les modèles homogénéisés dans lesquels le déplacement relatif sol-armature est négligé : il n'y a pas de limite sur la contrainte de frottement entre le sol et la plaque (mais il y a une limite sur les contraintes dans le sol lui-même, imposée par le critère de plasticité). Différents auteurs ont donc proposé d'introduire de nouveaux éléments de manière ad hoc pour introduire un paramètre supplémentaire permettant de contrôler le frottement maximum entre le sol et l'interface. Deux types de modèles peuvent être employés : des éléments sans épaisseur (appelés éléments d'interface ou éléments de contact selon les codes) ou des éléments de massif avec une épaisseur faible et des caractéristiques de résistance au cisaillement indépendantes (dans la modélisation) de celles du sol. Dans les deux cas, deux couches d'éléments sont nécessaires, une au-dessus et une au-dessous de l'armature.

A l'usage, ce type de modélisation présente un inconvénient important : la plaque équivalente au lit d'armatures tend à séparer le sol en deux compartiments qui « glissent » l'un sur l'autre : autrement dit, la cinématique calculée présente une discontinuité de part et d'autre de la plaque, alors que la continuité du déplacement du sol dans le mur réel est assurée par la continuité du sol dans l'intervalle entre deux armatures. Compte tenu du caractère peu réaliste des résultats, Unterreiner (1994) et Benhamida (1998) ont proposé de rétablir un déplacement du sol continu en ajoutant (dans CESAR-LCPC) des éléments supplémentaires, appelés « éléments de relations linéaires », destinés à imposer l'égalité des déplacements entre des nœuds situés de part et d'autre des interfaces placées des deux côtés de la plaque. Le modèle obtenu commence à être relativement compliqué sur le plan du fonctionnement mécanique, et de la constitution du maillage (Figure 1-46). Des motifs prédéfinis ont été introduits dans le préprocesseur MAX2D de CESAR-LCPC dans les années 1980.

De manière générale, le fonctionnement et le détail de la programmation des éléments d'interface dans les différents codes sont souvent peu documentés. La détermination de certains paramètres (notamment les raideurs normale et tangentielle des interfaces en régime élastique) est difficile, souvent plus ou moins forfaitaire ou calculée en prenant en compte une épaisseur fictive (dont le choix peut avoir une influence sur le conditionnement de la matrice).

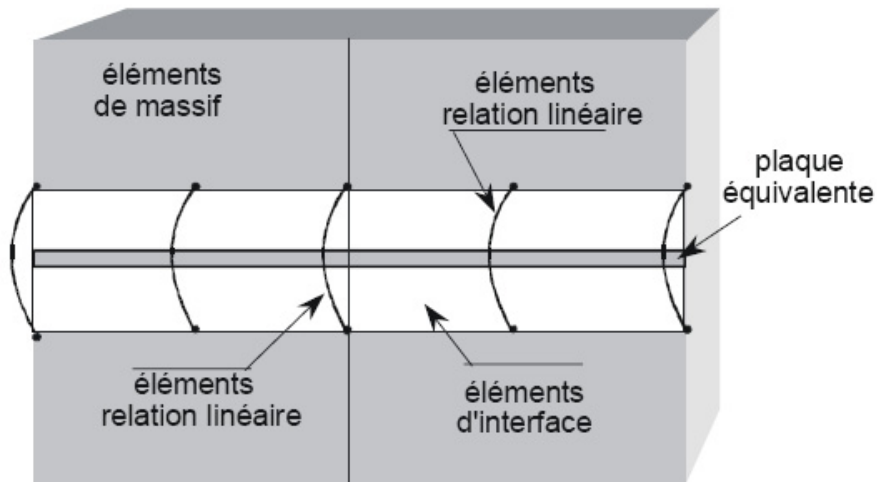


Figure 1-46 - Utilisation d'éléments spéciaux pour assurer la continuité du déplacement de part et d'autre de la plaque équivalente (d'après Marten, 2005).

1.5.1.e. L'interaction sol - écaïlle

La façon dont un code de calcul représente le frottement entre le sol et les armatures est une question centrale pour simuler le comportement d'un mur en Terre Armée. En plus de cette question commune à la plupart des dispositifs de renforcement par inclusions, les murs en Terre Armée présentent une particularité : le mur est construit par remblaiements successifs de couches de sol derrière les écaïlles du parement. Compte tenu du contraste de raideur entre les écaïlles et le sol, le tassement progressif des couches de sol sous l'effet des couches sus-jacentes est significativement plus grand que celui des écaïlles. En l'absence de traitement particulier de l'interface sol-écaïlle, si la continuité des deux composantes du déplacement entre l'écaïlle et le sol est imposée, il apparaît une zone de cisaillement, qui ne reproduit pas bien le comportement réel du sol qui glisse contre l'écaïlle à mesure qu'il tasse. Ce défaut de la modélisation s'avère pénalisant pour le déroulement du processus itératif de calcul des déformations plastiques.

Il est donc avantageux d'introduire un traitement particulier de l'interface sol - écaïlle. Il est à nouveau possible de choisir entre des éléments sans épaisseur, dotés d'un comportement de

glissement parfait ou avec un certain frottement, et des éléments avec épaisseur (élastiques avec un module de cisaillement faible ou élastique, parfaitement plastique). Là encore, ceci a pour conséquence d'introduire des paramètres supplémentaires dont la détermination n'est pas forcément simple.

1.5.1.f. L'accrochage écaïlle - armature

La technique de simulation la plus simple consiste à supposer que l'écaïlle est « accrochée » au mur, c'est-à-dire qu'il y a continuité du déplacement entre les nœuds des éléments de l'écaïlle et les nœuds des éléments représentant les armatures.

En pratique, la liaison entre l'écaïlle et l'armature impose bien ce type de liaison, mais, dans le cas où un lit d'armatures est représenté par une plaque, on ne peut pas imposer à la fois la condition d'accrochage et permettre le glissement du mur contre l'écaïlle lors du remblaiement. Pour mieux représenter le mouvement du sol le long de l'écaïlle, il faut adopter une modélisation simplificatrice de l'accrochage écaïlle - armature.

Cette difficulté ne se pose pas avec un modèle homogénéisé dans lequel les efforts de flexion dans les armatures sont négligés, mais la représentation des sollicitations locales dans l'armature au niveau de l'accrochage n'est, évidemment, pas meilleure.

1.5.2. Confrontations modélisation/expérimentation

Après avoir vu les principales difficultés que comporte la modélisation de ce type d'ouvrage, deux exemples de confrontations entre résultats de modélisation et mesures expérimentales sont présentés ici. L'objectif étant de calculer *a priori* les tractions dans les armatures et déplacements d'un soutènement en Terre Armée soumis à une charge de service en statique, il faut savoir dans quelle mesure cet exercice a déjà été réalisé et quelles ont été les méthodes de construction du ou des modèle(s) utilisé(s).

1.5.2.a. Modélisation de la fin de construction de l'ouvrage

Il existe dans la littérature un certain nombre de comparaisons entre les mesures faites sur des ouvrages expérimentaux en fin de construction et des modèles numériques. L'ouvrage de Bourron-Marlotte (Bastick et al., 1993) a plusieurs fois fait l'objet de cet exercice, par exemple : Bastick et al. (1989), Sellali-Haraigue (1999) et Rospars et al. (2004). La deuxième de ces trois

tentatives se compose d'un modèle bidimensionnel et d'un modèle tridimensionnel qui est décrit ici.

Celui-ci représente une tranche du mur en Terre Armée de 0,75 m de large soit la moitié de la largeur d'une écaille. Le modèle est composé de sept blocs composés chacun d'un panneau en béton, de trois couches de remblai dans la zone renforcée et trois autres couches pour l'arrière du massif, de deux armatures dans le plan vertical et d'un joint en haut du panneau de béton. Pour respecter les restrictions liées à la dimension des éléments et notamment le rapport de forme (Mestat, 1997), les armatures ont été modélisées par des éléments massifs hexaédriques d'une épaisseur de 5 cm. Pour éviter des tassements trop importants, le poids volumique retenu est une pondération par le rapport des épaisseurs réelles de ceux de l'acier et du matériau de remblai. Le module d'Young a été défini de sorte que l'armature modélisée subisse les mêmes déformations que l'armature réelle, et que les efforts de traction soient identiques. Les valeurs des autres paramètres (comportement de type Mohr-Coulomb) notamment ont été choisies à partir des Recommandations CLOUTERRE (1991). Les écailles cruciformes sont devenues des rectangles de 0,75 m de large, 1,45 m de haut et 0,20 m d'épaisseur.

La figure 1-47 est une coupe transversale détaillée d'une zone du mur comprenant une armature. Les couches de sol y sont distinguées par le schéma de droite (m1, ext et m2). De plus, cette figure précise la manière dont les éléments de contact sol-armature ont été introduits dans le maillage. Il apparaît clairement que la technique utilisée pose des difficultés pratiques pour constituer le maillage.

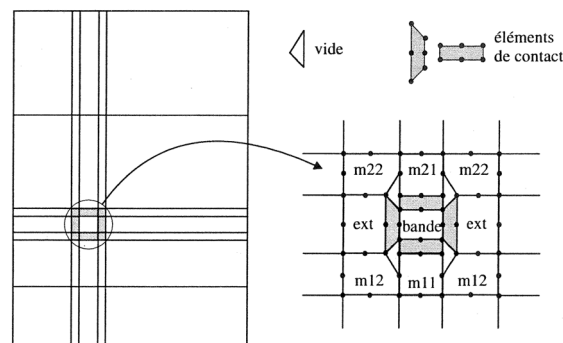


Figure 1-47 - Détail de l'assemblage sol-armature (Sellali-Haraigue, 1999).

Cinq paramètres mécaniques ont été attribués aux éléments de contact (frottement de Coulomb). La résistance en traction, la cohésion et l'angle de dilatance ont été pris égal à 0. La valeur du coefficient de rigidité vaut 35 MPa et la valeur de l'angle de frottement interne varie en fonction de la profondeur. Elle a été déduite à partir de la formulation classique de f^* (LCPC et

SETRA, 1991). Entre l'extrémité libre de l'armature et le remblai arrière, des éléments de contact ont été introduits pour autoriser le décollement afin d'annuler d'éventuels efforts résiduels.

L'hypothèse d'adhérence parfaite a été retenue pour l'interface armature-parement. Au niveau de l'interface sol-parement, des éléments de contact avec frottement ont été pris en compte afin de permettre un glissement entre les deux faces qui pourrait se produire lors de la mise en œuvre.

Une couche de 5 m d'épaisseur représentant le sol de fondation a été ajoutée au modèle. Par rapport au matériau de remblai, décrit au paragraphe 1.3, dont la cohésion valait 3 kPa et le module d'Young 35 MPa, les valeurs des caractéristiques mécaniques du sol support sont respectivement de 5 kPa et 120 MPa. La mise en œuvre du modèle a été simulée par le découpage en quinze phases de l'activation du poids propre des éléments. La première phase met en jeu le sol de fondation, la première écaïlle et la première couche de matériau de remblai. Les quatorze autres phases correspondent à la mise en place successive des 14 lits d'armatures et d'une couche de matériau de remblai.

Sans rentrer dans le détail des résultats, il faut souligner ici que l'auteur s'est intéressé aux tractions dans les armatures mais aussi aux tassements des différents éléments. Sellali-Haraigue (1999) constate que les efforts dans les armatures issus du calcul tridimensionnel concordent mieux avec les mesures que ceux issus du calcul bidimensionnel, notamment à cause des tractions non nulles en bout libre d'armature dans le deuxième cas. Par ailleurs, les effets du compactage n'étant pas pris en compte, les efforts dans les armatures situées en haut de l'ouvrage sont sous-estimés par le calcul. De plus, la plastification de l'ouvrage est plus réaliste dans le modèle tridimensionnel. Enfin, c'est l'occasion de constater que les valeurs des paramètres de l'interface sol-armature sont difficiles à obtenir et que dans ce cas, seuls deux paramètres sur cinq ont au final des valeurs non nulles, à savoir le coefficient de rigidité et l'angle de frottement.

1.5.2.b. Modélisation a posteriori d'un ouvrage soumis à une surcharge

La société Terre Armée Internationale s'est appuyée sur la modélisation numérique pour étudier le comportement des ouvrages soumis à des surcharges statiques (Bastick, 1985b) à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis ROSALIE. Ces résultats ont ensuite été comparés aux mesures faites à Bourron-Marlotte et ont été jugés pertinents (Bastick, 1987). Malheureusement, la comparaison est souvent présentée de manière très succincte et ne concerne pas les résultats des calculs qui prennent en compte la surcharge (Bastick, 1989). Néanmoins, la méthode de

détermination des paramètres de l'interface sol-armature utilisée par Sellali-Haraigue (1999) s'appuie sur celle appliquée par Terre Armée Internationale (Bastick, 1983).

Pour diversifier le champ d'investigation, ce paragraphe présente les travaux de Nagao et al. (1988) qui ont modélisé *a posteriori* un soutènement en sol renforcé soumis à une surcharge statique en tête.

Les auteurs s'intéressaient aux soutènements en sol renforcé en déblai, plus particulièrement au clouage. L'objectif de leur travail était de déterminer si des modèles numériques bidimensionnels pouvaient permettre de simuler correctement le comportement du soutènement soumis à un chargement en tête. Pour ce faire, trois ouvrages expérimentaux ont été réalisés (Figure 1-48), le premier sans renforcement et les deux autres avec des clous de 2 m pour l'un et de 4 m pour le dernier. La contrainte verticale appliquée en tête de l'ouvrage était de 290 kN/m² pour l'ouvrage non renforcé, 370 kN/m² pour celui renforcé avec des clous de 2 m de long et 470 kN/m² pour le dernier. Les ouvrages ont été instrumentés au moyen de tubes inclinométriques, de capteurs de déplacement et de jauges de déformation sur les renforcements.



Figure 1-48 - Photo des ouvrages expérimentaux (Nagao et al., 1988).

Deux modèles numériques ont été réalisés. Le premier est tridimensionnel et le deuxième, bidimensionnel, représente une coupe du premier. La loi de comportement retenue pour les renforcements est du type élastique linéaire et du type Mohr-Coulomb pour le sol. Les valeurs des paramètres sont classiques pour du sable et de l'acier. Par contre, les auteurs ont introduit des éléments d'interface le long des renforcements de type « glissant ». F_{tloc} et F_{nloc} sont respectivement les contraintes tangentielle et normale locales au renforcement, φ^* l'angle de frottement sol-renforcement, c^* la cohésion sol-renforcement et S_{loc} la surface locale du

renforcement au niveau de l'élément considéré. Le critère de glissement est donné par la formule suivante :

$$F_{tloc} \leq (F_{vloc} \times \tan(\varphi^*) + c^* \times S_{loc}) \quad (I.11)$$

La valeur du coefficient de frottement sol-renforcement retenue est la même que celle du coefficient de frottement du sol. La cohésion c^* est déterminée à partir d'un essai d'extraction d'un des clous. Sa valeur est égale à la somme de la cohésion du sol et du quotient de la force maximale d'extraction F_{max} sur S_{eq} , qui est la surface équivalente dans le modèle en deux dimensions du renforcement tridimensionnel.

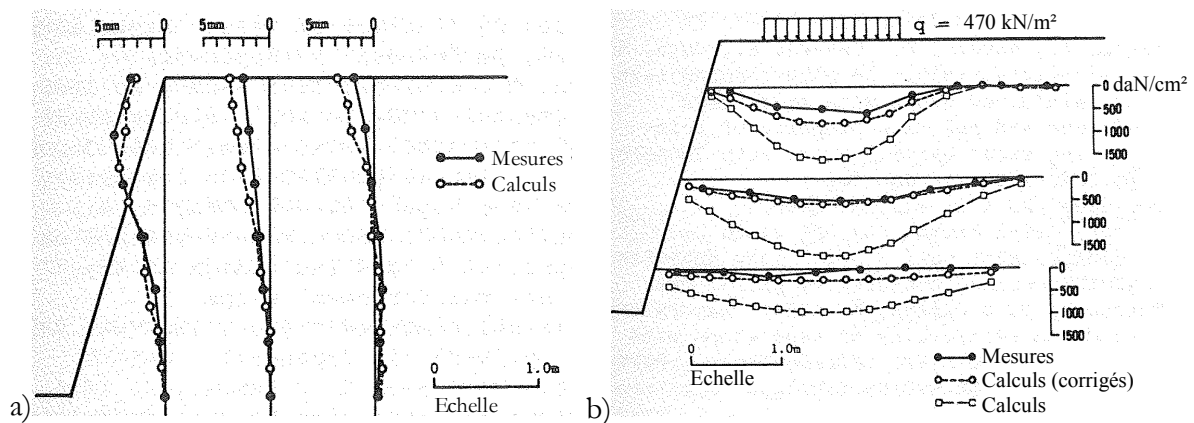


Figure 1-49 - Comparaisons entre calculs et mesures (Nagao et al., 1988) :

a) déplacements horizontaux, b) traction dans les renforcements.

Le modèle tridimensionnel a servi à caler la charge à appliquer dans le modèle bidimensionnel pour le calcul des contraintes dans les renforcements. En effet, c'est l'augmentation de contrainte verticale liée à l'application de la charge, calculée dans l'axe de symétrie de l'ouvrage, au niveau du renforcement étudié, qui a été prise comme valeur de surcharge dans le modèle bidimensionnel.

En terme de déplacement de la paroi, les calculs bidimensionnels donnent directement de bons résultats (Figure 1-49a). Pour les calculs de contrainte dans les renforcements, les calculs bruts sont très éloignés des mesures. Une fois la charge corrigée à partir du calage tridimensionnel, les résultats sont satisfaisants (Figure 1-49b).

Au final, la modélisation des murs en Terre Armée recèle plusieurs difficultés, notamment la simulation de l'interface sol-armature. De nombreuses recherches ont été menées sur ce sujet et ont abouti à la mise au point de solutions variées, que ce soit au moyen de modèles discrets ou homogénéisés. A l'usage, la détermination des paramètres, notamment ceux de l'interface, n'est

pas encore tranchée. Dans tous les cas, il semble nécessaire de réaliser des essais d'extraction pour y parvenir. Si la méthodologie des essais est normalisée, l'analyse des résultats diffère d'un modélisateur à l'autre. Par ailleurs, certains auteurs soulignent que dans un deuxième temps, il serait intéressant de se pencher sur la prise en compte du compactage pour améliorer les calculs de contraintes dans les armatures des lits supérieurs.

Néanmoins, les deux exemples de confrontation entre mesures et calculs montrent des résultats encourageants. Il existe aussi dans la littérature un exemple de calcul prévisionnel (Hatami et Bathurst, 2006), fruit d'une validation d'un premier modèle par comparaison avec une expérimentation (Hatami et Bathurst, 2005), qui a donné des résultats satisfaisants. Il n'est pas détaillé ici car il concerne le renforcement par un géosynthétique, dont la modélisation est plus délicate à cause de l'extensibilité du matériau de renforcement. Enfin, il semble qu'une approche à l'aide d'un modèle bidimensionnel de ce type de problème soit possible. Par contre, tous ces travaux concernent des chargements qui n'avaient pas de caractère tridimensionnel, ce qui ne sera pas le cas dans cette étude.

Bilan

Le contexte ferroviaire est complexe. La circulation des trains, qui engendre des vibrations importantes à haute fréquence, nécessite une bonne maîtrise des déformations de la voie et du remblai qui la supporte. La structure d'assise joue le rôle d'un amortisseur. Son dimensionnement et celui de la plate-forme sont issus d'une méthode empirique, ce qui ne donne pas accès aux déformations, dont les ordres de grandeur restent à identifier.

La méthode de dimensionnement des ouvrages en Terre Armée est une simplification de phénomènes plus complexes qu'il faut encore étudier. Elle intègre les charges dynamiques car elle repose sur certaines observations faites lors d'expérimentations en laboratoire ou en vraie grandeur.

Celles-ci donnent des indications encourageantes sur le comportement dynamique des ouvrages. Par exemple, le fait qu'un matériau en sol renforcé est *a priori* moins déformable que le même matériau sans les armatures et les niveaux de déformation atteints lors des mises en vibration sont en faveur de l'utilisation des soutènements en Terre Armée. Néanmoins, ce retour d'expérience n'est pas assez important pour que l'ensemble des mécanismes mis en jeu ait été clairement établi. En outre, l'influence du caractère cyclique du chargement sur le comportement d'un ouvrage à long terme n'a jamais été étudiée en vraie grandeur. Une expérimentation

spécifique est donc nécessaire pour se faire une idée plus précise des interactions trains – Terre Armée.

Enfin, la modélisation numérique de la Terre Armée, même en statique, est délicate. Les calculs prévisionnels sont rares et il reste la difficulté de définir à l'avance le jeu de paramètres qui serviront pour le contact sol – armature. Pour évaluer la capacité actuelle de prévision, il semble qu'un essai en vraie grandeur soit une bonne option.

Chapitre 2

Expérimentations en vraie grandeur

Les ouvrages expérimentaux, comme ceux de Dunkerque, Bourron Marlotte, Triel, Fremersdorf, et bien d'autres, ont toujours été un outil important dans l'étude du comportement des structures en Terre Armée, comme cela a été souligné dans le chapitre précédent. Le programme expérimental a été divisé en deux parties, correspondant aux deux outils à disposition, que sont les expérimentations en vraie grandeur et les modèles physiques. La démarche mise en place est présentée dans le premier paragraphe.

Ce chapitre se concentre ensuite sur la présentation des travaux qui ont eu lieu au CER de Rouen en 2008 et 2009. Après avoir décrit le plot expérimental et les premiers essais de caractérisation de l'ouvrage, le troisième paragraphe revient sur le programme expérimental, pour finir avec une description du système de mesure. Ce chapitre s'appuie sur le rapport d'essais du CER (Froumentin et al., 2008).

2.1. Démarche

2.1.1. Association des différents outils

Sachant que la réponse de l'ouvrage est très sensible à la nature de la sollicitation, il fallait pouvoir mettre en place des expérimentations qui se rapprochent le plus possible des conditions réelles. L'idéal aurait été d'instrumenter une partie du soutènement de Perrigny présenté en 1.1. L'ouverture de la LGV n'intervenant qu'en 2011, cette possibilité n'était pas envisageable dans le cadre de ce travail.

Cette première contrainte impose de travailler à l'échelle 1. Par contre, étant donné la multiplicité des paramètres qu'il était souhaitable d'étudier, il aurait fallu réaliser plusieurs ouvrages, ce qui n'est économiquement pas possible.

Pour répondre à ces deux attentes difficilement compatibles, le programme expérimental a été défini à partir de deux composantes majeures : un plot expérimental en vraie grandeur réalisé au Centre d'Expérimentation Routière de Rouen (CER) et des essais en centrifugeuse au LCPC Nantes. L'avantage du premier site est la possibilité de recréer un ouvrage en vraie grandeur en conditions contrôlées, ce qui permet d'y réaliser un essai se rapprochant sensiblement d'un ouvrage réellement circulé. Le second est un outil historiquement moins fréquemment utilisé pour l'étude du comportement de la Terre Armée mais qui offre la possibilité de solliciter un nombre important de modèles pour mener des études paramétriques concernant, par exemple, le niveau de charge ou la distance entre l'axe de la voie et le parement. Pour associer correctement ces deux voies expérimentales, il est nécessaire de prendre en compte

les contraintes liées à l'utilisation de la centrifugeuse dès la conception du plot en vraie grandeur. En effet, comme il est délicat d'extrapoler directement les mesures faites sur les modèles réduits aux ouvrages réels, le premier modèle physique à utiliser lors des essais en centrifugeuse, qui servira de référence par la suite, doit représenter le plus fidèlement possible l'ouvrage à l'échelle 1. Ceci doit permettre de faire le lien entre les mesures « vraies » du CER et les études paramétriques de Nantes qui donnent des tendances.

Le programme expérimental devait aussi répondre à une seconde exigence découlant de la bibliographie. Il n'existe pas en effet de critère établi en terme de déformation admissible de la plateforme ferroviaire. La méthode de dimensionnement des remblais ferroviaires est donc empirique, et c'est le retour d'expérience important de l'entreprise qui montre que les remblais se déforment dans des proportions suffisamment faibles pour permettre la circulation des trains, sans toutefois avoir une analyse accréditée par la mesure du phénomène. La deuxième orientation forte de ce programme expérimental est donc de procéder à une comparaison avec un remblai que la SNCF met en œuvre couramment.

2.1.2. Interactions pratiques

Il existe deux interactions pratiques entre les travaux réalisés au CER et en centrifugeuse. La première est relative à la géométrie de l'ouvrage. Il fallait que le modèle physique tienne dans le conteneur d'essai de la centrifugeuse. Un double conteneur rectangulaire mesure 72 cm de haut, 120 cm de long et 80 cm de large. Les éléments mis à l'échelle ne devaient pas avoir une taille trop petite. Par exemple, un parement composé de 10 écaïlles dans le sens de la hauteur aurait posé des difficultés de mise en œuvre et d'instrumentation. A contrario, l'ouvrage devait être suffisamment grand pour être représentatif des futurs soutènements. Pour rappel, les murs de Perrigny mesurent au maximum 5,25 m de haut, soit 3,5 écaïlles.

La deuxième interaction, qui a été choisie et non pas subie, concerne les mesures des tractions dans les armatures. Les armatures ont été « découpées » en deux zones. La première est la zone plus directement touchée par la sollicitation, c'est-à-dire proche de la traverse, et la deuxième est aux alentours de la ligne de traction maximale. C'est cette dernière qui a été privilégiée (Figure 2-21) lors des expérimentations du CER, car il est possible que des phénomènes, comme un élargissement de la zone active, apparaissent plus distinctement dans un ouvrage à échelle 1 que dans les modèles centrifugés. A l'inverse, mesurer au moyen de jauges l'effet dynamique du chargement sur les tractions dans les armatures est plus adapté aux essais en centrifugeuse où plusieurs niveaux de chargement sont programmés.

2.2. Ouvrage expérimental du CER

2.2.1. Géométrie de l'ouvrage expérimental

La définition de sa géométrie était contrainte par plusieurs critères. Tout d'abord, il a été choisi de réaliser les expérimentations du CER « en intérieur » dans une des fosses d'essais. Celles-ci sont limitées par une bordure en béton sur 1,5 m de profondeur. Les dimensions du cadre intérieur sont d'environ 8 m de large pour 30 m de long. En dessous, l'ouvrage est en contact direct avec le sol en place. Celui-ci est une grave sablo – argileuse 0/100 mm classée C1B4 suivant la NF P 11-300 (AFNOR, 1992a) (Figure 2-1).



Figure 2-1 - Insertion du plot expérimental dans la fosse d'essais : a) vue côté parement, b) vue côté remblai technique.

Pour pouvoir accueillir l'ouvrage, une fosse a été creusée sur 4,30 m de profondeur. Pour des raisons de sécurité, un talutage a dû être conservé (sauf au droit des armatures et du parement). Une rampe d'accès a été laissée pour faciliter la circulation des engins de chantier. Elle a été retaillée en fin de mise en œuvre. Le parement a été disposé parallèlement au petit côté de la fosse de sorte que le plot représente une tranche de 8 m de large d'une future LGV.

La deuxième contrainte porte sur la géométrie et la nécessité d'être le plus proche possible des conditions réelles, ce qui implique de pouvoir poser sur l'ouvrage une structure d'assise ferroviaire. Un pré-dimensionnement de celle-ci a abouti à la pose d'une couche de ballast et d'une sous-couche de 30 cm d'épaisseur chacune. De plus, toujours dans le but de se référer aux futurs ouvrages, c'est la distance minimale entre l'axe de la voie et le parement qui a été retenue, soit 3 m, ce qui place la traverse à l'aplomb des armatures.

La hauteur maximale des murs de Perrigny est de 5,25 m de haut (Figure 1-12). Ne pouvant disposer d'une telle hauteur, le facteur déterminant fut de disposer d'au moins 3 lits

d'armatures en fonctionnement « normal ». En effet, il est couramment admis qu'au-delà de 2 m de profondeur, l'impact des vibrations devient très faible. En plus de la structure d'assise, il s'avère nécessaire d'avoir trois lits d'armatures pour atteindre 2 m de profondeur. A cause de l'effet de frettage du sol support, les tractions dans les deux lits du bas sont plus faibles et les maxima des tractions se rapprochent du remblai. Au final, la hauteur de parement retenue a été de 3,75 m, soit 2,5 écailles et 5 lits d'armatures. Les lits sont numérotés de 1 à 5, en allant de haut en bas. La hauteur du remblai a été fixée à 3,5 m (Figure 2-2).

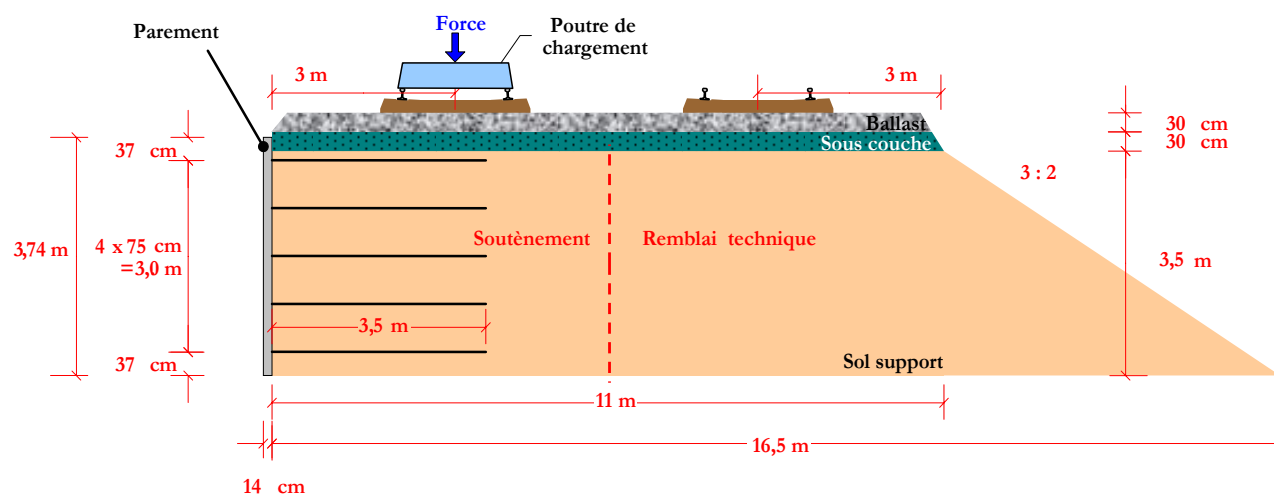


Figure 2-2 : Coupe longitudinale du plot expérimental du CER (d'après Froumentin et al., 2008).

Afin de favoriser l'apparition des déformations lors des essais, le dimensionnement de l'ouvrage a dû être adapté et la méthode de justification imposée par les textes en vigueur n'a pas été strictement suivie. Les coefficients de sécurité partiels et les coefficients de méthode ont été pris égaux à 1. Les valeurs des coefficients de pondération pour les différentes combinaisons d'actions étaient de 1 ou de 0. La majoration de 20 % des tractions maximales dans les armatures liée aux vibrations et imposée par l'IN0203, anciennement nommée Notice Générale EF 2 B 21 n°1 (SNCF, 1985), n'a pas été prise en compte. La longueur des armatures, de type HAR 45x5, a été définie de sorte que le coefficient de sécurité global de l'ouvrage soit de 1,5. Elles mesurent 3,5 m de long (Figure 2-2). Une justification « classique » du dimensionnement aurait conduit à multiplier le nombre d'armatures par 1,25 pour les lits 2 et 3 et par 1,5 pour les lits 4 et 5. Enfin, le substratum situé à 4,12 m sous la traverse étant supposé indéformable, il n'y a pas de problème de poinçonnement à considérer.

La distance entre l'axe de la deuxième voie et le bord du remblai technique est aussi de 3 m pour faciliter la comparaison. La distance entre les deux axes des voies est là encore réglementaire, c'est-à-dire 5 m, ce qui fait un ouvrage de 11 m de long en tête. La pente du remblai est de 3 H pour 2 V, ce qui donne une longueur de la base de l'ouvrage de 16,5 m.

2.2.2. Sélection et mise en œuvre des matériaux

Pour le choix du matériau de remblai, il existe des critères géotechniques imposés par les textes en vigueur. Le pourcentage de fines doit être inférieur à 14 % et le diamètre du plus gros grain inférieur à 250 mm. Concernant le pourcentage réel de fines, celui-ci a été pris le plus proche possible du critère. Par contre, le matériau a été criblé avec une grille de 40 mm pour éviter la présence de gros agrégats qui pourraient fausser les mesures près des capteurs.

C'est au final une grave argileuse qui a été retenue, classée B4 selon la NF P 11-300 (AFNOR, 1992a) provenant de la carrière de Criquebeuf sur Seine. Sa granulométrie est présentée sur la figure 2-3.

Le matériau de la sous-couche est une Grave Non Traitée (GNT) 0/31,5 mm. Cette grave entièrement concassée provient de la carrière de Vignats et correspond aux spécifications LGV (SNCF, 1999) avec notamment 5,6 % de fines. Le ballast est lui-aussi conforme à l'IN 0091 (SNCF, 1999) et provient de la même carrière que la GNT. C'est un matériau concassé et lavé de classe 31,5/50 mm.

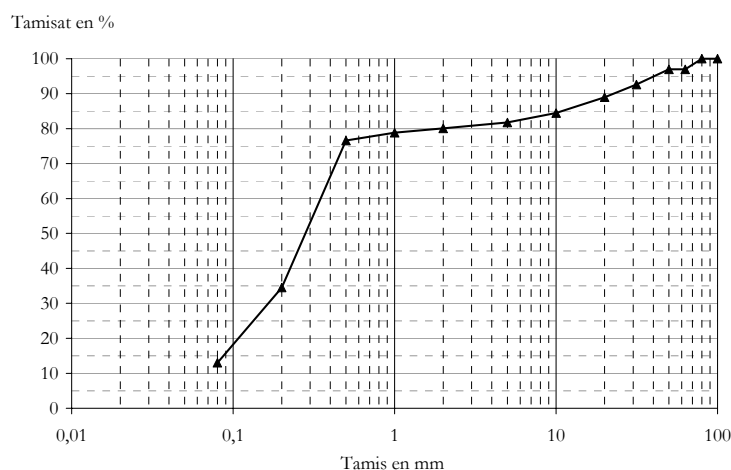


Figure 2-3 : Courbe granulométrique de la grave de Criquebeuf sélectionnée avant criblage.

L'approvisionnement et le compactage du remblai ont été effectués en dix couches (Figure 2-4). Pour des raisons de sécurité et de franchissement par les engins de chantier, la pente d'accès de la fosse et celle du remblai n'ont été « retaillées » qu'en fin de mise en œuvre (zone grise sur la figure 2-4), ce qui se rapproche de la méthode dite « du mètre excédentaire ».

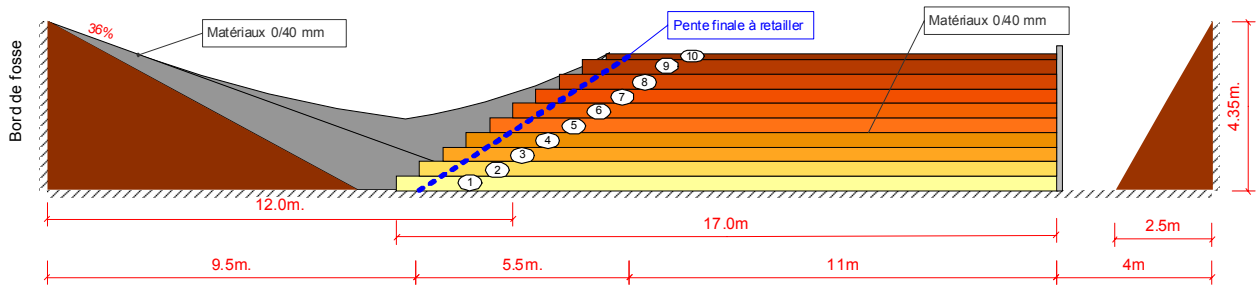


Figure 2-4 - Méthodologie de mise en œuvre de l'ouvrage (Froumentin et al., 2008).

Les neuf premières couches font, théoriquement après compactage, 37,5 cm d'épaisseur et la dernière 15 cm, en recherchant un objectif de densification de type remblai courant en suivant le Guide Technique sur la Réalisation des remblais et couches de formes (LCPC et SETRA, 1992). Contrairement à un chantier classique où le matériau de remblai est compacté parallèlement au parement, pour des raisons d'accessibilité, le compactage a été effectué ici dans le sens des armatures avec des plaques vibrantes lourdes (Figure 2-5a).

Pour la quasi-totalité de l'ouvrage, une plaque de classe pq4 selon la norme (AFNOR, 1992b) devait servir à réaliser les quatre passes de compactage. La méthodologie a été définie suivant le texte en vigueur (LCPC et SETRA, 1994). L'objectif visé était d'obtenir 95 % de la masse volumique à l'Optimum Proctor Modifié (ρ_{dOPN}). Pour ne pas faire basculer le parement lors du montage, les passes ont été arrêtées à 50 cm de ce dernier. C'est alors une plaque de classe pq2 qui a pris le relais au voisinage du parement en réalisant huit passes sur deux largeurs de plaque (Figure 2-5b).

La sous-couche devant être de qualité q1, soit l'obtention de 100 % de ρ_{dOPN} , il fallait à ce niveau réaliser seize passes avec la plaque pq4. Ne disposant pas des moyens préconisés de compactage du ballast, il a été prévu de réaliser cette opération au moyen de la plaque pq2, au travers d'une plaque en bois, qui devait être déplacée pour couvrir l'ensemble de la planche d'essai.

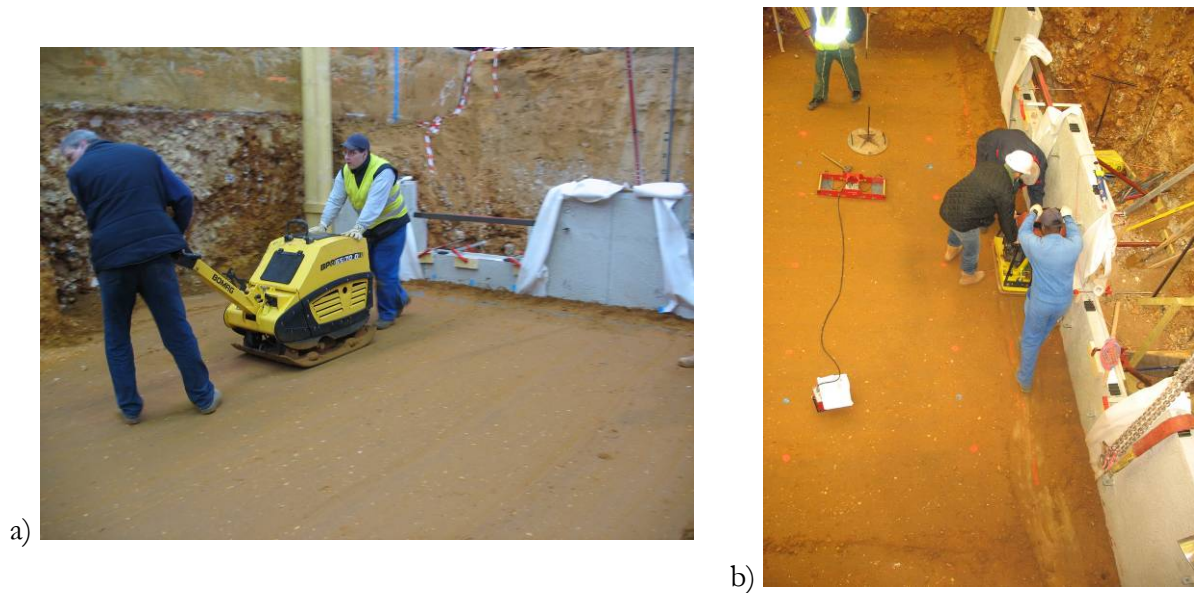


Figure 2-5 - Compactage du plot : a) plaque pq4, b) plaque pq2.

2.2.3. Caractérisation de l'ouvrage

2.2.3.a. Caractérisation du matériau de remblai et suivi de la mise en œuvre du plot expérimental

Le matériau de remblai devait être caractérisé pour permettre à la fois un suivi de la mise en œuvre et pour développer la modélisation numérique. Des essais de cisaillement direct ont été réalisés au CER avec la boîte de cisaillement direct de type boîte de Casagrande de grandes dimensions (500 mm x 500 mm x 300 mm). Leurs résultats aboutissent à une cohésion effective de 40,1 kPa et un angle de frottement de 34,5 degrés (Charles, 2008). Ceux-ci n'ont pu être confirmés avec l'appareil triaxial de Grandes Dimensions du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Rouen. En effet, des problèmes de saturation des éprouvettes ont été observés lors des essais qui n'ont donc pas été considérés comme concluants.

La figure 2-6 présente les courbes Proctor et d'Indice de Portance Immédiat (IPI) de la fraction 0/20 mm du matériau. Les caractéristiques OPN sont de 1,95 t/m³ pour ρ_{dOPN} et de 10,6 % pour la teneur en eau (W_{OPN}). Une fois corrigées pour prendre en compte la granulométrie réelle du matériau, les valeurs des paramètres deviennent 2,013 t/m³ pour ρ_{dOPN} et 9,4 % pour W_{OPN} . Trois déterminations de la valeur au bleu de méthylène ont donné une valeur moyenne de 0,85. Pour ce matériau de classe B4, les sous-classes hydriques sont comprises dans les limites suivantes : sèche entre 5,6 et 8,5 %, moyenne jusqu'à 10,3 % et humide au-delà avec une limite

supérieure à 11,7 %. Lors de la mise en œuvre, la teneur en moyenne globale sur 120 échantillons est de 10,1 %, ce qui veut dire une classe « m » mais proche de « h ».

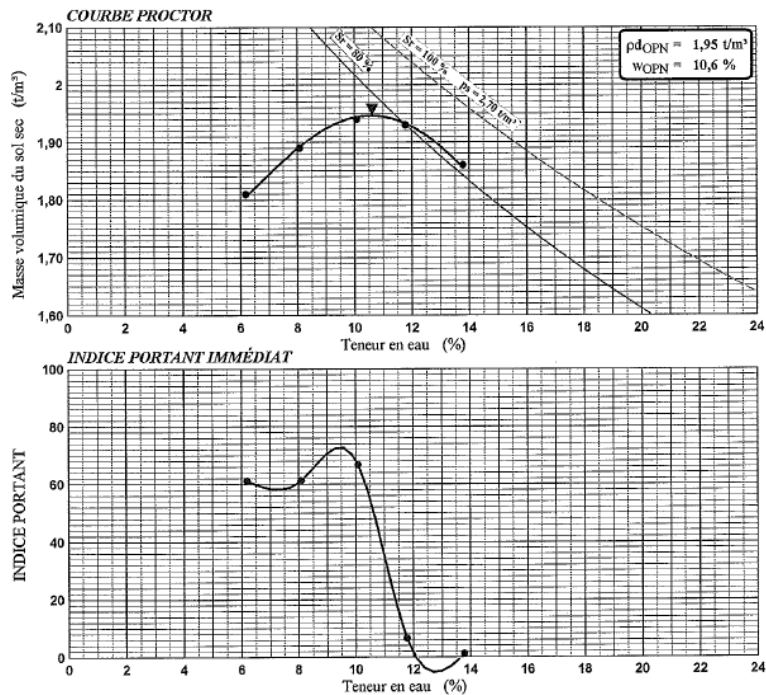


Figure 2-6 - Courbes Proctor et IPI de la fraction 0/20 mm du matériau de remblai (Froumentin et al., 2008).

Toujours lors de la mise en œuvre, le CER a procédé à une vérification par nivellement optique de l'épaisseur des couches, à chaque fois en douze points. Les mesures indiquent une sur-épaisseur d'environ 6,5 cm pour la première couche qui n'a plus été constatée par la suite. Pour la dixième couche, l'épaisseur mesurée est de 14,3 cm au lieu de 15 cm, et pour les deux couches de structure d'assise, les épaisseurs moyennes sont de 29,9 cm pour la GNT et 27,4 cm pour le ballast.

En parallèle, le CER a mené un suivi de la masse volumique du matériau compacté. L'appareil de mesure utilisé est un nucléo-densimètre à pointe du type MLPC GPV 25/40. Ces mesures ont montré que l'objectif de densification « remblai courant » n'avait pas été atteint pour les deux premières couches avec respectivement 87,4 et 92,7 % de ρ_{dOPN} . Pour cette raison, le nombre de passes qui était de quatre a été porté à six pour la deuxième couche puis à huit pour les couches suivantes. Cette correction a permis d'atteindre les 95 % de ρ_{dOPN} requis. De même, pour la sous-couche, un arrosage a été nécessaire pour obtenir les 100 % de ρ_{dOPN} .

2.2.3.b. Essais de réception

A la fin de la mise en œuvre du matériau de remblai, des essais de réception de la plateforme ont été réalisés avec la Dynaplaque 2 (Figure 2-7). Une des mesures (50 MPa) n'a pas été prise en compte car les conditions d'appui de la machine traduisaient un défaut de planéité. Avec le reste des mesures, la valeur moyenne de module EV2 obtenue est de 69,3 MPa, en conséquence de quoi la plateforme est de classe PF2 selon le Guide Technique sur la Réalisation des remblais et couches de forme (LCPC et SETRA, 1992).

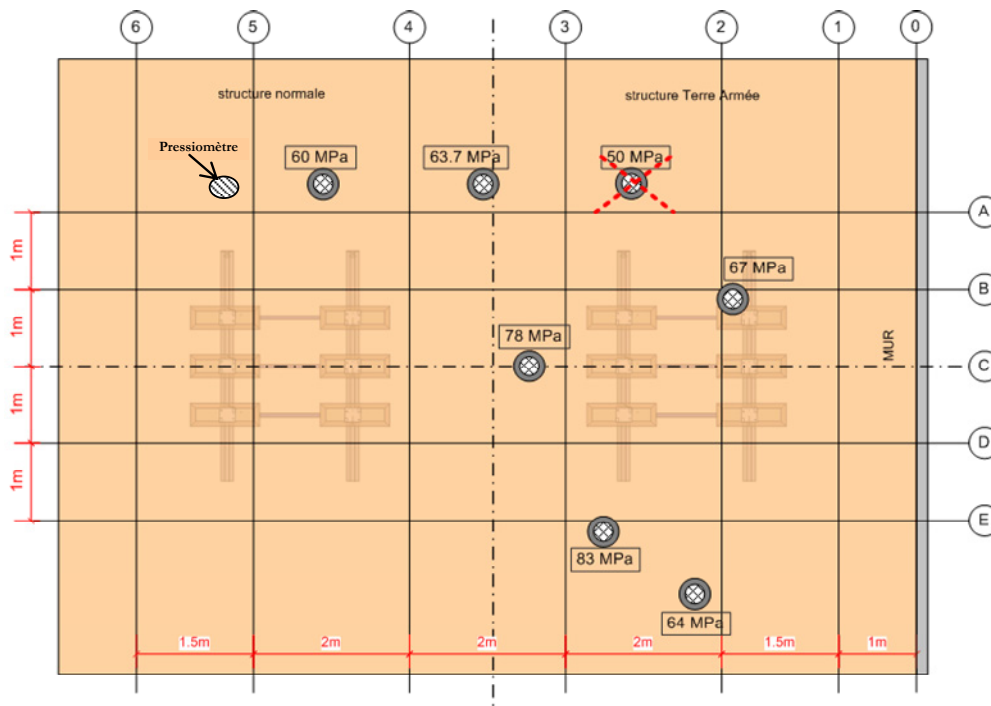


Figure 2-7 - Mesures de module de la plate-forme à la Dynaplaque 2 (Froumentin et al., 2008).

Par la suite, un essai pressiométrique, dont la position est donnée sur la figure 2-7, a été réalisé par le LRPC. Les résultats sur le corps de remblai, de 1 à 3 m de profondeur (Tableau 2-1), soulignent les bonnes caractéristiques obtenues. A 5 m de profondeur, dans le sol naturel, les valeurs des modules pressiométriques ($E_M \# 4 \text{ MPa}$) et de la pression limite ($P_{1*} \# 0,4 \text{ MPa}$) sont relativement faibles pour le sol en place. Il est probable, comme cela a été mis en évidence lors du creusement de la fosse d'essai, que la présence de silex dans l'argile a conduit à ce niveau de résultats, qui reflète mal les caractéristiques réelles de ce matériau.

Pour permettre une approche dynamique lors de l'analyse ultérieure des résultats, des mesures de vitesse de propagation d'ondes ont été réalisées. En effet, à partir de la vitesse des ondes de compression (V_p) et de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s), il est possible de

calculer certaines caractéristiques dynamiques. Ces mesures ont été prises avant la pose de la sous-couche.

Tableau 2-1 - Résultats de l'essai pressiométrique.

Profondeur (m)	Sol	Module pressiométrique (MPa)	Pression de fluage (MPa)	Pression limite (MPa)
1	Remblai Grave B4m	12,9	1,01	1,4
2		26,6	1,23	1,98
3		13,2	0,66	1,56
4	Sol naturel	6,9	0,32	0,77
5	Grave C1B4 +craie	4,1	0,25	0,42

La longueur de travail disponible était de 11 m (haut de l'ouvrage). Cette longueur est considérée comme assez faible car il faut généralement au moins 30 m pour obtenir des mesures jugées fiables. En plus de la source d'émission des vibrations (Figure 2-8a), quatre géophones ont été utilisés (Figure 2-8b). Ils ont été positionnés à une distance jugée optimale en fonction de l'espace disponible et de la profondeur d'étude, ici 3,5 m.

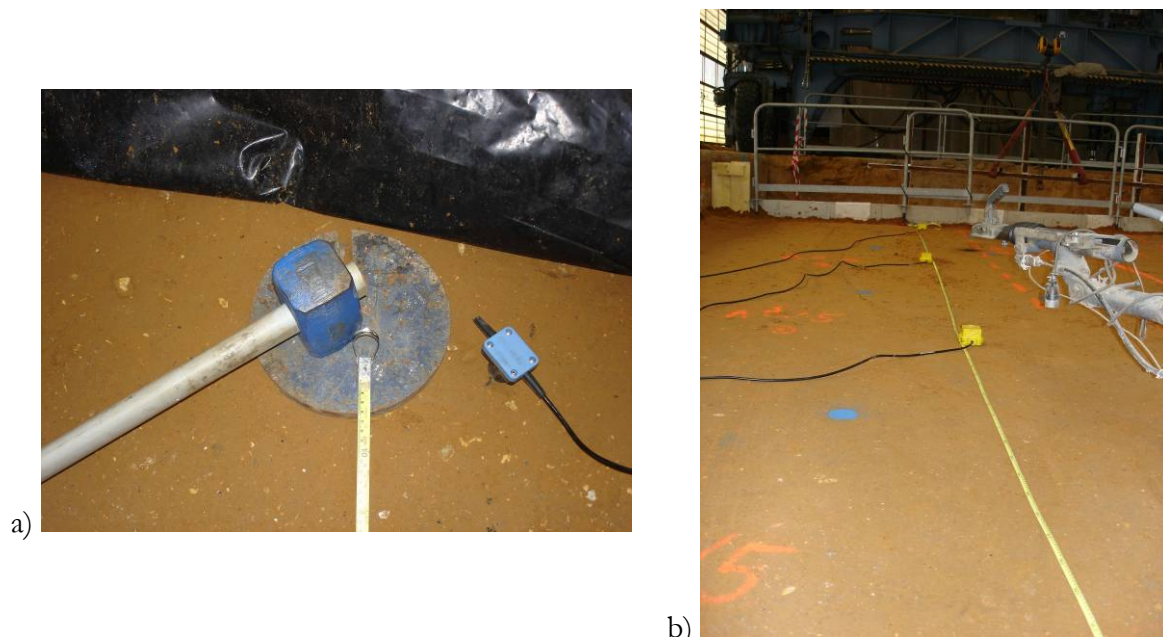


Figure 2-8 - Mesure des vitesses de propagation des ondes : a) source, b) géophones.

Le système de mesure a été positionné au milieu de l'ouvrage pour s'éloigner le plus possible des bords de fosse et limiter au maximum les perturbations des mesures liées à la réflexion des ondes (Figure 2-9). Les géophones sont ainsi distants les uns des autres de 2,5 m. La fréquence maximale d'échantillonnage du système de mesure est alors de 1000 Hz.

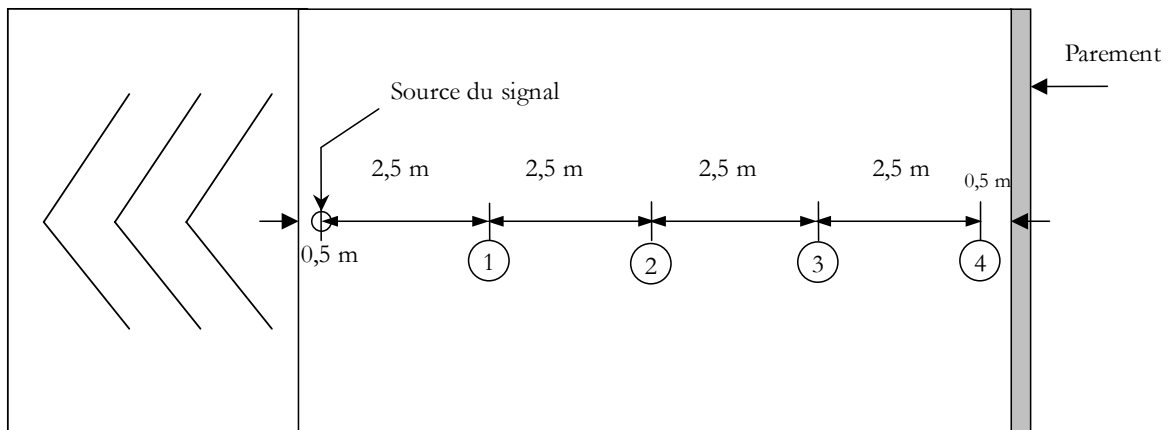


Figure 2-9 - Disposition du système de mesure des vitesses des ondes.

Les mesures effectuées permettent d'estimer la vitesse des ondes de compression à 550 m/s. Etant donnée la faible distance disponible pour les essais, le système de mesure n'est finalement pas assez précis pour donner une valeur fiable de la vitesse des ondes de cisaillement.

2.3. Essais

Ce paragraphe est consacré à la présentation des essais, essentiellement de chargement, qui ont eu lieu au CER en 2008 et 2009.

2.3.1. Dispositifs de chargement

Le CER dispose de deux systèmes de chargement, l'un pour des sollicitations dynamiques et l'autre pour des essais quasi-statiques.

Le premier repose sur le vérin hydrodynamique de chargement du CER qui permet de couvrir les fréquences de 0 à 100 Hz selon l'amplitude de déplacement (Figure 2-10a). Les capacités du vérin varient, en force, de 0 à 100 kN et, en déplacement, de 0 à 100 mm. Par exemple, à 35 Hz et pour une force de 90 kN, le déplacement maximum est de 5 mm crête à crête.

Ce vérin de type Hifi est piloté par un système Quiri dédié exclusivement à cette fonction. Celui-ci s'articule autour d'un support recevant différentes cartes électroniques qui permettent de conditionner et récupérer le signal provenant du capteur de pilotage et aussi d'envoyer la consigne demandée à la servovalve qui guide le vérin.

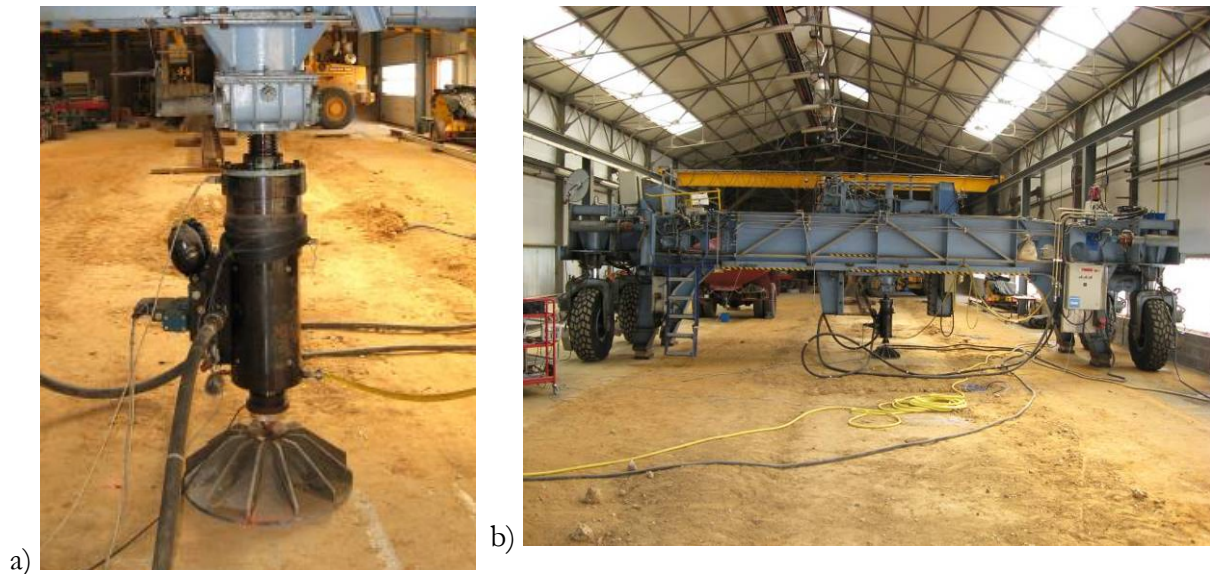


Figure 2-10 - Système de chargement dynamique. a) vérin de 100 kN, b) portique mobile (photos CER).

Le vérin est monté sur un portique de chargement mobile qui peut se déplacer le long de la fosse d'essais (Figure 2-10b). Une fois le portique correctement positionné, les roues sont relevées et un système de cales, fabriquées en élastomère, permet d'isoler le portique d'un point de vue vibratoire. Le portique est équipé d'un chariot mobile capable de se déplacer transversalement le long du portique. La centrale hydraulique à refroidissement liquide, qui alimente en huile le vérin, est elle aussi positionnée sur le portique. Le poids de l'ensemble est d'environ 300 kN.

De son côté, un vérin hydraulique (Hifi J-DE-220/115-200) est capable d'appliquer en statique une force de 1000 kN (Figure 2-11a). Il est pilotable en force ou déplacement et sa course est de 200 mm. Pour des fréquences inférieures à 1 Hz, il est possible de lui envoyer un signal de commande de forme sinusoïdale.

Par le biais d'un chevêtre, ce vérin peut être associé à un portique de chargement spécialement adapté à la fosse d'essai. Ce dernier est composé de huit fers H de 10 m de long qui s'appuient eux-mêmes sur deux fers H disposés de part et d'autre de la fosse. Ils constituent une plate-forme capable de recevoir le chevêtre et le lest nécessaire pour matérialiser la réaction à la force appliquée par le vérin (Figure 2-11b).



Figure 2-11 - Système de chargement statique : a) vérin de 1 MN, b) portique.

La modalité d'application de la charge sur le ballast dépend du système de chargement. La masse reprise par un essieu de TGV est de 180 kN. Le vérin hydrodynamique ne pouvant appliquer que 100 kN, il fallait trouver une solution pour faire en sorte que le chargement appliqué reste représentatif. Il a été décidé de n'utiliser qu'une seule traverse. En effet, le rôle du rail est de répartir la charge sur plusieurs traverses. Au maximum, celles-ci reprennent individuellement 50 % de la charge totale, c'est-à-dire 90 kN (voir 1.1.2.), niveau de charge qu'il est possible d'atteindre avec le vérin. De plus, dans le cas dynamique, les zones d'influence des différentes traverses se recoupent à la base de la sous-couche. Prendre 50 % de la charge sur une seule permet d'être conservateur en ce qui concerne la contrainte maximale au niveau de la plateforme ferroviaire.

Les rails ont été remplacés par des éléments cylindriques en acier soudés sur une plaque support. Les patins ont été conservés. Une poutre HEA permettait de transmettre la force entre le vérin et les deux « rails ». En bout de vérin, un bouton de charge à portée sphérique a été fixé pour réduire un éventuel effort horizontal (Figure 2-12a).

Avec le système de chargement statique, ce dispositif, qui n'est pas adapté à des charges élevées, a été remplacé par des plaques de répartition (Figure 2-12b). La plaque de base mesure 2,40 m de long comme les traverses. Sa largeur a été portée à 0,90 m, d'une part, pour éviter des phénomènes de concentration de contrainte aux charges importantes et, d'autre part, pour que le niveau de contrainte atteint soit de l'ordre de 400 kPa. En effet, c'est normalement un niveau de surcharge pour lequel des déformations importantes apparaissent. Les plaques ont été dimensionnées pour ne pas dépasser 1 mm de flèche à 400 kPa.

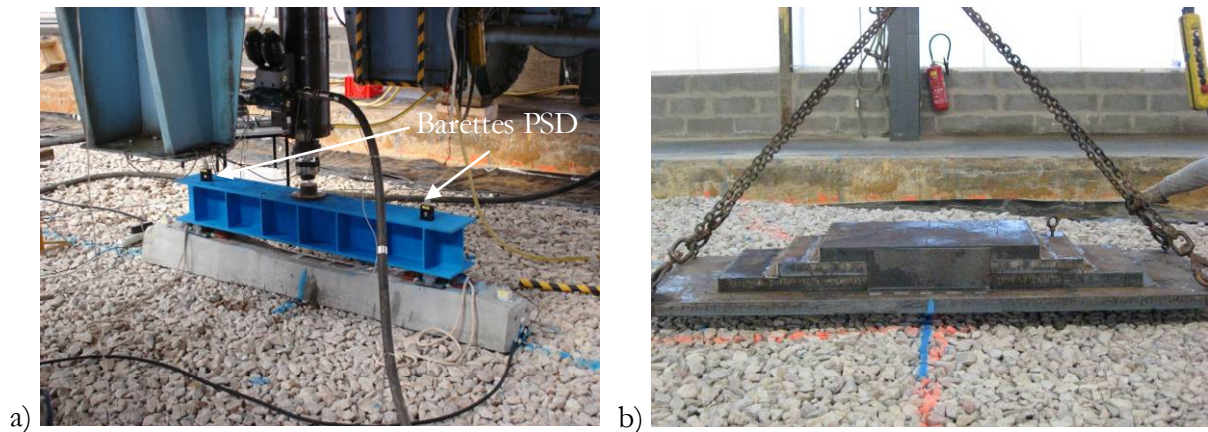


Figure 2-12 - Application de la charge. a) via une traverse, b) avec des plaques de répartition.

2.3.2. Programme de chargement

Un des objectifs majeurs étant de comparer les réponses des deux structures, le soutènement et le remblai, le programme de chargement réalisé sur chacune d'elles a été strictement identique.

Il s'est déroulé en deux phases successives, la première consacrée aux essais à des niveaux correspondant à la charge de service avec le vérin hydrodynamique et la deuxième simulant un chargement statique élevé, au-delà de la charge pour laquelle il a été dimensionné, des structures avec le vérin hydraulique.

Tout d'abord, pour bien stabiliser le ballast, une phase de sollicitation de 500 000 cycles de chargement à charge réduite a été effectuée. La fin de ces sollicitations a été prise comme état initial pour la suite des chargements. Le premier essai a consisté en l'application d'un chargement statique de 90 kN en 3 paliers. Celui-ci a été réalisé trois fois pour vérifier l'influence de ce chargement sur la réponse de la structure et la bonne cohérence des mesures. Cet essai a surtout servi d'élément de référence pour toutes les autres sollicitations, statiques comme dynamiques. Cette procédure a été réitérée en fin de première phase pour évaluer l'influence de la fatigue et des vibrations sur le comportement statique de l'ouvrage.

Ensuite, pour mieux appréhender l'influence de la fréquence de sollicitation sur le comportement de l'ouvrage, des essais monofréquentiels à faible nombre de cycles, environ 10 000, ont été menés à différentes fréquences. Celles-ci variaient de 5 à 35 Hz par pas de 5 Hz pour couvrir la gamme de fréquences rencontrée dans le domaine ferroviaire. Pour avoir l'influence potentielle de la fatigue de l'ouvrage, cette procédure a été suivie avant et après les essais de fatigue (Tableau 2-2).

Tableau 2-2 - Essais réalisés sur chaque structure lors de la première phase (par ordre chronologique).

Essai	Type de signal	Charge (kN)		Fréquence (Hz)	Nombre de cycles
		Statique (moyenne)	Dynamique (amplitude)		
Stabilisation	Sinusoïdal	35	15	35	500000
Statique 3 paliers 1	Statique	0-30-60-90	-	-	3
Multi-fréquences 1	Sinusoïdal	35	15	5,15,20,25,30,35	10000/ fréquence
Double M 1	Type "M"	-	-	2,5/15 & 4,5/27,6	10000/ vitesse
Fatigue 1	Sinusoïdal	55	35	16	1800000
Journalier 1	Statique	55	0	-	1
Fatigue 2	Sinusoïdal	55	35	28	5000000
Journalier 2	Statique	55	0	-	1
Multi-fréquences 2	Sinusoïdal	35	15	5,15,20,25,30,35	10000/ fréquence
Double M 2	Type "M"	-	-	2,5/15 & 4,5/27,6	10000/ vitesse
Multi-fréquences 3	Sinusoïdal	55	35	5,15,20,25,30,35	10000/ fréquence
Statique 3 paliers 2	Statique	0-30-60-90	-	-	3

Le signal caractéristique d'un wagon de TGV est appelé double « M ». Il s'agit d'une association de deux fréquences, à savoir celle liée au passage des essieux d'un même boggie, la fréquence haute, et celle liée au passage des boggies, la fréquence basse (voir 1.1.1. et Figure 1-5). Pour un TGV, les fréquences aux vitesses de 160 et 300 km/h sont de 2,5 et 15 Hz dans le premier cas (M – 160) et 4,6 et 27,6 Hz dans le deuxième (M – 300). Pour chacune des deux vitesses, 10 000 passages d'essieux ont été simulés. L'intérêt de ces essais était de comparer ces sollicitations complexes à un chargement sinusoïdal. Comme pour les essais multifréquences, ils ont lieu avant et après les essais de fatigue.

Un des autres aspects à étudier est la fatigue des ouvrages. Pour ce faire, deux essais monofréquentiels ont été menés. Le premier simule une vitesse de circulation de 170 km/h pendant deux ans de trafic, soit 2 000 000 de cycles. Le deuxième reproduit une haute vitesse, à savoir 300 km/h, pendant cinq années de circulation. L'ordre des essais a été dicté par la fréquence. Un jour d'essai de fatigue constitue 300 000 cycles à 16 Hz et 700 000 à 28 Hz. Le vérin était relevé le soir, ce qui pouvait provoquer une relaxation de l'ouvrage. Afin de déterminer le comportement qu'aurait eu l'ouvrage si la charge moyenne avait été maintenue toute la nuit, un

chargement statique journalier de type fluage à 55 kN a été effectué à la fin de chacun des deux essais de fatigue.

Une fois ces essais réalisés, le deuxième système de chargement a été installé. Il devait servir pour étudier le comportement des structures sous un chargement monotone, à des niveaux de contrainte élevés, et aussi pour étudier la fatigue sous des faibles nombres de cycles. Le programme a été divisé en neuf séquences, correspondant à neuf niveaux de charge : 90, 180, 250, 350, 450, 550, 650, 750 et 850 kN (Figure 2-13).

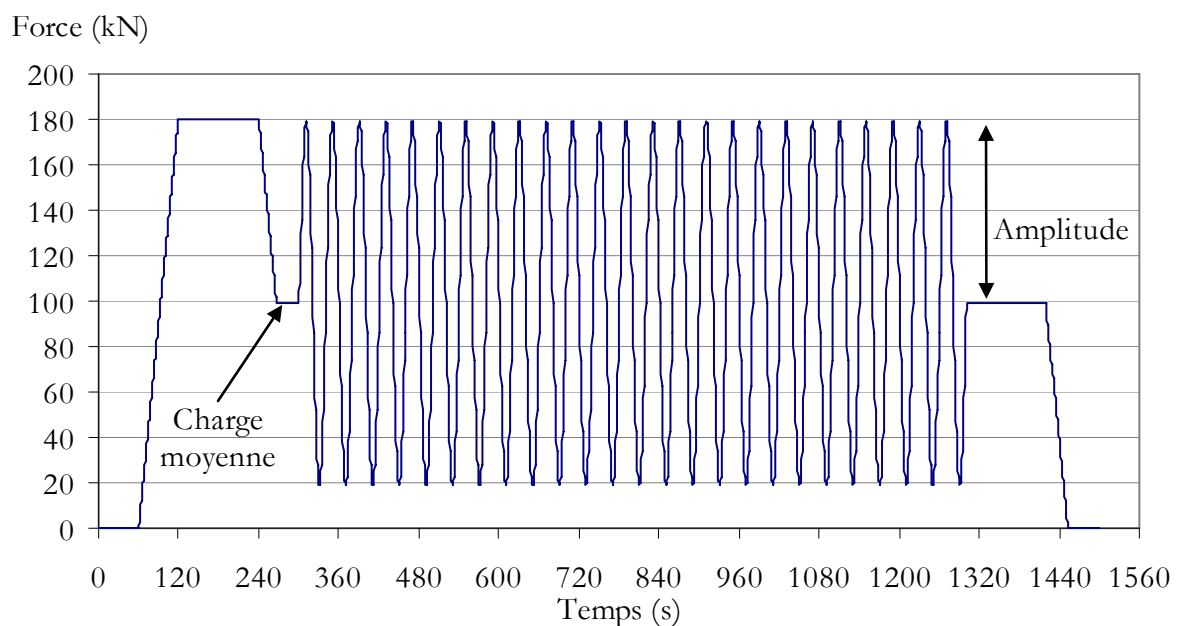


Figure 2-13 - Signal de la force appliquée lors de la séquence à 180 kN.

Chaque séquence commence par une montée en charge lente jusqu'au niveau considéré. Ensuite, la charge est maintenue pendant deux minutes avant de descendre à 55 % de ce même niveau. Au bout de deux minutes, 100 cycles lents sont effectués allant de 10 à 100 % de la charge. Le dernier cycle se termine au niveau de charge moyenne, qui est là encore maintenu deux minutes avant de redescendre à une charge nulle (Figure 2-13).

Le tableau 2-3 récapitule pour chaque séquence les forces minimale et maximale appliquées lors des cycles, ainsi que les fréquences de ces derniers. Pour chaque phase du programme expérimental de chargement, tous les essais sont d'abord réalisés sur le soutènement puis sur le remblai technique.

Tableau 2-3 - Essais réalisés sur chaque structure lors de la deuxième phase.

Séquence	Charge minimale	Charge maximale	Fréquence (Hz)
90	10	90	0,5
180	18	180	0,1
250	25	250	0,05
350	35	350	0,05
45	45	450	0,05
55	55	550	0,05
65	65	650	0,05
75	75	750	0,05
85	85	850	0,05

2.3.3. Essais d'extraction

Entre les deux phases du programme de chargement décrit précédemment, une série d'extractions d'armatures a été réalisée. Le premier objectif visé était de caractériser dans ce cas précis le frottement sol – armature en statique, le deuxième objectif étant d'évaluer l'impact des vibrations sur la force maximale d'extraction.

Pour ne pas modifier le comportement de l'ouvrage, le recours à des armatures « témoin » n'a pas été retenu. Ce sont les armatures courantes qui ont été extraites sur quelques centimètres, ce qui a provoqué un écoulement le long de l'interface et légèrement perturbé la distribution des tractions dans les armatures voisines. Pour ce faire, il a fallu scier le parement pour atteindre l'attache des armatures (Figure 2-14a). Une fois celle-ci dégagée, deux fers plats permettaient de faire le lien entre l'armature et le dispositif d'extraction (Figure 2-14b).

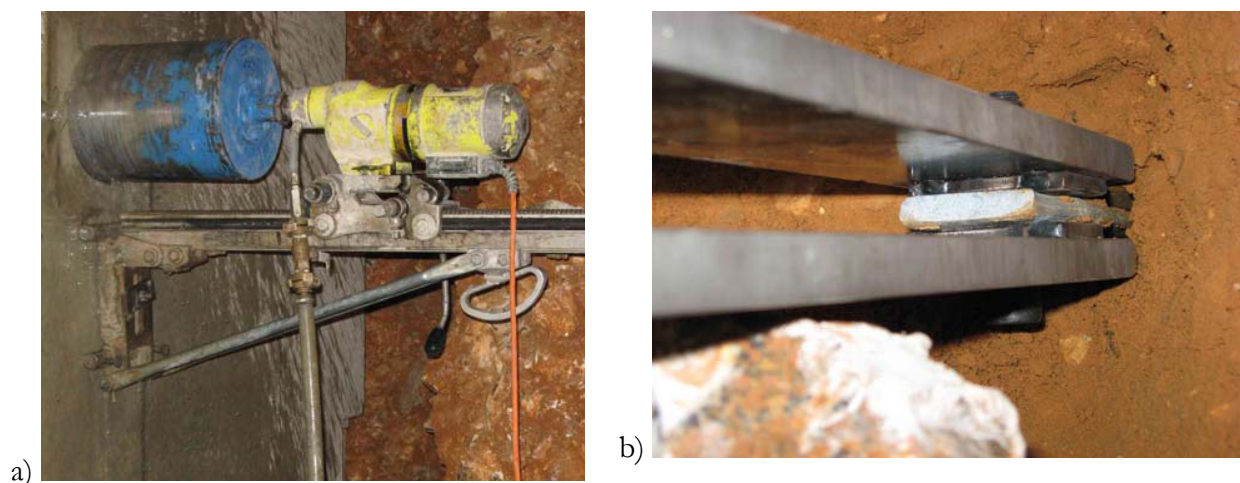


Figure 2-14 - Préparation des essais d'extraction : a) découpe du parement ; b) fixation sur l'attache (Mercadier et Froumentin, 2009).

Le dispositif d'extraction (matériel de la société Terre Armée Internationale) se compose d'un vérin actionné par une pompe manuelle, d'un capteur de déplacement et un cadre de reprise des efforts qui a été rallongé pour permettre la mise en place d'un capteur de force (Figure 2-15a). Un système de plaques de reprise a été fabriqué pour pouvoir re-solidariser l'armature au parement après extraction, à la fois pour des raisons de sécurité et pour influencer le moins possible la deuxième phase du programme de chargement (Figure 2-15b).

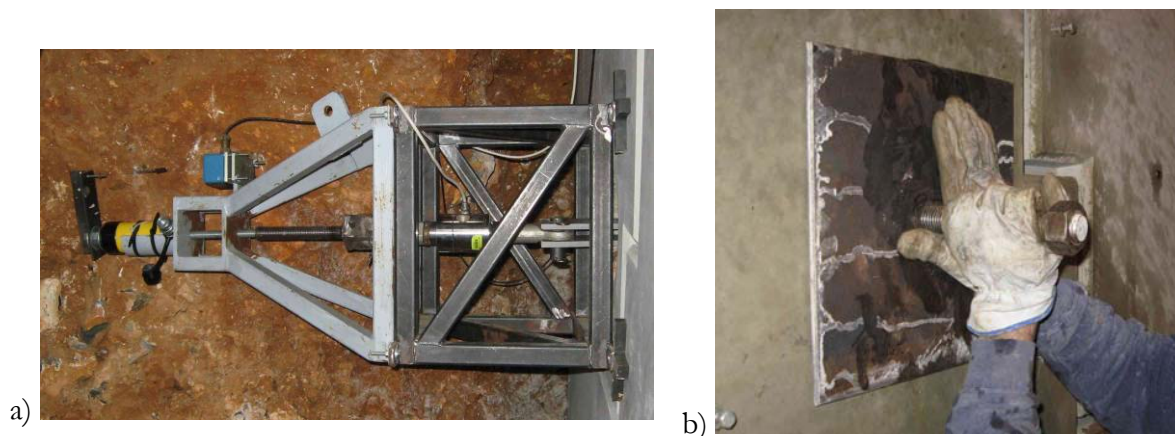


Figure 2-15 - Essais d'extraction : a) dispositif d'extraction ; b) mise en place des plaques de reprise (Mercadier et Froumentin, 2009).

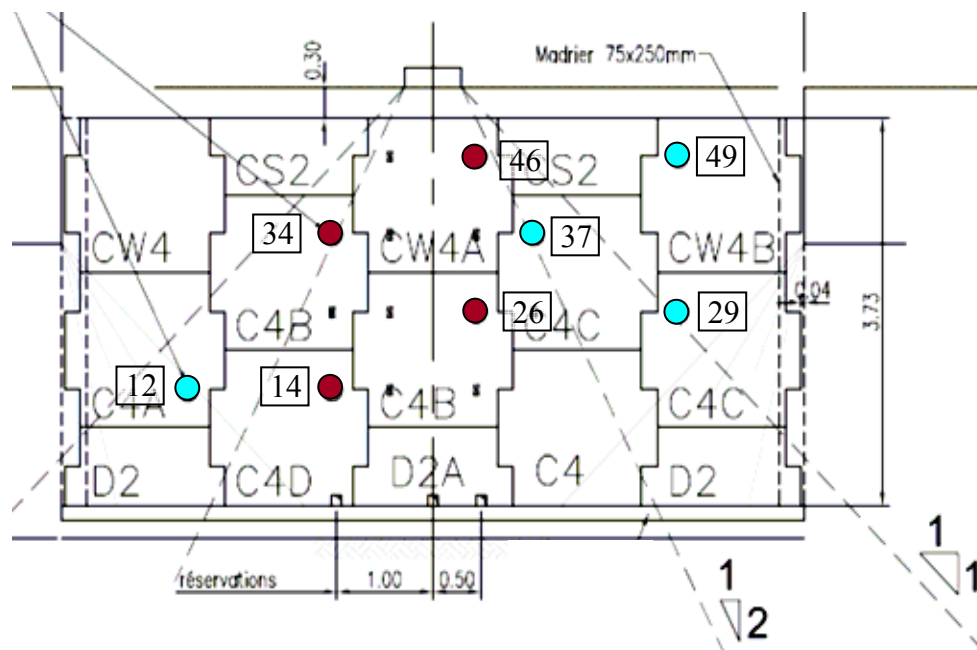


Figure 2-16 - Disposition des armatures extraites en statique, en bleu ciel, et sous vibrations, en bordeaux.

Huit armatures ont été extraites, chacune d'elles relative à une écaïlle différente (nombre limite fixé par la société Terre Armée France). Lors de la moitié des extractions, le système de chargement dynamique a été remis en marche en mode sinusoïdal. La force appliquée variait entre 20 et 90 kN à une fréquence de 28 Hz. Deux armatures de chaque lit ont été extraites, sauf pour le lit du bas qui n'a pas été étudié. Pour chacun d'eux, une extraction a été faite sous vibrations. Pour le lit 2, les deux armatures se situent *a priori* dans la zone qui a été fatiguée par la première phase du programme de chargement. Pour les trois autres lits, l'armature extraite sous vibrations est dans la zone supposée fatiguée, au contraire de celle extraite en statique (Figure 2-16).

2.4. Mesures

Le plot expérimental a été largement instrumenté. Il fallait adapter l'instrumentation aux objectifs et aux différents types d'essais. De plus, les essais en centrifugeuse ont eu une influence sur le choix de la position de certains capteurs.

2.4.1. Grandeurs mesurées et position des capteurs

Un des deux principaux objectifs de l'instrumentation est de qualifier le chargement appliqué. En effet, celui-ci a été quelque peu simplifié par rapport à la sollicitation réelle que représente le passage d'un train. Des mesures ayant été réalisées sur des LGV, l'instrumentation devait permettre une comparaison. Pour ce faire, des accéléromètres ont été disposés dans le massif lors de la mise en œuvre, permettant ainsi de comparer les accélérations verticales induites dans les deux structures. Ces capteurs ont une deuxième fonction qui est d'observer l'atténuation des accélérations avec la profondeur, jusqu'à environ 2 m sous le rail.

La disposition des accéléromètres s'est faite par files de capteurs, c'est-à-dire d'ensembles de capteurs disposés à la verticale les uns des autres. Il y a quatre files principales qui sont situées chacune à l'aplomb d'un des rails. Les capteurs ont été disposés sur les traverses, à l'interface sous-couche – ballast, à l'interface remblai – sous-couche et aux mêmes profondeurs que les premiers lits d'armatures (Figure 2-17). De plus, pour chaque structure, une autre file de capteurs a été mise en place, décalée de 60 cm, dans le plan transversal, par rapport à celle qui est la plus proche du bord (Figure 2-18). Ces autres capteurs doivent aider à délimiter la zone influencée par le chargement. De plus, ce décalage de 60 cm correspond à la distance entre les milieux de deux traverses consécutives d'une voie ferrée.

Cette même démarche a été suivie pour la mise en place de capteurs de pression totale qui permettent de suivre les variations de contrainte verticale dans le sol, grandeur jouant un rôle fondamental dans le dimensionnement des ouvrages. Trois capteurs ont été disposés de manière spécifique pour mesurer les variations de contrainte horizontale dans le massif à l'aplomb du chargement. Chacun d'entre eux est associé à un capteur mesurant les contraintes verticales pour estimer un coefficient de poussée local. Pour suivre l'évolution de la teneur en eau dans le massif, des sondes du type Time Domain Reflectometry (TDR) ont été installées à différentes profondeurs.

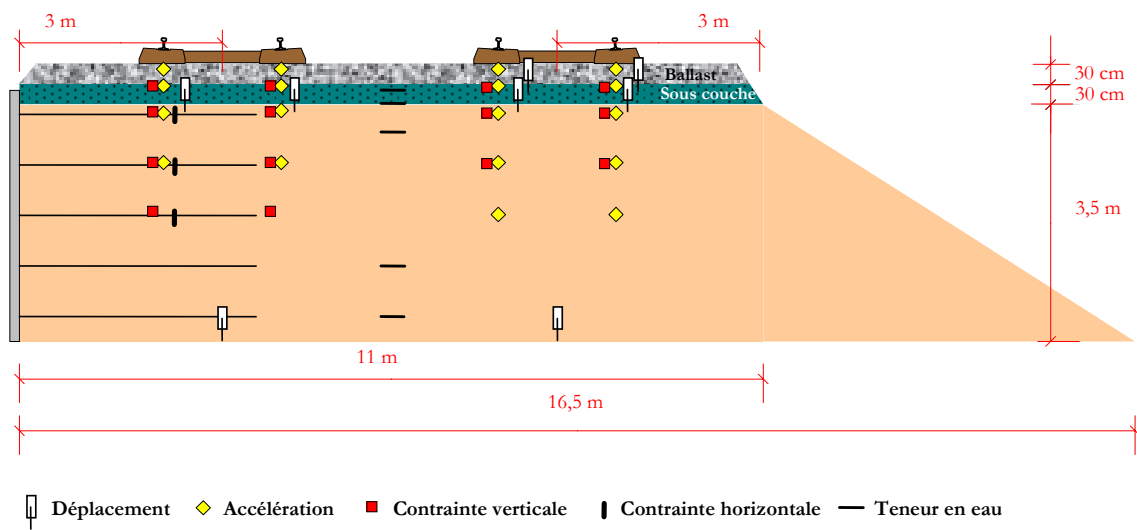


Figure 2-17 - Plan d'instrumentation : Coupe longitudinale (d'après Froumentin et al., 2008).

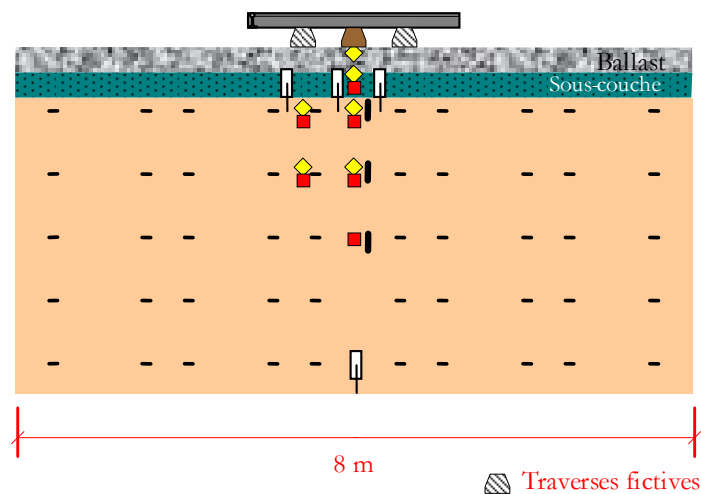


Figure 2-18 - Plan d'instrumentation : Coupe transversale (d'après Froumentin et al., 2008).

L'objectif de l'étude étant d'étudier le comportement propre du massif en sol renforcé, il fallait également mesurer les déplacements verticaux en tête du mur, c'est-à-dire sous la sous-couche. Le CER a développé un procédé original pour suivre les déplacements à l'intérieur d'un massif de sol. Lors de la mise en œuvre, une fois atteint le niveau dont les déplacements doivent être observés, un forage tubé à l'avancement est réalisé avec un pénétromètre jusqu'au substratum. Une tige métallique y est introduite puis scellée dans le fond du trou. En tête, elle est solidarisée avec un capteur LVDT (Linear Variable Differential Transducer) qui va suivre les déplacements d'une plaque métallique posée à même le sol (Figure 2-19). Ensuite, la structure d'assise est mise en œuvre normalement. Cette opération a été réalisée quatre fois dans chaque structure. Auparavant, un système de mesure, fonctionnant sur le même principe, avait été mis en œuvre sous chaque structure pour s'assurer de l'absence de tassement du sol support (Figure 2-17). Enfin, ce procédé a été adapté deux fois pour suivre les variations d'épaisseur de la sous-couche dans la structure du remblai technique (Figure 2-17).

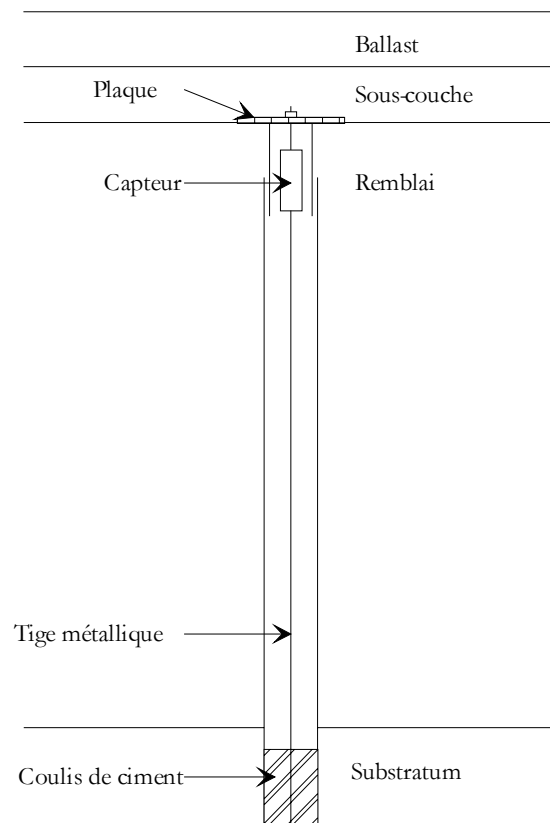


Figure 2-19 - Schéma du système de mesure des déplacements verticaux dans l'ouvrage (d'après Froumentin et al., 2008).

En complément de ces capteurs, trois tubes inclinométriques ont été disposés sur le support avant la mise en œuvre du remblai, dans le sens de la longueur de la fosse et traversant le

parement par les trois réservations indiquées sur la figure 2-16. Il s'avère que les déplacements verticaux du sol support sont restés dans la précision du système de mesure.

Pour suivre les déplacements de la traverse lors des essais, des capteurs sans contact de type laser – barette PSD (Position Sensing Detector) ont été fixés à la verticale des cylindres en acier, sur la poutre HEA, celle-ci étant supposée indéformable (Figure 2-12a). La source laser du capteur est fixe, sur un bord de la fosse. C'est le récepteur fixé sur la poutre qui mesure le déplacement.

Les déplacements horizontaux du parement ont également été mesurés à l'aide de capteurs de type LVDT. Pour ce faire, un barreaudage a été installé devant le parement pour leur servir de support (Figure 2-1a). Les écaïlles situées dans la zone d'influence supposée du chargement ont été instrumentées en trois ou cinq points. La position et la numérotation des dix-sept capteurs sont regroupées sur la figure 2-20.

Pour suivre les évolutions des tractions dans les armatures au cours des sollicitations appliquées, des jauges de déformation ont été collées en différents points de plusieurs armatures. Douze d'entre elles ont été spécialement sélectionnées du fait de leur position par rapport à la traverse. Là encore, elles ont été choisies en fonction de la zone d'influence supposée du chargement. Quatre d'entre elles appartiennent aux lits 1 et 4, la majorité regroupée sur les lits 2 et 3 (Figure 2-20).

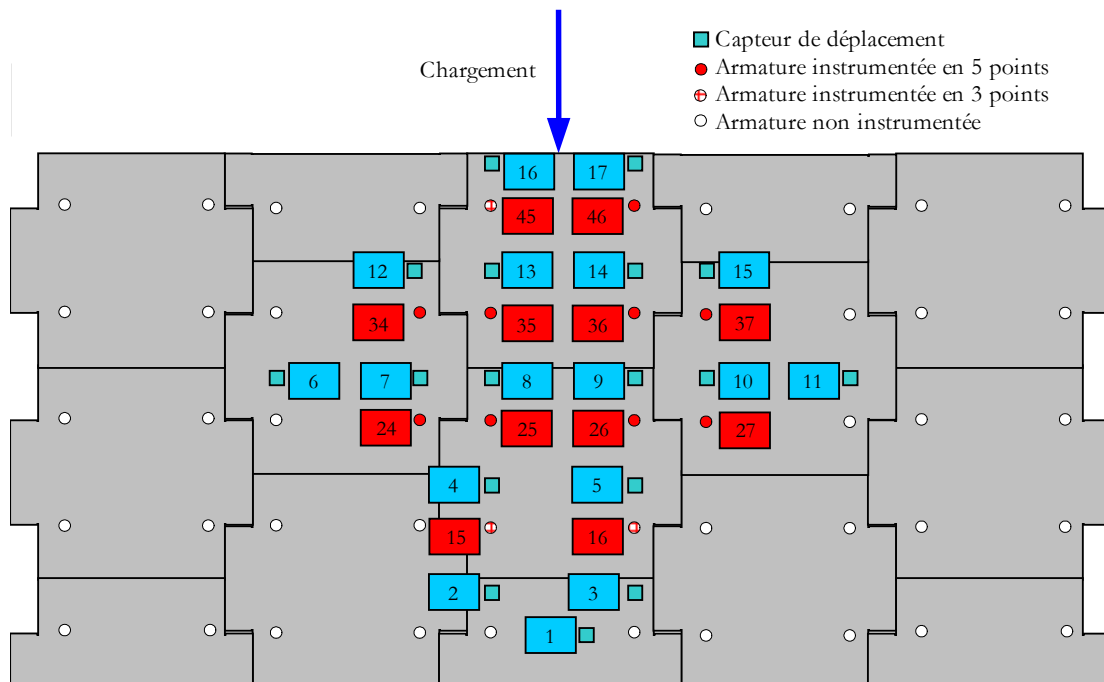


Figure 2-20 - Plan d'instrumentation : Vue du parement (d'après Froumentin et al., 2008).

Les armatures 15, 16 et 45 ont été instrumentées en trois points et les autres en cinq (Figure 2-21).

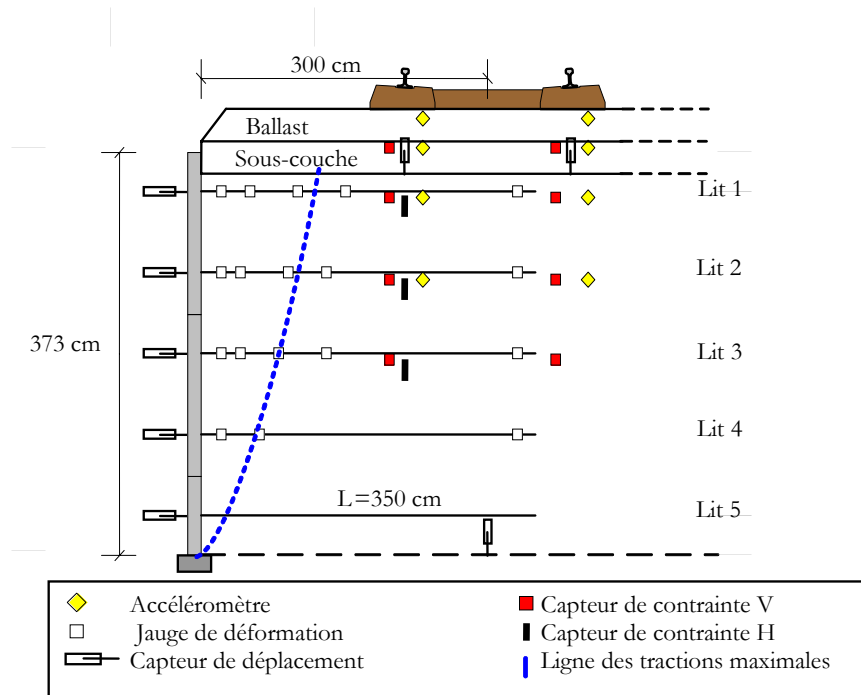


Figure 2-21 - Instrumentation de la structure Terre Armée (d'après Froumentin et al., 2008).

Chaque point de mesure est composé de quatre jauges formant un pont de Wheatstone, deux au-dessous et deux au-dessus de l'armature, chaque paire associant une jauge dans le sens de la longueur de l'armature et une deuxième perpendiculaire à la première. Pour chaque armature, un point de mesure a été positionné près de l'attache, à environ 7 cm, et un autre à 30 cm du bout libre de l'armature, proche de la verticale du milieu de la traverse. Pour les autres points de mesures, c'est donc la zone du massif qui a été privilégiée.

Une nomenclature a été finalement définie pour le référencement des capteurs. Elle est construite de la manière suivante : *type de capteur_position dans le plan horizontal_structure_profondeur*. Par exemple, LVDVT_SOL02_TA60 désigne le capteur de déplacement vertical dans le sol qui appartient à la file 2 de la structure Terre Armée et qui est positionné à 60 cm de profondeur. Les différentes abréviations utilisées pour les capteurs ont été choisies de la façon suivante :

- ACC : accéléromètre,
- CPV : contrainte verticale dans le sol,
- CPH : contrainte horizontale dans le sol,
- PSD : déplacement vertical de la traverse,

LVDT : déplacement vertical dans le sol,
 LVDTPAR : déplacement horizontal du parement,
 LVDTSC : épaisseur de la sous-couche,
 JDC : jauge de déformation.

Les différentes files de capteurs du soutènement, nommé TA, sont illustrées sur les figures 2-22 et 2-23. Pour le remblai technique, nommé SN, la logique est la même avec la file n°1 près de la pente. Un plan d'instrumentation détaillé, dont sont extraites les deux figures suivantes, est donné en annexe 3.

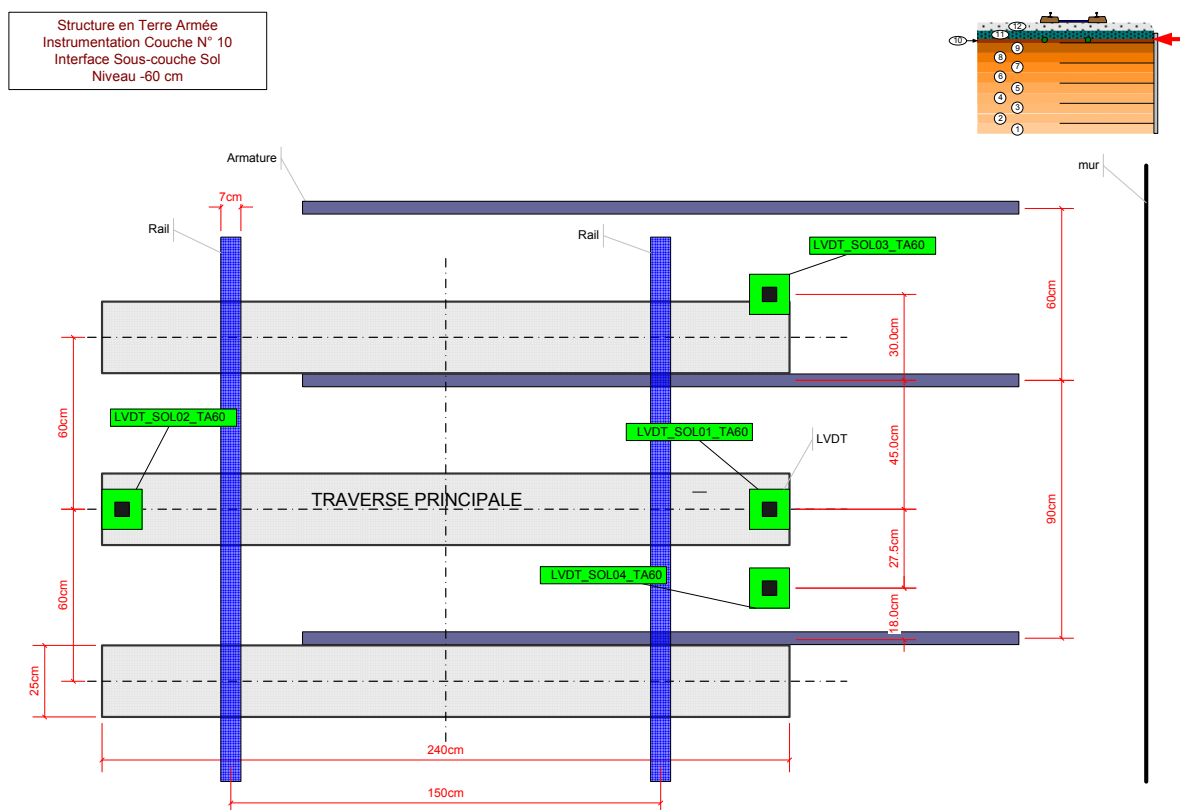


Figure 2-22 - Instrumentation de la structure Terre Armée à l'interface remblai – sous-couche (Froumentin et al., 2008).

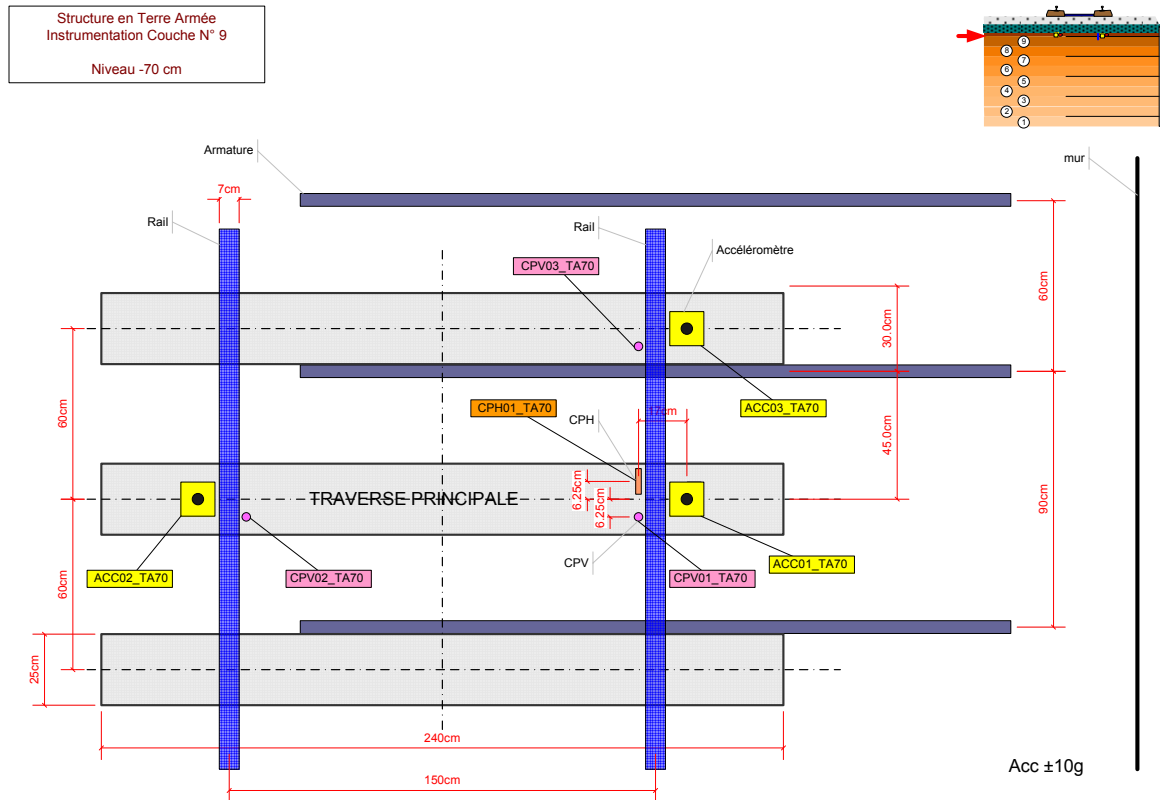


Figure 2-23 - Instrumentation de la structure Terre Armée à 70 cm sous le rail (Froumentin et al., 2008).

2.4.2. Etalonnage

L'étalonnage des différents capteurs peut réduire la marge d'incertitude des mesures et permet aussi de vérifier les caractéristiques annoncées par les constructeurs.

Les capteurs LVDT et les trois capteurs de déplacement sans contact ont été étalonnés au moyen d'un banc d'étalonnage prototype (BéCD). Pour la plupart des capteurs de déplacement LVDT, l'incertitude a pu être divisée par 2.

Chaque accéléromètre a été comparé avec un accéléromètre de référence étalonné en soumettant ces deux capteurs à une même accélération à l'aide d'un pot vibrant. Il n'existe pas de moyen d'étalonnage des capteurs de pression. Dans ce cas, la sensibilité du capteur délivrée par le constructeur à l'achat est prise en compte.

L'étalonnage des jauges de déformation a été réalisé suivant la méthode dite de « résistance de shunt ». Pour chaque pont de jauges et pour chaque valeur de résistance de shunt, la tension délivrée est relevée par le conditionneur associé au pont de jauges. Une relation de la forme $\mu_{def} = aU + b$ est établie pour chaque jauge, avec μ_{def} symbolisant les micro-déformations et U la tension. A partir de la mesure de la déformation, l'effort de traction est calculé avec la relation (I.6).

Des essais de traction sur un échantillon d'armature instrumenté ont été menés pour vérifier les valeurs des différents paramètres associés. Ces essais ont également permis de déterminer le réglage des caractéristiques du conditionnement à appliquer aux jauges de contrainte (alimentation, gain de l'amplificateur, etc.). La force de traction a été, d'une part, mesurée avec le capteur équipant la presse et, d'autre part, calculée suivant la méthode décrite ci-dessus (Figure 2-24).

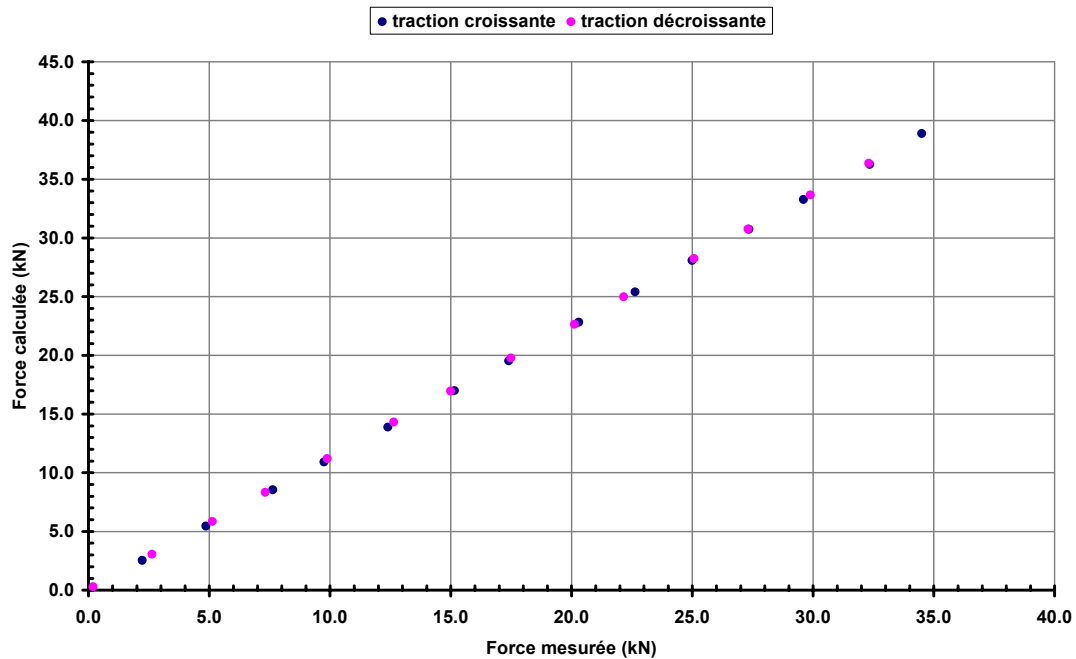


Figure 2-24 - Résultats de l'étalonnage de l'armature instrumentée (Froumentin et al., 2008).

Pour chaque mesure réalisée, en traction croissante et décroissante, a été calculé le rapport entre la force mesurée sur la presse et la déformation mesurée par le pont de jauges équipant l'élément d'armature. La valeur moyenne de ce rapport est de 0,018315. Avec cette valeur moyenne du coefficient, les forces de traction ont été recalculées en faisant l'opération inverse.

Les déformations sont mesurées sur chaque pont de jauges de contrainte en prenant en compte l'étalonnage spécifique de chaque pont par la méthode des résistances de shunt. L'effort de traction est ensuite calculé en appliquant le coefficient de 0,018315 à chaque valeur de déformation.

Le tableau 2-4 récapitule l'ensemble des incertitudes de mesure des différents capteurs, avant et après étalonnage.

Tableau 2-4 - Incertitude de mesure des différents capteurs (d'après Froumentin et al., 2008).

Capteurs	Paramètre	Nombre de capteurs	Etendue de mesure	Incertitude constructeur	Valeur	Valeur estimée après étalonnage
LVDT	Déplacement dans la structure	12	± 5 mm	0,2%	$\pm 0,02$ mm	$\pm 0,01$ mm
			± 10 mm		$\pm 0,04$ mm	$\pm 0,02$ mm
			0/10 mm		$\pm 0,02$ mm	$\pm 0,01$ mm
LVDTPAR	Déplacement du parement	17	0/50 mm	0,2%	± 1 mm	$\pm 0,5$ mm
			± 2 mm		$\pm 0,008$ mm	$\pm 0,004$ mm
PSD	Déplacement de la traverse	3	± 15 mm	0,2%	$\pm 0,06$ mm	$\pm 0,10$ mm
FORCE	Force exercée par le vérin	2	± 100 kN	0,5%	± 1 kN	± 1 kN
CPH et CPV	Contrainte dans les structures	23	0-500 kPa	0,2%	± 1 kPa	pas d'étalonnage
ACC	Accélération dans les structures et sur la traverse	25	± 2 g	2 %	$\pm 0,78$ m/s ²	vérification sur pot vibrant
			± 5 g		$\pm 1,96$ m/s ²	
			± 10 g		$\pm 3,92$ m/s ²	
JDC	Effort de traction dans les armatures	54	0-35 kN	-	-	$\pm 0,1$ kN

2.4.3. Acquisition et traitement des données

Deux appareils d'acquisition ont été utilisés pour l'expérimentation et pilotés par un seul ordinateur (Figure 2-25).

L'acquisition de tous les capteurs se fait à l'aide de deux convertisseurs « analogique-numérique » IOTECH Daqlab 2001. Ces cartes d'acquisition ont une vitesse d'échantillonnage maximale de 200 kHz, ce qui correspond à la vitesse de scrutation des voies, soit 5 μ s ; l'acquisition est asynchrone. Une carte est dédiée aux jauges et une deuxième carte à tous les autres capteurs. La fréquence d'acquisition retenue pour les essais est de 1024 Hz.

Ces cartes peuvent être complétées par des cartes de conditionnement ou de multiplexage. C'est le cas pour les jauges de déformation avec sept cartes IOTECH DBK43B qui effectuent à la fois le conditionnement et le multiplexage en 7 x 8 voies et, pour les autres capteurs trois cartes de multiplexage DBK85 en 3 x 16 voies ont été utilisées.

En ce qui concerne les conditionneurs, la majeure partie des capteurs possèdent leur électronique intégrée, il suffit donc de les alimenter et de récupérer leur signal. Les autres sont des capteurs à pont de jauges conditionnés, soit par un support DEWETRON avec des cartes DAQP-bridge, soit par des conditionneurs de type S7DC.

Le pilotage des appareils d'acquisition se fait avec le logiciel DASYLAB, via une interface de programmation graphique. Le programme développé permet d'enregistrer les données sur un disque dur externe facilitant ainsi la sauvegarde et la duplication des données sur un espace réseau réservé.

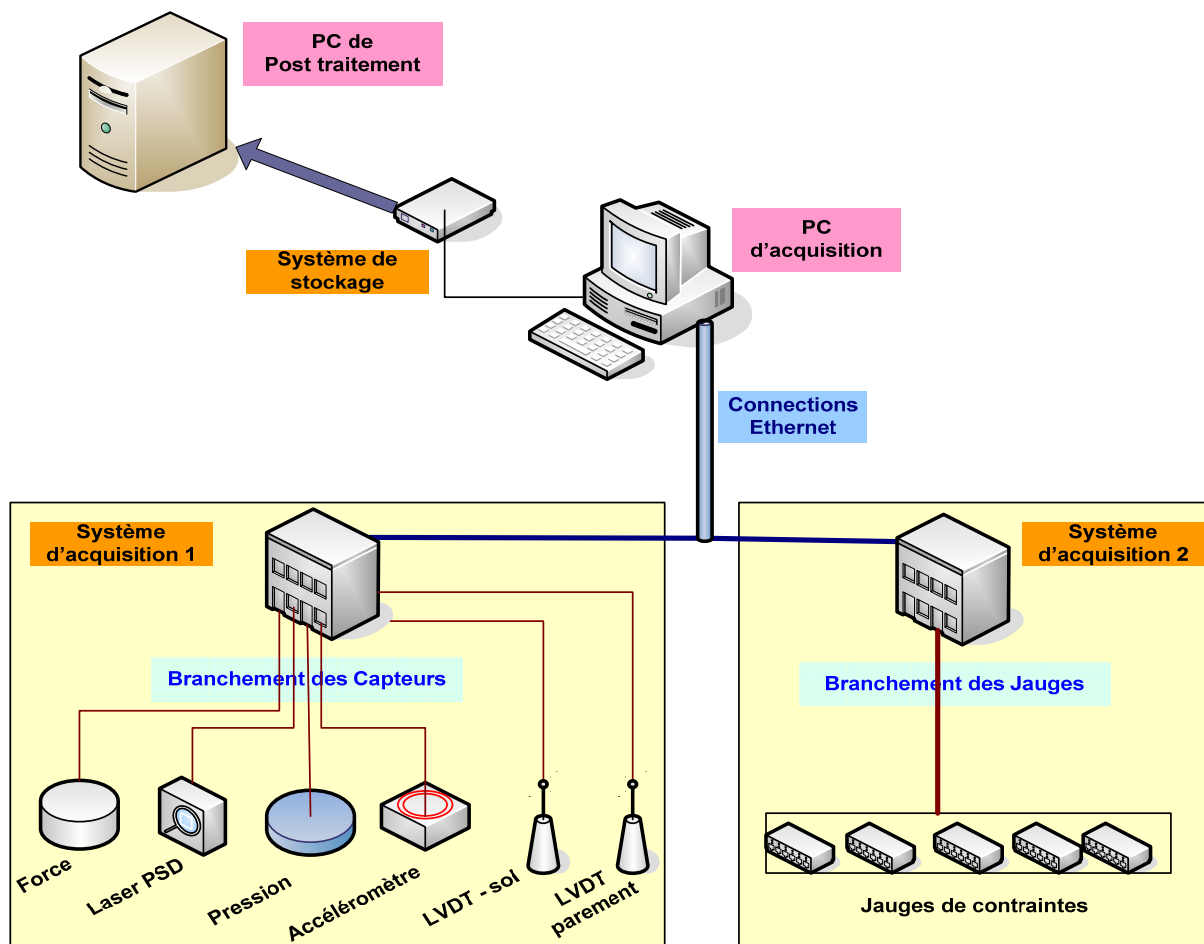


Figure 2-25 - Schéma du système d'acquisition (Froumentin et al., 2008).

Le traitement des données se décompose en quatre phases : acquisition, suppression des coupures du signal, sous-échantillonnage et calculs. Pour l'acquisition, une feuille de travail de DasyLab a été utilisée pour enregistrer l'ensemble des capteurs et des jauges. Chaque jour, l'enregistrement devait être lancé le matin avant le début des essais et arrêté le soir à la fin des essais. Le volume total de données avait été estimé à plus de 600 gigaoctets.

A la fin de cette phase, les fichiers bruts obtenus comportent les données du signal pendant toute la durée de l'essai, c'est-à-dire plusieurs phases de sollicitation entrecoupées de phases d'arrêt. Les coupures d'enregistrement des données sont supprimées afin de restituer les signaux en continu. Ainsi les fichiers créés représentent uniquement la sollicitation pour chaque journée d'essais.

En raison de la taille importante des fichiers de données et pour bien représenter l'évolution des paramètres en fonction du nombre de cycles pour les essais de fatigue, un système de sous-échantillonnage a été mis en place pour les essais de fatigue. La préparation des fichiers de sous-échantillonnage revient à créer des fichiers ASCII concernant chacun une séquence d'environ 100 cycles. La prise d'échantillons est plus fréquente au début des essais de fatigue et s'espace dans le temps avec l'avancement de l'essai. Le tableau 2-5 donne les fréquences de prises d'échantillons. Il a été défini à partir du retour d'expérience du CER.

Tableau 2-5 - Tableau de sélection des échantillons (Froumentin et al., 2008).

Plage des cycles : de cycle début à cycle fin	Pas de sélection des échantillons	nombre de cycles retenus par séquence
de 0 à 15 000	1 000	100
de 15 000 à 50 000	2 500	100
de 50 000 à 100 000	5 000	100
de 100 000 à 200 000	10 000	100
de 200 000 à 500 000	30 000	100
de 500 000 à 1 800 000	150 000	100
de 1 800 000 à 6 800 000	150 000	100

La phase finale de dépouillement consiste à calculer la valeur moyenne des données de chaque échantillon et l'amplitude du signal, nommée valeur crête, calculée en s'appuyant sur la méthode de transformation rapide de Fourier (FFT) (Figure 2-26).

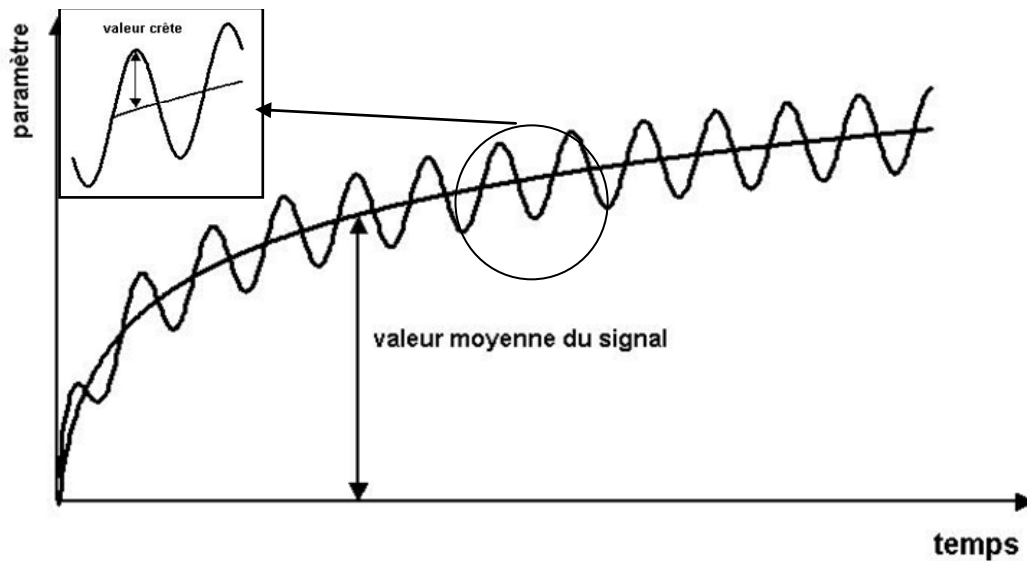


Figure 2-26 - Illustration de la valeur moyenne et de la valeur crête (Froumentin et al., 2008).

Cette procédure de traitement des échantillons a été appliquée aux essais multifréquences et adaptée pour les essais « double M ». Pour les premiers, un échantillon de cent cycles a été choisi aux différentes fréquences testées, ce qui a abouti aux calculs d'une valeur moyenne et d'une amplitude pour chaque capteur pour chaque fréquence.

Le signal théorique d'un « double M » est composé de six fréquences. L'échantillon analysé est composé de 2560 cycles de chargement. Les amplitudes ont été déterminées à l'aide de la méthode des maxima et minima. La transformée rapide de Fourier a servi aux calculs des amplitudes des deux fréquences fondamentales. Pour pouvoir comparer plus facilement les résultats avec ceux des essais multifréquences, les amplitudes des variations des différentes grandeurs ont été déterminées en passant par les maxima et minima.

Bilan

Les expérimentations du CER sont conçues dans le but d'identifier les différents mécanismes qui régissent la réponse d'un ouvrage en Terre Armée aux sollicitations ferroviaires. De plus, cette expérimentation à échelle 1 donnera les ordres de grandeur réels des différents phénomènes observables. Comme il n'existe pas de critère établi de déformation de la plateforme, cette difficulté est levée par l'association d'un soutènement et d'un remblai technique, ce dernier étant l'ouvrage de référence de la SNCF.

Le plot expérimental, dont la réalisation a nécessité plus de 1100 tonnes de matériau de remblai, est proche en termes de dimensions de ce que pourrait être un tronçon d'une future LGV. De plus, la structure d'assise a été dimensionnée selon les règles en vigueur. La mise en œuvre a dû être adaptée en raison de l'accès à la fosse. Elle a été réalisée de manière soignée et avec des moyens plus légers que ceux utilisés lors d'un chantier, mais l'ouvrage reste représentatif d'un mur réel.

Les deux systèmes de chargement sont complémentaires et ont permis l'établissement d'un programme de chargement complet. Il est à la fois composé de sollicitations dynamiques et cycliques à des niveaux de charge de service et de sollicitations cycliques quasi-statiques pour lesquelles les surcharges sont bien supérieures à celles pour lesquelles l'ouvrage a été dimensionné.

L'instrumentation s'appuie sur plus de 150 capteurs. La fréquence d'échantillonnage élevée et la capacité de stockage importante du système d'acquisition permettent le suivi complet de l'ouvrage tout au long du programme expérimental. La méthode de traitement retenue donnera un historique représentatif de la réponse des deux structures aux différents chargements pour que l'analyse se fasse à partir d'un volume plus restreint de données.

Enfin, les résultats obtenus dans cette partie du travail de thèse pourront servir de référence pour les essais en centrifugeuse et la modélisation numérique.

Chapitre 3

Réponse de l'ouvrage aux chargements statiques

Chaque essai prévu dans le cadre du programme expérimental du CER doit apporter un élément de réponse à deux des trois questions posées en introduction à savoir : le chargement ferroviaire induit-il des mécanismes non identifiés dans la réponse d'un ouvrage ? et quel est le niveau de déformation engendré par ce type de chargement ?

La présentation des résultats a été volontairement divisée en deux chapitres. Ce chapitre 3 est dédié à la réponse de l'ouvrage lors des différents chargements statiques tandis que le chapitre 4 regroupe les aspects dynamiques du problème.

Après un point rapide sur la mise en œuvre de l'ouvrage, le chargement statique jusqu'à 90 kN « 3 paliers » fera l'objet du premier paragraphe de ce présent chapitre. En effet, il servira ultérieurement d'élément de comparaison pour tous les essais dynamiques au niveau de la charge de service. Dans un second temps, seront regroupés les résultats des essais monotones et cycliques réalisés avec le portique de chargement statique.

3.1. Mise en œuvre et charge de service

Avant de décrire l'impact du chargement sur l'ouvrage réalisé, il est nécessaire d'évaluer l'influence de la mise en œuvre sur les tractions dans les armatures.

3.1.1. Mise en place des tractions dans les armatures

Les jauges de déformations ont été branchées lors de la pose des armatures, afin de pouvoir suivre l'évolution des tractions dès la réalisation du soutènement. La figure 3-1 illustre les tractions mesurées dans l'armature 26, appartenant au lit 3, une fois les couches 6, 8 et 10 mises en œuvre (MO) et après leur compactage (C). La position des différentes couches a été explicitée sur la figure 2-4.

Ces mesures permettent de souligner l'influence du compactage sur les tractions observées dans les armatures lors de l'édification d'un ouvrage en Terre Armée. Plus l'épaisseur de sol qui recouvre l'armature est importante, moins l'influence du compactage de la dernière couche posée est grande. Néanmoins, pour les premières couches, l'influence du compactage est prépondérante sur celle du poids des terres. Pour les armatures appartenant aux lits supérieurs, c'est le compactage qui détermine le niveau de contrainte en fin de construction.

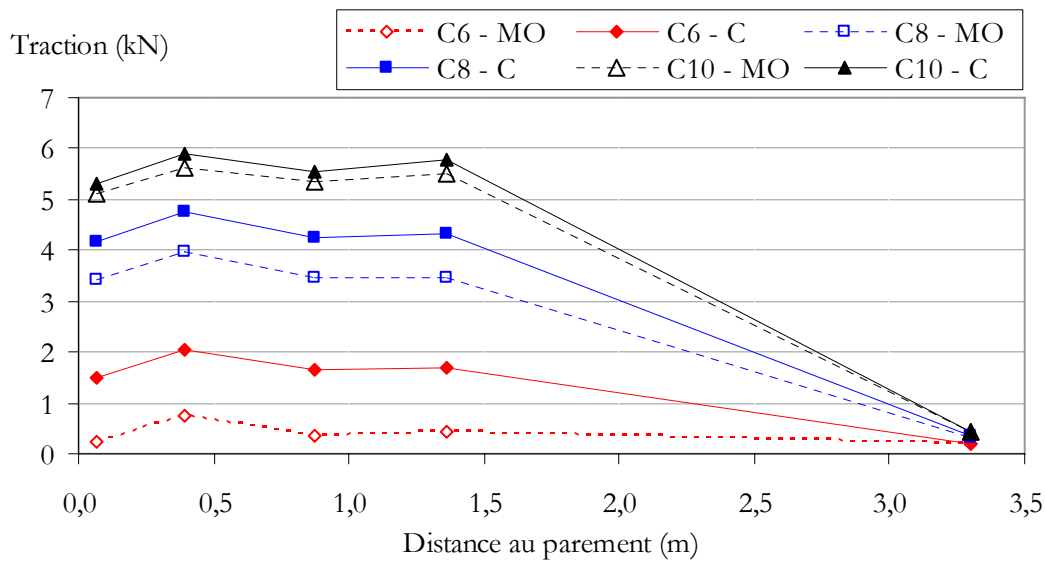


Figure 3-1 - Tractions dans l'armature 26 lors de la mise en œuvre de couche (MO) et après leur compactage (C).

La figure 3-2 présente les tractions mesurées dans les armatures du lit 3 en fin de construction de l'ouvrage, mais avant la pose de la traverse. Etant donnée la géométrie de l'ouvrage, les tractions dans les différentes armatures devraient être identiques. Les mesures montrent cependant des écarts de l'ordre de 30 %, provenant *a priori* du compactage.

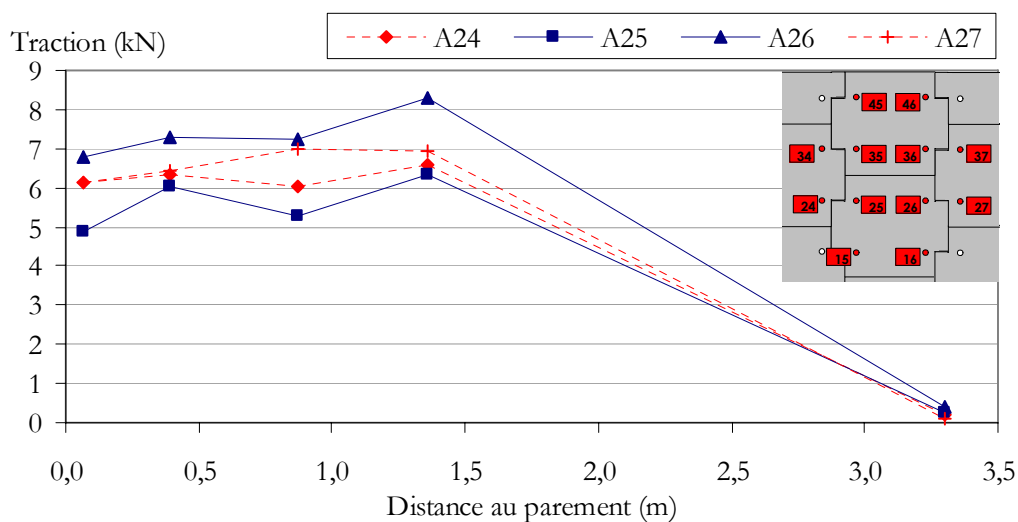


Figure 3-2 - Tractions en fin de construction dans les armatures du lit 3.

La figure 3-3 présente les tractions dans les armatures de la colonne 6 (cf. Figure 2-20). L'allure de la courbe des tractions dans l'armature 46 correspond au résultat théorique attendu. Par contre, pour les armatures 26 et 36, le maximum mesuré n'est pas constaté à 1 m du parement, où il était attendu.

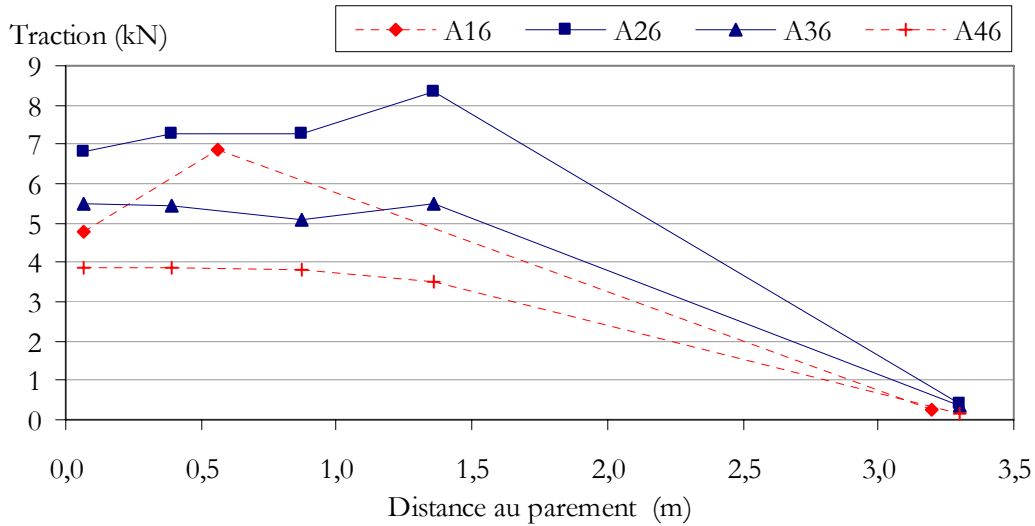


Figure 3-3 - Tractions en fin de construction dans les armatures de la colonne 6.

La figure 3-4 confronte les tractions maximales, mesurées et théoriques, telles que calculées lors du pré-dimensionnement de l'ouvrage. Devant l'hétérogénéité des mesures pour un même lit, les maxima sont interprétés au travers de deux courbes. La première rassemble les valeurs minimales des maxima et, la deuxième, les valeurs maximales.

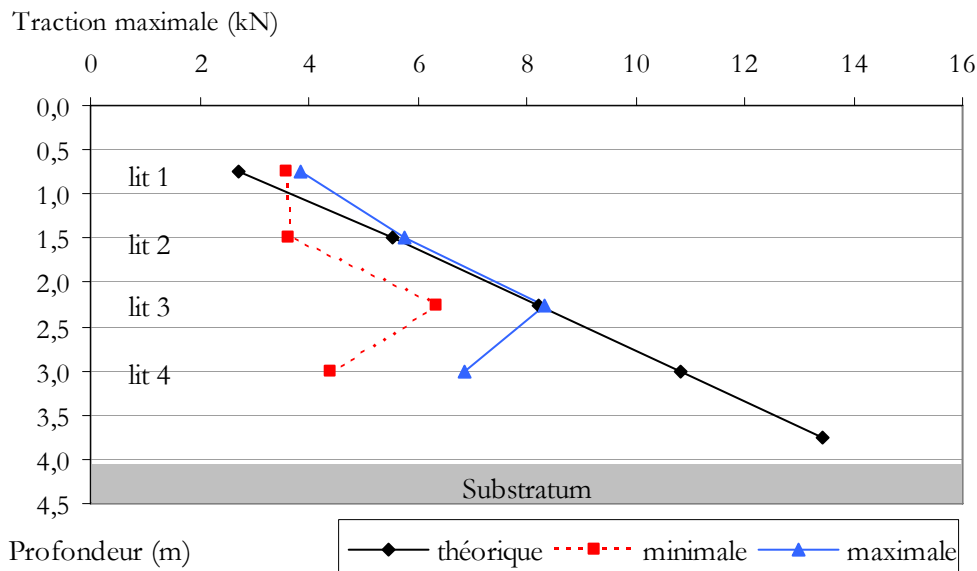


Figure 3-4 - Comparaison entre les tractions maximales mesurées et théoriques.

La théorie semble sous-estimer les maxima du lit 1. Là encore, l'influence du compactage est une cause possible. Pour les lits 2 et 3, les valeurs théoriques sont proches des maxima mesurés. Par contre, l'effet de frottement du sol support n'étant pas pris en compte dans la méthode

de dimensionnement, les écarts sont importants et conduisent à un surdimensionnement important pour ces profondeurs.

3.1.2. Courbes typiques pour le chargement statique « 3 paliers » à 90 kN

Le chargement statique « 3 paliers » à 90 kN n°1 est le premier essai réalisé dans le cadre du programme expérimental. C'est donc lui qui a donné les premiers ordres de grandeur réels des différentes variables physiques mesurées. Il a aussi servi de référence pour la modélisation, lors du concours de prévision (Chapitre 5). La figure 3-5 montre l'évolution de la force réellement appliquée dans le temps et le suivi des déplacements de l'interface remblai – sous-couche par le capteur LVDT01_TA60.

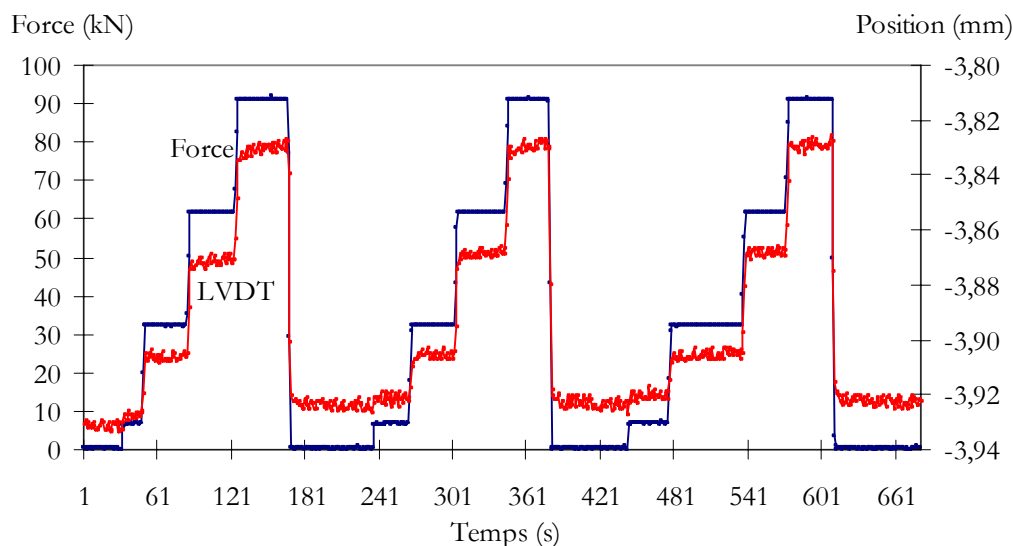


Figure 3-5 - Suivi de la position de l'interface remblai – sous-couche par le capteur LVDT01_TA60.

Le chargement réel inclut en fait un quatrième palier qui correspond à la pose effective du vérin sur la traverse. Le signal renvoyé par le capteur est bruité car les déplacements mesurés se situent aux alentours de 0,1 mm. Néanmoins, moyenner par palier permet d'obtenir des valeurs dont la précision est satisfaisante, pour ce type de capteur (Figure 3-6). Il en va de même pour les mesures de contraintes dans le sol. Par contre, pour ce qui est des mesures des tractions dans les armatures, prendre une valeur moyenne pour l'incrément 0-90 kN peut se justifier sur cette plage mais pas pour des incréments intermédiaires (Figure 3-7).

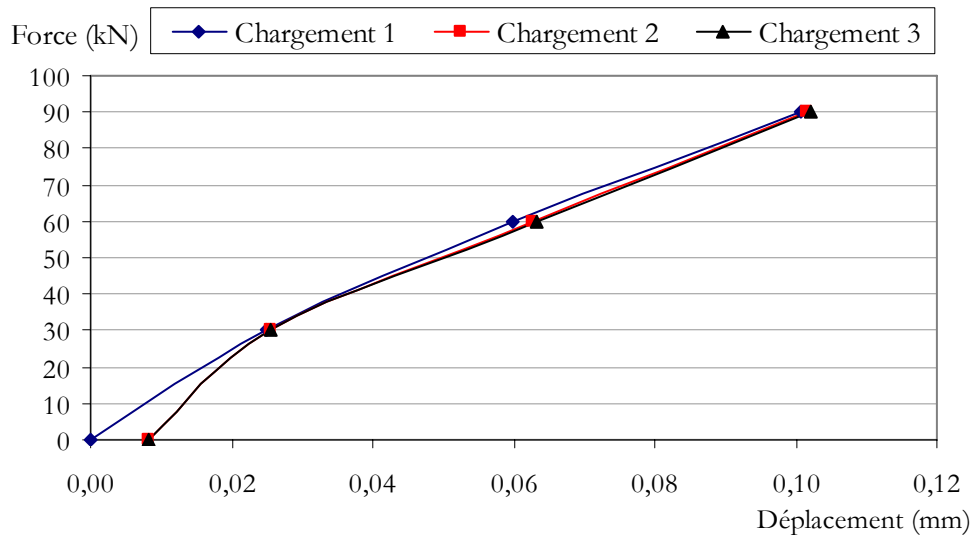


Figure 3-6 - Courbes Force - Déplacement lors des trois cycles de chargement (LVDT01_TA60).

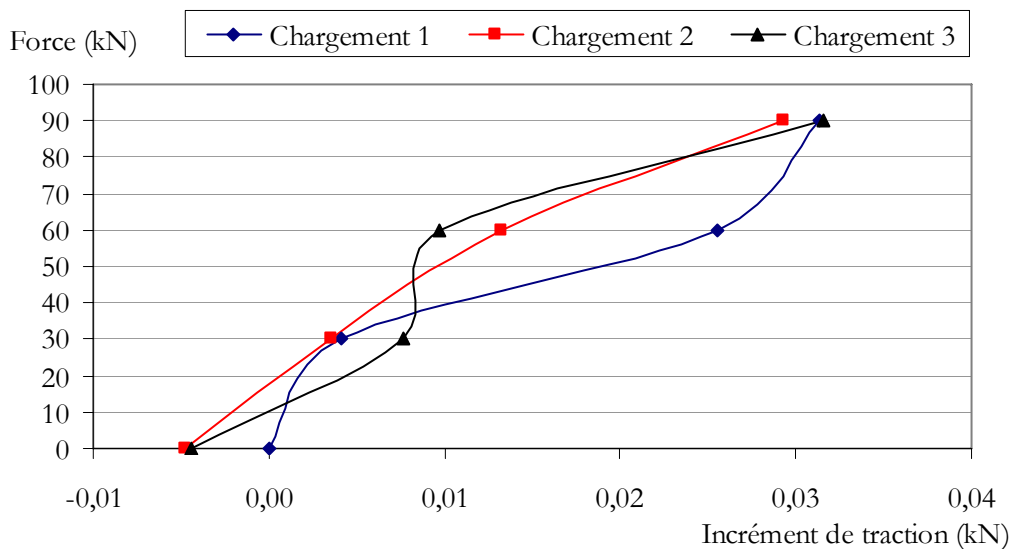


Figure 3-7 - Courbe Force – Variation de traction lors des trois cycles de chargement (JCD02_A26).

Les mesures de déplacement horizontal du parement sont très petites. Les capteurs LVDT étant disposés à l'extérieur du massif, pour ce chargement, ils ont été remplacés par d'autres dispositifs dont la plage de mesure est 50 fois plus petite, afin de confirmer la faible valeur de ces résultats.

3.1.3. Analyse des résultats pour le chargement statique 3 paliers

Maintenant que la précision des résultats a été présentée, il est possible de s'intéresser aux résultats en eux-mêmes. Pour chaque grandeur étudiée, les résultats sont des moyennes réalisées sur les trois chargements.

La figure 3-8 illustre les déplacements verticaux moyens de la traverse sur la structure Terre Armée, notée TA. L'écart entre les deux mesures est de 25 %. La rigidité du massif est plus importante au niveau du PSD 02. Dans les deux cas, le premier incrément de chargement (0 - 30 kN) représente plus de la moitié du déplacement global. Entre 30 et 90 kN, la réponse est quasi linéaire. Ce phénomène apparaît aussi lors des essais sur la structure normale, notée SN (Figure 3-9).

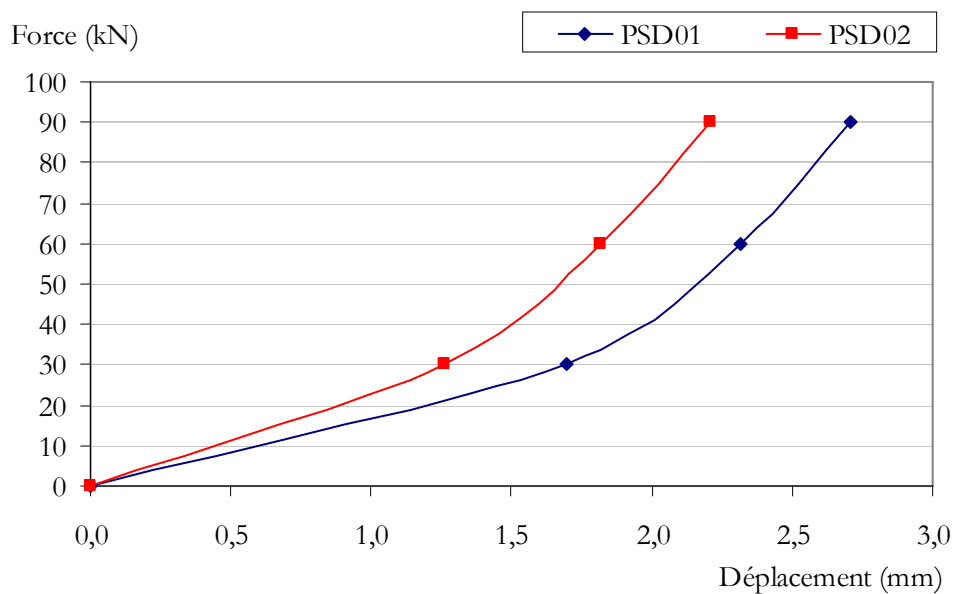


Figure 3-8 - Déplacements verticaux de la traverse moyens sur les trois cycles de chargement.

Le déplacement vertical de la traverse qui surplombe la Structure Normale (SN) est de 40 % inférieur à celui de la traverse sur la structure Terre Armée (TA). Ceci peut être lié à l'hétérogénéité du matériau et à l'influence de la méthode de compactage. Néanmoins, l'ordre de grandeur des déplacements verticaux de la traverse est le même que celui déduit des mesures réalisées dans le cadre du projet SUPERTRACK (Figure 1-6).

La figure 3-10 montre les variations d'épaisseur de la sous-couche dans la Structure Normale. Il existe un écart significatif entre les deux mesures. La première vaut 28 % de la

deuxième. Toutefois, les valeurs obtenues pour chaque palier des trois cycles sont très proches, ce qui inciterait à valider les mesures. L'information importante ici est l'ordre de grandeur qui est de quelques centièmes de millimètres, avec une valeur moyenne de 0,04 mm pour l'incrément 0 - 90 kN.

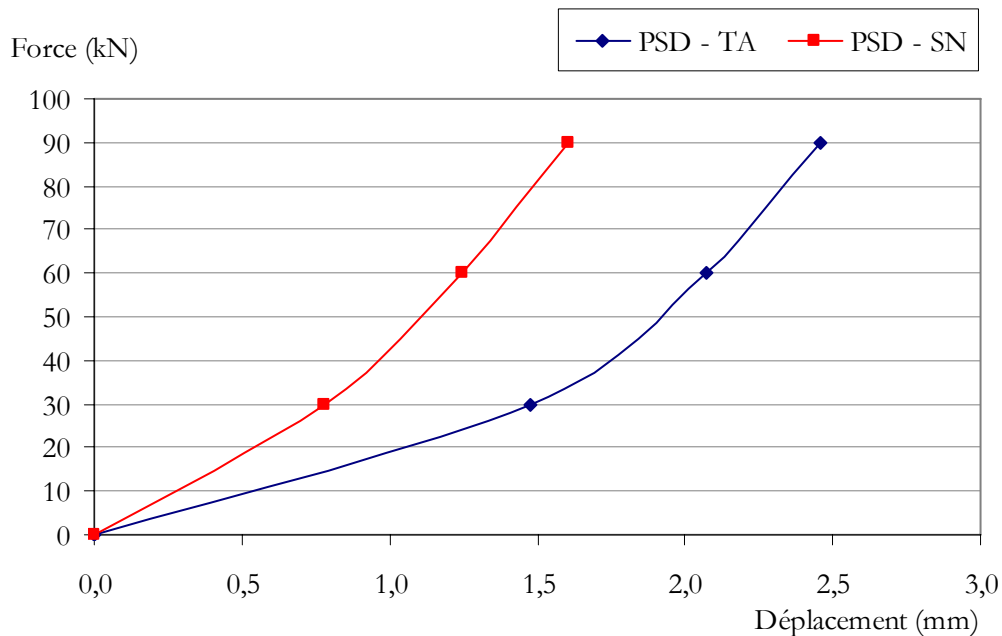


Figure 3-9 - Déplacements moyens de la traverse lors des chargements des deux structures.

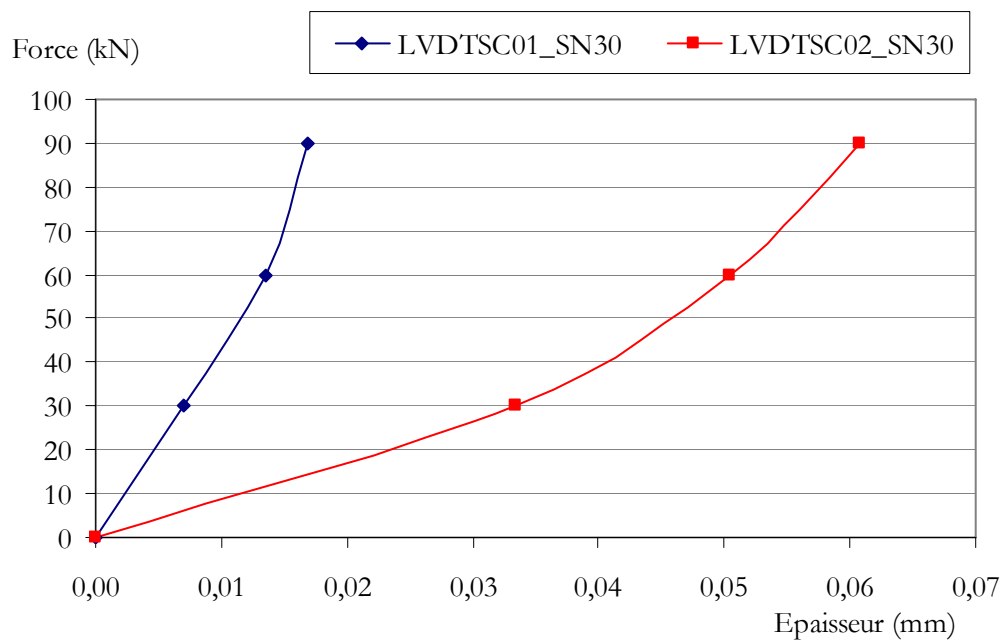


Figure 3-10 - Variations d'épaisseur moyennes de la sous-couche sur les trois cycles de chargement.

Les déplacements verticaux de l'interface remblai – sous-couche sont récapitulés sur la figure 3-11. Les mesures aux points 1 et 2 sont proches de 0,09 mm. Le point 4 étant décalé de 27,5 cm par rapport à l'axe de la traverse, il est cohérent de trouver une valeur un peu plus faible. Les mesures réalisées au point 3, qui est le plus éloigné de la surcharge, valent environ la moitié de celles faites sous la traverse. Les déplacements verticaux de l'interface et donc les variations d'épaisseur du remblai sont du même ordre de grandeur que celles de la sous-couche. A l'inverse des courbes présentées plus haut, l'impact de l'incrément de force 0 - 30 kN sur les déplacements semble plus faible que ceux des deux incréments suivants.

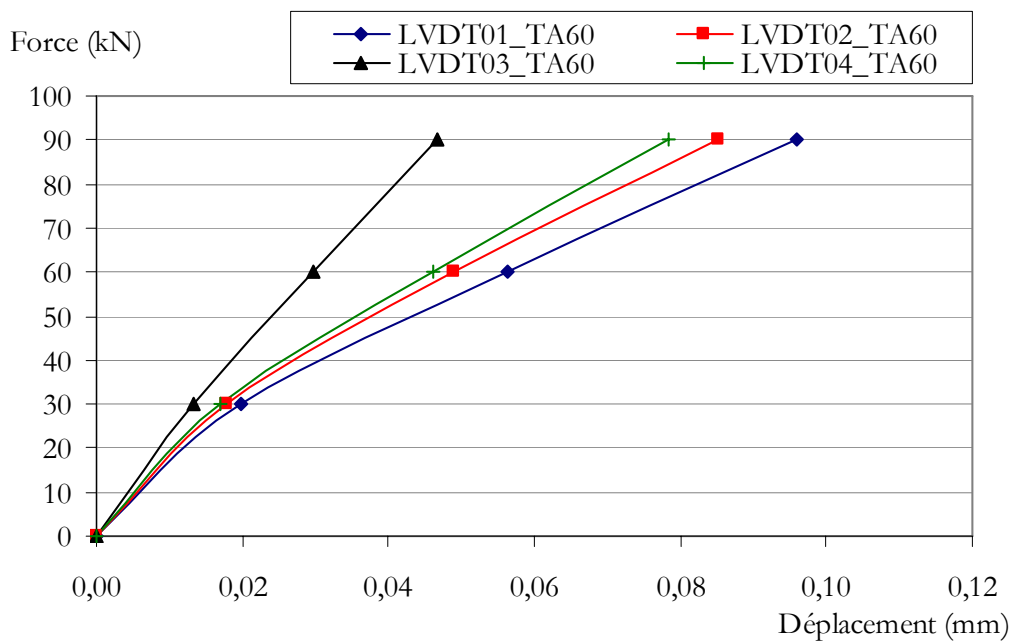


Figure 3-11 - Déplacements verticaux de l'interface remblai – sous-couche de la structure Terre Armée.

La figure 3-12 confronte les déplacements verticaux de l'interface remblai – sous-couche à l'aplomb de la traverse obtenus dans les deux structures. Pour l'incrément 0 - 90 kN, la différence entre les déplacements mesurés dans les deux structures est inférieure à 0,01 mm. Les deux courbes ont la même allure. Le déplacement pour une charge de 90 kN vaut environ 0,1 mm. En terme de déformation verticale, les deux structures répondent de manière identique et l'ordre de grandeur est de 0,003 % de la hauteur.

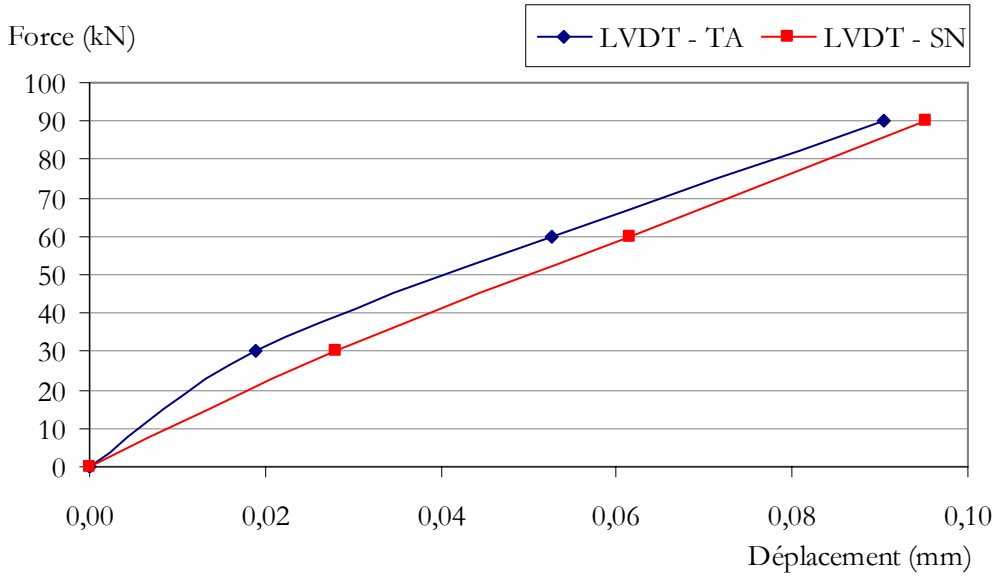


Figure 3-12 - Comparaison des déplacements des interfaces remblai – sous-couche des deux structures.

La Figure 3-13 présente l'évolution des déplacements verticaux avec la profondeur, en supposant que la variation est linéaire dans le matériau de remblai et que la sous-couche se déforme dans les mêmes proportions dans les deux structures. La valeur de 100 % correspond au déplacement vertical moyen de la traverse sur la structure Terre Armée.

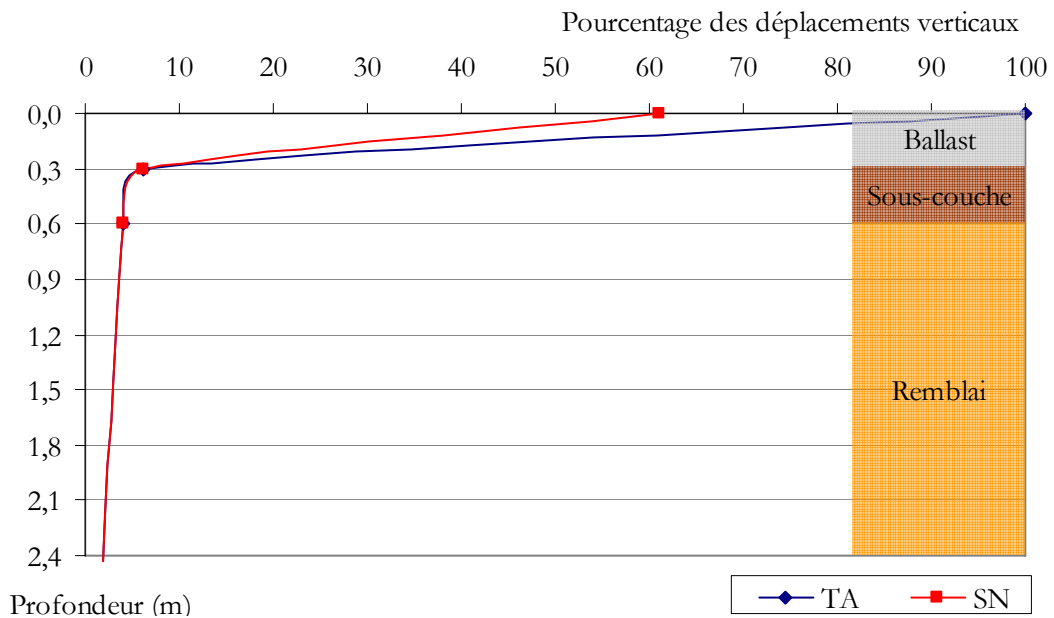


Figure 3-13 - Evolution des déplacements verticaux avec la profondeur.

Le ballast reprend l'essentiel des déplacements verticaux. En tête de sous-couche, ils ne valent que 6 % de ceux mesurés sur la traverse. La variation d'épaisseur de la sous-couche est du

même ordre de grandeur que celle du remblai. Il est manifeste que, sous chargement statique de service, le soutènement en Terre Armée se déforme très peu par rapport à la sous-couche et dans les mêmes proportions qu'un remblai technique.

Le tableau 3-1 récapitule l'ensemble des variations moyennes de contrainte verticale mesurées dans la structure Terre Armée lors des trois cycles de chargement. Les mesures réalisées à l'interface sous-couche – ballast diffèrent sensiblement d'un capteur à l'autre. Il est probable qu'elles soient très influencées par l'hétérogénéité du ballast. De plus, le niveau de contrainte atteint paraît faible, d'autant plus que celui mesuré à 70 cm de profondeur est plus important. Le capteur CP03 se situe probablement en dehors de la zone d'influence du chargement, ce qui explique les valeurs nulles. À noter cependant que le premier palier de chargement a peu d'influence sur les contraintes à 30 cm par rapport aux deux suivants.

Tableau 3-1 - Augmentations moyennes de contrainte verticale dans le sol pour les trois paliers de chargement (kPa).

	CP01_TA30	CP02_TA30	CP03_TA30
0 – 30 kN	3	2	-0,5
0 – 60 kN	12	4,5	-0,5
0 – 90 kN	23	8	-1
	CP01_TA70	CP02_TA70	CP03_TA70
0 – 30 kN	6,5	6,5	3
0 – 60 kN	13,5	15,5	6
0 – 90 kN	21,5	25	9
	CP01_TA145	CP02_TA145	CP03_TA145
0 – 30 kN	2,5	1,5	1,5
0 – 60 kN	4,5	3	3
0 – 90 kN	6,5	5	4
	CP01_TA220	CP02_TA220	
0 – 30 kN	2	1,5	
0 – 60 kN	3,5	3	
0 – 90 kN	5	4,5	

Pour des profondeurs plus importantes, les trois paliers ont un impact comparable et les mesures faites par les capteurs CP01 et CP02 à chaque profondeur sont cohérentes. Les variations de contrainte mesurées par le capteur CP03_TA70 valent environ 40 % de celles mesurées par les CP01_TA70 et CP02_TA70. Le capteur doit se situer à la limite de la zone d'influence. Par contre, à 145 cm de profondeur, la différence entre la moyenne des valeurs enregistrées par CP01 et CP02 et la mesure du CP03 est faible. Les mesures réalisées à 220 cm de profondeur sont concordantes.

Il est communément admis que la diffusion des contraintes dans le ballast est presque verticale. Pour la sous-couche et le matériau de remblai, l'hypothèse de Boussinesq est souvent simplifiée par une diffusion de 1 H pour 2 V. A partir de ces deux hypothèses, les variations de contrainte verticale théoriques sont supérieures aux mesures, d'un facteur 2 à 3 selon les niveaux. Par contre, si les hypothèses de calcul sont un angle de 1 H pour 2 V dans le ballast et un angle de 1 H pour 1 V dans les graves, l'écart entre les mesures et les calculs se situe entre 20 et 50 %.

Le tableau 3-2 montre l'évolution moyenne des contraintes horizontales dans la structure Terre Armée pour les trois cycles de chargement. Les mesures renvoyées par le capteur CPH01_TA220 sont très faibles. Par contre, le capteur CPH01_TA145 renvoie des valeurs négatives, soit à cause d'un dysfonctionnement du capteur, soit parce que les variations sont trop faibles pour être mesurées. N'ayant pas d'éléments pour trancher entre les deux options, les mesures de ce capteur ne sont pas prises en compte ultérieurement.

Tableau 3-2 - Augmentations moyennes de contrainte horizontale dans le sol pour les trois paliers de chargement (kPa).

	CPH01_TA70	CPH01_TA145	CPH01_TA220
0 – 30 kN	3	0	0
0 – 60 kN	5,5	0	0,5
0 – 90 kN	7	0	0,5

Que ce soit à 70 cm ou à 220 cm de profondeur, l'augmentation des contraintes horizontales n'est pas une fonction linéaire du chargement. En effet, à 70 cm, l'incrément de contrainte horizontal provoqué par le premier palier de chargement est équivalent à l'augmentation de contrainte provoquée par les deux paliers suivants. A 220 cm de profondeur, le capteur ne détecte pas de variation au-delà de 60 kN.

Si K est le coefficient de poussée des terres, les R.R.A. indiquent que sa valeur est comprise entre K_a , le coefficient de poussée active, comme borne inférieure et K_0 , le coefficient des terres au repos, comme borne supérieure, avec :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{sol}}{2}\right) \quad (\text{III.1})$$

$$\text{et } K_0 = 1 - \sin(\varphi) \quad (\text{III.2})$$

K a été déduit des mesures pour chaque incrément de chargement à partir des mesures réalisées à 70 cm de profondeur. Les valeurs obtenues décroissent de 0,51 pour l'incrément 0 – 30 kN à 0,32 pour l'incrément 60 – 90 kN. Par contre, K_0 calculé selon la formule III.2, avec 34,5 degrés comme valeur de φ_{sol} (Froumentin et al., 2008), est égal à 0,43. Pour obtenir 0,51, il faudrait prendre un angle de frottement inférieur à 30 degrés, ce qui paraît excessivement bas. Une explication plus plausible est que le compactage a fait augmenter « artificiellement » la valeur de K , possibilité par ailleurs évoquée dans les R.R.A.. Dans la norme (AFNOR, 1998), K_0 a pour valeur $1,6 \times K_0$, ce qui est légèrement supérieur à 0,43.

La surconsolidation amenée par le sol diminuerait dans le temps avec la dissipation des pressions interstitielles. Ce phénomène n'est donc pas à prendre en compte pour des calculs à long terme.

Enfin, il existe une diffusion importante des contraintes horizontales au sein du sol entre le parement et le point de mesure situé à 2,25 m du parement. En effet, une augmentation de 7 kPa de la contrainte horizontale au niveau du parement, équivalente à celle mesurée sous la traverse, impliquerait une augmentation de 15 kN des tractions dans les armatures d'une écaille, soit 3,75 kN par armature, à comparer aux résultats présentés plus loin.

Le tableau 3-3 compare pour les deux structures étudiées, les augmentations de contrainte verticale liées à l'application d'une charge statique de 90 kN. Pour 70 et 145 cm de profondeur, les mesures effectuées dans la Structure Normale confirment celles prises dans la structure Terre Armée, si ce n'est que l'augmentation de contrainte au niveau du capteur CP03_TA70 est plus faible dans la Structure Normale. Par contre, les mesures faites à 30 cm de profondeur dans la Structure Normale sont cohérentes.

Tableau 3-3 - Comparaison dans les deux structures des augmentations de contrainte verticale dans le sol liées à l'application de 90 kN (kPa).

0 - 90 kN	CP01_30	CP02_30	CP03_30	CP01_70	CP02_70
SN	29,21	30,43	1,89	24,86	21,33
TA	22,88	7,95	-0,93	21,49	24,81
0 - 90 kN	CP03_70	CP01_145	CP02_145	CP03_145	
SN	2,41	2,60	5,91	6,79	
TA	9,19	6,71	4,88	4,17	

Les figures 3-14 à 3-16 présentent les variations de traction liées à l'application des 90 kN respectivement dans les lits 1 et 4, 2 et 3.

L'instrumentation ayant été principalement concentrée à proximité de la zone active du soutènement, puisque l'étude des variations de traction maximales à l'aplomb de la traverse devait être menée en centrifugeuse, celles-ci ne figurent pas explicitement sur les courbes. Pour cette raison, ces dernières font partiellement apparaître des zones « en pointillés » pour d compris entre 1,5 et 3,3. Néanmoins, il est possible de dégager certaines tendances.

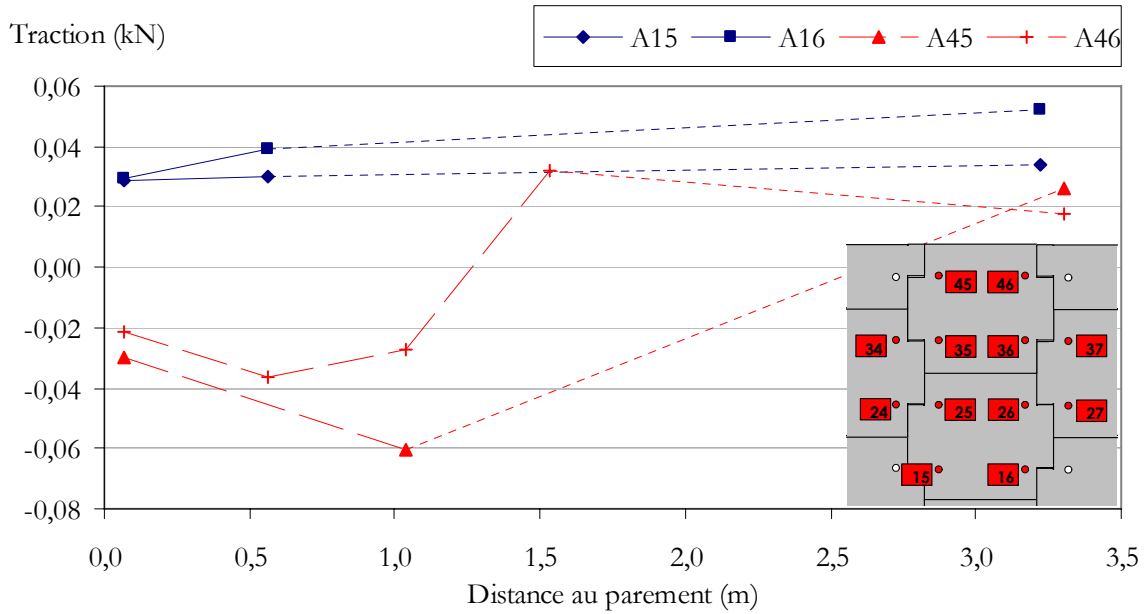


Figure 3-14 - Variations de tractions dans les armatures des lits 1 et 4 provoqués par l'application des 90 kN.

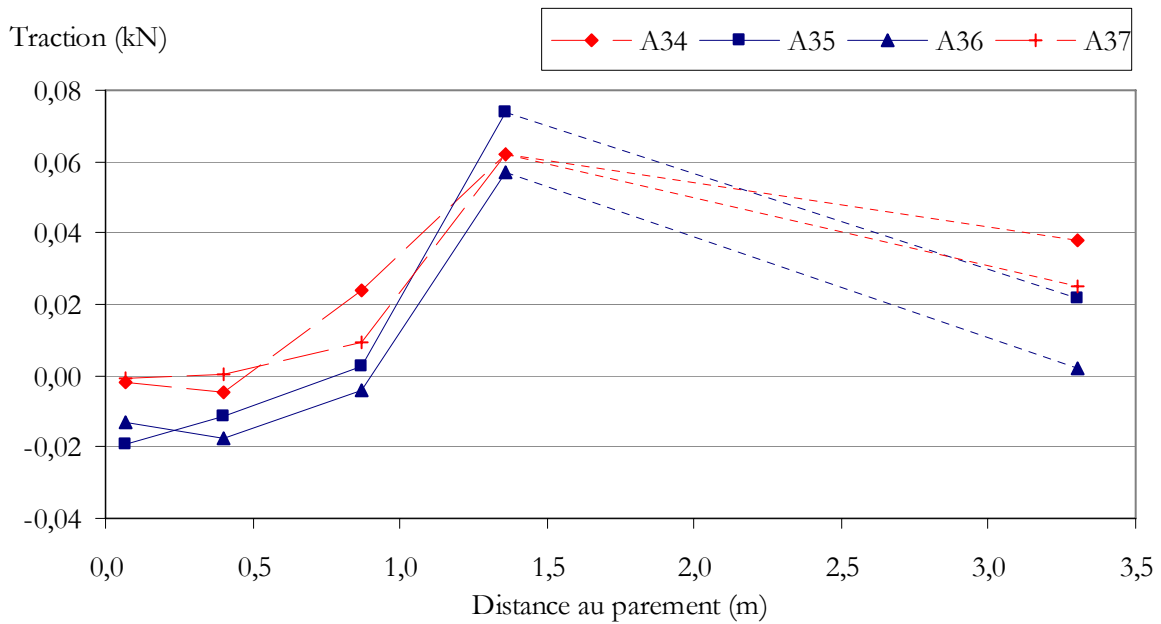


Figure 3-15 - Variations de tractions dans les armatures du lit 2 provoqués par l'application des 90 kN.

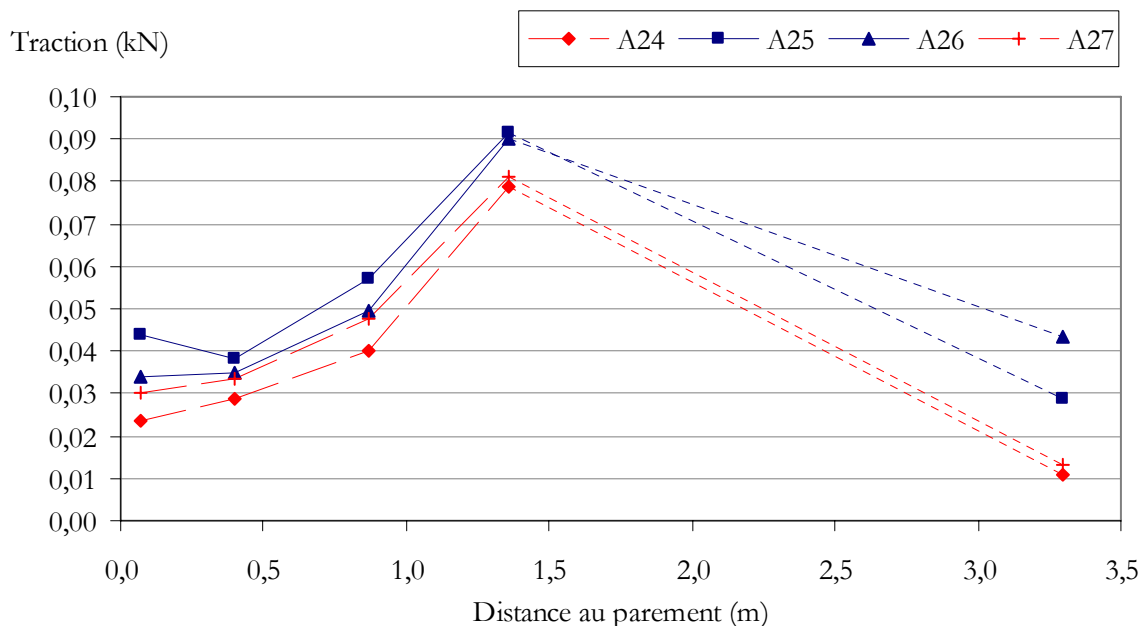


Figure 3-16 – Variations de tractions dans les armatures du lit 3 provoqués par l'application des 90 kN.

Contrairement aux tractions en fin de construction, pour un même lit, les mesures sont proches d'une armature à l'autre. Pour les lits 1 et 2, les variations sont négatives près du parement, ce qui n'est pas le cas pour les lits 3 et 4. La zone où les variations de traction sont positives s'élargit avec la profondeur. Les tractions au niveau du parement sont de l'ordre de quelques décanewtons, ce qui signifie que la poussée sur le parement et donc la contrainte horizontale locale dans le massif sont très faibles.

Le tableau 3-4 donne les variations de traction maximales calculées lors du dimensionnement, c'est-à-dire avec la surcharge de 50 kPa imposée par la SNCF, et ceux obtenus avec une surcharge fixée à 10 kPa. Même dans le deuxième cas, les variations maximales calculées sont bien supérieures aux mesures. La méthode de dimensionnement est sécuritaire dans la configuration des ouvrages ferroviaires, toujours sans prendre en compte les coefficients de sécurité partiels.

Tableau 3-4 - Variations de traction dans les lits d'armatures calculées pour deux valeurs de surcharge (kN).

Variations en kN	Lit 1	Lit 2	Lit 3	Lit 4	Lit 5
Surcharge 50 kPa	3,9	3,8	3,6	3,2	2,6
Surcharge 10 kPa	0,9	1,1	1,3	1,5	1,6

La figure 3-17 montre l'allure des déplacements horizontaux du parement liés à l'application de la charge de 90 kN. Il faut retenir de cette courbe que l'ordre de grandeur des

déplacements est du centième de millimètre et que le maximum des valeurs mesurées n'est pas atteint en tête mais semble correspondre à un bombement du parement dans le tiers supérieur.

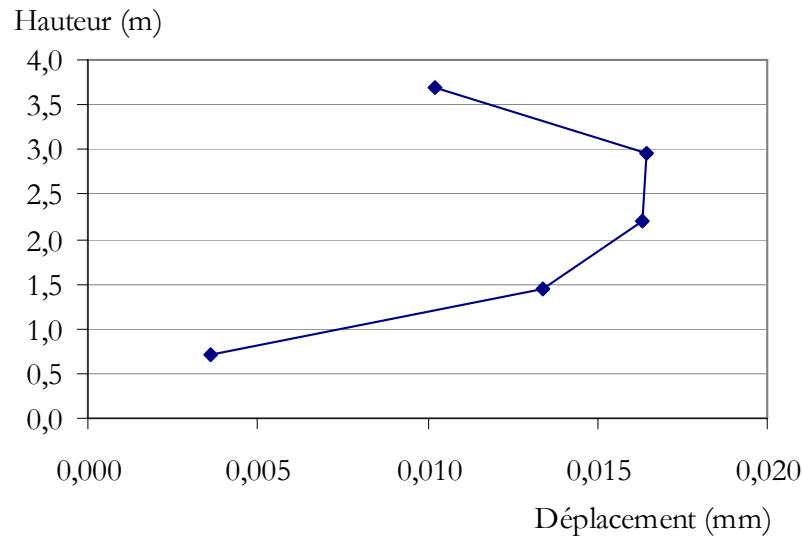


Figure 3-17 - Déplacements horizontaux du parement liés à l'application des 90 kN.

A supposer qu'une armature de 3,5 m soit soumise à une traction de 5 daN, la formule I.6 aboutit à un allongement de l'armature de 0,01 mm. L'ordre de grandeur des déplacements du parement est donc cohérent avec les tractions mesurées dans les armatures.

Le chargement statique de 90 kN ne met en évidence aucun phénomène incompatible avec une utilisation d'un remblai en Terre Armée sous une voie ferrée. La méthode de dimensionnement actuelle surestime les augmentations de traction dans les armatures. Les déplacements du parement sont négligeables et les déformations verticales de l'ouvrage sont comparables à celle d'un remblai technique.

3.2. Chargements multicharges

Le paragraphe précédent illustre la réponse de l'ouvrage à un niveau de charge de service et donne une référence statique pour la comparaison avec les résultats des essais dynamiques. Les chargements dont il est question dans ce paragraphe ont pour objectifs d'amener des déformations de l'ouvrage plus importantes pour mieux en appréhender le fonctionnement. Le chargement cyclique quasi-statique est divisé en neuf étapes relatives à neuf niveaux de chargement. Chaque étape est composée d'une première phase monotone et d'une deuxième

phase, cyclique (cf Chapitre 2). Le chargement monotone de la phase « n » influence potentiellement le chargement cyclique de la même phase, qui lui-même peut influencer la partie monotone de la phase « n+1 », par exemple en terme de déformation plastique de l'ouvrage. Les deux aspects ne peuvent donc pas être traités séparément. La figure 3-18 récapitule les déplacements maximaux de l'interface mesurés par le capteur LVDT01_TA60, pour chaque niveau de surcharge, lors du chargement monotone et du dernier cycle. A partir d'un certain niveau de chargement, les cycles ont une influence nette sur le déplacement maximal, qui modifie le comportement de l'ouvrage lors du chargement monotone suivant.

C'est donc au travers des deux principales grandeurs observées, à savoir les déplacements et les tractions dans les armatures, que sont présentées les mesures réalisées lors de cette partie du programme expérimental.

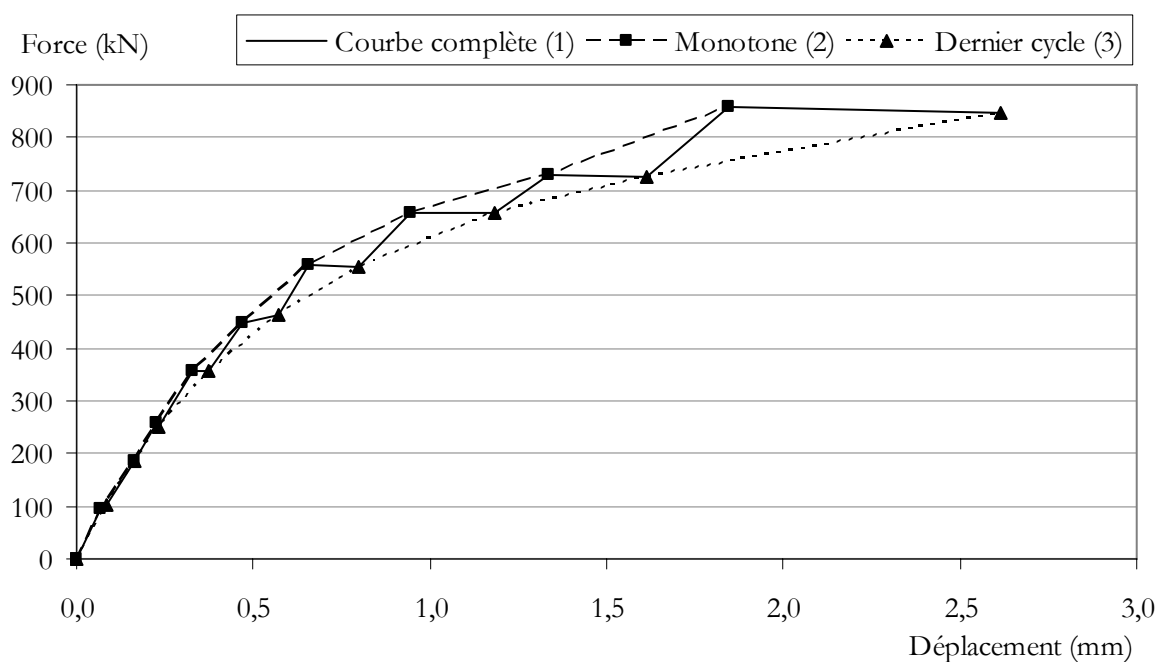


Figure 3-18 - Mesures du déplacement par le capteur LVDT01_TA60.

3.2.1. Déplacements verticaux

Comme pour le chargement « 3 paliers », les résultats sont donnés en partant du haut de la structure. Les différences entre les mesures faites par les trois capteurs PSD sont faibles au regard du déplacement moyen. Elles sont probablement liées à un fléchissement de la plaque de répartition. La figure 3-19 présente les déplacements verticaux moyens de la plaque à la fin de chaque phase monotone. Cette courbe est équivalente à la courbe (2) de la figure 3-18 pour les

PSD. Pour 90 kN, le déplacement de la plaque est sensiblement le même que celui de la traverse, à savoir 2 mm environ. Il correspond probablement à la mise en place de la plaque dans le ballast. Jusqu'à 350 kN, le déplacement vertical augmente moins fortement. Pour les deux structures, au-delà de 350 kN, la pente de la courbe diminue, de manière plus marquée dans le cas de la structure SN. Pour 850 kN, le déplacement moyen de la plaque de répartition vaut 8,3 mm sur la structure TA et 12,2 mm pour SN.

L'analyse des données permet d'obtenir les valeurs crête à crête des déplacements de la plaque de répartition lors des cycles, où la charge minimale est de 10 % de la charge maximale. Pour les deux structures, les évolutions et l'ordre de grandeur des déplacements sont comparables. Pour la structure Terre Armée (TA), ces valeurs représentent environ la moitié des déplacements présentés sur la figure 3-19 avec un maximum d'environ 3 mm pour 750 kN. Par contre, pour la Structure Normale (SN), les valeurs crête à crête des déplacements augmentent plus rapidement et atteignent un maximum, dès 550 kN, aux environs de 3,2 mm.

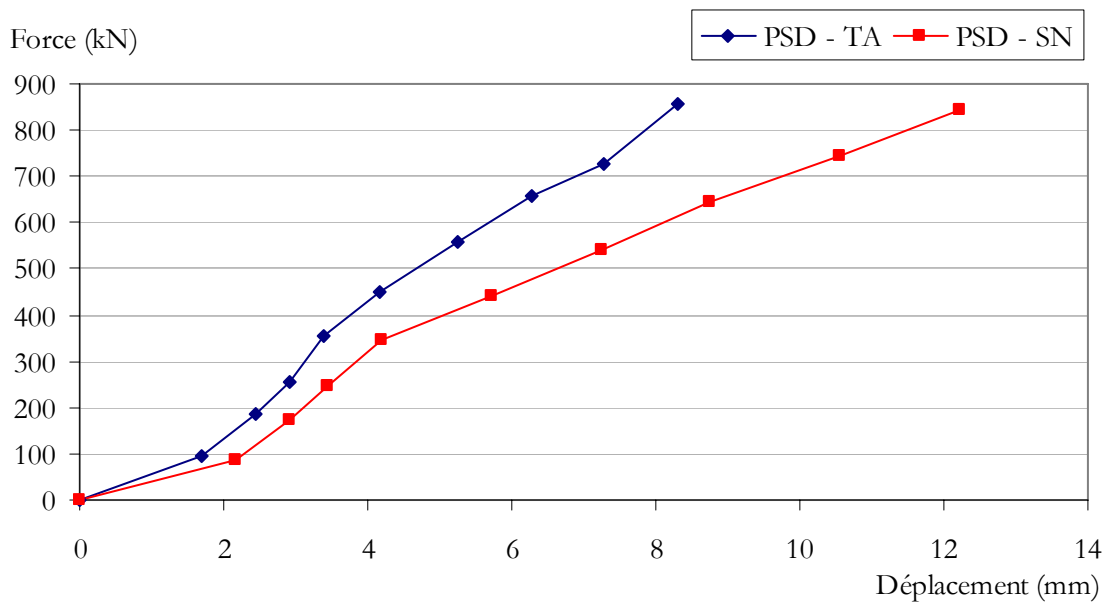


Figure 3-19 - Déplacement vertical de la plaque de répartition sur les deux structures.

La figure 3-20 confronte les déplacements permanents moyens des plaques de répartition après chaque phase cyclique. Les deux courbes ont une allure logarithmique. Les déplacements ne dépassent pas quelques dixièmes de millimètre jusqu'à 250 kN, pour la Structure Normale (SN) et jusqu'à 450 kN pour la structure Terre Armée (TA). Ensuite, les évolutions sont plus rapides. A 850 kN, ils représentent environ 45 % des déplacements maximaux présentés sur la figure 3-19, alors qu'ils sont presque négligeables pour les charges de service.

La figure 3-21 présente l'évolution du déplacement vertical maximal de la plaque de répartition au centième cycle pour les deux structures. Dans les deux cas, jusqu'à 250 kN, l'augmentation du déplacement maximal est très faible. La valeur obtenue pour la Structure Normale à 350 kN est difficilement explicable. Au-delà, pour cette structure, l'évolution devient significative et atteint 1,4 mm pour 750 kN. En ce qui concerne la structure Terre Armée, l'évolution est plus lente jusqu'à 0,9 mm pour 850 kN.

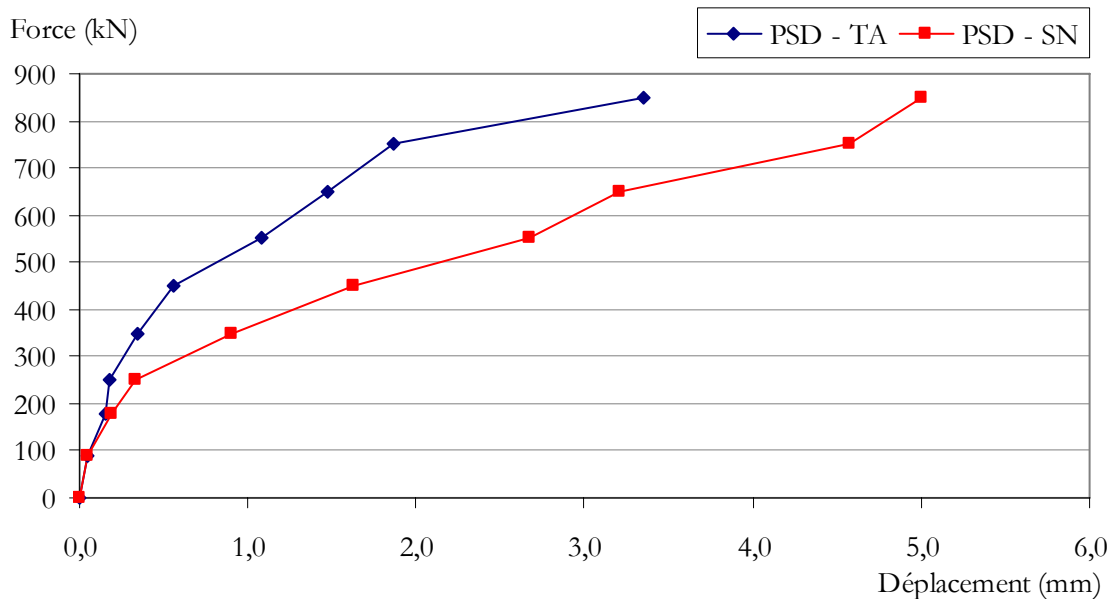


Figure 3-20 - Déplacement permanent de la plaque de répartition mesuré après déchargements pour les deux structures.

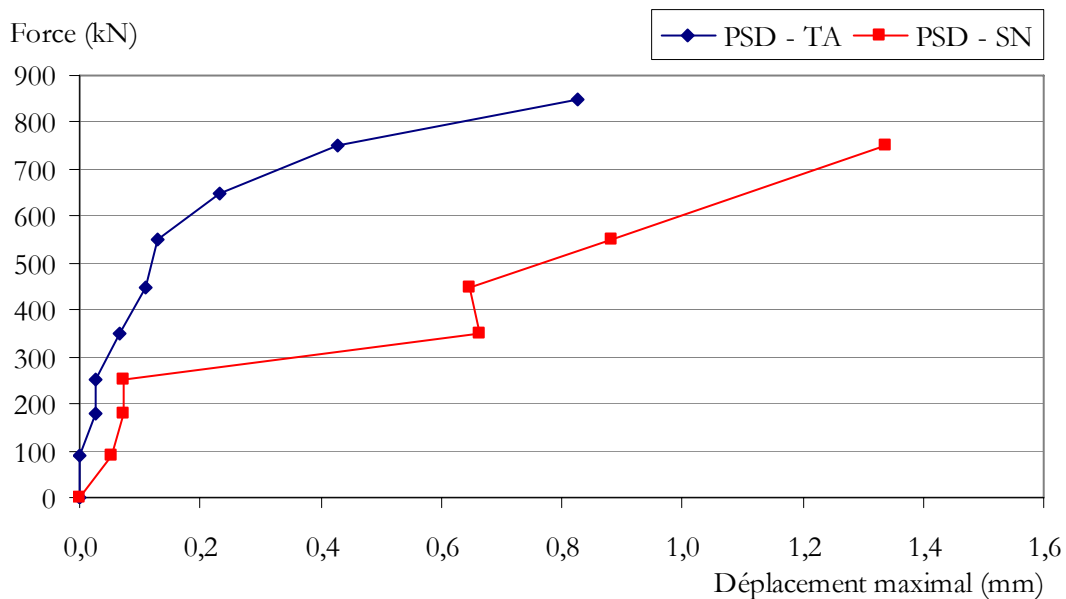


Figure 3-21 - Evolution du déplacement maximal de la plaque de répartition au bout de 100 cycles pour les deux structures.

Les variations d'épaisseur maximales de la sous-couche mesurées par les capteurs LVDT sont inférieures à 0,02 mm. Même si ces mesures semblent très faibles, il n'y a pas *a priori* de raison objective de les écarter.

La figure 3-22 illustre les déplacements verticaux de l'interface remblai – sous-couche mesurés par les quatre capteurs LVDT pendant chaque phase monotone. Les capteurs 1 et 4 renvoient des valeurs très proches, ce qui est cohérent étant donné qu'ils sont tous les deux localisés sous la plaque de répartition et du côté du parement. Le capteur 3, qui est écarté de 75 cm du capteur 1, donne des déplacements significativement plus faibles, de 30 % à 850 kN. Le capteur 2 donne aussi des résultats plus faibles que ceux fournis par les capteurs 1 et 4. Il semble donc qu'il y ait un léger basculement de l'interface remblai – sous-couche vers le parement. Dans le cas de la Structure Normale, un même phénomène est observé, à savoir un basculement vers la pente du remblai. Plus généralement, l'allure des courbes est logarithmique. La première partie de la courbe est presque linéaire jusqu'à 450 kN, avec un déplacement maximal d'environ 0,5 mm. Dans un deuxième temps, les déplacements augmentent plus rapidement, jusqu'à 1,9 mm pour 850 kN.

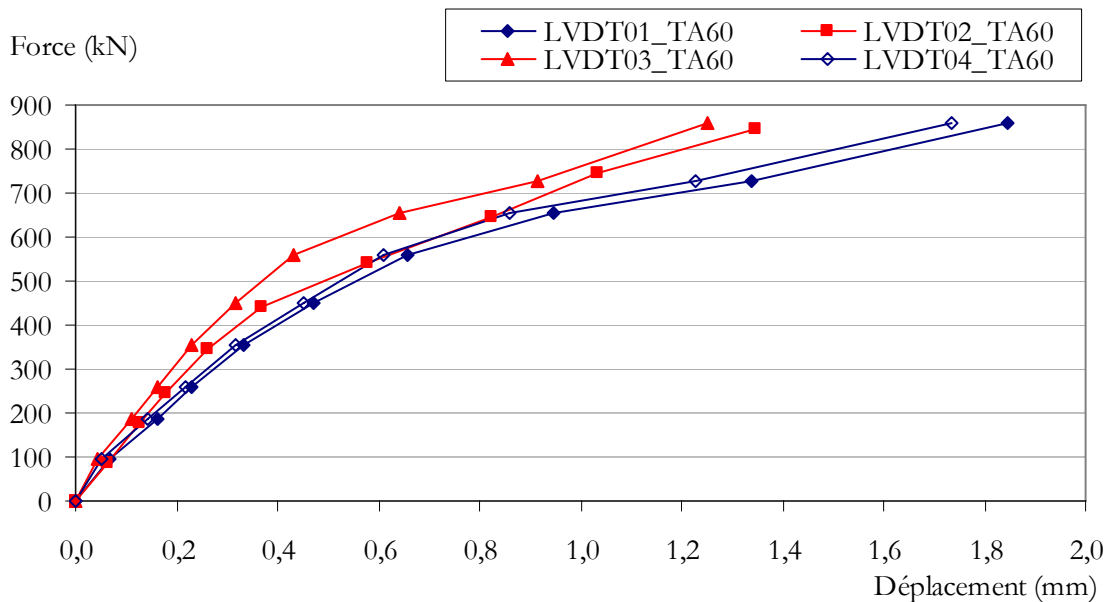


Figure 3-22 - Déplacement vertical de l'interface remblai – sous-couche de la structure Terre Armée.

La figure 3-23 compare les déplacements verticaux sous la traverse obtenus en faisant la moyenne des mesures des capteurs 1 et 2. Jusqu'à 450 kN, les deux courbes sont presque identiques. Les déplacements valent alors 0,4 mm. Ensuite, les pentes des deux courbes

diminuent, plus fortement pour la structure Terre Armée (TA). A 850 kN, les déplacements valent 1,6 mm pour la structure Terre Armée et environ 1,25 mm pour la Structure Normale (SN). Les valeurs crête à crête des déplacements mesurés lors des cycles augmentent linéairement avec la charge pour les deux structures. Ils atteignent 0,5 mm à 850 kN, ce qui représente à peu près le tiers des déplacements globaux.

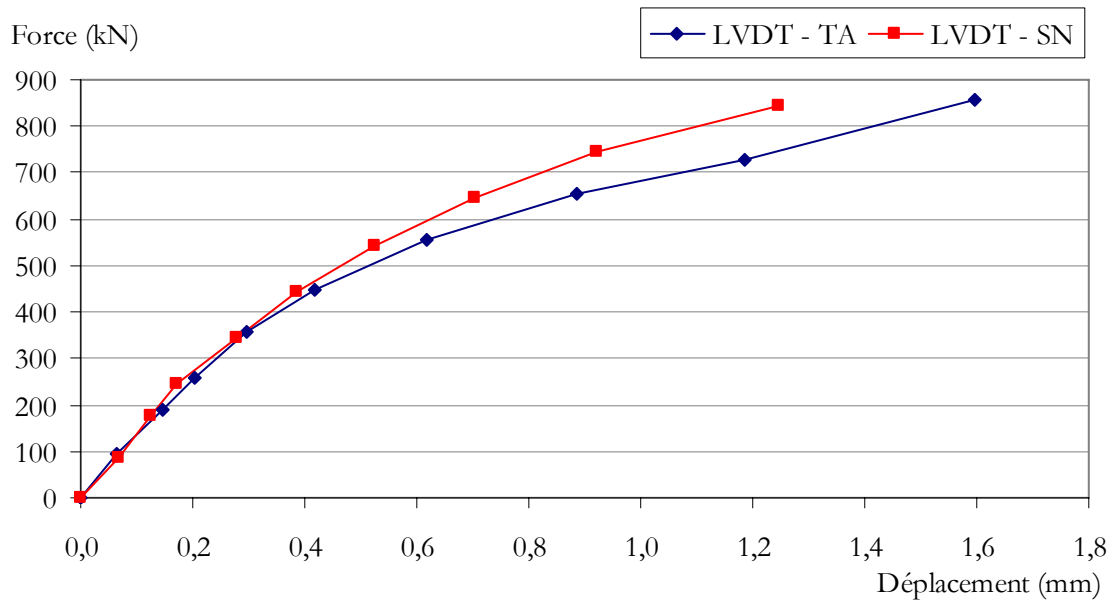


Figure 3-23 - Déplacement vertical de l'interface remblai – sous-couche des deux structures.

Les déplacements permanents mesurés après les cycles sont inférieurs à 0,1 mm pour les deux structures jusqu'à 450 kN, puis augmentent sensiblement avec la charge (Figure 3-24). Là encore, les courbes ont une allure logarithmique. A 850 kN, le déplacement de la Structure Normale est de 0,7 mm. Pour la structure Terre Armée, il est équivalent au déplacement sous chargement monotone de 850 kN, à savoir environ 1,4 mm.

Enfin, l'évolution des déplacements maximaux au bout de 100 cycles est faible jusqu'à 450 kN pour les deux structures, la figure 3-25 illustrant le cas de la structure Terre Armée. Elles restent inférieures à 0,05 mm et un palier est atteint. Ensuite, l'influence des cycles sur le déplacement maximal devient significative. En effet, lors des 100 premiers cycles à 850 kN, le déplacement maximal de l'interface de la structure Terre Armée augmente de 0,35 mm. De plus, le palier n'est pas encore atteint.

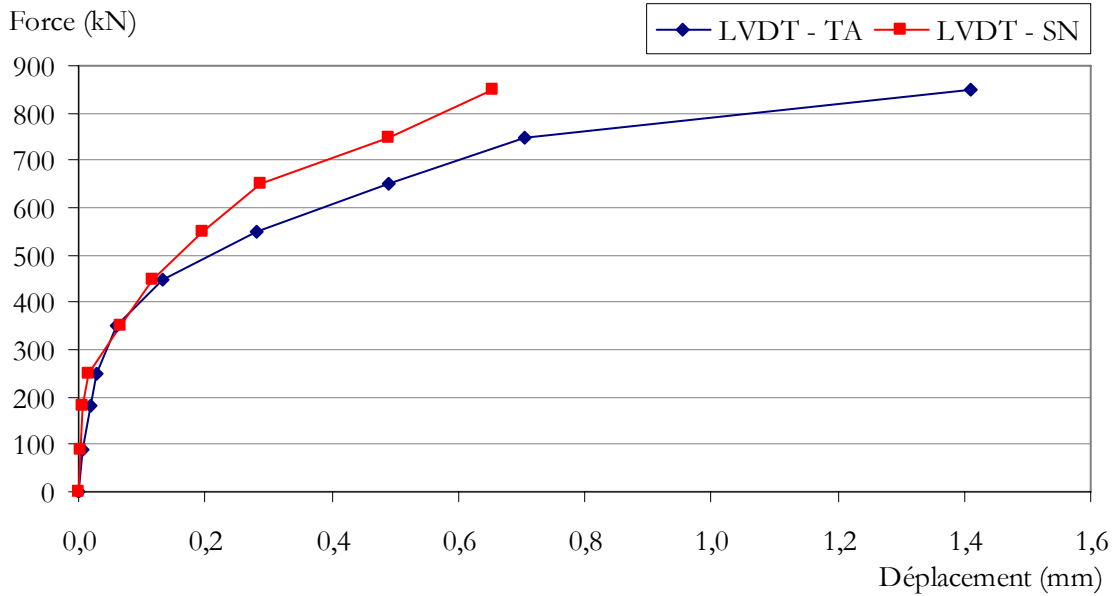


Figure 3-24 - Déplacement vertical permanent de l'interface sous la traverse pour les deux structures.

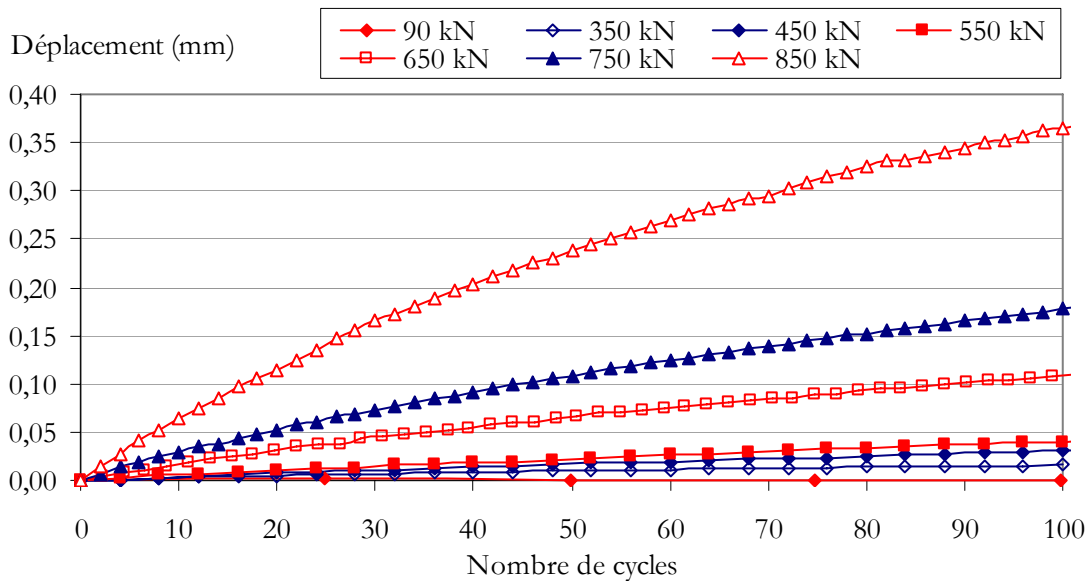


Figure 3-25 - Evolution du déplacement maximal mesuré par le capteur LVDT01_TA60 lors des cycles.

Plus généralement, pour les deux structures, à des niveaux de charge de service, les déplacements de l'interface remblai – sous-couche valent au maximum 0,5 mm. Les cycles ont très peu d'influence et, après l'essai, les déplacements permanents sont presque nuls. Au-delà de 450 kN, des déplacements permanents apparaissent et les cycles ont une influence sur le déplacement maximal.

Comme pour le chargement à 90 kN, la figure 3-26 présente l'évolution des déplacements verticaux avec la profondeur en prenant comme référence le déplacement de la traverse des deux structures lors du chargement monotone. Dans le cas de la structure Terre Armée, plus de 80 % des déplacements sont localisés dans la structure d'assise.

Enfin, pour 850 kN, la déformation verticale de l'ouvrage est de 0,04 % de sa hauteur. Bien que les géométries de l'ouvrage et de la surcharge soient différentes, soumis à une surcharge de 810 kN, l'ouvrage de Bourron Marlotte s'est déformé verticalement de 0,05 %. Cette similitude est cependant à nuancer car la charge de 810 kN peut être considérée comme une charge de service pour l'ouvrage de Bourron Marlotte, dimensionné pour une surcharge plus importante.

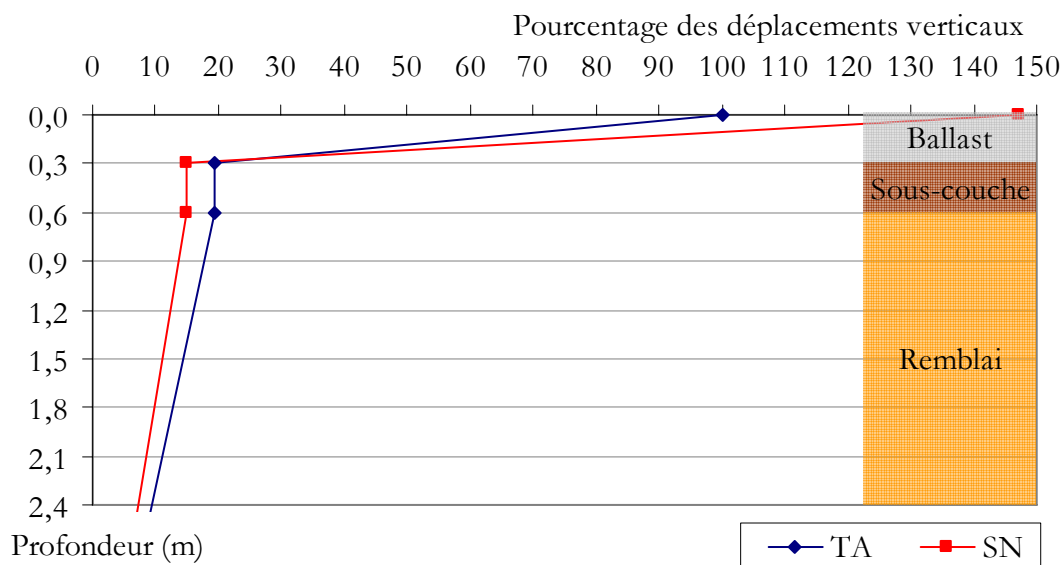


Figure 3-26 - Evolution des déplacements verticaux avec la profondeur.

3.2.2. Contraintes dans le sol et tractions dans les armatures

S'agissant de la contrainte verticale dans le sol, le tableau 3-5 récapitule, à l'étape de 850 kN et pour chaque profondeur : la mesure lors du chargement monotone, la contrainte résiduelle après les essais, la valeur crête à crête lors des cycles de chargement et l'évolution des contraintes maximales entre le 1^{er} et le 100^{ème} cycle. Les difficultés sont les mêmes que pour les mesures lors du chargement 3 paliers, à savoir une grande hétérogénéité des résultats à une même profondeur et des variations de contraintes plus faibles à 145 cm qu'à 220 cm.

Tableau 3-5 - Récapitulatif des variations de contrainte verticale (kPa) mesurées en fonction de la profondeur (cm).

	30 cm	70 cm	145 cm	220 cm
Monotone	150	290	50	60
Résiduelle	0	10	-10	0
Crête à crête	120	200	50	70
Evolution du max	0	20	-5	0

Les mesures montrent que les contraintes évoluent dans des proportions significatives lors des sollicitations monotone et cyclique. De plus, il n'y a pas de contrainte résiduelle dans l'ouvrage liée à l'application du chargement et les contraintes maximales lors du chargement cyclique ne sont que très peu influencées par le nombre de cycles.

En ce qui concerne les contraintes horizontales, il semble que le capteur situé à 145 cm de profondeur ait rencontré des difficultés pour mesurer l'évolution des pressions totales. Le capteur positionné à 220 cm a apparemment pu fonctionner normalement mais n'a rien mesuré de significatif. A 70 cm, les mesures montrent une augmentation de la contrainte horizontale de l'ordre de 30 kPa sous la charge de 850 kN. La contrainte résiduelle est d'environ le tiers de celle mesurée lors du chargement. De plus, au bout de 100 cycles, la contrainte maximale a augmenté de 5 kPa, ce qui représente environ 17 % de la variation de contrainte totale. A partir de 550 kPa, les résultats montrent que le chargement induit des variations de contrainte horizontale dont une partie demeure après la sollicitation. En conséquence, à 70 cm de profondeur et pour un chargement de 850 kN, K vaut localement 0,1.

La figure 3-27 présente les variations de traction dans le lit 3 provoquées par l'application de la charge de 850 kN. L'armature 26 est moins sollicitée que les trois autres armatures. Cette différence peut s'expliquer par le fait qu'elle a été extraite avant le chargement statique à 850 kN. Bien que l'armature ait été reconnectée, le système d'attache n'est pas dans les faits identique au dispositif d'origine et l'armature n'a probablement pas été remise complètement en traction. Il y a globalement une bonne concordance entre les armatures du même lit. Pour le lit 2, les variations de traction dans les armatures 35 et 36 sont identiques. Là encore, puisque l'augmentation maximale ne figure pas explicitement, les courbes sont partiellement en pointillés.

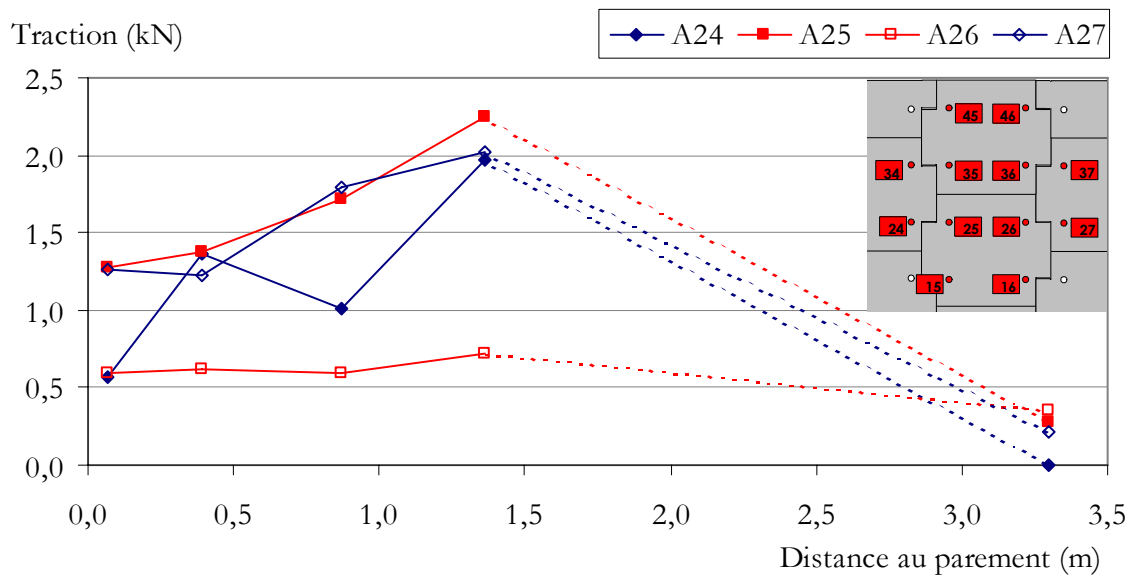


Figure 3-27 - Variations de traction dans les armatures du lit 3 liés à l'application de 850 kN.

La figure 3-28 regroupe les variations de traction dans quatre armatures appartenant aux quatre lits instrumentés. Encore une fois, les jauges de déformation ont été disposées près du parement pour suivre l'évolution des tractions dans la zone active du soutènement.

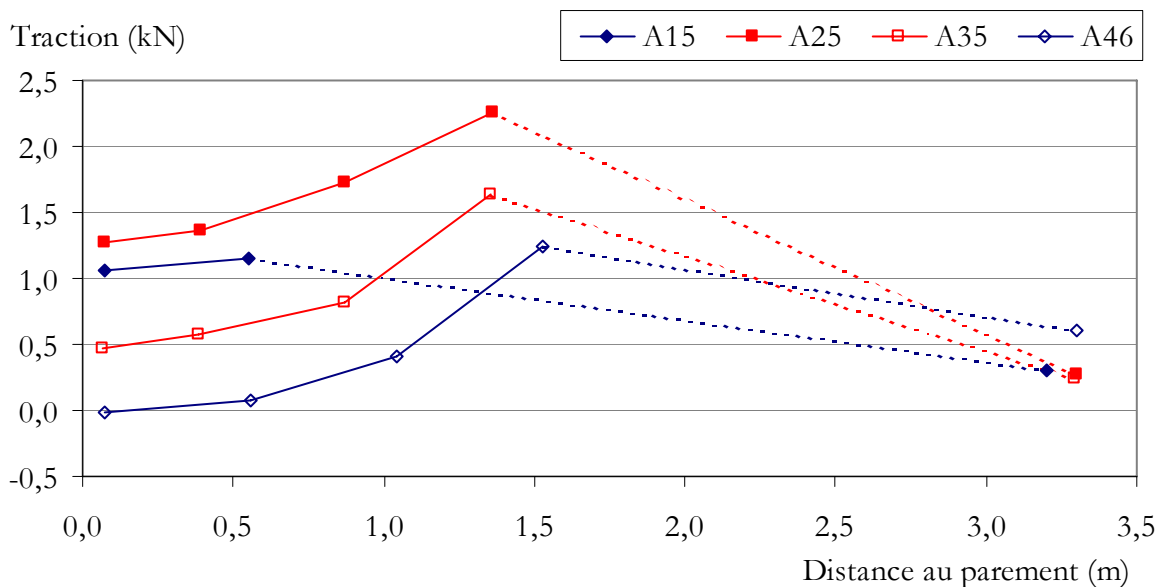


Figure 3-28 - Variations de traction dans les armatures des différents lits liés à l'application de 850 kN.

Néanmoins, les mesures donnent des indications concernant la zone d'influence du chargement. Il est clair, que pour le lit 1, les variations de traction sont très faibles dans le premier mètre d'armature. Il est aussi peu probable que l'augmentation maximale se situe à l'aplomb du

milieu de la charge. Pour les lits 2, 3 et 4, les tractions supplémentaires mobilisées dans le premier mètre de l'armature sont croissantes avec la profondeur.

Il est intéressant de constater que, pour des niveaux de charges de service (450 kN), ce premier mètre d'armatures n'est que très peu mis en traction (Figure 3-29). L'armature 46 apparaît même en compression dans cette zone.

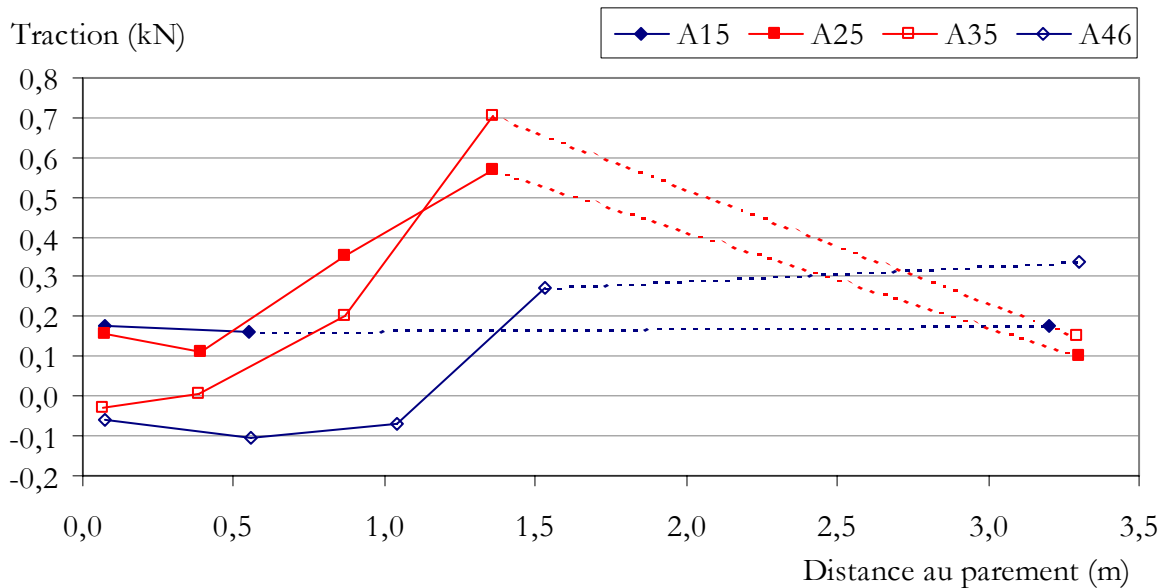


Figure 3-29 - Variations de traction dans les armatures des différents lits liés à l'application de 450 kN.

Pour 850 kN, l'ordre de grandeur des variations de traction est de quelques kilonewtons, avec une augmentation maximale probable entre 3 et 4 kN. La figure 3-30 illustre l'évolution des tractions en trois points de l'armature 27, distant du parement respectivement de 39 cm, 135 cm et 329 cm.

Pour l'ensemble des points n°5 (JDC05), l'augmentation des tractions est presque linéaire avec la surcharge et reste faible, même à 850 kN. Par contre, au point 4, la mobilisation commence dès 90 kN et s'accélère au-delà des charges de service. Au niveau du parement, illustré ici par le point 2, les variations de traction sont faibles pour les charges de service mais deviennent significatives pour des surcharges plus importantes.

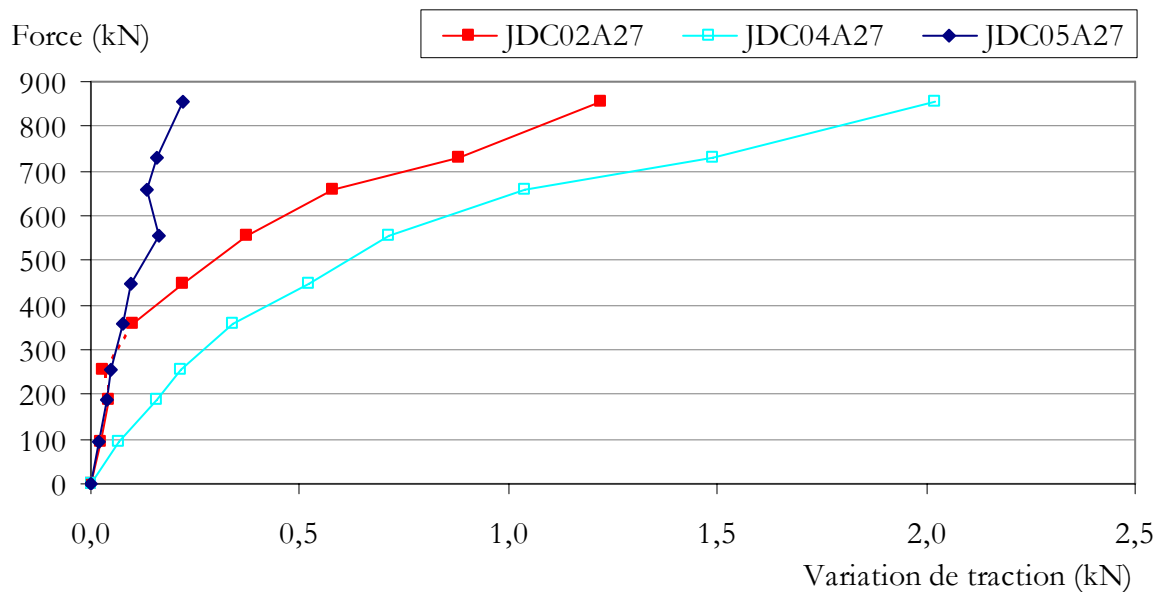


Figure 3-30 - Variations de traction dans l'armature 27 en fonction de la surcharge.

La figure 3-31 présente les variations des tractions mesurées dans l'armature 35 liée à l'application de différentes surcharges. Là encore, l'évolution de la traction dépend fortement de la distance au parement. Pour le point de mesure distant de 1,4 m du parement, l'augmentation est presque linéaire avec le niveau de surcharge.

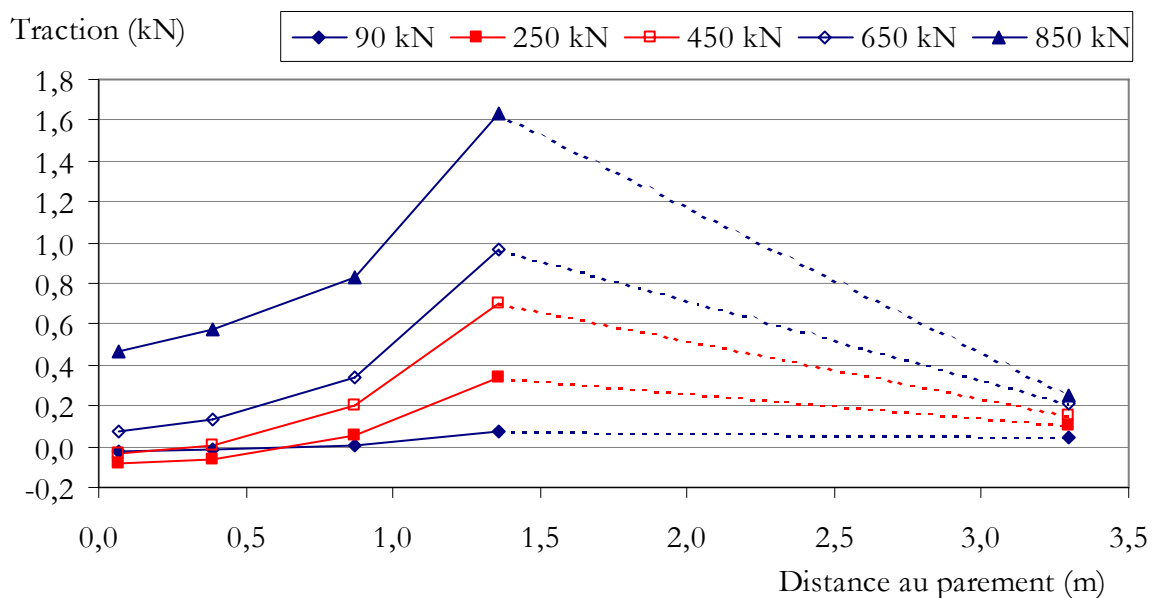


Figure 3-31 - Augmentation des tractions dans l'armature 35 pour plusieurs niveaux de surcharge.

La figure 3-32 illustre les augmentations de traction pour une surcharge de 850 kN calculés avec la formule I.5. Etant la seule à tenir compte de la diffusion, elle est *a priori* la plus plausible. En effet, un calcul selon la méthode de justification actuelle donne des augmentations de traction maximales de 30 kN pour le lit 1 et de 43 kN pour le lit 4.

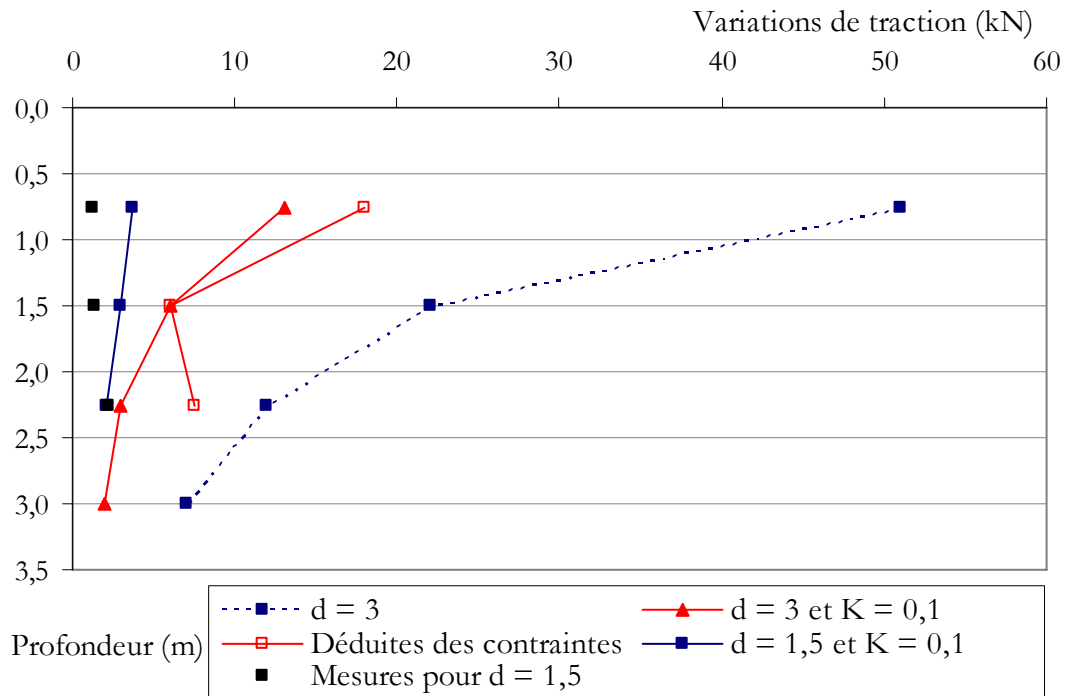


Figure 3-32 - Variations de traction calculées selon la formule proposée par Bastick (1985a).

D'après la formule proposée par Bastick (1985a), l'augmentation maximale est obtenue à l'aplomb du milieu de la surcharge. La première série de résultats correspond donc à $d = 3$, avec d la distance au parement. Là encore, les variations de traction dans les trois premiers lits sont très surévaluées. Par contre, si au lieu de calculer K avec la formule proposée dans la norme, la valeur de 0,1 est adoptée, ce qui revient à prendre en compte les mesures de contraintes présentées dans le tableau 3-5, l'ordre de grandeur des augmentations maximales devient raisonnable. La figure montre que cette valeur de 0,1 est plus adaptée pour les deux premiers lits mais donne des valeurs un peu faibles pour les lits suivants. Les tractions calculées directement à partir des variations de contrainte verticale mesurées et en prenant 0,1 comme valeur de K ne sont pas non plus pleinement satisfaisantes (Figure 3-32).

Les mesures réalisées pour $d = 1,5$ sont comparées aux augmentations calculées pour $K = 0,1$. Le constat reste identique, les valeurs calculées sont plus importantes que les mesures pour

les lits 1 et 2. Enfin, les variations de traction ont été calculées à l'aide des mesures de contrainte verticale, toujours avec K égal à 0,1, selon la formule suivante :

$$\Delta T = K \times \Delta \sigma_v \times d_{arm} \times h_{arm} \quad (\text{III.1})$$

Avec les différentes formules usuelles, les variations de traction sont logiquement proportionnelles à la surcharge appliquée. Comme les mesures ont montré que ce n'était pas le cas ici, il n'a pas été jugé utile de refaire les calculs pour une surcharge de 90 kN. Les résultats seraient encore plus éloignés des mesures. Cet écart important entre les calculs et les mesures provient peut-être du fait que la surcharge n'est pas entièrement située à l'aplomb des armatures, ce qui était le cas pour l'ouvrage de Fremersdorf.

Pour ce cas particulier, les outils disponibles à ce jour ne permettent pas de calculer les augmentations de traction, ni de les positionner. Certes, les variations calculées sont supérieures aux mesures, ce qui place du côté de la sécurité. Par contre, la longueur d'adhérence n'est pas ajustée en fonction de leur position, ce qui pourrait s'avérer dangereux pour des surcharges importantes.

La figure 3-33 montre les valeurs crête à crête des tractions dans les armatures de différents lits. Ces résultats confirment ceux présentés sur la figure 3-28, à savoir qu'en partie supérieure de l'ouvrage, les armatures sont essentiellement sollicitées en traction à l'aplomb de la surcharge et que la sollicitation s'élargit et se rapproche du parement avec la profondeur. Pour les armatures 15 et 46, la valeur crête à crête ne représente qu'une faible proportion de la valeur mesurée en rythme monotone. Par contre, concernant les armatures 35 et 25, la valeur crête à crête dépasse 75 % de l'augmentation enregistrée sous chargement monotone.

La figure 3-34 renvoie aux valeurs crête à crête des tractions dans les armatures du lit 3. Encore une fois, l'armature 26 ayant été extraite, il est probable que son comportement en ait été modifié. Les résultats concernant les armatures 24 et 27 sont très proches. Ces deux armatures sont situées à la même distance de la plaque de répartition. L'armature 25 est plus proche du chargement et elle appartient à une écaille située au centre du parement. Les valeurs crête à crête pour cette armature sont 50 % plus élevées que celles des armatures 24 et 27. Ces résultats sont cohérents avec ceux présentés sur la figure 3-35 qui concernent les augmentations de traction permanentes dans les mêmes armatures liées à l'application du programme de chargement. Celles-ci sont plus importantes dans les armatures les plus éloignées de la plaque de répartition. Elles valent globalement 0,7 kN pour les armatures 24 et 27 et 0,2 kN pour l'armature 25. De plus,

l'armature 26 qui a été déconnectée du parement lors de l'essai d'extraction réintègre une partie des tractions perdues lors de cette opération. Il y a donc eu une redistribution des tractions permanentes.

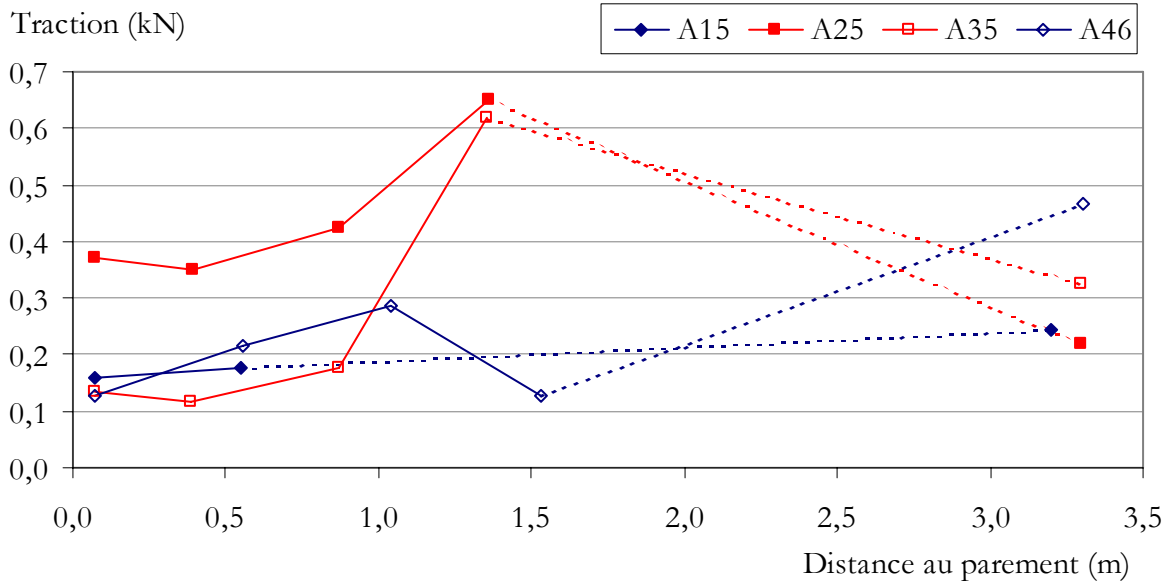


Figure 3-33 - Valeurs crête à crête des tractions dans les armatures des différents lits lors des cycles à 850 kN.

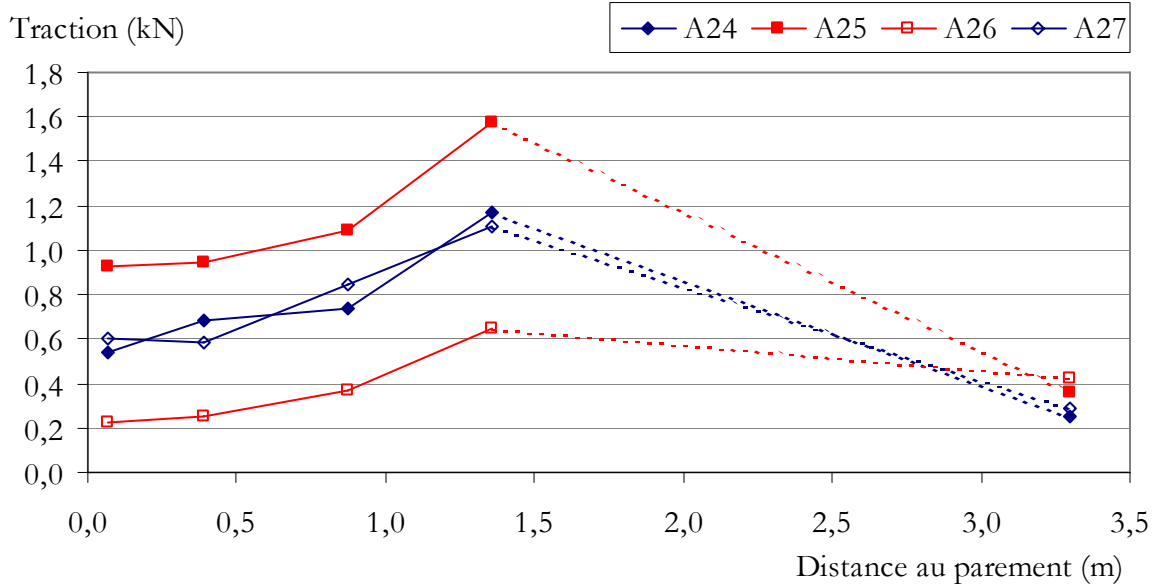


Figure 3-34 - Valeurs crête à crête des tractions dans les armatures du lit 3 lors des cycles à 850 kN.

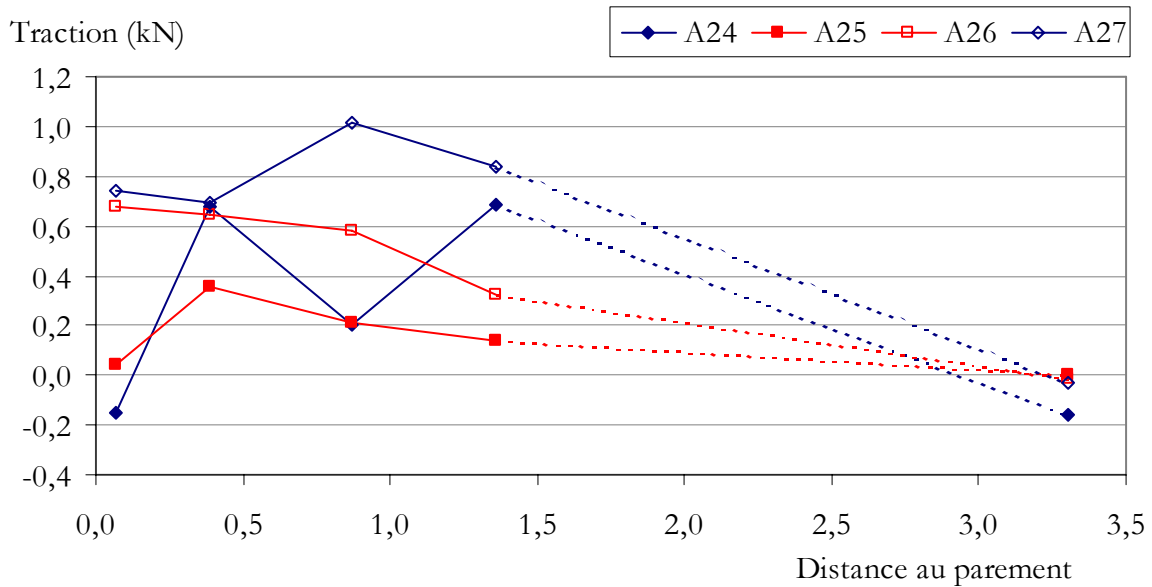


Figure 3-35 - Variations de traction permanentes dans les armatures du lit 3.

La figure 3-36 montre les variations de traction permanentes après l'application du chargement statique pour des armatures des différents lits instrumentés. L'allure des courbes ne correspond pas à celle des courbes de la figure 3-33. Ici, pour les lits 2 à 4, les maxima sont proches du parement et les valeurs décroissent en s'éloignant du parement. Il semblerait que le chargement statique ait emprisonné des tractions dans les armatures au niveau de la zone active et de manière plus prononcée pour les lits les plus en profondeur.

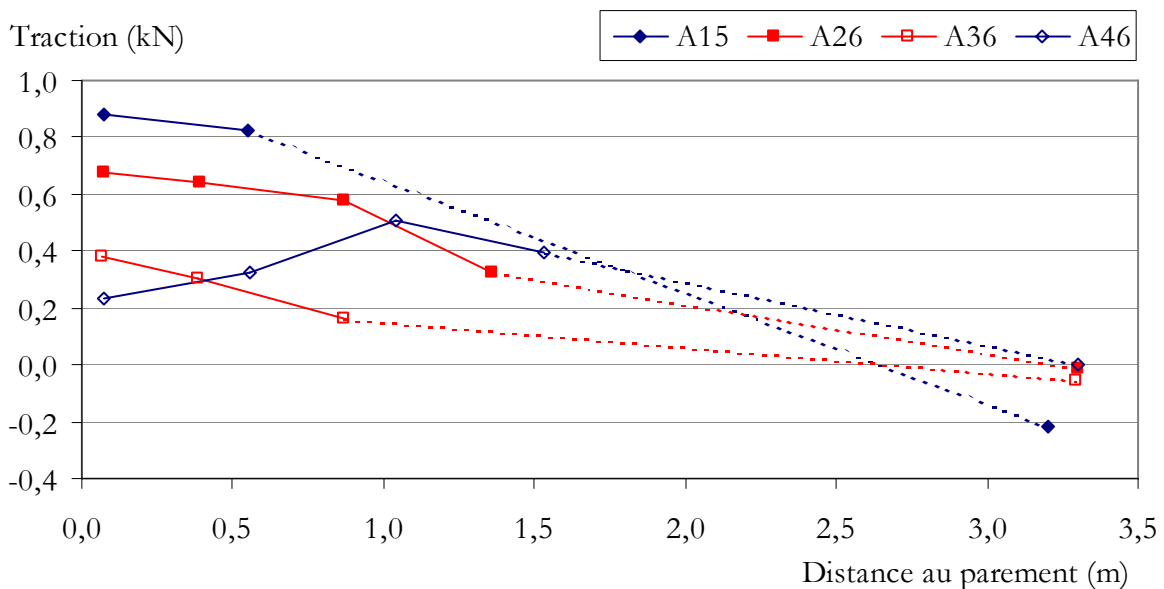


Figure 3-36 - Variations de traction permanentes dans les armatures des différents lits.

Le comportement de l'armature 46 est plus difficile à analyser. Néanmoins, le fait que les tractions permanentes soient plus importantes que prévues est cohérent avec la faiblesse inattendue des valeurs crête à crête par rapport aux résultats obtenus lors du chargement monotone.

Pour conclure sur les augmentations de traction permanentes, il faut noter qu'elles sont presque inexistantes à la fin de l'étape de chargement à 450 kN. Là encore, il semble qu'il y ait une réponse de l'ouvrage au chargement de service nettement différente de celle enregistrée pour des surcharges plus élevées.

L'évolution de la traction maximale mesurée lors des cycles dans le lit 3 est semblable à celle des augmentations de tractions permanentes. En effet, pour 100 cycles de chargement à 850 kN, elle augmente d'environ 0,1 kN dans les armatures 24, 26 et 27 alors qu'elle reste stable dans l'armature 25.

Pour ce qui est des différents lits, il y a aussi un parallèle avec les variations permanentes. Les tractions augmentent de manière plus importante près du parement. Par contre, l'influence de la profondeur est moins marquée. Au global, les tractions augmentent de 0,1 kN pour 100 cycles.

3.2.3. Déplacements horizontaux du parement

La dernière grandeur physique importante dans le cadre de cette étude est le déplacement horizontal du parement. La figure 3-37 présente le profil des déplacements du parement lors des phases monotones mesurés par les capteurs LVDTPAR n°1, 3, 5, 9, 14 et 17 ; la figure 3-38 correspond aux déplacements enregistrés sur une horizontale à 2,2 m. Les résultats mesurés pour une surcharge de 90 kN sont là encore de l'ordre de 0,01 mm. Il faut aller au-delà de 450 kN de surcharge pour atteindre un déplacement de plus de 0,1 mm. Pour 850 kN, le déplacement maximal du parement est de 0,6 mm. Le profil montre un bombement localisé dans la moitié supérieure de l'ouvrage.

En outre, la figure 3-38 montre bien la largeur de la zone d'influence. L'écaille centrale du parement se déplace de manière uniforme, ce qui implique une rotation des deux écailles situées de part et d'autre. Pour des charges de service, trois colonnes d'écailles sont influencées. Au-delà, ce sont cinq écailles qui sont en mouvement.

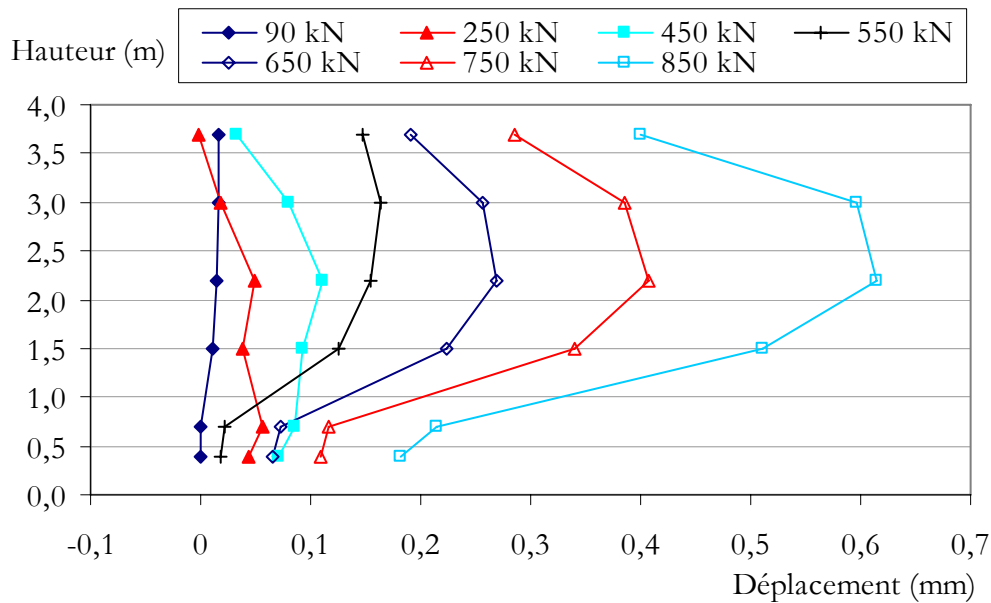


Figure 3-37 - Profil des déplacements horizontaux du parement sous chargement monotone.

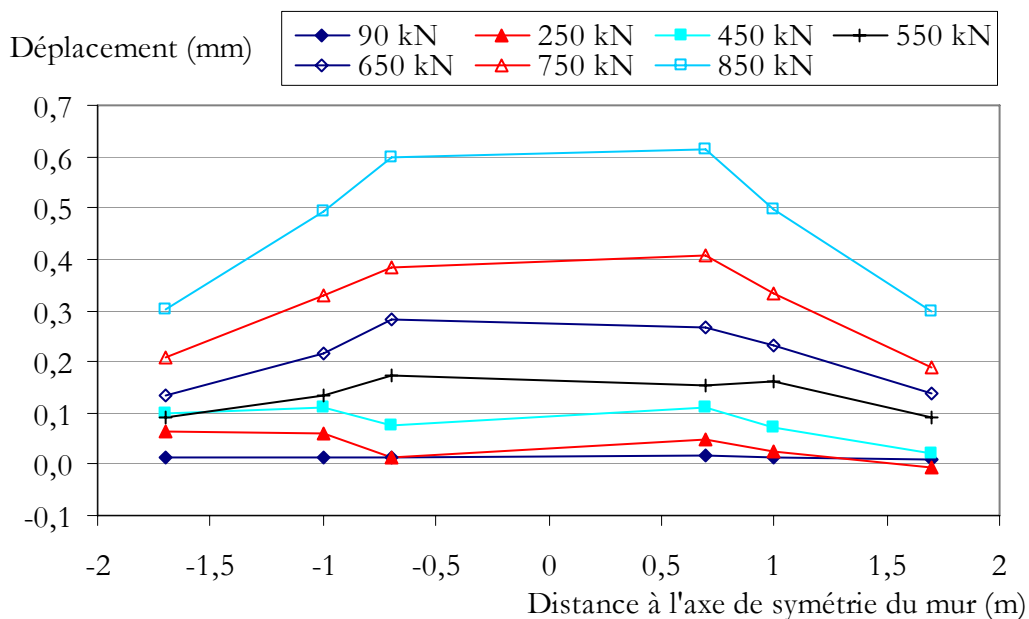


Figure 3-38 - Coupe des déplacements horizontaux du parement sous chargement monotone.

La figure 3-39 illustre le profil des déplacements horizontaux permanents. Pour des surcharges allant jusqu'à 450 kN, l'impact sur l'ouvrage est inférieur à 0,05 mm. Au-delà, un bombement permanent du mur commence à apparaître. Les déplacements sont une fonction exponentielle de la surcharge. Le déplacement maximal du parement pour une surcharge de 850 kN vaut environ 0,65 mm, soit 13 fois celui obtenu à 450 kN.

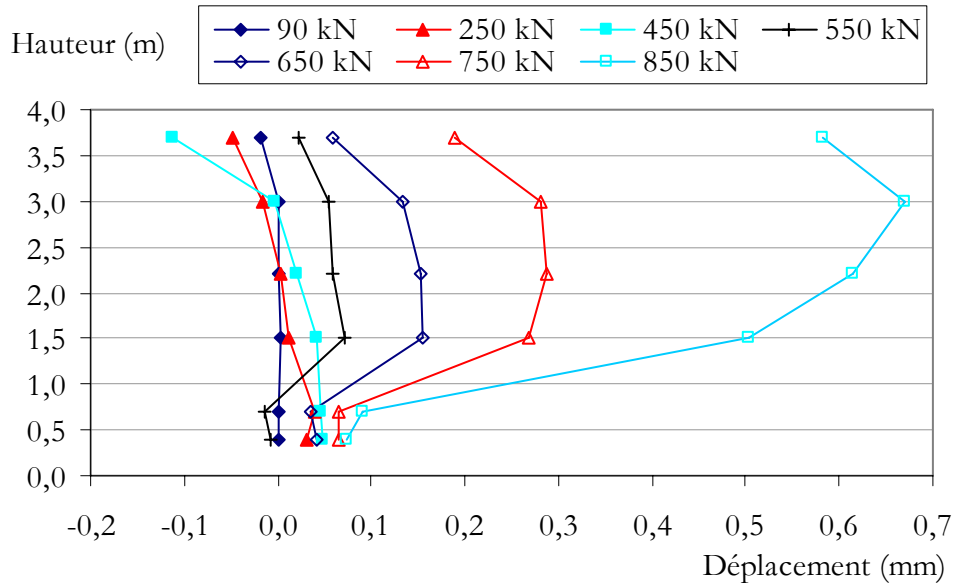


Figure 3-39 - Profil des déplacements horizontaux permanents du parement.

Il y a d'ailleurs concomitance avec l'impact des cycles de chargement sur les déplacements du parement. En effet, à partir de 750 kN, l'évolution des déplacements maximaux lors des cycles devient significative. Pour 850 kN, les maxima augmentent d'environ 0,15 mm. Les déplacements permanents sont même supérieurs à ceux mesurés lors de la phase monotone. Ce phénomène peut expliquer la différence obtenue en terme de déplacement vertical permanent pour les deux structures.

La figure 3-40 est une représentation des déplacements horizontaux maximaux du parement en fonction du déplacement vertical de l'interface remblai – sous-couche. Pour les résultats monotones, le déplacement horizontal du parement est maximal à une hauteur de 2,2 m alors que dans le cas permanent, le déplacement est maximal à une hauteur de 3 m. Pour le cas monotone, il est possible de considérer que les déplacements horizontaux sont une fonction linéaire des déplacements verticaux de pente K . La troisième courbe illustre cette hypothèse avec K égal à 0,35. Pour des niveaux de charge de service, c'est une manière simple d'obtenir le déplacement du parement à partir des déformations verticales d'un remblai de même épaisseur.

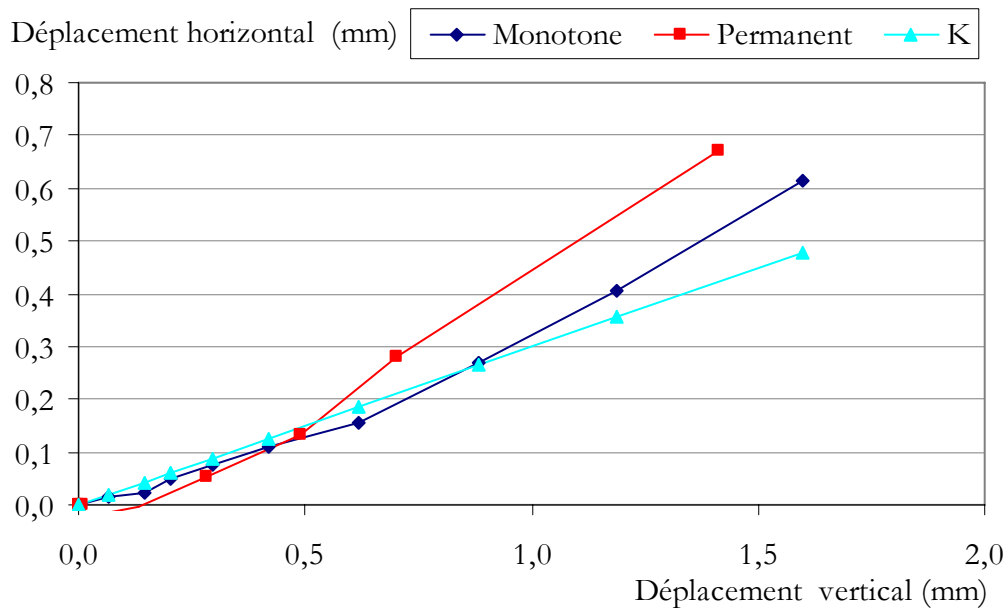


Figure 3-40 - Déplacements verticaux et horizontaux maximaux.

3.2.4. Calcul des déplacements du parement à partir du coefficient de transmission d'une surcharge sur un écran

L'allure de la courbe des déplacements horizontaux de la figure 3-37 fait penser à la représentation classique de la poussée transmise sur un écran par une surcharge (Figure 3-41).

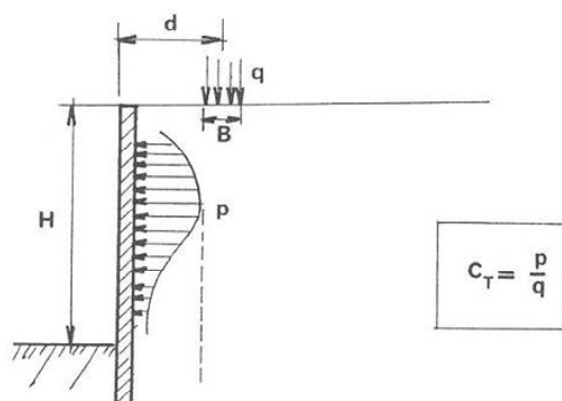


Figure 3-41 - Coefficient de transmission d'une surcharge sur un écran (AAENPC, 1975).

Cette analogie avait d'ailleurs été évoquée dans le texte qui est à l'origine de R.R.A. (AAENPC, 1975). Des expérimentations ont montré que le coefficient de transmission, noté C_T , rapport de la surcharge sur la poussée, est compris entre 0,1 et 0,2. La Terre Armée ne

fonctionnant pas *a priori* comme un soutènement classique, cette piste avait été abandonnée. Au final, la méthode de dimensionnement retient simplement une diffusion de 1 H pour 2 V, comme cela est expliqué dans le chapitre 1.

Pour le dimensionnement des ouvrages en palplanches, le cas d'une surcharge rectangulaire été traité de la manière suivante (Figure 3-42).

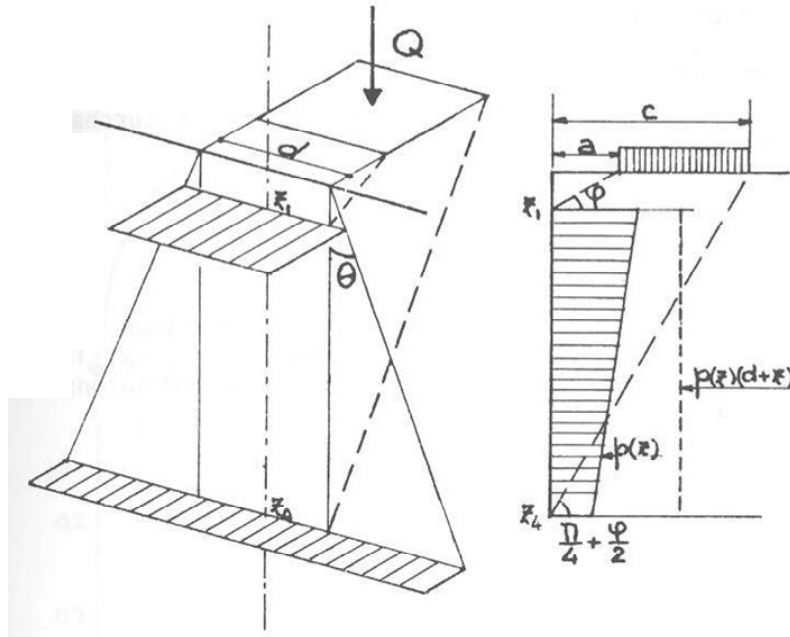


Figure 3-42 - Répartition simplifiée d'une surcharge rectangulaire (Houy, 1986).

Si $p(z)$ est la poussée sur l'écran en fonction de la profondeur et K_{qa} le coefficient de transmission global, Houy (1986) a proposé la formulation suivante :

$$p(z) = \frac{K_{qa} \times Q}{z_4 - z_1} \frac{1}{d + z}, \text{ pour } z_1 \leq z \leq z_4 \quad (\text{III.2})$$

$$\text{Avec } z_1 = a \times \tan(\varphi_{sol}) ; z_4 = c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{sol}}{2}\right) \text{ et } K_{qa} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{sol}}{2}\right)$$

En considérant qu'une armature reprend la poussée exercée sur le quart d'une écaille, que la poussée est nulle en tête et qu'elle varie linéairement entre $z = z_4$ et $z = 0$, la formule III.1 permet d'obtenir les variations de traction dans les armatures résumées dans le tableau 3-6. Sont également rappelées dans ce tableau les augmentations calculées dans le paragraphe précédent à partir de la formule proposée par Bastick (1985a) et ce pour une même valeur de K . Les valeurs ainsi calculées restent *a priori* plus importantes que les augmentations maximales réelles. La valeur

de la diffusion parallèlement au parement peut être discutée, car Houy (1986) a pris l'hypothèse de 1 H pour 2 V, soit un angle de 27 degrés, ce qui semble une hypothèse basse. De plus, Houy précise que la formule est plus pertinente dans le cas où d est supérieur à a .

Tableau 3-6 - Augmentations de traction dans les armatures calculées selon les deux méthodes évoquées.

kN	Lit 1	Lit 2	Lit 3	Lit 4
Ecran	8	12	9	6
Bastick (1985a)	51	22	12	7

A partir de la formule I.6, la déformation de l'armature s'obtient par :

$$\varepsilon = \frac{b \times \Delta T_{\max}}{E_{\text{arm}} \times A_{\text{arm}}} \text{ avec } b = \frac{\Delta T_{\text{moy}}}{\Delta T_{\max}} \quad (\text{III.3})$$

La figure 3-43 confronte les mesures de déplacement du parement avec les résultats des calculs réalisés avec b égal à 0,5 et K_{qa} égal à 0,42, puis avec une valeur de K_{qa} plus faible. Les résultats obtenus sont satisfaisants. La méthode de calcul des déplacements donne des résultats qui varient linéairement avec la surcharge, ce que ne traduit pas l'expérimentation. Néanmoins, pour une surcharge de 90 kN, le déplacement maximal calculé est inférieur à 0,1 mm, en gardant b égal à 0,5 et K_{qa} égal à 0,42.

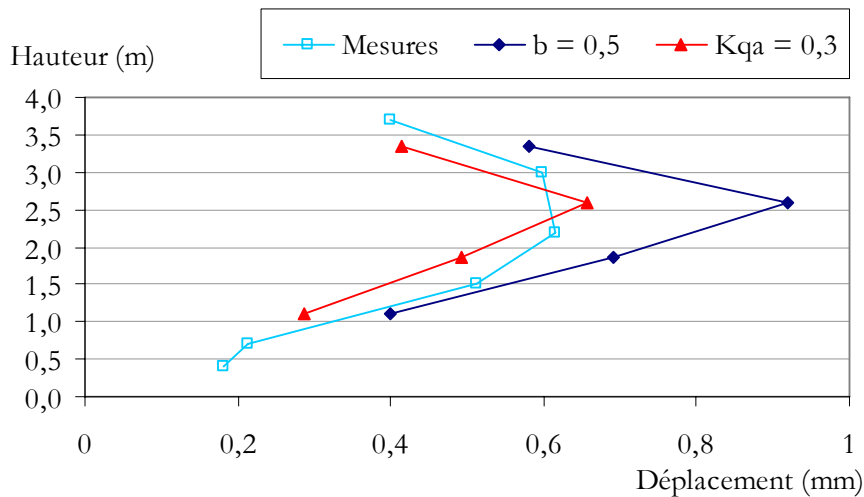


Figure 3-43 - Comparaison des déplacements du parement mesurés et calculés pour 850 kN.

Bilan

Les résultats du chargement statique « 3 paliers » serviront de référence lors de l'analyse des résultats des essais de chargement dynamiques. En outre, il donne un premier aperçu des ordres de grandeur des évolutions des paramètres étudiés pour un chargement de service.

Ces ordres de grandeur changent pour les chargements de 850 kN. Les déplacements de l'interface remblai – sous-couche deviennent millimétriques, comme celui du parement et les augmentations de traction dans les armatures atteignent quelques kN. Sachant que cette surcharge est significativement plus élevée que celle prise en compte dans le dimensionnement, le niveau de déformation verticale reste faible et l'impact sur les tractions dans les armatures ne fait pas craindre de rupture de l'ouvrage.

L'impact des cycles sur la réponse de l'ouvrage est très faible quand il s'agit de charges de service analogues aux charges ferroviaires. Au-delà, les déplacements de l'interface et du parement augmentent avec les cycles, ceci d'autant plus que la réponse de l'ouvrage sort du domaine élastique.

Enfin, la confrontation des deux structures montre que, pour des charges de service, les ordres de grandeur de déformation verticale d'un ouvrage en Terre Armée sont les mêmes que ceux d'un remblai classique réalisé dans les mêmes conditions. Pour des niveaux de charge plus élevés, les déformations verticales permanentes de la structure Terre Armée deviennent plus importantes que celles mesurées pour le remblai classique.

Comme pour les paragraphes 1.3 et 1.4, le bilan de ce chapitre est présenté sous la forme d'un tableau récapitulant les principaux enseignements de cette partie du programme expérimental (Tableau 3-7).

Cette expérimentation a aussi été l'occasion d'illustrer l'influence du compactage sur les tractions dans les armatures, notamment en fin de construction, et la difficulté pour obtenir les valeurs de K , coefficient lui aussi influencé par le compactage et qui n'est probablement pas constant avec la contrainte verticale moyenne, donc avec la profondeur et la surcharge.

Tableau 3-7 : Synthèse des résultats des essais de chargement statique.

	Charges de service	Charge importante (10 fois la charge de service)
Déplacement vertical du point d'application de la charge	Environ 2 mm	Environ 10 mm, dont presque 50 % est permanent
Variation d'épaisseur de la sous-couche	Inférieure à 0,1 mm	
Déplacement vertical de l'interface remblai – sous-couche	Environ 0,1 mm	Environ 2 mm
	Ils ne représentent qu'une très petite partie du déplacement vertical mesuré au niveau de la traverse, 5 % pour une charge de service, 20 % à 850 kN	
	Ils sont équivalents dans les deux structures	
Variations de traction dans les armatures	Quelques daN	Quelques kN
	La position de l'augmentation maximale ne peut pas encore être déterminée avec précision, ni la zone d'influence réelle de la surcharge	
	Cette configuration géométrique (surcharge comprise entre $d = 1,8$ m et $4,2$ m) est pénalisante vis-à-vis de la méthode de justification actuelle	
Déplacement horizontal du parement	0,02 au maximum	Inférieur à 1 mm
	Le maximum est atteint aux environs de 0,6 fois la hauteur totale	
Influence des cycles	Inexistante	Mesurable, d'autant plus que la réponse de l'ouvrage au chargement monotone n'est pas élastique
Comportement de l'ouvrage	Très faible impact du chargement	La réponse du soutènement présente un caractère plastique moins marqué pour la Structure Normale. De fait, les déformations verticales permanentes sont plus importantes pour la structure Terre Armée que pour la Structure Normale
Méthode de calcul des déplacements du parement liés à l'application d'une surcharge proposée dans ce chapitre	Ordre de grandeur des résultats correct	

Chapitre 4

Réponse de l'ouvrage aux chargements dynamiques et cycliques

Le chapitre précédent a montré que les sollicitations statiques à des niveaux de charge de service affectaient très peu le soutènement en Terre Armée. Il a ainsi fallu appliquer une surcharge de 550 kN pour commencer à observer un comportement plastique de l'ouvrage.

Les sollicitations ferroviaires sont, quant à elles, dynamiques et caractérisées par un grand nombre de cycles, jusqu'à un million d'essieux par an pour les LGV les plus fréquentées. La problématique abordée au travers de ce chapitre est de savoir si le comportement du mur reste très peu affecté par ces sollicitations ou si les effets dynamiques et cycliques du chargement sont à prendre en compte, de manière significative dans le dimensionnement des ouvrages.

Le premier paragraphe reviendra sur les essais de chargement dynamiques comportant un faible nombre de cycles, à savoir les essais multifréquences et les essais « double M » (cf. tableau 2-2). Les essais de fatigue, simulant sept années de trafic d'une LGV, feront l'objet du deuxième paragraphe. L'impact de la fatigue sur la réponse de l'ouvrage à un chargement statique sous charge de service étudié à l'occasion du deuxième essai de chargement 3 paliers terminera ce chapitre (cf. tableau 2-2). Le dernier paragraphe sera consacré aux essais d'extraction d'armatures.

Les essais ne sont pas analysés dans l'ordre chronologique car les résultats présentés ici ne semblent pas être influencés par la succession des chargements. Néanmoins, à cause de l'influence des redressements de la traverse, présentée dans le paragraphe 4.2, les essais multifréquences 20 – 50 kN et « double M » réalisés avant et après les essais de fatigue ne sont pas comparables. Les résultats des premiers n'apparaissent donc pas ici.

4.1. Comportement dynamique de l'ouvrage

La première étape de ce paragraphe est la mise en évidence de l'influence de la fréquence de sollicitation sur la réponse de l'ouvrage au travers des essais multifréquences.

4.1.1. Essais multifréquences

La présentation des résultats est dissociée en deux parties. La première concerne les mesures réalisées dans le sol et la deuxième les mesures réalisées sur les éléments du soutènement.

Pour rappel, les mesures réalisées lors de ces essais ont été traitées de la manière suivante : pour chaque fréquence, plusieurs échantillons de 100 cycles ont été sélectionnés à différents moments (cf. 2.4.3). Pour chacun de ces échantillons et pour chaque capteur, le signal est caractérisé par une valeur moyenne et une amplitude. Ces deux grandeurs sont ensuite moyennées sur l'ensemble des échantillons appartenant à une même fréquence. Les mesures

réalisées en fin de l'essai de fatigue n°2 ont été ajoutées pour avoir des valeurs correspondant à 28 Hz.

Les résultats présentés ici sont les amplitudes des variations des différentes grandeurs physiques observées. En effet, les variations moyennes ne sont globalement que peu influencées par la fréquence de chargement. La force moyenne réellement exercée par le vérin lors des essais est de 52 kN avec une variation maximale de + ou – 3 % lors des différents essais. Les déplacements verticaux de la traverse sont eux-aussi stables pour les différentes fréquences testées, sauf à 35 Hz où ils doublent, passant de 1 à 2 mm. Cette augmentation n'est constatée que sur un seul des deux capteurs, ce qui renforce l'idée que ce phénomène est plus probablement la conséquence d'une hétérogénéité locale du ballast que le reflet d'un comportement spécifique de celui-ci à cette fréquence. Cette augmentation significative des déplacements de la traverse se traduit par une baisse tout aussi importante des variations de contraintes moyennes et des déplacements moyens de l'interface remblai – sous-couche. Pour la plage de fréquences allant de 5 à 30 Hz, les déplacements moyens de l'interface sont donnés dans le tableau 4-1.

Tableau 4-1 - Déplacements moyens de l'interface lors des essais multifréquence.

	LVDT01_TA60	LVDT02_TA60	LVDT03_TA60	LVDT04_TA60
Déplacement moyen (mm)	0,09	0,09	0,04	0,08

Pour les variations de traction et les déplacements horizontaux du parement, il n'a pas été possible de remonter à des variations moyennes jugées fiables. Ce point sera détaillé dans le paragraphe 4.2.

4.1.1.a. Réponse du sol

La figure 4-1 présente les amplitudes de la force réellement appliquée sur la traverse et du déplacement vertical de cette dernière. Pour rappel, l'objectif était de maintenir une force moyenne de 55 kN et une amplitude de 35 kN. Par application de la deuxième loi de Newton, l'accélération de la traverse est donc de la forme :

$$\sum \vec{F}_{ext} = \vec{F}_{moy} + \vec{A}_f \sin(\omega.t) = m_t \cdot \vec{a} \quad (IV.1)$$

avec F_{moy} la force moyenne appliquée sur la traverse, dans laquelle il est possible d'intégrer son poids propre, A_f et ω respectivement l'amplitude et la pulsation de la force appliquée et m_t la masse de la traverse.

En intégrant l'équation ci-dessus deux fois, le déplacement vertical de la traverse a pour expression :

$$d_v = B + C \frac{\sin(\omega.t)}{\omega^2} \text{ où B et C sont deux constantes} \quad (\text{IV.2})$$

D'après l'équation IV.2, l'amplitude du déplacement vertical de la traverse diminue *a priori* avec la fréquence. Même si l'amplitude de la force n'a pas pu être parfaitement maintenue pour l'ensemble des fréquences étudiées (Figure 4-1), les résultats montrent une augmentation de l'amplitude du déplacement vertical de la traverse avec l'augmentation de la fréquence de sollicitation, et ceci pour les deux structures, traduisant l'influence de la fréquence de sollicitation sur la raideur de l'ouvrage.

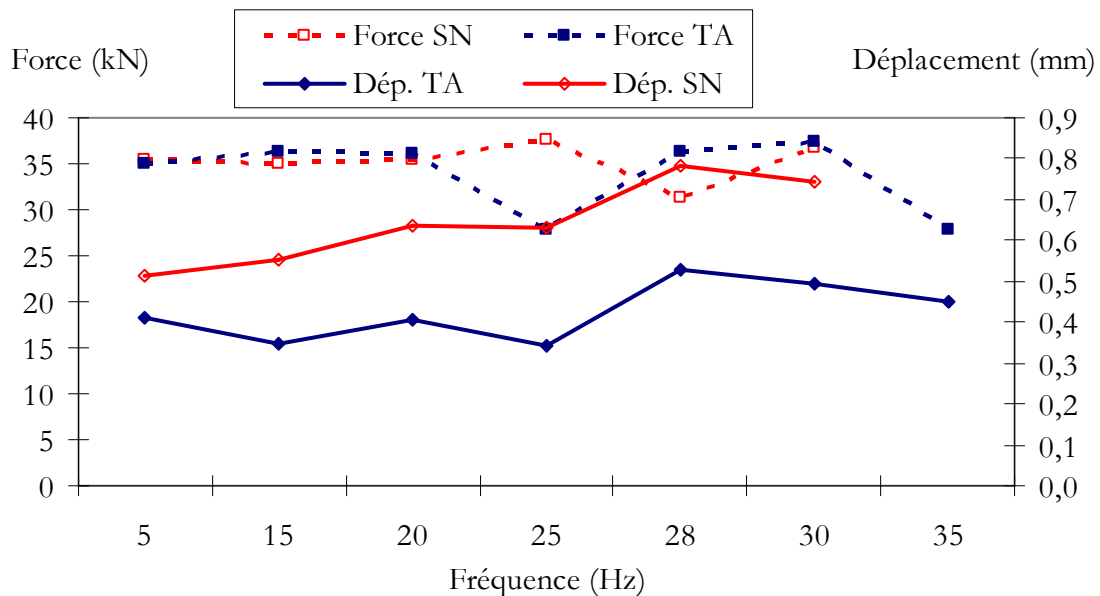


Figure 4-1 - Amplitudes de la force appliquée et du déplacement vertical de la traverse.

Les déplacements de la traverse de la Structure Normale (SN), sont plus importants que ceux mesurés aux mêmes fréquences sur la structure Terre Armée (TA), avec une amplitude moyenne de 0,6 mm contre 0,4 mm. Cette différence peut cependant provenir d'une hétérogénéité du ballast.

La figure 4-2 illustre l'influence de la fréquence de sollicitation sur la variation d'épaisseur de la sous-couche mesurée dans la Structure Normale. Là encore, les variations d'épaisseurs devraient *a priori* être plus faibles à hautes fréquences qu'à basses fréquences. Les résultats

montrent qu'en dessous de 15 Hz, le phénomène n'est pas décelable mais qu'au-delà, les variations d'épaisseur augmentent avec la fréquence.

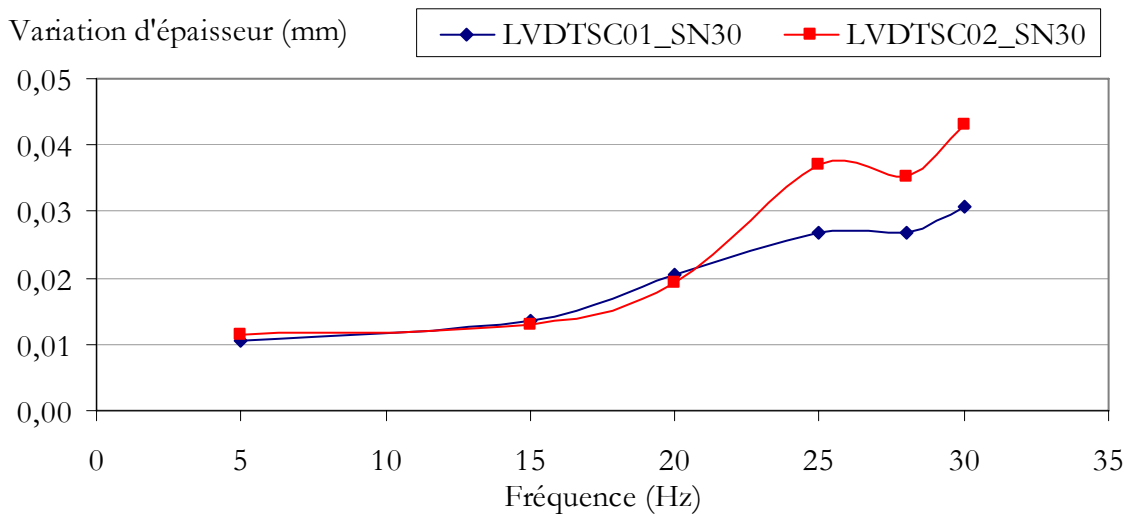


Figure 4-2 - Variations d'épaisseur de la sous-couche dans la Structure Normale en fonction de la fréquence.

Les résultats complémentaires provenant de l'essai de fatigue à 28 Hz se caractérisent par l'apparition d'un point d'inflexion pour chaque courbe mais ne contredisent néanmoins pas la tendance. Pour mémoire, l'amplitude de la force réellement appliquée à 28 Hz est 20 % plus faible qu'à 25 et 30 Hz (Figure 4-1). Enfin, les variations d'épaisseur de la sous-couche sont 20 fois plus faibles que les amplitudes du déplacement de la traverse.

La figure 4-3 présente l'évolution avec la fréquence du rapport de l'amplitude des variations de contrainte verticale dans le sol sur l'amplitude de la force réellement appliquée. Les mesures de la contrainte sont celles provenant des capteurs CP01_TA30 et CP01_TA70. Les résultats correspondants pour la structure SN montrent des tendances semblables à celles observées sur l'ouvrage TA. La courbe relative à la profondeur de 70 cm augmente d'environ 0,4 à 0,6 entre 5 et 28 Hz alors que les valeurs correspondantes pour la Structure Normale sont plus faibles, entre 0,3 et 0,5. La transmission des contraintes dans le sol est donc plus importante dans le cas de la structure Terre Armée. Dans tous les cas, une fois pondérées par la force appliquée, les variations des contraintes dans le sol sont plus importantes aux hautes fréquences qu'aux basses fréquences, avec un pic autour de 30 Hz pour ensuite diminuer à 35 Hz. Par ailleurs, les amplitudes des variations de la contrainte verticale à la base de la sous-couche sont de l'ordre de 15 kPa, soit 40 % de celles mesurées à la base du ballast, qui valent en moyenne 40 kPa.

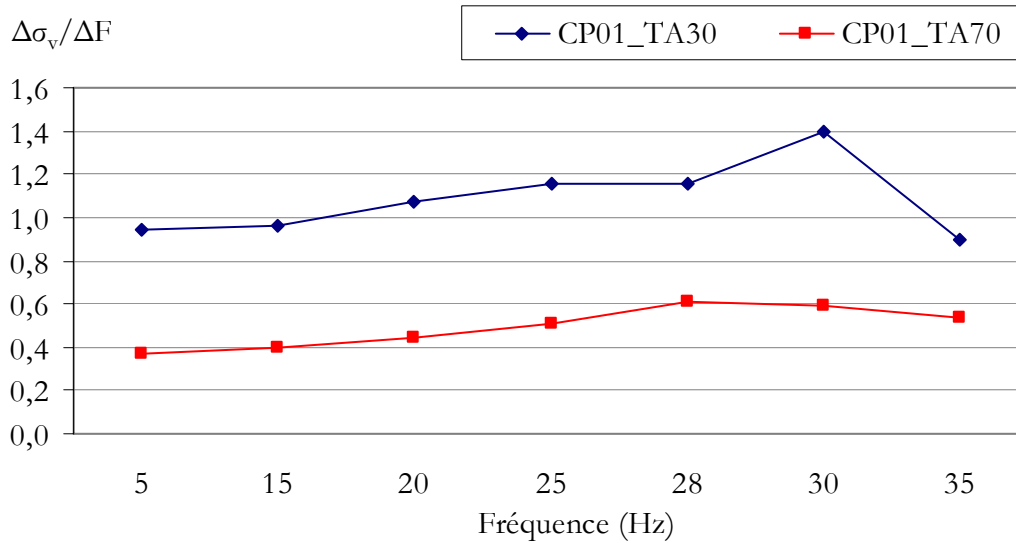


Figure 4-3 - Amplitudes de la variation de contrainte divisées par les amplitudes de la force appliquée pour les capteurs de contrainte à 30 et 70 cm de profondeur de la structure Terre Armée.

La figure 4-4 confronte les amplitudes des variations de contrainte verticale et des déplacements verticaux à proximité de l'interface remblai – sous-couche observées dans les deux structures, en fonction de la fréquence de sollicitation.

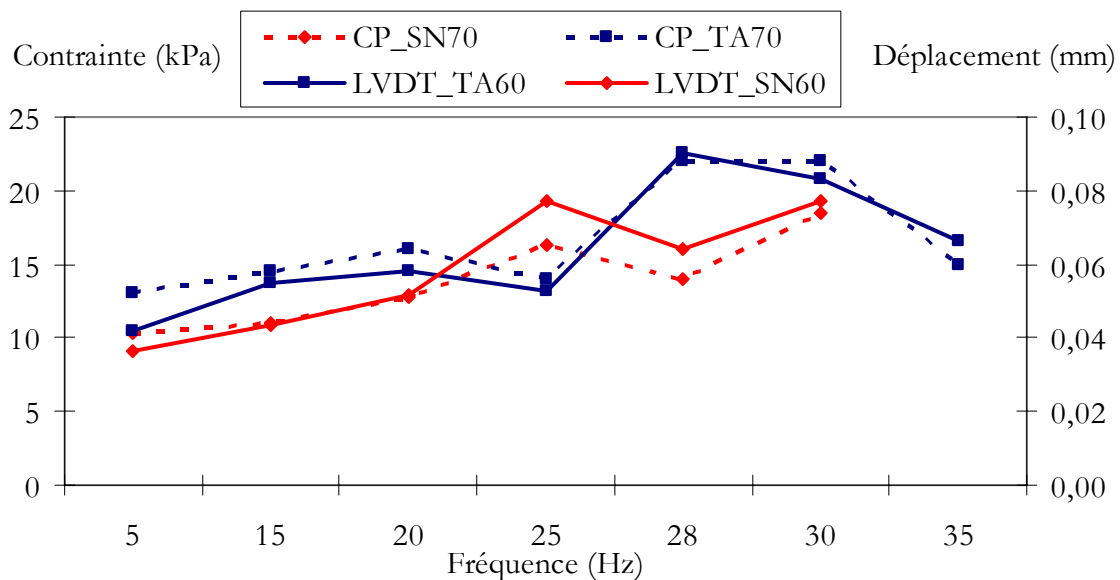


Figure 4-4 - Comparaison des amplitudes de variation des contraintes verticales et déplacements à proximité de l'interface remblai – sous-couche dans les deux structures.

Il y a une forte similitude entre les évolutions des deux grandeurs physiques. Pour l'ensemble des fréquences, l'amplitude des déplacements reste inférieure à 0,1 mm. Les valeurs

brutes des amplitudes des déplacements sont plus grandes dans la structure Terre Armée que pour la Structure Normale, mais si elles sont pondérées par les amplitudes de variation de contrainte obtenues à chaque fréquence, les valeurs ainsi calculées sont plus grandes dans le cas de la Structure Normale. Toutefois, l'ordre de grandeur reste le même. Les valeurs maximales ne sont pas atteintes pour les mêmes fréquences. Le pic qui se manifeste à 28 et 30 Hz pour la structure Terre Armée ne se retrouve pas pour la Structure Normale. Enfin, les amplitudes de déplacements de l'interface sont entre 5 et 7 fois plus petites que celles relevées au niveau de la traverse pour la structure Terre Armée ; ce rapport monte jusqu'à 10 pour la Structure Normale (Figure 4-1).

La figure 4-5 récapitule les mesures d'accélération relevées au niveau des capteurs de la file n°1 de la structure Terre Armée dans le but d'observer l'atténuation de l'accélération verticale avec la profondeur.

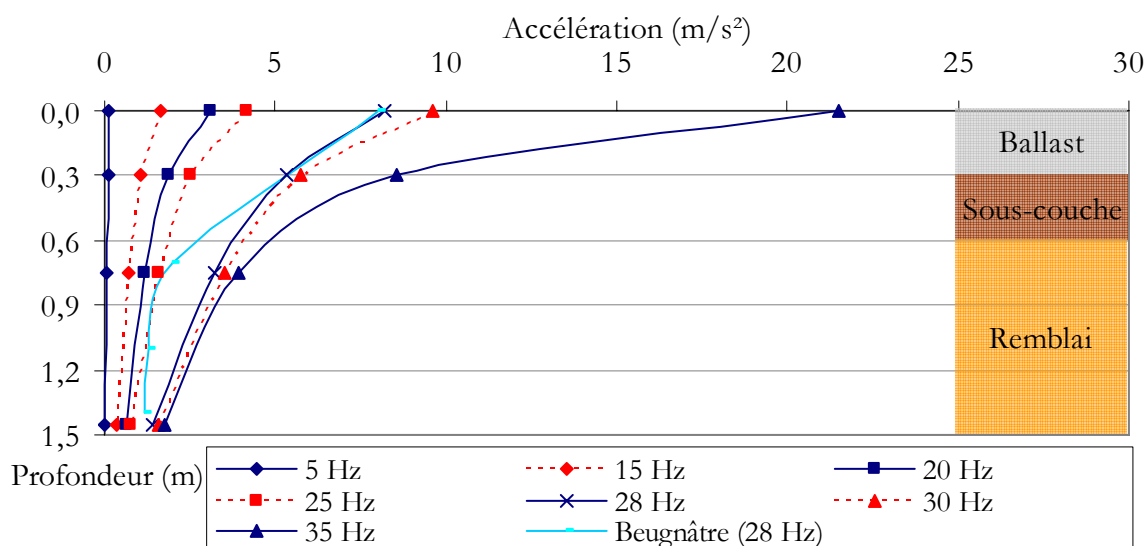


Figure 4-5 - Accélérations verticales en fonction de la profondeur dans la structure Terre Armée et à Beugnâtre (SNCF, 2005b).

Les mesures réalisées lors du passage de TGV et d'EUROSTAR à environ 300 km/h sur la LGV Nord à Beugnâtre, dans le cadre du projet SUPERTRACK, ont été superposées à nos résultats (SNCF, 2005b). La géométrie de la voie est différente, la couche de ballast mesure 65 cm d'épaisseur, la couche sous-ballast 25 cm et la couche de fondation 50 cm (SNCF, 2005b). L'allure de la courbe SUPERTRACK illustre clairement l'atténuation des accélérations verticales qui a lieu dans le ballast. Ensuite, cette tendance est moins marquée dans la sous-couche.

Les mesures sur le site de Beugnâtre sont à comparer avec celles prises à 28 Hz sur la structure Terre Armée (TA) et la Structure Normale (SN). Les accélérations verticales au niveau de la traverse sont très proches et l'atténuation sur les premiers 30 cm est identique. La couche de ballast de l'ouvrage expérimental du CER mesure quant à elle 30 cm d'épaisseur. Au-delà, l'atténuation dans l'ouvrage expérimental est moins forte. Néanmoins, à 140 cm de profondeur, les niveaux d'accélération verticale sont les mêmes. Toutes les courbes expérimentales présentent cette même allure. Les niveaux d'accélération sont par ailleurs également cohérents avec les déplacements verticaux mesurés. A l'inverse, si les amplitudes des déplacements de la figure 4-4, notées A_{d90kN} , sont multipliées par la pulsation élevée au carré de la sollicitation pour « recalculer » une accélération, notée $Acc_{calculée}$, les valeurs obtenues sont cohérentes avec celles mesurées (Figure 4-6).

$$Acc_{calculée} = A_{d90kN} \times \omega^2 \quad (IV.3)$$

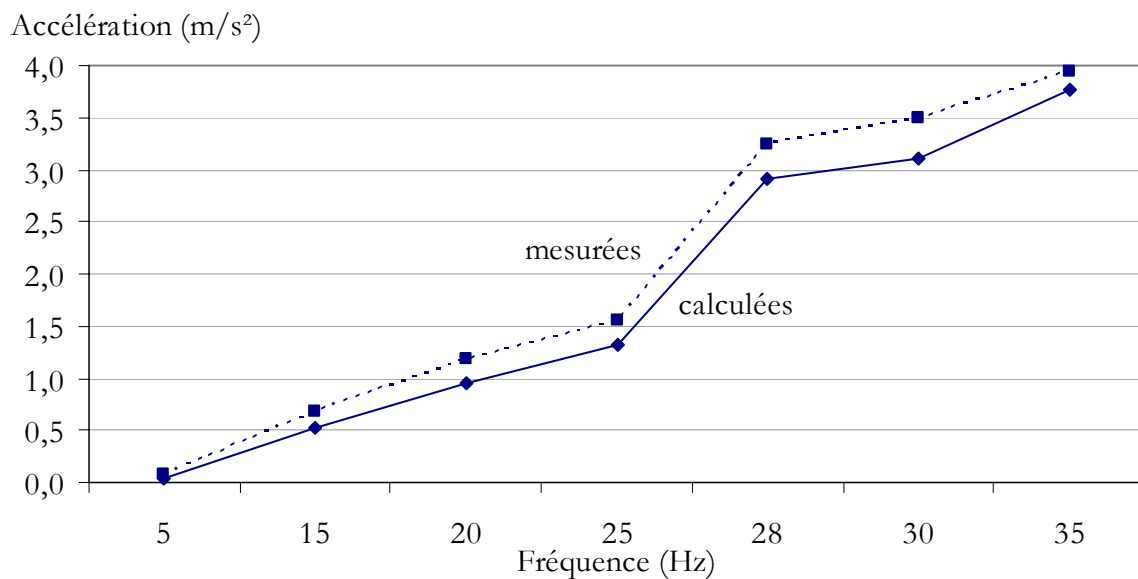


Figure 4-6 - Comparaison entre accélérations calculées et mesurées respectivement à 60 et 70 cm de profondeur.

Le léger écart peut provenir de la différence de profondeur entre la prise des deux mesures.

La figure 4-7 montre les amplitudes de la force réellement appliquée lors des deux essais multifréquences, qui ont été programmés après les essais de fatigue, le premier entre 20 et 50 kN, le deuxième entre 20 et 90 kN. Les courbes ont la même allure, avec une chute de l'amplitude à 25 et 35 Hz. Ces résultats confirmeraient que la raideur du ballast dépend de la fréquence de sollicitation.

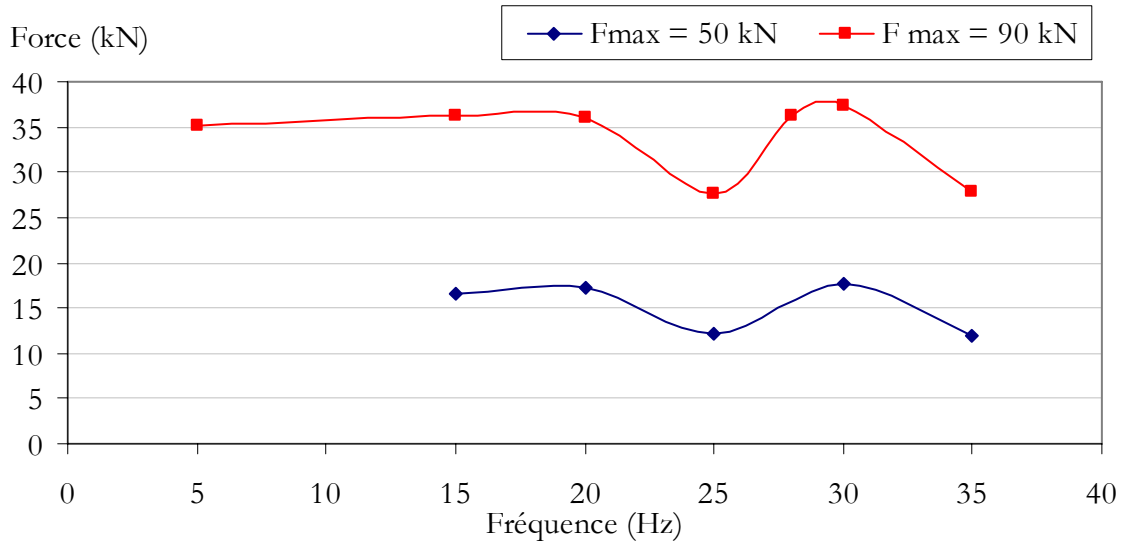


Figure 4-7 - Amplitudes de la force appliquée sur la structure Terre Armée lors des deux essais multifréquences.

De même, la figure 4-8 présente la valeur moyenne des amplitudes moyennes des déplacements mesurées au moyen des capteurs LVDT01_TA70 et LVDT02_TA70 lors des deux essais multifréquences. Là encore, alors que l'amplitude de la force réellement appliquée est la même à 20 et 30 Hz, l'amplitude des déplacements est significativement plus importante à 30 Hz qu'à 20 Hz.

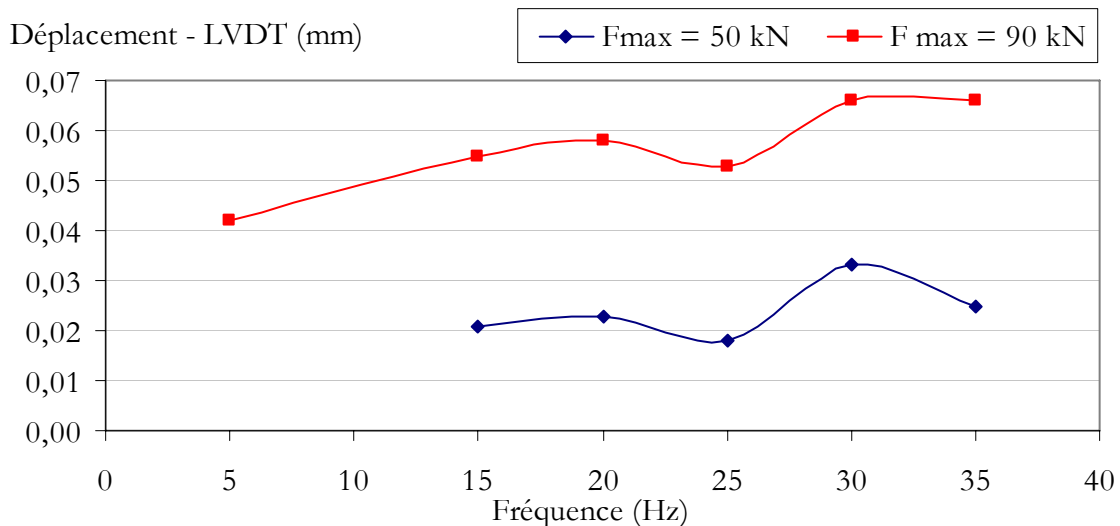


Figure 4-8 - Amplitudes moyennes des déplacements de l'interface remblai – sous-couche mesurées lors des essais multifréquences sur la structure Terre Armée.

La réponse de l'ouvrage au niveau des déplacements n'est pas une fonction linéaire de la surcharge. En effet, les amplitudes mesurées du déplacement de l'interface remblai – sous-couche

des deux essais multifréquences ne sont pas proportionnelles à celles des forces réellement appliquées. Soient A_d les amplitudes de déplacement, A_f les amplitudes de force et p le produit défini par :

$$p = \frac{A_{d90kN}}{A_{d50kN}} \times \frac{A_{f50kN}}{A_{f90kN}} \quad (\text{IV.4})$$

Quelle que soit la fréquence, la valeur de p est supérieure à 1 (1,2 en moyenne), confirmant cette non-proportionnalité.

4.1.1.b. Réponse du mur

La réponse du mur se caractérise par les tractions dans les armatures et les déplacements du parement. Les résultats concernant ces deux grandeurs sont discutés ci-dessous.

La figure 4-9 illustre les amplitudes des variations de traction mesurées dans l'armature 36 lors des essais multifréquences 20 – 90 kN sur la structure Terre Armée. Le comportement de l'armature 36 a été retenu car représentatif de celui des autres armatures. Leur réponse, notamment à proximité du parement, est systématiquement fortement liée à la fréquence de sollicitation. En effet, pour 20 et 25 Hz, dans l'ensemble des armatures des lits 1, 2 et 3, les amplitudes sont importantes au niveau des jauges 1 et diminuent quand d , distance par rapport au parement, augmente.

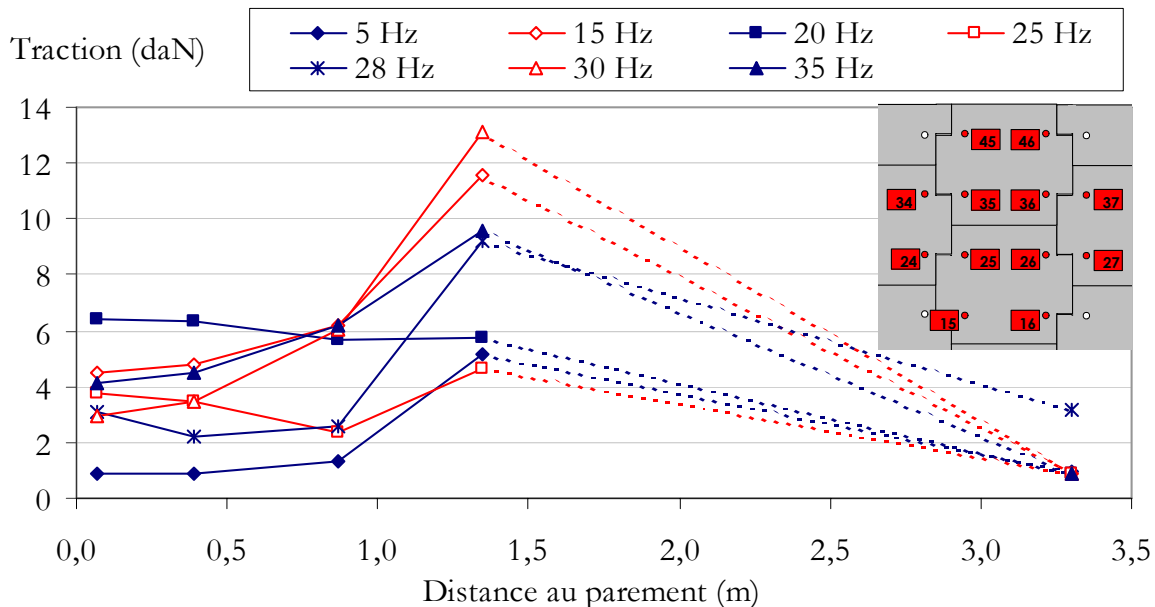


Figure 4-9 - Amplitudes des variations de traction dans l'armature 36 lors des essais 20 – 90 kN sur la structure Terre Armée.

Par contre, pour toutes les autres fréquences, l'amplitude des variations de traction dans les armatures augmente avec d . L'amplitude maximale mesurée se trouve donc au point de mesure 4, pour d avoisinant 135 cm. La valeur maximale des amplitudes maximales, notées A_{lmax} , est constatée pour la fréquence de 30 Hz et avoisine 13 daN. Même si les fréquences de 20 et 25 Hz sont exclues, les résultats montrent que, pour cet essai, A_{lmax} n'est pas une fonction croissante de la fréquence de sollicitation.

Les amplitudes des variations de traction dans l'armature 36, mesurées lors des essais multifréquences 20 – 50 kN réalisés sur la structure Terre Armée (Figure 4-10), présentent des similitudes avec celles mesurées lors des essais 20 – 90 kN. Là encore, l'allure des courbes correspondant aux mesures réalisées à 20 et 25 Hz diffère sensiblement de l'allure des courbes relatives aux trois autres fréquences (15, 30 et 35 Hz). Cette différence est encore plus marquée au niveau de l'armature 46 (Figure 4-11). Pour celle-ci, il n'est d'ailleurs pas évident que les fréquences engendrant la plus grande variation de traction soient les mêmes qu'aux lits 2 et 3.

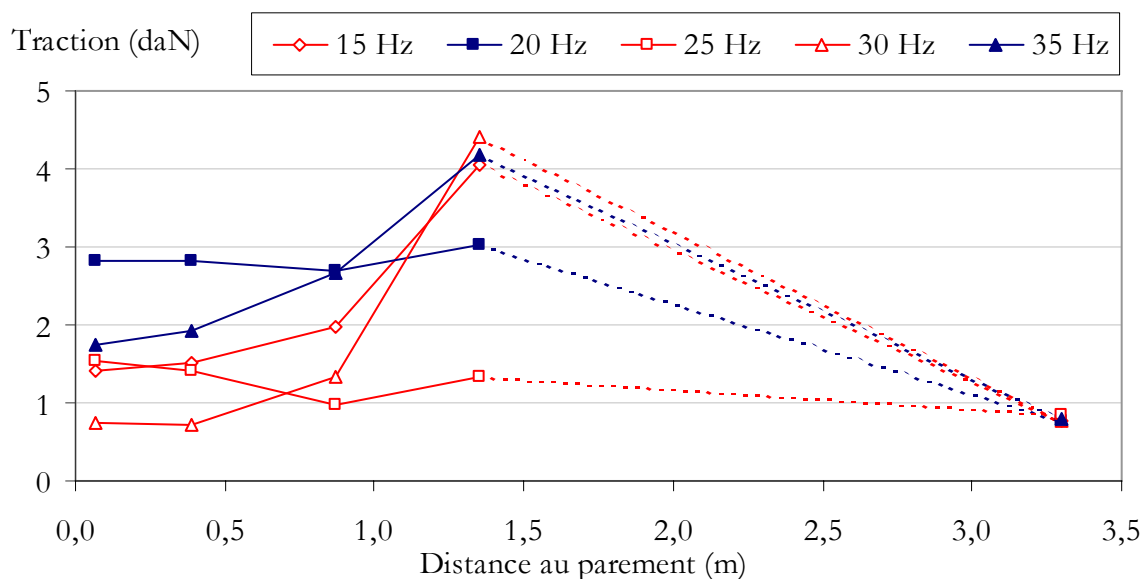


Figure 4-10 - Amplitudes des variations de traction dans l'armature 36 lors des essais 20 – 50 kN sur la structure Terre Armée.

Les essais multifréquences 20 – 50 kN et 20 – 90 kN permettent aussi d'avoir une idée de l'influence de l'amplitude de la force appliquée sur l'amplitude des tractions dans les armatures. Comme pour les déplacements verticaux de l'interface, les amplitudes des variations de traction mesurées dans les armatures sont pondérées par les amplitudes réelles du signal de force appliqué lors des essais. Les résultats sont très dispersés, avec un écart type de 0,43. Ils dépendent à la fois

de la fréquence de sollicitation et de la position du point de mesure. Néanmoins, le majorant vaut 1,3. En première hypothèse, il ainsi est envisageable de multiplier les amplitudes obtenues lors des essais 20 – 90 kN par 3 pour estimer les amplitudes de traction dans les armatures lors d'un essais 20 – 180 kN.

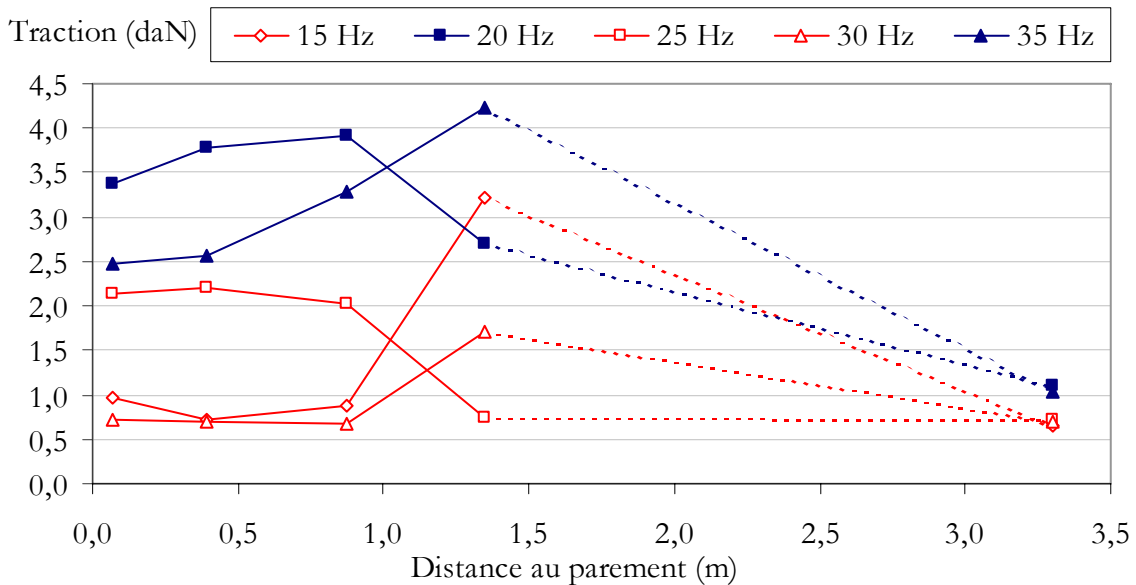


Figure 4-11 - Amplitudes des variations de traction dans l'armature 46 lors des essais 20 – 50 kN sur la structure Terre Armée.

Les figures 4-12 et 4-13 illustrent les amplitudes des variations de traction mesurées dans l'armature 36 de la structure TA respectivement lors des essais multifréquences 20 – 50 kN et 20 – 90 kN sur la Structure Normale (SN).

En dessous de 20 Hz pour l'essai 20 – 50 kN et de 15 Hz pour l'essai 20 – 90 kN, les amplitudes présentées sont négligeables et considérées comme nulles. Au-delà de ces fréquences, des variations de traction mesurables apparaissent dans les armatures de l'autre partie de l'ouvrage. Les amplitudes sont une fonction croissante de d et de la fréquence de sollicitation. Le comportement des armatures dépend donc de la structure qui est sollicitée. L'amplitude maximale de traction dans l'armature 36 observée lors des essais 20 – 50 kN sur la Structure Normale est d'environ 5 daN, ce qui est du même ordre de grandeur que celle observée lors des essais 20 – 50 kN menées directement sur la structure Terre Armée, qui avoisine 4 daN. Lors des essais 20 – 90 kN, l'amplitude maximale obtenue lors des essais sur la Structure Normale vaut environ 9 daN, soit 70 % de celle obtenue lors des essais directs sur la structure Terre Armée, qui vaut aux alentours de 13 daN.

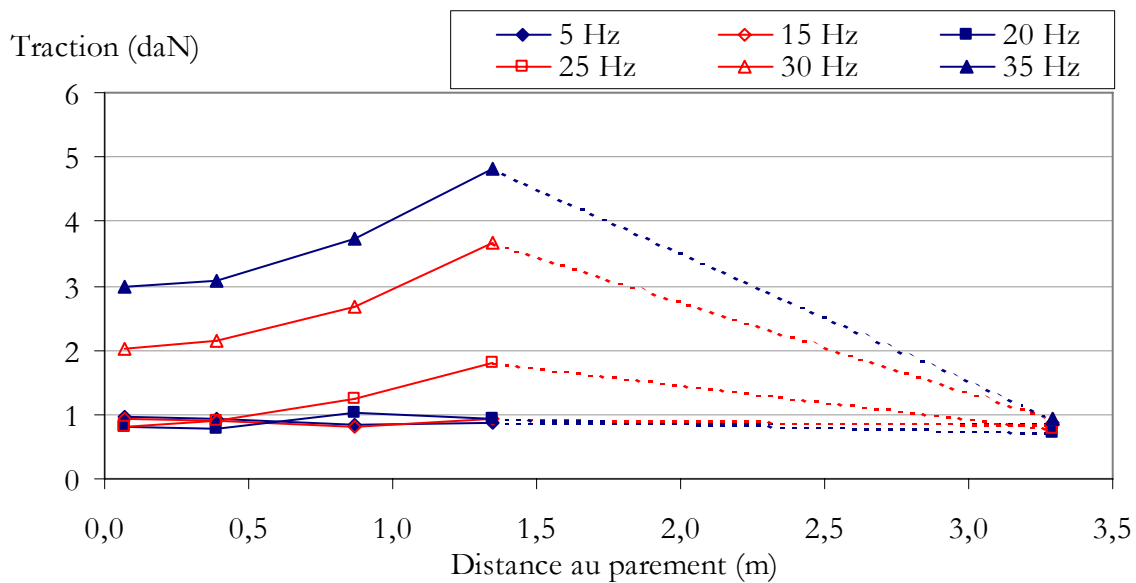


Figure 4-12 - Amplitudes des variations de traction dans l'armature 36 lors des essais 20 – 50 kN sur la Structure Normale.

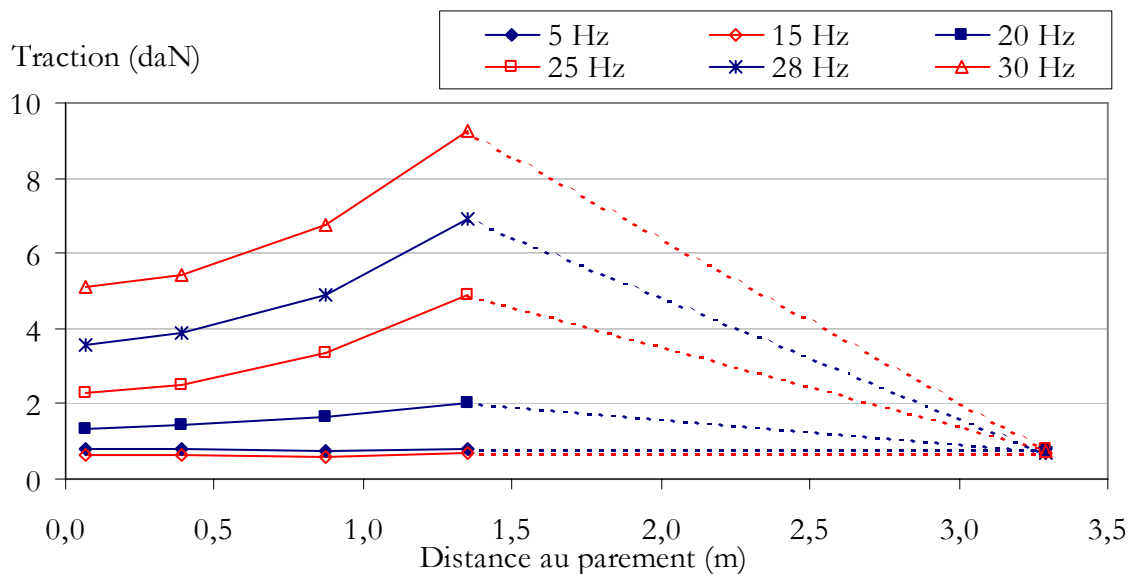


Figure 4-13 - Amplitudes des variations de traction dans l'armature 36 lors des essais 20 – 90 kN sur la Structure Normale.

Les déplacements horizontaux des deux écailles centrales instrumentées sont sensibles à la fréquence de sollicitation de la structure Terre Armée (figures 4-14 et 4-15). Les amplitudes des déplacements horizontaux restent inférieures à 0,1 mm. Elles sont constantes sur les intervalles [5 - 15 Hz] et [30 – 35 Hz] et valent environ 0,02 mm. Par contre, l'amplitude augmente en certains points de mesure à 20 Hz et dans tous les cas à 25 Hz. Le pic à 25 Hz est net pour les capteurs LVDTPAR04, 08, 13 et 16, qui sont tous situés sur le même profil et représentés par les courbes

bleues en trait plein sur les figures 4-14 et 4-15. Par contre, pour le profil constitué des capteurs LVDTPAR05, 09, 14 et 17, dont les déplacements sont présentés par les courbes rouges en pointillés, les pics sont moins marqués car les amplitudes augmentent dès 20 Hz.

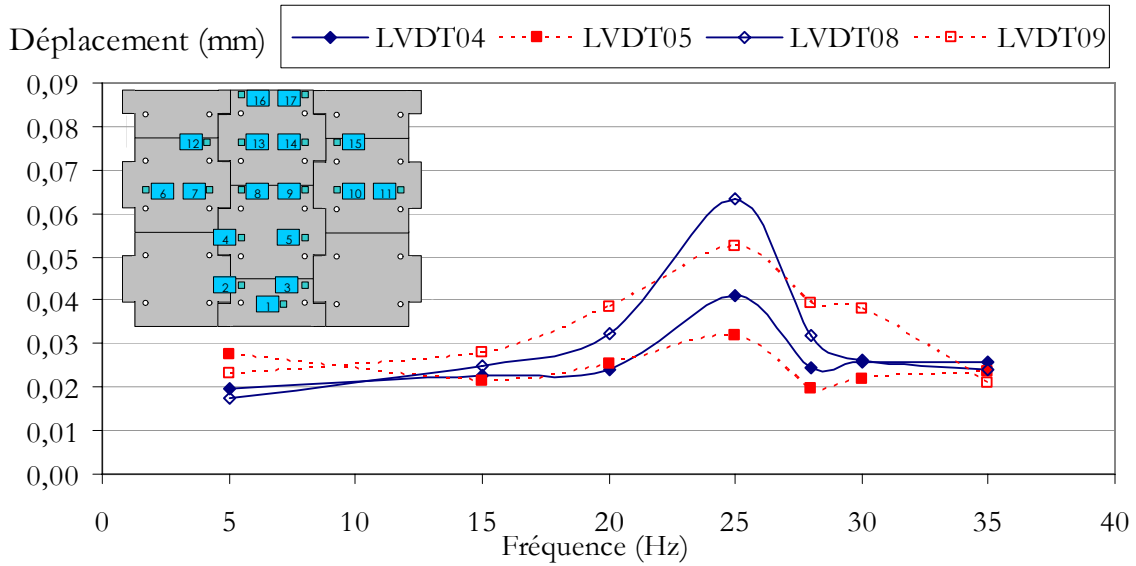


Figure 4-14 - Amplitudes des déplacements horizontaux de l'écaïlle centrale lors des essais multifréquences 20 – 90 kN sur la structure Terre Armée.

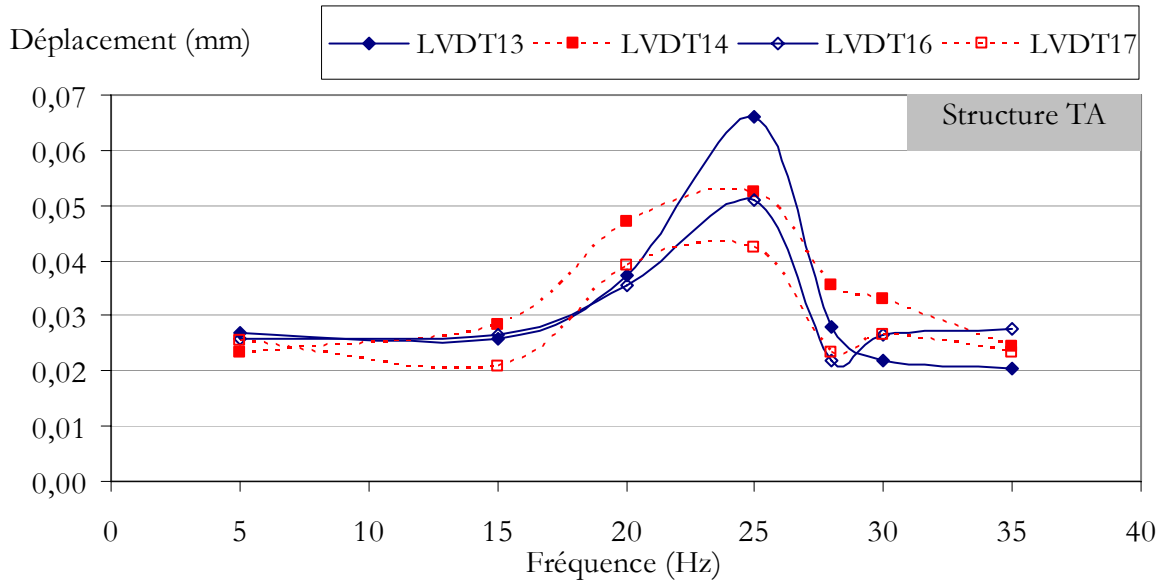


Figure 4-15 - Amplitudes des déplacements horizontaux de l'écaïlle supérieure lors des essais multifréquences 20 – 90 kN sur la structure Terre Armée.

Au niveau des capteurs LVDTPAR10 et 15, l'amplitude des déplacements est plus importante à 20 Hz qu'à 25 Hz. Pour l'écaïlle instrumentée par LVDTPAR06, 07 et 12, l'influence de la fréquence diffère en chaque point de mesure.

Pendant l'essai multifréquences 20 – 90 kN réalisé sur la Structure Normale, l'acquisition des données par les capteurs LVDTPAR04, 08, 13 et 14 a pu être maintenue (Figure 4-16). La sensibilité des déplacements horizontaux du parement à la fréquence de sollicitation du massif a pu là encore être constatée. Au niveau des quatre points de mesures, l'amplitude de déplacement est faible pour l'ensemble des fréquences testées sauf à 25 Hz où chaque capteur fait état d'un pic des déplacements.

La comparaison des mesures réalisées par les capteurs LVDTPAR13 et 14 lors des essais 20 – 90 kN menés sur les deux structures montre deux choses (Figure 4-17). Premièrement, l'influence de la fréquence n'est pas la même quand le chargement a lieu sur la structure Terre Armée ou sur la Structure Normale. Lorsque la structure Terre Armée est sollicitée, les amplitudes de déplacement augmentent à 20 et 25 Hz. Par contre, quand le chargement a lieu sur la Structure Normale, c'est uniquement à 25 Hz que cette valeur augmente. Deuxièmement, les amplitudes de déplacement horizontal du parement aux points 13 et 14 sont les mêmes à 25 Hz lors des essais sur les deux structures, environ 0,07 mm.

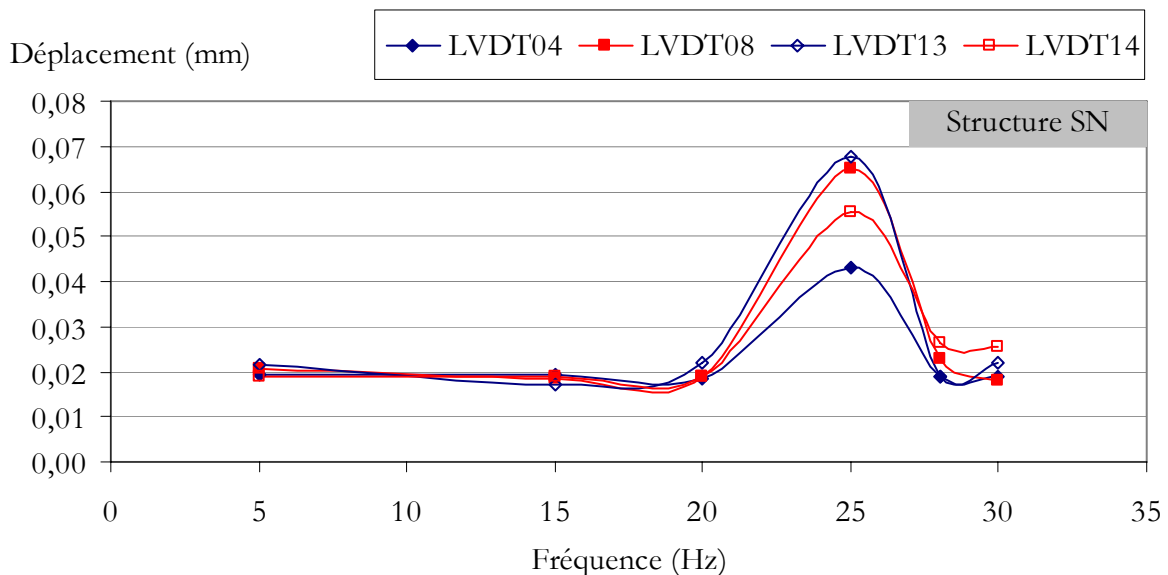


Figure 4-16 - Amplitudes des déplacements horizontaux du parement lors des essais multifréquences 20 – 90 kN sur la structure SN.

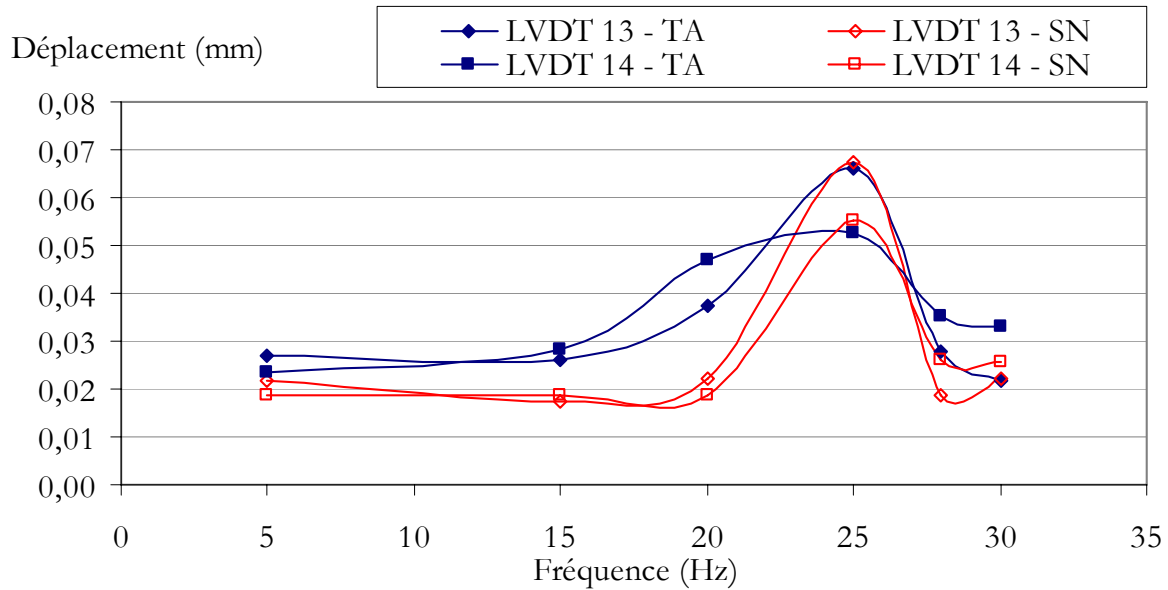


Figure 4-17 - Comparaison des déplacements horizontaux du parement aux points 13 et 14 mesurés lors des essais multifréquences 20 – 90 kN réalisés sur les deux structures.

Pour compléter ces observations, la figure 4-18 présente les accélérations verticales mesurées dans la structure Terre Armée lors des essais multifréquences 20 – 90 kN sur la Structure Normale.

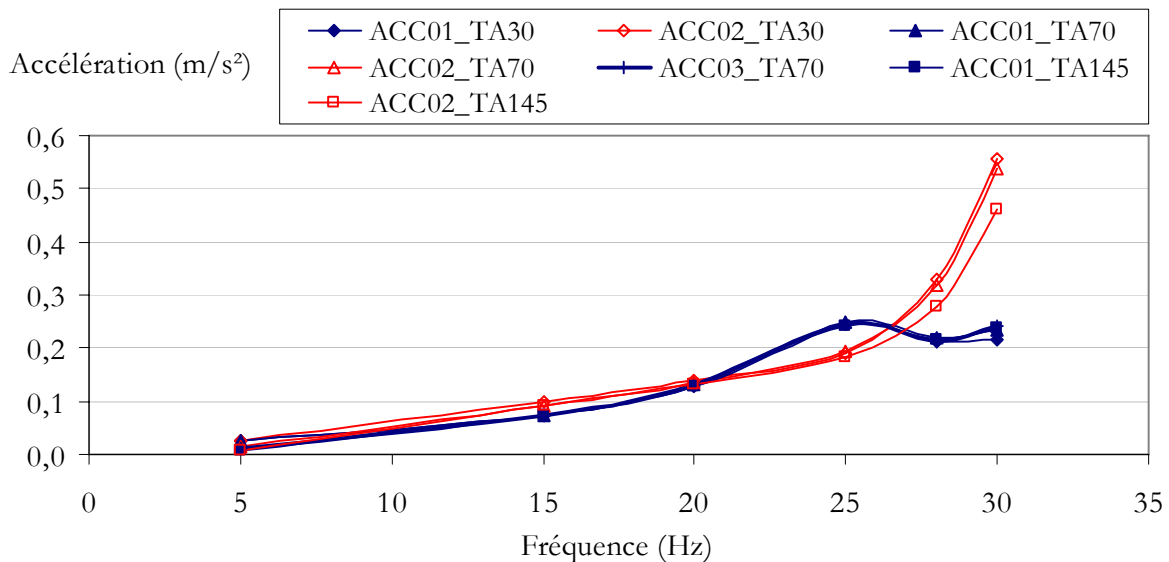


Figure 4-18 - Accélérations verticales mesurées dans la structure TA lors des essais multifréquences 20 – 90 kN réalisés sur la structure SN.

Les mesures sont influencées par la position des capteurs dans le massif. L'allure des courbes des mesures relatives aux capteurs de la file n°2 correspond au résultat attendu, avec des accélérations qui augmentent avec la fréquence. Par contre, les accéléromètres des files 1 et 3 renvoient des mesures d'accélération plus importantes à 25 Hz qu'à 28 Hz ou 30 Hz. De plus, la profondeur n'a pas ici d'influence sur les accélérations mesurées, ce qui n'était pas le cas lors des essais sur la structure Terre Armée. C'est précisément la fréquence pour laquelle les déplacements horizontaux du parement sont les plus importants.

4.1.2. Double M

L'objectif de ces essais était de reproduire sur un nombre significatif de cycles, c'est à dire 10 000, un chargement qui soit le plus proche possible de la sollicitation réelle de la voie. En effet, à la différence des essais multifréquences qui ne mettent en jeu qu'une seule fréquence à la fois, il est *a priori* possible que l'association de plusieurs fréquences de sollicitation amplifie la réponse de l'ouvrage. A titre de comparaison, les résultats des essais « double M » sont confrontés ici aux mesures réalisées lors des essais multifréquences correspondants, c'est-à-dire 15 Hz pour le « double M » simulant des passages de wagons à 160 km/h (M – 160) et 28 Hz reproduisant une vitesse de 300 km/h (M – 300).

Pour rendre la comparaison la plus objective possible, le tableau 4-2 présente une comparaison des amplitudes de variation de la force réellement appliquée lors des essais. Les amplitudes réelles lors des essais « double M » ont été de 10 à 20 % plus faibles, avec entre 29 et 33 kN au lieu de 36 kN. En ce qui concerne les amplitudes de déplacement vertical de la traverse, celles-ci étaient très influencées par la fréquence lors des essais multifréquences (Tableau 4-2).

Tableau 4-2 - Comparaison des amplitudes de force réellement appliquées (kN) et des amplitudes de déplacement vertical de la traverse (mm) lors des essais « double M » et des essais multifréquences correspondants.

Force réellement appliquée	Multifréquences	Double M
15 Hz et M - 160	36 kN	33 kN
28 Hz et M - 300	36 kN	29 kN
Déplacement de la traverse	Multifréquences	Double M
15 Hz et M - 160	0,36 mm	0,29 mm
28 Hz et M - 300	0,52 mm	0,3 mm

Il semble que ce ne soit pas le cas lors des essais « double M ». En effet, dans les deux cas, elles valent 0,3 mm, valeur d'ailleurs plus faible que celles observées lors des essais multifréquences, même après pondération par l'amplitude de force réellement appliquée.

Au vu des mesures de contraintes réalisées dans la structure d'assise, il semblerait que celle-ci fonctionne différemment lors des deux types d'essais. Lors des essais multifréquences, plus la fréquence de sollicitation est élevée, plus les contraintes verticales sont transmises dans la sous-couche et dans le remblai, même avec l'application d'une pondération par l'amplitude de la sollicitation. Cette tendance se conserve dans le ballast lors des essais « double M », en notant que l'écart est encore plus flagrant entre la basse et la haute fréquence, avec un rapport de l'amplitude des contraintes sur l'amplitude de la force appliquée de 0,75 dans le cas du M – 160 et de 1,25 pour le M – 300 (Tableau 4-3). Par contre, les contraintes verticales à la base de la sous-couche, une fois pondérées par l'amplitude de la force, sont plus importantes dans le cas du M – 160 que lors de n'importe quel autre essai. De plus, la sous-couche, qui normalement divise l'amplitude des variations de contrainte par un facteur proche de 2, n'a qu'une influence très limitée sur les contraintes verticales dans le cas du M – 160. Néanmoins, en valeurs brutes, les amplitudes de contraintes mesurées par le capteur CP01_TA70 ne sont pas plus élevées que lors des essais multifréquences.

Tableau 4-3 - Comparaison des rapports des amplitudes de contraintes verticales à 30 et 70 cm de profondeur sur l'amplitude de force réellement appliquée lors des essais double M et multifréquences correspondants.

30 cm	Multifréquences	Double M
15 Hz et M - 160	0,95	0,75
28 Hz et M - 300	1,15	1,25
70 cm	Multifréquences	Double M
15 Hz et M - 160	0,40	0,65
28 Hz et M - 300	0,60	0,50

Ce constat se retrouve aussi dans les mesures d'accélération verticale (Figure 4-19). Globalement, les accélérations mesurées lors des essais « double M » sont comparables à celles mesurées lors des essais multifréquences correspondants. Par contre, l'accélération verticale mesurée à la base de la sous-couche lors du M – 160 est globalement élevée et même supérieure à celle mesurée à la base du ballast.

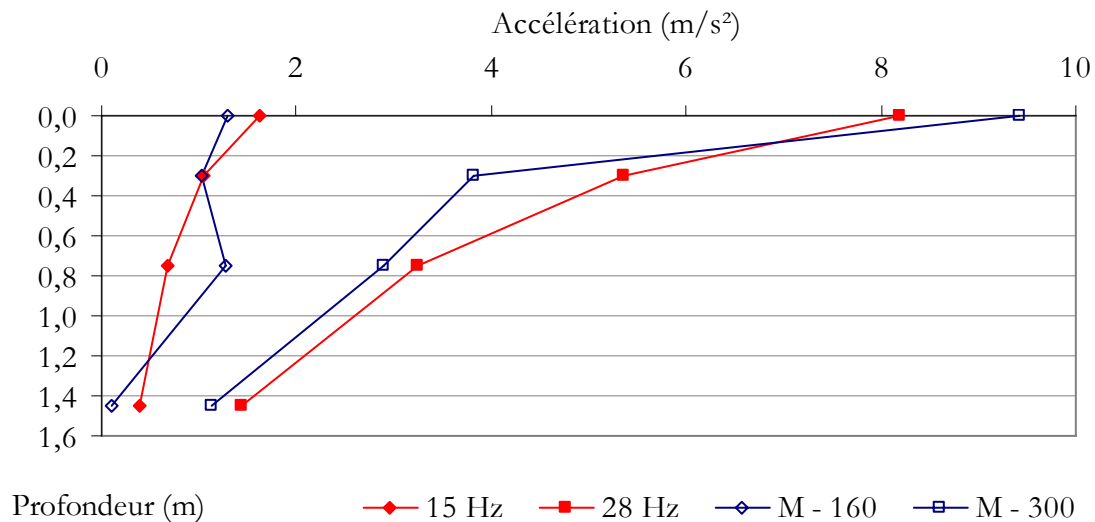


Figure 4-19 - Comparaison des accélérations verticales dans la structure Terre Armée mesurées lors des essais « double M » et multifréquences correspondants.

Le tableau 4-4 récapitule les amplitudes des déplacements verticaux de l'interface remblai – sous-couche lors des essais multifréquences et « double M ». Les mesures réalisées lors de l'essai « double M » sont cohérentes, avec des valeurs proches pour les capteurs LVDT01_TA60, LVDT02_TA60 et LVDT04_TA60 et des valeurs plus faibles pour LVDT03_TA60, qui est le plus éloigné de la traverse. Il faut noter toutefois que les valeurs maximales sont obtenues au point 4, qui n'est pas directement situé sous la traverse. En moyenne, les amplitudes des déplacements mesurées lors des essais « double M » valent 60 % de celles mesurées lors des essais multifréquences correspondants.

Tableau 4-4 - Comparaison des amplitudes de déplacement de l'interface remblai – sous-couche (mm) mesurées lors des essais « double M » et multifréquences correspondants.

LDVDT01_TA60	Multi-fréquences	Double M	LDVDT02_TA60	Multi-fréquences	Double M
15 Hz et M - 160	0,06	0,04	15 Hz et M - 160	0,05	0,03
28 Hz et M - 300	0,09	0,05	28 Hz et M - 300	0,09	0,05
LDVDT03_TA60	Multi-fréquences	Double M	LDVDT04_TA60	Multi-fréquences	Double M
15 Hz et M - 160	0,03	0,02	15 Hz et M - 160	0,05	0,05
28 Hz et M - 300	0,05	0,03	28 Hz et M - 300	0,08	0,06

Enfin, les figures 4-20 et 4-21 présentent respectivement les amplitudes des variations de traction mesurées dans les armatures 46 et 36 lors des essais « double M » et multifréquences

correspondants. Elles montrent que la réponse de l'ouvrage en terme de traction dans les armatures n'est pas la même lors des essais « double M » que lors des essais multifréquences. Les amplitudes de variations de traction dans une armature lors d'un même essai sont plus homogènes dans le cas du « double M ». A l'exception du bout libre d'armature où les amplitudes sont un peu plus fortes sans toutefois atteindre des valeurs importantes, les amplitudes observées lors des essais « double M » sont plus faibles que celles mesurées lors des essais multifréquences correspondants.

Il n'a pas été possible de déterminer de valeur précise pour les déplacements du parement comme lors des essais multifréquences. Néanmoins, ces valeurs ne sont toujours pas significatives.

Plus généralement, la réponse de l'ouvrage lors des essais « double M » est plus faible que celle observée lors des essais multifréquences. Elle n'est pas non plus incompatible avec une utilisation ferroviaire du soutènement et il est donc pertinent d'utiliser une sollicitation sinusoïdale lors des essais de fatigue en s'appuyant sur la fréquence la plus élevée.

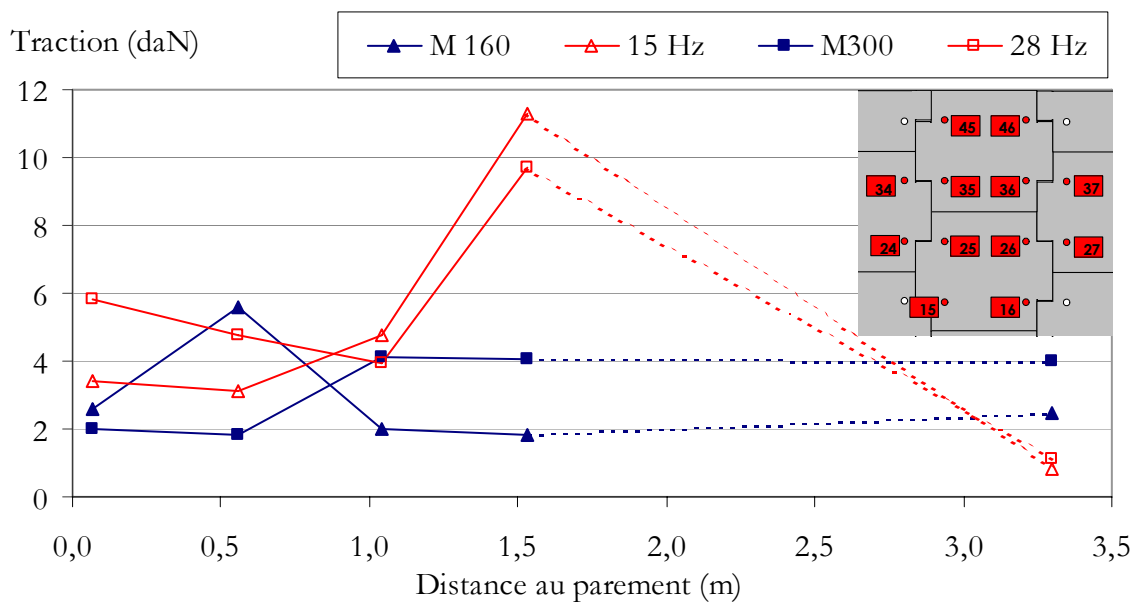


Figure 4-20 - Comparaison des amplitudes de variation de traction dans l'armature 46 mesurées lors des essais « double M » et multifréquences correspondants.

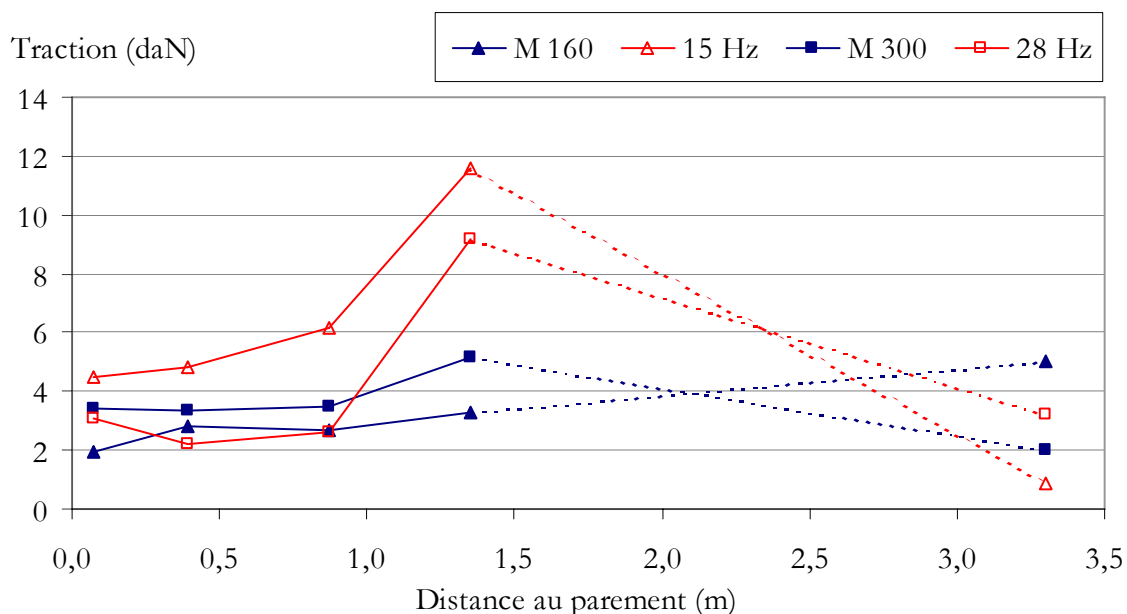


Figure 4-21 - Comparaison des amplitudes de variation de traction dans l'armature 36 mesurées lors des essais « double M » et multifréquences correspondants.

4.1.3. Effets dynamiques

Le dernier point abordé dans ce paragraphe est une comparaison des résultats de l'essai de référence statique à 90 kN avec ceux obtenus lors des essais multifréquences pour illustrer l'influence du caractère dynamique du chargement.

Les résultats de l'essai statique qui servent pour cette confrontation sont ceux rapportés dans le paragraphe 3.1. Les résultats des essais multifréquences 20 – 50 kN et 20 – 90 kN présentés ici sont les variations maximales obtenues en sommant les variations moyennes et les amplitudes des variations.

4.1.3.a. Réponse du sol

Le mouvement de la traverse est globalement peu influencé par la fréquence de sollicitation lors des essais multifréquences (Figure 4-22).

Les déplacements verticaux maximaux de la traverse avoisinent 1,5 mm. Par contre, ils sont plus élevés en statique, atteignant ici 2 mm. Ce phénomène peut s'expliquer de la manière suivante : lors des essais dynamiques, une partie de l'énergie est dissipée par les vibrations qui mettent en mouvement les grains de ballast avoisinants, ce qui fait baisser le niveau de déformation de la couche de ballast.

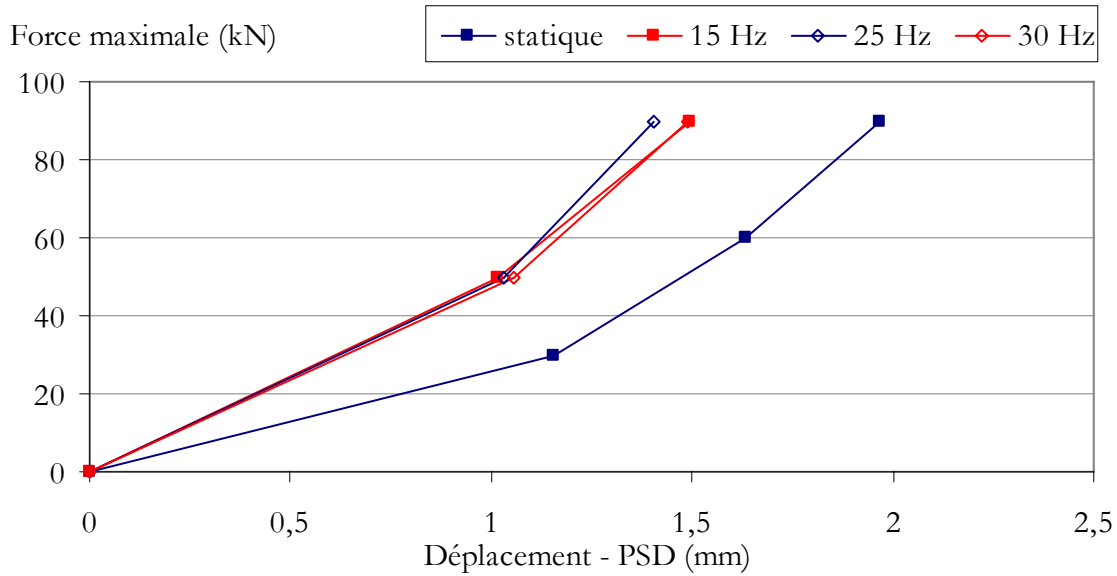


Figure 4-22 - Effet des vibrations sur le déplacement vertical de la traverse.

La figure 4-23 présente les déplacements verticaux de l'interface remblai - sous-couche. Ce sont les moyennes des mesures des capteurs LVDT01_TA60 et LVDT02_TA60. Ici, les vibrations augmentent significativement les déplacements. De 0,11 mm en statique, ce déplacement monte jusqu'à 0,17 mm en dynamique pour la fréquence la plus défavorable. L'impact des vibrations est donc d'augmenter de 25 à 60 % les déplacements verticaux de l'interface. Ceux-ci restent très faibles en valeur absolue et, en considérant que le sol support du plot expérimental est indéformable, les déformations instantanées verticales de l'ouvrage ne dépassent pas 0,005 % de sa hauteur.

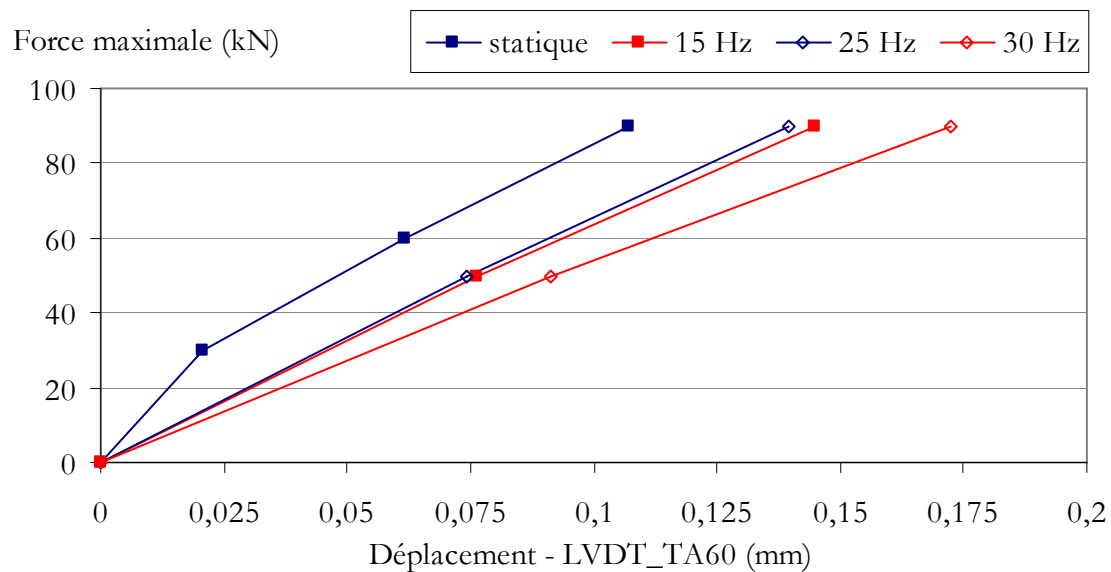


Figure 4-23 - Effets des vibrations sur le déplacement vertical de l'interface remblai - sous-couche.

La figure 4-24 montre la déflexion de l'interface remblai – sous-couche, parallèlement au parement. Ce profil est obtenu avec les mesures des capteurs LVDT01_TA60, LVDT03_TA60 et LVDT04_TA60, avec l'hypothèse d'une symétrie par rapport à l'axe principal de la traverse. La graduation principale de l'abscisse est de 0,3 m, car elle correspond à la fois à la largeur d'une traverse et à la distance entre les bords de deux traverses consécutives d'une voie ferrée. Le rapport des mesures réalisées par le capteur LVDT01_TA60 sur celles du LVDT03_TA60, distant de 0,75 m de l'axe de la traverse, passe de 46% en statique à 49 % en dynamique. Les vibrations ont donc un impact important sur la déflexion maximale mais faible sur la zone d'influence. Pour une surcharge de 90 kN, la déflexion de l'interface considéré s'étend sur une zone d'environ 2 m de large, soit 5 traverses consécutives d'une voie ferrée.

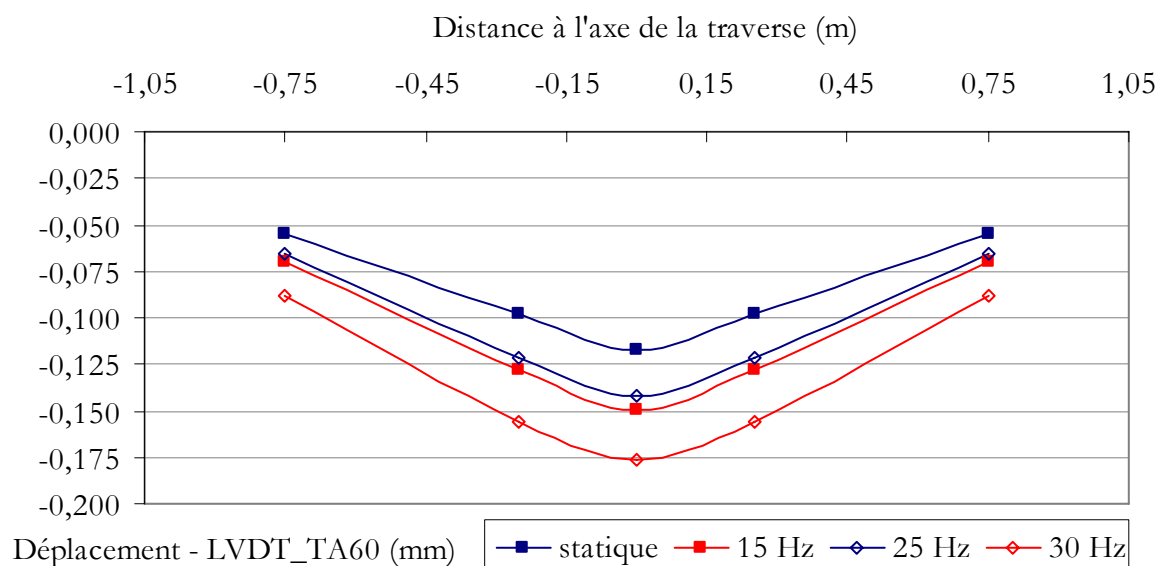


Figure 4-24 - Profil des déplacements verticaux de l'interface sol – sous-couche.

La figure 4-25 montre l'évolution des variations de contrainte verticale sous la traverse avec la profondeur.

Les mesures réalisées à 30 cm de profondeur sont toujours à prendre avec précaution, car fortement influencées par les chemins de contact dans le ballast. Entre 70 et 220 cm, l'amplification, liée aux vibrations, des variations de contrainte verticale dans le sol diminue avec la profondeur puisqu'elle passe, pour 30 Hz, d'un facteur 1,65 à 70 cm à 1,08 à 220 cm. Pour des fréquences plus basses, les variations de contraintes sont égales à celles mesurées en statique à 145 cm de profondeur et inférieures en dynamique à 220 cm.

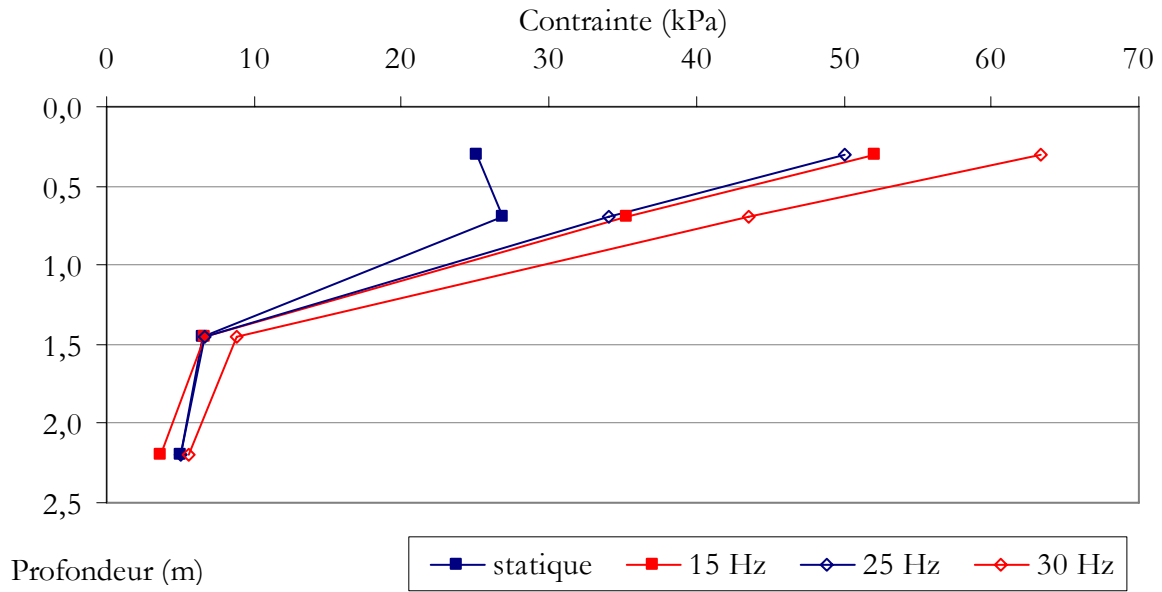


Figure 4-25 - Effet des vibrations sur les augmentations des contraintes verticales dans le sol, sous la traverse, en fonction de la profondeur.

4.1.3.b. Réponse du soutènement

La figure 4-26 illustre l'effet des vibrations sur l'armature 36. Contrairement aux autres grandeurs présentées avant, la variation moyenne des tractions n'ayant pu être déterminée avec certitude, elle n'est pas associée aux amplitudes mais fait l'objet d'une courbe propre (VMP).

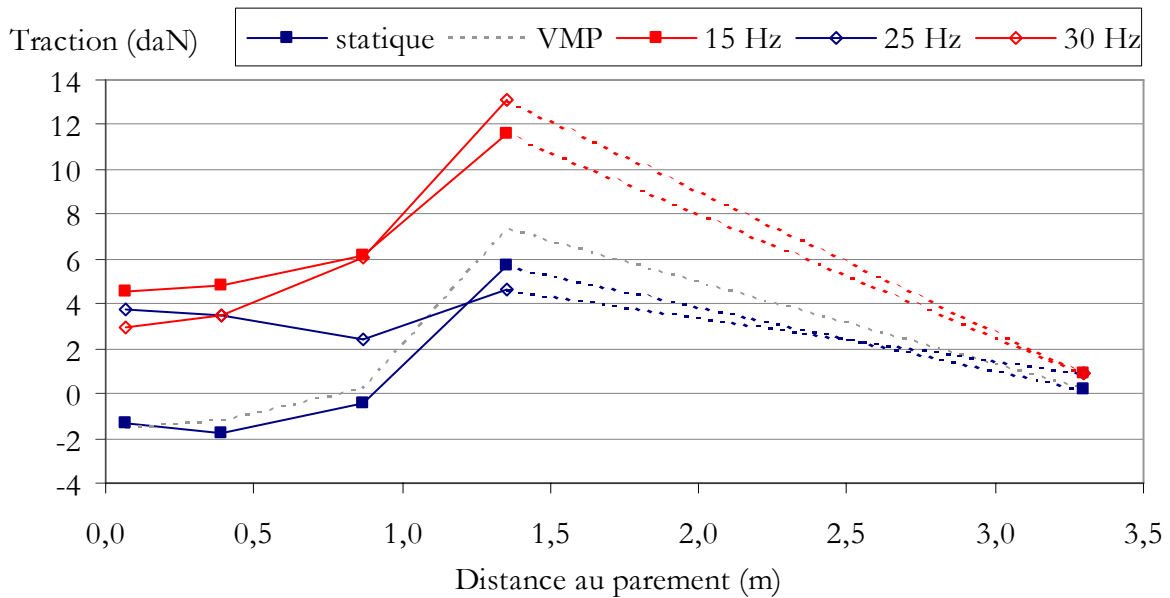


Figure 4-26 - Effet des vibrations sur les variations de traction dans l'armature 36.

Tout d'abord, la variation statique et la variation dynamique moyenne mesurée pour 5 Hz, qui est probablement valable pour les autres fréquences, sont très proches. L'allure des deux courbes est la même avec des valeurs négatives aux points de mesure 1 et 2, des valeurs quasiment nulles pour les jauges 3 et 5 et des maxima au niveau du point 4. Le maximum de la variation moyenne en dynamique vaut 7,3 daN contre 5,7 daN en statique.

Sans revenir sur la différence des allures des courbes représentant les amplitudes aux différentes fréquences, l'amplitude maximale seule à 30 Hz vaut 13,1 daN, soit environ 2,3 fois celle mesurée en statique. De plus, si la variation moyenne est ajoutée à l'amplitude dynamique, la somme vaut 20,4 daN, soit environ 3,6 fois la valeur statique. En conséquence, les vibrations ont un effet important sur les variations de traction dans les armatures, pouvant atteindre un facteur 3,6 dans ce cas. Cet écart est peut-être plus faible pour les variations maximales réelles qui ne sont pas mesurées ici. Dans un contexte plus global, une augmentation de traction de 20,4 daN ne représente qu'un peu moins de 4 % de valeur totale de traction dans l'armature, qui vaut pour mémoire dans le cas présent 5,5 kN.

La figure 4-27 confronte les augmentations maximales de tractions mesurées dans les armatures en statique et en dynamique.

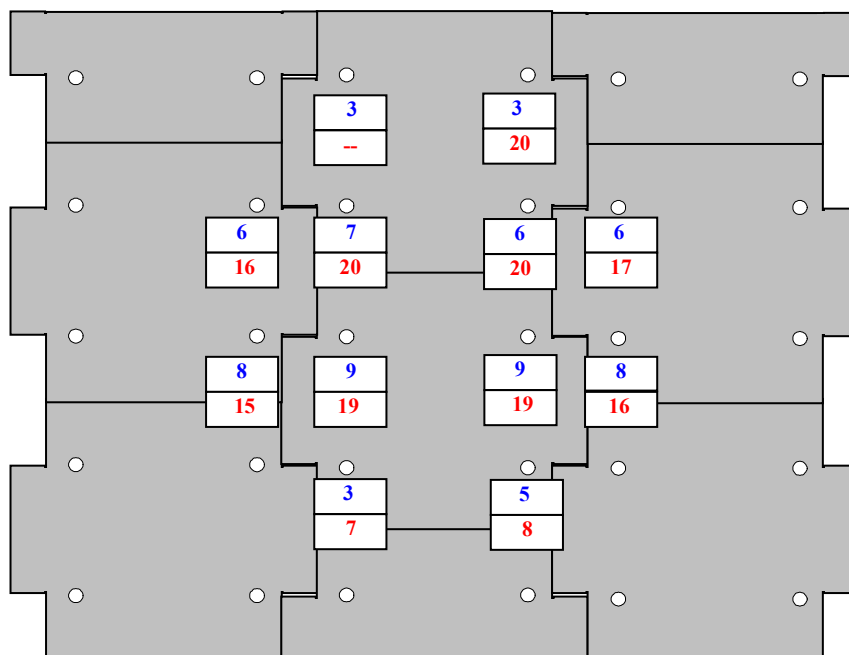


Figure 4-27 - Comparaison des augmentations maximales de traction statiques, « en haut », et des augmentations maximales dynamiques, « en bas » (daN).

Contrairement au cas statique, l'effet des vibrations mesuré ici est maximal en tête du mur et diminue lentement avec la profondeur. L'atténuation dans le plan horizontal est assez faible, il est probable que la zone d'influence des vibrations sur les tractions dans les armatures soit plus étendue que celle relative aux déplacements verticaux de l'interface.

La figure 4-28 montre les profils des déplacements horizontaux du parement, pris dans l'axe de la traverse, lors du chargement statique et des amplitudes de déplacement lors des essais multifréquences. L'allure des déplacements horizontaux du parement lors du chargement statique est la même que celle des amplitudes de déplacement mesurées lors du chargement à 25 Hz, modulo un facteur 4. Pour les autres fréquences, l'amplitude de déplacement est plus constante avec la hauteur du mur et vaut le double du déplacement statique maximal.

Enfin, si le comportement des armatures est toujours supposé élastique, l'ordre de grandeur des déplacements du parement est cohérent avec l'ordre de grandeur des augmentations de traction dans les armatures.

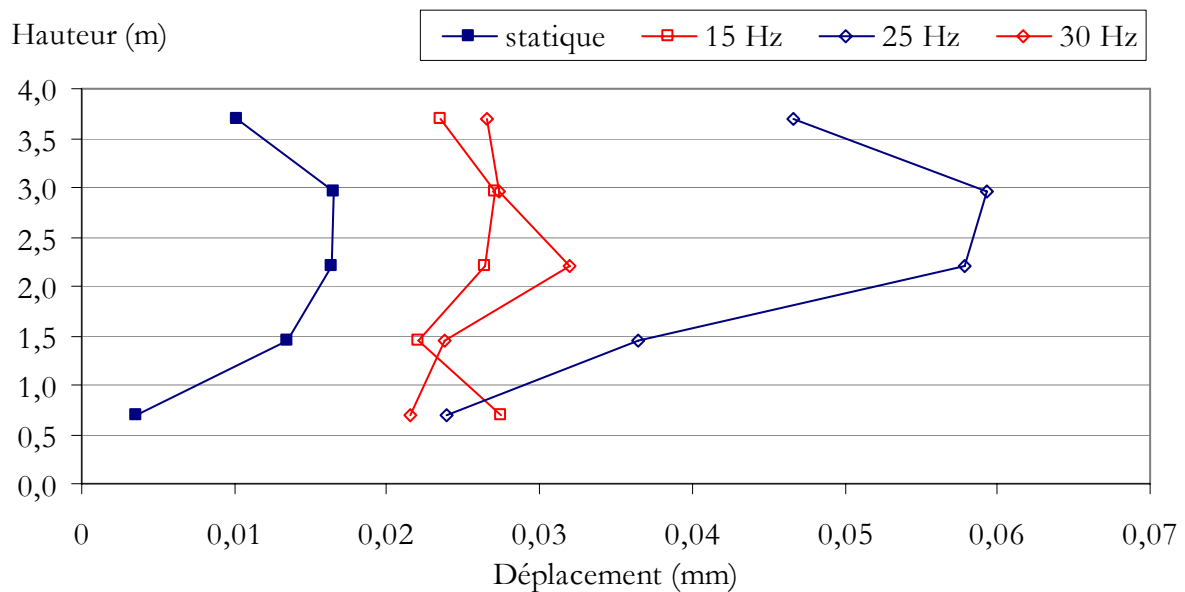


Figure 4-28 - Déplacements horizontaux du parement statiques et dynamiques.

4.2. Essais de fatigue

4.2.1. Réponse du sol

La figure 4-29 présente les déplacements moyens de la traverse lors des deux essais de fatigue successifs réalisés sur la structure Terre Armée (TA). Cette figure fournit deux informations. La première est que, même si la traverse a eu tendance à basculer, les déplacements observés restent dans un ordre de grandeur acceptable, à savoir environ 10 mm pour 7 000 000 de chargements, soit sept années de trafic. Deuxièmement, la courbe des déplacements du PSD01, et dans une moindre mesure, celle du PSD02, montrent la sensibilité de la structure aux conditions de sollicitation. La réponse du système est fortement influencée par l'ensemble des arrêts de chargement. En effet, la reprise des cycles au début de chaque jour d'essai marque une accélération des déplacements verticaux. De plus, pour compenser sa bascule, la traverse a fait l'objet de trois redressements, qui se manifestent par une diminution correspondante du déplacement vertical sur le capteur PSD01.

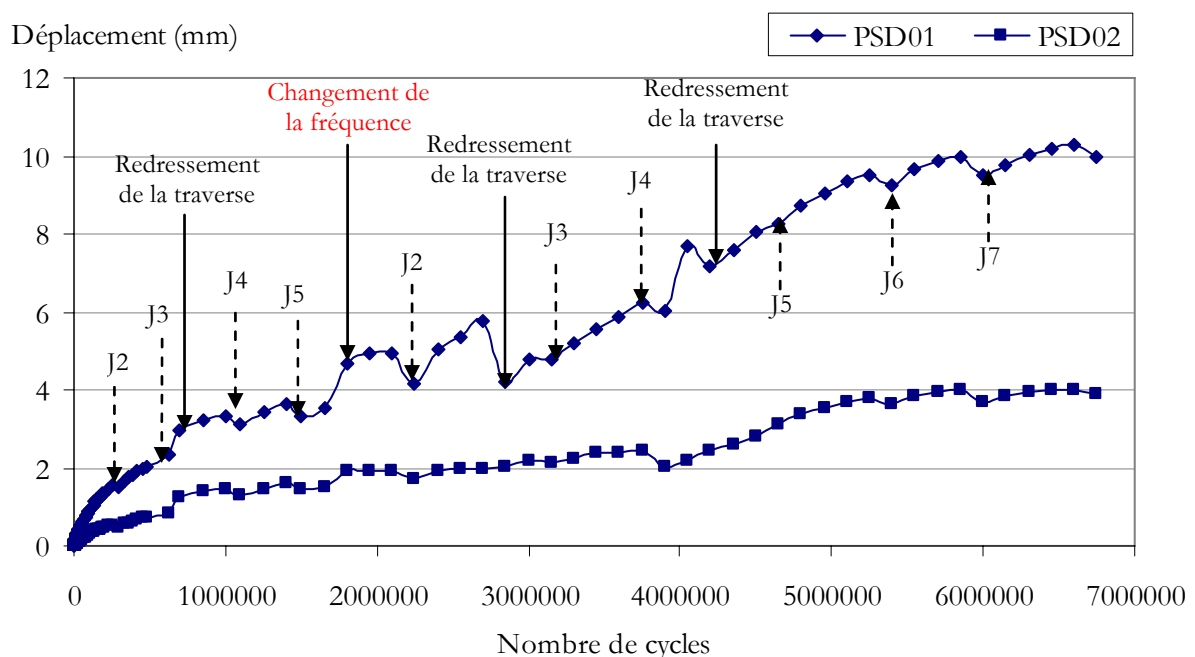


Figure 4-29 - Suivi des déplacements verticaux moyens de la traverse lors des essais de fatigue réalisés sur la structure Terre Armée.

Dans la suite de ce paragraphe, certains graphiques reprendront l'ensemble des cycles de chargement réalisés sur l'une ou l'autre des structures, comme dans le cas de la figure 4-29.

D'autres graphiques se focaliseront sur la première partie de l'essai de fatigue à 16 Hz, c'est-à-dire avant le premier redressement, et la dernière partie de l'essai de fatigue à 28 Hz qui commence avec le troisième redressement, comme indiqué sur la figure 4-30.

Comme cela a déjà été dit, les déplacements verticaux moyens mesurés par le capteur PSD01 sont plus importants que ceux mesurés par PSD02. Il semblerait que la fréquence n'a pas d'influence établie sur la vitesse d'évolution des déplacements puisque les déplacements augmentent dans les mêmes proportions à 16 Hz et à 28 Hz au niveau du PSD02 et plus rapidement à 16 Hz qu'à 28 Hz au niveau du PSD01. Enfin, les déplacements atteignent un palier au bout de 2 500 000 cycles lors de l'essai à 28 Hz, de l'ordre de 1,5 mm pour PSD02 et 3 mm pour PSD01.

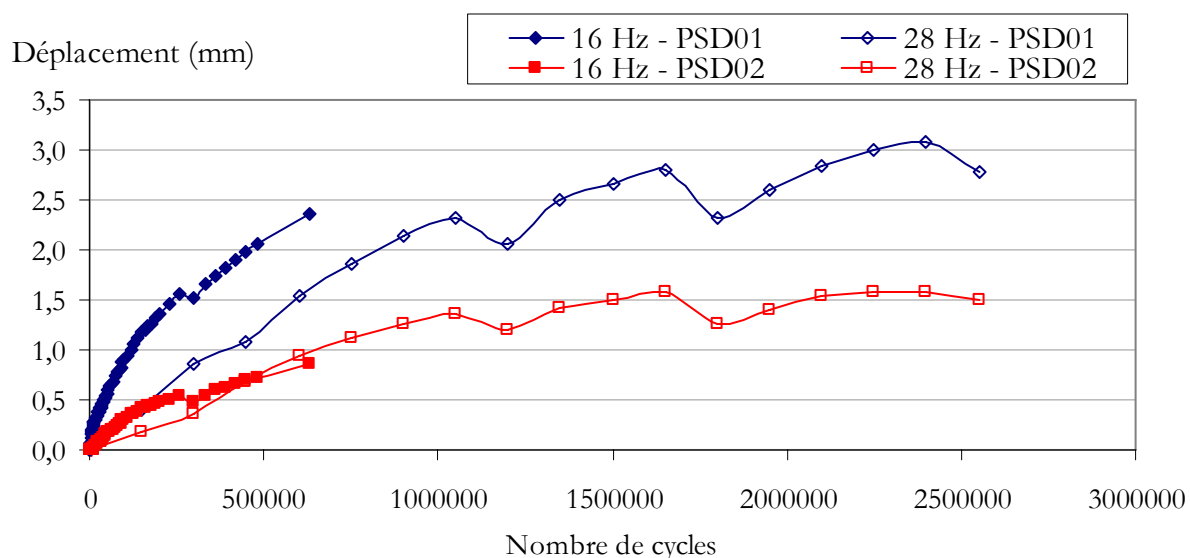


Figure 4-30 - Déplacement vertical de la traverse, sans redressement de la traverse, lors des essais de fatigue sur la structure Terre Armée.

A l'inverse, lors des essais de fatigue sur la Structure Normale, les déplacements verticaux moyens observés ont progressé plus rapidement lors de l'essai de fatigue à 28 Hz que lors de celui à 16 Hz (Figure 4-31). Les déplacements mesurés par PSD02 ici sont du même ordre de grandeur que ceux mesurés par PSD01. Les deux capteurs montrent que la traverse a tassé dans le ballast d'environ 10 mm lors du premier million de cycles, puis que ce déplacement s'est ralenti pour se stabiliser aux alentours de 14 mm.

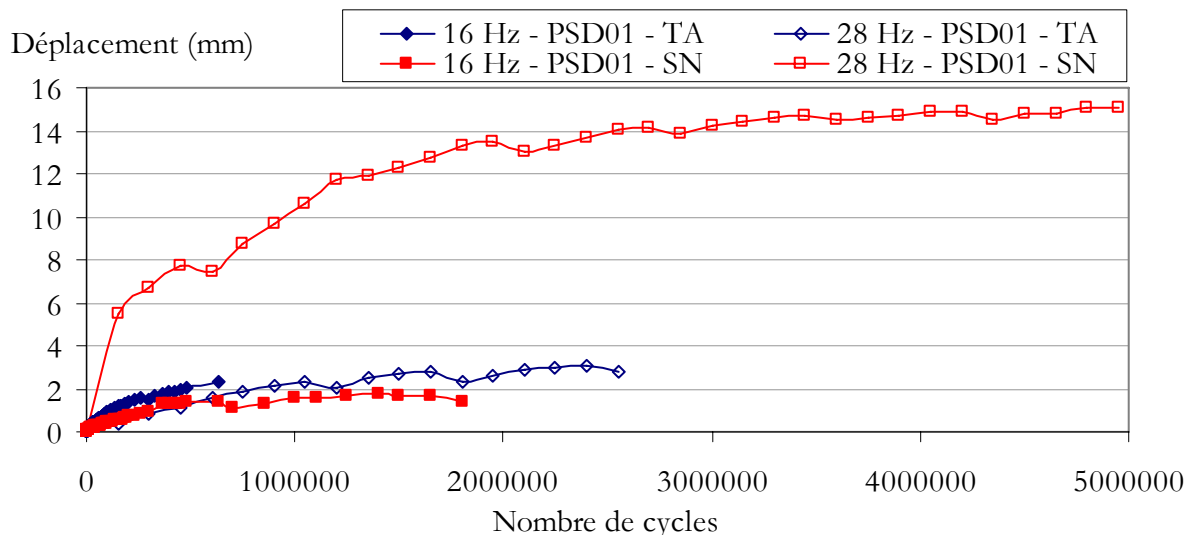


Figure 4-31 - Comparaison du déplacement vertical de la traverse lors des essais de fatigue des deux structures.

Le premier élément marquant concernant la variation d'épaisseur de la sous-couche est son ordre de grandeur, 100 fois plus faible que celui du déplacement vertical de la traverse (Figure 4-32).

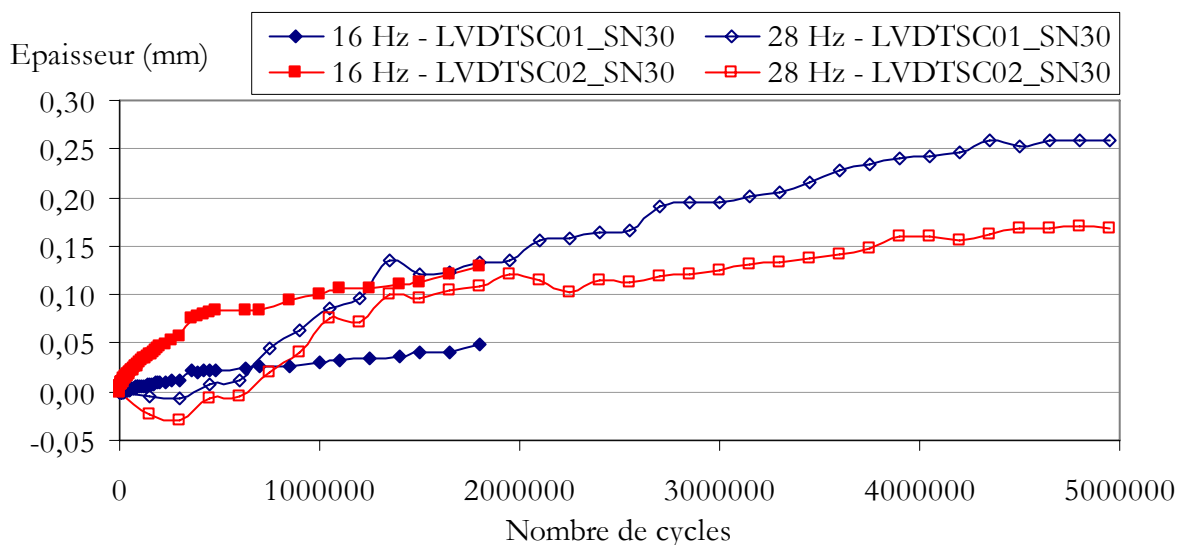


Figure 4-32 - Variations moyennes de l'épaisseur de la sous-couche lors des essais de fatigue sur la Structure Normale.

Du fait de la faible évolution de cette épaisseur, il est difficile de conclure à l'existence d'un palier, notamment pour l'essai à 16 Hz. Les mesures renvoyées par les deux capteurs diffèrent quelque peu. A la fin de l'essai de fatigue à 16 Hz, le capteur LVDTSC01_SN30 indique une diminution de 0,05 mm d'épaisseur alors que le capteur LVDTSC02_SN30 donne un peu moins de 0,15 mm. Pour le deuxième essai de fatigue, l'impact des cycles sur l'épaisseur est

respectivement de 0,15 mm et de 0,25 mm. La variation d'épaisseur globale à la fin des essais de fatigue est de 0,3 mm au niveau des deux points de mesure.

La figure 4-33 illustre le déplacement vertical moyen de l'interface remblai sous-couche lors des essais de fatigue de la structure Terre Armée. Au niveau des capteurs LVDT_TA60 n°1, 2 et 4, qui sont proches de la traverse, le déplacement de l'interface est tout autant influencé par le chargement cyclique que par les redressements de la traverse. Au bout de 7 000 000 de cycles, le déplacement de l'interface est inférieur à 1 mm. L'écart entre les mesures des capteurs LVDT_TA60 n°1, 2 et 4 est inférieur à 0,1 mm et la valeur du déplacement moyen à la fin des essais de fatigue est de 0,65 mm. Au niveau du capteur LVDT03_TA60, distant de 75 cm de l'axe de la traverse, le déplacement final n'est que de 0,2 mm, soit 30 % de celui mesuré sous la traverse.

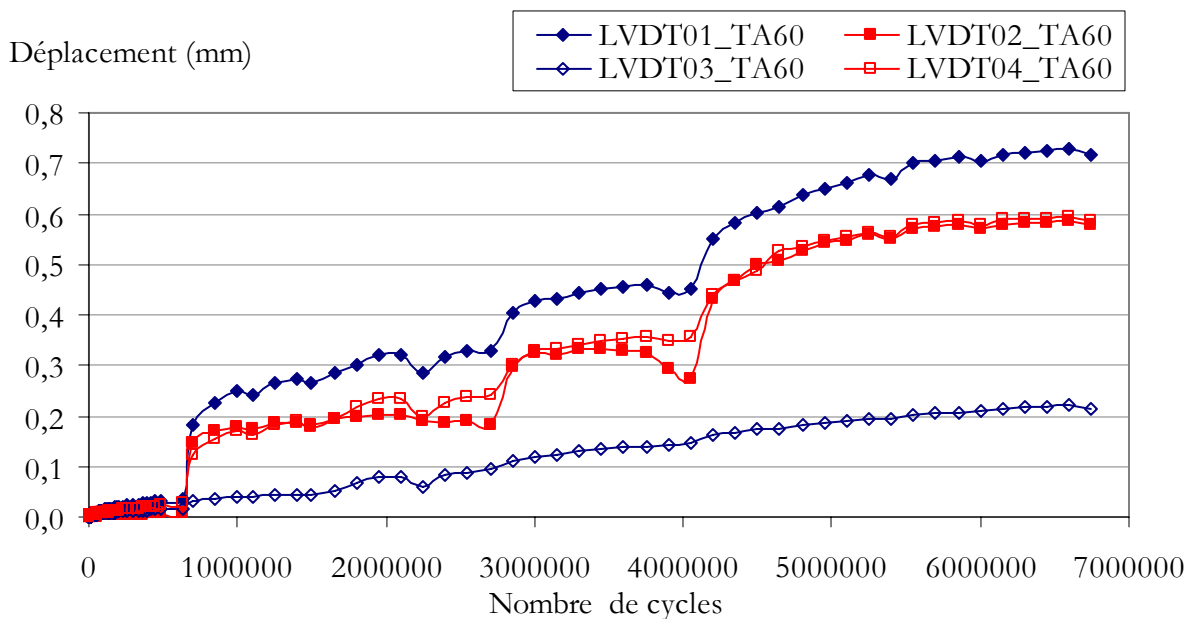


Figure 4-33 - Déplacements de l'interface remblai – sous-couche lors des deux essais de fatigue sur la structure TA.

La confrontation des déplacements de l'interface remblai – sous-couche mesurés lors des essais sur les deux structures montre que les deux structures répondent de manière similaire (Figure 4-34). A 16 Hz, les deux courbes se confondent. A 28 Hz, les ordres de grandeur des mesures sont les mêmes, avec un peu moins de 0,2 mm de déplacement vertical au bout de 2 500 000 cycles pour la structure Terre Armée et 0,25 mm pour la Structure Normale. Il semblerait que la circulation de trains à 170 km/h, correspondant à l'essai de fatigue à 16 Hz,

engendre moins de déplacement vertical que celle de trains à 300 km/h, simulée par l'essai de fatigue à 28 Hz.

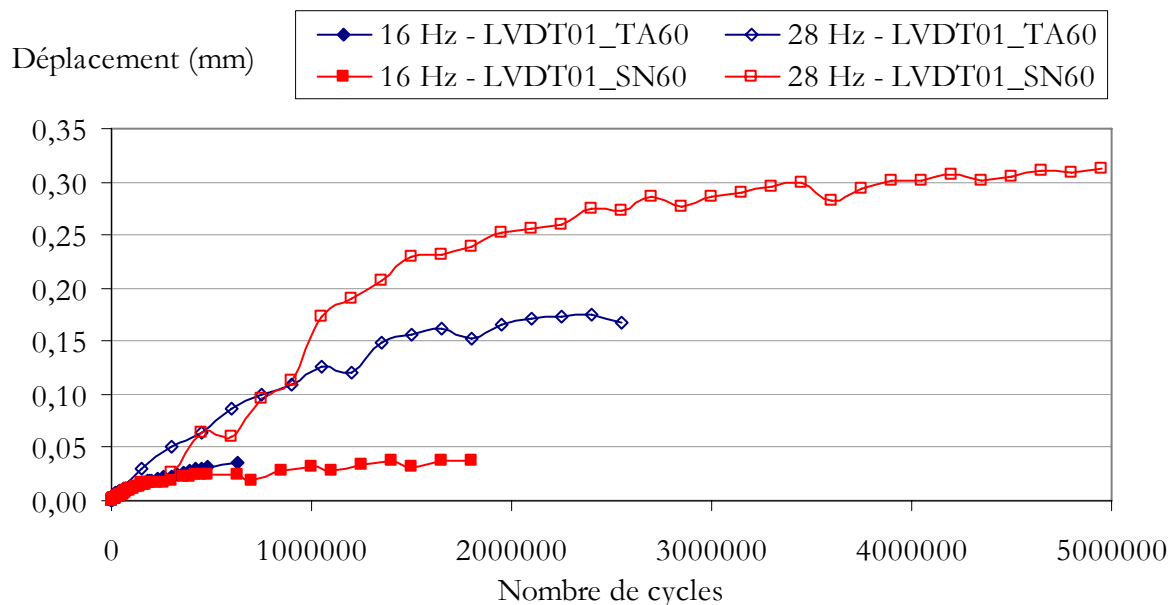


Figure 4-34 - Comparaison des déplacements de l'interface remblai – sous-couche des deux structures.

Il est possible de comparer les déplacements verticaux de l'interface remblai – sous-couche induits par les deux essais de fatigue, correspondant à 7 années de trafic d'une LGV, dans chacune des structures (Figure 4-35). La structure Terre Armée fait l'objet d'une courbe dont les valeurs de déplacement ont été corrigées pour s'affranchir des trois redressements. Pour tenir compte des trois redressements de la traverse qui conduisent instantanément à un déplacement important, la Structure Normale n'ayant pas fait l'objet de ce type d'opération, il faut s'affranchir de leur impact sur les mesures pour comparer les résultats de manière plus probante. Les résultats concernant les deux structures et la sous-couche sont proches, avoisinant 0,3 mm. Les trois courbes semblent avoir atteint un palier.

La figure 4-36 montre l'évolution, en fonction de la profondeur, des déplacements verticaux mesurés dans les deux structures à la fin des essais de fatigue. Ce sont les valeurs brutes des déplacements qui ont servi à la construction de ce graphique, ce qui n'est pas à l'avantage de la structure Terre Armée. Néanmoins, il est manifeste que 90 % des déplacements interviennent dans le ballast, que la sous-couche absorbe une part significative des déformations rémanentes et que les deux structures ne sont que très peu influencées en terme de déplacement vertical. Les

mesures corrigées indiquent que la structure Terre Armée s'est déformée de 0,01 % de sa hauteur lors des essais de fatigue, comme la Structure Normale.

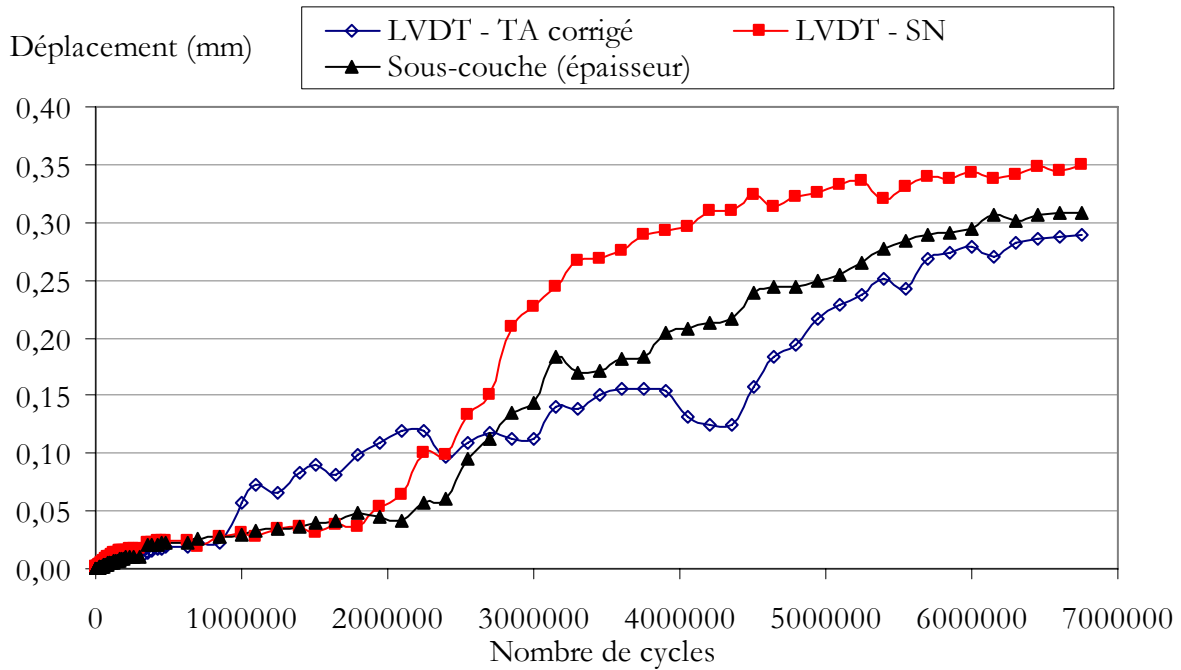


Figure 4-35 - Comparaison des déplacements de l'interface remblai - sous-couche des deux structures et de la variation d'épaisseur de la sous-couche.

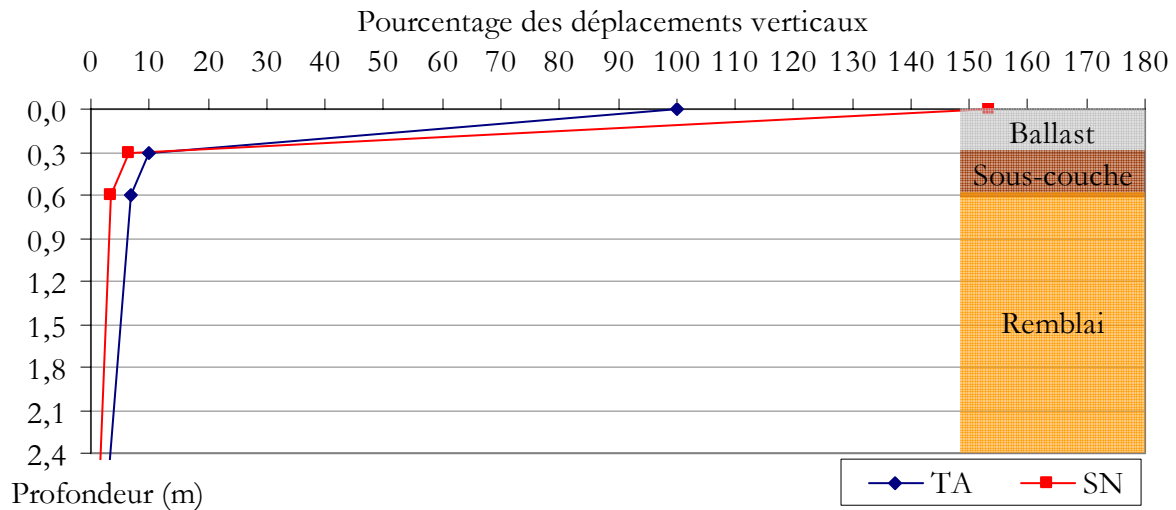


Figure 4-36 - Evolution des déplacements verticaux des deux structures avec la profondeur.

Il faut signaler que les mesures de teneur en eau massique du matériau à la mise en œuvre tournaient autour de 10,1 % et que les sondes TDR indiquent que celle-ci est restée presque

constante pendant les essais. Cette valeur de teneur en eau correspond au maximum de l'indice de portance immédiat (Figure 2-6), ce qui ne favorise pas l'apparition de déformation.

Les figures 4-37 et 4-38 montrent l'évolution des contraintes verticales dans le sol de la structure Terre Armée respectivement lors de la première partie de l'essai de fatigue à 16 Hz et la dernière partie de l'essai de fatigue à 28 Hz.

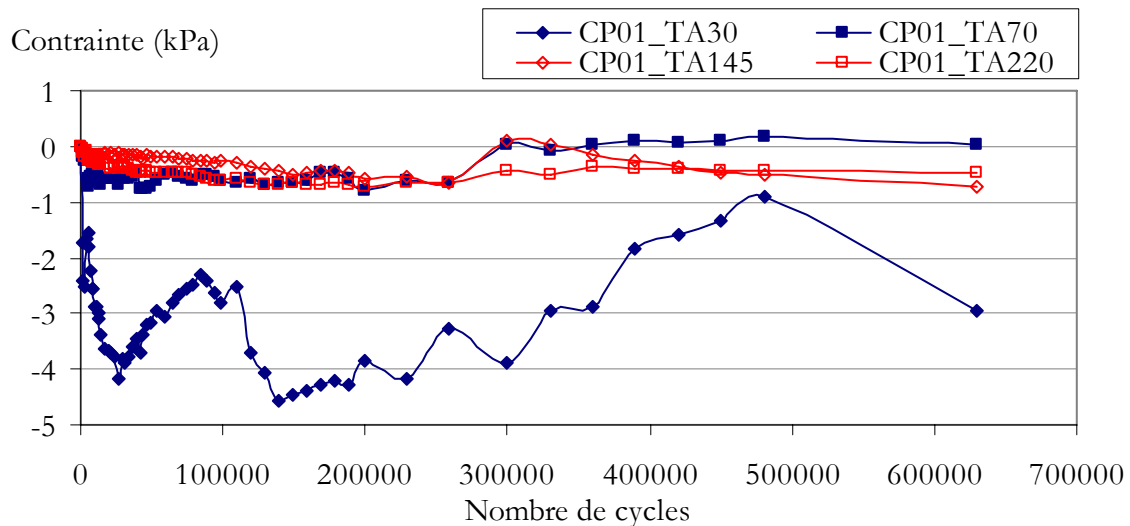


Figure 4-37 - Variation de contrainte verticale dans le sol de la structure Terre Armée lors de la première partie de l'essai de fatigue à 16 Hz;

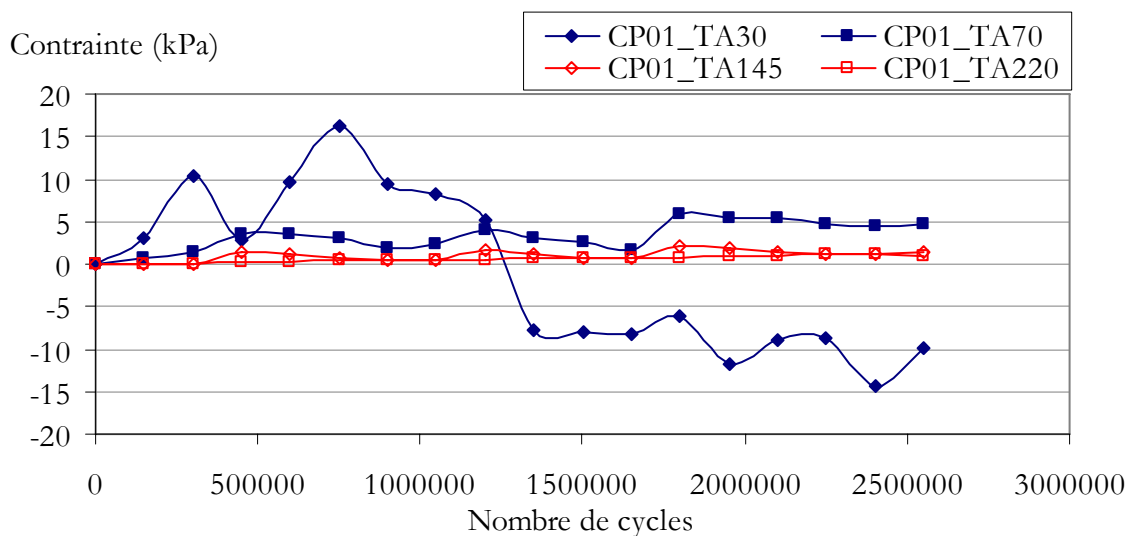


Figure 4-38 - Variation de contrainte verticale dans le sol de la structure Terre Armée lors de la dernière partie de l'essai de fatigue à 28 Hz;

Il apparaît que ces variations sont très faibles à 16 Hz. Dans le premier cas, elles sont inférieures à 5 kPa à la base du ballast et du niveau de la précision du capteur pour des profondeurs plus importantes. A 28 Hz, le constat est similaire. Le capteur CP01_TA30 mesure des variations de contrainte verticale dans la fourchette + 15 kPa à - 15 kPa. Là encore, les chemins de contact au sein du ballast pouvant varier lors des essais, la contrainte verticale est très influencée par les conditions expérimentales de l'essai. Pour des profondeurs supérieures à 30 cm, les contraintes verticales sont très stables. La variation maximale est de 5 kPa liée à la reprise des essais le dernier jour. Pour ce qui est de la contrainte horizontale à 70 cm de profondeur, la valeur moyenne augmente de 4 kPa lors de la première partie de l'essai de fatigue 1, qui se dissipe avec le premier redressement. Plus généralement, les mesures de contraintes verticales sont cohérentes avec les mesures de déplacement vertical et montrent que l'ouvrage est très peu influencé par les essais de fatigue.

La figure 4-39 illustre l'évolution des accélérations verticales dans la structure Terre Armée lors des deux essais de fatigue. A 30 cm de profondeur, cette grandeur physique est là aussi très influencée par les procédures expérimentales, à savoir les trois redressements de la traverse et les redémarrages quotidiens des essais de fatigue. La fréquence de sollicitation joue aussi un rôle important. A 70 cm de profondeur, l'impact de tous ces paramètres est moins marqué, sauf celui du changement de fréquence. A 145 cm, seul le changement de fréquence est manifeste sur la courbe.

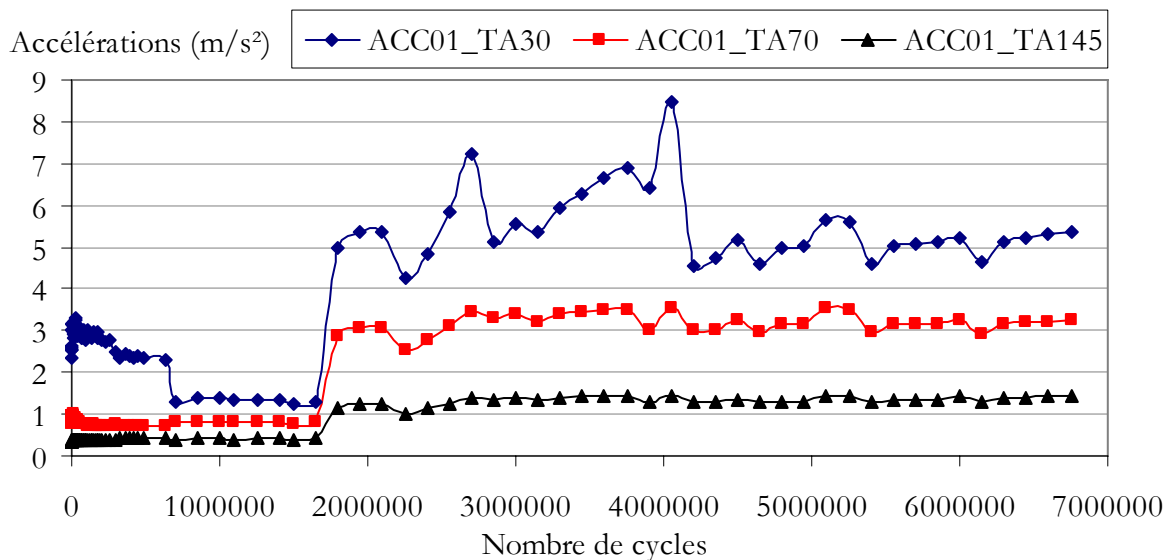


Figure 4-39 - Accélération verticale dans la structure Terre Armée lors des deux essais de fatigue.

4.2.2. Réponse du soutènement

Les déplacements du parement et les variations de traction dans les armatures constituent là encore la réponse du soutènement.

La figure 4-40 présente les déplacements horizontaux moyens mesurés pour l'écaille centrale supérieure lors des deux essais de fatigue. L'ordre de grandeur est ici de quelques dixièmes de millimètre, ce qui est plus important que les amplitudes présentées dans le paragraphe 4.1. Cette écaille est aussi celle qui se déplace le plus au cours de l'essai. Des variations journalières significatives sont à noter. L'origine en est inconnue mais pourrait être vraisemblablement attribuée aux variations de température. Pour l'écaille inférieure, les variations journalières sont du même ordre de grandeur que l'évolution de la valeur moyenne au cours des deux essais de fatigue.

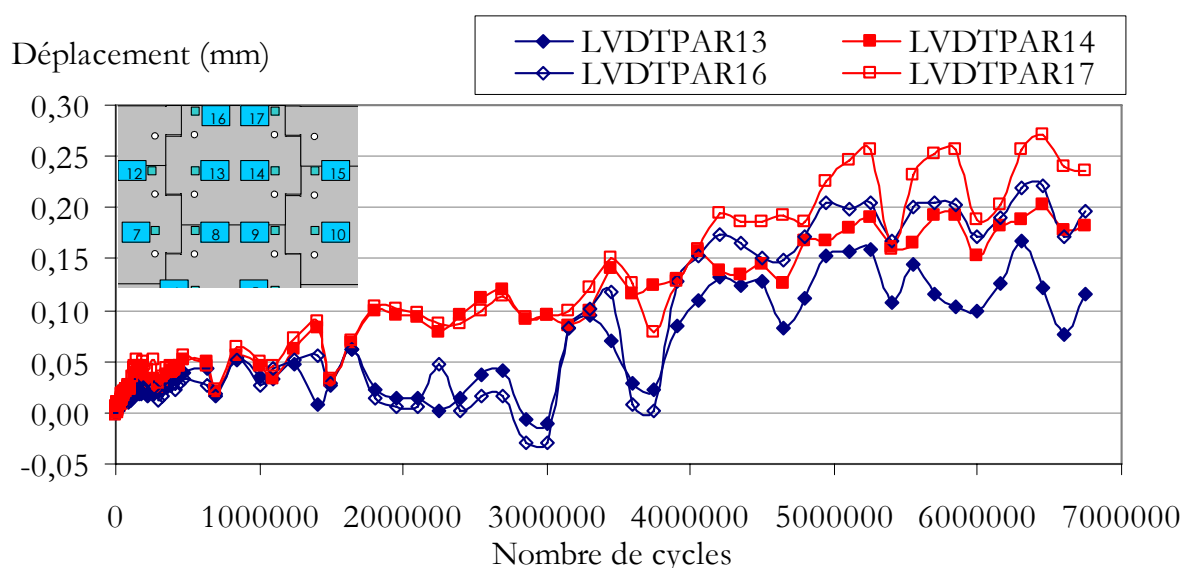


Figure 4-40 - Déplacement horizontal moyen de l'écaille centrale supérieure lors des deux essais de fatigue de la structure Terre Armée.

La figure 4-41 regroupe les déplacements horizontaux du parement relevés par chaque capteur lors des derniers cycles de l'essai de fatigue à 28 Hz. Cette dernière mesure semble être représentative de l'évolution globale car elle correspond au milieu d'un cycle journalier. Il est manifeste que plus le point de mesure est éloigné du chargement, moins les déplacements qu'il indique sont importants, que ce soit dans un plan vertical ou horizontal.

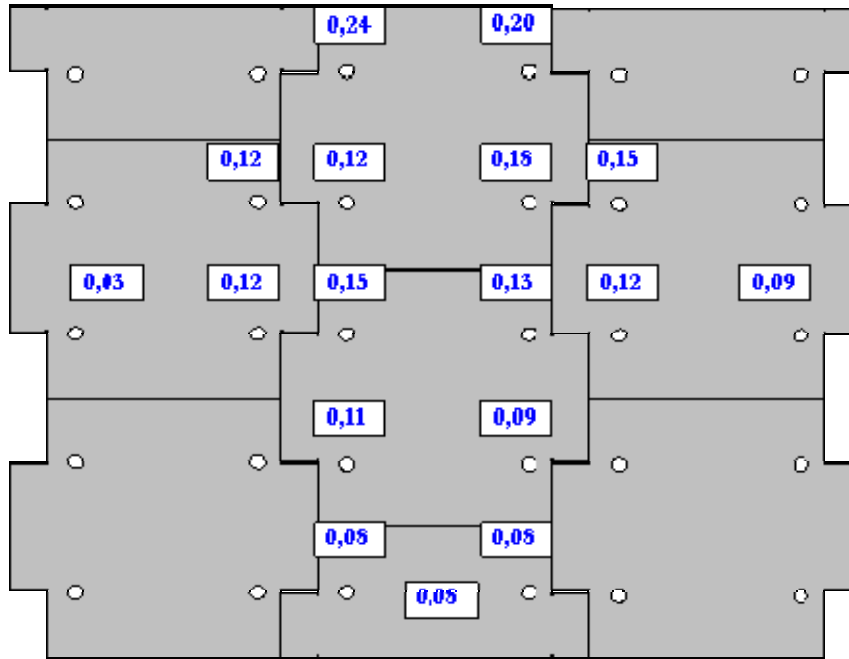


Figure 4-41 - Déplacement horizontal du parement à la fin des essais de fatigue.

La figure 4-42 présente les variations de traction moyennes aux cinq points de mesure fixés sur l'armature 46. Les points de mesure sont numérotés de 1 à 5 en partant du parement. Comme pour les déplacements verticaux de la traverse, les allures des courbes de cette figure illustrent la sensibilité de la traction moyenne dans les armatures à l'historique de l'ouvrage et aux conditions expérimentales. Là aussi, les trois redressements de la traverse ont une influence visible sur ces grandeurs, ainsi que les arrêts et redémarrages journaliers des sollicitations. L'ordre de grandeur de ces variations est de quelques dizaines de décanewtons ou dixièmes de kilonewtons, c'est-à-dire qu'elles deviennent significatives par rapport aux tractions dans les armatures, de l'ordre de quelques kilonewtons mais restent négligeables par rapport à la limite élastique des armatures, à savoir 53 kN. Le premier redressement, qui a lieu à 700 000 cycles, a un impact significatif puisqu'il provoque une augmentation des tractions dans l'ensemble des armatures qui peut atteindre jusqu'à 20 daN. Les deux autres redressements sont quant à eux moins marqués.

Il faut à ce niveau également signaler l'existence d'une variation journalière des mesures, et ce au niveau de chaque armature. Son amplitude peut atteindre 20 daN et est plus marquée à l'approche du parement. Si les jauges de déformations 1 et 2 sont les plus influencées, le phénomène est encore détectable au niveau des jauges 3 et 4 mais s'annule quasiment au niveau des jauges 5. Il fait penser à un effet de la variation de la température.

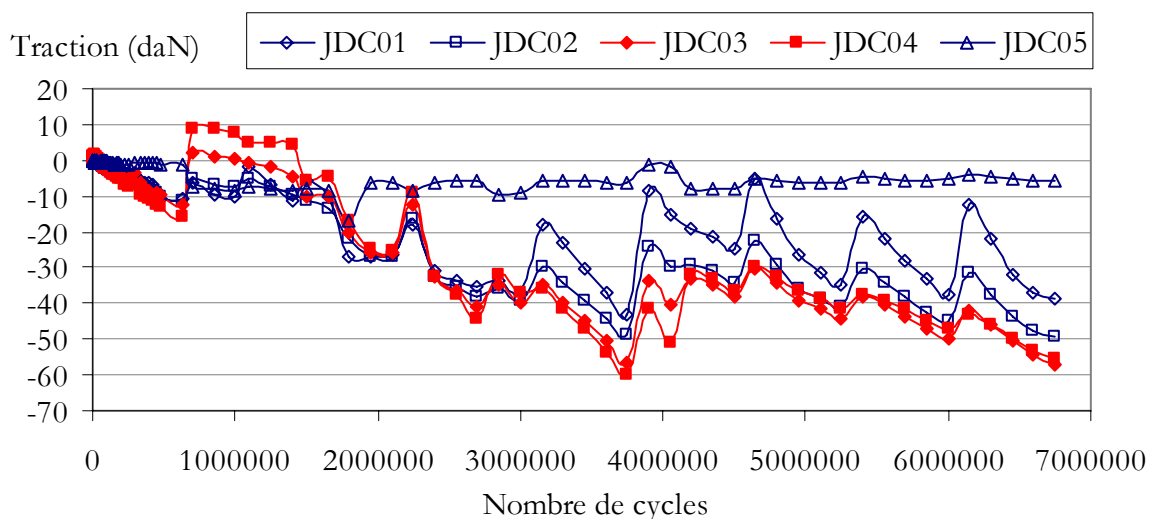


Figure 4-42 - Variation des tractions moyennes dans l'armature 46 lors des essais de fatigue.

Par construction, le pont de Wheatstone compense les variations de température grâce à la présence de jauges « témoin ». Néanmoins, l'acier étant sensible aux changements de température, et les armatures étant mises en traction par le frottement du sol, il reste envisageable qu'une dilatation de l'acier liée à une hausse des températures fasse baisser ces tractions.

Une expérience spécifique a été réalisée pour éclaircir ce point : les tractions dans les armatures ont été mesurées pendant quatre jours alors que l'ouvrage était au repos. La température du hall d'essai et celle du massif, derrière le parement, ont été enregistrées en parallèle. Une variation cyclique journalière des tractions a alors été détectée. Là encore, plus le point de mesure est proche du parement, plus les amplitudes des variations sont importantes. Pour les jauges n°1, ce phénomène vaut 1 daN par degrés Celsius de l'air. La température a aussi été enregistrée lors des essais de fatigue et des écarts de température atteignant 5 °C ont été constatés. La température ne suffit donc pas à expliquer à elle seule les évolutions cycliques journalières constatées pendant les essais de fatigue. Il est donc aussi possible d'envisager que ces évolutions soient pour partie élastique et le fruit d'une accumulation, et que cette composante de la variation de traction disparaisse avec l'arrêt journalier du chargement.

Les figures 4-43 à 4-45 présentent les variations de traction moyenne lors de la première partie de l'essai de fatigue à 16 Hz et la dernière partie de l'essai de fatigue à 28 Hz respectivement dans les armatures 46, 36 et 26.

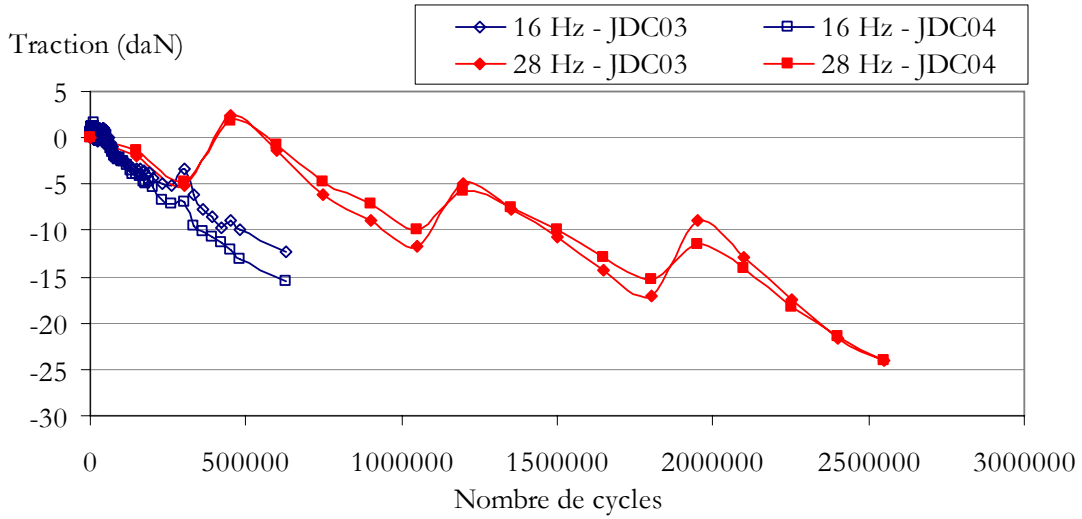


Figure 4-43 - Comparaison des variations des tractions moyennes dans l'armature 46 lors des essais de fatigue.

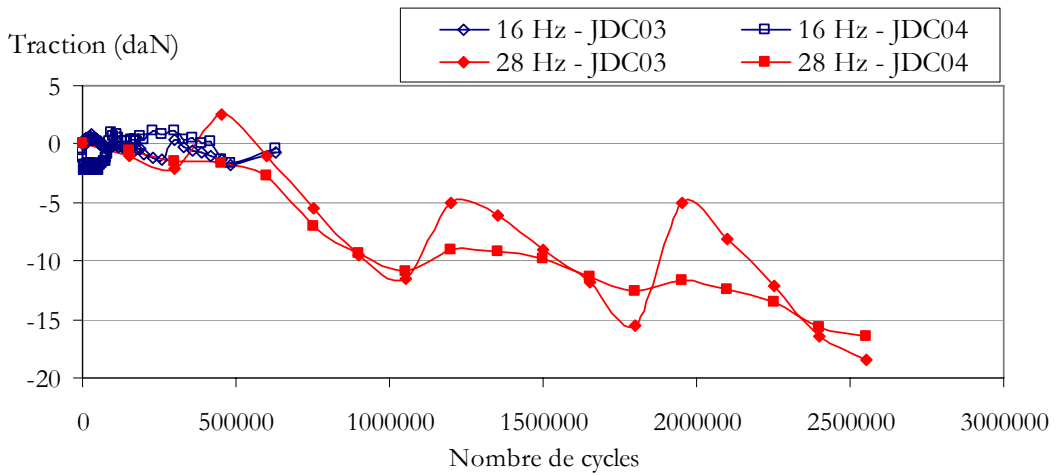


Figure 4-44 - Comparaison des variations des tractions moyennes dans l'armature 36 lors des essais de fatigue.

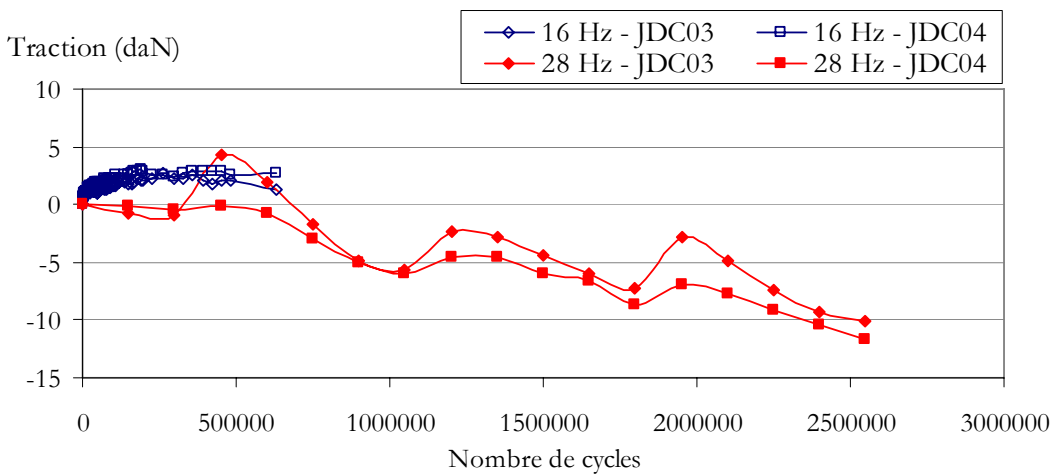


Figure 4-45 - Comparaison des variations des tractions moyennes dans l'armature 26 lors des essais de fatigue.

Pour compléter ces résultats, les figures 4-46 et 4-47 décrivent l'impact de l'essai de fatigue 1 respectivement sur les armatures 45 et 46, d'une part, et 34 et 36, d'autre part, en confrontant les mesures prises à la fin de la stabilisation du ballast (en bleu et trait plein) avec d'autres données relevées après le premier essai de fatigue (en rouge et pointillés). Elles ont été réalisées hors de toute sollicitation. La deuxième figure est représentative de ce qui passe au niveau des lits 2, 3 et 4. La tendance est à une augmentation des tractions de l'ordre de 20 daN. Dans le cas général, celle-ci est engendrée pour moitié par le redressement de la traverse. Pour le lit 1, la tendance globale est à la diminution, même si là encore le redressement de la traverse a provoqué une hausse des tractions.

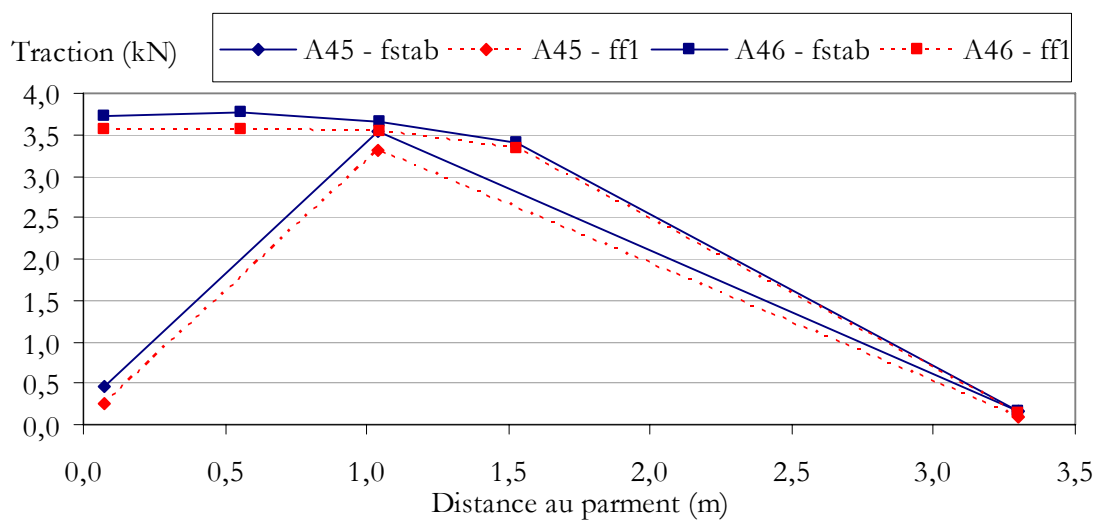


Figure 4-46 - Impact de l'essai de fatigue 1 sur les tractions dans les armatures 45 et 46.

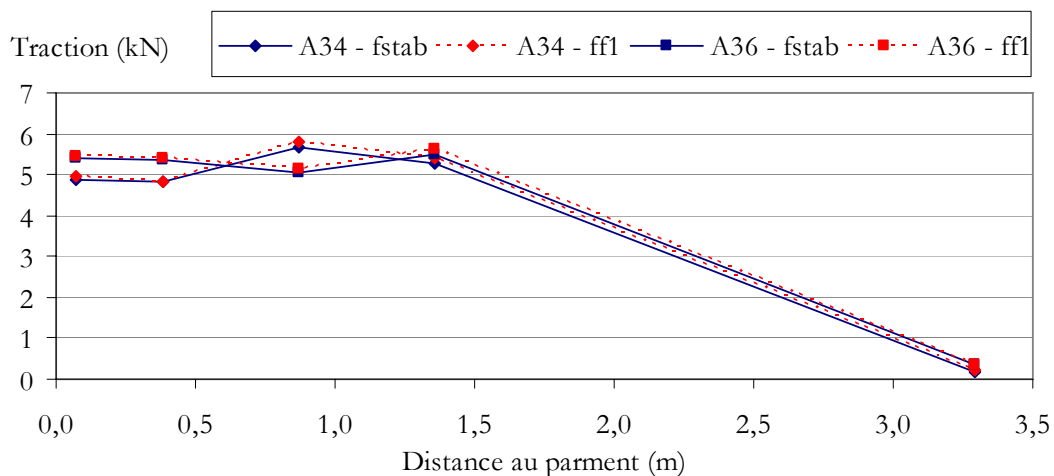


Figure 4-47 - Impact de l'essai de fatigue 1 sur les tractions dans les armatures 34 et 36.

Selon la même méthodologie, les figures 4-48 et 4-49 illustrent l'impact de l'essai de fatigue 2 sur les tractions respectivement dans les armatures 45 et 46, d'une part, et 34 et 36, d'autre part. Lors de l'essai de fatigue 2, la tendance est à la diminution des tractions dans les armatures quel que soit le point de mesure, comme indiqué sur les deux graphiques. La figure 4-50 donne les évolutions des tractions maximales liées aux deux essais de fatigue dans les armatures. Pour chaque couple de données, la valeur « du haut » correspond à l'essai à 16 Hz et celle « du bas » à l'essai à 28 Hz. Elles sont exprimées en pourcentage de la valeur d'origine.

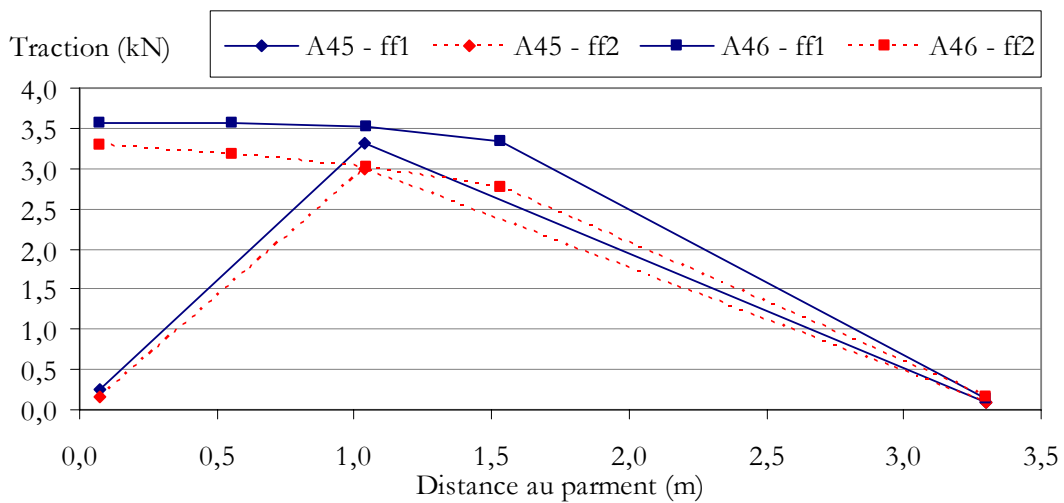


Figure 4-48 - Impact de l'essai de fatigue 2 sur les tractions dans les armatures 45 et 46.

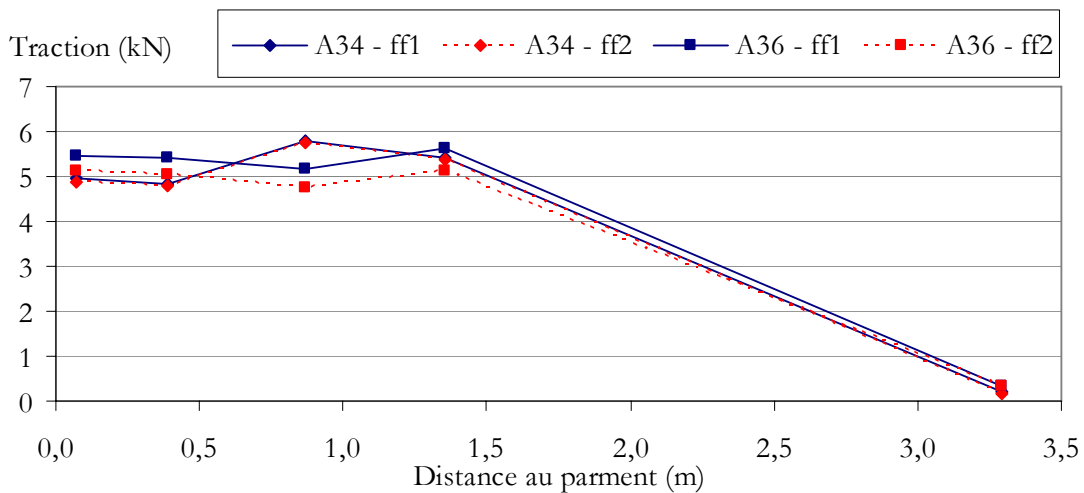


Figure 4-49 - Impact de l'essai de fatigue 2 sur les tractions dans les armatures 34 et 36.

L'effet d'un essai de fatigue dépend de sa fréquence de sollicitation. Pour le lit 1, les valeurs sont à la baisse dans les deux cas. Le premier redressement de la traverse, qui a provoqué une hausse des tractions, diminue l'influence du premier essai de fatigue. Pour les lits 2 et 3, les

tractions augmentent à 16 Hz puis diminuent à 28 Hz. Les résultats bruts montrent que l'impact de la fatigue est moindre à 16 Hz. Ceci étant, le premier essai est plus court que le deuxième, respectivement $1,8 \cdot 10^6$ et $4,9 \cdot 10^6$ cycles, et les effets d'accumulation journaliers *a priori* plus faibles. Il est donc probable qu'à nombre de cycles équivalents, les valeurs absolues des variations de tractions maximales aient été, sinon les mêmes, du moins proches. Enfin, pour le lit 4, les valeurs sont quasiment nulles dans les deux cas.

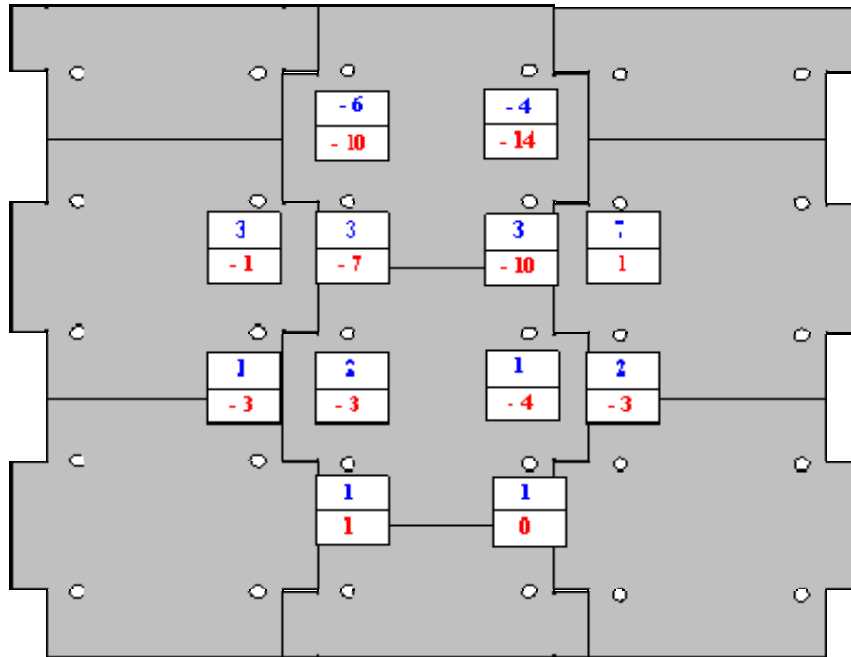


Figure 4-50 - Evolutions des tractions maximales (%) dans chaque armature liées aux deux essais de fatigue.

De ce qui précède, il ressort que la profondeur joue un rôle certain sur les variations de traction moyennes. En effet, les variations de l'ordre de 1 %, au niveau du lit 4, augmentent au fur et à mesure que l'on se rapproche de l'interface remblai – sous-couche, pour atteindre 14 % au niveau de l'armature 46. Il semblerait que les variations sur les armatures les plus écartées de l'axe de symétrie de l'ouvrage soient plus faibles que celles sur les renforcements plus centrés. La zone d'influence « réelle » se limiterait à 2 m sous le rail en profondeur et à 1,5 m de part et d'autre de la traverse.

Au final, les mesures montrent que le parement se déplace légèrement vers l'aval, avec un mouvement maximal en tête. L'ordre de grandeur de ces déplacements horizontaux reste néanmoins négligeable. La diminution des tractions dans les armatures n'allait pas forcément dans le sens des événements usuels.

Il semblerait que la réponse à un chargement répété soit une baisse des tractions dans les zones où les vibrations créées par la sollicitation sont significativement perceptibles. De plus, la fréquence de sollicitation modifie l'impact du chargement sur l'ouvrage. Pour corrélérer un déplacement vers l'aval du parement et une diminution des tractions dans les armatures, sans chute manifeste des contraintes dans le sol, l'hypothèse d'un glissement relatif entre le sol et les armatures est plausible.

4.2.3. Chargements statiques

Pour conclure avec la réponse de l'ouvrage à la fatigue, il faut d'abord synthétiser quelques éléments relatifs aux essais statiques journaliers. La surcharge moyenne de 55 kN a été appliquée sur la traverse pendant environ cinq heures à la fin de chaque essai de fatigue. Le constat est que, quelle que soit la grandeur physique observée, sa variation entre le début et la fin de l'essai est négligeable. Par exemple, pour les capteurs LVDT_TA70, l'évolution des déplacements est inférieure à 0,01 mm. En termes de contraintes, les variations sont de l'ordre du kPa. Pour les armatures, l'évolution est de quelques décanewtons. Cette évolution est plus marquée s'agissant des jauges qui sont proches du parement. Dans ce cas, un lien pourrait être établi avec les variations de température.

Pour étudier l'influence de l'essai de fatigue sur la réponse de la structure Terre Armée à un chargement statique de l'ouvrage, il est utile de comparer les résultats des deux essais de chargement « 3 paliers » à 90 kN qui ont eu lieu avant et après les essais de fatigue. Cette comparaison sera établie pour l'incrément 0 - 90 kN. Le tableau 4-5 rassemble les valeurs des déplacements verticaux de l'interface remblai – sous-couche. L'augmentation relative des mesures relevées varie entre 15 et 25 %. Les déplacements restent plus importants pour le capteur 1 que pour le capteur 2 dont les mesures sont maintenant égales à celles du capteur 4. Par ailleurs, les mesures du capteur 3 valent toujours approximativement la moitié de celles relevées sous la traverse.

Tableau 4-5 - Comparaison des déplacements verticaux de l'interface remblai – sous-couche.

Chargement	LVDT01_TA60	LVDT02_TA60	LVDT03_TA60	LVDT04_TA60
N°1	0,10	0,09	0,05	0,08
N°2	0,12	0,10	0,06	0,10

Le tableau 4-6 confronte les variations de contraintes verticales dans le sol mesurées lors des deux essais de chargement. Les contraintes mesurées sous le ballast, à 30 cm de profondeur,

sont plus étalées lors du second essai. La valeur de 40 kPa mesurée par le capteur CP01_TA30 est plus cohérente avec la surcharge appliquée de 90 kN. Par contre, il y a maintenant un facteur 4 entre les mesures des capteurs CP1_TA30 et CP2_TA30, écart qui se répercute dans une moindre mesure à 70 cm de profondeur. D'une manière générale, il y a une meilleure transmission de la charge lors du deuxième essai qui pourrait expliquer les tassements observés plus importants.

Par ailleurs, les variations de contrainte horizontale mesurées par le capteur CPH01_TA70 diminuent fortement, passant de 6,8 à 4,5 kPa pour l'incrément 0 - 90 kN. Le coefficient K n'atteint plus que 0,34 pour l'incrément 0 - 30 kN et 0,21 pour 0 - 90 kN.

Tableau 4-6 - Comparaison des variations de contraintes verticales dans le sol.

Chargement	CP01_TA30	CP02_TA30	CP03_TA30
N°1	22,9	8,0	-0,9
N°2	40,1	10,2	1,6
	CP01_TA70	CP02_TA70	CP03_TA70
N°1	21,5	24,8	9,2
N°2	21,9	31,9	10,0
	CP01_TA145	CP02_TA145	CP03_TA145
N°1	6,7	4,9	4,2
N°2	7,6	5,5	4,4
	CP01_TA220	CP02_TA220	
N°1	4,8	4,7	
N°2	5,3	4,8	

La figure 4-51 illustre la comparaison des variations de traction dans les armatures 35 et 36 lors des deux essais de chargement. Les résultats obtenus pour ces deux armatures sont représentatifs du comportement général des armatures, à savoir un élargissement de la zone influencée par la surcharge qui se traduit par une augmentation des variations maximales mesurées et des variations de traction pour d supérieur à 3,3 m.

L'analyse des mesures du déplacement horizontal montre une certaine stabilité des valeurs obtenues. Néanmoins, l'interprétation des résultats reste délicate, les capteurs à haute précision n'ayant été utilisés que dans le premier cas.

Il ressort de cette comparaison une augmentation générale de toutes les grandeurs mesurées, à l'exception des contraintes horizontales et du déplacement maximum du parement. Il est probable que le comportement de la structure d'assise ait été modifié avec la fatigue et qu'elle amortisse moins la sollicitation. L'impact est fort sur le premier lit puisque l'augmentation des

variations de traction entre le premier et le deuxième essai atteint 80 % et 25 % pour les déplacements verticaux de l'interface remblai – sous-couche. Ceci étant, l'impact global sur l'ouvrage reste très faible, avec par exemple 0,12 mm de déplacement vertical pour 3,5 m de hauteur d'ouvrage.

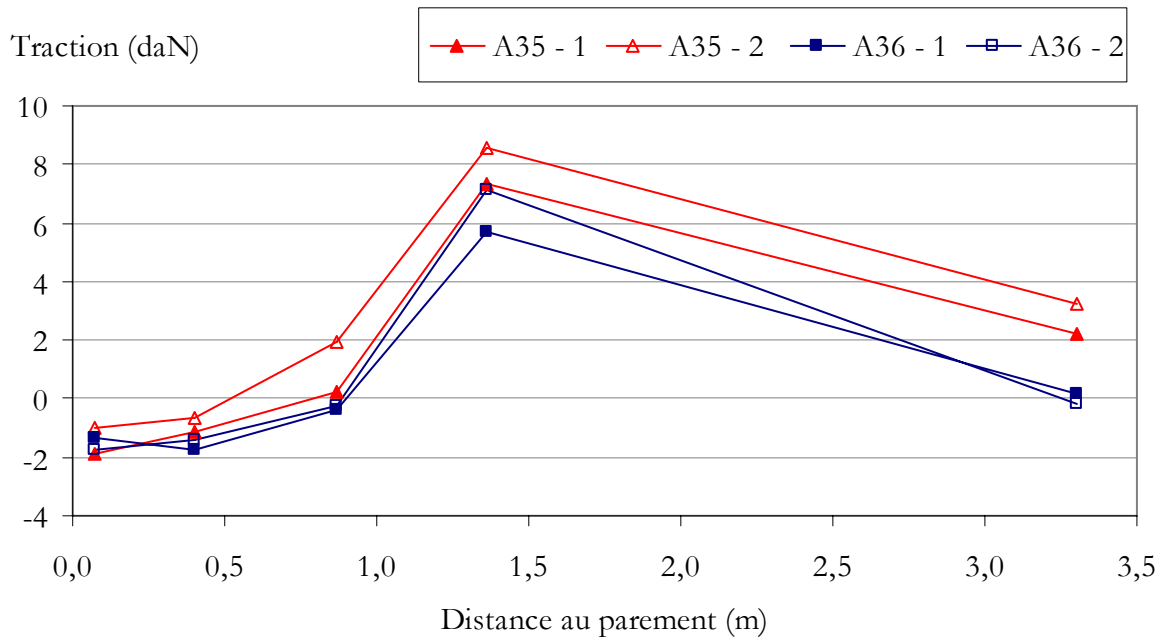


Figure 4-51 - Comparaison des variations de tractions dans les armatures 35 et 36.

4.3. Essais d'extraction d'armatures

4.3.1. Traitement des données

Des essais d'extraction d'armatures ont été programmés entre les deux phases du programme expérimental (voir 2.3.3) pour mesurer des forces maximales d'extraction et remonter au coefficient de frottement apparent f^* , afin de déterminer si celui-ci est influencé par les vibrations engendrées par la sollicitation. La figure 2-16, partiellement reprise sur la figure 4-52, est une vue du parement où les armatures extraites de l'ouvrage au repos sont repérées en bleu ciel (pastilles claires) et celles extraites sous chargement dynamique en bordeaux (pastilles sombres). Sur cette figure est aussi délimitée la zone d'influence supposée du chargement. Elles sont au nombre de 8, deux par lit pour les 4 lits supérieurs. Aux lits 1, 3 et 4, une armature a été sélectionnée dans la zone d'influence supposée du chargement et une autre hors de cette zone. Pour le lit 2, les deux armatures sont dans la zone d'influence.

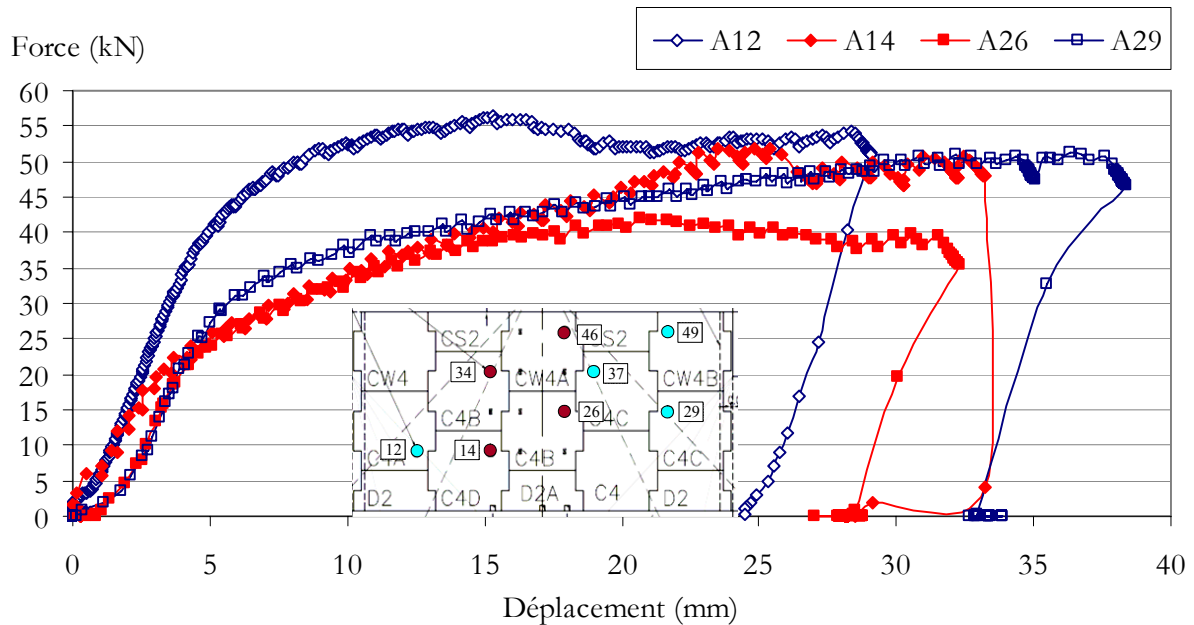


Figure 4-52 - Courbes Force – Déplacement des essais d'extraction des armatures des lits 3 et 4.

Les figures 4-52 et 4-53 présentent les courbes Force - Déplacement relatives aux huit essais d'extraction. Les courbes relatives aux essais statiques ont des marques vides (en bleu) et celles correspondant aux essais dynamiques marques pleines (en rouge). Pour les lits 3 et 4, les forces maximales obtenues pour les armatures « vibrées » sont plus faibles que pour les armatures non vibrées ; cette tendance s'inverse pour les lits 1 et 2.

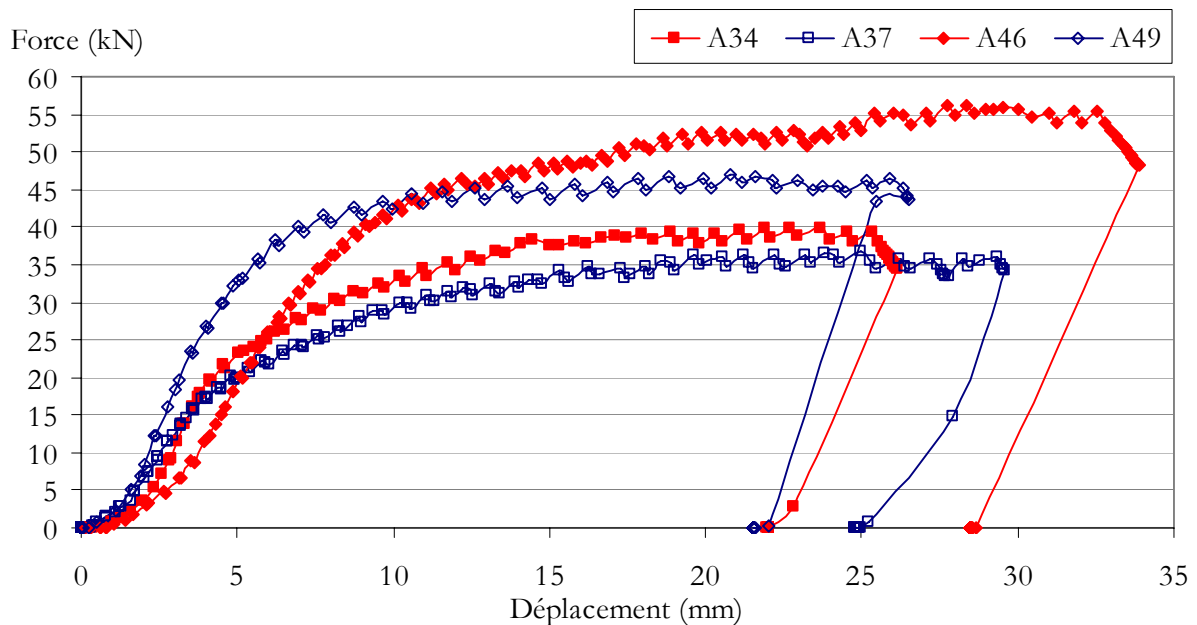


Figure 4-53 - Courbes Force – Déplacement des essais d'extraction des armatures des lits 1 et 2.

Pour calculer le frottement apparent f^* , il faut faire un ratio entre la force exercée sur l'armature par le sol et celle nécessaire à son extraction. Le tableau 4-7 donne les forces maximales d'extraction mesurées, notées F_{max} , pour chaque armature.

Tableau 4-7 - Forces maximales d'extraction des armatures (kN).

Armature	12	14	26	29
F_{max}	56,4	51,8	41,9	51,2
Armature	34	37	46	49
F_{max}	39,8	36,9	56,1	47

Il faut ensuite déterminer la contrainte verticale moyenne qui s'exerce sur les armatures lors des extractions. Dans un premier temps, la contrainte statique est calculée à partir du poids des couches de sol situées au dessus de celles-ci. Avec les hypothèses suivantes : 17 kN/m³ pour le ballast, valeur communément admise pour un ballast compacté, 23,3 kN/m³ pour la sous-couche et 20,8 kN/m³ pour le matériau de remblai, moyenne des mesures, les contraintes verticales obtenues sont présentées dans le tableau 4-8.

De plus, pour les quatre essais sous vibrations, la contrainte moyenne verticale augmente à cause du chargement. Il faut donc ajouter l'amplitude de variation de la contrainte moyenne mesurée par les capteurs de pression totale concernés à chaque lit. Cette étape est sujette à interprétation car trois capteurs situés à la même profondeur ne donnent pas forcément la même amplitude, d'autant plus qu'en surface celle-ci est aussi influencée par le contact traverse – ballast. Les valeurs retenues sont répertoriées dans le tableau 4-8.

Tableau 4-8 - Contraintes moyennes en place et amplitudes des variations de contrainte verticales moyennes définies pour le calcul du coefficient f^* .

Lit	1	2	3	4
σ'_{v0}	15,2	30,8	46,4	62
Lit	1	2	3	4
$\Delta\sigma_v$	2	3	4,5	9

Les valeurs des coefficients f^* ainsi calculées sont regroupées dans le tableau 4-9. Il intègre aussi pour chaque essai sous vibration un ratio du coefficient f^* dynamique sur le coefficient f^* statique du même lit.

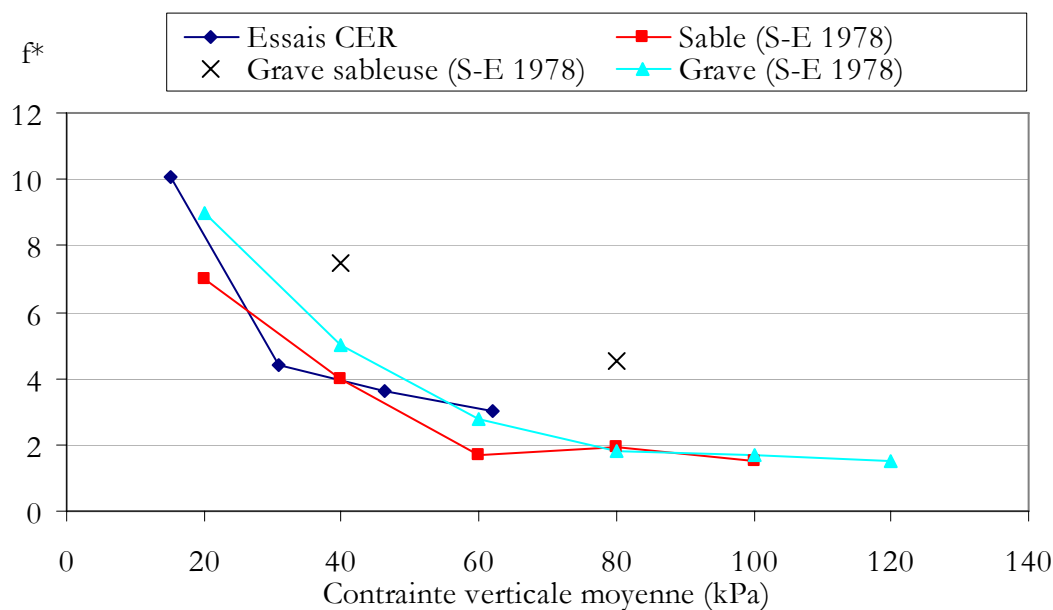
Tableau 4-9 - Comparaison des coefficients f^* obtenus lors des essais d'extraction statiques et dynamiques.

Armature	12 (stat)	14 (dyn)	26 (dyn)	29 (stat)
f^*	3	2,6	3,1	3,6
f^*_{dyn}/f^*_{stat}	0,89		0,87	
Armature	34 (dyn)	37 (stat)	46 (dyn)	49 (stat)
f^*	4,2	4,4	8,6	10,1
f^*_{dyn}/f^*_{stat}	0,94		0,85	

4.3.2. Analyse des résultats

La figure 4-54 confronte les résultats des essais d'extraction statique à ceux déterminés par Schlosser et Elias (1978), notés S-E 1978, à l'occasion de campagnes d'essais dans du sable, de la grave et de la grave sableuse, lors de la mise au point des armatures Haute Adhérence. Les résultats des essais réalisés au CER sont du même ordre de grandeur.

En ce qui concerne les valeurs de f^* correspondant aux extractions sous vibrations, il est utile de revenir sur le traitement des données. La détermination de l'amplitude de la variation de contrainte joue un rôle négligeable pour les lits 2, 3 et 4 mais important pour le lit 1. En effet, f^* varie de 7,9 pour une hypothèse de contrainte dynamique maximale à 9,4 pour une hypothèse minimale. La valeur moyenne se situe aux alentours de 8,6 qui sera retenue par la suite.

Figure 4-54 - Confrontation des coefficients f^* statiques avec trois références de la littérature.

L'écart entre les valeurs de f^* obtenues lors des essais statiques et dynamiques vaut 15, 6, 13 et 11 % respectivement pour les lits 1, 2, 3 et 4. Ces résultats pourraient corroborer les hypothèses suivantes : la fatigue et les vibrations dégradent le frottement sol - armature et cette dégradation diminue avec la profondeur. En effet, la différence décroît de 15% en tête d'ouvrage à 11% à sa base. La valeur minimale pour le lit 2 peut s'expliquer par le fait que les deux extractions ont eu lieu dans la zone sollicitée pendant l'essai de fatigue. Si les écarts obtenus aux lits 1, 3 et 4 sont le fruit de la fatigue et des vibrations, l'écart entre les deux mesures du lit 2 ne provient que des vibrations, il est donc plus faible.

Ces valeurs ayant été obtenues sur un sol particulier avec une sollicitation spécifique, il ne faut conserver que l'ordre de grandeur qui est d'un peu plus de 10 %.

La méthode de justification des ouvrages de soutènement en sol renforcé rapporté (AFNOR, 2009) définit le coefficient f^* de la manière suivante :

$$f^* = f_0 * \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \tan(\varphi_{sol}) \times \frac{z}{z_0} \quad \text{pour } z \leq z_0 \quad (\text{IV.5})$$

$$f^* = \tan(\varphi_{sol}) \quad \text{pour } z > z_0 \quad (\text{IV.6})$$

$$\text{avec } f_0^* = 1,2 + \log(C_U) \quad (\text{IV.7})$$

Le mode de sélection du matériau de remblai impose d'avoir un coefficient d'uniformité, noté C_U , minimum de 2 et donc un coefficient f_0^* de 1,5. Lors du dimensionnement du plot expérimental, C_U a été pris égal à 10, tandis qu'un C_U de 75 serait une hypothèse haute pour une grave. La figure 4-55 montre une comparaison entre deux mesures statiques et dynamiques, avec f^* en fonction de la contrainte moyenne verticale théorique.

Comme le montre la figure 4-55, que ce soit en statique ou en dynamique, les valeurs de f^* obtenues lors des essais d'extraction du programme expérimental sont supérieures, d'un facteur compris entre 1,5 et 5, aux coefficients f^* calculés selon la norme. Il est possible que, pour des murs de grande hauteur, des essais réalisés à des niveaux de contrainte verticale élevés donnent des résultats plus proches de la théorie. Il semblerait que les vibrations et la fatigue de l'ouvrage dégradent le coefficient f^* , mais pas suffisamment pour devenir inférieurs aux valeurs imposées par la norme.

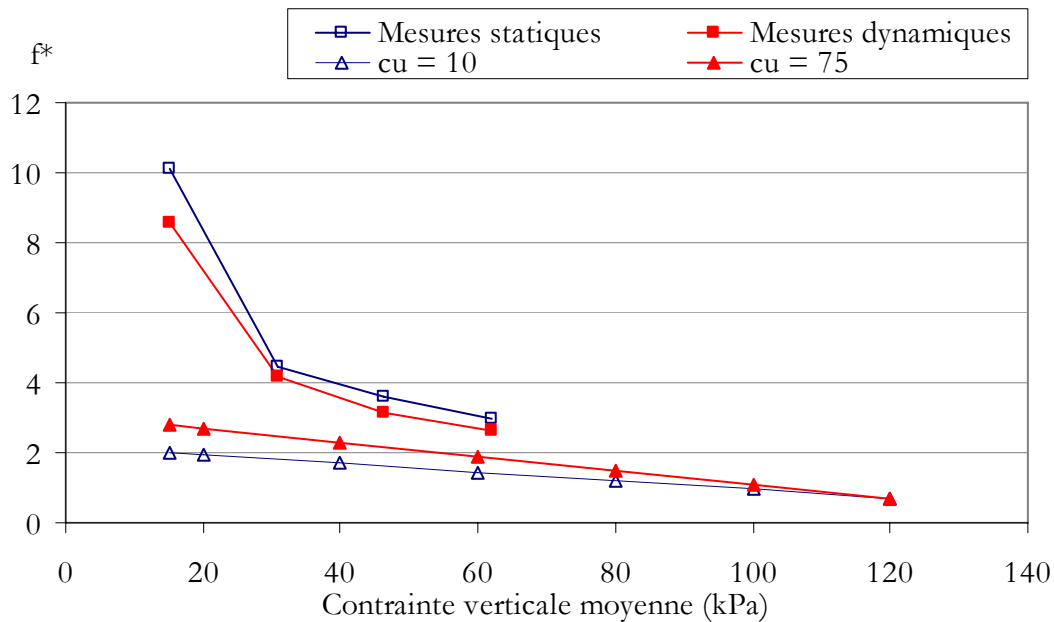


Figure 4-55 - Confrontations des coefficients f^* mesurés lors des essais statiques et dynamiques avec ceux pris en compte dans le dimensionnement.

Bilan

Les résultats des essais multifréquences démontrent que l'ouvrage de soutènement est sensible à la fréquence de sollicitation. Il n'y a pas une fréquence spécifique pour laquelle l'ensemble des grandeurs physiques observées sont amplifiées de manière maximale mais plusieurs fréquences amènent des réponses particulières du soutènement. En effet, les déplacements maximaux de l'interface remblai – sous-couche sont les plus importants aux alentours de 28 Hz alors que les armatures réagissent spécifiquement aux sollicitations à 20 et 25 Hz, fréquences qui engendrent aussi les déplacements maximaux du parement. Cette corrélation n'existe plus lorsque la sollicitation de l'ouvrage a lieu sur la Structure Normale, ce qui tendrait à montrer que solliciter l'ouvrage à l'aplomb ou non des armatures modifie la réponse du soutènement. La comparaison des résultats de ces essais avec ceux obtenus lors du chargement statique « 3 paliers » montre que la réponse de l'ouvrage est amplifiée par les vibrations.

L'association de différentes fréquences de sollicitations rencontrée dans le cas des essais « double M » n'est pas plus défavorable pour le soutènement qu'une sollicitation à la fréquence la plus élevée.

Contrairement à la position défendue, par exemple par Murray et al. (1979) et reprise par TAI (1994), les résultats des essais d'extraction semblent montrer que les vibrations et la fatigue

dégradent le coefficient de frottement apparent sol – armature. Néanmoins, la chute de f^* est ici de l'ordre de 10 % ; les valeurs de ce coefficient restent donc élevées par rapport à celles imposées par la méthode de calcul réglementaire.

La confrontation de l'essai de chargement statique 3 paliers à 90 kN et des essais multifréquences montre une amplification de la réponse de l'ouvrage sous chargement statique entre le début et la fin des essais de fatigue. La confrontation des résultats des essais 20 – 50 kN et 20 – 90 kN montre que cette amplification n'est pas une fonction linéaire de l'amplitude de chargement.

L'impact sur l'ouvrage de soutènement des deux essais de fatigue au niveau de la charge de service est limité, à tel point que les conditions d'application de la charge jouent un rôle significatif sur la réponse de l'ouvrage. Le déplacement vertical de la traverse a atteint environ 10 mm, contre un peu moins de 1 mm au niveau de l'interface remblai – sous-couche. Les niveaux de déplacement atteints pour la structure Terre Armée sont proches de ceux obtenus pour la Structure Normale. De plus, il est manifeste que la majorité des déformations verticales provient de la structure d'assise. Les mesures des variations de contrainte verticale dans le sol corroborent celles des déplacements. En effet, l'évolution avec les cycles de la variation de contrainte moyenne dans le sol est inférieure à 5 kPa. Enfin, les mesures d'accélération verticale au niveau de la traverse sont assujetties aux conditions d'application de la charge, ce qui se retrouve dans de moindres proportions à 70 cm de profondeur.

Il en va de même pour les variations de traction dans les armatures. Par exemple, le premier redressement de traverse se retrouve sur toutes les courbes qui représentent l'évolution des tractions. A ceci s'ajoute un phénomène journalier dont la cause reste à établir. Au lieu d'observer une hausse des tractions avec le nombre de cycles, c'est un relatif *statu quo* qui est constaté lors du premier essai de fatigue et une diminution des tractions lors du deuxième essai. Il n'y a donc pas d'élargissement de la zone active de l'ouvrage. La fréquence de sollicitation semble influencer le comportement à la fatigue de l'ouvrage. Les déplacements du parement observés sont très faibles, inférieurs à 0,3 mm. Comme pour les variations de traction dans les armatures, les phénomènes mis en évidence sont plus importants en tête du mur et diminuent avec l'éloignement du point d'application de la charge. Un glissement relatif sol – armature pourrait expliquer à la fois la diminution des tractions et les déplacements du parement. La comparaison des résultats des deux essais de chargement statique « 3 paliers » montre que les essais de fatigue ont aussi pour conséquence d'amplifier de 20 % la réponse de l'ouvrage à un chargement statique de service.

Aucun des résultats de ces essais ne contre-indique l'utilisation de la Terre Armée pour soutenir une voie ferrée. Les déformations verticales de l'ouvrage ne sont pas plus importantes que celles d'un remblai courant mis en œuvre pour ce type d'application. Les variations de traction dans les armatures restent très faibles par rapport aux tractions liées au poids propre de l'ouvrage. Les déplacements horizontaux du parement ne sont pas significativement modifiés. Les méthodes actuelles de justification du dimensionnement d'un ouvrage en Terre Armée, soumis à une sollicitation ferroviaire, ne semblent pas être mises en défaut par les résultats de ces essais, même à des vitesses supérieures à 160 km/h.

Tableau 4-10 - Synthèse des résultats des essais de chargement dynamiques et cycliques.

	Dynamique	Cyclique
Ballast	Comportement influencé par la fréquence, en terme de déplacement de la traverse (Max à 28 Hz) et transmission des contraintes.	Influencé par les conditions d'essai (aspect dynamique). Déplacement vertical final de 10 mm pour 7.10^6 cycles.
Sous-couche	Variation d'épaisseur maximale à 28 Hz.	Variation d'épaisseur finale de 0,3 mm.
Interface remblai – sous-couche	L'amplitude maximale du déplacement à 30 Hz est inférieure à 0,1 mm. Même ordre de grandeur pour les deux structures.	Même ordre de grandeur des déplacements que pour la sous-couche, soit environ 5 % du déplacement vertical global. Résultats très proches sur les deux structures.
Armatures	L'amplitude des variations de traction est de l'ordre de 0,2 kN. A 20 et 25 Hz, la réponse de l'armature est spécifique. Les amplitudes dépendent de la fréquence et de la structure sollicitée.	A 16 Hz, diminution des tractions dans le premier lit et statu quo pour les lits inférieurs. A 28 Hz, baisse des tractions dans les trois premiers lits, jusqu'à 10 % de la valeur d'origine. Pas d'élargissement de la zone active.
Parement	Amplitude des déplacements inférieure à 0,1 mm. 20 et 25 Hz sont deux fréquences auxquelles l'ouvrage est sensible.	Déplacement du parement vers le vide de l'ordre de 0,3 mm, phénomène qui diminue avec la profondeur.
Double M	Pas d'amplification de la réponse de l'ouvrage liée au mélange des fréquences.	
Coefficient de frottement apparent f^*	Dégradation du coefficient de frottement liée aux vibrations et à la fatigue, de l'ordre de 15 % en tête et qui diminue avec la profondeur. Les valeurs restent supérieures à celles utilisées dans la méthode de calcul.	
Ferroviaire	Pas de résultats obtenus ici qui soit incompatible avec une utilisation de la Terre Armée comme soutènement d'une voie ferrée.	

Chapitre 5

Apport des modèles numériques

La question est de savoir s'il est possible aujourd'hui de prévoir, au moyen de simulations numériques, la réponse d'un ouvrage de soutènement à l'application d'une surcharge ferroviaire statique.

Dans un premier temps, un concours de prévisions a été organisé par le LCPC. Son objectif était de déceler si des géotechniciens maîtrisaient déjà une méthodologie de construction de modèles numériques suffisamment aboutie pour répondre à cette question. A défaut, c'était l'occasion de trouver des éléments de réponse parmi les modèles proposés.

A partir de ces résultats, un travail complémentaire a été mené selon deux axes. Le premier a été de mettre au point une méthodologie facilement reproductible avec n'importe quel logiciel pour faire du calcul prévisionnel. Le deuxième axe a concerné le développement d'approches plus complètes pour mieux comprendre le fonctionnement des modèles.

Ensuite, le modèle issu du premier axe a servi à l'étude de l'influence de certaines caractéristiques mécaniques du matériau de remblai sur la réponse de l'ouvrage. Enfin, la méthodologie mise au point a été testée sur un autre ouvrage expérimental en Terre Armée.

5.1. Concours de prévisions

La première partie de ce travail de modélisation numérique s'est faite sous la forme d'un concours de prévisions. L'exercice consistait à prévoir la réponse de l'ouvrage expérimental du CER au chargement statique de référence de 90 kN. Un dossier reprenant principalement les caractéristiques géométriques de l'ouvrage et les valeurs des caractéristiques mécaniques des principaux éléments de l'ouvrage a été proposé à la communauté des géotechniciens français. Les grandes lignes de ce document sont rappelées en premier lieu. Cinq participants ont bien voulu se prêter à l'exercice. Les modèles proposés ainsi que celui mis au point dans le cadre de ce travail de thèse sont présentés par la suite. Une des séances parallèles des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur 2008 de Nantes (JNGG'08) fut dédiée à l'exercice. Ce fut l'occasion de présenter une synthèse des résultats et de confronter les points de vue des différents participants.

5.1.1. Sujet

Bien que la majorité des informations contenues dans le dossier ait déjà été décrite dans les chapitres précédents, le choix a été fait ici de rester proche du texte original du dossier pour présenter la situation dans laquelle se trouvaient les participants.

5.1.1.a. Géométrie de l'ouvrage et phasage de construction

L'ouvrage a été construit dans une des fosses du CER de Rouen. Celle-ci mesure environ 8 m de large au droit du parement et 30 m de long. Elle a été creusée sur 4,3 m de profondeur. Le bord de la fosse est bétonné sur 1,5 m de haut. En dessous l'ouvrage est en contact avec le terrain naturel. Le sol support est considéré comme indéformable.

L'ouvrage est composé de deux structures : un soutènement en Terre Armée et un remblai classique (Figure 5-1). Celles-ci mesurent 3,5 m de haut et supportent une structure d'assise associant une sous-couche et une couche de ballast de 30 cm d'épaisseur chacune. Le plot expérimental occupe toute la largeur de la fosse.

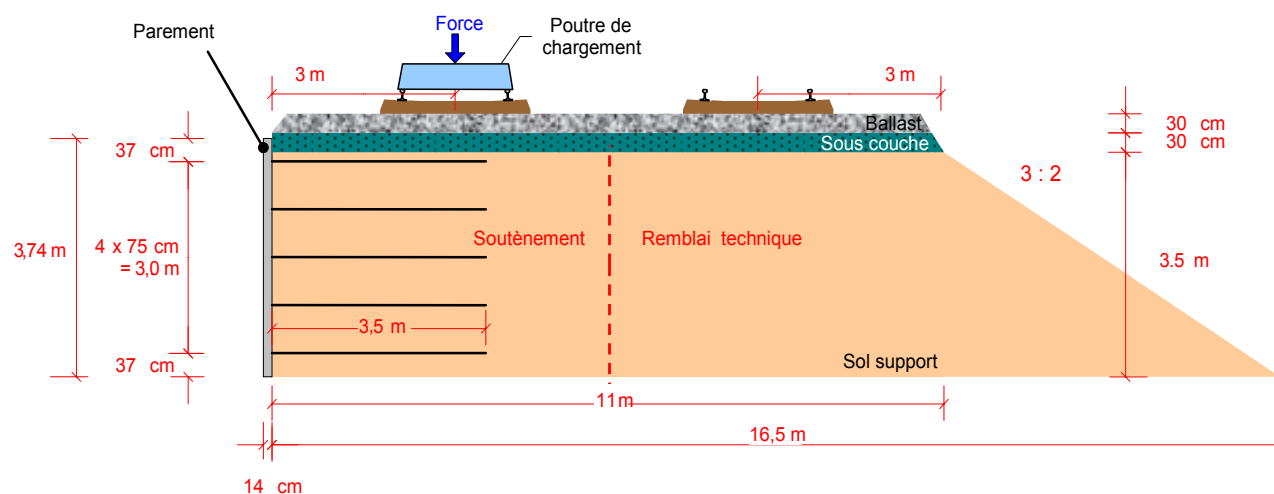


Figure 5-1 - Coupe longitudinale de l'ouvrage expérimental (d'après Froumentin et al., 2008).

Des bastings et des géotextiles ont été disposés de manière à combler le vide résiduel entre les bords de la fosse et le parement. Ce dernier est constitué de cinq demi-écailles et de dix écailles entières, d'1,5 m de côté. Chacune d'elles est connectée à quatre armatures, du type HAR 45 x 5 mm, de 3,5 m de long, 45 mm de large et 5 mm d'épaisseur. Les lits d'armatures sont numérotés de 1 à 5 en partant du haut.

Chaque structure est surmontée d'une traverse mesurant 2,4 m de long, 0,30 m de large et 0,27 m de haut. Leur grand côté est parallèle aux armatures et elles sont centrées dans la largeur de l'ouvrage.

Après décaissement de la fosse, la première étape de la mise en œuvre a été le coulage de la semelle de réglage du parement. Les structures « soutènement et remblai classique » ont été montées en dix couches, les neuf premières de 37,5 cm d'épaisseur et la dernière de 15 cm, en

recherchant un objectif de densification de 95 % du Proctor Normal par application du Guide Technique sur la Réalisation des remblais et couches de formes (LCPC et SETRA, 1992).

5.1.1.b. Caractéristiques des matériaux et des interfaces

L'objectif de l'exercice de modélisation est de comparer les différentes méthodes de construction du modèle pour cerner les avantages et inconvénients de chacune d'elles. Il ne fallait pas que les résultats soient conditionnés par l'utilisation de caractéristiques mécaniques différentes d'un participant à l'autre. Pour ce faire, celles-ci ont été imposées (Tableau 5-1).

Tableau 5-1 - Récapitulatif des valeurs des caractéristiques mécaniques imposées des différents matériaux.

	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c (kPa)	φ (degrés)
Ballast	17	150	0,2	-	-
Sous-couche	23,3	90	0,3	10	36
Remblai	20,8	50	0,3	10	36
Béton	25	2,5.10 ⁴	0,2	-	-
Armatures	78	2,1.10 ⁵	0,28	-	-
Joint	2,5	1	-	-	-

Pour le ballast et la sous-couche, les valeurs des paramètres sont tirées de la littérature (NGI, 2005). Celles du béton et des armatures sont des valeurs « classiques ». Pour le joint, il fallait marquer une différence de rigidité importante avec des écailles. Enfin, le matériau de remblai a fait l'objet d'essais de caractérisation et d'essais *in situ*. C'est une grave argileuse qui provient de la carrière de Criquebeuf, criblée avec une grille de 40 mm. Les essais de caractérisation pour ce type de matériau sont très dépendants du protocole d'essai (Reiffsteck et al., 2007), les résultats sont donc à prendre avec précaution.

Les choix des paramètres d'interface sol – écaille et sol – armature étaient laissés à l'appréciation des participants.

5.1.1.c. Instrumentation et calculs demandés

Des jauges de déformation ont été collées sur certaines des armatures, attachées aux écailles situées dans l'axe de la charge. Les jauges ont été disposées de la manière suivante :

- sur l'ensemble des armatures, un point de mesure près du parement, un point au niveau du maximum théorique des contraintes dans un ouvrage soumis à son poids propre, un point à l'extrémité « libre » ;
- sur les armatures des lits 2 et 3, deux points ont été ajoutés de part et d'autre du maximum.

Les déplacements des écaïlles ont été mesurés au moyen de capteurs avec contact fixés sur un treillis soudé. L'objectif de l'étude étant d'étudier le comportement du massif en sol renforcé, il fallait mesurer les déplacements verticaux de la face supérieure de la structure, c'est-à-dire sous la sous-couche. Le CER a développé un procédé original pour mesurer des déplacements à l'intérieur d'un massif de sol. Lors de la mise en œuvre, une fois arrivé au niveau dont les déplacements doivent être suivis, un forage tubé à l'avancement est réalisé avec un pénétrromètre jusqu'au substratum. Une tige métallique y est introduite puis scellée dans le fond du trou à l'aide d'un coulis de ciment. En tête, elle est solidarisée avec un capteur LVDT qui va suivre les déplacements d'une plaque métallique posée à même le sol. Ensuite, la sous-couche et le ballast ont été mis en œuvre.

L'exercice consistait à prévoir l'évolution, entre la fin de la construction du massif et chaque palier de chargement (30, 60 et 90 kN) :

- des tractions le long des armatures en fonction du lit auquel elles appartiennent,
- des déplacements horizontaux du parement,
- des tassements des deux structures à l'interface remblai - sous couche, à l'aplomb des rails (la distance entre les axes des rails d'une voie est de 151 cm).

5.1.2. Modèles proposés

Cinq organismes ont participé à ce concours de prévision. Deux d'entre eux ont utilisé des modèles 2D : Terre Armée France avec le logiciel PLAXIS et Terre Armée Internationale avec FLAC 2D. Les trois autres ont construit des modèles 3D et présenté leurs travaux au travers de publications. La société Egis Géotechnique (Breugnot et Boutonnier, 2009) et l'INSA de Lyon (Dias et Adbelouhab, 2009) ont mis en œuvre FLAC 3D. Le LCPC a utilisé de son côté le logiciel CESAR-LCPC pour faire un modèle discret 2D, dont les résultats n'ont pas été présentés lors de la séance de restitution, et un modèle 3D homogénéisé (Soyez et Bourgeois, 2009).

5.1.2.a. Modèle de Terre Armée France

Dans le cas du modèle réalisé avec PLAXIS, les valeurs des caractéristiques mécaniques des différents matériaux imposées ont été respectées, à la seule exception des armatures qui ont été considérées comme des nappes. Le module d'Young du matériau a été évalué à partir de celui des armatures réelles et du matériau de remblai, ce qui donne environ 63 MPa. Les éléments d'interface ont été définis de manière à limiter le frottement mobilisable par l'angle de frottement du sol. Le modèle a été monté en phases successives, sans prise en compte du compactage.

Pour prendre en compte la diffusion dans la troisième dimension lors de l'application du chargement, celui-ci a d'abord été simulé sur un ouvrage en terre constitué par la même succession de couches. Les augmentations de contrainte verticale dans le sol, aux profondeurs correspondant aux cinq lits d'armatures et à l'interface sous-couche – remblai, en ont été déduites. Ces variations ont ensuite été moyennées sur une largeur de 1,5 m. Ces valeurs de contraintes ont été utilisées dans six calculs indépendants. Le premier a servi à déterminer le déplacement vertical de l'interface, les cinq autres, les profils de variation de traction dans les renforcements ainsi que les déplacements du parement aux hauteurs correspondantes (Figure 5-2). La démarche est la même que celle suivie par Nagao et al. (1988).

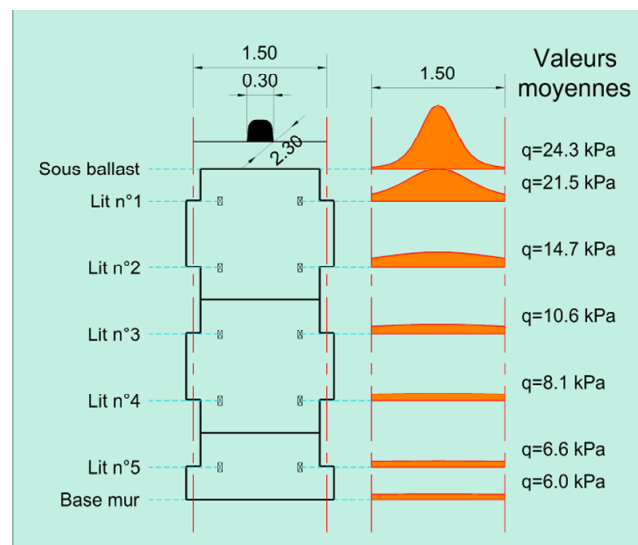


Figure 5-2 - Détermination des contraintes verticales à appliquer en 2D (source Terre Armée France).

5.1.2.b. Modèle de Terre Armée Internationale

C'est la version 5.0 du logiciel FLAC 2D qui a été sélectionnée. Le sol support, ayant les mêmes caractéristiques mécaniques que la sous-couche, ainsi qu'une semelle de fondation, ont été pris en compte dans le modèle. Le matériau de remblai, la sous-couche et le ballast ont une loi de comportement de type Mohr-Coulomb, avec une dilatance nulle pour les deux derniers. La dilatance du matériau de remblai a été ramenée à 4 degrés. Pour modéliser le parement, des éléments de type « beam » ont été assemblés et les paramètres ont été adaptés en conséquence. Il a été encastré dans la semelle de fondation et deux articulations simulent les joints.

Le logiciel dispose d'éléments spécifiques pour la modélisation des renforcements. Le tableau 5-2 en donne les différents paramètres ainsi que les valeurs retenues.

Tableau 5-2 - Valeurs des paramètres retenues pour les éléments de renforcement (TAI).

Largeur de calcul (m)	Nombre d'armatures	Aire (m ²)	Module d'Young (kPa)	Résistance à la traction et compression(kN)
3	4	0,004 x 0,05	2,1.10 ⁸	32
Déformation à la rupture (%)	Frottement initial	Frottement minimal	Pression de confinement (kPa)	
12	1,5	0,65	120	

Les valeurs prises pour les paramètres de l'interface sont : 10⁶ kPa à la fois pour la raideur normale et pour la raideur de cisaillement et 24 degrés pour l'angle de frottement. Enfin, la diffusion du chargement parallèlement au parement a été prise en compte de la même manière que par Terre Armée France.

5.1.2.c. Modèle de l'INSA Lyon

L'INSA Lyon a développé son modèle numérique à l'aide du logiciel FLAC 3D (Dias et Abdelouhab, 2009). Concernant la géométrie, la largeur du modèle a été portée à 8,88 m pour considérer 5 écailles complètes et 2 moitiés d'écailles de part et d'autre. Le substratum a été représenté par une épaisseur d'éléments dont les déplacements des nœuds ont été bloqués dans toutes les directions. Son comportement est élastique linéaire. Un contact frottant de type frottement de Coulomb a été défini avec le remblai. Les déplacements horizontaux des faces latérales ont été bloqués.

La loi de comportement du matériau de remblai, de la sous-couche et du ballast est élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Les valeurs des caractéristiques mécaniques sont celles du dossier du concours.

Les écailles de béton sont modélisées à l'aide d'éléments de type « liner », de 15 cm d'épaisseur, dont la loi de comportement est élastique linéaire. Il a été retenu un module d'Young équivalent de 10 GPa. Le contact sol - écaille est frottant de type Coulomb. La liaison entre deux écailles est un blocage en déplacement dans les trois directions.

Des éléments structurels de type « geogrid » ont été utilisés pour simuler les armatures. Ils prennent en compte un frottement sur les deux faces dont les caractéristiques ont été déterminées au moyen d'essais d'extraction (Abdelouhab, 2009). La cohésion de l'interface est nulle et sa raideur est de 32 MPa/m. Le coefficient de frottement apparent maximal vaut 1 pour le lit n°5 et augmente de 0,1 par lit en remontant vers la surface.

La mise en œuvre de l'ouvrage a été simulée en douze phases. La première correspond à l'activation du substratum, de la première rangée d'écailles et de la première couche de sol. La

deuxième couche de sol et le premier lit d'armatures sont activés en phase 2. Ces deux opérations sont répétées cinq fois. Les deux dernières phases correspondent à la mise en œuvre de la dernière couche de sol et de la sous-couche puis du ballast.

5.1.2.d. Modèle d'Egis Géotechnique

L'ouvrage a été modélisé par Egis Géotechnique à l'aide du logiciel FLAC3D (Breugnot et Boutonnier, 2009). Les matériaux granulaires ont des lois de comportement élasto-plastiques avec un critère de rupture en cisaillement de type Mohr-Coulomb. Les valeurs des caractéristiques mécaniques sont celles proposées dans le dossier du concours. Comme pour le modèle de l'INSA Lyon, une couche d'éléments a été utilisée pour simuler le substratum.

Les armatures ont été modélisées par des éléments structurels linéiques, au comportement élasto-plastique, qui ne peuvent reprendre les efforts en flexion. Les éléments de contact sol – armatures sont caractérisés par cinq paramètres : une raideur de cisaillement k^* , une cohésion c^* , un angle de frottement φ^* , un périmètre d'interaction p^* , et une contrainte effective moyenne de confinement σ_{conf}^* . La valeur de c^* est nulle, φ^* a été estimé à 27 degrés. Le périmètre d'interaction correspond à celui de l'armature, soit environ 0,1 m. k^* a été déterminé de sorte que l'effort maximal de cisaillement soit mobilisé pour 5 mm, ce qui donne environ 10^6 N/m². Enfin, σ_{conf}^* vaut la demi-somme des contraintes principales dans le plan perpendiculaire à l'axe du renforcement.

Des éléments de type « coques » ont été utilisés pour les écailles, caractérisés par une loi élastique isotrope et une interface sol-structure. La valeur de l'angle de frottement retenue est la même que celle de l'interface sol-armature et les coefficients des raideurs normale et de cisaillement sont choisis infiniment grands.

La construction de l'ouvrage n'a pas été simulée. Par contre, les modélisateurs ont voulu prendre en compte les effets du compactage en jouant sur le coefficient de pression des terres au repos K_0 défini par la relation (Mayne et Kulhawy, 1982) :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi_{sol}) \sqrt{\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}} \quad (V.1)$$

où σ'_p désigne la contrainte de préconsolidation du sol et σ'_{v0} la contrainte verticale effective en place. K_0 est borné par le coefficient de butée des sols K_p . La valeur de σ'_p retenue est de 300 kPa pour l'initialisation des contraintes. L'initialisation des contraintes dans le massif est effectuée par un relâchement progressif des déplacements du parement.

La face inférieure du substratum a été bloquée en déplacement suivant les trois directions. Les faces latérales ont été bloquées suivant la direction longitudinale.

5.1.2.e. Modèle bidimensionnel discret du LCPC

Bien que le chargement, appliqué à une traverse, ne permette pas de justifier une approche en déformation plane, un modèle discret bidimensionnel a été développé dans lequel la surcharge a été répartie sur une longueur fixée à 1,5 m, en considérant que la charge induite par un essieu est intégralement reprise par trois traverses successives.

Le maillage est constitué de motifs prédéfinis (Figure 5-3) par le préprocesseur MAX2D de CESAR-LCPC. Le maillage du mur comporte cinq motifs de 14 cm d'épaisseur et 75 cm de hauteur, correspondant chacun à une demi-écaille. Les motifs incluent la possibilité de modéliser un joint entre deux écailles successives.

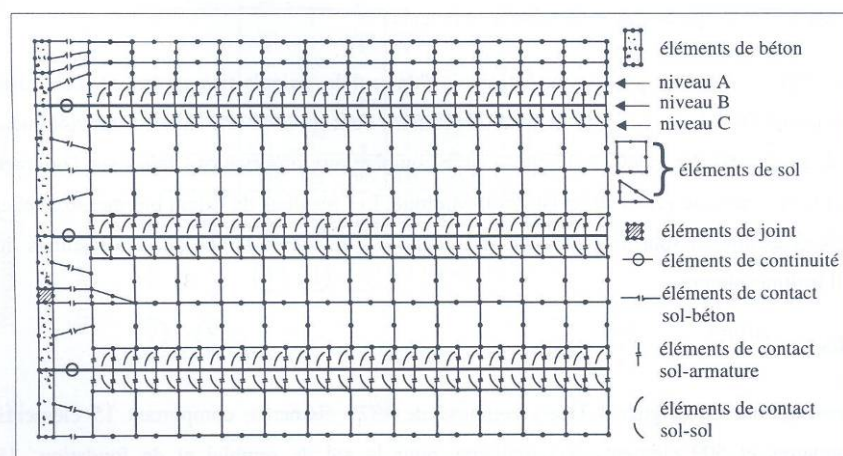


Figure 5-3 - Schématisation de trois « motifs prédéfinis » assemblés (Sellali-Haraigue, 1999).

La mise en œuvre de l'ouvrage est modélisée par l'enchaînement de plusieurs étapes de remblaiement, de mise en place des armatures et/ou des écailles. Le processus comporte en tout sept étapes de calcul, au cours desquelles les différents groupes d'éléments sont activés successivement en prenant en compte leur poids volumique. Après la fin de la construction, la surcharge statique est appliquée sur la traverse.

Le maillage utilisé est représenté sur la figure 5-4. Il comporte 6000 nœuds et 2200 éléments. Le sol support n'est pas pris en compte, et les conditions aux limites utilisées consistent à bloquer les deux composantes du déplacement à la base du modèle.

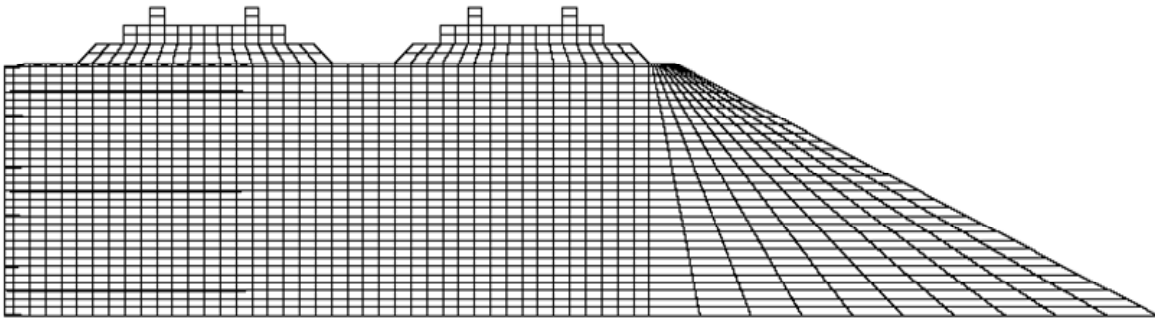


Figure 5-4 - Maillage utilisé pour les modélisations en déformation plane avec le modèle discret.

Les valeurs des caractéristiques mécaniques des différents matériaux sont celles du dossier. Dans un premier temps, les motifs prédéfinis ont été retenus car ils simplifient significativement la construction du maillage. Par contre, faute de disposer de jeu de paramètres pour les éléments de contact, ceux-ci n'ont pas été pris en compte dans ce premier modèle 2D : la modélisation du frottement sol – armature se limite donc à un contact adhérent.

5.1.2.f. Modèles homogénéisés du LCPC

Les modèles homogénéisés ont permis de mener des calculs bidimensionnels et tridimensionnels. Il n'y a pas de prise en compte du joint entre deux écailles adjacentes. Le modèle utilisé permet de ne pas reproduire le phasage de construction réel du mur, qui reflète la position des armatures : la construction du mur est simulée par l'enchaînement de cinq étapes au cours desquelles les groupes d'éléments associés aux différentes couches sont activés ainsi que leur poids propre.

Pour prendre en considération le contact entre les écailles et le massif de sol renforcé, une couche d'éléments de faible épaisseur (5 mm) a été introduite, auxquels un comportement élastique linéaire a été attribué avec un module de compression élevé et un module de cisaillement très faible (ce qui conduit à prendre un coefficient de Poisson voisin de 0,499, pour un module d'Young de 500 kPa), afin d'obtenir un contact « lisse ». Dans le calcul tridimensionnel, la solution adoptée est plus simple : un contact lisse est assuré au moyen d'éléments spéciaux sans épaisseur (éléments de relation linéaire dans CESAR-LCPC).

Le modèle utilisé pour les calculs bidimensionnels est représenté sur la figure 5-5. Il comporte 5100 nœuds et 1900 éléments. Le calcul en condition tridimensionnelle permet de prendre en compte (dans le maillage) la largeur réelle de la traverse : il n'y a donc pas besoin de faire des hypothèses *a priori* sur la diffusion de la charge en profondeur. Le maillage, représenté sur la figure 5-6, est moins fin que dans le cas bidimensionnel : il comporte 24 000 nœuds et 5900

éléments. Les conditions aux limites sont identiques à celles du calcul bidimensionnel. Des conditions de contact lisse ont été ajoutées sur les deux faces verticales parallèles qui limitent le maillage.

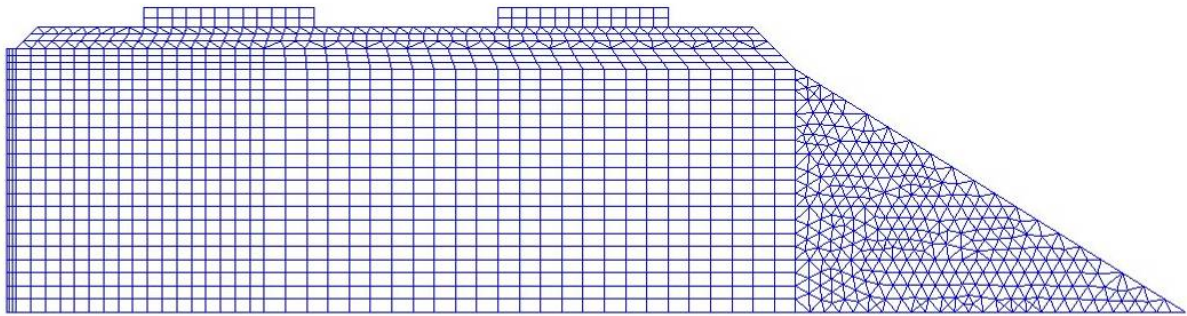


Figure 5-5 - Maillage utilisé pour les modélisations en déformation plane avec le modèle multiphasique.

Le calcul est réalisé en supposant que les inclusions restent élastiques linéaires. Les paramètres à fournir sont le module du matériau qui les constitue (210 000 MPa) et la fraction volumique des armatures η , qui vaut $4 \cdot 10^{-4}$. Le modèle multiphasique général utilisé ici introduit des paramètres supplémentaires concernant la raideur associée à l'interaction et la valeur du frottement maximal entre le sol et les inclusions (cf. 1.5.1.d). Par souci de simplicité, pour les calculs prévisionnels, le frottement n'est pas limité. La valeur du coefficient d'interaction c_i a été fixée à $7 \cdot 10^7$ kPa/m². Le comportement du massif est représenté par une élasticité linéaire combinée critère de plasticité de Drucker-Prager.

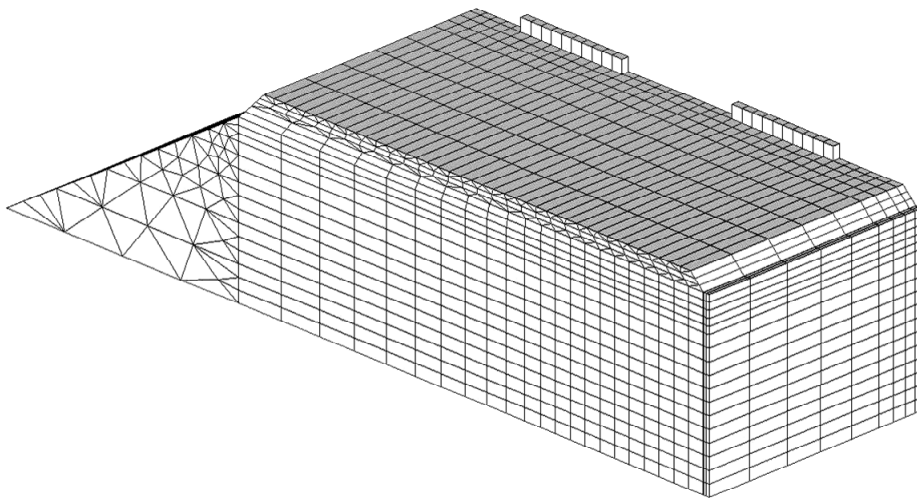


Figure 5-6 - Maillage utilisé pour le calcul tridimensionnel (modèle multiphasique).

5.1.3. Résultats

Dans un premier temps, les résultats des calculs réalisés avec les modèles bidimensionnels du LCPC sont comparés entre eux. Ensuite, ils sont confrontés à ceux des autres participants. Dans un troisième point, sont retracés les principaux éléments de la discussion ayant eu lieu pendant les JNGG'08 entre les participants.

5.1.3.a. Résultats obtenus avec les modèles bidimensionnels du LCPC

Les résultats des calculs des variations de traction dans les armatures avec les deux approches, le modèle discret et le modèle homogénéisé, sont proches (Figure 5-7).

Il existe cependant deux différences. La première réside dans l'allure des courbes à proximité du parement. Le modèle homogénéisé fait apparaître un point d'inflexion pour les trois lits, ce qui n'est pas le cas du modèle discret. Par ailleurs, les augmentations de traction aux bouts libres des armatures ne sont pas nulles avec le modèle discret.

Les déplacements verticaux de l'interface remblai – sous-couche sont en moyenne de l'ordre de 0,7 mm dans les deux cas. Les écarts entre les valeurs calculées par les deux modèles sont inférieurs à 0,02 mm.

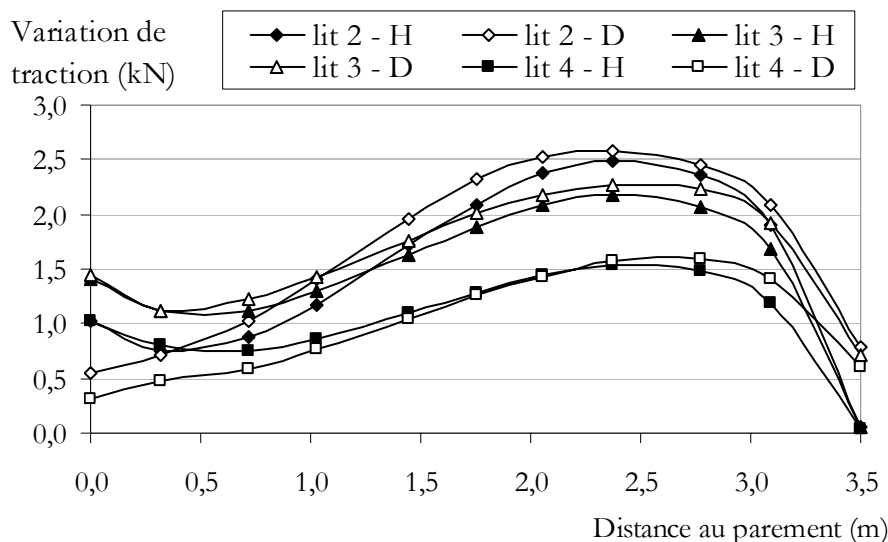


Figure 5-7 - Comparaison des variations de traction de la surcharge calculées dans les lits 2-3-4 avec les modèles 2D homogénéisé (noté H) et discret (noté D) (Phase finale – application de la surcharge)

Les déplacements horizontaux du parement (Figure 5-8) reflètent la différence de modélisation du parement, considéré comme continu dans le calcul avec le modèle homogénéisé, alors que, dans le modèle discret, les joints entre écailles sont pris en compte explicitement au moyen d'éléments plus souples.

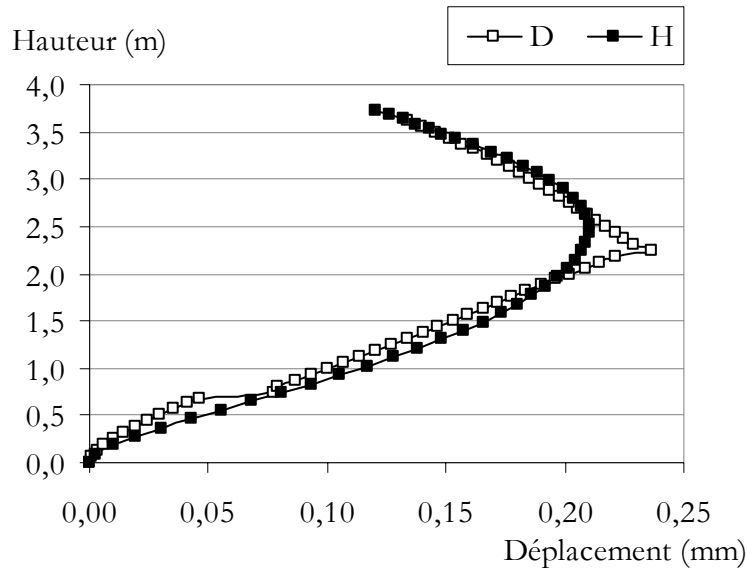


Figure 5-8 - Déplacements horizontaux du parement calculés avec les modèles 2D homogénéisé (noté H) et discret (noté D)
(Phase finale – application de la surcharge)

Les résultats des calculs étant similaires, seuls ceux du modèle homogénéisé seront présentés dans la suite de cette partie.

5.1.3.b. Résultats du concours

Bien qu'elles n'aient pas été demandées dans le dossier, cinq participants ont fourni les tractions dans les armatures en fin de construction. Les figures 5-9 et 5-10 illustrent les tractions calculées dans les armatures respectivement pour les lits 2 et 3. Dans les deux cas, l'ensemble des résultats est significativement inférieur aux mesures (les mesures présentées ici sont une moyenne de celles réalisées sur les quatre armatures d'un même lit). Le ratio entre les mesures et les calculs vaut au maximum 5, ou 3 si les résultats de TAI sont exclus. Pour certains, l'ordre de grandeur n'est pas le bon.

Cette tendance peut s'expliquer par au moins deux raisons qui sont le choix des valeurs des paramètres de l'interface sol – armature et/ou une mauvaise simulation de la mise en œuvre de l'ouvrage et notamment du compactage. A ce sujet, Egis Géotechnique, qui est le seul à

prendre en compte celui-ci dans son modèle, obtient des tractions plus importantes dans le lit 2 que dans le lit 3. Il est d'ailleurs le plus près des mesures pour le lit 2 et parmi les plus éloignés pour le lit 3.

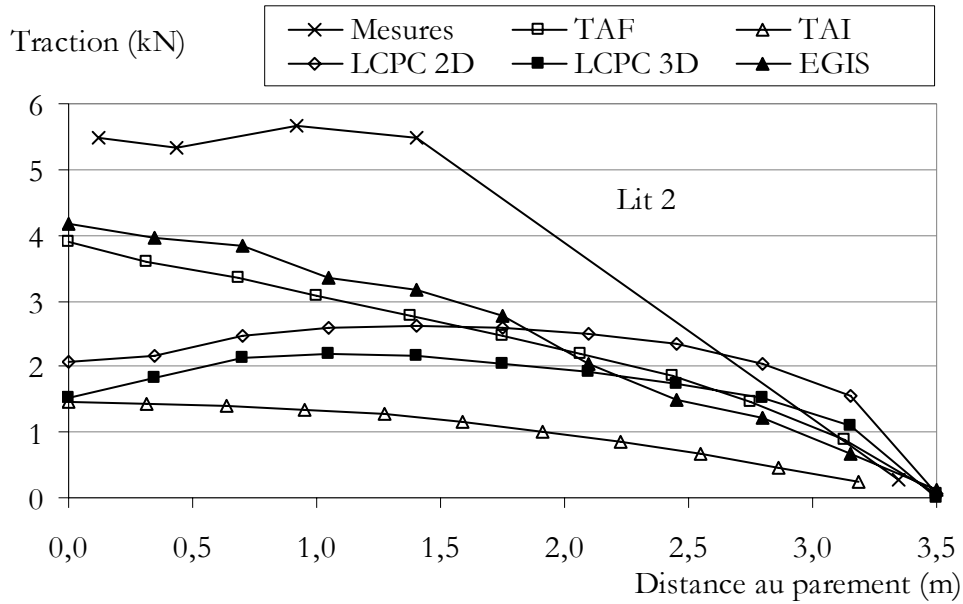


Figure 5-9 - Tractions dans les armatures du lit 2 calculées et mesurées en fin de construction.

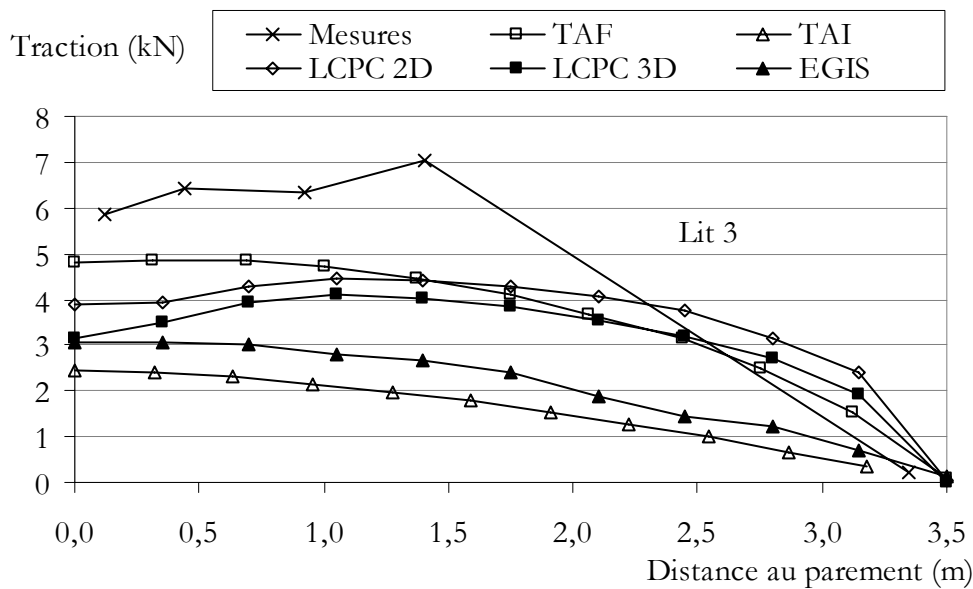


Figure 5-10 - Tractions dans les armatures du lit 3 calculées et mesurées en fin de construction.

Enfin, alors qu'il s'agit d'une grandeur physique pour laquelle la dispersion attendue devrait être la plus faible étant donné le caractère courant de l'exercice et malgré le fait que tous

les participants ont globalement respecté les consignes, il apparaît un facteur 2,5 entre les résultats.

Les figures 5-11 et 5-12 confrontent les mesures et les calculs des augmentations de traction liées à l'application de la charge de 90 kN sur la structure Terre Armée respectivement dans les lits 2 et 3. Les résultats obtenus avec le modèle bidimensionnel multiphasique du LCPC ne sont pas indiqués sur les figures car ils sont hors échelle. Pour ce modèle, les maxima valent 2,5 et 2,2 kN.

Il apparaît ici des écarts très importants entre les différents modélisateurs, presque un facteur 100 pour le lit 2. Contrairement aux calculs des tractions en fin de construction, trois modélisateurs obtiennent le bon ordre de grandeur. Par contre, trois participants obtiennent des augmentations dont l'ordre de grandeur n'est pas correct, dont deux au moyen de modèles 2D. De plus, alors qu'il y avait une tendance forte à la sous-estimation des tractions en fin de construction, il est remarquable que les variations dues à la surcharge soient presque systématiquement surévaluées. Seul le modèle prenant en compte les effets du compactage sous-estimait aussi les variations de tractions.

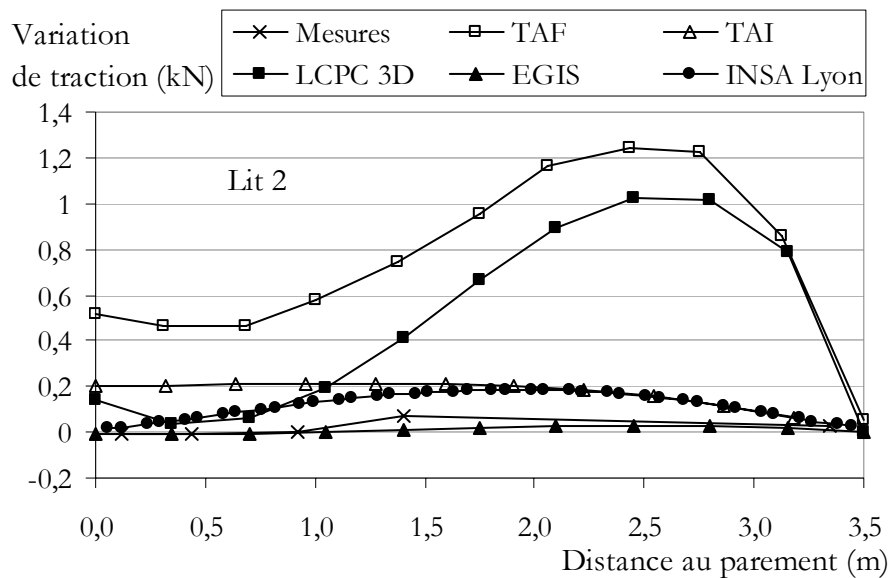


Figure 5-11 - Variations de tractions mesurées et calculées dans les armatures du lit 2 (Phase finale – application de la surcharge).

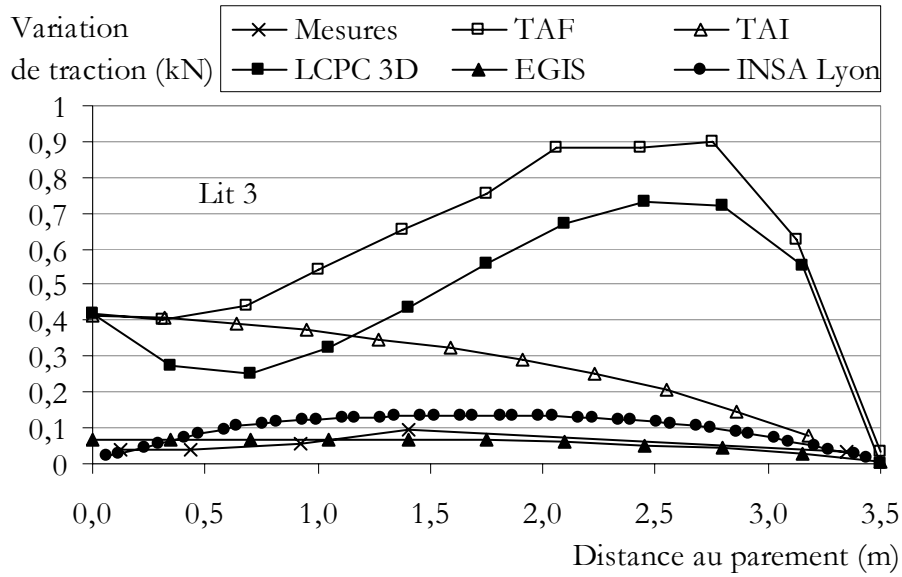


Figure 5-12 - Variations de tractions mesurées et calculées dans les armatures du lit 3 (Phase finale – application de la surcharge).

Bien que les modules d'Young des différents matériaux aient été fixés et globalement respectés, les déplacements verticaux de l'interface remblai - sous-couche calculés à l'aplomb de chaque rail varient d'un facteur 4 (Figure 5-13). Les déplacements calculés les plus faibles sont environ 5 fois plus importants que les mesures.

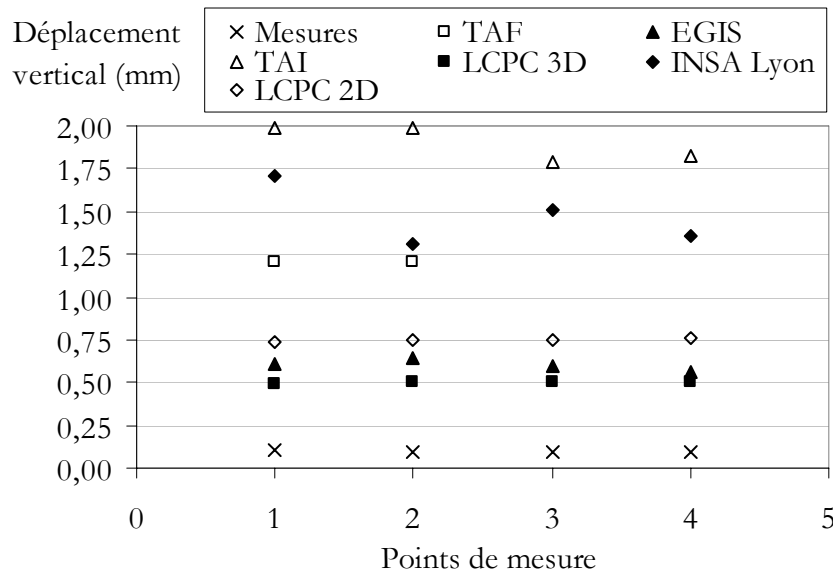


Figure 5-13 - Déplacements verticaux mesurés et calculés de l'interface remblai - sous-couche liés à l'application de la charge de 90 kN successivement sur les deux structures.

Les deux organismes (Egis Géotechnique et LCPC) qui trouvent les déplacements verticaux les plus faibles sont aussi ceux qui obtiennent les déplacements du parement les moins grands, qui sont là encore environ 5 fois plus élevés que les mesures (Figure 5-14).

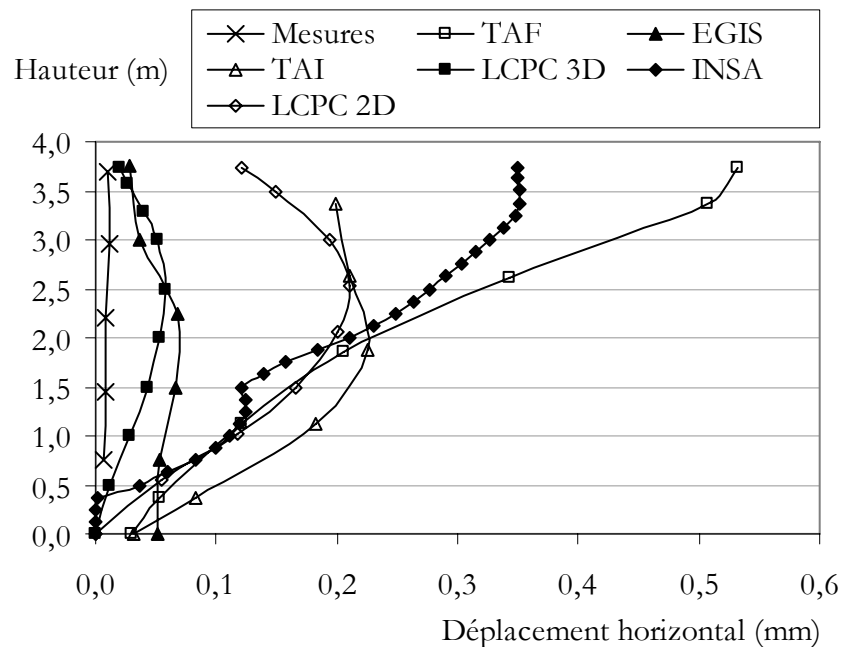


Figure 5-14 - Déplacements horizontaux du parement mesurés et calculés liés à l'application de la charge de 90 kN sur la structure Terre Armée.

Cependant, l'augmentation de traction maximale dans le lit 3 calculée par Egis Géotechnique est environ 7 fois plus petite que celle calculée par le LCPC 3D. Enfin, l'allure des déplacements du parement dépend du modèle, avec dans certains cas un bombement et pour d'autres une augmentation continue du déplacement avec la hauteur considérée.

5.1.3.c. Séance de restitution

La discussion qui a eu lieu lors de la séance des JNKG'08 dédiée à l'exercice a abouti aux conclusions suivantes.

Les mesures sont très faibles, notamment en termes de déplacement, et globalement 10 fois plus petites que ce à quoi l'on pouvait s'attendre. La précision des capteurs est suffisante pour ne pas remettre en cause les mesures.

D'une manière générale, l'ouvrage est très peu sollicité par le chargement de 90 kN et les modèles restent dans le domaine élastique, ce qui a été vérifié par certains modélisateurs. Il est envisageable de tenir compte de la non-linéarité du comportement élastique des sols en prenant

un module d'Young plus élevé dans le domaine des petites déformations que celui retenu pour les grandes déformations, ce qui aurait comme conséquence de diminuer les déplacements de l'interface et probablement ceux du parement.

L'utilisation des modèles 2D, si elle est associée à une méthode de prise en compte de la diffusion dans la troisième dimension, permet d'obtenir des résultats satisfaisants. Par contre, comme elle nécessite plusieurs calculs pour obtenir les résultats aux différentes profondeurs, elle ne permet pas d'observer correctement le comportement de l'ouvrage lors de l'application d'une charge.

Enfin, la principale difficulté de la modélisation de ce type d'ouvrage réside dans l'interface sol - armature. La détermination des paramètres de l'interface est très importante car le rôle de l'interface sol - armature est déterminant dans la réponse de l'ouvrage. Il semblerait que ceux dont les valeurs étaient les plus affinées (Egis Géotechnique et INSA Lyon) aient obtenu les meilleurs résultats en termes de traction dans les armatures. Par contre, ce degré de précision n'a pas été suffisant pour assurer également un ordre de grandeur correct des déplacements.

Plus généralement, le bilan de cet exercice est mitigé. Si les modèles utilisés avaient été utilisés pour valider, en statique, cette solution technique pour une utilisation ferroviaire, ils auraient probablement conforté la méthode de dimensionnement réglementaire. L'ordre de grandeur des déplacements calculés aurait très certainement été jugé acceptable et il est vrai que les déplacements mesurés ne sont pas contradictoires avec le contexte ferroviaire. Par contre, il est clair qu'à ce stade, les modèles numériques ne permettent pas de prévoir finement la réponse d'un ouvrage en Terre Armée quand il est faiblement sollicité, c'est-à-dire soumis à un chargement statique de type ferroviaire entraînant de très petites déformations. Toute la question est de savoir si les modèles sont suffisamment précis pour déceler le niveau de surcharge pour lequel les déformations deviennent suffisamment importantes pour contre-indiquer ce type d'usage.

5.2. Amélioration des modèles

Dans ce paragraphe sont présentées les améliorations apportées aux modèles numériques par différents participants à partir des enseignements tirés de l'exercice. Deux approches ont été utilisées. La première consiste à améliorer le modèle bidimensionnel discret en gardant à l'esprit l'aspect prévisionnel et en se restreignant à des modifications facilement transposables d'un logiciel à un autre. La deuxième est un calage des modèles 3D sur l'expérimentation. Une fois améliorés, les modèles du LCPC ont été testés en simulant le chargement de 850 kN du CER.

5.2.1. Modèle discret bidimensionnel

Trois pistes de travail ont été développées avec le modèle bidimensionnel discret du LCPC. La première était de rechercher un jeu de valeurs des caractéristiques mécaniques du sol qui permettait de se rapprocher des mesures. La seconde était de mieux prendre en compte la diffusion de la charge en s'inspirant de Nagao et al. (1988). Dans un troisième temps, la modélisation de l'interface a été repensée en s'appuyant sur les résultats des essais d'extraction.

5.2.1.a. Influence des caractéristiques mécaniques du sol

Une étude paramétrique concernant les caractéristiques mécaniques du matériau de remblai a été entreprise avec le modèle discret pour déterminer leur influence sur le comportement global de l'ouvrage et diminuer l'écart entre les calculs et les mesures.

Comme cela avait été suggéré lors des JNGG'08, le module d'Young a été porté à 250 puis 500 MPa. Cette forte augmentation diminue les déplacements, qui sont divisés par un facteur 5 à 6. Par contre, les tractions dans les armatures, notamment celles calculées en fin de construction, se trouvent aussi fortement diminuées. Ce n'est donc pas ce seul paramètre qui assure un recalage convenable.

Le coefficient de Poisson du sol modifie la réponse de l'ouvrage : pour une valeur de 0,15, les déplacements liés à l'application de la charge sont diminués mais, comme pour le module d'Young, les tractions en fin de construction chutent fortement. Les déplacements verticaux de l'interface augmentent d'environ 10 % alors que les déplacements horizontaux du parement diminuent du même ordre de grandeur. A l'inverse, pour une valeur de 0,48, les tractions sont multipliées par un facteur supérieur à 2, le déplacement maximal du parement augmente environ d'un tiers et ceux de l'interface chutent de plus de 40 %.

Diminuer la cohésion n'a pas d'impact significatif sur les déplacements verticaux mais augmente les déplacements du parement. Les tractions ne sont réellement modifiées que dans le premier mètre de l'armature.

Enfin, pour des valeurs comprises entre 26 et 37 degrés, l'angle de frottement du sol n'a qu'une influence très limitée sur les résultats, ce qui est cohérent avec l'observation faite ci-dessus que le modèle reste essentiellement élastique.

Finalement, il est possible de jouer sur les paramètres pour caler le modèle pour une grandeur physique bien définie. Par exemple, faire coïncider une forte valeur du module d'Young avec une valeur importante du coefficient de Poisson permet de caler les déplacements verticaux de l'interface sans trop changer les tractions dans les armatures. Par contre, il n'y a pas de

solution pour à la fois augmenter les tractions en fin de construction et diminuer les variations liées à l'application des 90 kN. De plus, le jeu de paramètres obtenu ne serait probablement pas pertinent pour simuler des chargements plus importants qui plastifieraient l'ouvrage.

5.2.1.b. Prise en compte de la diffusion

En condition bidimensionnelle, un moyen simple de diminuer l'impact du chargement sans diminuer les tractions dans les armatures en fin de construction est de prendre en compte différemment la diffusion de la charge dans la direction parallèle au parement. En admettant que celle-ci se diffuse suivant une répartition à 1 pour 1 (H/V), ce que tendent à prouver les mesures réalisées lors des essais de chargement statique de référence, il est possible de calculer l'augmentation de contrainte verticale moyenne dans l'ouvrage à une profondeur donnée. La variation de contrainte verticale au niveau du lit qui se trouve à mi-hauteur est environ 14 fois plus petite que celle directement sous la traverse.

Si la contrainte verticale appliquée sur les rails est modifiée en conséquence, la variation maximale de traction dans le lit 3 chute de 2,3 kN à 0,6 kN (Figure 5-15).

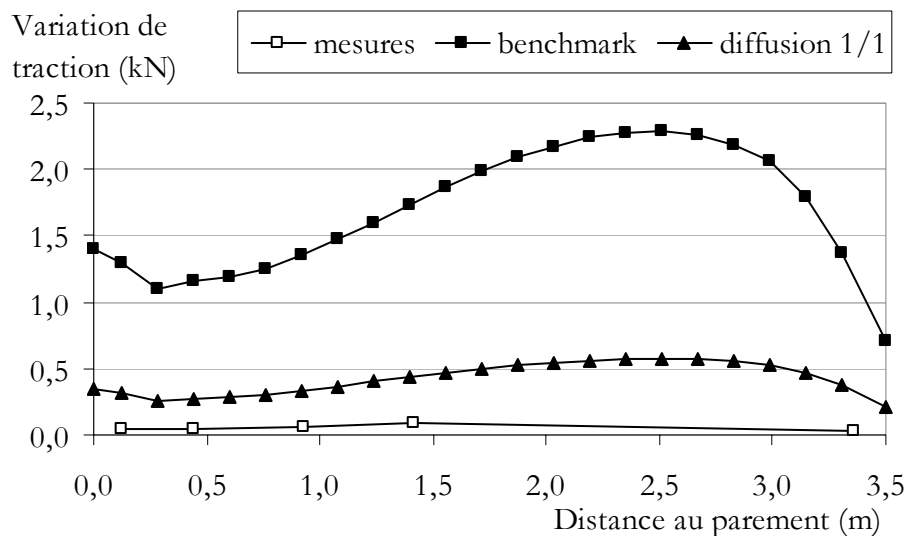


Figure 5-15 - Efforts dans les armatures du lit 3 pour une charge de 90 kN mesurés et calculés avec deux modes de prise en compte de la surcharge (modèle 2D discret).

Pour cette même valeur de surcharge, les déplacements horizontaux du parement diminuent environ d'un facteur 4 (Figure 5-16) et les déplacements verticaux de l'interface sont ramenés d'environ 0,75 mm à 0,2 mm.

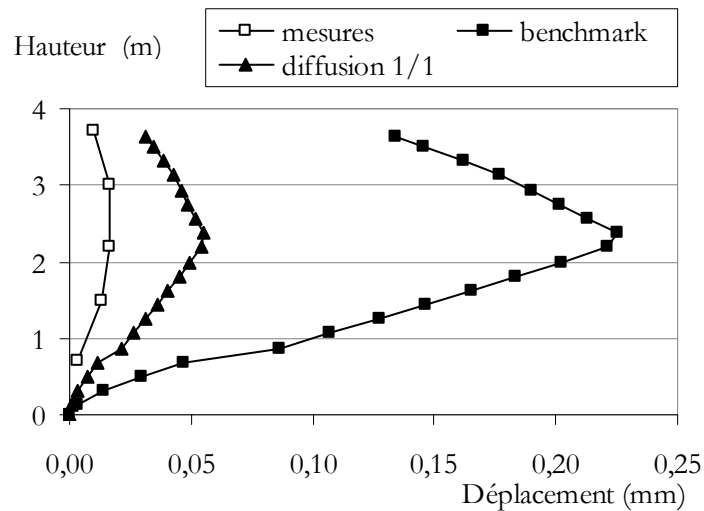


Figure 5-16 - Déplacements horizontaux du parement pour une charge de 90 kN mesurés et calculés avec deux modes de pris en compte de la surcharge (modèle 2D discret).

Cette meilleure prise en compte de la surcharge ne permet pas non plus à elle seule de se caler sur les mesures mais les ordres de grandeur des différentes variables examinées deviennent corrects sans pour autant dégrader les valeurs des tractions calculées en fin de construction.

5.2.1.c. Introduction d'une couche d'éléments fin autour des armatures et d'éléments de contact sol/écaïlle

Pour n'utiliser que des éléments facilement réutilisables avec d'autres logiciels, une modélisation plus fine de l'interface sol - armature a été réalisée par l'intermédiaire d'une couche d'éléments de massif de faible épaisseur autour de l'armature (Figure 5-17). Cette technique n'est pas compatible avec l'utilisation des motifs prédéfinis, ce qui a conduit à leur abandon.

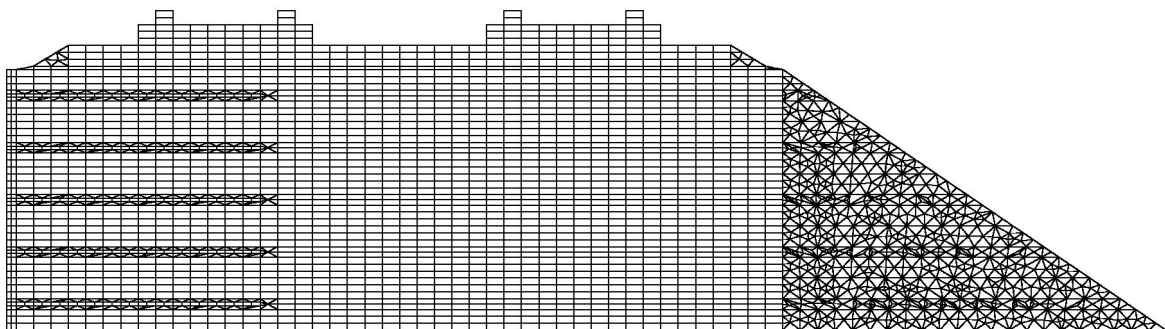


Figure 5-17 - Maillage bidimensionnel discret avec une interface sol - armature de type élément massif de faible épaisseur.

Une loi de comportement de Mohr-Coulomb a été attribuée à ces éléments et ils ont des valeurs des caractéristiques dans un premier temps identiques à que celles du sol. En l'état, ces éléments d'interface permettent d'améliorer légèrement les valeurs des tractions en fin de construction, ce qui peut être lié à l'affinage local du maillage, et d'obtenir des valeurs de traction en bout des armatures comprises entre 0 et -0,1 kN et donc nettement plus faibles en valeur absolue que celles obtenues avec le premier maillage (Figure 5-7).

Une étude de l'influence de l'angle de frottement de ces éléments a montré qu'une diminution de celui-ci entraîne une augmentation des tractions dans les armatures. Pour remédier à cette incohérence, il a été décidé de choisir une cohésion et un angle de dilatance faibles, ce qui a pour effet de rendre l'influence de la valeur de l'angle de frottement sur la réponse de l'ouvrage cohérente.

Les murs en Terre Armée sont construits par remblaiement successif de couches de sol derrière les écaïlles. Compte tenu du contraste de raideur entre les écaïlles et le remblai, les couches de sol subissent, sous le poids des couches sus-jacentes, un tassement supérieur à celui des écaïlles. Cette différence justifie d'introduire un traitement particulier pour l'interface sol – écaïlle, à savoir des éléments sans épaisseur spécifique (éléments dits de « relation linéaire » dans CESAR-LCPC). Ceux-ci pourraient être remplacés par des éléments d'interface glissants.

5.2.1.d. Détermination des paramètres au moyen des essais d'extraction

Suite aux premières tentatives de recalage et pour simplifier la détermination des valeurs des différents paramètres, les angles de frottement et de dilatance des éléments d'interface sol - armature ont été pris nuls. La contrainte de cisaillement est alors inférieure ou égale à la cohésion et le module d'Young caractérise la raideur de l'interface. Le coefficient de Poisson est resté inchangé.

Des essais d'extraction de trois armatures appartenant aux lits 1, 3 et 4 ont été menés sur le plot expérimental du CER. Deux méthodes ont été envisagées pour déduire les paramètres des éléments d'interface à partir de ces essais. La première consiste en la réalisation d'un modèle numérique spécifique pour simuler ces essais. Le modèle correspond à une couche du massif en Terre Armée et comporte trois groupes d'éléments représentant le matériau de remblai, l'interface sol – armature et l'armature. L'écaïlle n'est pas modélisée. Les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du massif, comme les déplacements horizontaux des bords latéraux du remblai. Une surcharge est appliquée sur le bord supérieur du modèle correspondant

au poids des couches de sol situées au-dessus de l'armature extraite. Enfin, une contrainte horizontale dirigée vers l'extérieur du modèle est appliquée au niveau de l'attache de l'armature pour simuler la force d'extraction exercée par le vérin. La modélisation de l'essai d'extraction permet de déterminer, d'une part, la cohésion à attribuer aux éléments d'interface (en ajustant la force maximale que l'on peut exercer sur l'armature dans le modèle) et, d'autre part, le module d'Young, en ajustant les déplacements (Figure 5-18). Cette opération est répétée pour chacun des lits.

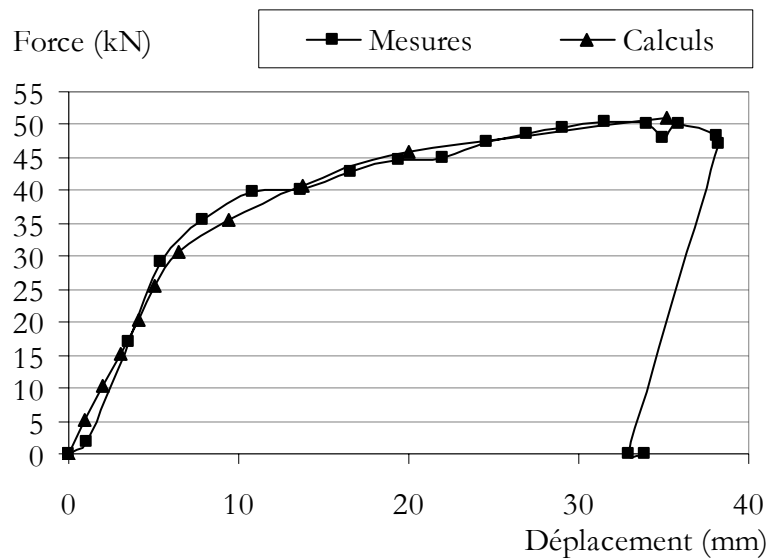


Figure 5-18 - Calage de l'essai d'extraction du lit 3.

Cette démarche conduit à la détermination de modules d'Young très faibles pour les éléments d'interface, de l'ordre de quelques kilopascals. En introduisant ces valeurs dans le modèle global de l'ouvrage, les éléments d'interface induisent des tassements importants de l'ouvrage, de l'ordre de 12 mm.

Une deuxième approche, cette fois analytique, a été proposée pour choisir les paramètres des éléments représentant l'interface sol - armature. La pente de la courbe force/déplacement donne un coefficient de raideur dont la valeur est prise comme module d'Young. La cohésion équivalente est déterminée par la résistance au cisaillement que la couche représentant l'armature est capable de fournir. Les essais donnent un jeu de paramètres pour l'interface de chaque lit d'armatures, proches de 10 MPa pour le module d'Young et 8 kPa pour la cohésion équivalente.

Les tractions dans les armatures en fin de construction s'en trouvent améliorées (Figure 5-19). La réponse de l'ouvrage à l'application de la surcharge est sensiblement la même, aussi bien

pour les augmentations de traction dans les armatures que pour les déplacements. Ceci implique que de cette manière, le modèle pondère mieux l'importance relative du chargement par rapport à la mise en œuvre.

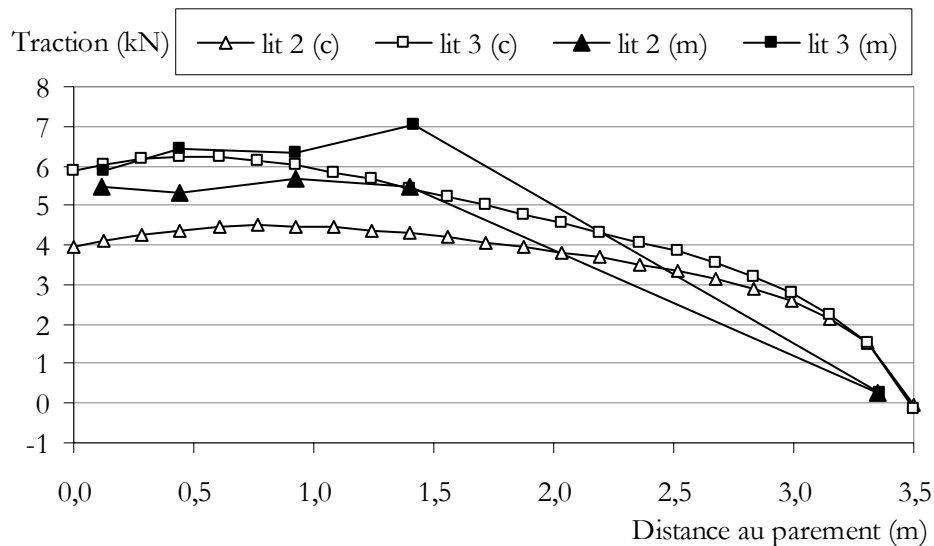


Figure 5-19 - Tractions mesurées (notées m) et calculées (notées c) en fin de construction dans les armatures des lits 2 et 3.

5.2.2. Modèles discrets tridimensionnels

Les deux participants au concours utilisant le logiciel FLAC3D ont bien voulu procéder à quelques recherches supplémentaires.

Dans les deux cas, les essais d'extraction ont fait l'objet d'une analyse pour améliorer le choix des valeurs des paramètres des interfaces sol – armature. Dias et Abdelhouab (2009) remarquent une bonne concordance entre les tractions dans les armatures calculées en fin de construction et les mesures (Figure 5-20). Ils constatent par ailleurs qu'il est possible de relier les tractions maximales avec les déplacements horizontaux du parement calculés en fin de construction. Ils avaient par ailleurs déjà trouvé lors du concours des variations de traction dans les armatures tout à fait acceptables.

Par contre, malgré ce faible écart entre mesures et calculs concernant les tractions, leur prévision des déplacements n'était pas satisfaisante et l'apport des essais d'extraction dans leur modèle n'a pas amené d'amélioration significative sur ce point.

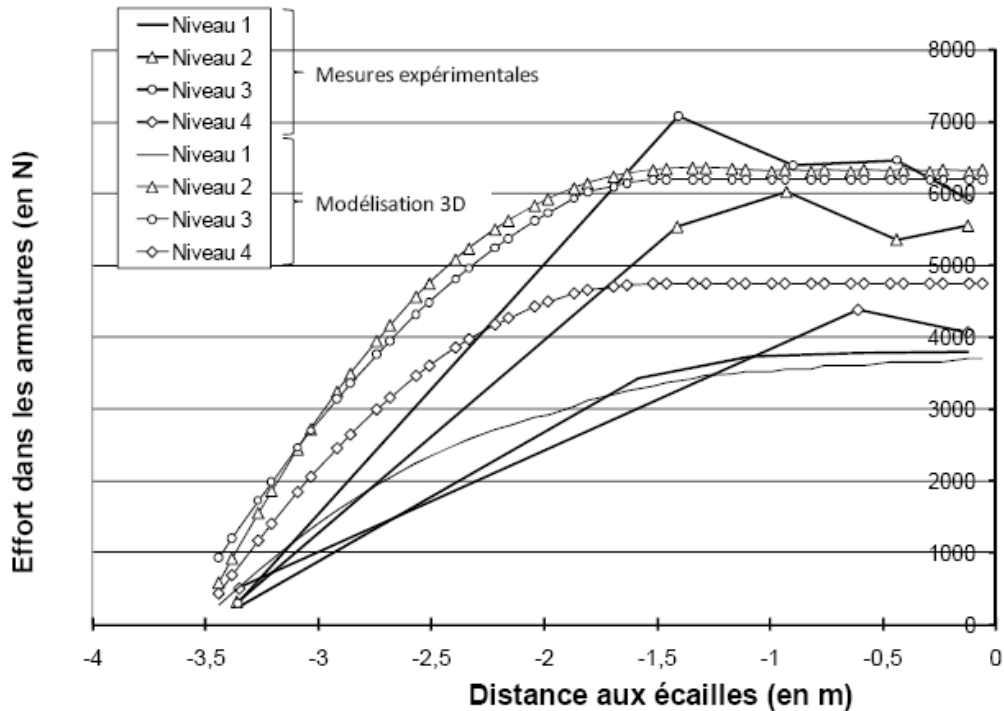


Figure 5-20 - Tractions en fin de construction après calage des essais d'extraction (Dias et Abdelouhab, 2009).

Le modèle présenté par Egis Géotechnique est un peu plus riche car il intègre, en plus de l'interface sol – armature, le compactage du sol. Les essais d'extraction des armatures permettent aux auteurs de caler les valeurs des deux paramètres d'interface qui sont l'angle de frottement et la raideur. Il s'avère que le calage du premier paramètre a peu d'influence sur la réponse de l'ouvrage. En effet, d'après leur calcul initial, seul l'interface des armatures appartenant au premier lit plastifie, autrement dit atteint le frottement maximal mobilisable. Or, les valeurs de frottement prises pour le concours de prévision étaient conservatives. Les nouvelles valeurs sont plus élevées et leur introduction dans le modèle fait que le frottement mobilisable au niveau du premier lit n'est pas saturé.

Par contre, l'influence de la valeur de la raideur de l'interface, paramètre caractérisant le domaine élastique, est beaucoup plus importante (Breugnot et Boutonnier, 2009). Toutes choses étant égales par ailleurs, multiplier par un facteur 4 cette raideur permet de doubler les tractions en fin de construction et les augmentations liées à l'application de la surcharge dans le lit 1. Ce calage a pour conséquence de rapprocher les résultats calculés des mesures.

Enfin, il est possible d'introduire dans ce modèle une contrainte de sur-consolidation pour prendre en compte les effets du compactage.

Comme le montre la figure 5-21, le choix de la valeur de cette contrainte a un impact important sur le calcul des tractions en fin de construction. Les trois valeurs testées sont 0, 150 et

300 kPa. Dans le premier cas, la valeur maximale de traction dans les armatures du lit 1 vaut environ 2 kN, dans le deuxième cas 4 kN et aux alentours de 5,5 kN pour la troisième hypothèse. Par contre, l'influence de cette contrainte sur les variations de traction liées à l'application de la charge est beaucoup plus faible.

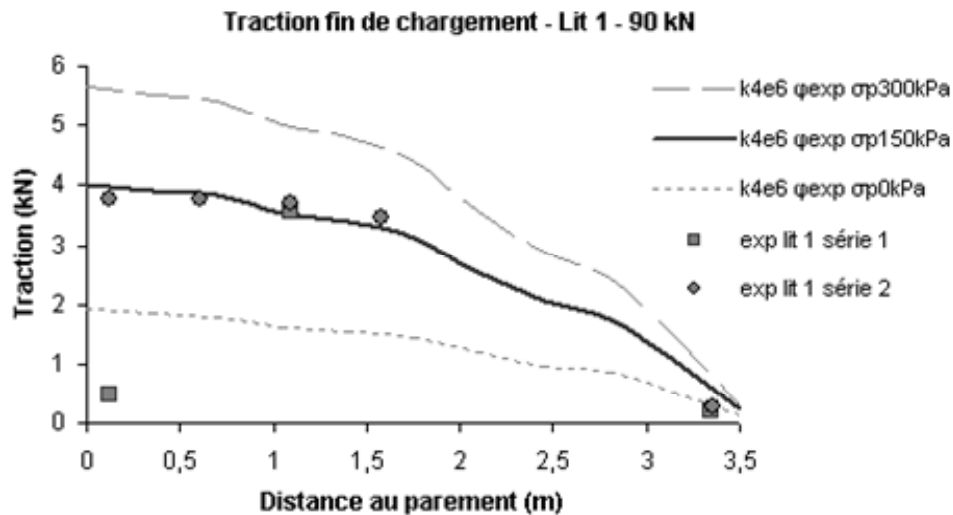


Figure 5-21 - Influence du compactage sur les tractions en fin de construction dans le lit 1 (Breugnot et Boutonnier, 2009).

Les calculs dont les résultats sont présentés sur la figure 5-21 ont été menés avec une valeur du coefficient de raideur retenue est de $4 \cdot 10^6$ N/m² et celle de l'angle de frottement est tirée de l'essai d'extraction.

Malheureusement, ce travail ne permet pas de caler le modèle en termes de déplacement de l'interface remblai – sous-couche ou de déplacement horizontal du parement.

5.2.3. Modèle multiphasique

Différentes tentatives ont été effectuées pour améliorer les résultats des calculs bidimensionnels et tridimensionnels avec le modèle homogénéisé. Il a été décidé de recalculer les résultats des calculs tridimensionnels.

5.2.3.a. Influence du coefficient d'interaction

Le premier paramètre étudié est le coefficient d'interaction c_i qui caractérise, dans le modèle multiphasique, la raideur de l'interaction mécanique entre le sol et les armatures (cf. 1.5.1.d). Il a une influence directe sur les tractions calculées, mais ne permet pas de contrôler entièrement le résultat des simulations : en ajustant ce paramètre, les tractions calculées en fin de

construction sont 2 à 3 fois plus faibles que celles mesurées, et les variations 2 à 3 fois plus grandes que les valeurs mesurées, ce qui constitue un progrès par rapport à la situation précédente. Pour les tassements et le déplacement horizontal, les résultats sont remarquablement stables lorsque l'on fait varier c_i (environ 0,5 mm pour le tassement et 0,06 mm pour le déplacement horizontal maximal).

5.2.3.b. Choix du frottement maximal sol - armature

Dans les calculs précédents, l'effort que le sol pouvait transmettre aux armatures par frottement n'était pas limité. Le modèle multiphasique permet cependant d'attribuer à l'interaction sol-armatures un comportement non linéaire : l'effort transmis aux armatures par le sol dépend linéairement du déplacement relatif entre les deux matériaux, jusqu'à un seuil sur l'effort d'interaction au-delà duquel l'armature glisse librement. I_{max} est la valeur maximale de la force d'interaction (il s'agit d'une force volumique, exprimée en kPa/m). En première approche une valeur moyenne est retenue pour tout le massif, donnée par le produit de la surface des armatures par une contrainte de cisaillement de référence évaluée en fonction de la contrainte verticale moyenne et de l'angle de frottement du sol. Avec cette valeur ($I_{max} = 11$ kPa/m), les résultats sont pratiquement les mêmes que dans le cas précédent. La valeur maximale de la force d'interaction a alors été réduite à 5 kPa/m. La figure 5-22 présente les efforts de traction calculés dans les différentes armatures. Pour les lits 2, 3 et 4, les courbes tendent vers une asymptote dans la partie droite du graphique, indiquant que le frottement maximal est mobilisé sur une partie de la longueur de l'armature. Dans ces zones, l'effort de traction est fixé par le frottement mobilisable : il en résulte que les augmentations obtenues lorsque la surcharge est appliquée sur la traverse sont beaucoup plus faibles que dans les simulations précédentes et plus proches des mesures (sauf pour le premier lit, pour lequel il serait légitime d'utiliser un frottement maximal plus faible, compte tenu du fait que la contrainte normale est faible).

Avec cette approche, les efforts en fin de construction sont à peu près deux fois inférieurs à ceux mesurés, l'ordre de grandeur étant respecté s'agissant des variations de traction (Figure 5-23).

Sur le plan qualitatif, la répartition de l'effort le long des armatures tend à devenir linéaire pour les lits 3 et 4, avec une valeur nulle au bout et une pente imposée par le paramètre de frottement maximal I_{max} fourni dans les données du modèle. Pour des valeurs de raideur d'interface c_i plus élevées, le profil devient complètement linéaire pour ces lits à la fin de la construction : dans ce cas, le frottement étant complètement mobilisé le long des armatures à cette étape, la distribution des tractions n'évolue pratiquement pas dans les étapes de chargement

ultérieures. Il y a donc une interaction entre le choix des valeurs des paramètres décrivant la raideur de l'interaction et le frottement limite : le deuxième contrôle la valeur limite de la pente de la courbe de traction, et le premier contrôle la distance sur laquelle la traction varie linéairement.

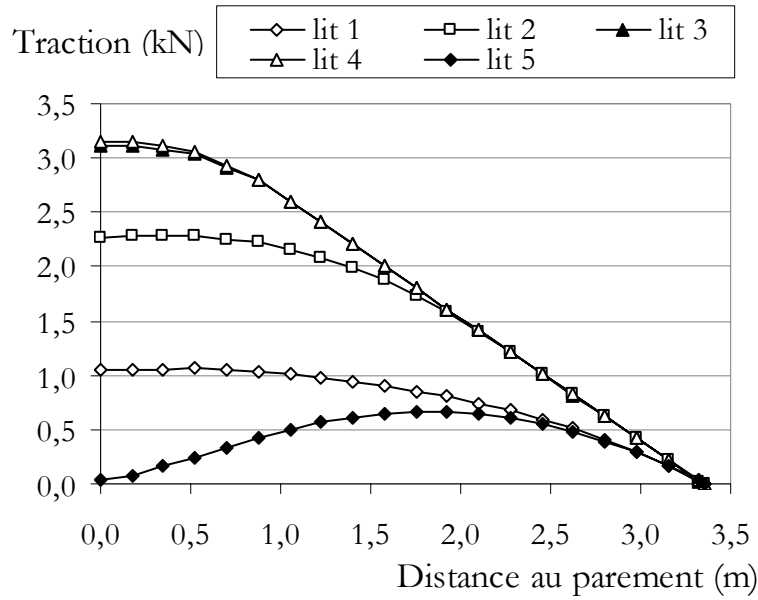


Figure 5-22 - Traction dans les armatures des cinq lits à la fin de la construction : prise en compte d'une valeur maximale du frottement sol – armature.

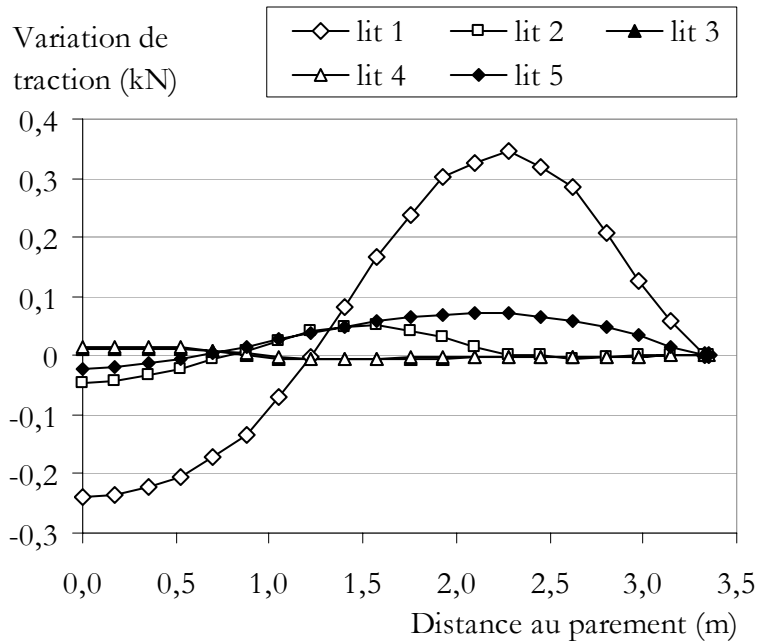


Figure 5-23 - Variations de traction dans les armatures, avec prise en compte d'une valeur maximale du frottement sol – armature.

A ce stade, les résultats montrent un bon calage des simulations vis-à-vis des mesures des tractions, mais les tassements estimés restent sensiblement plus grands que les valeurs mesurées. Pour l'ensemble des calculs précédents, le tassement maximal (à l'interface entre le remblai et la sous-couche) est sensiblement le même pour la partie renforcée et pour le remblai technique non renforcé, et de l'ordre de 0,5 mm, soit environ 5 fois plus que les valeurs expérimentales.

L'essentiel du corps de remblai semblant rester dans le domaine élastique, il est possible de tenir compte de la non-linéarité du comportement élastique des sols en augmentant le module du sol dans le domaine des petites déformations. En conséquence, le module d'Young a été multiplié par 3 (en s'inspirant des remarques faites au sujet de la modélisation des fondations superficielles de Labenne par Mestat et Berthelon (2001)). Cet ajustement diminue les tassements mais également les efforts calculés dans les armatures. Cette diminution peut être elle-même compensée en augmentant la valeur du coefficient de Poisson, ce qui a été fait lors de nouvelles simulations avec une valeur de 0,45. Les tractions calculées pour ce dernier calage sont données par les figures 5-24 et 5-25. Les efforts dans les lits 2 et 3 sont sous-estimés tandis que les efforts dans le lit 4 sont surestimés. Les variations calculées sont dix fois plus faibles que dans les calculs prévisionnels, et de l'ordre des valeurs mesurées (même si les calculs donnent des valeurs un peu fortes pour le lit 2).

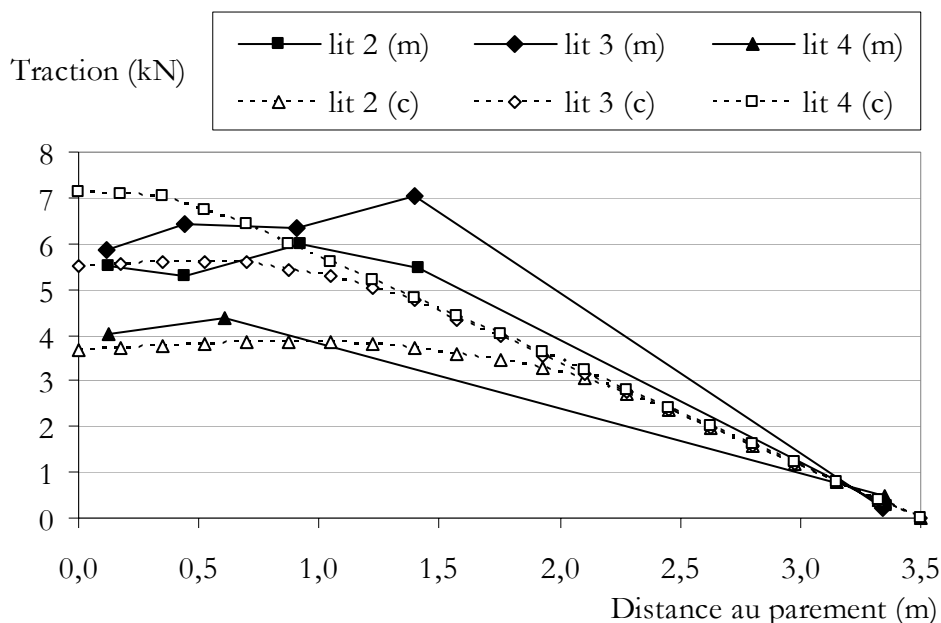


Figure 5-24 - Comparaison entre les tractions mesurées (notées *m*) dans les armatures à la fin de la construction et celles calculées (notées *c*) avec $E = 150 \text{ MPa}$, $\nu = 0,45$.

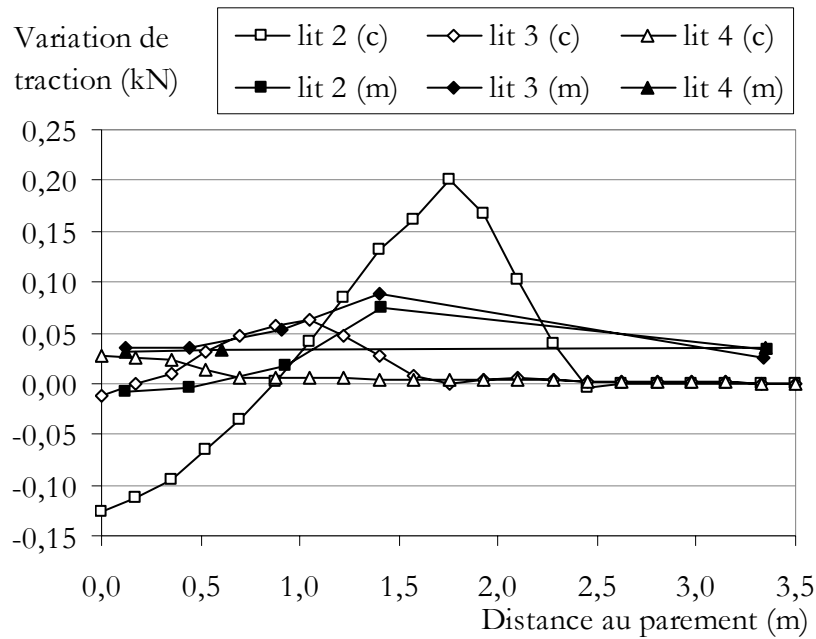


Figure 5-25 - Comparaison entre les calculs (notés c) et les mesures (notées m) des variations de traction dans les lits 2 à 4.

Dans cette configuration, les tassements sont voisins de 0,2 mm, et le déplacement horizontal du mur lors du chargement de la traverse vaut environ 0,04 mm. Ces valeurs théoriques sont un peu plus élevées, mais du même ordre que les valeurs mesurées.

5.2.4. Validation par la modélisation du chargement à 850 kN

En complément de l'essai de chargement statique « 3 paliers » à 90 kN réalisé pour le concours de prévision, un essai de chargement à 850 kN a été entrepris en début d'année 2009.

Le modèle 3D (modèle multiphasique) permet d'avoir en un seul calcul les variations de traction dans les 4 lits d'armatures. L'ordre de grandeur des augmentations maximales calculées avec le modèle 3D est cohérente (Figure 5-26).

Les mesures ont été réalisées à l'aide de jauges placées à proximité du mur : il n'y a pas de valeur dans la partie droite des armatures, où se trouve l'augmentation maximale calculée. La différence qu'il est possible d'observer pour le premier mètre d'armature, qui est d'ailleurs de moins en moins marquée avec la profondeur, est probablement à attribuer à un défaut de prise en compte du compactage lors de la simulation de la mise en œuvre. A cette étape, les tractions calculées sont moins importantes. Avec l'application de ce chargement important, les variations de traction qui ont été engendrées dans la réalité lors du compactage se retrouvent ici.

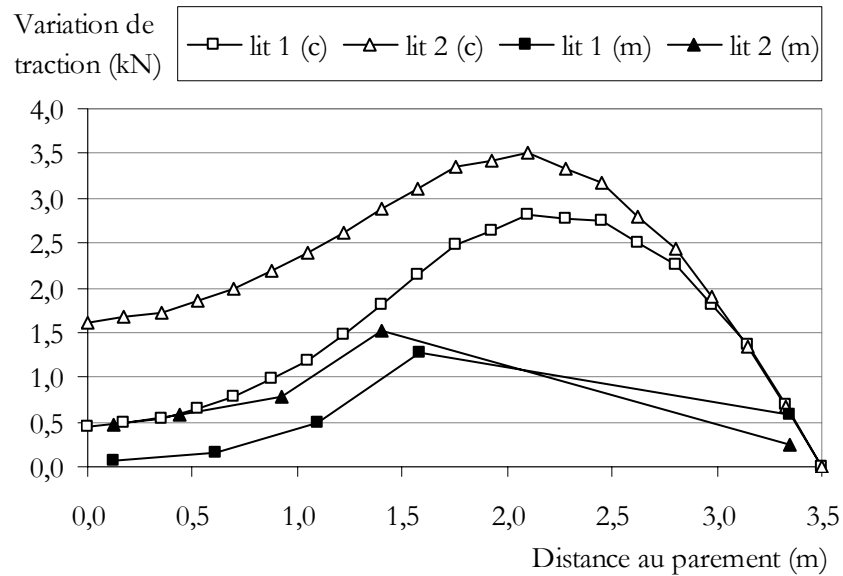


Figure 5-26 - Variations de tractions liées à l'application de la charge de 850 kN calculées (notées c) et mesurées (notées m) dans les lits 1 et 2 avec le modèle 3D.

Le calcul 2D (modèle discret) mené avec la même méthodologie que pour le recalage sur les mesures sous un chargement de 90 kN donne une estimation des variations de traction dans le lit 3 que l'on peut juger satisfaisante étant donné la rusticité du modèle (Figure 5-27).

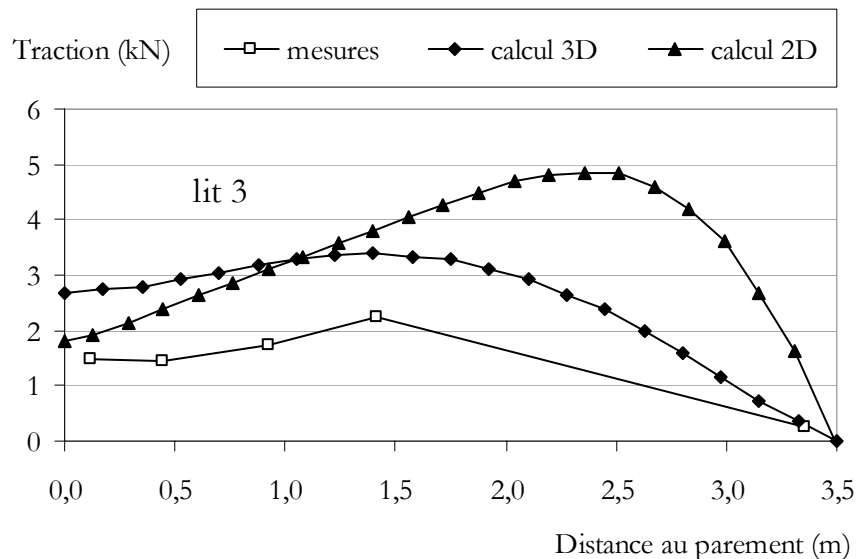


Figure 5-27 - Variations de tractions liées à l'application de la charge de 850 kN mesurés et calculés dans le lit 3 avec les modèles 2D discret et 3D multiphasique.

Les deux calculs donnent des déplacements verticaux de l'interface remblai – sous-couche en accord avec les mesures (Tableau 5-3). Par contre, l'écart entre les tassements mesurés aux points 1 (situé à 1,8 m du parement) et 2 (situé à 4,2 m du parement) ne se retrouve pas par le calcul.

Tableau 5-3 - Comparaison des déplacements verticaux calculés et mesurés liés à l'application de la charge de 850 kN.

Tassement (mm)	Point 1	Point 2
Mesures	-2,4	-1,7
Calcul 3D	-2,2	-2,1

Enfin, les deux modèles permettent d'obtenir une bonne estimation des déplacements horizontaux du parement (Figure 5-28). Les courbes présentent une allure similaire, le maximum est atteint au tiers supérieur du parement. Les résultats obtenus avec la méthode de calcul analytique proposée dans le chapitre 3 sont rappelés ici (Figure 5-28). Le modèle numérique amène une précision supplémentaire par rapport au modèle analytique.

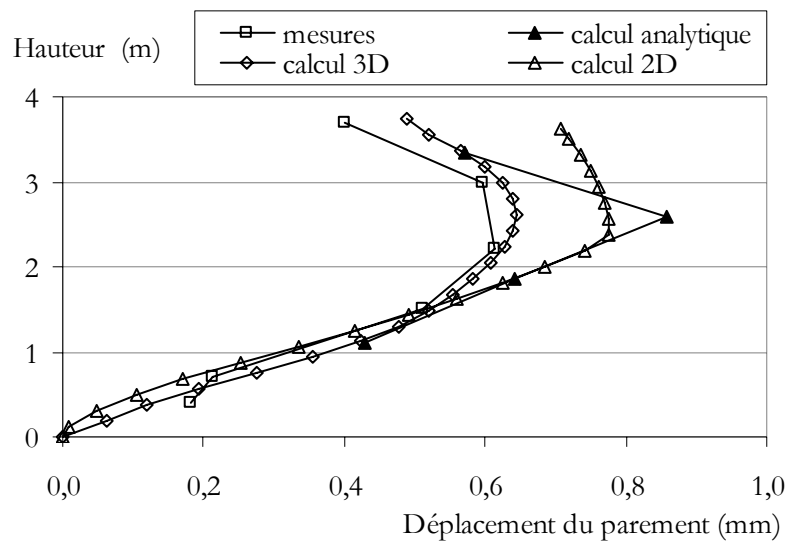


Figure 5-28 - Déplacements horizontaux du parement liés à l'application de la charge de 850 kN mesurés et calculés avec les modèles 2D discret et 3D multiphasique et la méthode de calcul proposée dans le chapitre 3.

5.3. Calculs complémentaires

Le modèle discret bidimensionnel pouvant être considéré comme satisfaisant à la vue des derniers résultats présentés dans le paragraphe précédent, il a été utilisé pour apporter quelques

enseignements complémentaires, difficiles à obtenir par des moyens expérimentaux. Une étude paramétrique a été menée pour juger de l'influence de certaines caractéristiques mécaniques du matériau de remblai sur la réponse de l'ouvrage.

Dans un deuxième temps, pour tester la méthodologie de mise au point des modèles numériques discrets du LCPC, un autre ouvrage expérimental, celui de Triel, a fait l'objet d'une simulation numérique.

5.3.1. Influence des caractéristiques mécaniques du matériau de remblai sur la réponse de l'ouvrage

Les rôles de trois caractéristiques du matériau de remblai dans la réponse de l'ouvrage ont été étudiés ici. Les trois grandeurs observées sont l'augmentation maximale de traction dans le lit 3, le déplacement horizontal maximal du parement et le déplacement vertical moyen de l'interface remblai - sous-couche.

Le deux premières caractéristiques mécaniques sont l'angle de frottement φ_{sol} et la cohésion c_{sol} . Quatre valeurs différentes ont été testées pour chacune d'entre elles, en balayant toutes les combinaisons possibles pour s'affranchir d'un éventuel effet de seuil. Les figures 5-29 et 5-30 présentent l'influence sur la variation de traction. Pour la figure 5-29, la cohésion est constante et c'est l'angle de frottement qui évolue, pour la figure 5-30, c'est l'inverse. Pour chacune des figures, est représenté le rapport du résultat obtenu pour le couple des valeurs utilisé sur celui obtenu pour le couple des valeurs maximales testées ($c_{sol} = 10$ kPa et $\varphi_{sol} = 36$ degrés) .

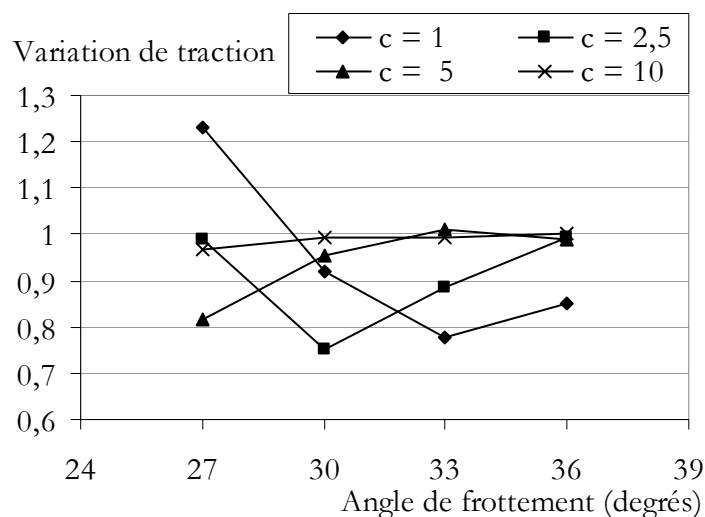


Figure 5-29 - Influence de la valeur de l'angle de frottement sur l'augmentation de traction maximale dans le lit 3.

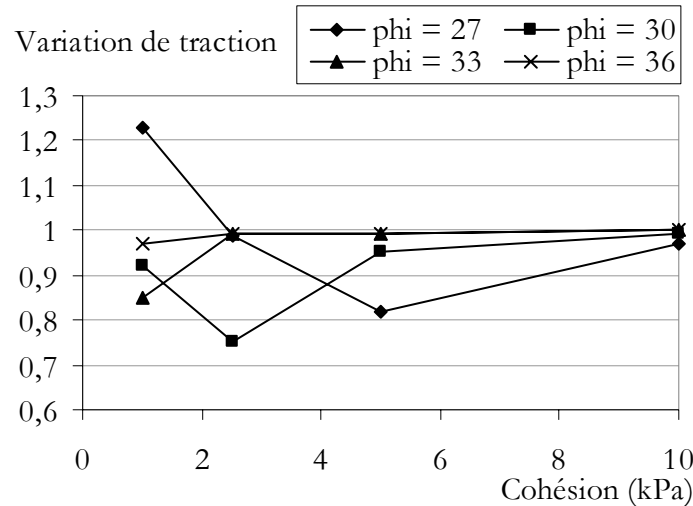


Figure 5-30 - Influence de la valeur de la cohésion sur l'augmentation de traction maximale dans le lit 3.

Pour les combinaisons $c_{sol} = 1$ kPa et $\varphi_{sol} = 30$ degrés, d'une part, et $c_{sol} = 2,5$ kPa et $\varphi_{sol} = 27$ degrés, d'autre part, il y a apparition d'un deuxième maximum local à 1,5 m du parement. Les deux figures montrent que chaque courbe passe par un minimum.

A cohésion constante, l'augmentation de traction est minimale pour une certaine valeur de φ_{sol} (Figure 5-29). Les cohésions testées sont alors associées à différentes valeurs de φ_{sol} . La valeur de φ_{sol} diminue quand c_{sol} augmente. Inversement, à φ_{sol} constant, l'augmentation de traction est minimale pour une valeur de cohésion qui diminue quand l'angle de frottement augmente (Figure 5-30). Plus généralement, d'après le modèle, il existe un facteur 2 entre la valeur minimale et la valeur maximale de l'augmentation de traction. L'influence des deux caractéristiques est importante mais, même pour une combinaison de valeurs faibles, l'augmentation de traction reste dans des proportions acceptables vis-à-vis de la résistance du renforcement.

L'influence de la valeur de l'angle de frottement sur le déplacement horizontal maximal du parement, pour des valeurs comprises entre 27 et 36 degrés, est très dépendante de la cohésion (il a été vérifié que les déformées du parement avaient à chaque fois la même allure). En effet, la figure 5-31 montre que si c_{sol} vaut 10 kPa, la variation de la réponse de l'ouvrage est de l'ordre du pourcent. Par contre, si c_{sol} vaut 2,5 kPa, le déplacement du parement calculé pour φ_{sol} valant 36 degrés est 20 % plus élevé que lorsque c_{sol} vaut 10 kPa ; dégrader φ_{sol} entraîne une forte augmentation des déplacements du parement.

La figure 5-32 illustre le même type de sensibilité de l'ouvrage en terme de déplacement vertical de l'interface remblai – sous-couche.

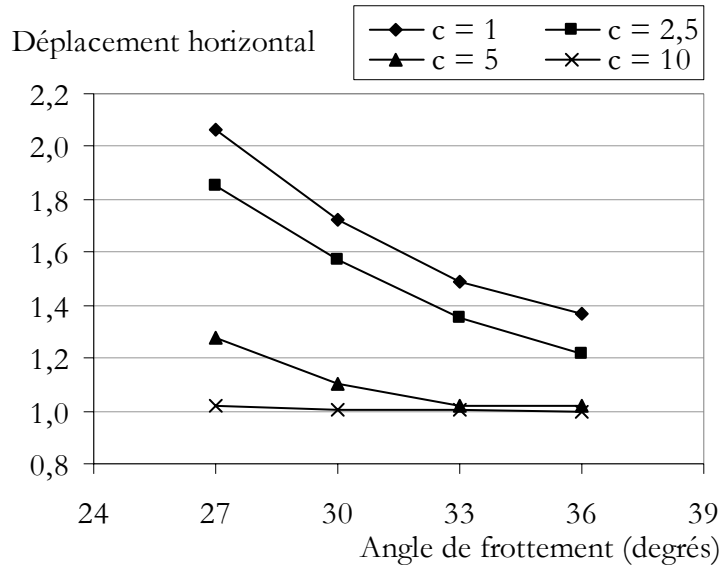


Figure 5-31 - Influence de l'angle de frottement et de la cohésion sur le déplacement horizontal maximal du parement.

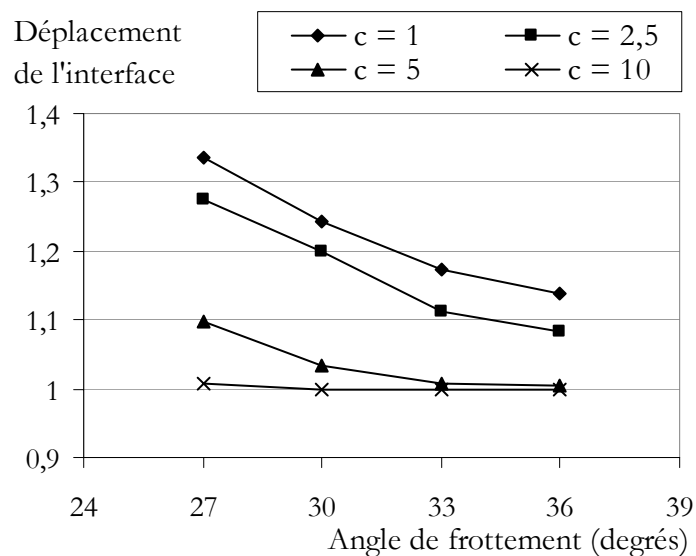


Figure 5-32 - Influence des valeurs de l'angle de frottement et de la cohésion sur le déplacement vertical de l'interface remblai - sous-couche.

Néanmoins, que ce soit en termes de déplacements vertical ou horizontal, les calculs réalisés avec le modèle discret bidimensionnel montrent qu'accepter un matériau de remblai de caractéristiques mécaniques « moins bonnes » que $c_{sol} = 10$ kPa et $\varphi_{sol} = 36$ degrés n'amènera pas, sous sollicitations statiques, de déformation importante de l'ouvrage, proscrivant l'utilisation sous voie ferroviaire.

Enfin, des calculs ont été effectués pour appréhender l'influence de la valeur du module d'Young sur la réponse du soutènement. La figure 5-33 récapitule les résultats obtenus (avec c_{sol} valant 5 kPa et φ_{sol} 30 degrés). Passer de 70 à 30 MPa augmente de 90 % les déplacements verticaux de l'interface et d'un peu moins de 50 % ceux du parement. Conformément à ce qui était expliqué précédemment (5.2.3), d'après le modèle, la valeur du module d'Young a une influence significative sur les tractions dans les armatures. L'écart entre la valeur minimale et maximale est supérieur à 30 %. Même si l'ordre de grandeur des déplacements reste faible, garder les critères de réception actuels de la plate-forme paraît pertinent pour s'affranchir d'une partie des déplacements verticaux.

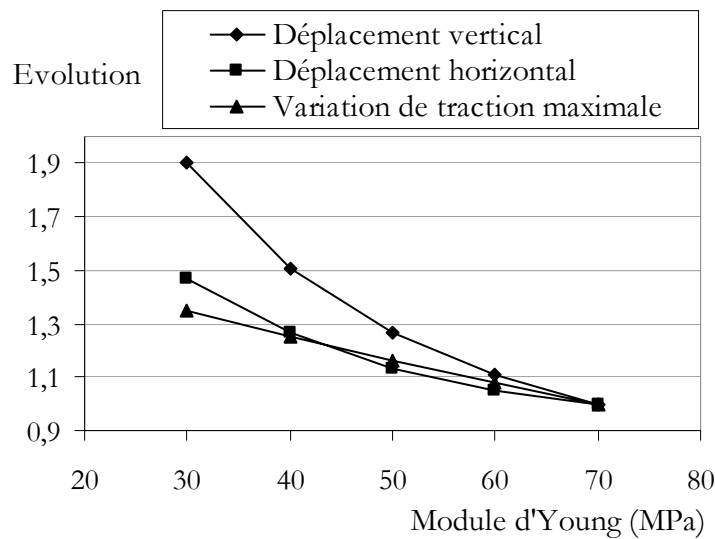


Figure 5-33 - Influence de la valeur du module d'Young sur la réponse de l'ouvrage.

Plus généralement, cette étude ne permet pas de détecter des matériaux de remblai qui passeraient la sélection imposée par les règles en vigueur mais qui ne seraient pas compatibles avec une utilisation ferroviaire, même s'il est toujours préférable d'avoir un module d'Young et un angle de frottement élevés.

5.3.2. Modélisation de l'ouvrage expérimental de Triel

Pour tester la validité de la méthodologie de modélisation bidimensionnelle discrète des ouvrages en Terre Armée, il a été décidé de simuler le chargement du mur de l'ouvrage expérimental de Triel-sur-Seine présenté dans le premier chapitre.

La figure 5-34 rappelle quelques éléments de l'expérimentation par le biais d'une photo de l'ouvrage lors du chargement et d'un schéma d'implantation des jauges de déformation collées sur les armatures. Celles-ci mesurent 30 mm de large pour 4 mm d'épaisseur, ce qui n'est pas une section couramment utilisée aujourd'hui.

Pour simplifier le modèle, la largeur du parement modélisé vaut 18 cm. Pour simuler le fichage du mur, une couche de sol de 63 cm d'épaisseur a été mise en place devant l'ouvrage.

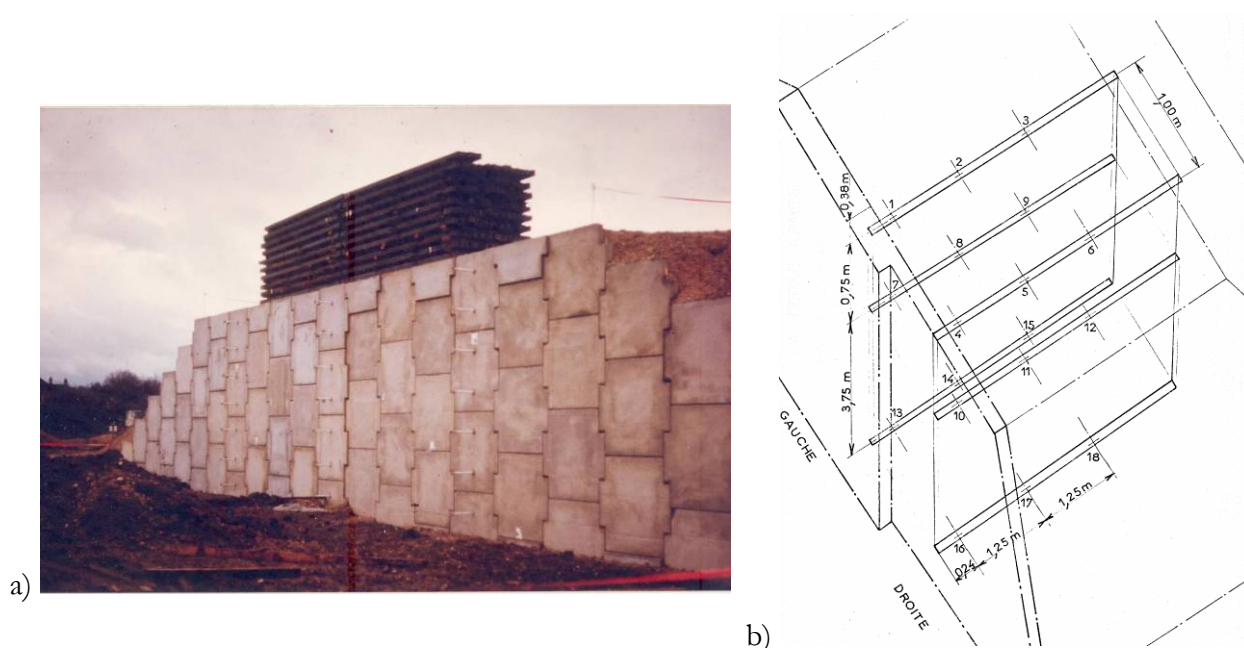


Figure 5-34 - Rappels sur l'ouvrage expérimental de Triel-sur-Seine (CEBTP, 1975)

a) photo de l'ouvrage et de la surcharge, b) instrumentation des armatures.

Le rapport d'essais (CEBTP, 1975) précise que le matériau de remblai est un tout-venant sablo-graveleux extrait sur place et contient une courbe granulométrique. Aucun autre élément n'est donné, si ce n'est la densité à l'optimum Proctor modifié, aux environs de 21 kN/m^3 . Les caractéristiques retenues sont un angle de frottement φ_{sol} de 36 degrés, une cohésion c_{sol} valant 5 kPa, une densité de 21 kN/m^3 . En référence à la modélisation du mur du CER, le module d'Young a été fixé à 50 MPa et l'angle de dilatance à 6 degrés.

Les paramètres de l'interface sol – armature ont été déduits des résultats d'essais d'extraction présentés dans le rapport d'essais d'origine sous forme de tableaux (CEBTP, 1975). Ceux-ci évoluent peu avec la profondeur et sont proches de ceux retenus pour la modélisation du mur du CER.

La dernière différence réside dans le fait qu'il n'est pas nécessaire ici de prendre en compte le caractère tridimensionnel de la surcharge et qu'il est possible d'appliquer au modèle numérique directement les contraintes liées à la présence des « billettes » d'acier. Une modélisation bidimensionnelle est d'autant plus pertinente. Pour le reste, la procédure est demeurée inchangée.

Les résultats du calcul sont exploités en termes de variations de traction dans les armatures et de déplacements du parement. La comparaison entre les variations de traction mesurées et calculées est faite pour la surcharge de 77 kPa (Figure 5-35). Le mur a été plus sollicité dans les faits mais les mesures de traction correspondantes ne sont pas fournies. Les mesures qui servent pour la comparaison sont celles réalisées sur les armatures situées dans l'axe de symétrie de l'ouvrage et donc de la surcharge. La numérotation des lits instrumentés part de haut en bas.

Contrairement aux calculs prévisionnels réalisés pour le concours, les augmentations de traction calculées sont du même ordre de grandeur que celles mesurées. Pour les lits 1 et 2 qui sont dans la partie supérieure de l'ouvrage, l'écart entre les mesures et les calculs est compris entre 0,5 et 2 kN pour des mesures allant de 6 à 10 kN. Pour le lit 3, situé dans la partie basse de l'ouvrage, à une profondeur où la surcharge a moins d'influence, l'écart entre calculs et mesures est de l'ordre de 10 %.

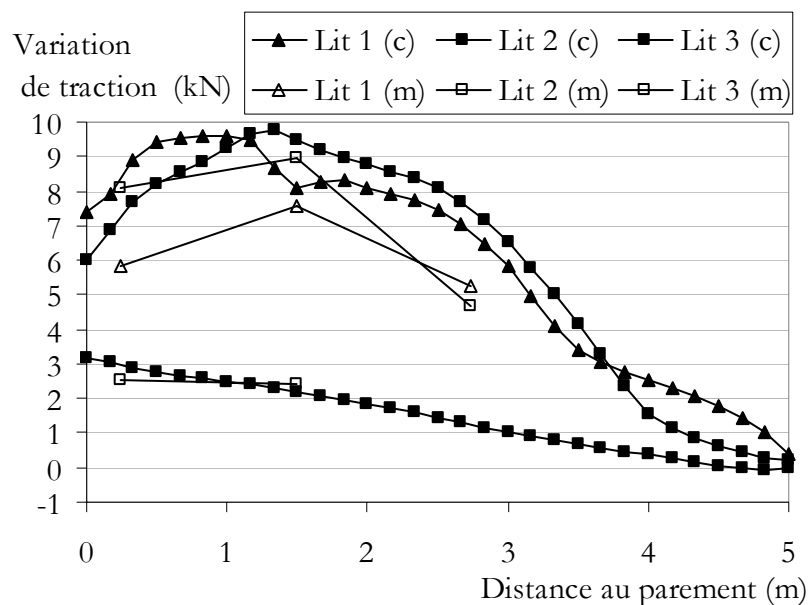


Figure 5-35 - Comparaison entre les variations de tractions liées à l'application de 77 kPa calculées et mesurées dans les trois lits instrumentés.

La méthode analytique donne des augmentations de traction de 9,1 kN, 8,4 kN et 3,3 kN respectivement dans les lits 1, 2 et 3. Ces résultats sont pertinents.

La figure 5-36 présente une comparaison entre les déplacements horizontaux du parement mesurés et calculés pour trois niveaux de surcharge différents. Les mesures utilisées pour cette confrontation sont celles prises dans l'axe de symétrie de l'ouvrage. Le système de mesure étant un théodolite associé à des mires disposées sur le parement, la précision est de l'ordre du millimètre, ce qui explique l'allure des courbes. Excepté en tête de parement pour 90 kPa, l'ordre de grandeur calculé est correct. Pour 48 kPa, le calcul donne globalement entre 0 et 1 mm, ce qui est du même ordre de grandeur que la précision du système de mesure.

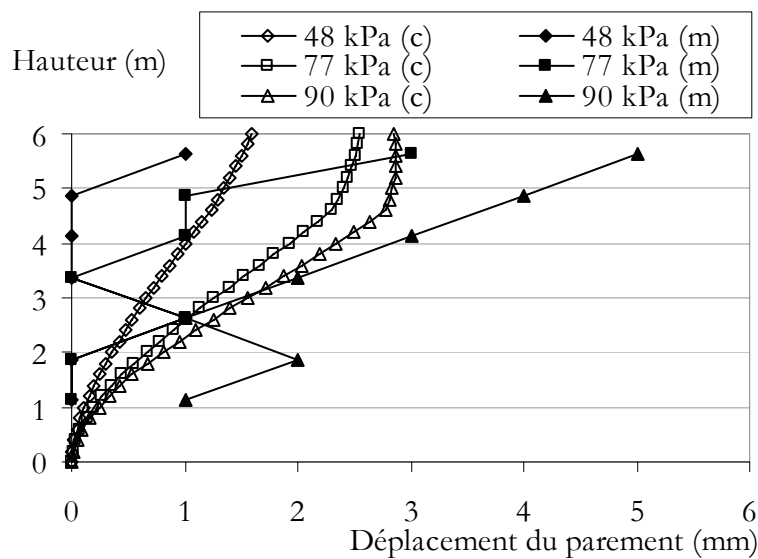


Figure 5-36 - Comparaison entre les déplacements horizontaux du parement mesurés et calculés.

La principale différence pour les deux autres paliers est que les mesures indiquent que le déplacement horizontal du parement augmente avec la hauteur alors que les simulations numériques font état d'un bombement du mur. Pour des niveaux de charge élevés, le devers de l'écaïlle devient nul. C'est pour cette raison que l'écart le plus important est en tête d'ouvrage, à savoir 40 % de différence entre les mesures et les calculs.

A titre de comparaison, la méthode analytique donne un déplacement maximal du parement de 0,9 mm pour une surcharge de 77 kPa. Les deux approches aboutissent ici à des résultats différant d'un facteur 2.

Plus généralement, pour un calcul réalisé dans les mêmes conditions qu'une prévision et avec des valeurs des caractéristiques mécaniques du sol déduites de la littérature et non d'essai sur

le matériau, les résultats obtenus peuvent être considérés comme satisfaisants. Enfin, le déplacement vertical de la face supérieure de l'ouvrage est estimé par le calcul à 8 mm pour une surcharge répartie de 90 kPa.

Bilan

L'objet de ce chapitre était d'évaluer la capacité des modèles actuels à servir dans le cadre de calculs prévisionnels. Le bilan du concours de prévision est mitigé. Ce fut l'occasion de constater que la modélisation de ce type de charge est difficile en raison de son caractère tridimensionnel et sa faible intensité. De plus, il est possible d'obtenir avec un même modèle des résultats satisfaisants pour une grandeur physique et d'avoir un facteur 5 de différence pour une autre grandeur. Néanmoins, les résultats globaux obtenus par certains organismes étaient encourageants et l'échange entre les participants a permis de conclure qu'une meilleure modélisation de l'interface, accompagnée éventuellement de la prise en compte du compactage, amènerait à de meilleurs résultats.

Les travaux menés dans ce sens par chacun, selon les spécificités de son modèle, ont montré qu'il est possible d'aboutir à des calculs d'efforts de traction dans les armatures en fin de construction tout à fait satisfaisants. Par ailleurs, même avec un modèle bidimensionnel et sous réserve de prendre correctement en compte la diffusion de la charge perpendiculairement au modèle, les variations de tractions et les déplacements sont d'un ordre de grandeur acceptable. Pour les paramètres de l'interface sol – armature du modèle bidimensionnel du LCPC, étant donné que, d'une part, les valeurs des paramètres varient peu au sein d'un même ouvrage et que, d'autre part, elles varient peu d'un ouvrage à l'autre, il est possible de prendre en première approche un module d'Young de 10 MPa et une cohésion de 8 kPa.

Au final, l'état actuel des connaissances en terme de modélisation, en statique, des ouvrages en Terre Armée permet d'obtenir l'ordre de grandeur des augmentations de traction dans les armatures et des déplacements des surfaces libres de l'ouvrage liés à l'application d'une charge ferroviaire, c'est-à-dire de faible intensité au vu des déformations mesurées et distante de 3 m du parement. Ceci dit, même en supposant qu'à l'avenir des modèles plus précis soient disponibles, et étant donnée la précision avec laquelle il est possible d'obtenir les valeurs des paramètres des différents éléments, vouloir calculer à l'aide de moyens numériques des déplacements dont l'ordre de grandeur est de 0,1 mm ne semble pas pertinent. Par contre, ces modèles fonctionnent correctement pour des cas de charge qui amèneraient des déformations importantes de l'ouvrage.

Chapitre 6

Elaboration d'un modèle réduit centrifugé

La méthode utilisée ici est fondée sur l'étude de modèles réduits en centrifugeuse, qui exige que les règles de similitude entre le prototype (ouvrage en vraie grandeur) et le modèle réduit soient respectées. L'utilisation de cet équipement permet une bonne représentation du champ de contraintes et par conséquent une extrapolation des résultats des essais des modèles aux prototypes (Garnier et al., 2007).

L'étude du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé a fait l'objet de quelques essais en centrifugeuse. Par exemple, Yoo et Ko (1991) se sont intéressés à la réponse d'un mur en Terre Armée soumis à une surcharge statique. Dans le cadre de la mise au point de la réglementation parasismique, des essais dynamiques ont été menés en centrifugeuse, le plus souvent au moyen d'une table vibrante, limitant d'autant la taille du modèle. Le système de sollicitation était parfois plus original avec, par exemple, l'emploi d'explosif (Fragaszy et al., 1994). Une étude du comportement des ouvrages de soutènement renforcés par des géotextiles et chargés en tête a été menée par Sere (1995) selon une démarche similaire à celle suivie ici. Un ouvrage à échelle 1 avait été mis en œuvre à l'Institut Fédéral Allemand de la Recherche Routière (BAST). Cinq essais en centrifugeuse ont été menés au LCPC pour compléter les résultats obtenus au BAST et étudier l'influence de la position de la charge sur la réponse de l'ouvrage.

Les paramètres à étudier pour compléter les résultats obtenus au CER sont multiples et concernent principalement la sollicitation. Dans le cahier des charges du système de chargement, il a été inclus la nécessité de simuler des chargements plus importants que les 90 kN appliqués au CER. Il est possible aussi d'observer l'impact de la position du chargement sur la réponse de l'ouvrage comme cela a été fait pour les géotextiles. Ces deux études sont valorisées par un premier essai en centrifugeuse qui consiste à modéliser de l'ouvrage du CER et l'essai de fatigue à 16 Hz qu'il a subi. L'association de la comparaison des mesures en vraie grandeur avec celles réalisées lors du premier essai et des tendances observées lors des études paramétriques permet d'extrapoler le comportement d'un ouvrage réel.

Comme pour toute modélisation, le modèle réduit ne peut pas reproduire exactement toutes les caractéristiques d'un prototype. Il est donc nécessaire de bien analyser les principales caractéristiques du comportement qui doivent être examinées, afin de bien les reproduire à l'échelle du modèle.

Le premier paragraphe présente la définition du modèle ainsi que sa mise en œuvre. Dans un deuxième temps, il a fallu mettre au point une instrumentation adaptée et développer un nouveau système de mesure de déplacement sans contact. Le modèle a ensuite été validé en vol. Le dernier paragraphe revient sur les premiers tests du nouveau système de chargement cyclique, qui n'ont pas été concluants.

6.1. Conception et réalisation du modèle

L'idée de réaliser des essais avec des modèles réduits en centrifugeuse semble avoir été présentée pour la première fois en 1869 en France par E. Phillips à l'académie des sciences (Corté, 1989a). A partir des équations différentielles d'équilibre des solides élastiques, il a établi les relations de similitude qui devraient être satisfaites afin que l'ouvrage prototype et son modèle à l'échelle réduite présentent le même comportement. Toutefois, c'est seulement au début des années 1930 que cette approche a été mise en œuvre aux Etats-Unis et en Russie (Thorel et Garnier, 2002). Au Japon, les premiers essais ne datent que des années 1964 et en Grande-Bretagne, à partir de la fin des années 1960. En France, la technique est utilisée depuis les années 1970. C'est en 1985 que le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées s'équipe d'une centrifugeuse géotechnique (Figure 6-1). Une description de cette centrifugeuse peut être consultée dans Garnier et Cottineau (1988) et Corté (1989a) ; ses caractéristiques techniques sont détaillées en annexe 4.

Pour que les essais réalisés en centrifugeuse soient valables, les conditions de similitude qui garantissent une bonne représentativité du prototype par le modèle doivent être respectées.



Figure 6-1 - Centrifugeuse géotechnique du LCPC

6.1.1. Similitudes

Un catalogue recense les similitudes en géotechnique et leurs domaines d'application (Garnier et al., 2007). Les principales relations utiles à cette étude sont rappelées dans le tableau 6-1, avec N_g l'accélération retenue, et sont détaillées en annexe 4.

Les conditions de similitude énumérées dans cette annexe permettent de dresser la liste des facteurs d'échelle qui permettront de convertir les résultats des essais sur modèles réduits centrifugés en grandeurs prototypes.

Tableau 6-1 – Récapitulatif des facteurs d'échelle (Corté, 1989b).

Grandeurs physiques	Facteurs d'échelle
Accélération	N_g
Masse volumique	1
Longueur	$1/N_g$
Déplacement	$1/N_g$
Déformation	1
Contrainte	1
Force	$1/N_g^2$
Rigidité à la flexion	$1/N_g^4$
Vitesse	1
Temps	$1/N_g$ – problème de dynamique
	$1/N_g^2$ – problème de diffusion

L'effet de la taille des grains centrifugés par rapport à celle de l'ouvrage étudié, ou « effet d'échelle », peut engendrer un non-respect des similitudes aux interfaces et dans les bandes de cisaillement, surtout lors des phénomènes de localisation des déformations.

6.1.2. Géométrie

Le premier point à définir et maîtriser est la géométrie du modèle. La problématique est simple : faire tenir un modèle de l'ouvrage du CER dans le conteneur d'essai de la centrifugeuse. Pour ce faire, il existe deux variables interdépendantes qui sont la partie du prototype qui doit être modélisée et l'intensité de la macrogravité. En effet, plus la taille du prototype est importante, plus N_g doit être grand. Par contre, si ce dernier est trop grand, les différents éléments constitutifs du prototype seront de très petite taille, ce qui les rendra à la fois difficile à manipuler et à instrumenter. Les dimensions intérieures d'un conteneur rectangulaire sont de 1200 mm de long, 800 mm de large et 360 mm de haut. Il est possible d'en superposer deux pour obtenir une hauteur totale de 720 mm.

Les essais en centrifugeuse étant dédiés à l'étude du comportement de la Terre Armée, il a été décidé de se concentrer sur le soutènement et de laisser de côté le remblai technique. Au besoin, il est toujours possible de modéliser le remblai pour faire un essai complémentaire. Ensuite, la plus grande distance à prendre en compte est la largeur du parement (8 m) et la plus petite la largeur des armatures (45 mm). Le parement devant être implanté parallèlement au petit côté du conteneur, le niveau d'accélération serait alors de 10, ce qui impliquerait que les armatures fassent 4,5 mm de large. De plus, toute la hauteur des conteneurs ne serait pas exploitée. Au final, la macrogravité retenue a été de $6 \times g$, ce qui signifie que seuls les 4,80 m centraux du prototype sont pris en compte. Le niveau de g a été appliqué à mi-hauteur du modèle. Le parement est donc constitué de trois colonnes d'écailles. Toute la hauteur des conteneurs est utilisée et les armatures mesurent 580 mm de long. Le parement est implanté à 200 mm du bord (Figure 6-2). Les écailles ont été simplifiées à une forme carrée de 250 mm de côté.

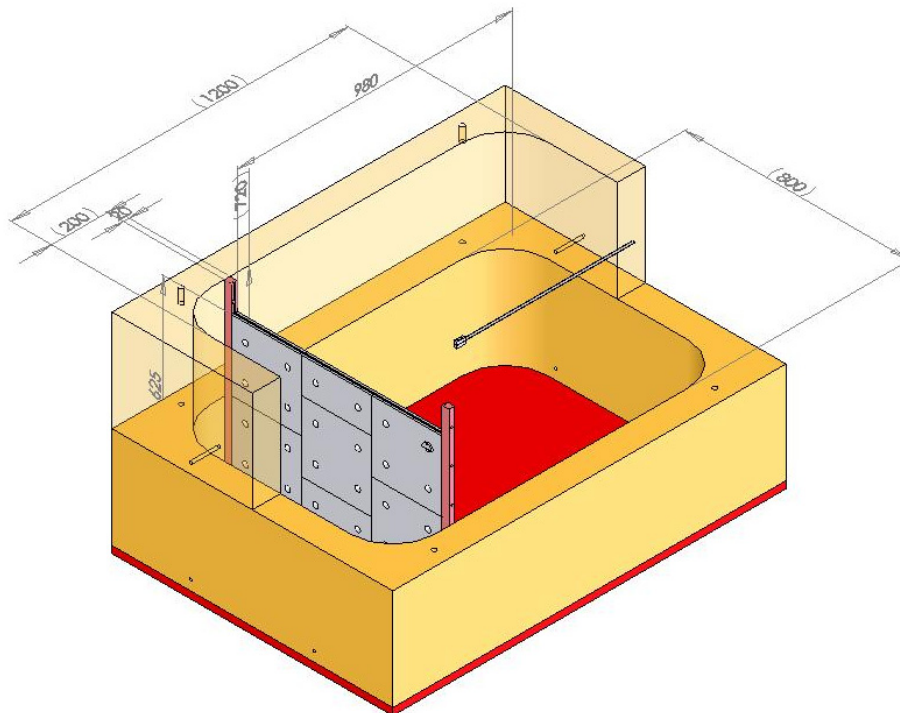


Figure 6-2 - Eclaté du conteneur avec le parement monté et une armature à l'échelle.

6.1.3. Matériaux constitutifs

Le cahier des charges concernant les écailles était assez simple ; elles devaient :

- être considérées comme infiniment rigides par rapport au matériau de remblai ;

- intégrer le système de fixation des armatures ;
- s'emboîter facilement les unes dans les autres ;
- ne pas « laisser passer » de matériau une fois mises en place.

Au final, les écailles ont été réalisées en aluminium, avec une épaisseur de 20 mm (Figure 6-3a). La tranche a été rainurée pour y coller un joint en caoutchouc carré, ce qui en facilite l'empilement et qui, associé à du ruban adhésif, permet d'assurer une étanchéité vis-à-vis du sable.

Le système de fixation des armatures en cours de montage est visible sur la figure 6-3a. En chaque point d'implantation d'une armature, un trou de 20 mm de diamètre a été réalisé. Deux pièces en forme de demi-disque viennent combler ce trou. Chacune est rainurée dans la partie centrale. Elles sont fixées une fois pour toute à l'aide de vis pour conserver l'horizontalité du passage des armatures (Figure 6-3b).

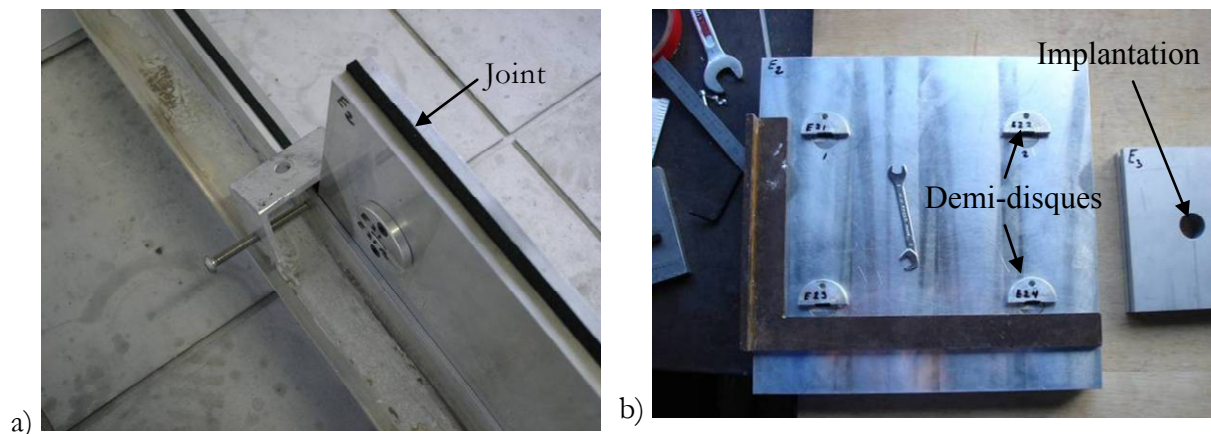


Figure 6-3 - Ecaïlle constitutive du parement : a) détail de la tranche, b) vue de face.

La longueur réelle des armatures est supérieure aux 580 mm théoriques, pour permettre leur fixation. Elles sont percées en deux points pour le passage des vis reliant deux mors de part et d'autre de l'armature. Ces mors sont en butée contre le parement (Figure 6-4).

La largeur des armatures a été fixée à 10 mm, pour faciliter la pause des jauges de déformation. La rigidité à la flexion n'important pas, elles ont été elles-aussi réalisées en aluminium, sur 1 mm d'épaisseur. Pour augmenter leur rugosité, elles ont été sablées puis enduites de colle et recouvertes de sable. Le frottement sol – armature est caractérisé plus loin dans le document.

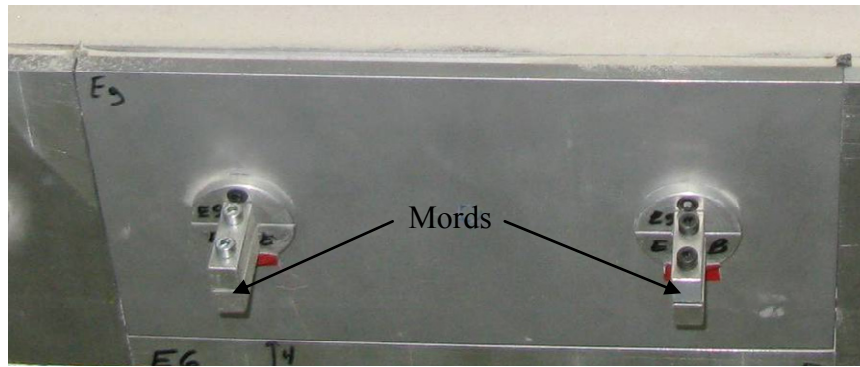


Figure 6-4 - Armatures mises en place.

Le remblai du CER est constitué d'une grave sablo-argileuse de type 0/40mm. Le principe de fonctionnement de la Terre Armée implique l'utilisation d'un matériau frottant. Celui qui est utilisé habituellement pour modéliser les sols granulaires en centrifugeuse est le sable. Une première approche est de décaler la courbe granulométrique d'un facteur équivalent à N_g . Lors de précédents essais concernant le chargement de pieux, l'expérience montre qu'il est important de conserver le rapport « largeur du pieu »/ d_{50} , avec d_{50} le diamètre médian des grains (Garnier et König, 1998). Le concept a été transposé à notre cas et le ratio à considérer est devenu « largeur de l'armature »/ d_{50} .

Le sable d'Hostun HN 38 a finalement été retenu. La figure 6-5 présente sa granulométrie. Le coefficient d'uniformité du sable C_U est plus faible que celui de la grave mais reste supérieur à 2, critère imposé par la norme. La courbe granulométrique de la grave est plus étalée entre 80 et 100 % de passant (Figure 2-3). Cette caractéristique n'a pas été conservée car elle aurait impliqué un mélange de différents sables.

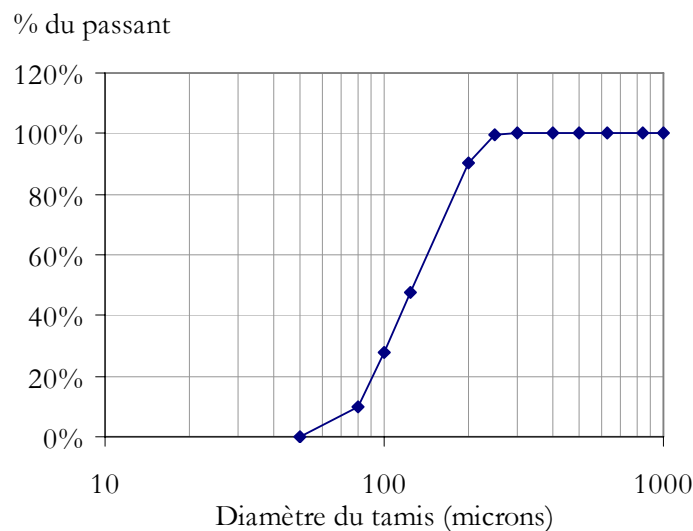


Figure 6-5 - Courbe granulométrique du sable d'Hostun HN 38.

Un échantillon du sable utilisé a été envoyé à un laboratoire externe afin d'en vérifier les caractéristiques physiques. Elles sont récapitulées dans le tableau 6-2.

Tableau 6-2 - Caractéristiques du sable d'Hostun HN38 établies par le laboratoire externe.

Masse volumique (kg/m ³)			Indice des vides	
ρ_s	ρ_{dmin}	ρ_{dmax}	e_{min}	e_{max}
2640	1147	1470	0,83	1,30

La GNT 0/31,5 mm qui sert de sous-couche au CER présente une granulométrie très étalée (Froumentin et al., 2008). Pour représenter fidèlement cette caractéristique, il aurait fallu procéder là aussi à des mélanges de différents sables. De plus, lors du démontage, il n'aurait pas été possible de dissocier le sable modélisant la sous-couche de celui modélisant le remblai. En conséquence, c'est aussi le sable d'Hostun HN 38 qui a été adopté pour la sous-couche dans le modèle.

Le ballast a été modélisé à l'aide du matériau concassé et lavé de même nature géologique, provenant de la carrière de Vignats. La taille des grains a été divisée par l'intensité de la macrogravité (Figure 6-6).

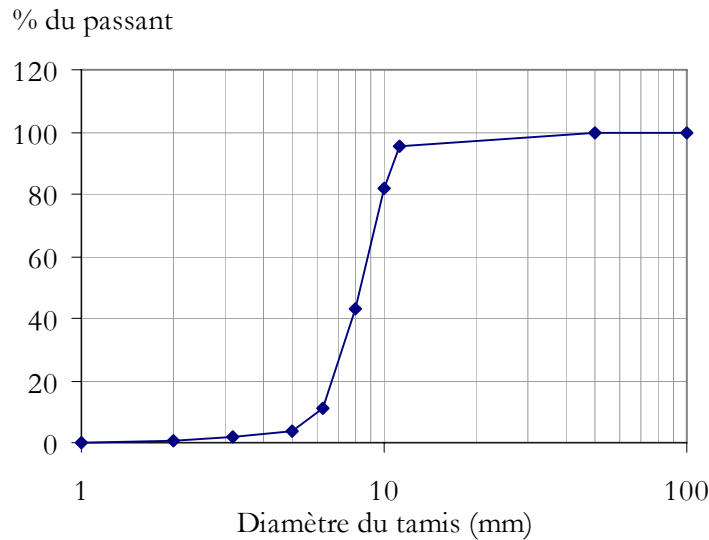


Figure 6-6 - Courbe granulométrique du modèle de ballast.

Il fallait que le modèle permette de reproduire l'expérimentation de Rouen, donc de charger une seule traverse, mais aussi de simuler des chargements plus importants sur plusieurs

traverses. Celles-ci ont donc été modélisées ainsi que deux rails. Les modèles sont en aluminium et la similitude importante a été la conservation de la rigidité à la flexion, ce qui a conduit à mettre les éléments à l'échelle (Figure 6-7). Un palonnier permet de répartir la charge sur les deux rails et donc sur les trois traverses.

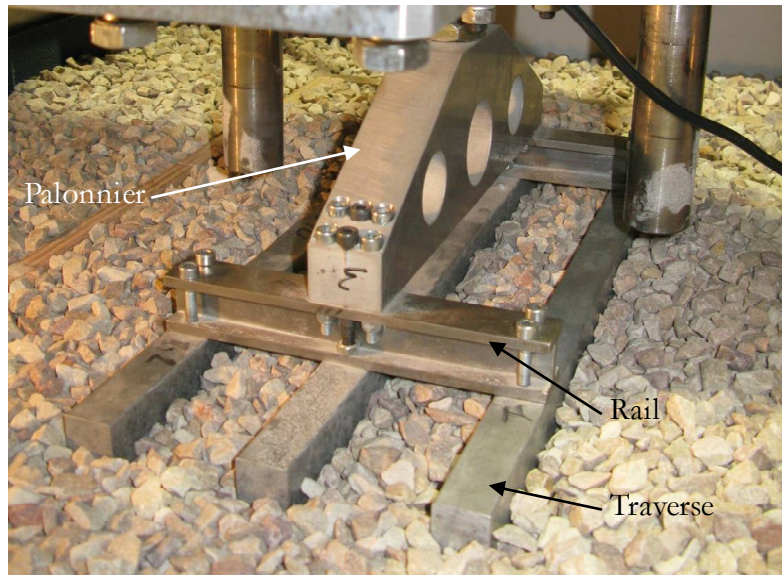


Figure 6-7 - Modèle de panneau de voie.

6.1.4. Montage du modèle

Pour obtenir la densité la plus homogène possible et garantir une bonne répétabilité de ce paramètre, le matériau est mis en place par pluviation (Figure 6-8a). Une trémie peut contenir environ 300 kg de matériau. Celle-ci se déplace automatiquement pour survoler de manière régulière le conteneur.

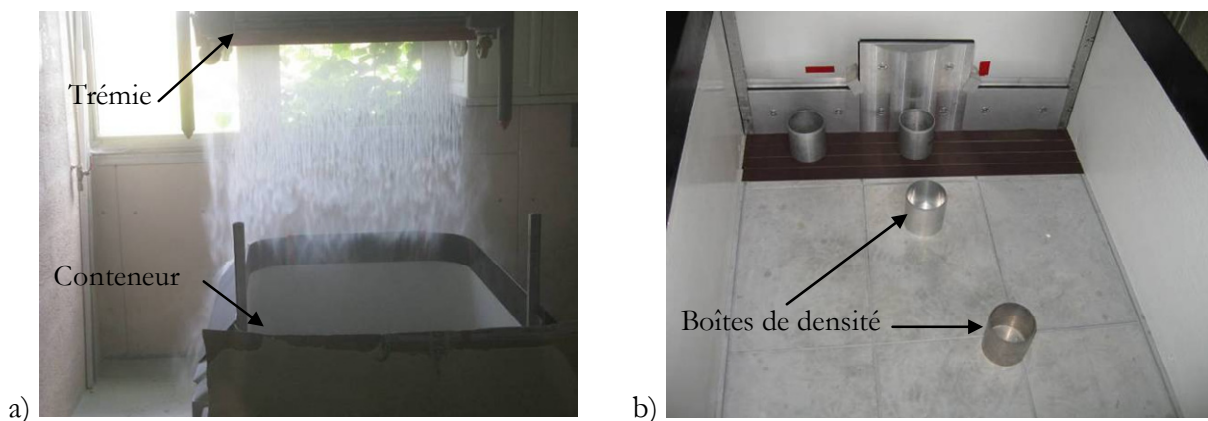


Figure 6-8 - Mise en place du sable par pluviation et mesure de la densité.

Il existe plusieurs réglages possibles de la pluviation. Le premier est la largeur de la fente par laquelle passe le sable. Plus la largeur est grande, plus le débit de sable est important et plus la densité finale obtenue est faible. La gamme de densité qu'il est possible d'obtenir avec le sable d'Hostun HN 38 étant bien inférieure à celle obtenue pour la grave du CER, l'objectif fixé était de maximiser la densité. C'est donc une fente de 2 mm qui a été retenue.

La cinématique de déplacement de la trémie lors de la pluviation est paramétrable. Le sable HN 38 n'ayant jamais été utilisé seul en centrifugeuse au LCPC, il a fallu faire au préalable une étude paramétrique pour définir la configuration donnant la densité la plus élevée possible. Le tableau 6-3 en fait le récapitulatif.

Tableau 6-2 - Récapitulatifs des paramètres de pluviation.

Vitesse horizontale	Vitesse verticale	Temporisation	Comptage (A/R)	Hauteur de chute
5 (sans dim.)	3 (sans dim.)	2 s	3	115 cm

Les mesures de densité se font par l'intermédiaire de boîtes qui sont posées dans le fond du conteneur (Figure 6-8b). Une fois recouvertes de sable, elles sont arasées et pesées. Le volume des boîtes étant connu, il est possible de remonter à la densité du contenu. La masse volumique obtenue lors de la pluviation est de $1,51 \text{ g/cm}^3$, ce qui est supérieur de 3 % au ρ_{dmax} obtenu en laboratoire. Pour simuler le frottement entre le remblai d'essai et la fosse d'essai au CER, du papier de verre a été collé sur l'ensemble des faces du conteneur en contact avec le sable.

Pour faciliter la mise en œuvre du parement, deux montants latéraux complètent les écaïlles. Ceux-ci sont vissés aux conteneurs. Pour maintenir les écaïlles verticales quand les armatures ne sont pas encore ancrées dans le massif, des cornières horizontales sont vissées sur les deux montants (Figure 6-9). Un système de pince assure le contact entre la barre et les écaïlles. La pluviation peut alors commencer.

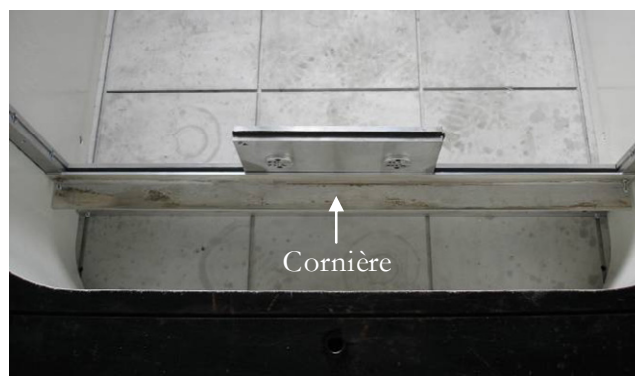


Figure 6-9 - Cornière et première rangée d'écaïlles.

Une fois que la cote du lit 5 a été atteinte sur l'ensemble de la surface du conteneur, la règle à araser (Figure 6-10a) est utilisée pour repousser le surplus de sable à l'opposé du parement, qui sera ensuite aspiré. Les armatures sont alors passées à travers le parement avant que les mords ne soient vissés (Figure 6-10b).

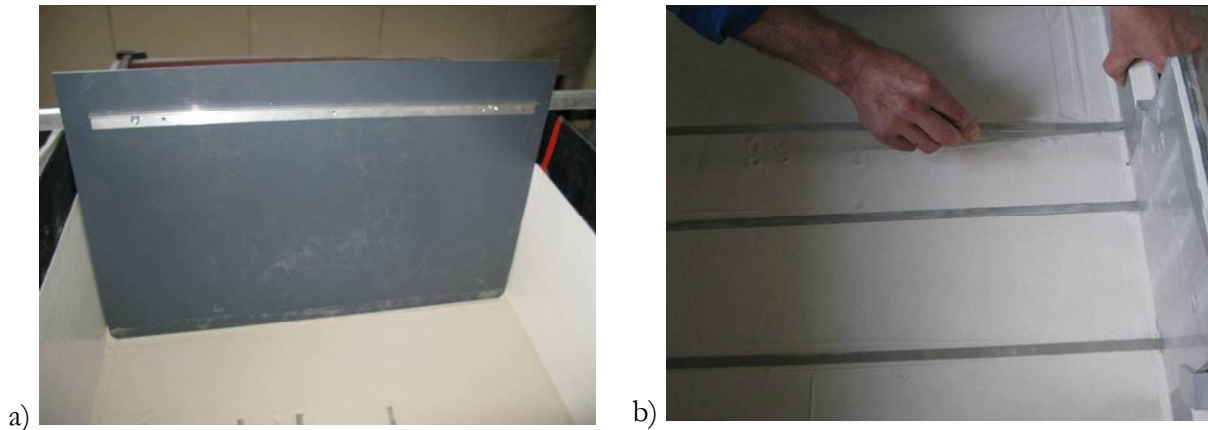


Figure 6-10 - Mise en place des armatures. a) règle à araser, b) pose des armatures.

La pluviation reprend jusqu'à ce que le niveau de sable atteigne le haut des écailles en place. Une nouvelle rangée d'écailles est alors positionnée avec la cornière nécessaire à leur maintien. Dans le même temps, les cornières qui ne sont plus nécessaires sont enlevées (Figure 6-11a). La rehausse est mise en place une fois le premier conteneur complètement rempli. La pluviation se termine quand le niveau du sable a dépassé la cote de la partie supérieure de la sous-couche (Figure 6-11b).

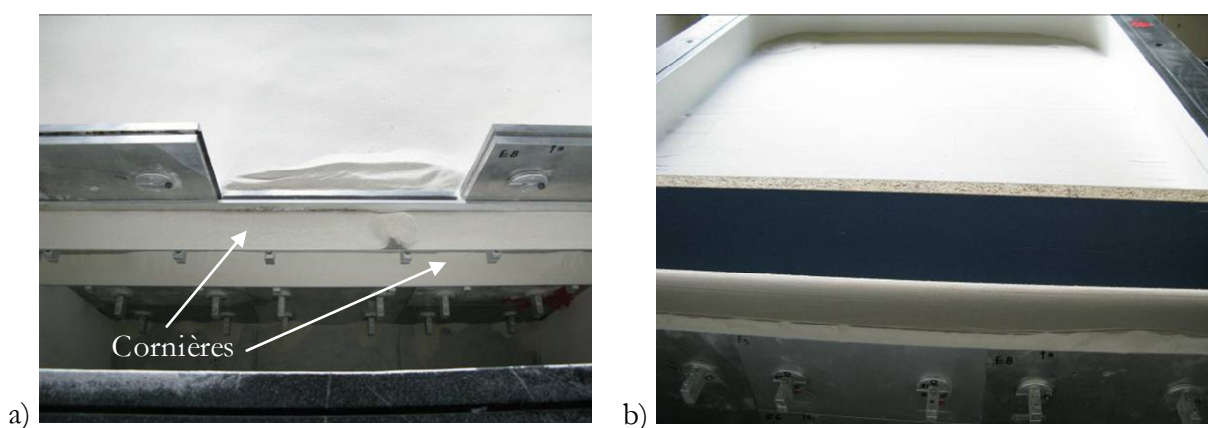


Figure 6-11 - Mise en place du remblai. a) avant la pose de la dernière écaille, b) modèle avant le dépôt du ballast.

Une planche en bois est posée en travers du conteneur pour maintenir le ballast. En effet, celui-ci est d'abord déposé à la pelle sur l'ensemble du modèle pour former une couche de 5 cm

d'épaisseur. Différentes méthodes ont été envisagées pour son compactage. Le point de départ était la méthode utilisée au CER, à savoir une sollicitation dynamique associée à une plaque en bois. Plusieurs machines vibrantes ont été testées à cet effet. La plus simple d'utilisation et la plus efficace s'est avérée être le système de chargement à balourd.

Les essais à échelle 1 ont montré l'importance de la stabilisation de la traverse dans le ballast. Pour cette raison, la plaque en bois a été ajourée (Figure 6-12a). De cette manière, la planéité obtenue est satisfaisante. Des essais de chargement à long terme montraient un enfoncement trop rapide des rails. Pour améliorer les performances du modèle de ballast, un cadre en bois de 60 cm de long et de 40 cm de large est mis en place en même temps que le matériau. Sa fonction est de confiner latéralement les grains. De cette manière, le compactage est plus efficace et il est alors possible de réaliser plusieurs millions de cycles de chargement sans intervention complémentaire.

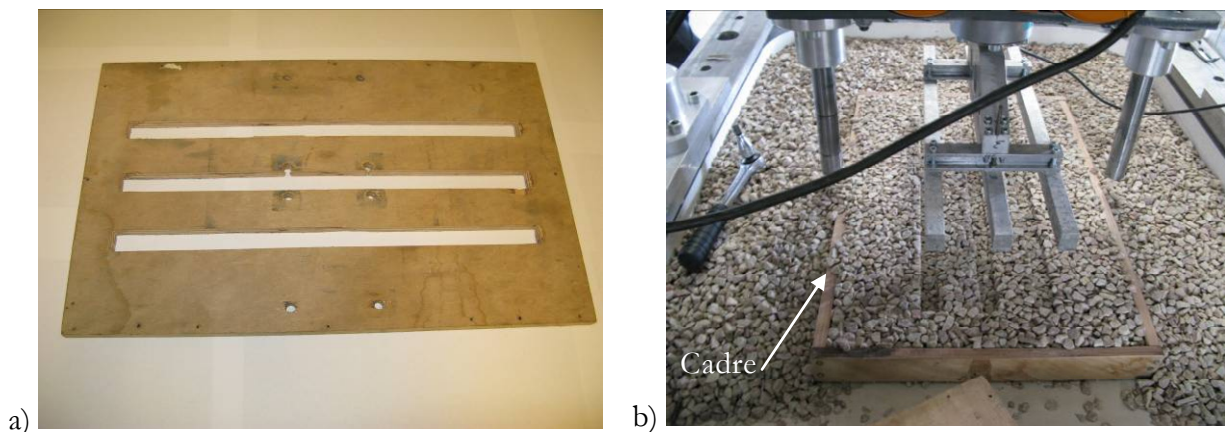


Figure 6-12 - Compactage du ballast. a) plaque support, b) cadre.

Enfin, le démontage du modèle après le premier essai a permis deux constatations. Tout d'abord, même après la simulation d'un nombre important de cycles de chargement, le ballast et le sable ne se mélangent pas (Figure 6-13a). Deuxièmement, le modèle étant démonté par aspiration du sable, cette opération a permis de découvrir la présence d'une cohésion du matériau qui se manifeste par la stabilité de parois verticales de 30 cm de haut (Figure 6-13b). Cette cohésion peut provenir de la pluviation, de l'humidité ambiante et/ou des vibrations engendrées lors des essais.

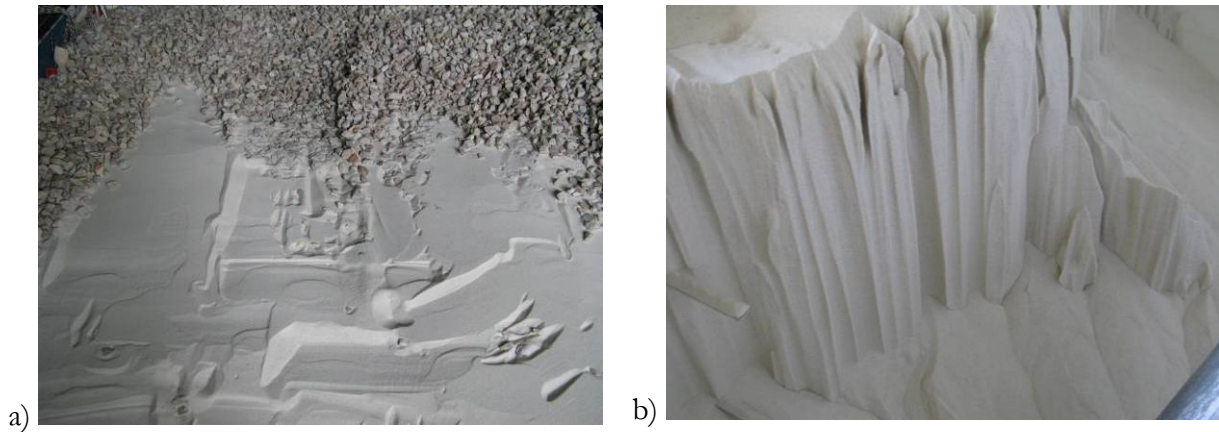


Figure 6-13 - Démontage du modèle. a) interface sous-couche – ballast, b) remblai.

6.2. Instrumentation

La taille des capteurs mis en œuvre dans les modèles réduits centrifugés doit être la plus petite possible et le choix de l'instrumentation se fait en optimisant la qualité de la mesure, afin qu'elle soit réalisable sans perturber les phénomènes physiques.

6.2.1. Déplacements

La mesure de déplacement a été envisagée ici sous quatre aspects différents. Tout d'abord, une première solution consiste en l'utilisation de capteurs laser à haute fréquence. Pour respecter les lois de similitude, la fréquence de chargement doit être multipliée par N_g . Simuler l'essai de fatigue n°1 du CER signifie donc de solliciter le modèle à 96 Hz. La fréquence maximale d'échantillonnage des capteurs disponibles est de 1000 Hz, ce qui permet un suivi des déplacements dynamiques en certains points du modèle. Par exemple, il est possible d'utiliser deux capteurs pour observer les vibrations du parement et celles de la traverse (Figure 6-14a). Pour améliorer la prise de mesure, des étiquettes blanches sont collées sur le parement en aluminium.

La deuxième solution pour la réalisation de mesures ponctuelles est l'utilisation de capteurs potentiométriques. Ceux-ci ne permettent pas un suivi dynamique du modèle mais autorisent le suivi de l'évolution du déplacement avec le nombre de cycles. Pendant les essais, ce type de capteurs a servi à la mesure de l'enfoncement des traverses dans le ballast (Figure 6-14b).

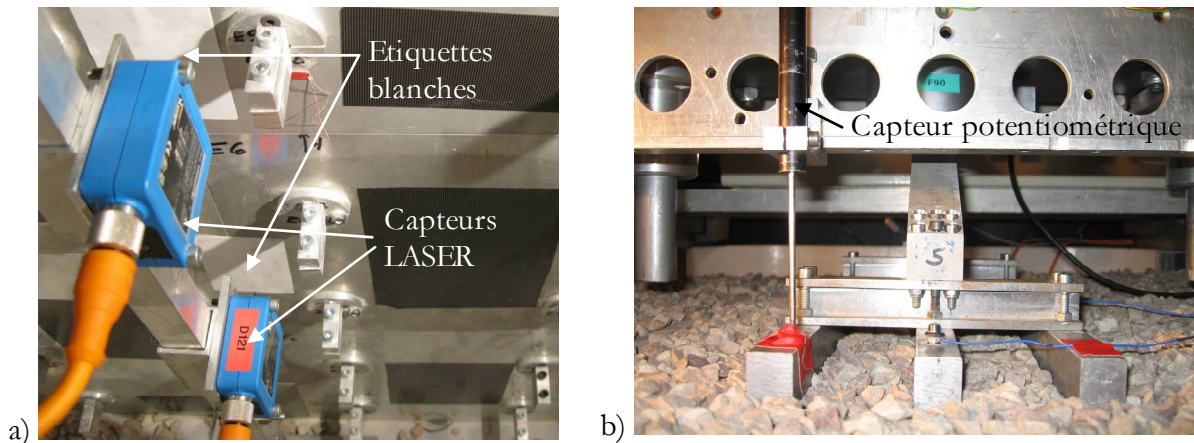


Figure 6-14 - Mesure de déplacement ponctuelle. a) haute fréquence, b) basse fréquence.

En complément des mesures dynamiques sur le parement, il fallait pouvoir suivre les déplacements des différentes écailles lors d'un essai de fatigue. Ne pouvant multiplier le nombre de capteurs avec contact comme cela a été entrepris à Rouen, un système de mesure, original en centrifugeuse, a été mis au point. Il s'inspire de la technique dite de la lumière structurée, qui se classe dans la catégorie des mesures de déplacements tridimensionnelles. Elle repose sur le principe de la triangulation et consiste à projeter l'image d'un réseau de lignes sur l'objet à contrôler, puis à observer cet objet depuis un point faisant un angle non nul par rapport à la direction du faisceau projeté (Figure 6-15a). Dans ces conditions d'éclairage et d'observation, la distribution des franges créées sur l'objet est directement liée à sa forme. Cette distribution est ainsi modifiée par un mouvement ou une déformation de l'objet (Figure 6-15b), ce qui permet de remonter à la déformation de la surface.

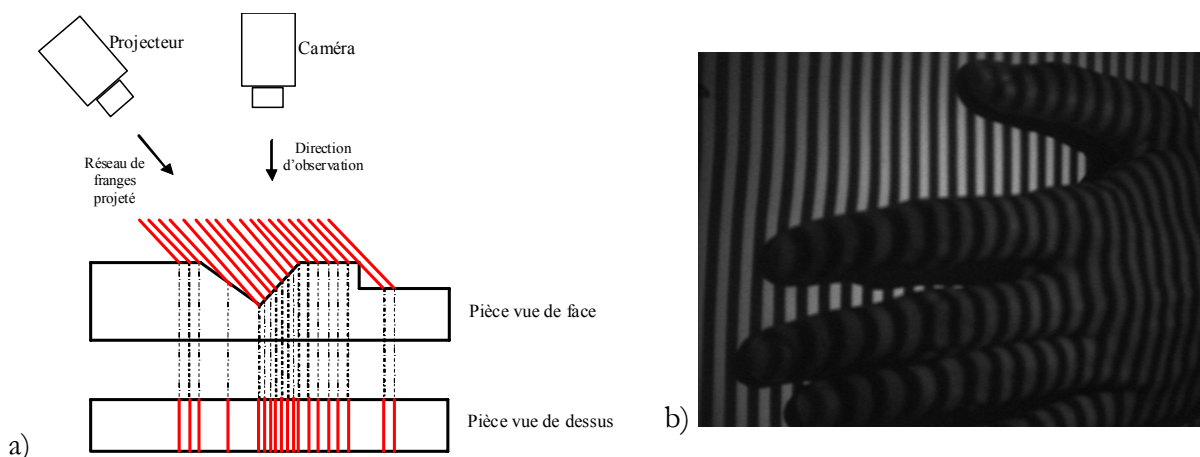


Figure 6-15 - Lumière structurée. a) schéma de principe, b) images de franges sur une main (Goyat et al., 2003).

L'annexe 5 donne le détail du développement du système et de sa validation en vol. L'application aux essais est quelque peu simplifiée. Un appareil photo est fixé sur un support, lui-

même vissé sur un bord du conteneur (Figure 1-16a). Pour faire des prises de vue régulières, la commande a été déportée sur un ordinateur de la salle de contrôle de la centrifugeuse. Pour cette application, étant donnée la précision exigée et par souci de simplicité, le projecteur de franges a été remplacé par des mire collées sur le parement (Figure 6-16b). Cette simplification est justifiée car les écailles sont des éléments rigides supposés indéformables.

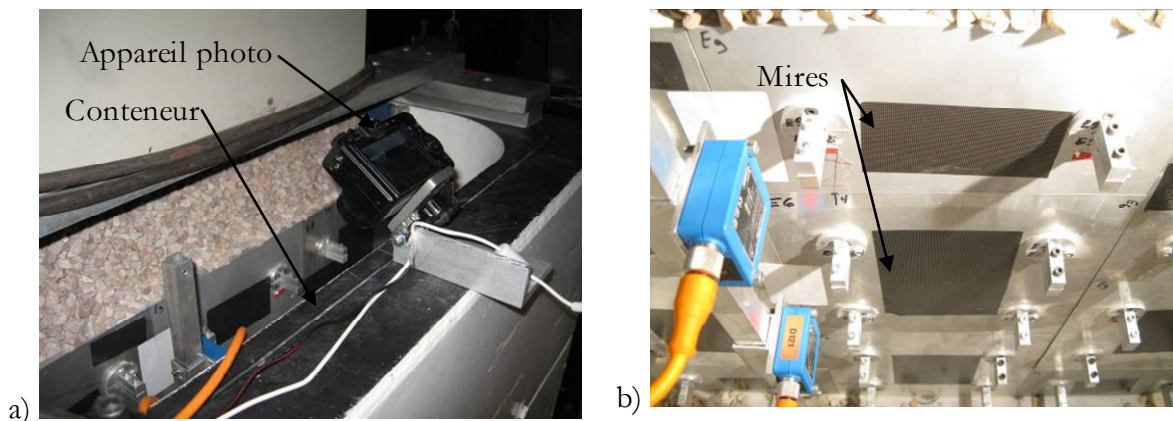


Figure 6-16 - Mesure des déplacements du parement. a) appareil photo, b) mires.

Comme pour les essais en vraie grandeur, il fallait trouver un moyen d'observer les déformations propres du massif et donc de mesurer des déplacements à l'intérieur du modèle. Ce type de mesure est rendu possible par l'emploi de capteurs magnétostrictifs. Ceux-ci comportent un solénoïde à l'intérieur duquel se trouve placé un barreau en matériau ferromagnétique, le tout étant enfermé dans un cylindre assurant la fermeture du circuit magnétique. Une magnétisation statique du matériau est obtenue au moyen d'un aimant permanent solidaire du mouvement à enregistrer. L'électronique associée génère une impulsion ultrasonore qui va se déplacer dans le guide d'onde constitué par le barreau ferromagnétique et être perturbée par le champ induit par l'aimant qui se déplace. L'analyse de l'onde réfléchiée en bout du barreau va permettre d'identifier la position de l'aimant.

Trois capteurs de ce type sont utilisés pour le suivi des déplacements verticaux dans le massif. Deux d'entre eux sont positionnés sous la traverse et le troisième est déporté de l'axe de la traverse principale de 12 cm, distance minimale liée à l'encombrement de la base des capteurs (Figure 6-17a). Chacun peut recevoir deux aimants en forme d'anneau. Ceux-ci ont été associés à une plaque carrée en carton souple de 4 cm de côté pour améliorer la représentativité de la mesure (Figure 6-17b). Pour éviter les interférences, deux aimants d'un même capteur doivent être distants de plusieurs centimètres. Sur 6 cm, le haut des capteurs est considéré comme une

zone morte. En conséquence, il a été décidé de positionner les aimants à 28 et 55 cm de la base du conteneur.

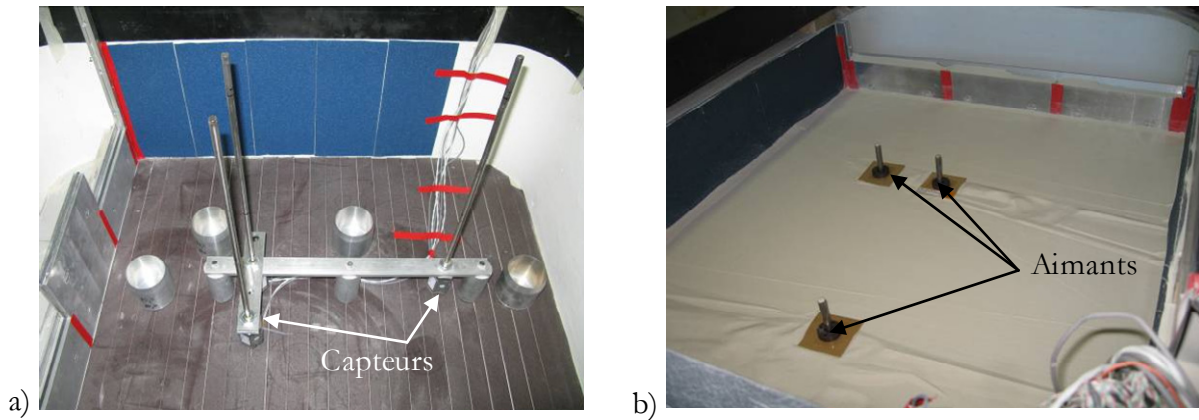


Figure 6-17 - Capteurs magnétostrictifs. a) bases des capteurs, b) aimants.

6.2.2. Accélération

En plus des déplacements, une grandeur physiquement couramment mesurée lors d'essais en centrifugeuse est l'accélération verticale (Thorel et al., 2008). Des capteurs piézoélectriques sont collés avec de la cyanolite, soit sur une surface rigide telle que le haut d'un modèle de traverse (Figure 6-18), soit sur une plaque en plastique qui est posée sur le massif et immédiatement recouverte de sable.

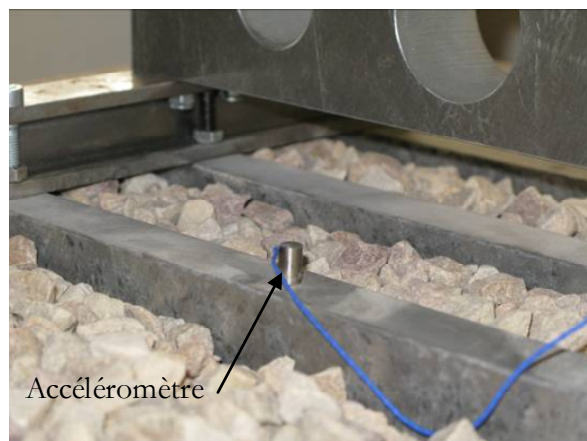


Figure 6-18 - Accéléromètre sur la traverse.

Toujours en s'inspirant des expérimentations en vraie grandeur, ces capteurs ont été disposés à l'aplomb des deux modèles de rails et à différents niveaux pour observer l'atténuation des accélérations verticales avec la profondeur (Figure 6-19).

6.2.3. Traction dans les armatures

Sur les trente armatures du modèle, huit ont été instrumentées à l'aide de jauges de déformation (Figure 6-20a). Ce sont des ponts complets et chaque armature a fait l'objet d'un essai de traction pour l'étalonnage des jauges. La pose des armatures se fait normalement, en apportant une attention particulière aux passages des câbles (Figure 6-20b). La disposition des armatures dans le modèle est à adapter selon le type d'essai. Il y a suffisamment d'armatures équipées pour instrumenter en même temps une colonne complète et quatre armatures d'un même lit.

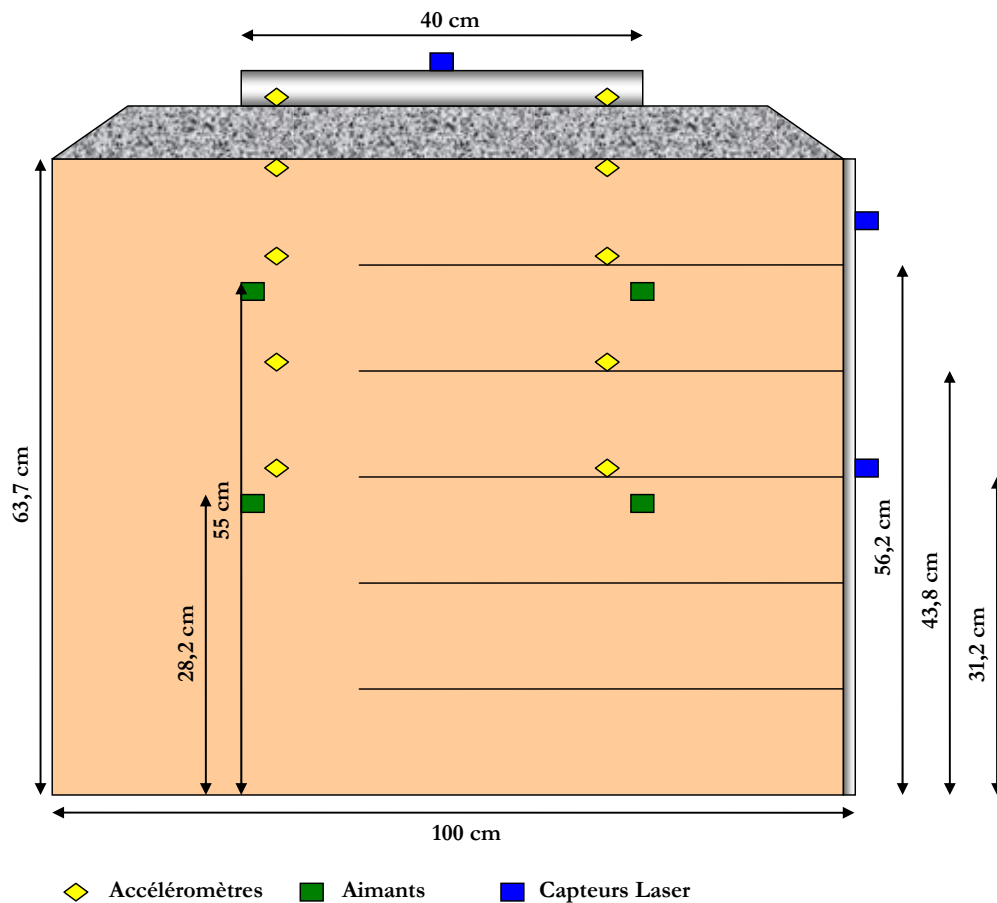


Figure 6-19 - Schéma d'instrumentation : Coupe longitudinale du modèle.

Deux schémas d'instrumentation ont été suivis. Le premier, correspondant à celui mis en place au CER, est de privilégier la zone des tractions maximales et de placer une jauge à l'aplomb du milieu de la traverse (Figure 6-21). Ce schéma est nécessaire pour étudier le comportement de

l'ouvrage quand la traverse est proche du parement. Pour la deuxième moitié des armatures, les jauges sont disposées régulièrement le long de l'armature (Figure 6-22).

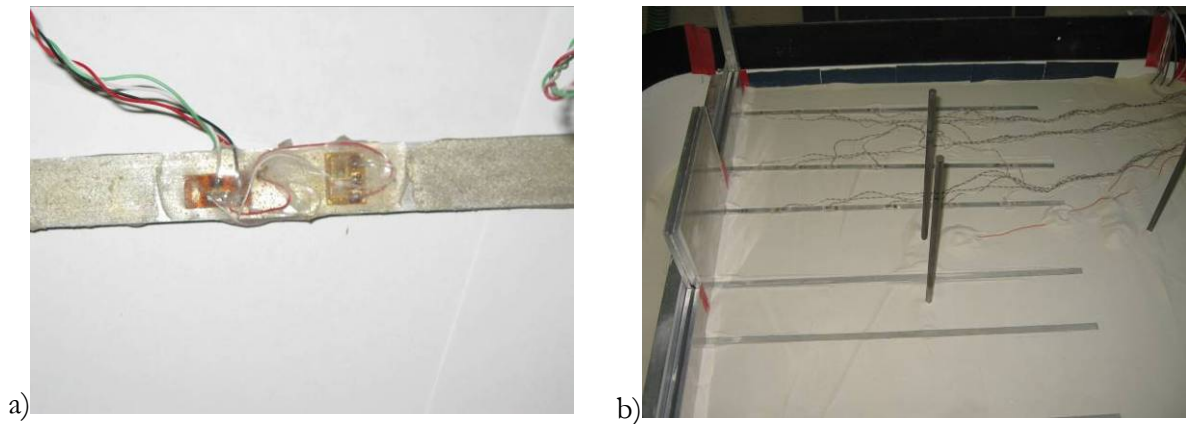


Figure 6-20 - Armatures instrumentées. a) détail des jauges, b) pose d'armatures.

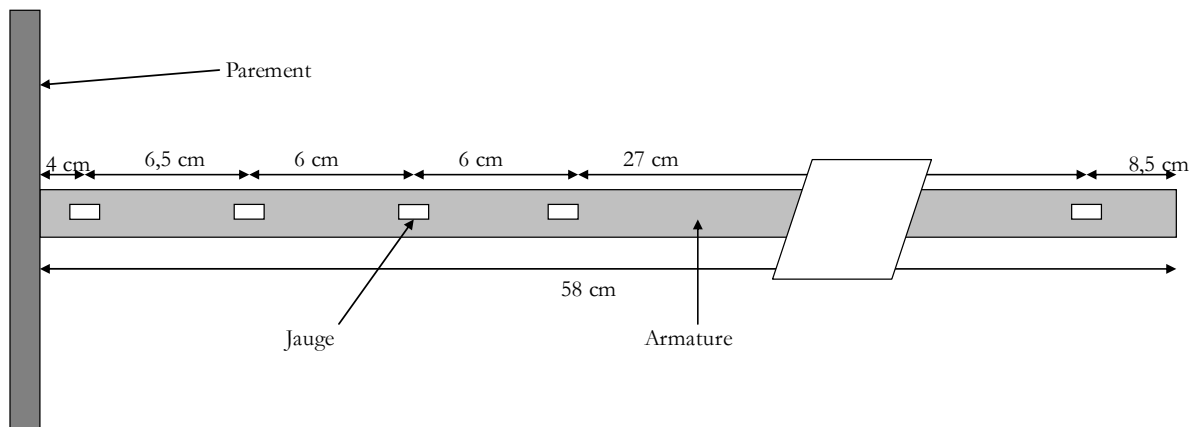


Figure 6-21 - Implantation des jauges dans la zone des tractions maximales.

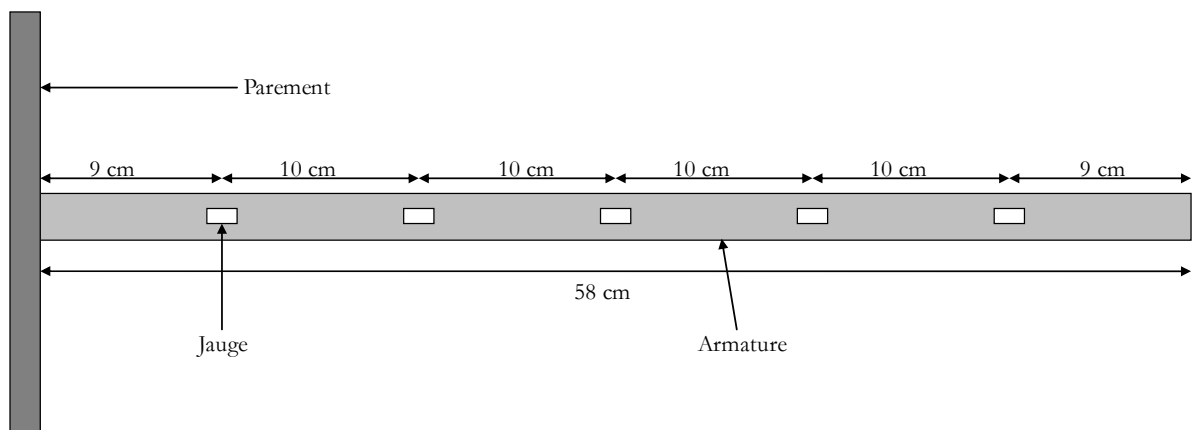


Figure 6-22 - Implantation régulière des jauges le long de l'armature.

6.2.4. Acquisition et traitement des données

Huit modules d'acquisition Spider 8 de HBM peuvent être embarqués dans la nacelle (Figure 6-23a). Ils permettent chacun le conditionnement et la numérisation de 8 voies de mesure de manière synchrone (Thorel et al., 2008). Comme ils peuvent être chaînés, l'ensemble représente 64 voies. La fréquence maximale d'échantillonnage est de 1200 Hz, ce qui donne un peu plus de 12 points par cycles pour un essai à 96 Hz. Un ordinateur de la salle de contrôle équipé de l'application Log permet de recueillir les données et d'afficher les mesures en temps réel.

Les Spider 8 sont reliés par port parallèle à une unité centrale qui se trouve sur le pivot de la centrifugeuse. Le transfert des données de l'axe de la centrifugeuse à la salle de commande se fait par l'intermédiaire d'une fibre optique.

Réaliser 1 800 000 cycles à 96 Hz nécessite un peu plus de 5 heures. En binaire, l'enregistrement de 64 voies, divisé en 5 fichiers, représente un peu plus de 9 gigaoctets de données. Le traitement des données se fait selon la même méthode que celle établie pour les essais de fatigue du CER, à ceci près qu'il n'est pas nécessaire ici de recoller différents fichiers et que le logiciel utilisé est Scilab.



Figure 6-23 - Chaîne d'acquisition et de traitement des données. a) Spider 8 en place dans la nacelle, b) PC de commande et d'enregistrement des données.

6.3. Validation du modèle

L'interface sol – armature a été caractérisé au moyen d'essais de laboratoire. Le modèle a été placé dans la nacelle et a subi une « montée en g » pour en valider le comportement en macrogravité.

6.3.1. Essais d'extraction

Un dispositif d'essai à la boîte de cisaillement (Figure 6-24a) a été modifié pour permettre des essais d'extraction d'armatures en laboratoire. La boîte de cisaillement est devenue ronde ; ce n'est plus sa moitié supérieure qui est mobile mais un échantillon du modèle d'armature qui passe entre les deux moitiés de boîte (Figure 6-24b).

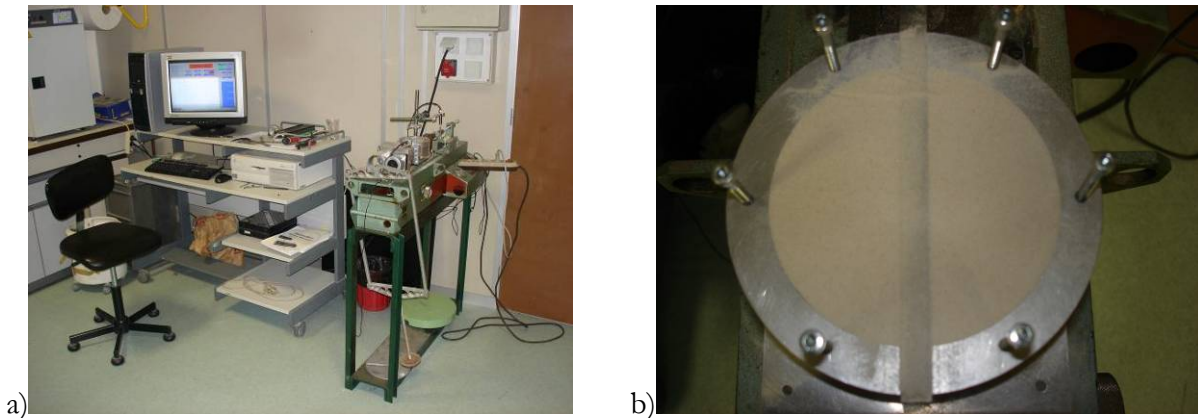


Figure 6-24 - Essais d'extraction. a) dispositif, b) moitié inférieure de la boîte.

Les essais ont été réalisés pour quatre valeurs de contrainte verticale, correspondant aux contraintes dans le prototype, et répétés au moins trois fois. C'est la valeur moyenne des forces maximales d'extraction qui sert pour le calcul de f^* . La force maximale d'extraction est obtenue à chaque fois pour un déplacement inférieur à 5 mm ; il n'y a donc pas besoin de corriger la valeur de la surface de contact sol – armature. La valeur de f^* est déterminée de la même manière que celle précisée au chapitre 4. Le tableau 6-4 récapitule les différents résultats obtenus. L'ensemble des résultats des essais est disponible en Annexe 6.

Par rapport aux essais d'extraction mettant en jeu de vraies armatures et du sable (Elias et Egan, 1985), les valeurs de f^* sont deux fois plus importantes à niveau de contrainte verticale élevée. Cette différence peut s'expliquer par la mise à l'échelle de notre armature. Par contre, l'ordre de grandeur de f^* est le même que celui observé à Rouen, à savoir respectivement 3 et 4,4 aux contraintes verticales de 31 et 62 kPa.

Tableau 6-3 - Synthèse des résultats et des valeurs de f^* calculées.

Contrainte verticale moyenne (kPa)	Force maximale d'extraction (daN)	f^*
29	29	5
41	38	4,6
54	42	3,8
66	50	3,7

6.3.2. Montée en g

Pour tester la représentativité du modèle, celui-ci a été embarqué dans la centrifugeuse et soumis à une macrogravité de $6 \times g$. L'objectif de l'opération était de mesurer les tractions dans les armatures en vol.

La figure 6-25 présente les tractions mesurées dans une armature du lit 3 lors de la montée en g. Celles-ci se mettent en place progressivement et l'allure de la courbe à $6 \times g$ correspond au résultat attendu.

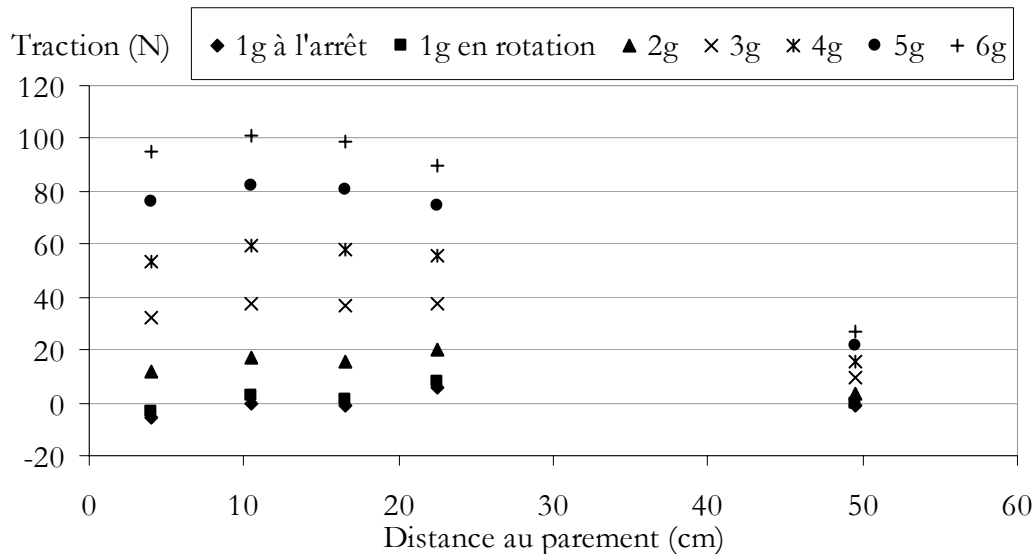


Figure 6-25 - Tractions mesurées dans une armature du lit 3 lors de la montée en g.

Le tableau 6-5 recense les maxima des tractions maximales mesurées dans chaque lit du modèle et donne quelques éléments de comparaison.

Tableau 6-4 - Comparaison des tractions maximales dans le modèle avec celles mesurées à Rouen.

Traction (kN)	Lit 1	Lit 2	Lit 3	Lit 4	Lit 5
Modèle	0,07	0,09	0,1	0,06	0,055
Transposition à l'échelle 1	2,5	3,2	3,6	2,2	2
Rouen	3,7	6	8,3	6,9	-
Rouen avec γ corrigée	2,6	4,8	7	-	-

Les tractions du modèle sont d'abord transposées à l'échelle 1, ce qui donne un ordre de grandeur de quelques kilonewtons. Ensuite, sont rappelées dans le tableau les maxima obtenus dans le mur expérimental du CER en fin de construction. Ils sont 2 à 3 fois plus élevés. Cet écart diminue si les tractions maximales sont recalculées avec la densité réelle du modèle. La différence est alors au maximum d'un facteur 2. Celui-ci peut s'expliquer par l'absence de compactage du modèle.

A l'occasion des différents tests, des mesures de tractions dans une armature du lit 1 ont été réalisées avec et sans surcharge statique (Figure 6-26), cette dernière correspondant au système de chargement à l'arrêt. Le milieu des traverses est distant de 50 cm du parement et celles-ci mesurent 40 cm de long. L'augmentation de traction est plus importante à 40 cm du parement qu'à 50 cm. Il semble donc que l'augmentation maximale de traction dans les armatures liée à l'application de la surcharge statique ne soit pas forcément à l'aplomb du milieu de la surcharge.

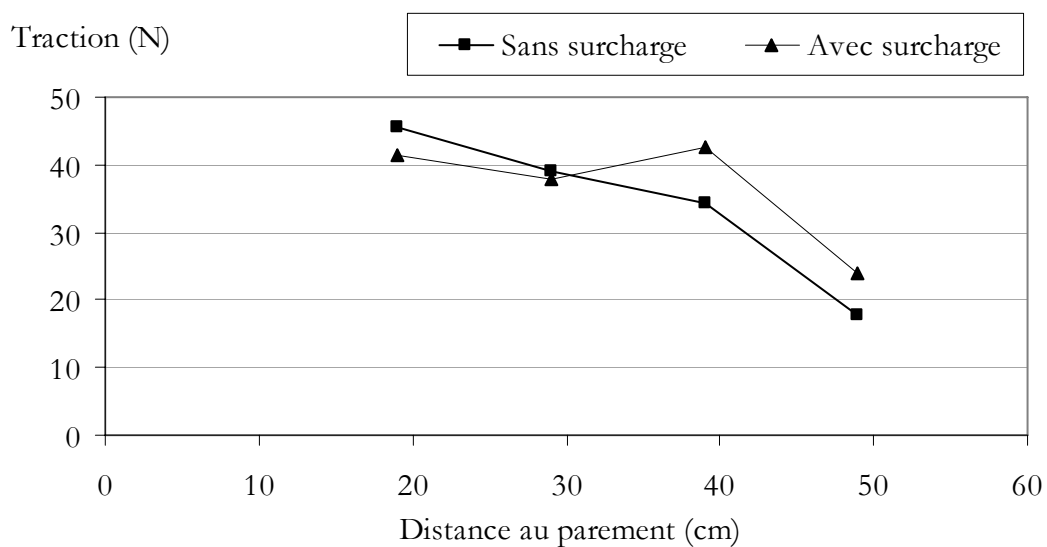


Figure 6-26 - Comparaison des tractions dans le lit 1 avec et sans surcharge.

6.4. Système de chargement

Ce dernier paragraphe est consacré au nouveau système de chargement, en cours de développement.

6.4.1. Bibliographie

Pour modéliser correctement l'essai de fatigue n°1 du CER et étudier l'influence du niveau de charge sur la réponse du mur, il fallait pouvoir simuler un chargement de 180 kN à une fréquence de 16 Hz pendant plusieurs millions de cycles. D'après les lois de similitudes, il faut que sous une macrogravité de 6 x g la charge appliquée sur le modèle soit de 500 kg et que la fréquence de fonctionnement soit de 96 Hz.

Les différents systèmes de sollicitation dynamique mentionnés dans la littérature font état de solutions techniques variées. Ils vont de l'utilisation d'explosif (Fragasy et al., 1994) à un système de lâcher de billes (Itoh et al., 2002). Les solutions envisagées dans notre cas reposaient sur l'utilisation :

- de vérins hydrauliques : l'application d'une fréquence de 100 Hz nécessite de gros débits hydrauliques, lesquels dépendent de la course, qui a priori n'est pas connue ; ils permettent l'application d'une charge statique et d'une charge cyclique variables simultanément (Laue et Jessberger, 1994) ;
- de vérins pneumatiques : la gamme de fréquences est de l'ordre de 20 Hz au maximum ;
- d'excitateurs piézoélectriques : des efforts importants peuvent être atteints, mais seulement pour de petits déplacements ;
- d'excitateurs électrodynamiques : ils nécessitent une adaptation pour accroître, en macrogravité, la force électromagnétique engendrant le mouvement ; ils ne permettent pas d'appliquer une charge statique réglable et couvrent une gamme plutôt de haute fréquence, de 30 à 50 kHz (Siemer et Jessberger, 1994 ; Itoh et al., 2005) ;
- des moteurs électriques à balourd, tels que ceux utilisés dans les appareils de tamisage ou de nettoyage de cuve : les efforts dépendent du carré de la vitesse de rotation, mais des fréquences jusqu'à 100 Hz peuvent être atteintes en utilisant deux moteurs identiques tournant en sens inverse.

C'est au final cette dernière solution qui a été retenue car *a priori* la moins contraignante.

6.4.2. Principe des moteurs à balourd

Les moteurs à balourd ont été approvisionnés chez la société CASADIO. Les deux moteurs sont fixés sur une plaque rigide en acier. Ils sont alimentés en courant et en tension de la même façon et tournent en sens inverse. Un jeu de masses mobiles permet de régler le balourd identiquement sur les deux moteurs (Figure 6-27a).

Dans certaines conditions qui restent à définir, notamment en termes de rigidité de la plaque sur laquelle sont fixés les moteurs et de raideur du sol support, le mouvement des balourds se coordonne pour annuler les sollicitations horizontales et additionner les sollicitations verticales (Figure 6-27b). La rotation synchrone des balourds génère ainsi sur la plaque une force verticale variable orientée alternativement vers le bas ou vers le haut.

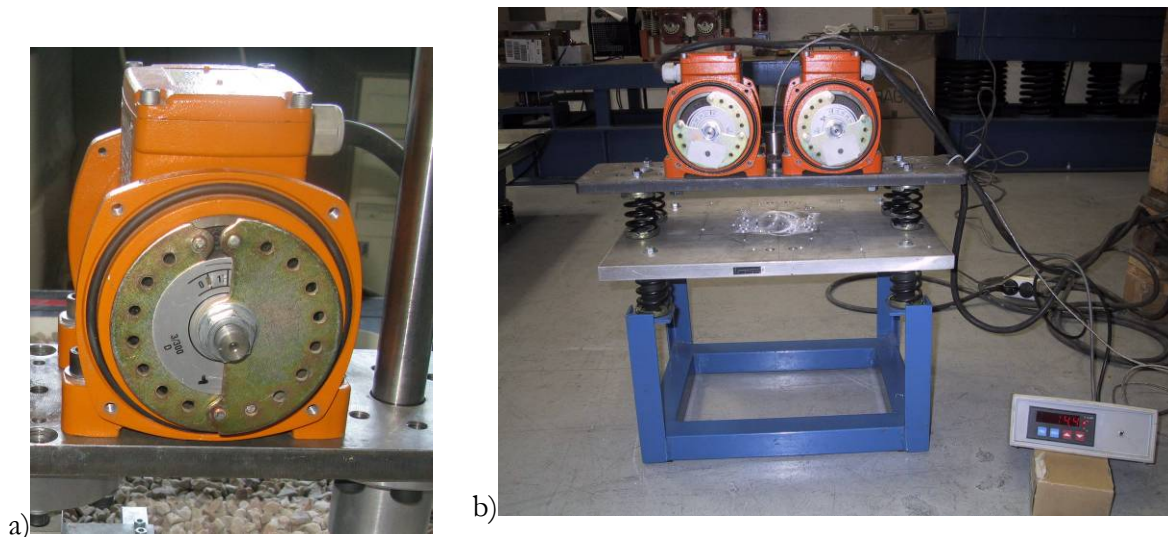


Figure 6-27 - Moteurs à balourds. a) balourds, b) moteurs en rotation.

En effet, la centrifugeuse tourne autour de son axe vertical \vec{K} avec une vitesse angulaire $\dot{\theta}$. Le repère mobile $(\vec{u}_r, \vec{u}_\theta, \vec{K})$ suit le mouvement de la centrifugeuse au cours de sa rotation d'angle θ \vec{K} .

Un moteur à balourd est placé dans la nacelle de la centrifugeuse. Il tourne autour de son axe (qui est supposé horizontal et perpendiculaire au plan vertical contenant la ligne centrale du bras de la centrifugeuse) orienté selon \vec{u}_θ avec une vitesse angulaire $\dot{\theta}_1$. L'axe du moteur se trouve à une distance $r_{B1} \vec{u}_r$ de l'axe de la centrifugeuse. De plus, la nacelle de la centrifugeuse est supposée en position horizontale.

Le balourd du moteur est assimilable à une masse m_1 , située à un rayon r_1 tournant autour de l'axe du moteur, repéré dans le plan vertical du bras de la nacelle (\bar{u}_r, \bar{K}) par le point B_1 . La masse m_1 tourne donc autour de l'axe \bar{K} , et sa position est donnée par l'axe \bar{u}_{r1} tournant autour de $B_1 \bar{K}$ dans le plan $(\bar{u}_r, \bar{u}_\theta)$. Il est possible d'écrire :

$$\bar{u}_{r1} = \cos \theta_1 \cdot \bar{u}_r - \sin \theta_1 \cdot \bar{u}_\theta \quad (\text{VI.1})$$

La masse m_1 subit une force due à la rotation autour de $B_1 \bar{u}_\theta$ égale à $m_1 r_1 \dot{\theta}_1^2 \bar{u}_{r1}$ et une force due à la rotation de la centrifugeuse $m_1 (r_{B1} + r_1 \cos \theta_1) \dot{\theta}^2 \bar{u}_r$. Il en résulte l'effort subit par l'axe $B_1 \bar{u}_\theta$ combinant les deux rotations :

$$\begin{aligned} \vec{F}_{B1} &= m_1 \left[(r_{B1} + r_1 \cdot \cos \theta_1) \dot{\theta}^2 \cdot \bar{u}_r + r_1 \dot{\theta}_1^2 \cdot \bar{u}_{r1} \right] \\ &= m_1 \left[(r_{B1} + r_1 \cdot \cos \theta_1) \dot{\theta}^2 \cdot \bar{u}_r + r_1 \dot{\theta}_1^2 (\cos \theta_1 \cdot \bar{u}_r - \sin \theta_1 \cdot \bar{u}_\theta) \right] \\ &= m_1 \left[(r_{B1} + r_1 \cdot \cos \theta_1) \dot{\theta}^2 + r_1 \dot{\theta}_1^2 \cos \theta_1 \right] \cdot \bar{u}_r - m_1 r_1 \dot{\theta}_1^2 \sin \theta_1 \bar{u}_\theta \end{aligned} \quad (\text{VI.2})$$

Si maintenant, le système intègre un deuxième moteur à balourd, identique au premier, mais tournant dans le sens opposé, l'effort sur son axe sera :

$$\vec{F}_{B2} = m_2 \left[(r_{B2} + r_2 \cdot \cos \theta_2) \dot{\theta}^2 + r_2 \dot{\theta}_2^2 \cos \theta_2 \right] \cdot \bar{u}_r - m_2 r_2 \dot{\theta}_2^2 \sin \theta_2 \bar{u}_\theta \quad (\text{VI.3})$$

Si le positionnement des moteurs (fixés sur une même plaque d'acier) est parfait (les deux axes alignés) et le mouvement parfaitement synchronisé, les égalités suivantes sont vérifiées : $r_{B2} = r_{B1} = r_B$, $r_2 = r_1 = r$ et $\theta_1 = -\theta_2$. Il en résulte la force transmise à la plaque, qui n'a donc qu'une composante selon le rayon de la centrifugeuse (c'est-à-dire verticalement dans le repère du modèle placé dans la nacelle) :

$$\vec{F} = \vec{F}_{B1} + \vec{F}_{B2} = 2m \left[(r_B + r \cos(\theta_1)) \dot{\theta}^2 + r \dot{\theta}_1^2 \cos \theta_1 \right] \cdot \bar{u}_r \quad (\text{VI.4})$$

Considérant que le rayon de rotation des masses des moteurs est très petit devant celui de la centrifugeuse ($r \cos \theta_1 \ll r_B$), ce qui est sans doute admissible car le rayon de la centrifugeuse est de 5,5 m, alors que le rayon des masses tournantes est de quelques centimètres selon les réglages, il reste :

$$\vec{F} \approx 2m \left[r_B \dot{\theta}^2 + r \dot{\theta}_1^2 \cos \theta_1 \right] \cdot \bar{u}_r \quad (\text{VI.5})$$

La force cyclique ne dépendrait ainsi pas de l'accélération centrifuge.

Le chargement transmis au modèle par la plaque supportant les moteurs est donc vertical cyclique, se décomposant en :

- une charge statique verticale constante égale au poids des moteurs et de la plaque ;
- une charge dynamique sinusoidale verticale, dépendant du réglage des balourds et du carré de la vitesse de rotation des moteurs.

L'avantage de ce dispositif est que l'amplitude et la fréquence de la charge appliquée sont connues de manière suffisamment précise pour une vitesse de rotation donnée. L'inconvénient est que si la vitesse de rotation est modifiée, la charge l'est aussi, à moins de changer le réglage du balourd, ce qui nécessite l'arrêt de la centrifugeuse. Dans les expérimentations réalisées, la force transmise par le dispositif vers le sol a été mesurée.

6.4.3.Montage

Le fonctionnement du système de chargement dynamique doit respecter plusieurs contraintes :

- la charge dynamique doit, en valeur absolue, être inférieure au poids du système de chargement, ce dernier étant multiplié par l'intensité de la macrogravité ;
- la fréquence appliquée doit être éloignée des fréquences propres de l'ensemble du matériel d'essai.

Les conséquences de ces contraintes font que, pour toute nouvelle géométrie de modèle réduit, il faut valider le bon fonctionnement du système. De plus, si la charge dynamique est indépendante de l'accélération centrifuge, il n'en est pas de même de la charge statique : il en résulte qu'une validation à 1 x g ne permet pas nécessairement de valider le dispositif en vol, d'autant que pour les plus fortes vitesses de rotation, la charge dynamique peut dépasser le poids du dispositif sous gravité terrestre et générer un soulèvement. Enfin, l'application de la macrogravité au sol lui confère le même état de contrainte qu'au prototype, et donc une raideur « moyenne » plus élevée sur le modèle réduit en centrifugeuse que sur le modèle réduit à 1 x g.

Outre le système de moteurs à balourd, le dispositif comprend :

- un variateur de fréquence ;
- l'instrumentation adaptée à ce nouveau type de chargement : accéléromètres, capteurs de déplacements lasers, capteur de force ;

- un module de conditionnement pour l'acquisition des mesures ;
- un montage mécanique, fixé sur un conteneur, permettant le maintien du moteur système de chargement sur le modèle réduit.

Les deux vibrateurs sont fixés sur une plaque en acier rigide de 20 mm d'épaisseur (Figure 6-28a). Deux tiges guides ainsi que des bagues à billes permettent de maintenir l'ensemble et d'assurer les déplacements verticaux du système. Une poutraison supporte tout le système et autorise son installation sur le conteneur rectangulaire. Les deux vibrateurs sont alimentés en 220 V et pilotés en fréquence par un seul et même variateur de type Altivar 31, via son port série, qui se trouve dans le boîtier de commande. Il sert au pilotage à distance du variateur qui se trouve dans la nacelle de la centrifugeuse avec le système de chargement. Le programme de commande a été développé sous Visualbasic pour transmettre les ordres en fréquence. Il affiche aussi l'intensité consommée.

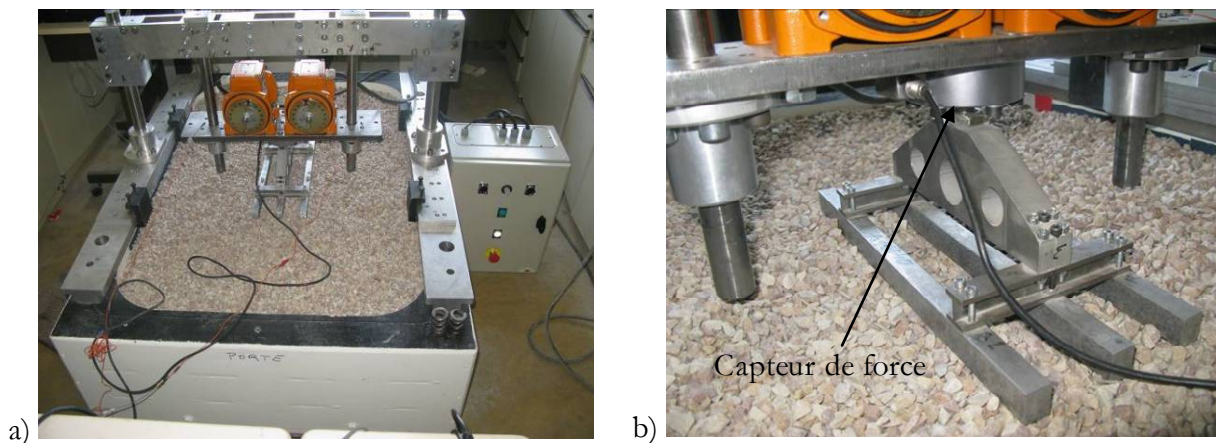


Figure 6-28 - Système de chargement. a) mise en place sur un conteneur, b) détails du capteur de force.

La force statique appliquée sur le capteur d'effort dynamique AEP représente 34 daN (Figure 6-28b). Elle est due :

- à la masse des moteurs, $2 \times 9,7$ kg,
- à la masse de la plaque, 13,6 kg, et à celle des bagues à billes, 1,7 kg.

En centrifugeuse cette force est à multiplier par l'intensité de la macrogravité N_g , soit à 10 x g, une force de 340 daN. Le capteur d'effort de type galette a une capacité maximale de 100 kN.

6.4.4. Tests préliminaires

Deux accéléromètres piézo-électrique PCB (10 mV/g) sont placés aux extrémités de la plaque support des vibrateurs.

L'acquisition des données est réalisée au moyen de chaînes d'acquisition de type Spider 8 avec DASLAB comme logiciel de mesure (Figure 6-29). L'interface a été développée en interne et permet l'acquisition, la sauvegarde et la visualisation en temps réel de toutes les mesures.



Figure 6-29 - Tests du système de chargement à $1 \times g$.

Les résultats présentés sur les figures 6-30 et 6-31 concernent des fréquences de 19 Hz et 41 Hz. Les forces sont négatives en compression. L'amplitude d'effort vertical crête à crête, notée $V_{\text{crête-crête}}$ se calcule selon la formule :

$$V_{\text{crête-crête}} = 16\pi^2 \cdot f^2 \cdot m_r \quad (\text{VI.6})$$

où f est la fréquence de rotation des moteurs et m_r le moment statique, qui est égal à la masse provoquant le balourd multipliée par le rayon du centre de gravité du balourd.

D'après les données du constructeur, le calcul donne respectivement 10,4 daN à 19 Hz, 27,8 daN à 31 Hz et 48,6 daN à 41Hz.

Le signal demeure périodique, mais sa symétrie se détériore à la plus haute fréquence, car la force maximum (la plus faible en valeur absolue) s'approche du poids du système de chargement (34 daN).

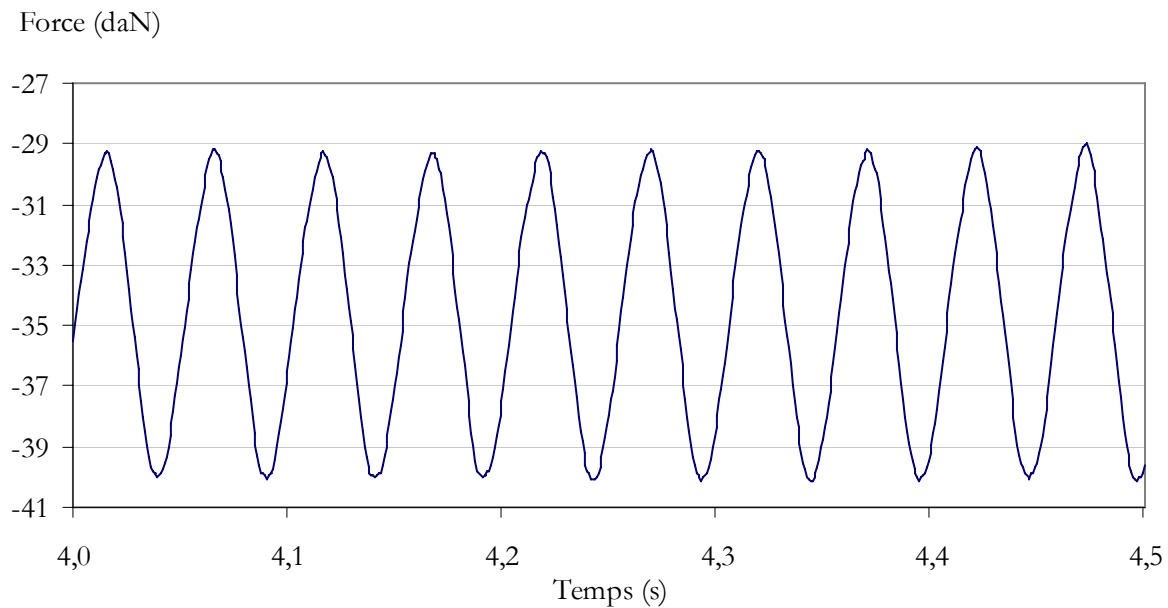


Figure 6-30 - Force mesurée à 19 Hz.

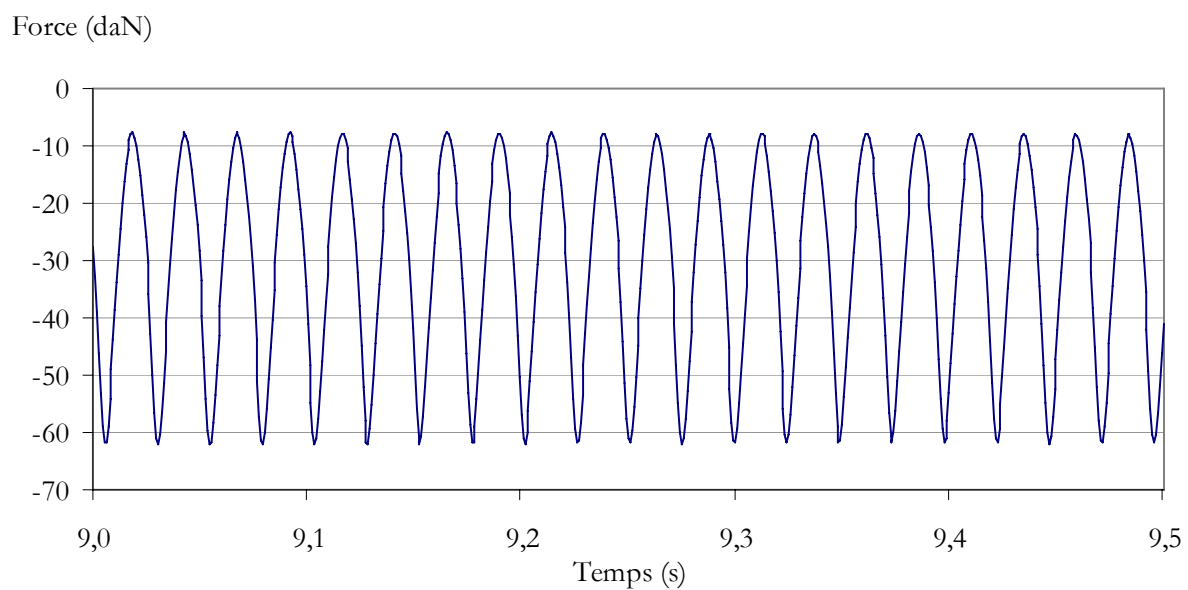


Figure 6-31 - Force mesurée à 41 Hz.

Malgré l'arrêt prolongé de la centrifugeuse entre 2007 et 2008, le dispositif a pu être testé sous une accélération centrifuge de $6 \times g$ jusqu'à 2 000 000 de cycles. Dans ce cas, la charge statique est de 204 daN, ce qui correspond à peu près à la charge moyenne observée (Figure 6-32). Par contre l'amplitude théorique est, à 85 Hz, de 105 daN alors que celle obtenue lors des tests était d'environ 180 daN. Cependant le signal obtenu était bien périodique et de forme sinusoïdale.

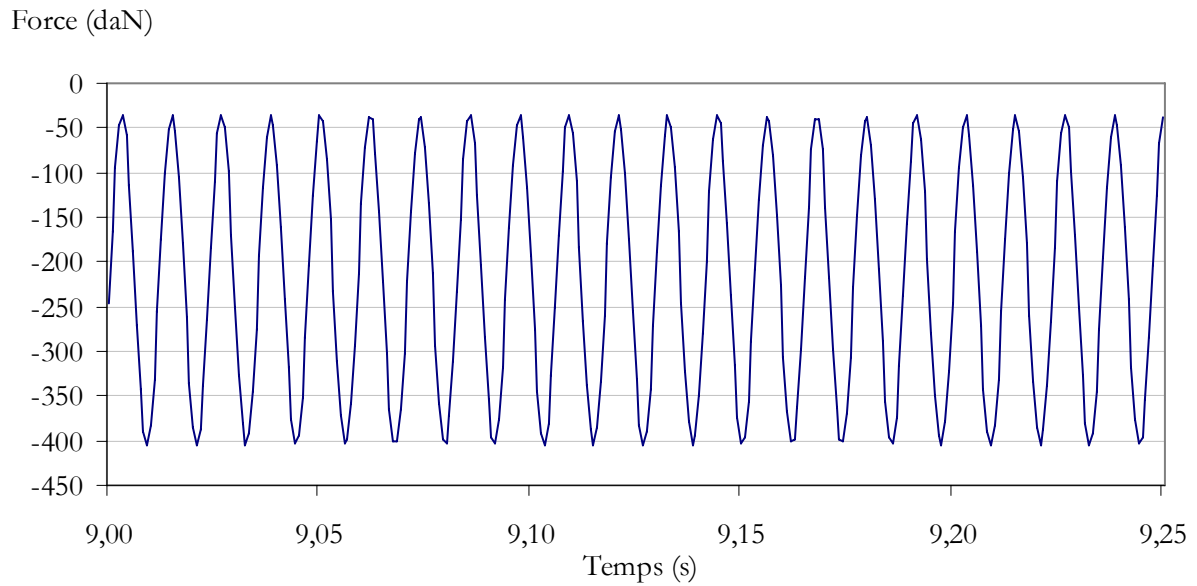


Figure 6-32 - Force mesurée à $6 \times g$ et 85 Hz .

Le système de chargement a été testé dans différentes configurations d'utilisation (Figure 6-33). Les deux paramètres étaient N_g et le niveau de balourd. Il s'est avéré impossible de faire fonctionner correctement le système à certaines fréquences, qui dépendent des deux paramètres.

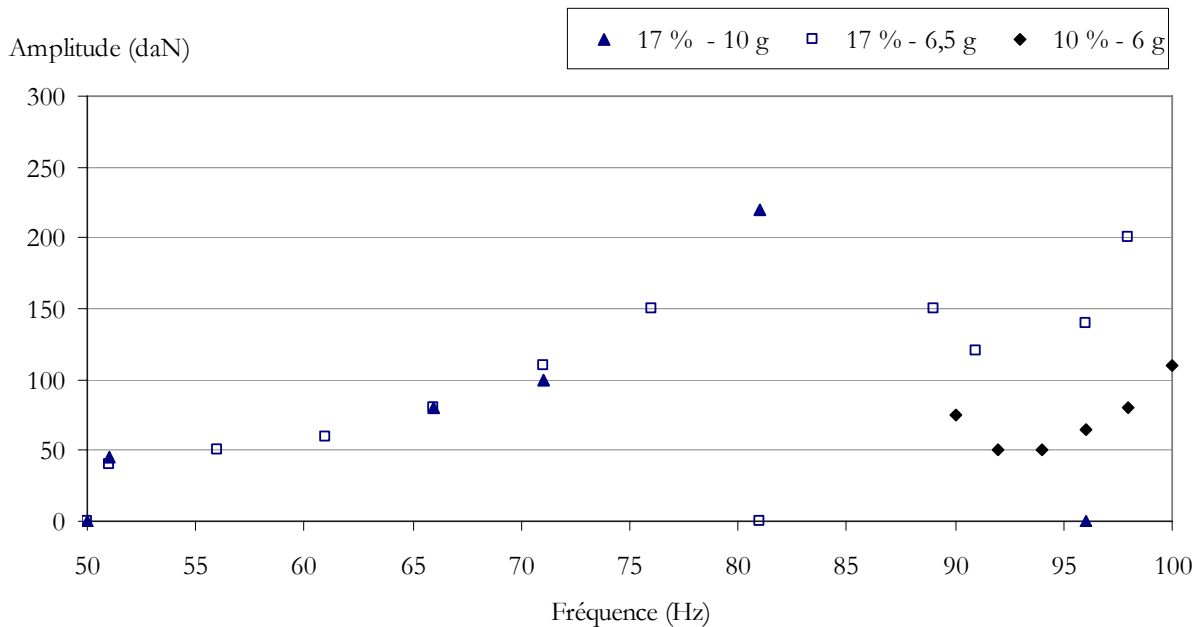


Figure 6-33 - Amplitudes de la force en fonction de la fréquence pour différentes configurations d'utilisation.

La comparaison des résultats obtenus pour 17 % de balourd à $6,5 \times g$ et $10 \times g$ confirme l'indépendance de l'amplitude du chargement vis-à-vis du niveau de g . Par contre, à une

fréquence donnée, il est possible que le système ne soit pas stable pour un faible niveau de g . En effet, plus l'accélération centrifuge est importante, plus le poids du système de chargement est important et donc plus le rapport « charge statique »/« charge dynamique » est grand. L'expérience montre que si ce ratio est trop proche de 1, le système devient instable.

La comparaison des amplitudes obtenues avec 10 et 17 % de balourd laisse supposer que si le niveau de balourd est réglé finement, il est possible d'obtenir l'amplitude souhaitée à une fréquence donnée. De plus, l'évolution de l'amplitude est cohérente avec la théorie pour la plage 50-85 Hz. Par contre, entre 90 et 100 Hz qui est la plage ciblée, le système de chargement est perturbé et l'amplitude de sollicitation n'est plus une fonction au carré de la fréquence.

Lors du premier essai, au bout de 30 minutes de fonctionnement, le système est devenu instable. Une deuxième fréquence, aux alentours de 1 Hz, vient moduler l'amplitude de la force appliquée par le système. Celle-ci est probablement liée à une mauvaise coordination des deux moteurs qui entraîne une faible différence de fréquence de rotation. La cause de ce dysfonctionnement n'a toujours pas été identifiée.

Bilan

L'élaboration d'un modèle réduit centrifugé de l'ouvrage expérimental du CER pour simuler des essais de chargement de type ferroviaire nécessite en parallèle le développement d'un nouveau système de chargement.

Seule la partie centrale de la structure Terre Armée a été modélisée à l'échelle 1/6^{ème}. Le sable d'Hostun HN 38 a été choisi pour simuler la GNT 0/40 mm. La granulométrie du sable est moins étalée que celle de la GNT mais permet de respecter le critère de conservation du ratio « largeur de l'armature »/ d_{50} . L'instrumentation mise au point permet de suivre en dynamique les tractions dans certaines armatures, les déplacements verticaux de la traverse, de la partie haute du remblai et de certains points du parement. En parallèle, le nouveau système de suivi des déplacements, développé selon le principe de la lumière structurée, donne l'évolution de la position du parement avec le nombre de cycles.

L'application d'un chargement cyclique de 500 daN à une fréquence de 96 Hz autorisant un déplacement important du point d'application de la charge est délicate en centrifugeuse. En effet, les solutions techniques classiques ne peuvent pas être utilisées dans ce cas. L'association des deux moteurs à balourd permet de satisfaire au cahier des charges. Par contre, le phénomène

physique qui coordonne la rotation des deux moteurs n'étant encore pas clairement identifié, la mise au point du système de chargement tel qu'il a été imaginé dans un premier temps ne s'est pas révélée possible. Une fois cette difficulté surmontée, le système de chargement pourra être remis en état de fonctionnement et le programme d'essais relancé.

Le modèle pourrait aussi servir à l'étude du comportement des ouvrages en Terre Armée soumis à des surcharges statiques limitées dans l'espace. L'intensité et la position de la charge pourraient faire l'objet d'une étude paramétrique.

Conclusions et perspectives

Ce travail de thèse illustre en premier lieu la spécificité du contexte ferroviaire par rapport au problème de l'application de surcharges d'exploitation sur des murs en Terre Armée. Les deux types de surcharges proposées dans la norme NF P94-220, à savoir le remblai semi-infini et la culée de pont, ne correspondent pas à une voie ferrée, qui est par définition éloignée du parement et bornée géométriquement. La structure d'assise, intercalée entre la voie et l'ouvrage, au sens usuel du terme, amortit par ailleurs de manière importante la sollicitation appliquée. Enfin, les aspects dynamiques et cycliques du chargement ne sont pas explicitement pris en compte dans la méthode de justification actuelle. Il y a donc un « saut » important à réaliser pour dimensionner, sous conditions de service, les ouvrages de soutènement ferroviaires.

Il faut certes souligner que les essais menés dans le cadre de ce travail ne concernent qu'une seule géométrie d'un ouvrage chargé à 90 kN, correspondant à la charge maximale reprise par une traverse de LGV, dans des conditions « contrôlées » par rapport à une structure réelle. Néanmoins, les essais menés au CER ont en premier lieu été l'occasion de dégager un certain nombre d'ordres de grandeur, jusque là peu connus, voire ignorés, au sein de la profession.

L'impact d'une surcharge de service sur l'ouvrage est négligeable. Les augmentations des tractions dans les armatures, liées à son application, ne valent que quelques pourcents des tractions engendrées par le poids propre de l'ouvrage. La déformation verticale du plot expérimental, au niveau des Structures Normale et Terre Armée, est de 0,003 % de la hauteur du massif, autrement dit négligeable dans les configurations envisagées. Les déplacements horizontaux du parement sont inférieurs à 0,02 mm. Pour ce niveau de surcharge, l'impact des cycles n'est pas décelable.

Le chargement à 850 kN permet de changer l'ordre de grandeur de la réponse de l'ouvrage. Les déplacements verticaux de la traverse passent de 2 à 10 mm, dont la moitié a un caractère permanent. La variation d'épaisseur de la sous-couche reste par contre très faible, inférieure à 0,1 mm. Le déplacement vertical de l'interface remblai – sous-couche atteint 2 mm ; il est donc multiplié par 20 par rapport à celui mesuré lors du chargement de service. Il représente alors 20 % de celui de la traverse. Lors de l'application de la charge, le déplacement de cet interface est identique dans le soutènement et dans le remblai. Les variations de traction mesurées dans la zone active de l'ouvrage sont multipliées là aussi par un facteur 20. Enfin, le déplacement maximal du parement avoisine 0,6 mm, à comparer avec la valeur de 0,02 mm relevée à 90 kN. L'application d'un chargement de 850 kN entraîne une réaction significative de l'ouvrage, avec

notamment des variations de traction dans les armatures qui sont du même ordre de grandeur que les tractions liées au poids propre du massif. Cependant, la stabilité de la structure n'est pas remise en question et les déformations verticales restent inférieures à 1 % de sa hauteur.

Les résultats obtenus, par exemple en terme de déplacement de l'interface remblai – sous-couche, tendent à prouver l'existence de deux gammes de surcharges. La première, allant de 90 kN à 450 kN, induit des déplacements, essentiellement réversibles, de la structure et proportionnels à la surcharge. Les cent cycles de chargement réalisés pour ces paliers n'ont pas non plus d'impact permanent sur l'ouvrage. Au-delà de 450 kN, les déplacements mesurés augmentent de manière importante. L'impact des cycles est multiplié par sept entre 550 et 850 kN. Pour ce dernier palier, le déplacement permanent représente 60 % de celui mesuré sous chargement monotone. Ce constat est le même pour les variations de tractions dans les armatures ; le changement de comportement de l'ouvrage aux alentours de 450 kN est encore plus marqué en ce qui concerne les déplacements horizontaux du parement. La valeur maximale du déplacement permanent mesurée après cent cycles, à savoir 0,7 mm, est supérieure à celle obtenue lors du chargement monotone qui était de 0,6 mm. Le caractère plastique de la réponse de la structure Terre Armée est plus marqué que celui de la Structure Normale, ce qui pourrait expliquer que les valeurs des déplacements verticaux soient plus importantes pour la structure Terre Armée.

La méthode de calcul proposée dans ce travail permet d'obtenir une estimation, sinon correcte, des déplacements et des variations de traction liés à l'application d'un chargement monotone, du moins satisfaisante pour un pré-dimensionnement. Elle mériterait d'être enrichie pour prendre en compte la non linéarité de la réponse du soutènement.

Comme pour l'expérimentation de Bourron Marlotte, le soutènement en Terre Armée n'a pas été endommagé par un chargement bien supérieur à celui pour lequel il a été dimensionné.

Les essais de chargement dynamiques menés au CER sont les premiers à mettre clairement en évidence l'influence de la fréquence de sollicitation sur la réponse d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée en vraie grandeur. Quelle que soit la variable physique observée, l'amplitude de sa variation dépend de la fréquence de chargement. Par contre, les différents éléments constitutifs du soutènement, à savoir le matériau de remblai, les armatures et le parement, présentent des sensibilités différentes selon la fréquence, ce qui implique que les amplitudes de variation maximales ne sont pas observées à une même fréquence de sollicitation. De plus, plusieurs modes de fonctionnement des armatures ont pu être mis en évidence. Ils

interviennent en fonction de la fréquence mais aussi de la position du point d'application de la charge. Pour des charges de service, l'impact des vibrations induites par la sollicitation sur les armatures est aussi important que celui lié à leur fonction de soutènement du massif de sol. Ce niveau de réponse de l'ouvrage peut s'expliquer par le faible niveau de sollicitation du chargement ferroviaire en comparaison des sollicitations engendrées par le compactage.

C'est aussi la première fois qu'un ouvrage en Terre Armée a été soumis à un chargement de type « double M », organisé autour de plusieurs fréquences. Leur association n'implique pas une sur-amplification de la réponse de l'ouvrage.

Par rapport à une sollicitation statique de même niveau de chargement, la réponse de l'ouvrage est amplifiée. Dans le cas présent, les déplacements verticaux de l'interface remblai sous-couche sont multipliés par deux, les variations de traction par trois et le déplacement horizontal maximal du parement par quatre. Les premiers avoisinent 0,2 mm, les seconds 0,2 kN aux points étudiés et le dernier 0,06 mm. Ces chiffres signifient que l'amplification est réelle et mesurable mais que la réponse de l'ouvrage reste très limitée, même vis-à-vis des seuils de déplacements de la voie imposés par la SNCF. Les valeurs d'alerte des défauts d'une voie classique sont de l'ordre de 10 mm pour le nivellement et le gauche sur 3 m.

Les essais de fatigue ont permis la simulation de sept années de trafic d'une LGV. Là encore, ces essais permettent d'accéder à un certain nombre d'ordres de grandeur inconnus jusqu'alors. Les déplacements verticaux de la traverse sont de 10 mm. La variation d'épaisseur de la sous-couche est de 0,3 mm. Le déplacement vertical de l'interface remblai – sous-couche vaut, pour la structure Terre Armée, 0,3 mm en valeur corrigée, à comparer aux 0,35 mm relevés sur la Structure Normale. Ces résultats signifient que le soutènement en Terre Armée ne se déforme pas plus que le remblai SNCF de référence et que le déplacement vertical final en tête du massif vaut moins de 5 % de celui de la traverse.

Les déplacements horizontaux du haut du parement vers l'aval avoisinent 0,2 mm. Ils diminuent avec la profondeur et l'éloignement de l'axe de symétrie du mur. L'impact des essais de fatigue sur les tractions dans les armatures dépend de la fréquence de sollicitation. A 16 Hz, les tractions diminuent dans le lit 1 et augmentent de quelques pourcents dans les lits 2 et 3. A 28 Hz, la diminution est générale pour l'ensemble des lits. Un glissement sol – armature associé à un relâchement des contraintes dans le sol mises en place par le compactage près du parement pourrait expliquer les évolutions conjointes de ces deux variables.

La fatigue amplifie de 20 % la réponse du soutènement au chargement statique de référence. Les évolutions des variables observées sont globalement faibles et les déformations verticales des deux structures ont atteint un palier avant la fin de essais de fatigue. Les résultats obtenus dans la partie supérieure de l'ouvrage sont d'ailleurs très influencés par les conditions d'essais. Les résultats expérimentaux obtenus ici ne sont donc pas incompatibles avec une utilisation de la Terre Armée comme soutènement d'une voie ferrée.

L'analyse des essais d'extraction aboutit à la conclusion que le coefficient de frottement apparent sol – armature est dégradé par les vibrations engendrées par le passage des trains, contrairement à la thèse proposée par Murray et al. (1979) et TAI (1994). Cette dégradation, valant 15 % pour le lit supérieur, s'atténue avec la profondeur et les valeurs de f^* obtenues ici sous vibration pour les premiers lits restent malgré tout très largement supérieures à celles imposées par la méthode de justification actuelle.

S'agissant du « volet calculs », le concours de prévisions a montré la difficulté actuelle de réaliser une simulation *a priori* d'un chargement statique de service d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée. Les résultats des participants étaient assez disparates, par ailleurs encourageants pour certains d'entre eux. Les modèles les plus proches des relevés expérimentaux donnaient des déplacements cinq fois supérieurs aux mesures.

La principale difficulté identifiée réside dans la modélisation de l'interface sol – armature, ce sur quoi a porté un travail de recherche ultérieur. Le concours de prévision a aussi montré que l'obtention de variations de traction dans les armatures correctes n'aboutissait pas forcément à des valeurs réalistes du déplacement du parement. Une fois le comportement sol – armature enrichi, notamment en intégrant les résultats des essais d'extraction, le modèle numérique simule correctement le chargement statique « 3 paliers ». La simulation du chargement statique à 850 kN a conforté ce résultat. La modélisation de l'ouvrage de Triel et la simulation du chargement à 77 kPa aboutissent eux aussi à des résultats satisfaisants.

Conformément à l'opinion défendue par Bastick (1985b), il est possible de simuler correctement le comportement d'un ouvrage de soutènement lorsqu'il est soumis à un chargement important, par exemple une culée de pont, même *a priori*. Par contre, il reste délicat de simuler un chargement statique ferroviaire qui n'engendre que de très petites déformations, d'autant plus que les valeurs des paramètres, notamment ceux de l'interface sol – armature, sont difficiles à déterminer.

La mise en œuvre du modèle physique de soutènement en Terre Armée élaboré pour les essais en centrifugeuse a été validée. Un système de mesure de déplacement sans contact par lumière structurée a été développé dans le cadre de cette thèse.

Plus généralement, même si cette thèse ne constitue qu'un premier pas vers la compréhension du comportement dynamique et à long terme des ouvrages en Terre Armée, et même s'il subsiste encore des zones à explorer sous sollicitation statique, il n'est apparu dans le cadre de ce travail aucun élément qui s'oppose formellement à l'utilisation de la Terre Armée comme soutènement d'une voie ferrée.

Trois axes prospectifs peuvent être dégagés, s'agissant des suites à donner à ce présent travail de recherche.

Le premier est, assez logiquement, de poursuivre l'étude du comportement des ouvrages en Terre Armée soumis à des surcharges statiques, limitées dans l'espace et qui ne sont pas accolées au parement, comme le sont par exemple les culées de ponts. Il conviendra alors de déterminer précisément les valeurs et positions des augmentations maximales de traction dans les armatures, démarche qui par ailleurs aboutirait probablement à une révision du mode actuel de calcul de la longueur d'adhérence. Il est raisonnable de penser que ces éléments dépendent de la géométrie de l'ouvrage, c'est-à-dire de la hauteur du parement et de la longueur des armatures, mais aussi de la forme et de la position de la surcharge ; cette dernière peut être utilement repérée par rapport au parement et aux bouts libres des armatures. L'intensité du chargement sera bien évidemment également à prendre en compte.

Cette démarche nécessiterait donc la réalisation de plusieurs études paramétriques. Il est tout à fait envisageable de mettre en œuvre une partie de celles-ci en s'appuyant sur une campagne d'essais en centrifugeuse, à l'aide du modèle d'ouvrage existant. Ces essais pourraient faire aussi l'objet d'une simulation numérique. Une fois le modèle convenablement calé, il serait alors possible d'étudier numériquement d'autres géométries d'ouvrages. Ce premier axe présente un intérêt plus scientifique que pratique, car il est toujours possible de prendre une surcharge semi-infinie, plus sécuritaire et donc pénalisante pour le dimensionnement, à moins que la profession n'exprime la volonté d'introduire un troisième type de surcharge dans la méthode de justification (NF P 94-270), de dimensions finies et éloigné du parement, pour un dimensionnement « au plus juste » des soutènements soumis à ce type de sollicitation.

Le deuxième axe va dans le sens d'un approfondissement de l'analyse du comportement dynamique et cyclique des ouvrages en Terre Armée, thématique par ailleurs beaucoup plus vaste que la précédente. Les deux premières phases du travail pourraient être consacrées à la recherche de la fréquence de résonance des ouvrages et à la simulation d'un chargement cyclique de 180 kN, poids d'un essieu de TGV, sur un panneau de voie complet. Sous réserve du bon fonctionnement du système de chargement cyclique de la centrifugeuse, la modélisation physique est un outil là encore adapté à cette démarche, notamment pour l'aspect fatigue.

Une autre piste de recherche serait l'instrumentation d'un ouvrage réel sous une voie ferrée en service, démarche appropriée pour recueillir des « valeurs de terrain ». Cependant, le délai de plusieurs années séparant la mise en œuvre de l'ouvrage et l'ouverture de la ligne d'une part, et la difficulté d'adapter l'exploitation de la ligne pour intégrer des convois spécifiquement dédiés à l'étude, d'autre part, rendent relativement délicate la programmation d'une telle expérimentation.

Enfin, le troisième axe réside dans l'élargissement de cette recherche aux soutènements faisant appel à des renforcements constitués de matériaux géosynthétiques.

Bibliographie

Abdelouhab A., Dias D., Freitag N., 2009. “*Reinforced Earth Walls: Reinforced segmental retaining walls: physical and analytical modelling of geosynthetic pull-out behaviour*”. Geotextiles & Geomembranes. A paraître.

AAENPC, 1975. “*Dimensionnement des ouvrages en terre armée – murs et culées de ponts*”. Association Amicale des Ingénieurs Anciens de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, LCPC, Paris.

AFNOR, 1992a. “*Exécution des terrassements, Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d’infrastructure routière*”. NF P 11-300, Septembre 1992, Paris, France.

AFNOR, 1992b. “*Matériel de construction et d’entretien des routes, Compacteurs Classification 3*”. NF P98-736, Septembre 1992, Paris, France.

AFNOR, 1998. “*Renforcement des sols – Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples*”. NF P 94-220-0, Juin 1998, Paris, France.

AFNOR, 2009. “*Calcul géotechnique – Ouvrage de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué*”. NF P 94-270, Juillet 2009, La Plaine Saint-Denis, France.

Bastick M., 1983. “*Finite Element study of reinforced earth structures, ROSALIE – 1983 (I – 10.5 meter walls with short strips)*”. Rapport Interne, Terre Armée International.

Bastick M., 1985a. “*Reinforced Earth Abutments – Research Model and Full-Scale Structures*”. Rapport Interne, Terre Armée International.

Bastick M., 1985b. “*Finite Element study of reinforced earth structures, ROSALIE – 1983 (III – effect of surcharge)*”. Rapport Interne, Terre Armée International.

Bastick M., 1987. “*L’apport de la méthode des éléments finis à l’étude du comportement des ouvrages en Terre Armée*”. Journées d’études sur l’utilisation de la méthode des éléments finis dans les projets de Géotechnique, Paris, pp. 257-263.

Bastick M., Schlosser F., 1986. “*Comportement et dimensionnement dynamiques des ouvrages en terre armée*”. Premier Colloque National de Génie Parasismique, St Rémy les Chevreuses, Vol. 2, pp. 59-68.

Bastick M., Schlosser F., Amar S., Canepa Y., 1989. “*Instrumentation d’un mur expérimental en terre armée à armatures courtes*”. Comptes Rendus du Douzième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Rio de Janeiro, vol. 2, pp. 1221-1222.

Bastick M., Schlosser F., Amar S., Canepa Y., 1991. “*Efforts et déformations dans une culée expérimentale en Terre Armée*”. Déformation du sol et déplacements des structures, Comptes Rendus de la dixième conférence européenne de mécanique des sols et des travaux de fondations, Firenze, Italie, pp.661-664.

Bastick M., Schlosser F., Segrestin P., Amar S., Canepa Y., 1993. “*Experimental reinforced earth structure of Bourron-Marlotte: slender wall and abutment test*”. Comptes Rendus du Colloque Renforcement des sols : expérimentations en vraie grandeur des années 80, Paris, pp. 201-228.

Benhamida B, 1998. “*Modélisation numérique des murs en sol cloué : Application aux calculs en déformation des murs expérimentaux en vraie grandeur Nos. 1 et 2 du Projet National CLOUTERRE*”. Thèse de doctorat de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Bennis M, 2003. “*Un modèle multiphasique pour le calcul des ouvrages renforcés par inclusions, avec prise en compte de l’interaction matrice/inclusions*”. Thèse de doctorat de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Breugnot A., Boutonnier L., 2009. “*Modélisation continue tridimensionnelle du comportement mécanique d’un mur en Terre Armée*”. Revue Française de Géotechnique, n°219, 4^{ème} trimestre.

de Buhan P., Bourgeois E., Hassen G ., 2008. “*Numerical simulation of bolt-supported tunnels by means of a multiphase model conceived as an improved homogenization procedure*”. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanic, Vol. 32, pp. 1597-1615.

de Buhan P., Sudret B., 1999. “*A two-phase elastoplastic model for unidirectionally-reinforced materials and its numerical implementation*”. European Journal of Mechanics – A/Solids, Vol.18, 6, pp. 995-1012.

Charles I, 2008. “*Essai de cisaillement direct avec la boîte de grande dimension du CER*”. Rapport interne, V1.0, CETE N-C/CER.

CEBTP, 1975. “*Procès verbal d’essais - Mur expérimental de Triel sur Seine*”. Rapport Interne. Paris.

CEDEX, ADIF, 2005. “*SUPERTRACK, Final Report - Instrumentation, monitoring and physical modelling of high-speed line*”. Madrid, Espagne, www.supertrack.no.

Chida S., Minami K. 1980. “*Reinforced Earth Technique; its Outline an Laboratory Test*”. Publication interne du ministère des Travaux Publics Japonais.

Chebli H., Clouteau D., Schmitt L., 2008. “*Dynamic response of high-speed ballasted railway tracks: 3D periodic model and in situ measurements*”. Soil Dynamics and Earthquake Engineering n°28, pp. 118-131.

Corté J.-F., 1977. “*La méthode des éléments finis appliquée aux ouvrages en terre armée*”. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°90, juil.-août 1977, pp. 37-48.

Corté J.-F., 1989a. “*L’essor de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique*”. Revue Française de Géotechnique, n°48, pp 7-13.

- Corté J.-F.**, 1989b. “*Essais sur modèles réduits en géotechnique*”. Comptes Rendus du Douzième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Rio de Janeiro, vol. 4, pp. 2553-2571.
- Creath K.**, 1994. “*Phases shifting holography interferometry*”. Holographic Interferometry, n°68, pp. 151-212, Springer Series in Optical Science, P.K. Rastogi editor.
- Dhouib A.**, 1994. “*Comportement et dimensionnement des ouvrages en Terre Armée sous actions dynamiques*”. Revue Française de Géotechnique, n°67, pp. 55-62.
- Dias D., Abdelouhab A.**, 2009. “*Modélisation numérique tridimensionnelle de murs en Terre Armée. Confrontation à une modélisation physique en vraie grandeur*”. Revue Française de Géotechnique, n°219, 4^{ème} trimestre.
- Elias V., Egan P.D.**, 1985. “*Use of Reinforced Earth for Retained Embankments in Railroad Applications*”. Transportation Research Record, n°1030, pp. 21-28.
- Esveld C.**, 2001. “*Modern Railway Track*”. 2^{ème} Edition, MRT-Productions. Pays-Bas.
- Floss R., Thamm B.R.**, 1979. “*Field measurements of a reinforced earth retaining wall under static and dynamic loading*”. Comptes rendus du Colloque International sur le Renforcement des Sols : terre armée et autre technique, Paris, 1979, Vol III, pp. 183-188.
- Fragaszy, R.J., Purcell M., Olen K.L., Brownell K.C.**, 1994. “*Assessing the reliability of results in a dynamic centrifuge test*”. Comptes rendus de la conférence Centrifuge 94, Balkema Edition, Singapour, pp. 313-318.
- Froumentin M., Hosseingholian M., Mercadier D., Charles I.**, 2008. “*Comportement des ouvrages sous charges ferroviaire – Application au cas de ouvrages de soutènement en sol renforcé et en remblai*”. Rapport interne, V2.0, CETE N-C/CER.
- Garnier J.**, 1995. “*Modèles réduits en mécanique des sols*”. AUGC – Les modèles réduits en Génie Civil, Nantes, pp.21-44.
- Garnier J., Cottineau L.-M.**, 1988. “*La centrifugeuse du LCPC : moyens de préparation des modèles et instrumentation*”. Compte rendu du Colloque International Centrifuge 88, Jean-François Corté éditeur, Paris, France, pp. 83-92.
- Garnier J., Gaudin C., Springman S.M., Culligan P.J., Goodings D., König D., Kutter B., Phillips R., Randolph M.F., Thorel L.**, 2007. “*Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling*”. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 7, n°3, pp. 1-24.
- Garnier J., König D.**, 1998. “*Scale effects in piles and nails loading tests in sand*”. Compte rendu du Congrès International Centrifuge 98, Tokyo, Japan, Balkema Edition, pp. 83-92.

Gaudin C., 2002. “*Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement autostable – application à l'étude de l'interaction écran-fondation*”. Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes.

Goyat Y., Muzet V., Guillard Y., Thorel L., Gaudicheau P., Vincelas G., 2003. “*La lumière structure appliquée au Génie Civil : mesure des déplacements sans contact*”. Journée Sciences de l'Ingénieur, LCPC, Dourdan, pp. 347-352.

de Grande G., Lombaert G., 2000. “*High-speed train induced free filed vibrations: in situ measurements and numerical modelling*”. Proceedings of the International Workshop Wave 2000, Wave propagation, Moving load, Vibration reduction, Ruhr University Bochum, Germany, Balkema Edition, pp. 29-41

Hassen G., de Buhan P., 2005. “*A two-phase model and related numerical tool for the design of soil structures reinforced by stiff linear inclusions*”. European Journal of Mechanics – A/Solids, Vol. 24, pp. 987-1001.

Hatami K., Bathurst R.J., 2005. “*Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress condition*”. Canadian Geotechnical Journal, vol. 42, n°4, pp. 1066-1085.

Hatami K., Bathurst R.J., 2006. “*Numerical Model for Reinforced Soil Segmental Wallas under Surcharge Loading*”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, June 2006, pp. 673-684.

Houy A., 1986. “*Dimensionnement des ouvrages en palplanches en acier*”. Imprimerie Gueblez – Metz.

Itoh K, Koda M., Lee K.I., Murata O., Kusakabe O., 2002. “*Centrifugal Simulation of wave propagation using a multiple ball dropping system*”. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, vol. 2, pp. 33-51.

Itoh K, Zeng X., Koda M., Murata O., Kusakabe O., 2005. “*Centrifuge Simulation of Wave Propagation due to Vertical Vibration on Shallow Foundations and Vibration Attenuation Countermeasures*”. Journal of Vibration and Control, vol. 11, pp.781-800.

Juran I., 1977. “*Dimensionnement interne des ouvrages en terre armée*”. Thèse de doctorat de l'Université Paris VI.

Katzenbach R., Ittershagen M., 2005. “*New developments in soil improvement under railway lines on soft soil*”. The 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japon, pp. 1207-1210.

Kreis T., 1994. “*Computer-aided evaluation of holographic interferograms*”. Holographic Interferometry, n°68, pp. 151-212, Springers Series in Optical Science, P.K. Rastogi editor.

- Laue J., Jessberger H.L.,** 1994. “*Behaviour of foundation systems in sand with dynamic sinusoidal loadings*”. Comptes rendus de la conférence Centrifuge 94, Balkema Edition, Singapour, pp.265-270.
- LCPC et SETRA,** 1991. “*Les ouvrages en terre armée – Recommandations et règles de l’art*”. Paris, Réimpression de Juillet 1991, France.
- LCPC et SETRA,** 1992. “*Réalisation des remblais et des couches de forme, Principes généraux et annexes techniques*”. Guide Technique, Paris, France.
- LCPC et SETRA,** 1994. “*Remblayage des tranchées et réfection des chaussées*”. Guide Technique, Paris, France.
- Lieberenz K., Weisemann U.,** 2002. “*Geosynthetics in dynamically stressed earth structures of railway lines*”. Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics., Delmas, Gourc & Girard (eds), pp. 1183-1189.
- Macy Jr. W., Macy W.,** 1983. “*Two dimensional fringe-pattern analysis*”. Applied Optics, n°22.
- Madani C., Long N.T., Legeay G.,** 1979. “*Comportement dynamique de la terre armée à l’appareil triaxial*”. Compte rendu du Colloque International sur le Renforcement des Sols : terre armée et autres techniques, Paris, 1979, Vol I, pp. 83-88.
- Manzanas J., Moreno J., Cuellar V., Andreu M.A., Navarro F.,** 2007. “*CEDEX’s experimental facility for testing railway tracks*”. Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, pp. 2037-2055.
- Marten S,** 2005. “*Etude méthodologique et expérimentale sur le comportement des écrans de soutènement*”. Thèse de doctorat de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Mayne P.W., Kulhawy F.H.,** 1982. “*K₀ – OCR relationships in soils*”. Journal of geotechnical engineering division, ASCE, vol. 12, n°1, pp. 142-146.
- Mercadier D., Froumentin M.,** 2009. «*Comportement des ouvrages sous charges ferroviaire – Application au cas de ouvrages de soutènement en sol renforcé et en remblai – Rapport complémentaire sur les essais d’extraction d’armature*”. Rapport interne, V0.1, CETE N-C/CER.
- Mestat Ph.,** 1997. “*Maillage d’éléments finis pour les ouvrages de géotechnique – Conseils et recommandations*”. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°212, pp. 39-64.
- Mestat Ph., Berthelon J.P,** 2001. “*Modélisation par éléments finis des essais sur fondations superficielles à Labenne*”. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°234, pp. 57-78.
- Murray R.T., Carder D.R., Krawczyk J.V.,** 1979. “*Pull-out tests on reinforcements embedde in uniformly graded sand subject to vibration*”. Design parameters in geotechnical engineering, Proceedings of the 7th European Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 3, pp. 115-120.

Nagao A., Kitamura T., Mizutani J., 1988. “*Field experiment on reinforced earth and its evaluation using FEM analysis*”. International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japon, pp. 329-334.

Norges Geotekniske Institut, 2005. “*Sustained Performance of Railway Track (SUPERTRACK) – Final Report*”. Norvège, www.supertrack.no.

Philips E., 1869. “*De l'équilibre des solides élastiques semblables*”. Comptes-rendus hebdomadaires des séances de l'Académie des Sciences, Vol. 8, n°2, pp. 75-79.

Profillidis V.A., 2006. “*Railway management and engineering*”. Third Edition. Ashgate Publishing Limited, Angleterre.

Profillidis V.A., Humbert P., 1986. “*Etude en élastoplasticité par la méthode des éléments finis du comportement de la voie ferrée et de sa fonction*”. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°141, pp. 13-19.

Recommandations CLOUTERRE, 1991. “*Recommandations CLOUTERRE pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*”. Paris, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Reiffsteck P., Arbaut J., Sagnard N., Khay M., Subrin D., Chapeau C., Levacher D., 2007. “*Mesures en laboratoire du comportement mécanique des sols hétérogènes*”. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°268-269, pp. 1-23.

Reiffsteck P., 2007. “*Cours de Terre Armée*”. ENS-Cachan, année 2007-2008.

Remaud, D., 1999. “*Pieux sous charges latérales : Etude expérimentale de l'effet de groupe*”. Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes.

Rospars C., Bourgeois E., de Buhan P., Humbert P., 2004. “*Modélisation numérique de la construction d'un mur expérimental en Terre Armée à Bourron Marlotte à l'aide d'un modèle homogénéisé*”. Colloque International de Géotechnique, Beyrouth, pp. 275-280.

Rosquoët F., 2004. “*Pieux sous charge latérale cyclique*”. Thèse de l'Ecole Centrale de Nantes et Université de Nantes.

Schlosser F., 1979. General Reporter “*Compte rendu de la discussion sur les sols renforcés*”. Design parameters in geotechnical engineering, Proceedings of the 7th European Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 4, pp. 284-297.

Schlosser F., Elias V., 1978. “*Friction in reinforced earth*”. Proceeding of the symposium on earth reinforcement, ASCE, Pittsburg, pp 735–763.

Schlosser F., Guilloux A., 1981. “*Le frottement dans le renforcement des sols*”. Revue Française de Géotechnique, n°16, Août 1981, pp. 65-77.

- Scott R.F.**, 1989. “*Essais en centrifugeuse et technique de modélisation*”. Revue Française de Géotechnique, n°48, pp. 15-34.
- Selig E.T., Waters J.M.**, 1994. “*Track geotechnology and substructure management*”. Thomas Telford Ed. Angleterre.
- Sellali-Haraigue N.**, 1999. “*Modélisation des contacts dans le calcul tridimensionnel des ouvrages géotechniques*”. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Sere A.**, 1995. “*Ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête : comportement et dimensionnement*”. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Siemer Th., Jessberger H.L.**, 1994. “*Wave propagation and active vibration control in sand*”. Comptes rendus de la conférence Centrifuge 94, Balkema Edition, Singapour, pp.307-312.
- SNCF**, 1985. “*Ouvrages en Terre Armée*”. IN0203 (anciennement Notice Générale – EF 2 B 21 n°1), Paris, France.
- SNCF**, 1996. “*Dimensionnement des structures d'assise pour la construction et la réparation des voies ferrées*”. Notice Générale EF 2 C 20 n°3, version de février 1996. Paris. France
- SNCF**, 1999. “*Spécifications techniques pour la fourniture de granulats utilisés pour la réalisation et l'entretien de voies ferrées*”. IN 0091, Mars 1999, Paris, France.
- SNCF**, 2000. “*Normes de maintenance de la géométrie et d'écartement pour lignes classiques, LGV parcourues à $V \leq 220$ km/h et voies de service avec circulations de matières dangereuses ou situées dans un environnement particulier*”. Référentiel Infrastructure, Procéduren, IN 1895 (EF 02 C 31), Saint-Denis, France.
- SNCF**, 2005a. “*Livret 2.01 – Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixte - Cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux d'ouvrages d'art et autres constructions*”. Saint-Denis, version d'octobre 2005.
- SNCF**, 2005b. “*SUPERTRACK, Final Report 1 – Track Measurement in Beugnâtre*”. Paris. France.
www.supertrack.no.
- Soyez L., Bourgeois E.**, 2009. “*Etude du comportement d'un mur en Terre Armée : rôle de l'interface sol/armature dans la modélisation*”. Revue Française de Géotechnique, n°219, 4^{ème} trimestre.
- Soyez L., Le Kouby A.**, 2009. “*Concours de prévision du comportement d'un mur en Terre Armée en vrai grandeur*”. Revue Française de Géotechnique, n°219, 4^{ème} trimestre.
- Soyez L., Le Kouby A., Mestat P., Hosseingholian M., Champion G.**, 2009. “*Comportement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé soumis à des sollicitations de type ferroviaire*”. The 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Octobre 2009, Alexandrie, Egypte.

Sudret B., 1999. “*Modélisation multiphasique des ouvrages renforcés par inclusions*”. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Sudret B., de Buhan, P 1999. “*Modélisation multiphasique de matériaux renforcés par inclusions linéaires*”. C. R. Acad. Sci. Paris, t. 327, Série IIb, pp. 7-12.

Takeda M., Kobayashi S., 1981. “*Fourier-Transform method of fringe pattern analysis for computer-based topography and interferometry*”. Journal of the Optical Science, n°75, pp. 156-160.

TAI, 1994. “*The design of reinforced earth structures supporting railway lines – A Technical Bulletin complementary to Documentary File n°4 (Novembre 1987)*”. Rapport Interne.

Thamm B.R., 1981. “*Messungen an einer Stützkonstruktion aus Bewehrte Erde unter statischer und dynamischer Belastung*”. Geotechnik, Jahrgang 4, Heft 4, pp. 179-183.

Thorel L., Garnier J., 2002. “*Des « g » aux techniques de modèle*”. Vidéo de 19 minutes, réalisation LCPC.

Thorel L., Rault G., Garnier J., Murillo C., Gaudicheau P., Néel A., Favraud C., 2008. “*Mesures en macrogravité sur modèles réduits d'ouvrages géotechniques*”. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°273, pp. 93-131.

Unterreiner, 1994. “*Contribution à l'étude et à la modélisation numérique des sols cloués : application au calcul en déformation des ouvrages de soutènement*”. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Verrier G., 1979. “*Construction d'un remblai en terre armée sous une voie ferrée*”. Compte rendu du Colloque International sur le Renforcement des Sols : terre armée et autres techniques, Paris, 1979, Vol II, pp. 385-390.

Wolfe W.E., Rea D., 1978. “*The Effect of Vertical Motion on the Seismic Stability of Reinforced Earth Walls*”. Proceeding of the symposium on earth reinforcement, ASCE, Pittsburg, pp 856–879.

Wong H., Trompille V., Dias D., 1999. “*Déplacements du front d'un tunnel renforcé par boulonnage prenant en compte le glissement boulon-terrain : approches analytique, numérique et données in situ*”. Revue Française de Géotechnique, n°89, 4^{ème} trimestre, pp. 13-28.

Yoo N.J., Ko H.-Y., 1991. “*Centrifuge modelling of reinforced earth retaining wall*”. Comptes rendus de la Conférence Centrifuge 91, Balkema Edition, Boulder, Colorado, pp. 325-332.

Annexes

Annexe 1

Liste des ouvrages en Terre Armée sous
voie ferrée

Cette annexe est une liste fournie par la société Terre Armée International. Le tableau 1 concerne les voies de fret, le tableau 2 concerne les voies à grande vitesse et le tableau 3 concerne les voies classiques de voyageurs. A part la catégorie de voie, on ne connaît rien des caractéristiques géométriques des ouvrages (hauteur du mur, distance entre la voie et le parement,...).

Ces tableaux datent de 2002 et montrent que cette solution technique est déjà largement utilisée dans le contexte ferroviaire et, à ce jour, aucun sinistre important n'a été signalé.

Tableau 1. Voies de Fret reposant sur un mur en Terre Armée

Fret			
Date de construction	Projet	Propriétaire	Pays
1973	Newcastle Street Extension	Georgia DOT	Brunswick, Georgia, U.S.A.
1975	Owensboro Riverport	Owensboro Riverport	Owensboro, Kentucky, U.S.A.
1975	Port Bou Railway Station	Rente	Port Bou, Espagne
1978	Tavistock Mines	Tavistock Colliery	Afrique du Sud
1980	Clinchfield Railroad	Clinchfield Railroad	Caroline du Nord, U.S.A.
1981	Clare Road Overcrossing	Australian National	Australie
1982	Torrrens River Overcrossing	Australian National	Adelaide, Australie
1983	Joseph McNeil Generating	Burlington Elect. Dept.	Burlington, Vermont, U.S.A.
1984	Conrail UG Bridge 183	Conrail	Cleveland, Ohio, U.S.A.
1984	Granville to Westmead Rail	State Rail Authority	Sydney, Australie
1984	CSX Rail	MARTA	Atlanta, Georgie, U.S.A.
1985	Fepasa-Capivari	Capivari	Capivari, Brésil
1985	Hebung Der Emschertalbahn	Bergbau Ag Lippe	Gelsenkirchen, Allemagne
1985	Mona Vale Rail Bridge	State Rail Authority	Sydney, Australie
1986	Gare De Strasbourg-Nendorf	SNCF	Strasbourg, France
1987	Route 580, Caltrans	Southern Pacific RR	Richmond, Californie, U.S.A.
1987	Wollensberger Road	Rio Grand/Santa Fe RR	Castle Rock, Colorado, U.S.A.
1993	SFRR Yard	Sante Fe Railroad	Fort Worth, Texas, U.S.A.
1994	Brittan Howard	Caltrain	San Francisco, Californie, U.S.A.
1994	San Bernardino Flyover	Metrolink	San Bernardino, Californie, U.S.A.
1994	SFRR/Terrison Connection	Santa Fe Railroad	Dallas, Texas, U.S.A.
1995	Capital Ave. Bridge	Burlington Northern	Grand Island, Nébraska, U.S.A.
1995	Route 3/3A	Improvements Mass Bay Transit	Kingston, Massachusetts, U.S.A.
1996	New Dock Street	Port de Los Angeles	Los Angeles, Californie, U.S.A.
1996	South Street	Union Pacific Railroad	Long Beach, Californie, U.S.A.
1999	Big Brown Rail Spur	TU Electric Co.	Fairfield, Texas, U.S.A.
1999	Ralston/Harbor/Holly Streets	Caltrain	San Francisco, Californie, U.S.A.
2000	Redondo Junction	Alameda Corridor	Los Angeles, Californie, U.S.A.

Tableau 2. Voies voyageurs à grande vitesse

Voie à grande vitesse			
Date de construction	Projet	Propriétaire	Pays
1983	Namaze	Japan National Railways	Takarazuka-Shi, Japon
1986	Shinkansen Shin Onomichi	Japan National Railways	Onomichi-Shi, Japon
1987	Madrid-Sevilla, Section 1	TAV - Renfe	Majorabique, Espagne
1987	Shinkansen Mikawa - Anjyo	Japan National Railways	Anjyo City, Japon
1987	Shinkansen Ohmihachiman	Japan National Railways	Kyoto, Japon
1988	Tsugaru-Kaikyou Line	Japan National Railways	Tsugara, Japon
1989	The Folkestone Terminal Eurostar	UK-France Intercon'l	Folkstone, Royaume-Uni
1992	Madrid-Sevilla, Section 2	TAV - Renfe	Majorabique, Espagne
1992	Madrid-Sevilla, Miraflores Rd.	TAV - Renfe	Majorabique, Espagne

Tableau 3. Voies voyageurs classiques

Voie voyageurs classique			
Date de construction	Projet	Propriétaire	Pays
1975	Puente Sobre Rio Nora	TAV - Renfe	Lugones, Espagne
1976	Odawara	Japan National Railways	Odawara-Shi, Japon
1977	Cergy Pontoise	SNCF	Cergy Pontoise, France
1978	Lutwyche Road	Queensland Railways	Brisban (Queensland)
1979	Niigata Depot	Japan Railway Construction	Niigata - Shi, Japon
1980	Echangeur de Fontaine	S.T.I.C.	Charleroi, Belgique
1980	Fujigawa Nakama Yokotori	Gifo Construction Bureau	Fuji City, Japon
1980	Ritto Maintenance Base	Osaka Construction Bureau	Ritto-Cho, Japon
1981	Gelden Huis Siding	South Africa Transport Service	Germiston, Afrique du sud
1982	Ossory Road	Irish Railways	Dublin, Irlande
1982	Tolka Bridge	Irish Railways	Dublin, Irlande
1983	Dade County Transit	DCT Administration	Dade County, Floride, U.S.A.
1983	Fairview	Irish Railways	Dublin, Irlande
1983	METRO Vienna Station	Washington METRO	Washington, D.C., U.S.A.
1983	N.E. LRT Bow River Bridge	City of Calgary	Calgary (Alberta), Canada
1983	Namaze	Japan National Railways	Takarazuka-Shi, Japon
1984	Gare De Conflans Fin D'oise	SNCF	Conflans Ste Honorine, France
1984	MARTA Chamblee Station	MARTA	Atlanta, Georgie, U.S.A.
1985	Grandview Guideway	British Columbia Transit	Vancouver (B.C.), Canada
1985	Princes Highway	State Rail Authority	Unanderra, Australie
1986	Linea FF-SS Udine-Tarvisio	Asfalti Sintex SpA	Gemona del Friuli, Italie
1986	Metro de Caracas	Metro de Caracas	Venezuela
1986	North West LRT	City of Calgary	Calgary (Alberta), Canada
1986	Shinkansen Shin Onomichi	Japan National Railways	Onomichi-Shi, Japon
1987	Madrid-Sevilla, Section 1	TAV - Renfe	Majorabique, Espagne
1987	Shinkansen Mikawa - Anjyo	Japan National Railways	Anjyo City, Japon
1987	Shinkansen Ohmihachiman	Japan National Railways	Kyoto, Japon

Tableau 3 (suite). Voies voyageurs classiques

Voie voyageurs classique			
Date de construction	Projet	Propriétaire	Pays
1988	Columbia River	Tri Met	Portland, Oregon, U.S.A.
1988	Sacramento Transit	Sacramento Regional Transit	Sacramento, California, U.S.A.
1988	Tsugaru-Kaikyo Line J	Japan National Railways	Tsugara, Japon
1989	The Folkestone Terminal	Eurostar, UK-France Intercon'l	Folkestone, Royaume-Uni
1989	Route 87	Guadalupe Corridor Light Rail	San Jose, Californie, U.S.A.
1990	MARTA Avondale Station	MARTA	Atlanta, Georgie, U.S.A.
1990	METRO E9A over CSX	Washington METRO	College Park, Maryland, U.S.A.
1992	Madrid-Sevilla, Section 2	TAV - Renfe	Majorabique, Espagne
1992	Madrid-Sevilla, Miraflores Rd.	TAV - Renfe	Majorabique, Espagne
1992	Metro Green Line	Metrolink	Los Angeles, Californie, U.S.A.
1994	MAC-RTD	RTD	Denver, Colorado, U.S.A.
1994	Sunset Highway	Tri Met	Portland, Oregon, U.S.A.
1995	Banfield LRT	Tri Met	Portland, Oregon, U.S.A.
1995	DART SOC-2	DART	Dallas, Texas, U.S.A.
1996	Cleveland RTA - 32F	Cleveland RTA	Cleveland, Ohio, U.S.A.
1996	DART NC-2	DART	Dallas, Texas, U.S.A.
1996	DART NC-1D	DART	Dallas, Texas, U.S.A.
1999	Portland Airport LRT	TriMet	Portland, Oregon, U.S.A.
1999	RTD Line Segment 2	RTD	Denver, Colorado, U.S.A.
1999	RTD Line Segment 4	RTD	Denver, Colorado, U.S.A.
2000	DART G-2	DART	Dallas, Texas, U.S.A.
2000	DART NC-4	DART	Dallas, Texas, U.S.A.
2001	DART G-3	DART	Dallas, Texas, U.S.A.
2001	DART NC-3	DART	Dallas, Texas, U.S.A.
2001	METRO Yard	Washington METRO	Washington, D.C., U.S.A.
2001	Airport Max Extension	TRI MET	Portland, Oregon, U.S.A.
2001	Hiawatha LRT Airport to Metrodome	City of Minneapolis	Minneapolis, Minnesota, U.S.A.

Annexe 2

Dimensionnement du soutènement du CER
(document Terre Armée)


```
*****
*
*   Terre Armée : Programme Valdez
*
*
*                               v2.8
*
*****
```

N° Affaire : these
=====

Nom : H=3.73m
=====
Armatures minimale

Etabli par : EL
=====

```
*****
*   1 .  DONNEES GENERALES
*
*****
```

1 . 1 TYPE D'OUVRAGE :

Durée de service : 5 ans
Site : Sans eau
Niveau de sécurité: Défini par l'utilisateur

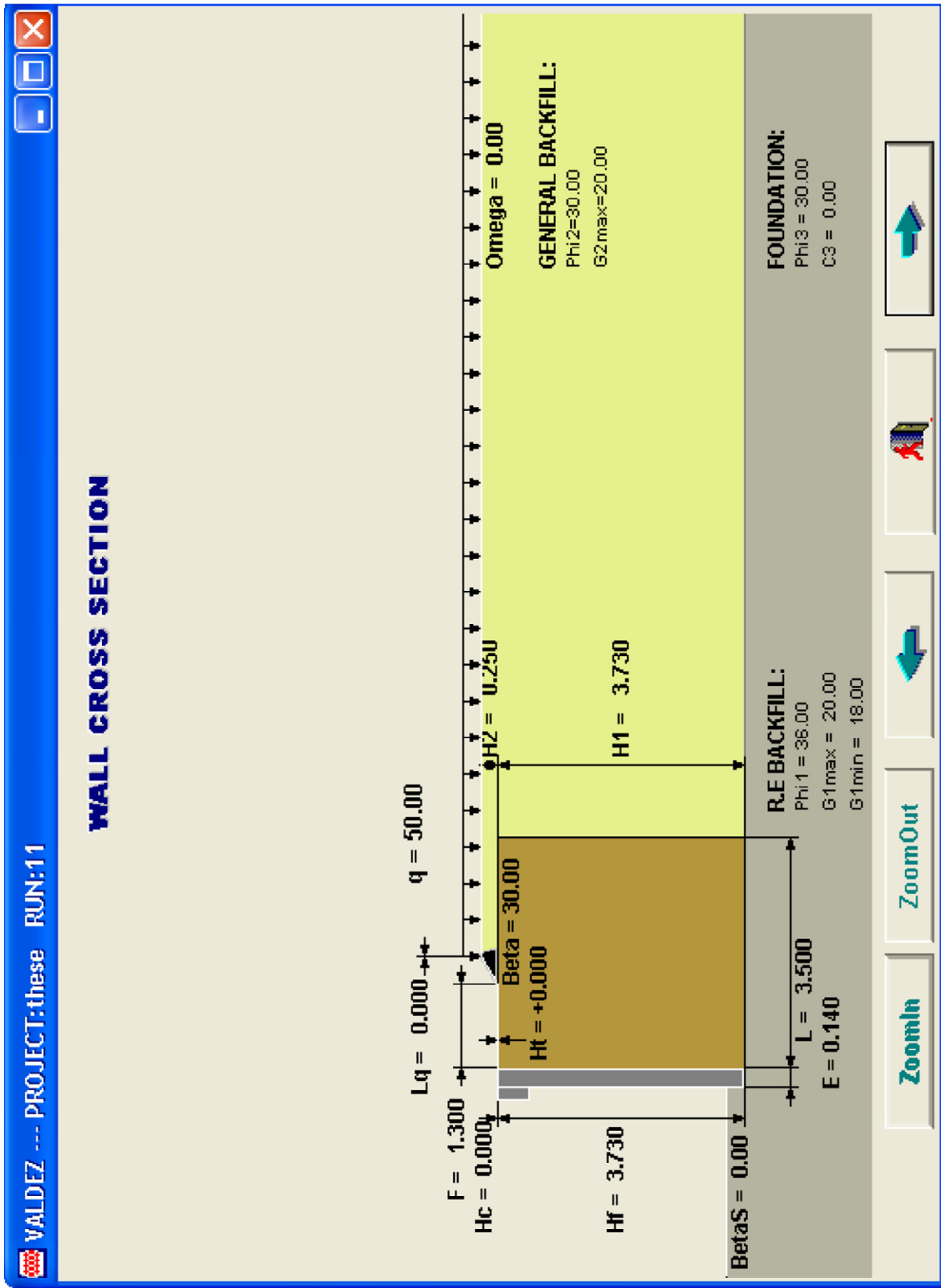
1 . 2 ARMATURES :

Protection : Galvanisation

type 1: HAR 45x5

Nuance	:	530.0 MPa	Tensions admissibles :
Largeur	b :	45.0 mm	
Epaisseur	eo :	5.0 mm	pleine section Tr : 113.21 kN
Epaisseur sacrif. es :	0.0 mm		parement Tro : 113.21 kN

1 . 3 PAREMENT : TERRACLASS



```
*****
*           2 . SECTION 11           *
*****
```

2 . 1 DONNEES SUR LA SECTION :

2 . 1 . 1 GEOMETRIE :

MASSIF

hauteur parement	Hf : 3.730 m	hauteur massif	H1 : 3.730 m
hauteur couronnement	Hc : 0.000 m	hauteur garde corps	Ht : 0.000 m
hauteur talus	H2 : 0.25 m		
pen­te talus	beta : 30.00°	pen­te terre-plein	omega : 0.00°
retrait talus	F : 1.30 m	pen­te au pied	beta_s : 0.00°

Longueur armatures : 3.50 m

SURCHARGES

Valeur q	: 50.00 kPa	Position Lq	: 0.00 m
Type	: surcharge routière		

2 . 1 . 2 CARACTERISTIQUES DES SOLS :

REMBLAI TERRE ARMEE

Poids volumique	gamma1 maxi : 20.00 kN/m3	Frottement	phi1 : 36.00°
	gamma1 mini : 18.00 kN/m3		

REMBLAI

Poids volumique	gamma2 : 20.00 kN/m3	Frottement	phi2 : 30.00°
-----------------	----------------------	------------	---------------

FONDATION

Cohésion	C3 : 0.00 kPa	Frottement	phi3 : 30.00°
----------	---------------	------------	---------------

2 . 1 . 3 POUSSEE :

Inclinaison de la poussée à l arrière du mur T.A. delta = 11.55°

Coefficients de poussée:

K2x = 0.000 K2y = 0.306 (Statique)

2 . 2 ELEMENTS PERMETTANT LA VERIFICATION DE LA STABILITE EXTERNE

2 . 2 . 1 SOLLICITATIONS DU SOL DE FONDATION :

combi	Rv kN/m	Rh kN/m	M kNm/m	qréf kPa	2.x m
1	391.71	107.13	662.00	115.89	3.38
2	275.22	107.13	366.42	103.36	2.66
3	291.17	47.48	492.78	86.02	3.38

Fiche minimale = 0.40 m

2 . 2 . 2 GLISSEMENT SUR LA BASE ET RENVERSEMENT (à titre indicatif) :

combi	GLISSEMENT SUR LA BASE			RENVERSEMENT	
	Coef. de surdim. gliss. massif	gliss. fond.	valeur minimale phi(°)	Cohésion(kPa)	Coef. de surdim.
1	2.66	2.11	15.30	-	4.64
			-	29.43	
2	1.87	1.48	21.27	-	3.02
			-	29.43	

2 . 3 STABILITE INTERNE

Largeur de calcul : 3.00 m

2 . 3 . 1 RUPTURE DES ARMATURES - TRACTION AU PAREMENT : Coef. de surdim.

lit	z m	Sv m	K	armature		combi	sigmah kPa	Tm kN	To kN	Tr/Tm	Tro/To	
				type	N							
1	0.365	0.740	.403	1	4	1	10.47	5.81	4.94	19.48	22.91	A4
						2	3.49	1.94	1.64	58.50	68.82	
2	1.115	0.750	.384	1	4	1	16.04	9.02	7.67	12.55	14.76	A4
						2	9.30	5.23	4.44	21.65	25.47	
3	1.865	0.750	.365	1	4	1	21.81	12.27	10.43	9.23	10.85	A4
						2	15.45	8.69	7.38	13.03	15.33	
4	2.615	0.750	.346	1	4	1	27.90	15.69	13.93	7.21	8.12	A4
						2	22.17	12.47	11.08	9.08	10.22	
5	3.365	0.740	.327	1	4	1	34.48	19.14	18.43	5.92	6.14	A4
						2	29.86	16.57	15.97	6.83	7.09	

2 . 3 . 2 ADHERENCE : Coefficient de surdimensionnement

lit	z m	μ^*	L m	La m	ha m	armature type N		combi	Tm kN	Tf kN	Tf/Tm
1	0.365	2.060	3.50	2.44	0.568	1	4	1	5.81	21.29	3.66
								2	1.94	4.58	2.37
2	1.115	1.879	3.50	2.57	1.308	1	4	1	9.02	26.00	2.88
								2	5.23	10.11	1.93
3	1.865	1.697	3.50	2.69	2.049	1	4	1	12.27	30.00	2.45
								2	8.69	14.99	1.73
4	2.615	1.516	3.50	2.94	2.784	1	4	1	15.69	34.03	2.17
								2	12.47	19.90	1.60
5	3.365	1.337	3.50	3.32	3.514	1	4	1	19.14	38.26	2.00
								2	16.57	24.97	1.51

armatures type 1 : HAR 45x5

armatures type 1 : 70.0 mètres pour 3.0 m de largeur de calcul

Poids armatures pour un m² de parement : 13.1 kg

 * DONNEES COMPLEMENTAIRES *

1 FICHER DE STANDARDISATION : FRANCE

2 METHODE DE CALCUL : Etats limites

3 COEFFICIENTS :

combinaison	COEFFICIENTS DE PONDERATION				densité T.A.
	LFw Massif	LFp P.remb.	LFq1 Surcharge	LFq2 P.surcharge	
1	1.00	1.00	1.00	1.00	2
2	1.00	1.00	0.00	1.00	1
3	1.00	1.00	0.00	0.00	2

Denisté T.A. : 1 = min - 2 = max

COEF.SECURITE	FSg Frott.	FSgc Cohés.	FSr Renv.	FSc Poinç.	FSt Tract.	FSf Adhér.
Comb.Fond.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
COEFFICIENT DE METHODE						
Comb.Fond.	1.000		1.000	1.000	1.000	1.000

4 ARMATURES:

Type 1

Tolérance largeur bt : 0.50 mm Tolérance épaisseur et: 0.20 mm
 Poids : 2.10 kg/ml

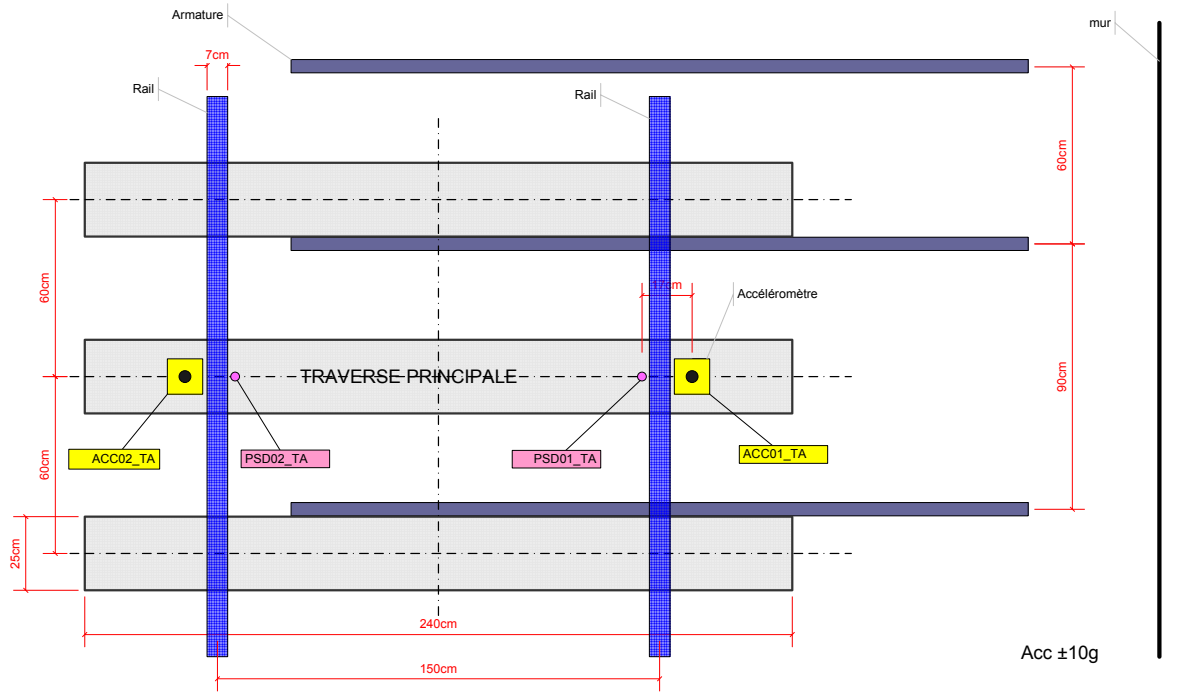
5 PAREMENT:

Espacement vertical des armatures : 0.750 m
 Hauteur de la première couche : 0.365 m
 Flexibilité du parement : 2
 Flexibilité : 1 = rigide (ex: parement monobloc)
 2 = discret (ex: parement Terraclass, Terraset,...)
 3 = flexible (ex: parement acier, Terratrel)

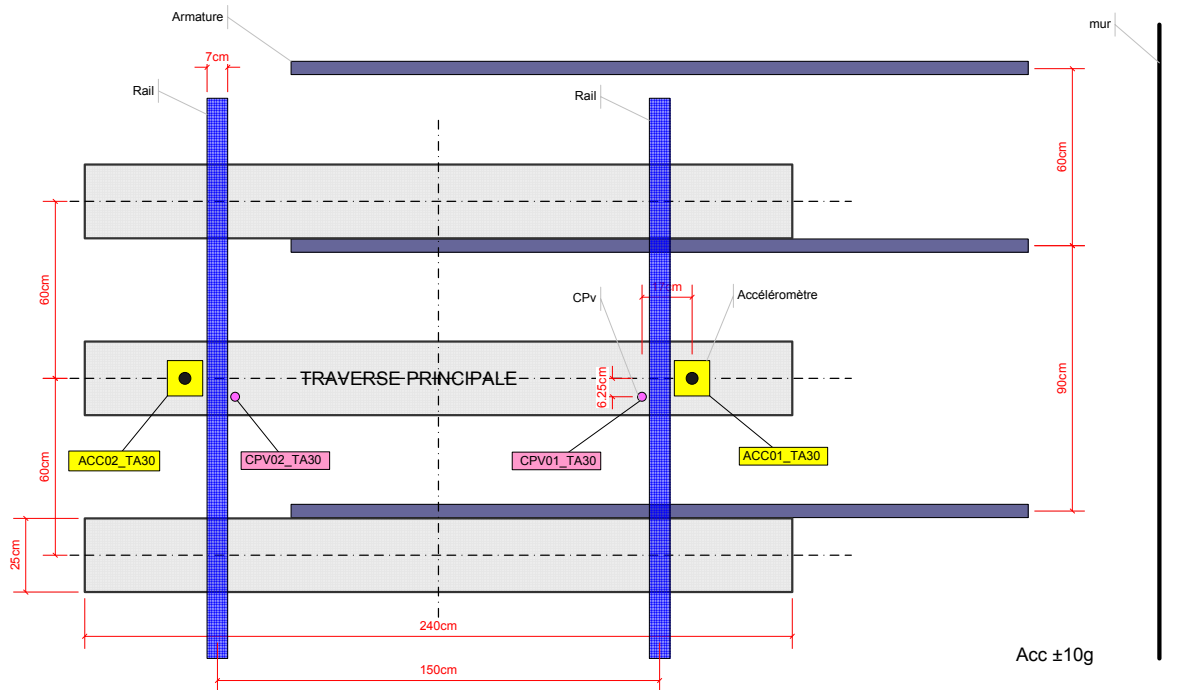
Annexe 3

Plan d'instrumentation détaillé du plot
expérimental (Froumentin et al., 2008)

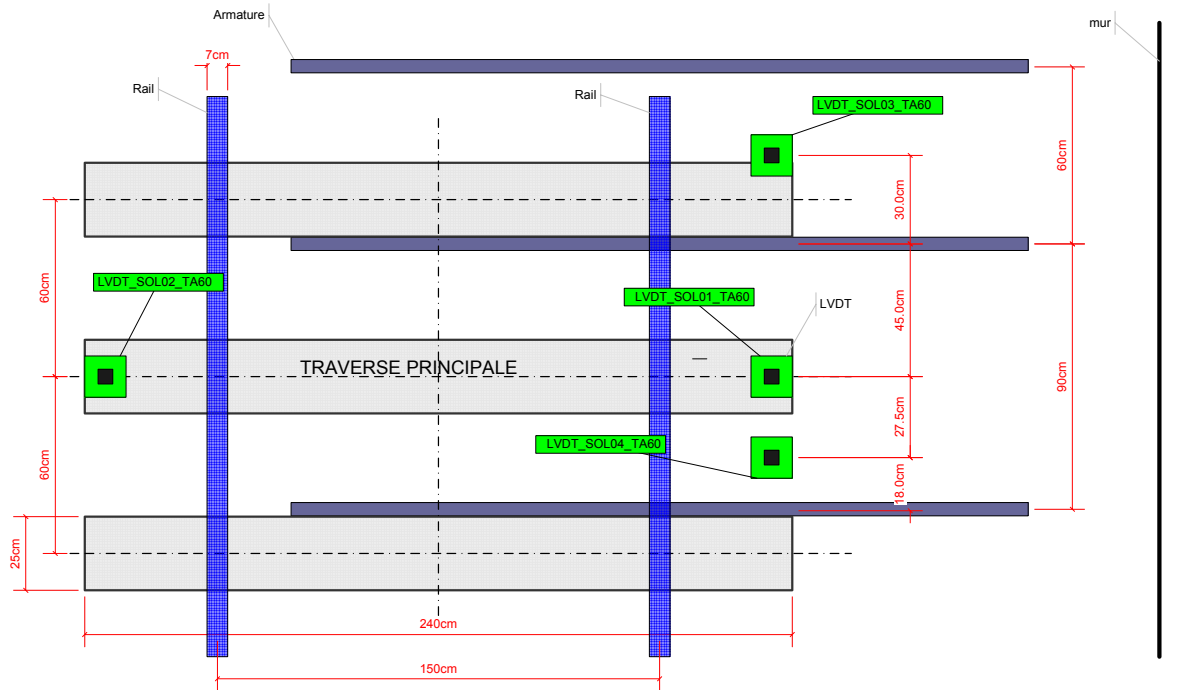
Structure en Terre Armée
Instrumentation traverse
Niveau +20 cm



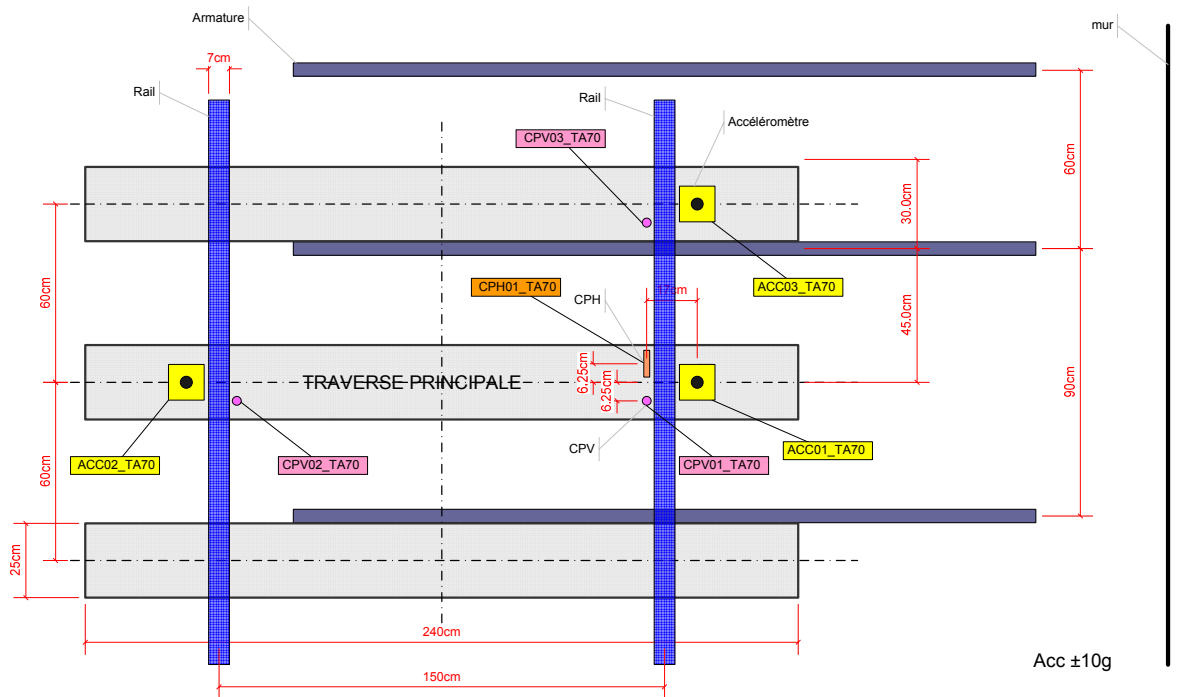
Structure en Terre Armée
Instrumentation Couche N° 11
Interface Ballast Sous-couche
Niveau -30 cm



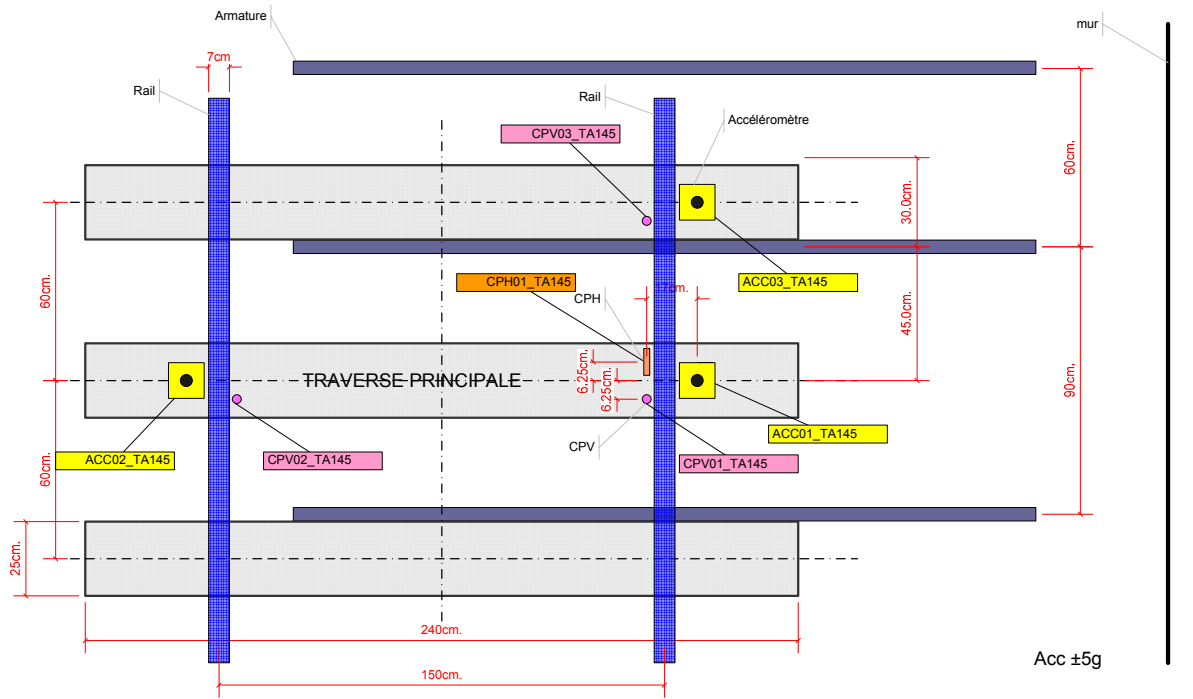
Structure en Terre Armée
Instrumentation Couche N° 10
Interface Sous-couche Sol
Niveau -60 cm



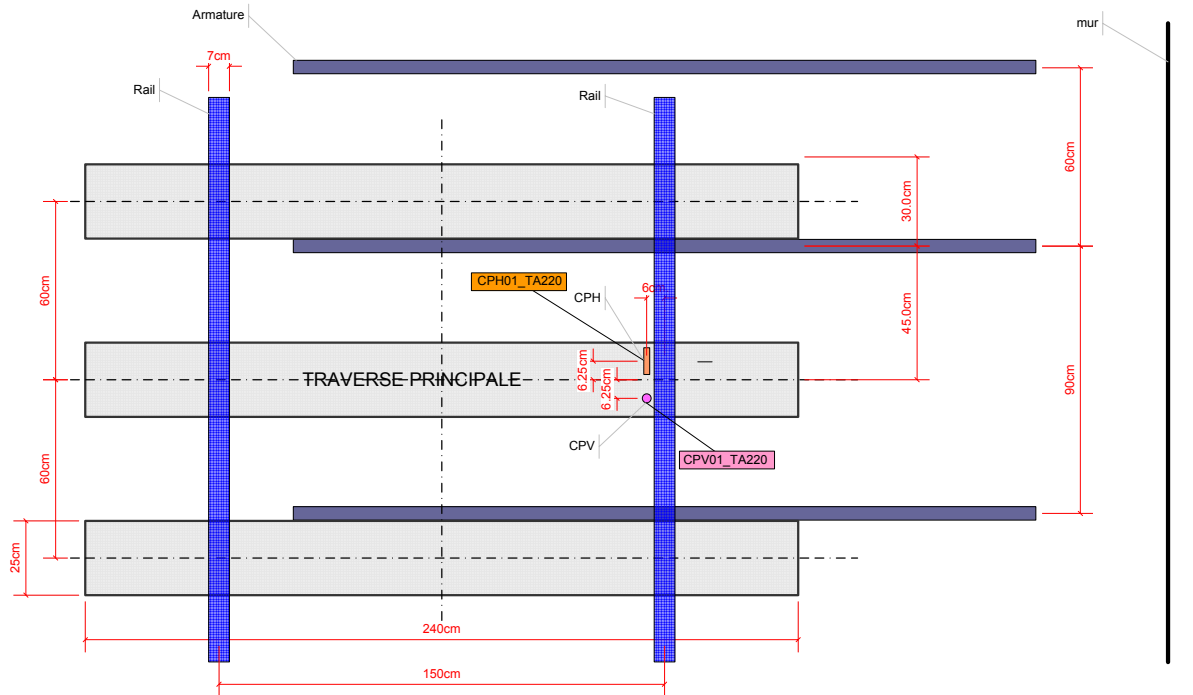
Structure en Terre Armée
Instrumentation Couche N° 9
Niveau -70 cm



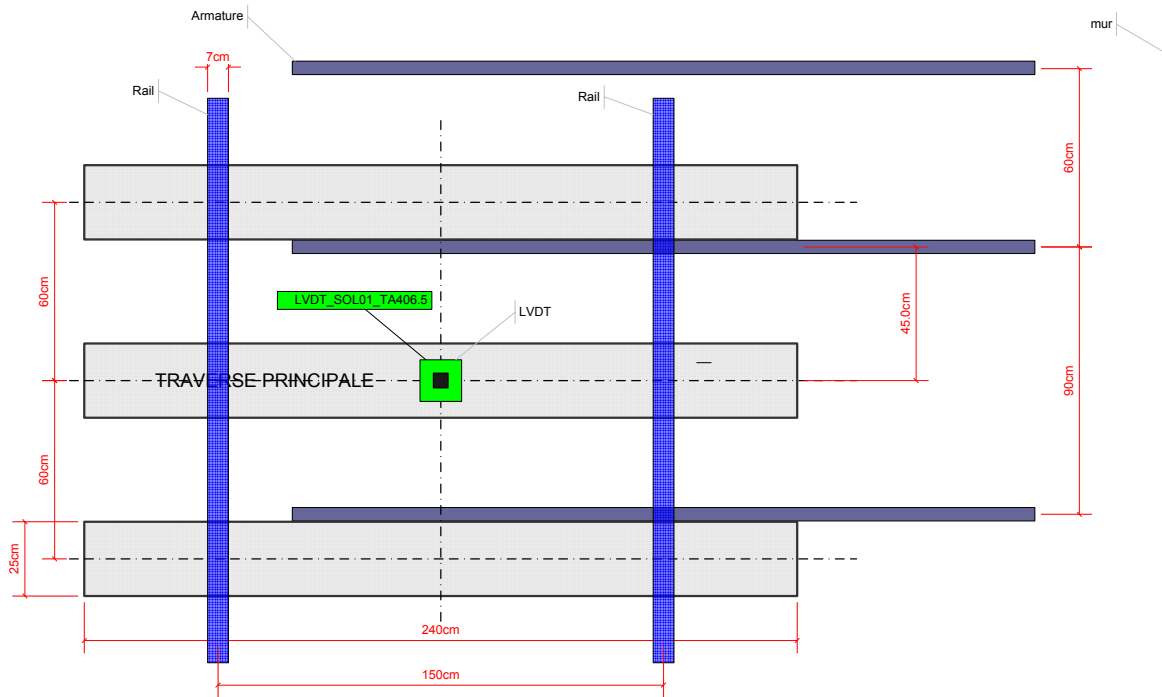
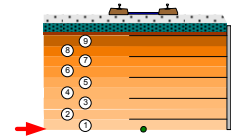
Structure en Terre Armée
Instrumentation Couche N° 7
Niveau -145 cm



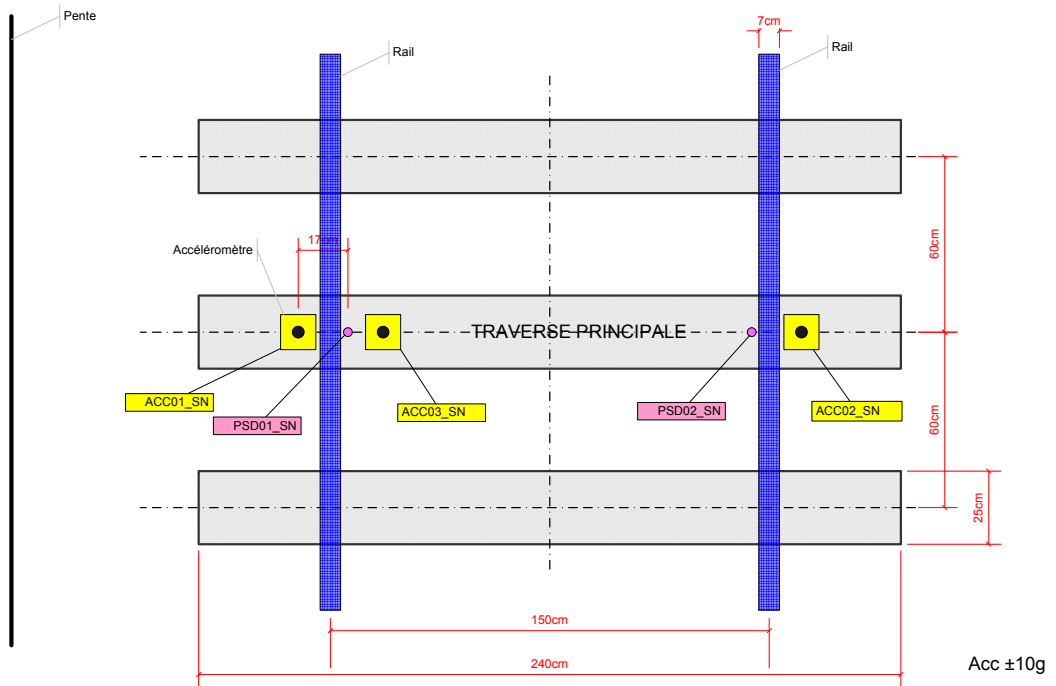
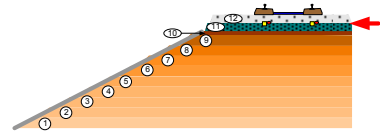
Structure en Terre Armée
Instrumentation Couche N° 5
Niveau -220 cm



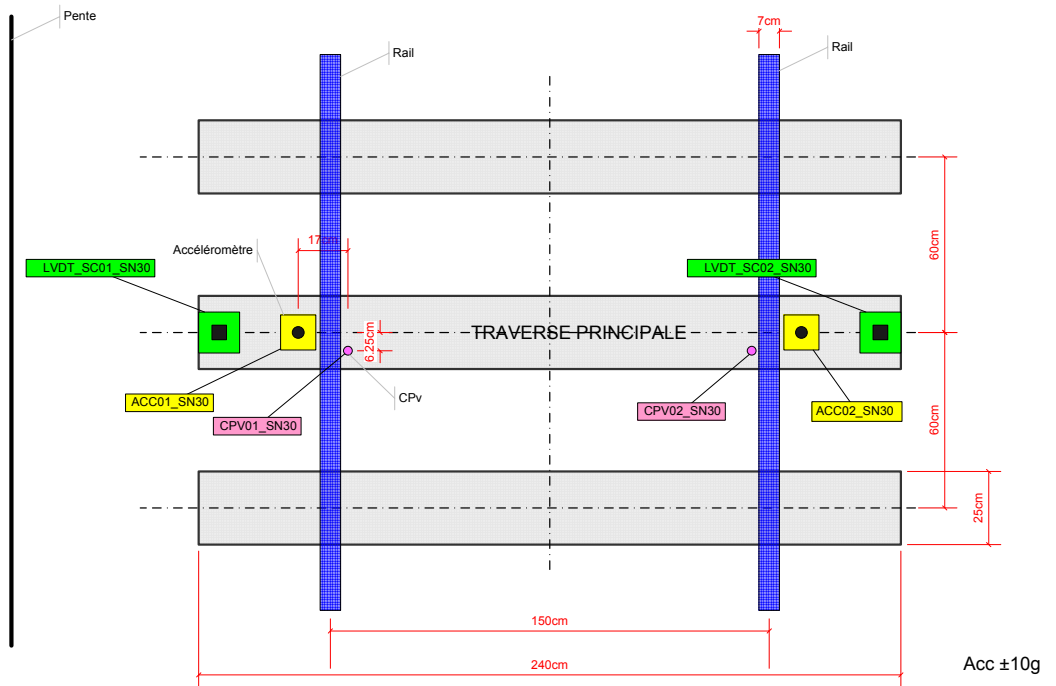
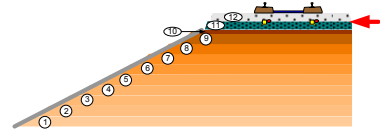
Structure en Terre Armée
Instrumentation Couche base
Niveau -406.5 cm



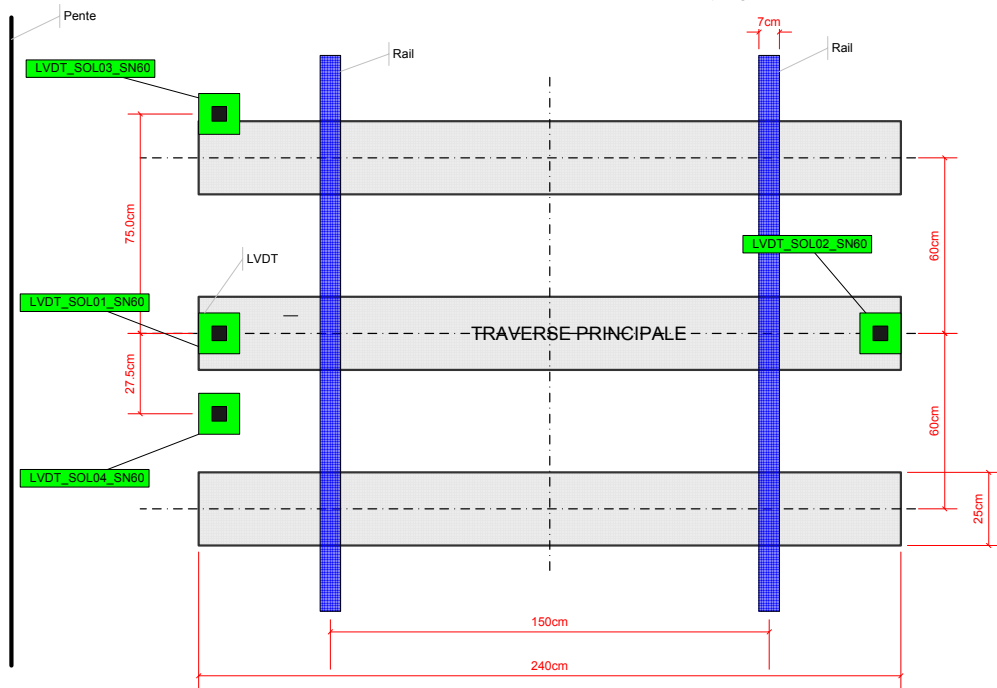
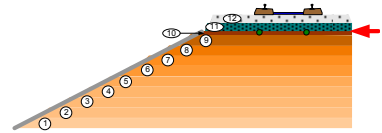
Structure Normale (remblai technique)
Instrumentation traverse
Niveau +20 cm



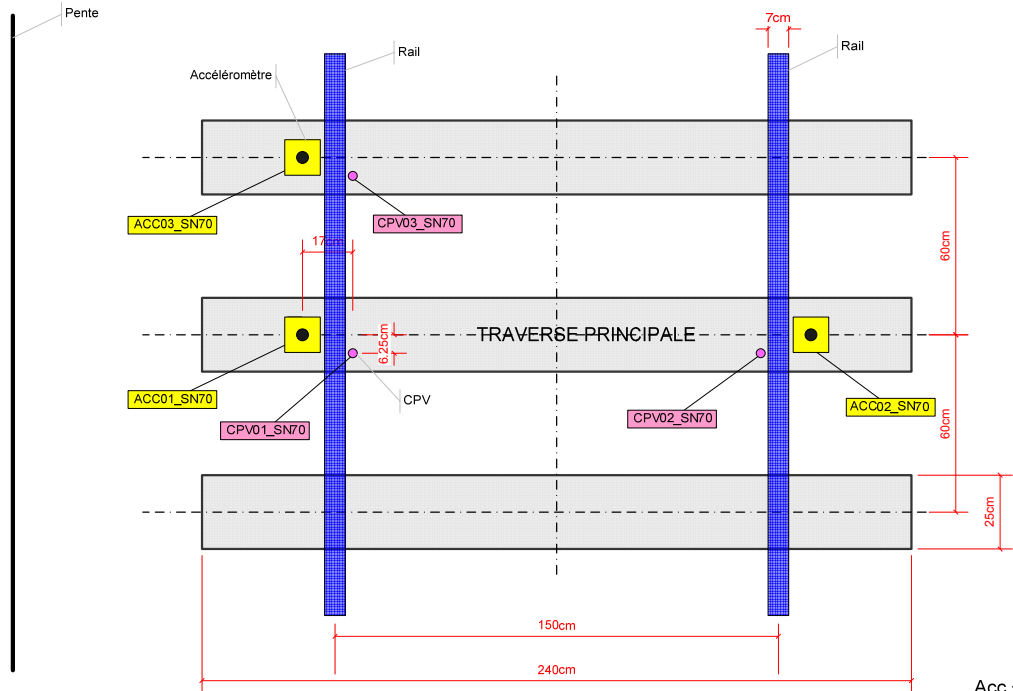
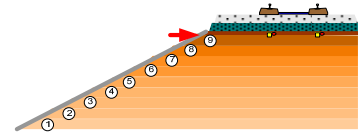
Structure Normale (remblai technique)
Instrumentation Couche N° 11
Interface Ballast Sous-couche
Niveau -30 cm



Structure Normale (remblai technique)
Instrumentation Couche N° 10
Interface Sous-couche Sol
Niveau -60 cm

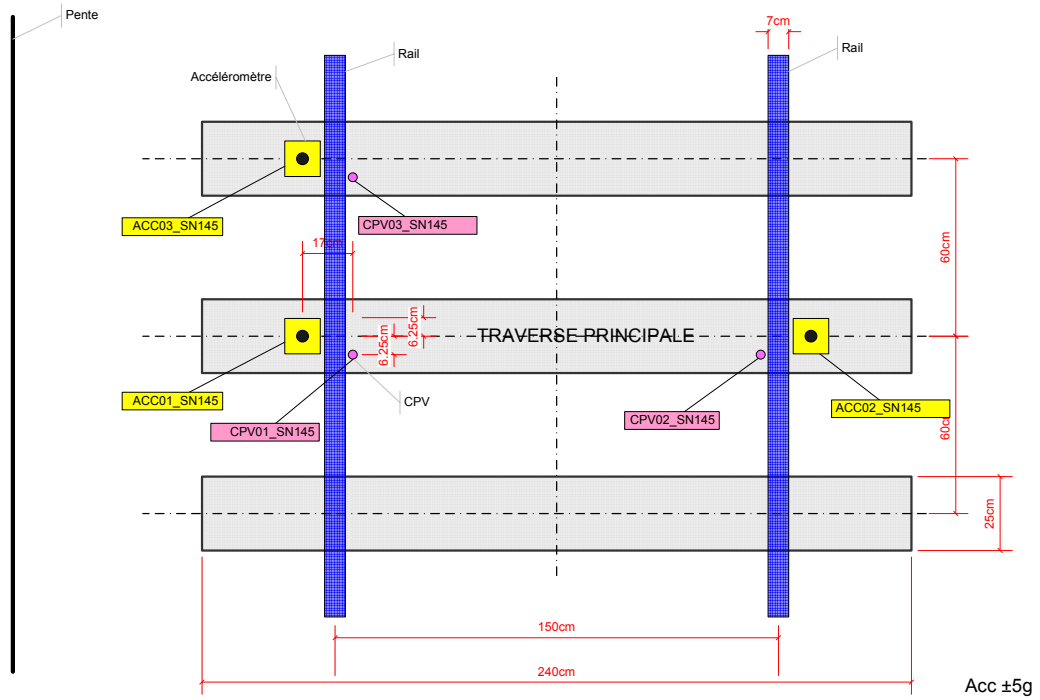
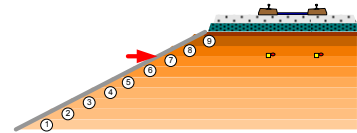


Structure Normale (remblai technique)
Instrumentation Couche N° 9
Niveau -70 cm

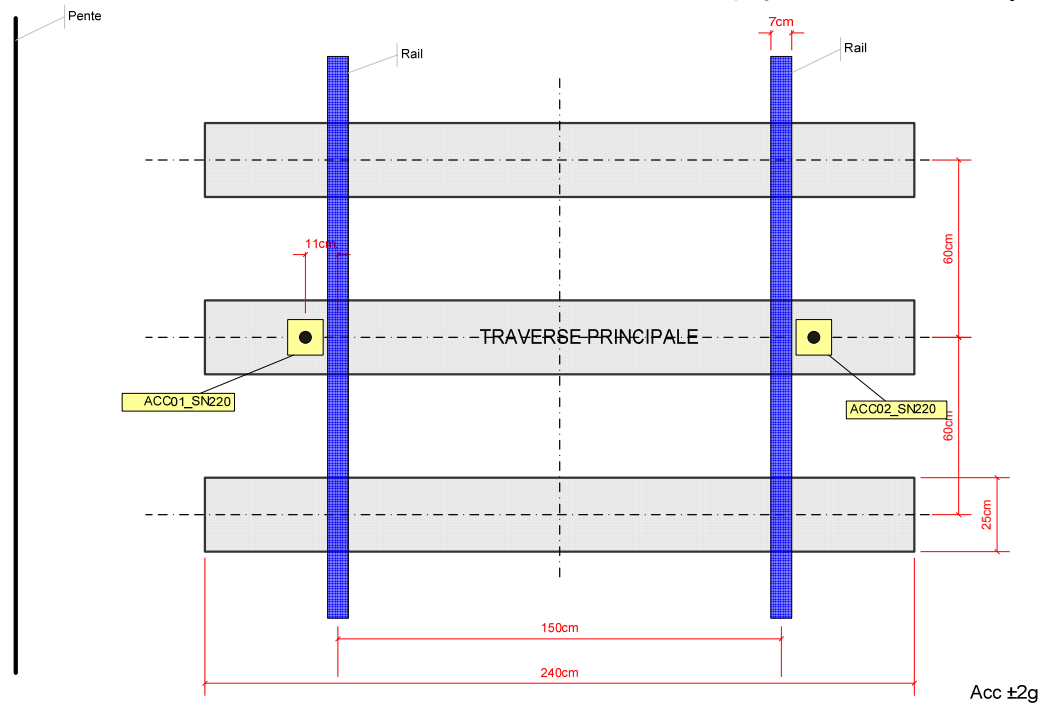
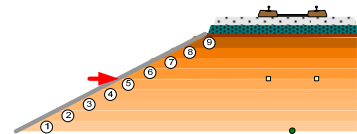


Acc ±10g

Structure Normale (remblai technique)
Instrumentation Couche N° 7
Niveau -145 cm



Structure Normale (remblai technique)
Instrumentation Couche N° 5
Niveau -220 cm



Annexe 4

Description de la centrifugeuse et des conditions de similitude

1. La centrifugeuse géotechnique du LCPC

La centrifugeuse du LCPC est en fonctionnement depuis 1985. La machine a été conçue et réalisée par la société ACUTRONIC. Les spécifications sont données ci-dessous (Garnier et Cottineau, 1988) :

Rayon :	5,50 m
Accélération maximale à 5 m :	200 g
Masse maximale du modèle :	2000 Kg à 100 g
	500 Kg à 200 g

Le bras est constitué de deux barres cylindriques de 6,5 de longueur et 0,5 m de diamètre (Figure 1). A l'arrière, ces barres sont filetées pour permettre le déplacement des contrepoids de 18 tonnes, grâce à un ensemble d'engrenages.

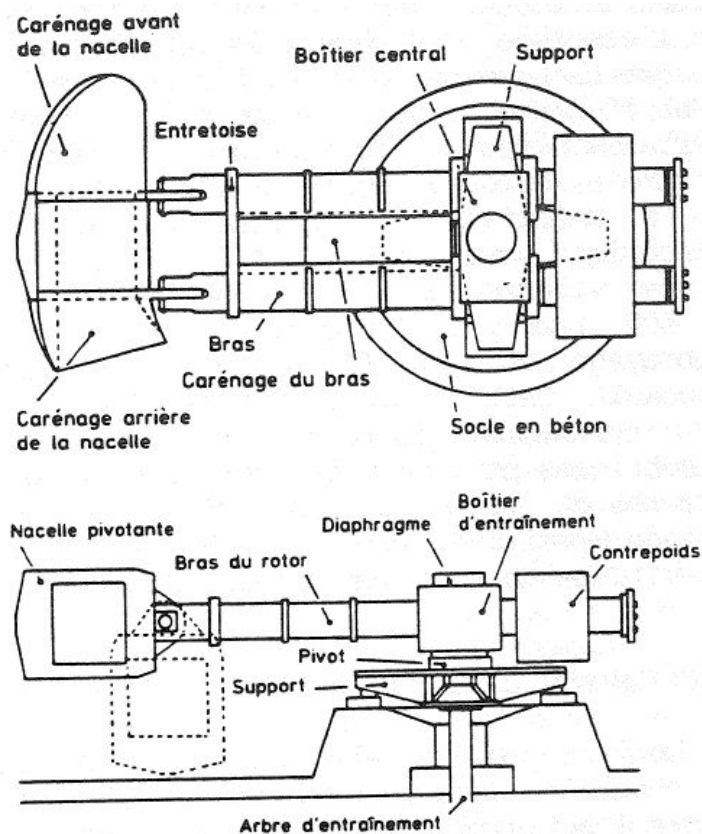


Figure 1 – Vue de dessus et en élévation de la centrifugeuse du LCPC (Garnier et Cottineau, 1988).

2. La modélisation physique en centrifugeuse

2.1. Les conditions de similitude

Les conditions de similitude expriment un ensemble de règles à respecter pour qu'il soit possible de transposer les valeurs caractérisant le modèle aux valeurs caractérisant le prototype (cf. Chapitre 6). Un ouvrage de génie civil est souvent caractérisé par différentes variables mécaniques et physiques x_i (longueur, force, module d'Young, ...). Supposons que les variables x^m représentent les caractéristiques de l'ouvrage modèle, il existe alors des valeurs x_i^* appelée « facteurs d'échelles » qui permettent de les relier aux caractéristiques de l'ouvrage prototype x_i^p .

$$x_i^* = \frac{x_i^m}{x_i^p} \quad (1)$$

Pour connaître les valeurs de ces facteurs d'échelle x_i^* pour chaque caractéristique de l'ouvrage, on effectue une analyse dimensionnelle, ou on utilise la méthode des équations de départ. Pour déterminer les facteurs d'échelle, nous avons choisi d'utiliser la méthode des équations de départ. Un bref aperçu de la méthode d'analyse dimensionnelle est donnée par Remaud (1999).

2.2. La méthode des équations de départ

En supposant que le système étudié, c'est-à-dire le modèle en centrifugeuse, est continu, la mécanique des milieux continus, dans le cas des petites déformations, nous permet d'écrire son équation d'équilibre qui est exprimée par l'équation (2) :

$$\sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}^m}{\partial x_j^m} + \rho^m \cdot \left[g_i^m - \frac{d^2 \xi_i^m}{dt^{m2}} \right] = 0 \quad (2)$$

où σ_{ij}^m : Composantes du tenseur de contraintes

x_j^m : Coordonnées

ρ^m : Masse volumique

g_i^m : Composantes du champ d'accélération de la pesanteur

ξ_i^m : Composantes du tenseur de déplacements

t^m : Temps

Pour que la modélisation physique soit valable, il faut que les valeurs caractérisant le modèle et le prototype satisfassent les équations (1) et (2). En remplaçant les valeurs caractéristiques du modèle par les valeurs prototypes en respectant les équations (1) nous obtenons :

$$\frac{\sigma^*}{L^*} \sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}^p}{\partial x_j^p} + \rho^* \cdot \rho^p \cdot \left[g^* \cdot g_i^p - \frac{\xi^*}{t^{*2}} \frac{d^2 \xi_i^p}{dt^{p2}} \right] = 0 \quad (3)$$

Le développement de cette équation (3), afin de respecter les conditions de similitude (Philips, 1869), qui a aussi été traité par Scott (Scott, 1989), nous permet d'écrire les conditions de similitude à respecter suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{ij}^* = \rho^* \cdot g^* \cdot L^* \\ \xi^* = g^* \cdot t^{*2} \end{cases} \quad (4)$$

A ces deux relations s'ajoute une troisième sur les déformations compte tenu de l'égalité des facteurs d'échelles de la longueur et du déplacement ($\xi^* = L^*$) (Remaud, 1999 ; Rosquoët, 2004) et aussi de l'harmonisation des comportements entre le modèle et le prototype (Scott, 1989) :

$$\varepsilon^* = \frac{\xi^*}{L^*} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{\sigma_{ij}^*}{E^*} = 1 \quad (5)$$

Ce qui veut dire que les déformations sur le modèle et le prototype sont les mêmes. Dans tous les cas, les coefficients adimensionnels doivent être le même pour le modèle et pour le prototype.

Comme les masses volumiques des matériaux (sols) que l'on peut utiliser sont généralement limités, on est aussi limité dans le choix du facteur d'échelle pour la masse volumique. C'est pourquoi, on utilise le même sol pour le modèle et le prototype, d'où $\rho^* = 1$.

2.3. La modélisation physique en centrifugeuse

Si les essais sont réalisés à une gravité normale ($g^* = 1$), avec des sols réels ($\rho^* = 1$), les conditions de similitude citées en (4) impliquent que les contraintes dans le modèle sont réduites dans le même rapport que les dimensions ($\sigma^* = L^*$). Ces modèles ne satisfont donc pas à la condition $\sigma^* = 1$, et par conséquent, il y a une incompatibilité entre les différentes valeurs du facteur d'échelle (Garnier, 1995).

Afin de produire des relations contrainte-déformation similaires lors des essais sur des modèles réduits, il est souhaitable de reproduire les mêmes contraintes en des points homologues du prototype et du modèle réduit. Ce qui implique que $\sigma^* = 1$, et donc, d'après les équations (4) et (5), la similitude peut seulement être obtenue si g^* et L^* sont inversement proportionnels. En réduisant la taille du modèle de N_g ($L^* = 1/N_g$), le respect des conditions de similitudes énoncés précédemment imposent donc que $g^* = N_g$. Le modèle doit donc être testé à une accélération N_g fois supérieure à la gravité terrestre.

Plusieurs techniques, citées par Garnier (Garnier, 1995) et Corté (Corté, 1989a), ont été envisagées pour produire des champs de macro gravité : caisses à chocs, masses additionnelles, tables à frottement, gradient hydraulique et la centrifugation. C'est cette dernière qui s'est imposée malgré la nécessité d'installations lourdes et coûteuses. On place alors le modèle dans la centrifugeuse pour y reproduire le champ d'accélération voulue en variant la vitesse de rotation de la machine.

Annexe 5

Réalisation et validation d'un système de mesure
de déplacement sans contact en centrifugeuse par
lumière structurée

(extrait d'un rapport établi par F. Taillade)

1. Rappel sur le principe de la lumière structurée

1.1. Grandeur mesurable

La figure de franges projetées sur un objet à étudier est enregistrée sur un support numérique, classiquement à l'aide d'une caméra à matrice CCD/CMOS ou d'un appareil photographique. L'éclairement reçu par la matrice pour un pixel (i,j) est de la forme :

$$I_k(i,j) = \frac{I_{0,k}(i,j)}{2} [1 + m_k(i,j) \text{frg}(\varphi_k(i,j))] \quad [1]$$

où k représente l'état de l'objet ($k = 1$ dans l'état de référence ou 2 dans l'état déformé), i et j les coordonnées du pixel considéré, $I_{0,k}$ l'intensité moyenne reçue par le pixel considéré, m_k le contraste des franges, **frg()** la fonction représentant le profil des franges qui est 2π périodique et enfin φ_k la phase issue de l'alternance spatiale des franges claires et sombres et de la modulation de phase issue de la différence de hauteur des points de l'objet par rapport à un plan de référence. L'expression [1] montre que l'information de forme ou de déformation est contenue dans le terme de phase qui caractérise l'altitude ou la différence d'altitude des points.

Pour accéder à la grandeur souhaitée (forme ou déformation), il s'agit donc d'extraire la phase de la fonction franges en utilisant différentes méthodes et algorithmes associés (Kreis, 1994 ; Takeda et Kobayashi, 1981 ; Macy, 1983).

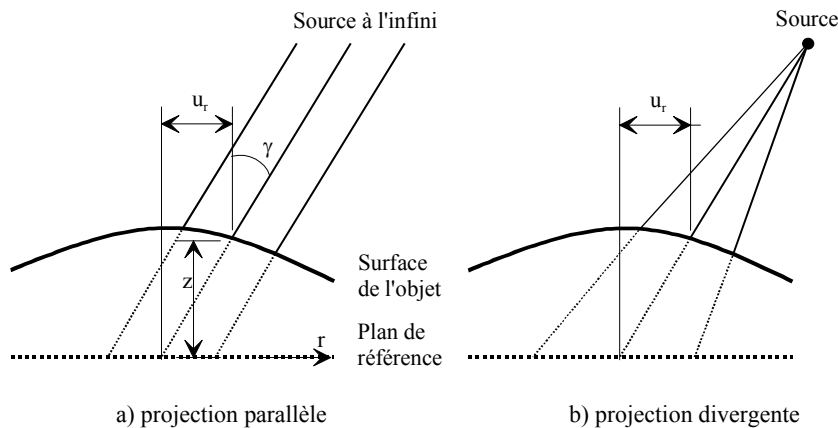


Figure 1- Principe de la profilométrie par projection de franges

1.2. Grandeur déduite

Après avoir décrit brièvement la méthode de projection de franges, nous exprimons la grandeur mesurée en fonction des autres grandeurs du problème. La figure 1 montre que lorsque la direction de projection des franges est parallèle, l'altitude z du point considéré par rapport à un plan de référence s'écrit :

$$z = u_r \tan(\gamma) \quad [2]$$

avec u_r la translation de la frange selon l'axe r quelconque par rapport aux axes x et y par rapport au plan de référence, γ l'angle entre la direction d'observation et la direction de projection des franges.

La phase φ_k de l'expression [1] prend la forme :

$$\varphi_k = \frac{2\pi}{p} [r + z_k \tan(\gamma)] \quad [3]$$

avec r l'axe perpendiculaire aux bords des franges projetées sur l'objet et p la période spatiale des franges, z_k est indicé k pour signifier l'altitude du point considéré dans l'état k .

Pour réaliser une mesure de déformation ou plus exactement de déplacement, il suffit de mesurer la phase dans l'état de référence $\varphi_{k=1}$ puis dans l'état déformé $\varphi_{k=2}$. En effectuant la différence de ces deux images de phases, on en déduit le déplacement transverse w de l'objet entre les deux états :

$$w = \frac{p}{2\pi} \frac{\Delta\varphi}{\tan(\gamma)} \quad [4]$$

avec $\Delta\varphi = \varphi_2 - \varphi_1$ la variation de phase entre les deux états de l'objet étudié.

Cependant cette expression n'est exacte que dans le cas où l'hypothèse de projection parallèle de franges est vérifiée ce qui n'est pas toujours le cas dans la plupart des montages. Il faut donc tenir compte de la variation de l'angle γ le long de l'axe r ou se qui revient au même, de la variation du pas des franges projetées.

1.3. Méthodes de mesure de la phase – algorithmes

Plusieurs méthodes de mesure de la phase existent. Elles consistent à extraire d'une ou plusieurs images d'intensité [1], la phase φ_k . La plus connue est certainement celle utilisant la technique du décalage de phase (Creath, 1994). Cependant, elle nécessite au moins trois images d'intensité correspondant à des décalages de phase connus ce qui limite son utilisation à des mesures de phase dans des états quasi statique. Pour couvrir un large spectre d'applications, nous avons préféré mettre en œuvre des méthodes nécessitant une seule image d'intensité par état de déformation.

1.3.1. Méthode « classique »

La première méthode que nous avons mise en œuvre consiste à filtrer dans l'espace de Fourier les fréquences autour de la fréquence principale correspondant à la période du réseau de frange projeté sur l'objet. Dans le cas où la fonction $f(\gamma)$ est un cosinus, l'équation [1] peut s'écrire simplement :

$$I_k = \frac{I_{0,k}}{2} \left\{ 1 + \frac{m_k}{2} [\exp(j\varphi_k) + \exp(-j\varphi_k)] \right\} \quad [5]$$

En tenant compte de l'expression de la phase φ_k [3], la transformée de Fourier de l'équation [5] s'écrit :

$$TF[I_k] = \frac{I_{0,k}}{2} \delta(f-0) + \frac{I_{0,k} m_k}{4} \left[J \delta\left(f + \frac{1}{p}\right) + J^* \delta\left(f - \frac{1}{p}\right) \right] \quad [6]$$

avec $J = \exp\left(j \frac{2\pi}{p} z_k \tan(\gamma)\right)$ et J^* le complexe conjugué de J .

La méthode consiste à extraire la composante J de l'expression [6] par décalage de $1/p$ du spectre dans l'espace des fréquences puis filtrage autour des fréquences nulles. L'information de phase liée à la forme de l'objet est extraite en écrivant :

$$z_k = \frac{1}{\tan(\gamma)} \frac{p}{2\pi} \arctan\left(\frac{\Im(J)}{\Re(J)}\right) \quad [7]$$

1.3.2. Méthode utilisant la transformée en ondelette

La première méthode que nous venons de présenter donne de bons résultats lorsque le pas des franges est constant dans l'image. Lorsque ce n'est plus le cas, le spectre de J s'étale autour de la fréquence $1/p$. Il est alors difficile de décaler le spectre de la bonne quantité puis de filtrer celui-ci.

Pour tenir compte de cette variation, l'idée est d'utiliser la transformée en ondelette (TO) afin d'extraire la phase du signal tout en s'adaptant à la fréquence du signal. L'analyse par TO consiste en une décomposition temporelle du signal par une fonction analysante (appelée ondelette) dont l'échelle est constituée d'une dilatation et d'une translation. La TO d'un signal f s'écrit :

$$TO[f](u, s) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) \frac{1}{\sqrt{s}} \psi^*\left(\frac{x-u}{s}\right) dx \quad [8]$$

avec $\psi\left(\frac{x-u}{s}\right)$ l'ondelette où u et s sont le décalage (translation) et l'échelle de l'ondelette (dilatation) respectivement.

Nous avons utilisé l'ondelette de Morlet complexe défini par l'expression :

$$\psi(x) = \exp(j2\pi x) \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) \quad [9]$$

Pour chaque ligne de l'image (perpendiculaire aux bords des franges), on obtient un diagramme espace (ou temps dans le cas d'un signal temporel) – fréquence. La méthode consiste alors à localiser le maximum du signal en espace (u_0) et en fréquence (f_0) puis à calculer la phase en prenant :

$$z_k = \frac{1}{\tan(\gamma)} \frac{p}{2\pi} \arctan\left(\frac{\Im(TO[f](u_0, f_0))}{\Re(TO[f](u_0, f_0))}\right) \quad [10]$$

2. Projecteur de franges

Afin d'utiliser la technique de lumière structurée en centrifugeuse, il est nécessaire de développer un projecteur de franges spécifique et de réaliser un logiciel d'analyse d'images adaptée à la technique proprement dite afin de remonter à la forme et à la déformation de l'objet visé.

Le principe d'un projecteur peut se représenter comme sur la figure 2. L'objectif forme une image nette de la diapositive sur l'écran. Le condenseur permet de répartir la lumière issue de la source sur l'écran. Pour que la tache lumineuse projetée sur l'écran soit uniforme, il faut que l'image de la source lumineuse se forme au centre optique de l'objectif (en général près du diaphragme interne de l'objectif). La diapositive est placée près du condenseur pour une raison d'homogénéité de la lumière.

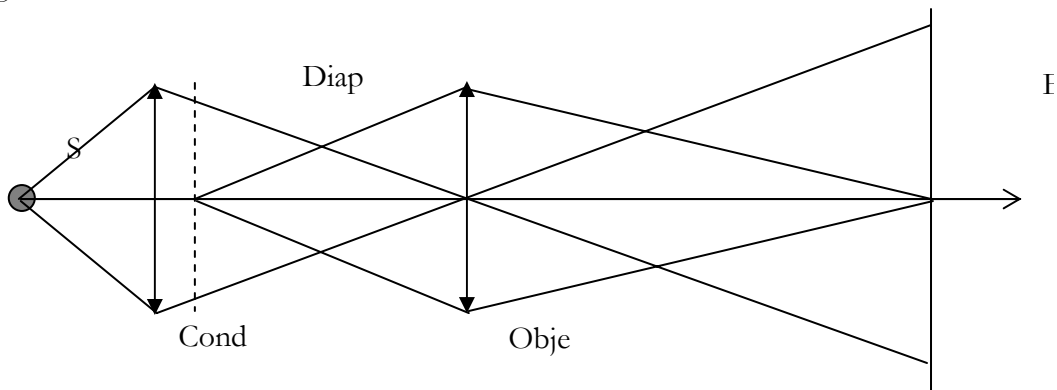


Figure 2 - Principe d'un projecteur.

Outre les contraintes mécaniques liées à la macro-gravité, la conception du projecteur de franges est limitée principalement par les dimensions de l'espace réservé au système de mesures et au champ total visé.

Chaque essai est quasiment unique dans sa géométrie, etc., il est donc nécessaire de concevoir un projecteur de franges capables de s'adapter à un grand nombre de situations. Les champs visés peuvent aller d'une dizaine à une centaine de millimètres carrés avec des distances de recul disponible (distance entre l'objet visé et le projecteur) du même ordre de grandeur.

Nous avons choisi d'utiliser un objectif de camera du commerce à focale variable dont les principales caractéristiques sont rappelées dans le tableau (Tableau 1). Malgré une certaine latitude de réglages, cet objectif de caméra est facilement interchangeable en fonction des besoins.

Tableau 1 - Objectif Vari-focal TAMRON, 4-12 mm, 1/2", (ref : 12VM412ASIR).

Spécification	Valeur
Taille de l'image	1/2
Type de monture	C
Focale	4,0 – 12 mm
Nombre d'ouverture	1.2 – fermé
Angle de vue (H x V)	Wide : 93,7° x 68,9° Tele : 31,2° x 23,4°
Distance de focalisation (objectif – objet)	0,3 m – ∞
Masse	58 g

Cet objectif est inséré dans le montage représenté sur la figure 3, où l'on aperçoit une diapositive sur laquelle sont gravées des franges rectilignes (pas de 10 lignes/mm). La source lumineuse est réalisée à partir d'une diode électroluminescente (LED) haute luminosité (LUXEON LXHL-NWE8) muni de son optique qui permet dans une certaine mesure d'obtenir un champ de diffusion resserré.

Après réglage de la focale et de la mise au point de l'objectif, il est facile d'obtenir les franges projetées sur l'écran. On peut modifier très facilement le pas des franges projetées, en modifiant la focale de l'objectif. Il est également possible de remplacer la diapositive ce qui nécessitera le démontage du projecteur une fois qu'il sera réalisé.

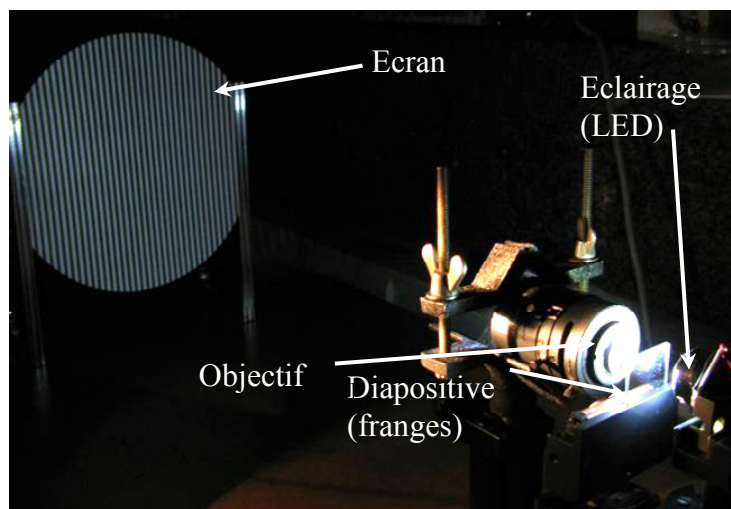


Figure 3 - Faisabilité d'un projecteur de franges.

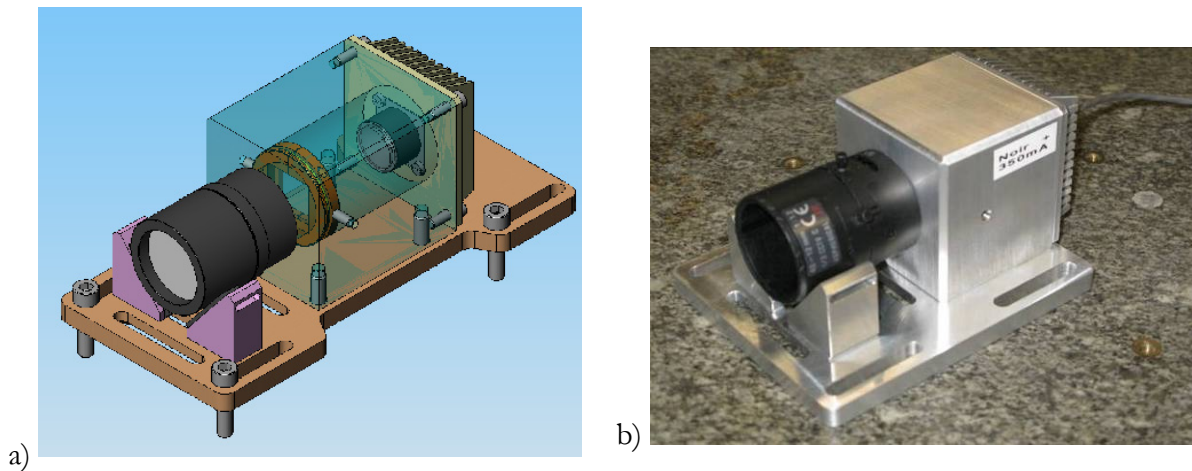


Figure 4 - Projecteur de franges. a) conception opto-mécanique, b) réalisation.

Deux projecteurs de franges ont été réalisés (Figure 4). Ils ont pu être testés avec succès en centrifugeuse jusqu'à 80g (Figure 5).

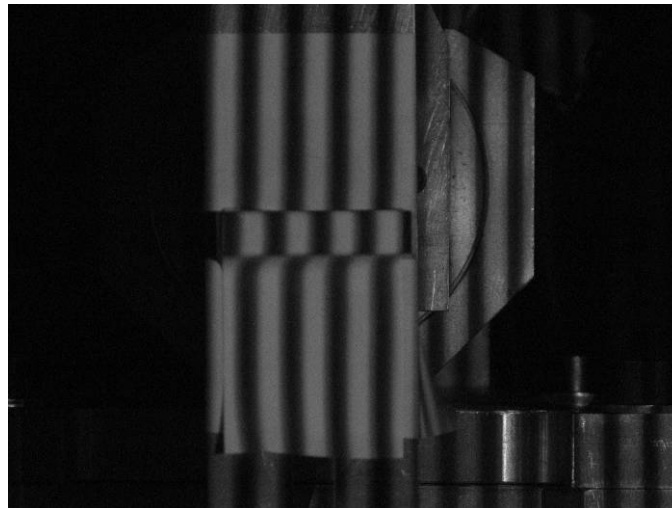


Figure 5 - Projection de franges en centrifugeuse à 80g.

3. Acquisition et traitement d'images

Le logiciel de traitement d'images est écrit sous Labview 8.6 utilisant le module VISION de chez National Instrument.

Outre les fonctions de gestion de fichiers (ouvrir, enregistrer, etc.) inhérentes à tout logiciel, celui-ci permet de traiter les images de déformation de franges afin de retrouver la forme des objets visés. Il reprend les méthodes d'analyse d'image décrites plus haut. La figure 6 représente la face avant du logiciel (ISA) et son navigateur d'image.

Une fonction étalonnage permet de remonter à la déformation « vraie » à partir d'une mesure de phase.

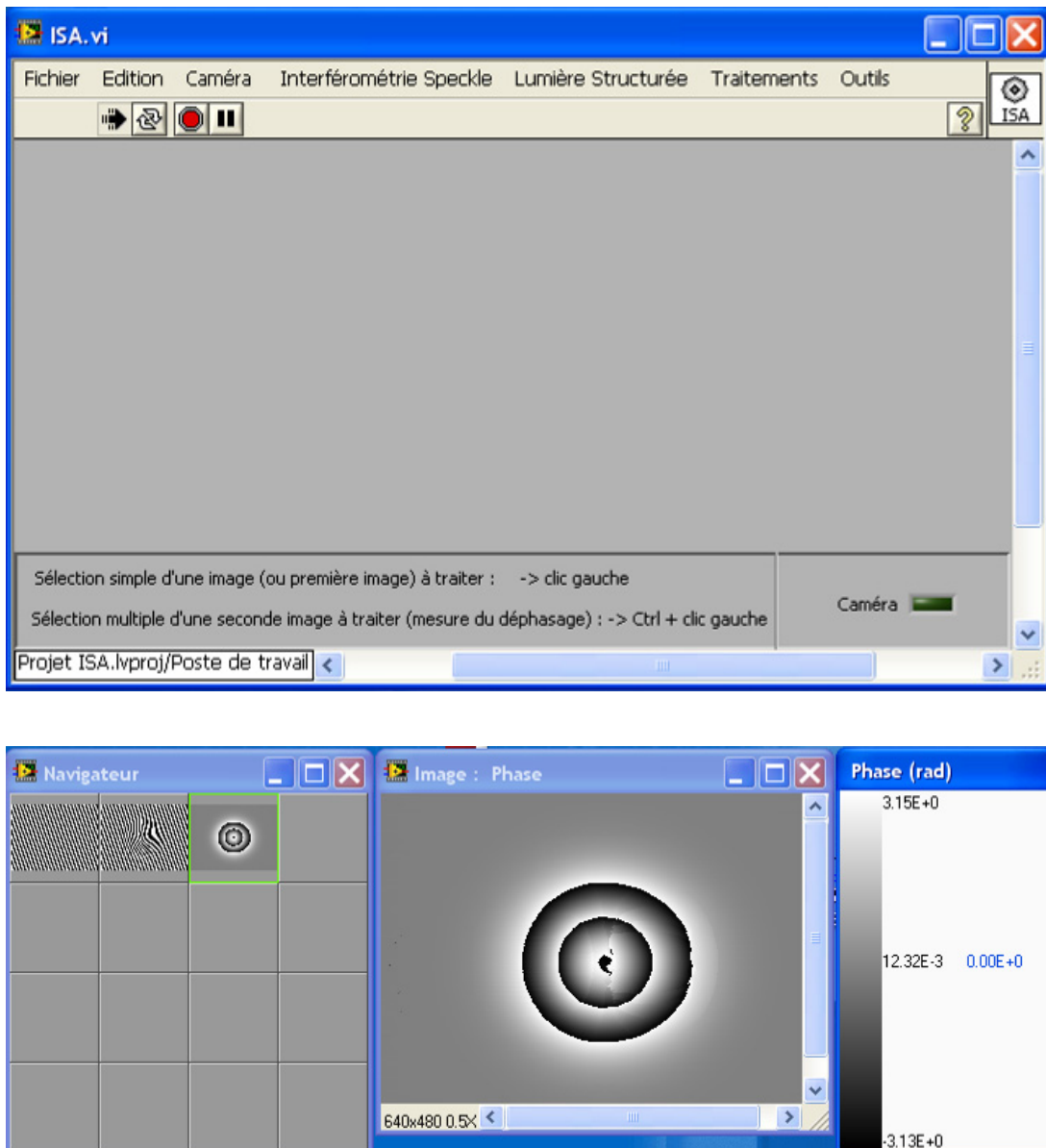


Figure 6 – Logiciel.

3.1. Validation théorique

La validation des traitements d'images implémentés dans le logiciel ont été validés sur des images théoriques (calculées sous Matlab) simulant une expérience de projection de frange sur un objet de forme connu et dont la déformation entre deux prises d'images est connue.

3.2. Etalonnage

La première fonction à vérifier est l'étalonnage. L'étalonnage consiste à relier la phase mesurée à la hauteur de l'objet ou se qui revient au même, à relier la différence de phase à la déformation de l'objet.

La méthode utilisée ici repose sur la prise d'une image d'un réseau de franges projetées sur une surface dont on veut mesurer sa déformation (Figure 7a). Après avoir placé sur cette

surface un objet (cale) de hauteur connu, une seconde image du réseau est enregistrée (Figure 7b). Entre les deux images, au niveau de la cale, on constate que les franges se sont déplacées d'une certaine quantité. On applique alors l'un ou l'autre traitement d'image (classique, ou TO) pour mesurer ce déphasage et on donne la hauteur de la cale. La fonction étalonnage calcule alors le coefficient K qui existe entre le déphasage et la hauteur de la cale.

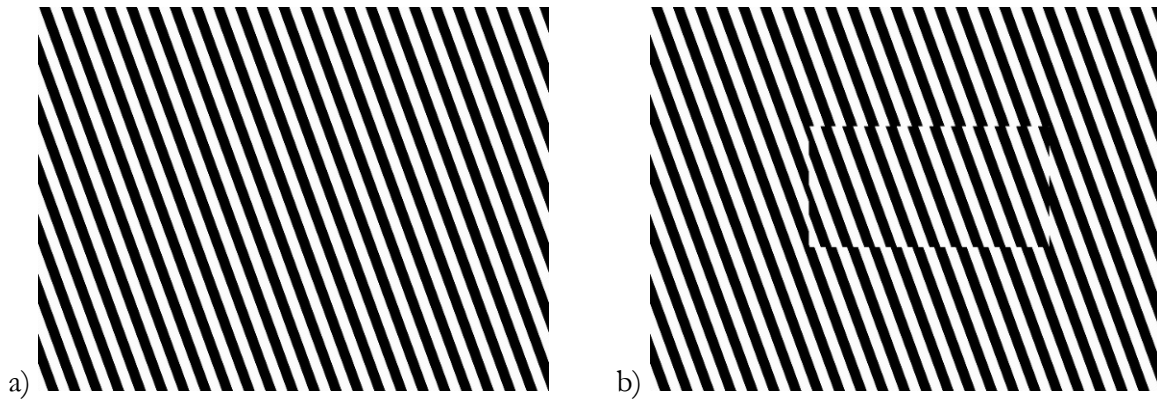


Figure 7 - Images d'un réseau de franges. a) sans la cale, b) avec la cale.

Il est préférable d'utiliser l'algorithme utilisant la TO pour calculer le déphasage entre deux images.

3.3. Mesure

Comme pour l'étalonnage, nous avons construit une paire d'images (Figure 8) dont on connaît la déformation appliquée à la surface.

On utilise alors l'un ou l'autre traitement d'image (classique, ou TO) pour mesurer ce déphasage. On obtient une image de phase modulo 2π de la déformation de la surface (Figure 9a). Des outils de filtrage et de dépliage de phase permettent de traiter ce type d'image et notamment le dépliage afin de supprimer les sauts de 2π (Figure 9b).

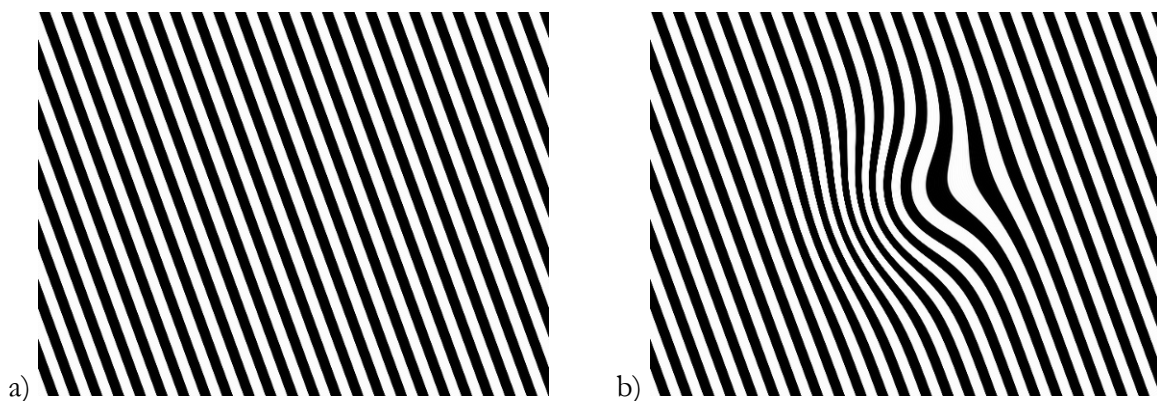


Figure 8 - Images d'un réseau de franges. a) sans déformation, b) après déformation (bosse).

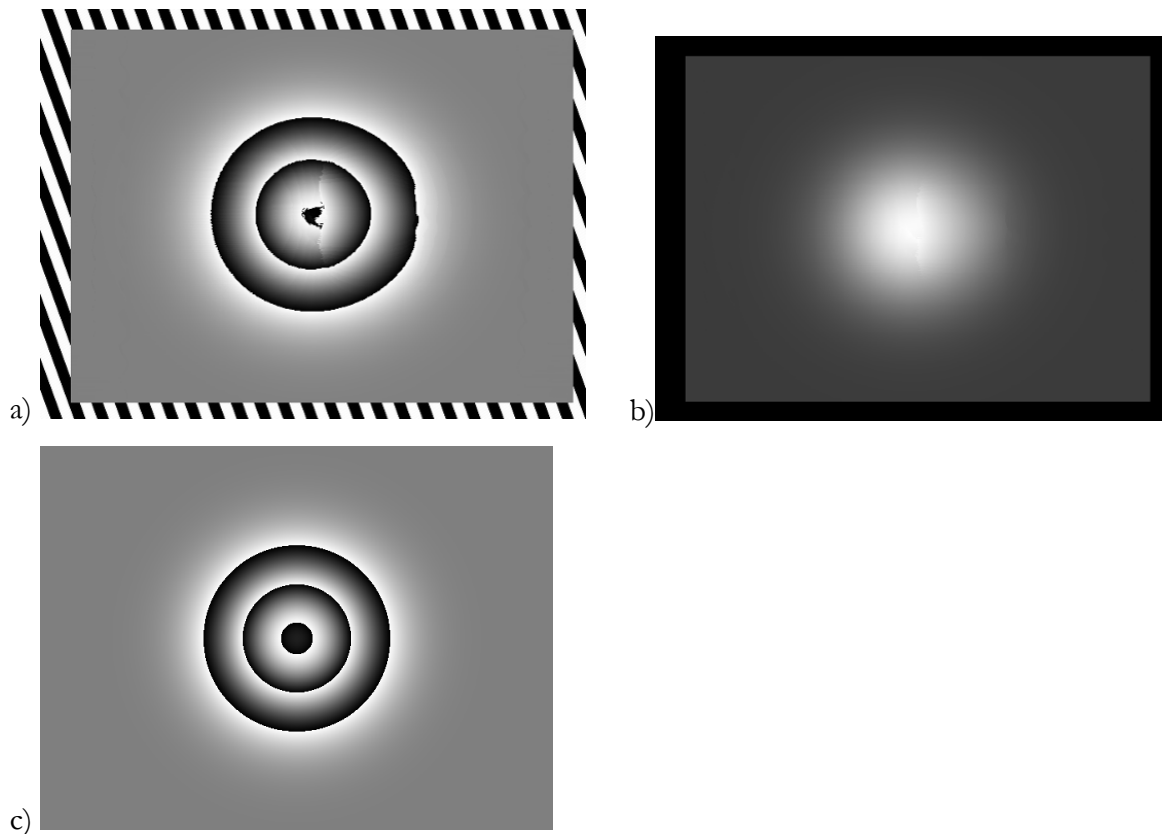


Figure 9 - Images de la déformation de la surface. a) image de phase modulo 2π , b) image de phase dépliée, c) image de phase théorique modulo 2π .

A titre de comparaison, la figure 9c montre la phase théorique que nous devrions trouver pour la déformation considérée. L'écart type moyen sur l'ensemble de l'image de phase est d'environ 0,4 rad (pour une variation d'environ $3 \times 2\pi$ dans notre cas) ce qui représente un écart type relatif d'environ 2 %.

4. Essais en centrifugeuse

Des essais en centrifugeuse ont été réalisés afin de valider l'ensemble de la chaîne d'acquisition et du traitement d'image. Les essais consistés à déplacer une plaque d'une quantité connue à l'aide d'un vérin puis de mesurer ce déplacement avec le dispositif de lumière structurée.

L'étalonnage n'a pas été réalisé comme présenté ci-dessus car le zoom de l'objectif a été malencontreusement modifier entre l'étalonnage et les mesures. Néanmoins, nous présentons une méthode d'étalonnage « manuelle » permettant de réaliser cet étalonnage et de remonter au déplacement.

4.1. Méthode d'étalonnage « manuel »

La figure 10a montre une image d'une acquisition faite à 80g. La plaque supérieure (cadre rouge) dispose d'une cale de référence de hauteur connue 10,3mm. On voit très nettement le déphasage des franges dues à la présence de la cale (approximativement π) (Figure 10b). La

figure 11 montre deux profils d'intensité, l'un au niveau de la plaque et l'autre au droit de la cale (Figure 10b). De plus ces profils permettent d'estimer le grandissement du dispositif connaissant la largeur réelle de la plaque.

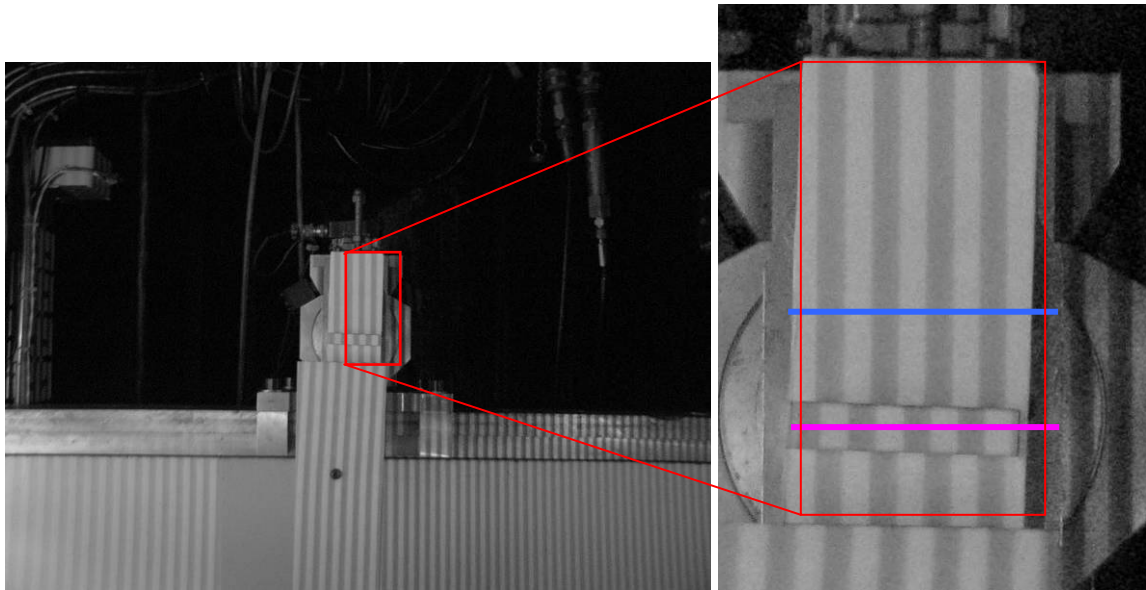


Figure 10 - Image prise à 80g.

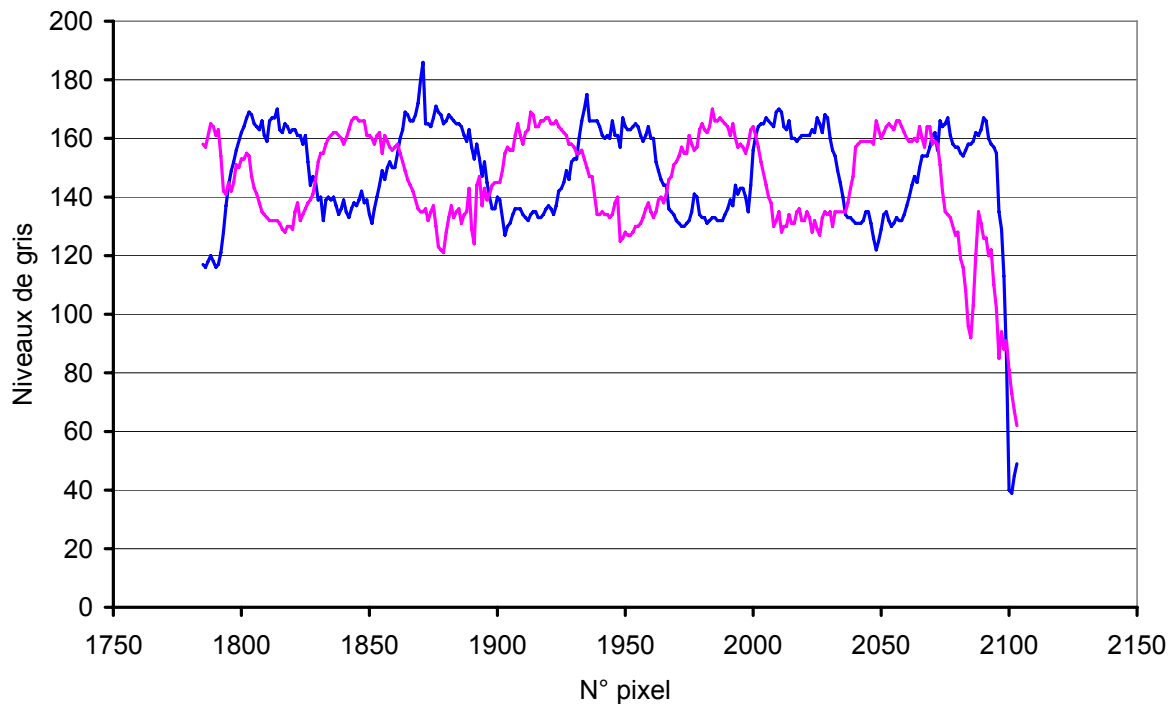


Figure 11 - Profils d'intensité correspondant à la figure 10.

Sur le profil bleu, on estime que la largeur de la plaque couvre 309 pixels pour les 50mm de largeur réelle. Le grandissement est estimé à 0,162mm/pixel. Le pas des franges est estimé à 70 pixels ce qui donne 11,33mm. L'éclairage venant de la droite, les franges au niveau de la cale

sont donc déplacées vers la droite. Le décalage des deux profils est estimé 43 pixels ce qui représente 6,96mm. Par conséquent, le déphasage dû à la cale est de $6,96/11,33 \times 2\pi$ soit 3,86rad. Le facteur d'étalonnage K est estimé à $3,86/10,3=0,375\text{rad/mm}$.

4.2. Mesures de déplacement

Pour chaque niveau de centrifugation, variant de 1g à 80g, deux images de la plaque ont été enregistrées. Entre ces deux images, le vérin a été déplacé d'une quantité approximative de 1mm. Les images (Figure 12) montrent les acquisitions et la mesure du déphasage au droit de la plaque (cadre jaune). La valeur du déplacement est calculée en utilisant le facteur d'étalonnage K déterminé auparavant. Le déplacement étant uniforme dans la région considérée (cadre jaune), on donne la moyenne du déplacement dans cette zone et l'incertitude de mesure associée.

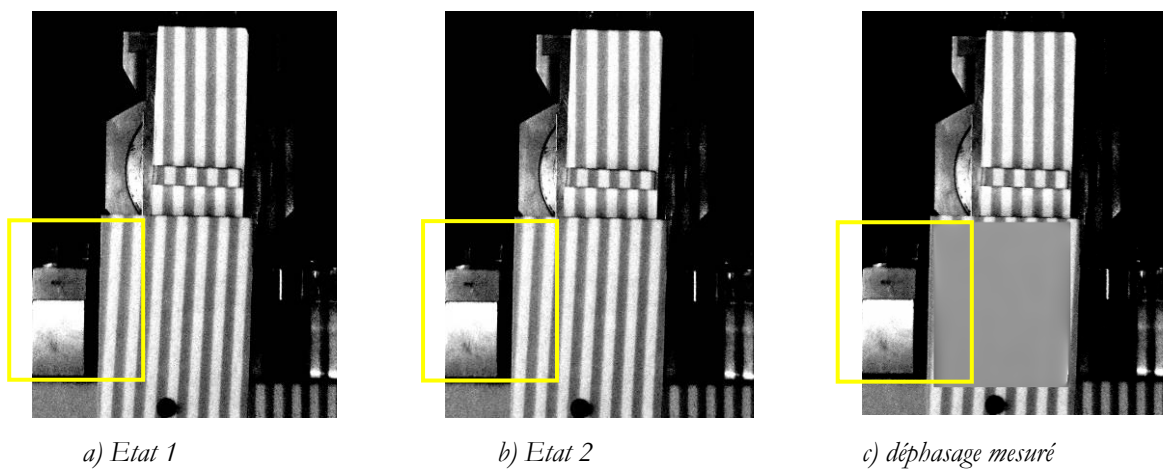


Figure 12 - Images enregistrées à 80g et mesure du déphasage.

Le tableau 2 récapitule les essais réalisés et les mesures effectuées pour chaque niveau de centrifugation. Pour chaque niveau de centrifugation, on donne la mesure du déplacement et sont incertitude. Sur l'ensemble des essais, la valeur moyenne des déplacements est de 1,00mm avec une incertitude moyenne de 0,1mm. L'erreur la plus grande est constatée à un niveau de centrifugation de 80g.

Tableau 2 - Déplacement de la plaque imposé par le vérin et mesuré par lumière structurée pour différents niveaux de centrifugation.

Niveau de centrifugation	D entre Etat2 – Etat1 (mm)		
	D imposé à $\pm 0,1$ (mm)	D mesuré (mm)	u(D) (mm)
80g	+1,0	+1,46	0,12
70g	-1,0	-0,90	0,07
60g	+1,0	+1,03	0,30
50g	-1,0	-0,86	0,06
40g	+1,0	+1,18	0,10
30g	-1,0	-0,97	0,09
20g	+1,0	+0,66	0,05
10g	-1,0	-1,14	0,08
6g	+1,0	+0,80	0,06
1g	-1,0	-1,09	0,10
Valeur absolue de la moyenne des déplacements mesurés		1,00	0,10

Annexe 6

Résultats des essais d'extraction en laboratoire
du modèle d'armature

Les figures 1 à 4 présentent les résultats obtenus pour l'ensemble des essais d'extraction du modèle d'armature réalisés à la boîte de cisaillement modifiée.

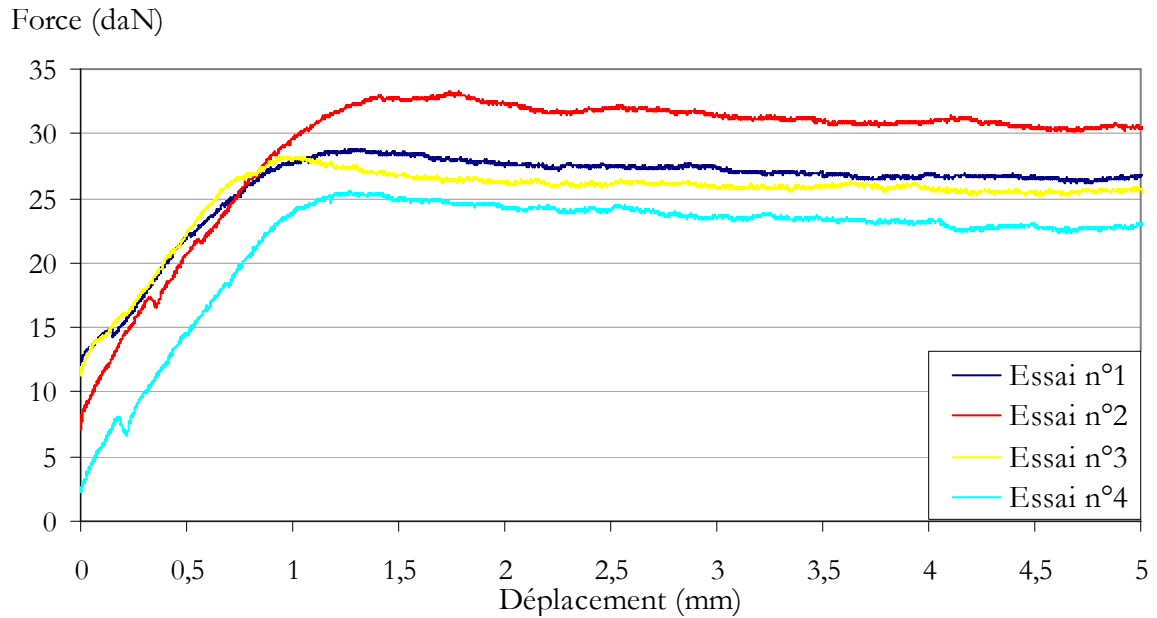


Figure 1 - Résultats des essais d'extraction pour une contrainte verticale de 29 kPa.

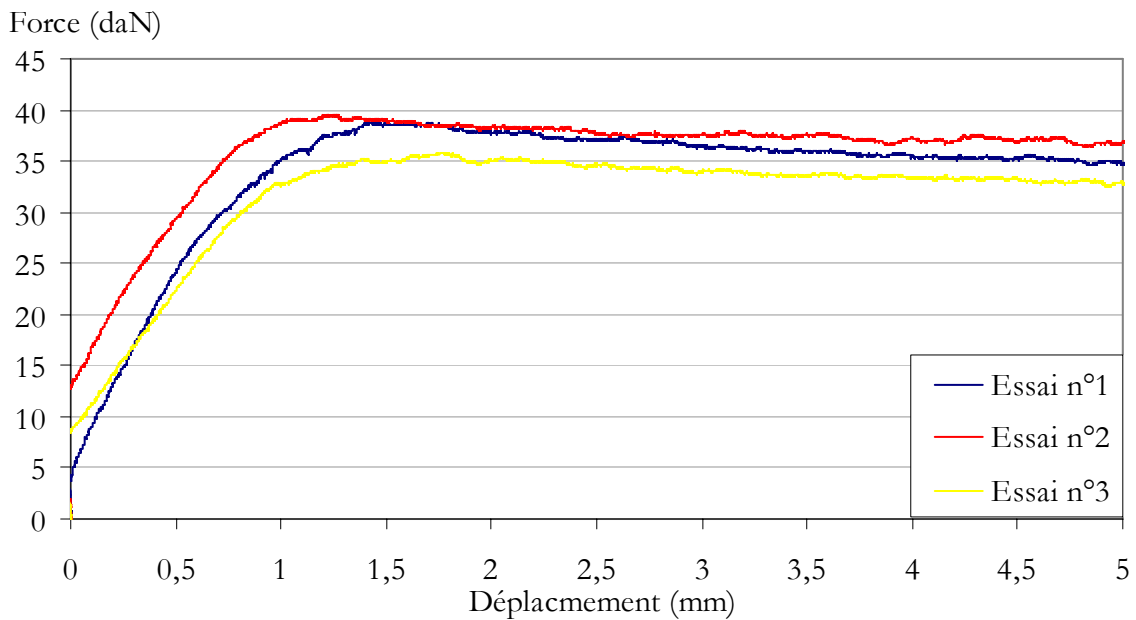


Figure 2 - Résultats des essais d'extraction pour une contrainte verticale de 41 kPa.

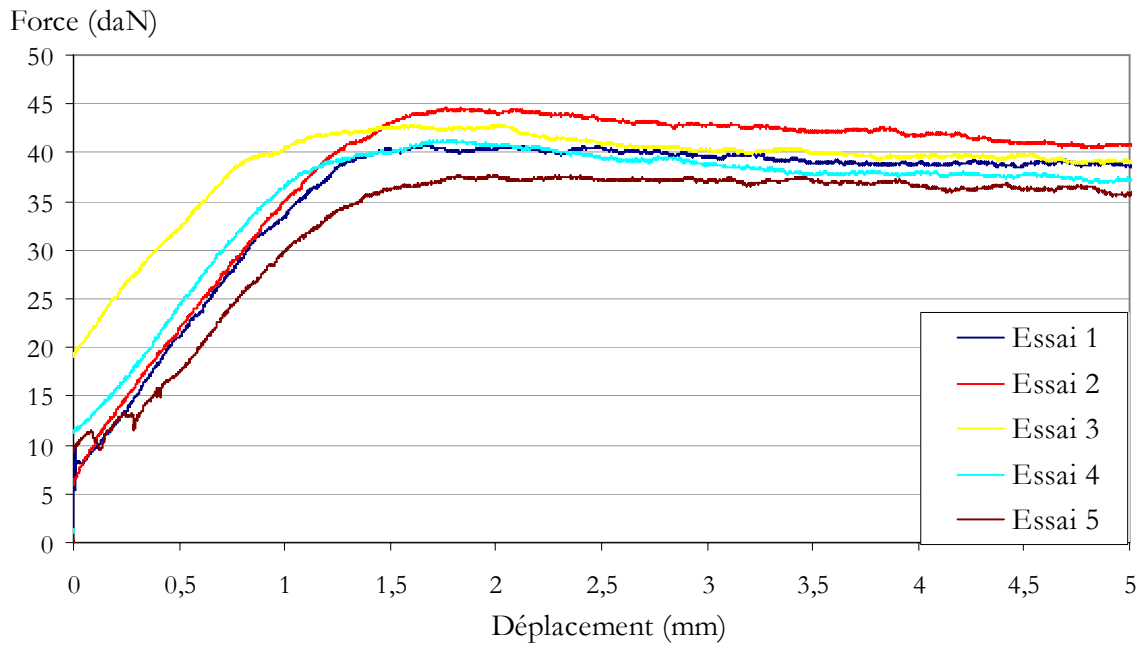


Figure 3 - Résultats des essais d'extraction pour une contrainte verticale de 54 kPa.

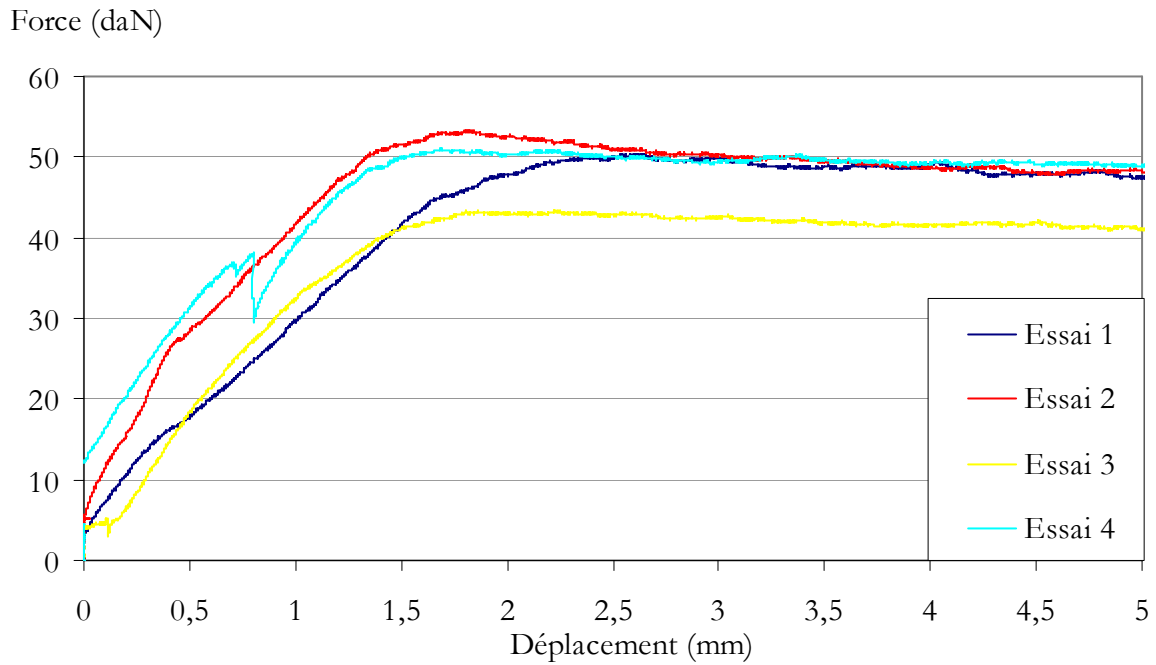


Figure 4 - Résultats des essais d'extraction pour une contrainte verticale de 66 kPa.